



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Vundeerimislahenduste analüüs kahe hoone näitel

Analysis of foundation solutions on the example of two buildings

Magistritöö

Juhendaja/õppejõud: Lehar Leetsaar

Üliõpilane Gerda Tomson
122592 EAEI

Üliõpilase meiliaadress gerdatomson@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: 122592EAEI

Töö vastab magistritööle esitatud nõuetele

..... (juhendaja allkiri ja kuupäev)

Kaitsmisele lubatud: (kuupäev)

Kaitsmiskomisjoni esimees: (allkiri)

ABSTRACT

Tomson, G. Analysis of foundation solutions on the example of two buildings. Master's thesis in one volume. Tartu, 2017, 57 pages, 7 figures, 23 tables. 6 plans on A3 paper, in Estonian.

The aim of this paper is to analyse two buildings that were built using piled foundations and decide whether the original choice is proven to be the right one or would it have been possible to lower building costs by choosing other possible foundation type. Two buildings were chosen- one in Northern Estonia and one in Central Estonia.

All calculations are based on geotechnical investigations. In both cases, foundation design based on bearing capacity calculations and settlement calculations. As a result, both buildings could have been built on a shallow foundation. Northern Estonian building would have cost approximately 31 314 € less and Central Estonian building approximately 36 000 € less than building by the original project using piled foundation.

Keywords: foundation, geotechnical engineering, pile foundation, shallow foundation, building cost, bearing capacity, settlement.

SISUKORD

ABSTRACT	3
TÄHISED JA LÜHENDID	6
SISSEJUHATUS	8
1. HOONE PÕHJA-EESTIS	10
1.1. Ehitusgeoloogilise uuringu aruanne.....	10
1.1.1. Välitöö	10
1.1.2. Pinnamood	10
1.1.3. Geolõige ja pinnaseomadused	10
1.1.4. Pinnasevesi	11
1.1.5. Ehitusgeoloogilised tingimused.....	12
1.2. Projektijärgne vaialus	13
1.3. Ümberprojekteeritud vundament	14
1.4. Üksikvundament	15
1.4.1. Nõrga kihi kontroll üksikvundamendi all.....	18
1.4.2. Pinged ja vajumid üksikvundamendi all.....	21
1.5. Lintvundament	23
1.5.1. Nõrga pinnase kontroll lintvundamendi all	25
1.5.2. Pinged ja vajumid lintvundamendi all	26
2. HOONE KESK-EESTIS	27
2.1. Ehitusgeoloogiliste uuringute aruanne.....	27
2.1.1. Üldosa.....	27
2.1.2. Geoloogilised tingimused.....	28
2.1.3. Pinnasevesi	30
2.1.4. Ehitusgeoloogilised tingimused.....	30
2.2. Projektijärgne vaialus	33
2.3. Ümberprojekteeritud vundament	34
2.4. Lintvundament Kesk-Eesti hoone puhul.....	35
2.4.1. Pinged ja vajumid lintvundamendi all.....	36
2.5. Üksikvundament Kesk-Eesti hoone puhul.....	37
2.5.1. Pinged ja vajumid taldmiku all.....	39
3. Vundamendilahenduste ehitusmaksumuse võrdlus	41
3.1. Põhja-Eesti hoone	41
3.2. Kesk-Eesti hoone	44
KOKKUVÕTE	47
KIRJANDUS	49

LISAD	50
Lisa 1 – Põhja-Eesti hoone vaiagruppide arvutuslikud koormused	51
Lisa 2 – Vundamendi kandevõime tegurid.....	52
Lisa 3 – Tegurid α pinge leidmiseks vundamenditalla keskme all.....	53
Lisa 4 – Kesk-Eesti hoone vaiade normatiivsed koormused.....	54
Lisa 5 – Graafiline osa.....	57

TÄHISED JA LÜHENDID

Ladina suurtähed [1] [2]:

A	vundamendi talla pindala (mm^2)
B	talla laius (mm)
B'	vundamendi efektiivlaius (mm)
E	deformatsioonimoodul (MPa)
G _d	alalise koormuse arvutusväärtus (kN)
G _k	alalise koormuse normväärtus (kN)
K _s	lõiketegur
L	talla pikkus (mm)
L'	vundamendi efektiivpikkus (mm)
N _γ , N _q , N _c	kandevõime tegurid
Q _d	ajutise koormuse arvutusväärtus (kN)
Q _k	ajutise koormuse normväärtus (kN)
R ₂	kandevõime juhul, kui vundament asuks alumisel kihil (süvisega d+h) (kN)
R _k	kandevõime normväärtus (kN)
s	vajum (mm)
S _γ , S _q , S _c	vundamendi talla kujutegurid
V	vertikaalkoormus või vundamendi tallale selle normaali suunas mõjuv kogukoormuse komponent (kN)
V _{1d}	vertikaalkoormus ilma vundamendi omakaaluta (kN)
V _d	V arvutusväärtus (kN)
V _k	V normväärtus (kN)

Ladina väiketähed [1][2]:

a ₁ , a ₃	tegurid talla laiuse arvutuse valemities (kN/m^3)
a ₂ , a ₄	tegurid talla laiuse arvutuse valemities (kN/m^2)
c	nidusus (kPa)

d	vundamendi süvis (mm)
h	vundamendi kõrgus; pinnasekihi paksus (mm)
m	suhteline sügavus, $m=2z/B$
n	talla külgede suhe, $n=L/B$
q_t	tihendav surve (kN/m^2)
q'	arvutuslik efektiivsurve pinnase omakaalust talla sügavusel (kN/m^2)
z	vertikaalmõõt (mm)

Kreeka tähed [1] [2]:

α	rõhujaoitustegur
γ	mahukaal (kN/m^3)
γ_k	vundamendi ja selle tallale jääva pinnase keskmine mahukaal (kN/m^3)
$\gamma_{G;dst}$	ebasoodsa alaliskoormuse osavarutegur
γ_M	arvutusmudeli ebatäpsust arvestav pinnase parameetri osavarutegur
$\gamma_{Q;dst}$	destabiliseeriva muutuvkoormuse osavarutegur
$\gamma_{Q;stb}$	stabiliseeriva muutuvkoormuse osavarutegur
γ_R	kandevõime osavarutegur
γ'	pinnase arvutuslik efektiivmahukaal allpool talda (kN/m^3)
γ_1'	tallast ülespoole jääva pinnase keskmine efektiivmahukaal (kN/m^3)
γ_{1d}'	pinnase keskmine efektiivmahukaal d ulatuses (kN/m^3)
γ_{1h}'	pinnase keskmine efektiivmahukaal h ulatuses (kN/m^3)
φ'	efektiiv-sisehõõrdenurk ($^\circ$)
σ	normaalpinge (kPa)
$\sigma'_{g;z}$	efektiivpinge pinnase omakaalust sügavusel z (kPa)
$\sigma'_{p;z}$	efektiivpinge vundamendist tulenevast koormusest sügavusel z (kPa)

SISSEJUHATUS

Vundament kui väga oluline osa ehitisest moodustab ühtlasi suure osa kogu ehitise maksumusest – 5 kuni 20 %. Üledimensioneeritud vundament põhjustab ehitismaksumuse olulist ja asjatut suurenemist. [3] Vundamendi funktsioon on kanda koormus tema all lasuvale pinnasele. Õigesti projekteeritud vundament teeb seda nii, et samal ajal ei koormata üle ka pinnast. Pinnase üle koormatus võib avalduda suurte vajumite või pinnase purunemise näol, mis võivad omakorda kahjustada hoone ülejäänud konstruktsioone.

Vundament peab olema projekteeritud vastavalt kande- ja kasutuspiiriseisundile – kandevõime on tagatud ja vajumid jäävad lubatud piiridesse. Lahendus peab olema ökonoomne ka rahaliselt. Vundamentide üledimensioneerimisele tuleks Eestis suuremat tähelepanu pöörata. [4]

Ehitise planeerimiseks, projekteerimiseks ning ehitamiseks saadakse lähteandmed ehitusgeoloogilisest uuringust. Selle abil peab olema võimalik määrata kõik tähtsamad pinnaseomadused ning hinnata projekteerimiseks vajalike pinnaseparameetrite normväärtusi [5], samuti määrata vundamendi süvis, pinnasevee olemasolu ja kõikumine, pinnase külmakerkeohtlikkus. Selline teave on põhinõuete täitmiseks tähtsam kui arvutusmudeli ning osavarutegurite täpsus. [1]

Pärast geoloogilise lõike ja pinnase omaduste selgitamist peab vundamendi projekteerija põhjalikult läbi analüüsima kõik vundamendi tüübid, et jõuda kõige ökonoomsema lahenduseni. Sõltuvalt ehitisest ja selle alusest pinnasest, on võimalik kassutada erinevaid tüüpi vundamente alustades madalvundamendist (üksikvundament, lintvundament, plaatvundament) ja lõpetades vaivundamendiga.

Madalvundament on maapinna lähedale rajatud vundament. Madalvundamendi rajamisel olulisemateks punktideks on ohutus ja ühtlane vajumine. Peab olema tagatud, et hoonest mõjuva koormuse kandmisel pinnasele ei toimu pinnase purunemist. Lisaks peab madalvundament tagama hoone ühtlase vajumise lubatud piirides vastavalt hoone kandvale

konstruktsioonitüübile. Madalvundamendi eelised vaivundamendi ees on lihtsam ehitus, väiksem ehitusmaksumus, materjaliks enamasti tänapäeval lihtsasti kättesaadav betoon. Negatiivseks pooleks võib lugeda vajumeid, millele tuleb pöörata suurt tähelepanu. [6]

Madalvundamendist rajatakse üksikvundamendile hoone siis, kui hoonest mõjub üksik koormus ja vundament suudab selle pinnasele kanda nii, et ei toimu selle purunemist. Üksikvundament on välistatud, kui taldmiku laius muutub hoone kandvate konstruktsioonide vahekaugustega võrreldes ebaotstarbekalt suureks. [6]

Magistritöös teostatakse eelpool nimetatud järjekorras arvutused kande- ja kasutuspiiriseisundi kontrollimiseks eri tüüpi vundamendite puhul. Saadud tulemusi analüüsitakse, arvutatakse hinnanguline maksumus ja võrreldakse projektijärgse vundeerimislahenduse maksumusega.

Valituks osutunud hooned on viimase kolme aasta jooksul projekteeritud ja ehitatud erinevate inseneribüroode poolt. Mõlemad hooned on rajatud vaivundamendile. Esimene hoone asub Põhja-Eestis. Antud hoone puhul on tegemist Eestis tihti ette tuleva pinnaseolukorraga, kus kahe tugevama pinnasekihi vahel lasub nõrk savipinnas. Kontrollitakse, kas nõrk kiht saab kande- ja kasutuspiiriseisundis määravaks. Nõrkades pinnastes võivad taldmiku suurused muutuda nii suureks, et nende rajamine ei oleks majanduslik otstarbekas.

Teine hoone asub Kesk-Eestis. Ehitusgeoloogilisest uuringust selgub, et hoone all lasub heade omadustega pinnas, kuid rajatava hoone alla jääb vana hoone süvend, mis tuleb suuremahuliselt täita ja korralikult tihendada. Eeldatav vaivundamendile rajamise põhjus on tagasitäitest ebaühtlaste vajumite tekkimise kahtlus.

Mõlema hoone puhul on ehitusgeoloogilise uuringu lõpus antud soovitus rajada hoone vaivundamendile, kuid kontrollimata ei saa jätta hoone madalvundamendile rajamise võimalust.

1. HOONE PÕHJA-EESTIS

1.1. Ehitusgeoloogilise uuringu aruanne

1.1.1. Välitöö

Välitöö toimus 06. oktoobril 2014. aastal. Agregaadiga Geotech-604D puuriti vibropuurimise meetodil 6,7 ja 7,6 m sügavused puuraugud. Geoloogilise löike täpsustamiseks ja pinnaseomaduste määramiseks tehti seadmega DPSHA 11 m sügavune löökpenetratsioon. Uuringupunktid seoti plaanis kohaliku situatsiooniga ja kõrguses maapinna kindelpunktiga (Aj.RP), mille abs. kõrgus 38,22 m saadi maa-ala plaanilt. [7]

1.1.2. Pinnamood

Uuringuala paikneb Põhja-Eesti tasandikul, Nõmme-Männiku liiviku servaalal, kus maapinna absoluutsed kõrgused on 38 m lähedal. [7]

1.1.3. Geolõige ja pinnaseomadused

Aluspõhi, mis avaneb Ülem-Ordoviitsiumi Kahula kihistu savika lubjakivi ja mergliga (kiht 7), jääb maapinnast 11 m sügavusele, absoluutsele kõrgusele 27 m. Pinnakatte moodustab moreen, mis on kaetud merelise savi ja liivaga. Pindmiseks kihiks on täitepinnasega segunenud muld (joonis 1). [7]

Muld (kiht 1) on esimese puuraugu piirkonnas segunenud täitepinnasega, teise puuraugu piirkonnas aga turbaga. Mullakihi paksus on 0,5 m. [7]

Peenliiv (kiht 2) lamab vahetult mulla all 1,9...2,1 m paksuse kihina. Liiv on kesktihe. Löökpenetratsiooniga määratud keskmine korrigeeritud löökide arv $N_{red}=5$ ja keskmine dünaamiline eritakistus $q_d=4$ MPa. [7]

Keskplastne rohke liivaga savi (kiht 3) on liiva lamamiks. Savi on halli värvi ja pehme konsistentsiga, keskmine looduslik veesisaldus $W_n=44,9$ %. Löökpenetreerimisel vajub koonus vasara raskuse mõjul pinnasesse. Kihi paksus on kuni 0,8...1,8 m. [7]

Peenliiv (kiht 4) on savi lamamiks. Liiv on kohev, kohati savikas. Löökpenetratsiooniga määratud keskmine korrigeeritud löökide arv $N_{red}=2$ ja keskmine dünaamiline eritakistus $q_d=1,5$ MPa. Kihi paksus on 1,3...3,7 m. [7]

Moreen (kiht 5) koosneb voolava konsistentsiga väheplastsest liivasest savimõllist, milles on lubjakivi klibu ja lahmakaid 30...40 %. Löökpenetratsiooniga määratud keskmine korrigeeritud löökide arv $N_{red}=5$ ja keskmine dünaamiline eritakistus $q_d=4$ MPa. Kihi paksus on kuni 3,8 m. [7]

Pinnaste normnäitajad on toodud tabelis 1. Savipinnaste näitajad on antud varasemate uuringute laboriteimide ja välikatsete põhjal, kasutades pinnaste loodusliku veesisalduse korrelatsioone. Liiva ja moreeni puhul lähtuti löökpenetreerimise tulemustest. [7]

Tabel 1. Pinnase normatiivsed näitajad Põhja-Eesti hoone puhul [7]

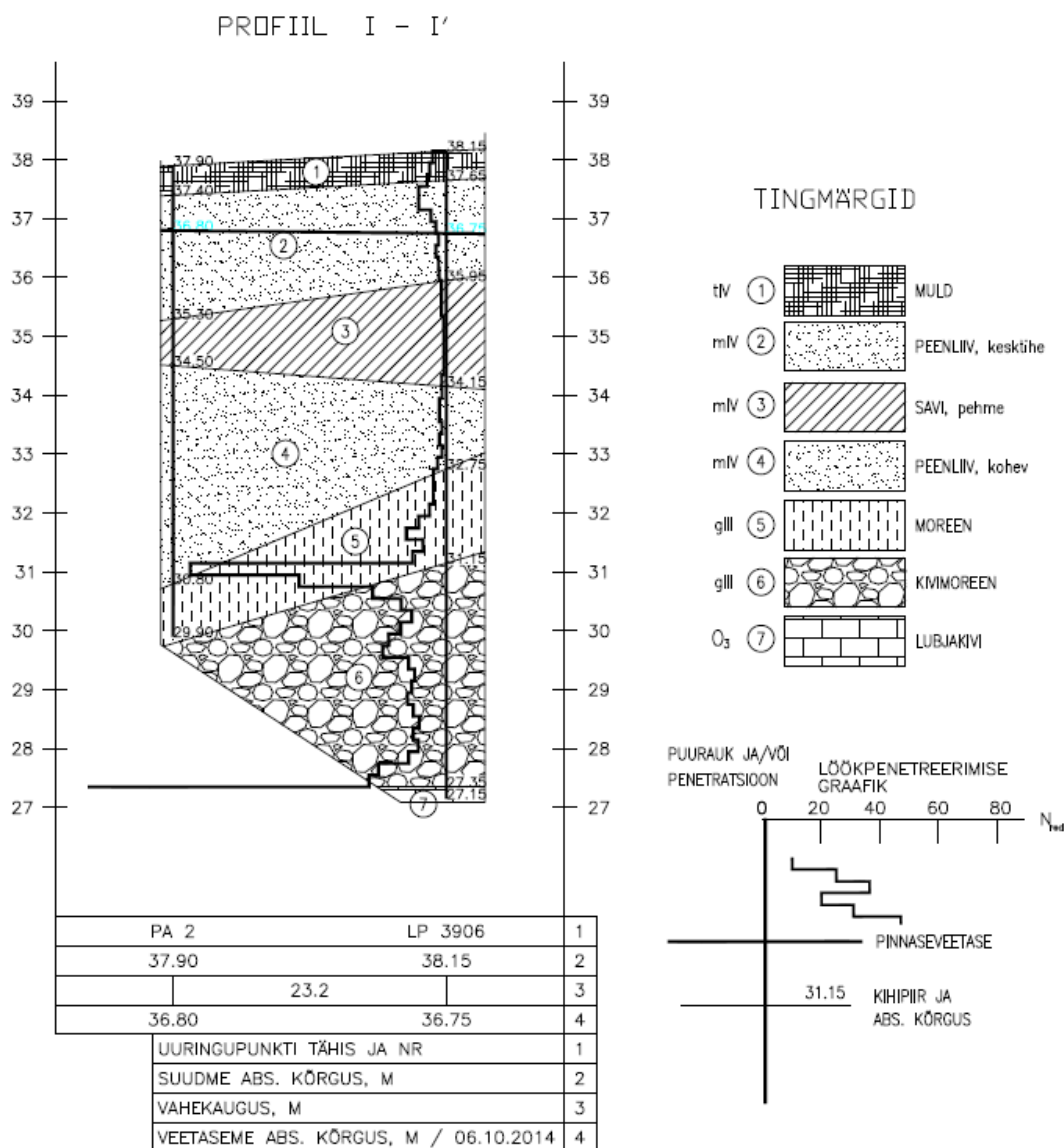
Kiht	Pinnas	N_{red}	γ (kN/m ³)	E (MPa)	k (m/ööp)	c (kPa)	ϕ (kraad)
1	Muld	-	17	-	-	-	-
2	Peenliiv, kesktihe	5	19,5	15	2	0	33
3	Savi	-	17	1	0,001	15	15
4	Peenliiv, kohev	2	19	8	2	0	30
5	Moreen	5	20	12	0,1	5	29
6	Kivimoreen	12	21	30	0,5	5	34
7	Lubjakivi	-	25	-	5-10	-	-

1.1.4. Pinnasevesi

Välitöö ajal oktoobris, mil veeseis on lähedane aasta keskmisele, oli pinnasevesi 1,1...1,4 m sügavusel maapinnast, absoluutsel kõrgusel 36,8 m. Maksimaalne veetase võib tõusta ligikaudu 1 m kõrgemale. [7]

1.1.5. Ehitusgeoloogilised tingimused

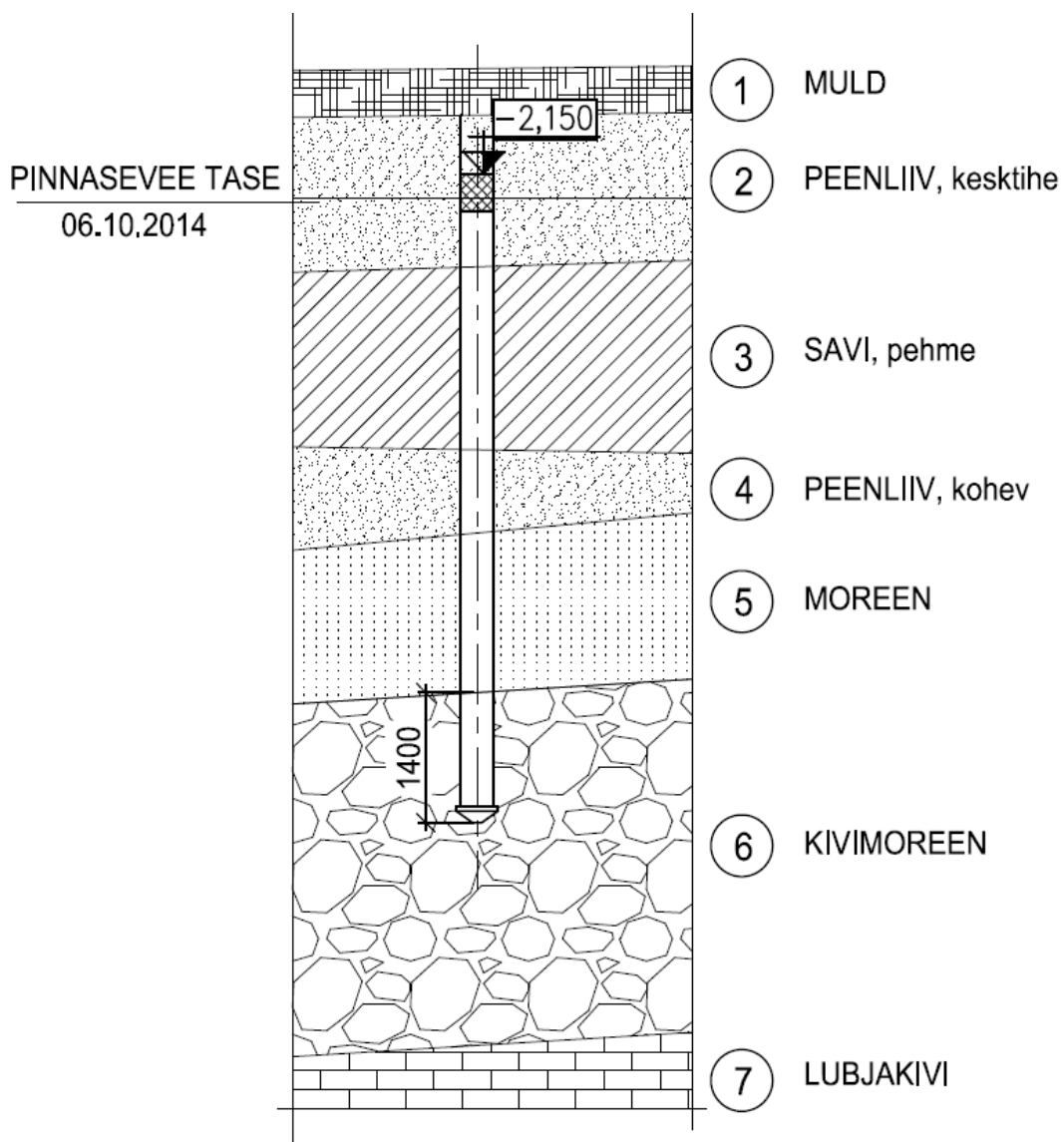
Ehitusgeoloogilised tingimused on keerulised. Õhukese, 1,7...2,1 m paksuse, kesktiheda liivakihi all levib nõrk savipinnas (kiht 4), mille lamamiks on kohev liiv. Sellistes tingimustes võiks olla otstarbekas hoone projekteerida vaiadele. Vaiad tuleks süvistada kivimoreeni (kiht 6), kus vaia kandevõime arvutamisel tuleks lähtuda vaiaotsa normvastupanust (q_{bk}) 6000 kN/m² ja vaiakülje keskmisest vastupanust (q_{sk}) 20 kN/m². Aluspõhjani (kiht 7) süvistatud vaiade kandevõime sõltub vaia tugevusest. [7]



Joonis 1. Pinnase geoloogiline lõige Põhja-Eesti hoone puhul [7]

1.2. Projektijärgne vaialus

Vaiad on läbimõõduga 350 mm ning otsikuga 450 mm raudbetoonist kohtvaiad. Vaiade betooni tugevusklass on C30/37, keskkonnatingimus XC3, keskkonnaklass XF2, külmakindlus KK2. Vaiad on süvistatud muutliku lasuvussügavusega kivimoreeni (kiht 6) 1400 mm ulatuses (joonis 2). Projektis on kokku 78 vaia, mille pikkused varieeruvad 6,7 m kuni 8,6 m. [8] Vaiaplaan on toodud lisa 5 (joonis 1).



Joonis 2. Projektijärgse vaia paiknemine geolöikel [8]

1.3. Ümberprojekteeritud vundament

Lõputöös käsitletavat hooneid kuuluvad EVS-EN 1997-1:2005+A1:2013 standardi järgi geotehnilise kategooria 2 alla (tavalised ehitised ja vundamendid, millega ei kaasne ebanormaalselt suur risk, erakordselt rasked pinnasetingimused või suured koormused). Geotehnilise keerukuse aste tuleb määrata, et selgitada uuringute ja arvutusmodelite vajalik tase. Lihtsamate ehitiste ja pinnasetingimuste korral või kasutada ka lihtsamaid uurimis- ja projekteerimismeetodeid. Teise kategooria alla kuuluvate ehitiste projekteerimisel on vajalikud kvantitatiivsed geotehnilised alusandmed ja nendel põhinevad arvutused. Mille leidmiseks võib kasutada tavapäraseid labori- ja väliuuringuid ning projekteerimis- ja ehitusmeetodeid. [1]

Põhja-Eesti hoone puhul tuleb madalvundament rajada kesktiheda peenliiva kihti, mis on pinnase omaduste poolest esimene kandev kiht. Peenliiva kihi all lasub nõrk savipinnas. Vundamendi süviseks valitakse $d=1,7$ m, mis jääb külmumispiirist allapoole, kuid pinnasevee tasemest kõrgemale. Madalvundamendi kasutamise võimaluse selgitamiseks määratakse talle vajalikud mõõtmed enimkoormatud osa jaoks ja arvutatakse selle vajum. [3]

Madalvundamendi kandevõime dreenuitud tingimustes arvutatakse järgneva valemiga [2]:

$$R_d = \frac{A'(0,5\gamma' B' N_{\gamma} s_{\gamma} + q' N_q s_q + c' N_c s_c)}{\gamma_R} \quad (1)$$

kusjuures peab olema täidetud tingimus:

$$V_d \leq R_d$$

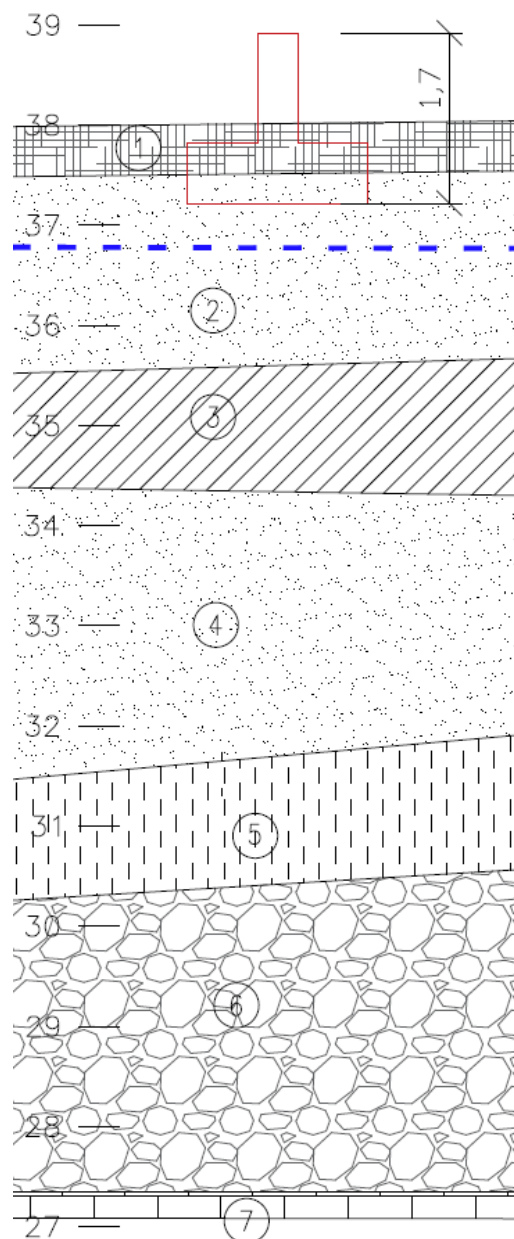
Koormus mõjub tsentriliselt, seega $B'=B$ ja $L'=L$.

Põhja-Eesti hoone vundamendi kandevõime ja vajumite arvutustes kasutatakse konstruktiivse projekti vaiaplaanil esitatud vaiagruppide arvutuskooormusi (lisa 1).

Maksimaalne koormus asub telgedes „12/1“ ja „DD“. Telgede paiknemine on toodud vaiaplaanil (lisa 5, joonis 1).

1.4. Üksikvundament

Üksikvundamendi arvutus toimub suurima vertikaalselt mõjuva koormuse $V_1=2333,2$ kN juures. Vundamendi taldmik toetub kesktiheda peenliiva kihile, pinnasevesi jääb taldmiku alumisest pinnast madalamale (joonis 3).



Joonis 3. Madalvundamendi paiknemine geolõikel. Madalvundament on projekteeritud 1,7 m sügavusele planeeritavast maapinnast, taldmik toetub peenliiva kihti, pinnaseveest kõrgemal.

Kandevõime arvutused sisaldavad osavarutegureid. EVS-EN 1997-1:2005+A1:2013 rahvusliku lisa järgi peaks Eestis kasutama teist arvutusvarianti, mille korral rakendatakse osavarutegurid koormustulemile ja pinnase kandevõimele.

Vundamendi kandevõime osavarutegur γ_R leitakse tabelist 2. Teise arvutusvariandi järgi on kandevõime osavarutegur purunemisele (tabelis R2) $\gamma_R=1,5$.

Tabel 2. Vundamendi kandevõime osavarutegur γ_R väärtused [1]

Kandevõime	Tähis	Komplekt		
		R1	R2	R3
Purunemisele	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,5	1,1
Lihkele	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,2	1,0

Pinnase omakaalust tingitud efektiivpinge talla tasandis q' :

$$q' = 0,9 \times 20 + 0,5 \times 17 + 0,3 \times 19,5 = 32,35 \text{ kN/m}^2$$

Pinnase kandevõime tegurid sõltuvalt sisehõrdenurgast $\varphi=33^\circ$ (lisa 2) [2]:

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

Talla kuju arvestavad tegurid dreenitud tingimustes, arvestades, et $B=L$ [1]:

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \times B'/L' = 1 - 0,3 \times 1 = 0,70$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \times B'/L' = 1 + \sin 33^\circ \times 1 = 1,54$$

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1) = (1,54 \times 26,09 - 1) / (26,09 - 1) = 1,56$$

Tsentraalselt koormatud ruudukujulise tallaga üksikvundamendi talla mõõtmete määramine dreenitud tingimustes leitakse kuupvõrrandist [2]:

$$a_3 B^3 + a_4 B^2 - V_1 = 0$$

$$\text{kus } a_3 = 0,5 \gamma' N_\gamma s_\gamma / \gamma_R = 0,5 \times 19,5 \times 32,59 \times 0,70 / 1,5 = 148,28 \text{ kN/m}^3$$

$$a_4 = (q' N_q s_q + c' N_c s_c) / \gamma_R - d_k \gamma_k \gamma_G = (32,35 \times 26,09 \times 1,54 + 0) / 1,5 - 1,4 \times 22 \times 1,2 = 829,56 \text{ kN/m}^2$$

Kuupvõrrandit saab lahendada järkjärgulise lähenemise teel. Selleks kasutatakse võrrandit kujul [2]:

$$B_{i+1} = \sqrt{\frac{V_1}{a_3 B_i + a_4}} \quad (2)$$

kus B_i on algne lahend ja B_{i+1} täpsustatud lahend. Järgmisel iteratsioonisammul võetakse täpsustatud lahend alglahendiks. Esimesel sammul võib alglahendiks võtta [2]:

$$B_1 = \sqrt{\frac{V_1}{a_4}} = \sqrt{\frac{2333,2}{829,6}} = 1,68 \text{ m}$$

Vastavalt valemile (2):

$$B_2 = \sqrt{\frac{2333,2}{148,3 \times 1,68 + 829,6}} = 1,47 \text{ m}$$

$$B_3 = \sqrt{\frac{2333,2}{148,3 \times 1,47 + 829,6}} = 1,49 \text{ m}$$

$$B_4 = \sqrt{\frac{2333,2}{148,3 \times 1,49 + 829,6}} = 1,49 \text{ m}$$

Ümardades valitakse taldmiku laiuseks $B=1,5 \text{ m}$.

Lõputöös on kasutatud koormuste osavarutegureid vastavalt EVS-EN 1997-1:2005+A1:2013 rahvuslikule lisale (tabel 3). Selle järgi on koormuste osavarutegurid alalisel ebasoodsal koormusel $\gamma_G=1,2$ ning muutuv alalisel ebasoodsal koormusel $\gamma_Q=1,5$.

Tabel 3. Koormuste või koormustulemite osavarutegurid [9]

Koormus		Tähis	Komplekt	
			A1	A2
Alaline	Ebasoodus	γ_G	1,2	1,0
	Soodus		1,0	1,0
Muutuv	Ebasoodus	γ_Q	1,5	1,3
	Soodus		0,0	0,0

Täpsustatud vundamendi kaal, kui eeldatav taldmiku paksus on 0,6 m ja posti küljed 0,4 m:

$$G_{\text{tald}} = 1,5^2 \times 0,6 \times 25 = 33,8 \text{ kN}$$

$$G_{\text{post}} = 0,4^2 \times 1,1 \times 25 = 4,4 \text{ kN}$$

$$G_{\text{pinna}} = (1,5^2 - 0,4^2) \times 1,1 \times 20 = 46,0 \text{ kN}$$

$$G_{\text{vund}} = 33,8 + 4,4 + 46,0 = 84,2 \text{ kN}$$

$$V_d = V_1 + G_{\text{vund}} \gamma_{G,\text{dst}} = 2333,2 + 84,2 \times 1,2 = 2434 \text{ kN}$$

Kandevõime kontroll valemi (1) järgi:

$$R_d = \frac{1,5^2 (0,5 \times 19,5 \times 1,5 \times 32,59 \times 0,70 + 32,35 \times 26,09 \times 1,54 + 0)}{1,5} = 2450 \text{ kN}$$

$$V_d = 2434 \text{ kN} < R_d = 2450 \text{ kN}$$

Tugevustingimus on täidetud, seega kandevõime on tagatud.

1.4.1. Nõrga kihi kontroll üksikvundamendi all

Ebaühtlasel pinnasel paikneva vundamendi kandevõime võib võrreldes ühtlasel pinnasel paikneva vundamendiga olla olenevalt kihtide asendist ja omadustest väiksem või suurem.

Tähtsamad praktikas esinevad juhud on järgmised:

- 1) vahetult talla all lasub suhteliselt tugev pinna, mille all nõrgem (näiteks liiva all nõrk savi);
- 2) vahetult talla alla lasub nõrgem pinna kui selle all olev kiht;

3) talla all lasub üksikutest suhteliselt õhukestest kihtidest koosnev pinnas, mille tugevus erineb väikestes piirides. [2]

Antud objekti puhul kehtib esimene juht, kahe tugevama liivakihi vahel lasub nõrk savipinnas. Vundamendi kandevõime koosneb nõrgema alumise kihi kandevõimest ja ülemise tugevama kihi läbilõikamiseks vajalikust jõust. [2]

Nõrgema kihi tugevust üksikvundamendi puhul saab kontrollida valemiga 3:

$$R_d = R_2 + \frac{h(B' + L')[2c_1' + (h\gamma'_{1h} + 2d\gamma'_{1d})K_s \tan\varphi']}{\gamma_R} - hB'L'\gamma'_{1h}\gamma_{G,dst} \quad (3)$$

Täidetud peab olema tingimus, et nõrgema kihi tugevus ei tohi olla suurem ülemise (kandva) kihi tugevusest.

Täpsustatud vundamendi kaal, kui eeldatav taldmiku paksus on 0,6 m, posti küljed 0,4 m ning B=1,5 m ning vundamendi süvis on 3,3 m (d=1,7 m, h=1,6 m):

$$G_{\text{tald}} = 1,5^2 \times 0,6 \times 15,2 = 20,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{post}} = 0,4^2 \times 2,1 \times 25 + 0,4^2 \times 0,6 \times 15,2 = 9,9 \text{ kN}$$

$$G_{\text{pinnas}} = (1,5^2 - 0,4^2) \times (0,9 \times 20 + 0,5 \times 17 + 0,7 \times 19,5 + 0,6 \times 9,7) = 96,1 \text{ kN}$$

$$G_{\text{vund}} = 20,5 + 9,9 + 96,1 = 126,5 \text{ kN}$$

$$V_d = V_1 + G_{\text{vund}} \gamma_{G,dst} = 2333,2 + 126,5 \times 1,2 = 2485 \text{ kN}$$

Pinnase kandevõime tegurid sõltuvalt sisehõrdenurgast $\varphi = 15^\circ$ (lisa 2) [2]:

$$N_\gamma = 1,58 \quad N_q = 3,94 \quad N_c = 10,93$$

Talla kuju arvestavad tegurid dreenitud tingimustes, arvestades, et B=L [1]:

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \times B'/L' = 1 - 0,3 \times 1 = 0,70$$

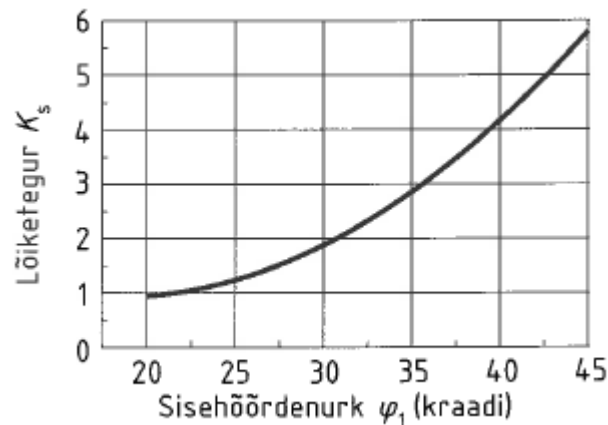
$$s_q = 1 + \sin\varphi' \times B'/L' = 1 + \sin 15^\circ \times 1 = 1,26$$

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1) = (1,26 \times 3,94 - 1) / (3,94 - 1) = 1,35$$

$$R_2 = \frac{1,5 \times 1,5 (0,5 \times 17 \times 1,5 \times 1,58 \times 0,7 + 32,35 \times 3,94 \times 1,26 + 15 \times 10,93 \times 1,35)}{1,5} = 594 \text{ kN}$$

Lõiketeguri K_s väärtuse sisehõõrdenurga järgi saab leida nii arvutuslikult kui jooniselt (joonis 4).

$\varphi = 33^\circ$, seega $K_s = 2,5$



Joonis 4. Lõiketegur K_s leidmine sisehõõrdenurga järgi [2]

Arvutuslikult [3]:

$$K_s = 3 - 0,23\varphi + 0,0065\varphi^2 = 3 - 0,23 \times 33 + 0,0065 \times 33^2 = 2,4885 \approx 2,5$$

Nõrga kihi tugevuse kontroll valemi (3) järgi:

$$R_d = 594 + 1,6 \times 2 \times 1,5 \times \frac{[0 + (1,2 \times 9,7 + 0,4 \times 19,5 + 2 \times 32,35) \times 2,5 \times \tan 33^\circ]}{1,5} - 1,6 \times 1,5^2 \times 9,7 \times 1,2 = 1208 \text{ kN}$$

$$1208 \text{ kN} < 2450 \text{ kN}$$

Tugevustingimus on täidetud.

1.4.2. Pinged ja vajumid üksikvundamendi all

Vundament peab olema projekteeritud nii, et hoonest tulenev koormus kanduks pinnasesse ühtlaselt. Ebaühtlaste vajumite korral võib kannatada hoone välisilme või võivad tekkida tõsised probleemid kandvate konstruktsioonidega.

Käesolevas töös arvutatakse pinged ja vajumid taldmiku all summeerimismeetodiga. Summeerimismeetodi puhul sõltub pinnase deformatsioon vaid vertikaalsest normaalpingest ning eeldatakse, et vundamendil puudub jäikus. [3]

Kasutuspiiriseisundi tekkimist välditakse kogemuste ja teoreetiliste kaalutluste põhjal leitud vajumite ja vajumierimite piirväärtustega. Kasutuspiiriseisundeid kontrollitakse normkoormuste järgi. [9]

Põhja-Eesti hoone puhul on lähteandmetes esitatud ainult arvutuskoormused, mille tõttu on vajumite arvutamisel esitatud koormusväärtusi 25 % vähendatud.

Summeerimismeetodi puhul sõltub pinnase deformatsioon ainult vertikaalsest normaalpingest ja pinged arvutatakse pinnases talla keskpunkti all. Tegelikud erinevate omadustega pinnasekihid jagatakse elementaarkihtideks, mille paksus peaks vajaliku summeerimistäpsuse saavutamiseks olema talla laiuse sügavuseni 0,2-0,3 B, sügavuse juures B kuni 3B 0,4-0,6B ja sügavamate kihtide korral $\sim B$. [2]

Esmalt arvutatakse vundamendi koormusest põhjustatud tihendav vertikaalpinge elementaarkihtide eralduspindadel [2]:

$$\sigma'_{pz} = \alpha q_t, \quad (4)$$

kus $q_t = V_d/B - q'$

α väärtus võetakse tabelist (lisa 3) olenevalt vaadeldava punkti suhtelisest sügavusest $m = 2z/B$ ja talla külgede suhtest $n = L/B$. [2]

Iga elementaarkihi deformatsioon arvutatakse järgneva valemiga [2]:

$$s_i = \frac{\sigma'_{pzi} \Delta h_i}{E_i} \quad (5)$$

Pinged tuleb määrata aktiivsooni sügavuseni, mis leitakse kui sügavus, kus vundamendile mõjuva koormuse põhjustatud lisapinge σ'_{pz} on viis korda väiksem pinnase omakaalu pingest σ'_{gz} . [10]

Seejärel leitakse vajum elementaarkihtide deformatsioonide summana [2]:

$$s = \sum_{i=1}^{i=j} s_i \quad (6)$$

Saadud summaarset vajumit võrreldakse EVS-EN 1997-1:2005+A1:2013 rahvuslikus lisas toodud vajumi piirväärtusega (tabel 4). Antud hoone puhul on tegemist raudbetoonkarkassiga ehitisega, mille maksimaalne summaarne vajum võib olla kuni 8 cm.

Tabel 4. Vajumite piirväärtused erinevat liiki ehitiste puhul [9]

Ehitise liik	θ	ω	$s_k, (s_{max})$ (cm)
Raudbetoonkarkassiga ehitised	0,002	-	(8)
Teraskarkassiga ehitised	0,004	-	(12)
Kandvate paneelseintega ehitised	0,0016	0,005	10
Tellis- ja plokkseintega ehitised	0,002	0,005	10
Armatuur- või raudbetoonvöödega tugevdatud tellis- ja plokkseintega ehitised	0,0024	0,005	15
Staatiliselt määratud konstruktsiooniga ehitised	0,006	-	(15)
Jäigad kuni 100 m kõrgused ehitised, v.a korstnad	-	0,004	20
Kuni 100 m kõrgused korstnad	-	0,005	40

Üksikvundamendi taldmiku $B=1,7$ m elementaarkihtide summaarne vajum on esitatud tabelis 5.

Tabel 5. Taldmiku B=1,5 m vajum elementaarkihtide kaupa.

m	z (m)	α	σ_{pz} (kPa)	σ_{gz} (kPa)	$0,2\sigma_{gz}$ (kPa)	s_i (m)
0,00	0,00	1,00	252,78	32,35	6,47	0,000
0,60	0,45	0,91	229,25	41,13	8,23	0,007
1,13	0,85	0,67	169,85	45,00	9,00	0,005
1,67	1,25	0,46	117,09	48,88	9,78	0,004
2,20	1,65	0,32	81,68	52,75	10,55	0,003
3,07	2,30	0,19	48,53	57,43	11,49	0,016
3,93	2,95	0,13	31,62	62,10	12,42	0,026
5,04	3,78	0,08	20,22	69,73	13,95	0,001
6,15	4,61	0,06	13,92	77,36	15,47	0,002

$$\Sigma s_i = 0,064 \text{ m}$$

Summaarne vajum tuleb antud tingimustes 0,064 m, mis on alla piirväärtuse (0,080 m). Suurim deformatsioon toimub savikihis, kokku 0,420 m.

1.5. Lintvundament

Lintvundament arvutatakse maksimaalselt koormatud lõigul telgedes „12/1“ ja „DD“, mille puhul vertikaalselt mõjub jaotatud koormus $V_1=388,9$ kN/m. Kandevoime ja vajumid arvutatakse ühe meetri pikkusele lõigule. Kõik pinnase omadused jäävad samaks nagu eelneva üksikvundamendi arvutuse puhul.

Tsentriselt koormatud lintvundamendi talla laius drenitud tingimustes leitakse järgneva valemiga [2]:

$$B = \frac{\sqrt{a_2^2 + 4a_1V_1} - a_2}{2a_1} \quad (7)$$

kus $a_1=0,5\gamma'N_q/\gamma_R=0,5 \times 19,5 \times 32,59/1,5=211,8$ kN/m³

$$a_2=(q'N_q+c'N_c)/\gamma_R-d_k\gamma_k\gamma_G=(32,35 \times 26,09+0)/1,5-1,7 \times 22 \times 1,2=517,8$$
 kN/m²

Talla laius valemi (7) järgi:

$$B = \frac{\sqrt{517,8^2 + 4 \times 211,8 \times 388,9} - 517,8}{2 \times 211,8} = 0,60 \text{ m}$$

Taldmiku laiuseks valitakse $B=0,60$ m.

Täpsustatud vundamendi kaal, kui taldmiku eeldatav paksus on 0,6 m ja seina paksus 0,4 m:

$$G_{\text{tald}} = 0,6 \times 0,6 \times 25 = 9,0 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{sein}} = 0,4 \times 1,1 \times 25 = 11,0 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{pinnas}} = (0,6 - 0,4) \times 1,1 \times 20 = 4,4 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{vund}} = 9,0 + 11,0 + 4,4 = 24,4 \text{ kN/m}$$

$$V_d = V_1 + G_{\text{vund}} \gamma_{G,\text{dst}} = 388,9 + 24,4 \times 1,2 = 418,2 \text{ kN/m}$$

Talla kuju arvestavad tegurid dreenitud tingimustes [1]:

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \times B'/L' = 1 - 0,3 \times 0,6/1 = 0,82$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \times B'/L' = 1 + \sin 33^\circ \times 0,6/1 = 1,32$$

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1) = (1,32 \times 26,09 - 1) / (26,09 - 1) = 1,33$$

Kandevõime kontroll valemi (1) järgi:

$$R_d = \frac{0,6 \times (0,5 \times 19,5 \times 0,6 \times 32,59 \times 0,82 + 32,35 \times 26,09 \times 1,32 + 0)}{1,5} = 442,0 \text{ kN/m}$$

$$R_d = 442,0 \text{ kN/m} > V_d = 418,2 \text{ kN/m}$$

Tugevustingimus on täidetud, seega on kandevõime tagatud.

1.5.1. Nõrga pinnase kontroll lintvundamendi all

Pinnase omadused on samad nagu eelnenud üksikvundamendi nõrga pinnase kontrolli puhul lehekülgedel 18-20.

Lintvundamendi puhul leitakse pinnase tugevus valemiga [2]:

$$R_d = R_2 + \frac{h[2,0c'_1 + (h\gamma'_{1h} + 2d\gamma'_{1d})K_s \tan\varphi']}{\gamma_R} - hB'\gamma'_{1h}\gamma_{G.dst} \quad (8)$$

Täpsustatud vundamendi kaal, kui taldmiku eeldatav paksus on 0,6 m, seinapaksus 0,4 m, taldmiku laius 0,6 m ning vundamendi süvis on 3,3 m (d=1,7 m, h=1,6 m):

$$G_{\text{tald}} = 0,6 \times 0,6 \times 15,2 = 5,5 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{post}} = 0,4 \times 2,1 \times 25 + 0,4 \times 0,6 \times 15,2 = 24,7 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{pinna}} = (0,6 - 0,4) \times (0,9 \times 20 + 0,5 \times 17 + 0,7 \times 19,5 + 0,6 \times 9,7) = 9,2 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{vund}} = 5,5 + 24,7 + 9,9 = 40,1 \text{ kN/m}$$

$$V_d = V_1 + G_{\text{vund}}\gamma_{G.dst} = 388,9 + 40,1 \times 1,2 = 437,0 \text{ kN/m}$$

$$R_2 = \frac{0,6(0,5 \times 17 \times 0,6 \times 1,58 \times 0,7 + 32,35 \times 3,94 \times 1,26 + 15 \times 10,93 \times 1,35)}{1,5} = 155 \text{ kN/m}$$

Kandevõime kontroll valemi (8) järgi:

$$R_d = 155 + \frac{1,6[2,0 \times 0 + (1,2 \times 9,69 + 0,4 \times 19,5 + 2 \times 32,35) \times 2,5 \times \tan 33^\circ]}{1,5} - 1,6 \times 0,6 \times 9,7 \times 1,2 = 276 \text{ kN/m}$$

$$442 \text{ kN/m} > 276 \text{ kN/m}$$

Ülemise pinnasekihi tugevus on väiksem alumise (nõrgema) pinnasekihi tugevusest, seega on tugevustingimus täidetud.

1.5.2. Pinged ja vajumid lintvundamendi all

Lintvundamendi pinged ja vajumid arvutatakse analoogse arvutuskäigu põhjal nagu esitatud lehekülgedel 21-23.

Taldmiku $B=0,6$ m elementaarkihtide summaarne vajum on esitatud tabelis 6. Summaarne vajum tuleb antud tingimustes $0,050$ m, mis jääb etteantud piirväärtusest ($0,080$ m) väiksemaks ning seega täidab kasutuspiirseisundi tingimust. Suurim deformatsioon toimub savikihis, kokku $0,031$ m. Võrreldes üksikvundamendiga on lintvundamendi puhul savikihi deformatsioon vähenenud.

Tabel 6. Taldmiku $B=0,6$ m vajum elementaarkihtide kaupa.

m	z (m)	α	σ_{pz} (kPa)	σ_{gz} (kPa)	$0,2\sigma_{gz}$ (kPa)	s_i (m)
0,00	0,00	1,00	494,44	32,35	6,47	0,000
0,67	0,20	0,87	431,99	36,25	7,25	0,006
1,33	0,40	0,58	284,72	40,15	8,03	0,005
2,00	0,60	0,36	177,31	42,09	8,42	0,003
3,00	0,90	0,19	95,72	45,00	9,00	0,003
4,00	1,20	0,12	58,20	47,90	9,58	0,002
5,00	1,50	0,08	38,71	50,81	10,16	0,001
6,00	1,80	0,06	27,44	52,97	10,59	0,010
8,00	2,40	0,03	15,77	57,28	11,46	0,013
10,00	3,00	0,02	10,19	61,59	12,32	0,008
12,00	3,60	0,01	7,12	67,11	13,42	0,000

$s= 0,050$ m

Hoone oleks saanud rajada madalvundamendile. Ümberprojekteeritud vundamendi plaan on esitatud lisas 5 joonisel 3. Vundamendi laiused on valitud nii, et vajumine toimuks ühtlaselt.

2. HOONE KESK-EESTIS

2.1. Ehitusgeoloogiliste uuringute aruanne

2.1.1. Üldosa

Planeeritava hoone alal esineva geoloogilise löike väljaselgitamiseks puuriti puuragregaadiga AVB-2M neli puurauku sügavusega 5,00...10,20 meetrit ning teostati neli raske-löökpenetratsiooni katset (DPSH-1...4) sügavusega 9,20...9,60 meetrit. Geoloogilise uuringu kava ja mahud olid tellijaga kooskõlastatud. [11]

Raske-löökpenetratsiooni katsed (DPSH-1...4) viidi läbi standardse katseseadmega, mis on monteeritud puurmasina A-Sondi 204 külge. Raske-löökpenetratsiooni katstel (DPSH-1...4) kasutati 63,5 kg löögivasarat langetuskõrgusel 0,5 m, vardaid kaaluga 6 kg, koonuse otsikut pindalaga 16 cm². Mõõdeti 20 cm läbimiseks kulunud löökide arvu. Kasutatud seade erineb EPN-ENV 7.3 kirjeldatud seadmest vasara väiksema langetuskõrguse poolest (0,75 m Eesti standardis) ja vastab Rootsi standardi EVN 1997-3; 1995 seadmele HfA. Kirjanduse andmetel on HfA seadmega saadud löökide arv N_{20} võrdne SPT seadmega registreeritud löökide arvuga N_{30} . See võimaldab kasutada SPT jaoks välja töötatud korrelatsioone pinnaseomaduste hindamisel. [11]

Uuringualalt võeti 43 niiskusproovi, mis teimiti vastavalt standardile ISO/TS 17892-1:2004 uuringute läbiviija litsenseerimata laboris. [11]

Uuring on koostatud vastavalt MKM määrusele nr 71, 27. august 2007. a, „Ehitusgeoloogiliste tööde tegemise kord“ ning pinnase nimetused on antud EVS 1997-1:2003 Osa I nõuete kohaselt. [11]

2.1.2. Geoloogilised tingimused

Uuritav piirkond jääb Ugandi lavamaa lõunaossa. Maapinna absoluutsed kõrgused olid uuringupunktide suudmetel 76,05...76,50 meetrit. Uuringusügavuses esinevad glatsiolimnilised (möllikas peenliiv, peenliiv) ja glatsiaalsed setted (moreen) ning aluspõhjaline devoni savi ja liivakivi. Uuringusügavuses kuni 10,20 meetrit eraldati välja kokku 10 kihti – geoloogilist elementi (joonis 5). [11]

KIHT A. ASFALT (tIV). Asfalt esines uuringupunktide DPSH-2...3 alal pindmise kihina. [11]

KIHT 1. TÄITEPINNAS (tIV). Täitepinnas levis uuringupunktide PA-2...3 ja DPSH-2...3 alal 0,20...3,20 m paksuse kihina. PA-2 alal lamas kiht mulla (kiht 2) all, maapinnast 0,15 m sügavusel, absoluutsel kõrgusel 76,20 m. DPSH-2...3 alal lamas täitepinnasel ca 0,05 m paksune asfaltikiht (kiht A). PA-2 alal koosneb kiht täiteliivast, PA-3 alal aga mullast, liivast, kruusast ja vähesest ehitusprahist. [11]

KIHT 2. MULD / MULLANE MÖLLIKAS PEENLIIV (tIV/qIV). Mulla / mullane möllikas peenliiv esines PA-1...4 alal 0,15...0,95 m paksuse kihina. PA-1...2 ja PA-4 alal algas kiht maapinnalt, PA-2 sügavamal paikneva alamkihi ja PA-3 alal lamas kiht täitepinnase (kiht 1) all, maapinnast 0,35...0,60 m sügavusel, absoluutsel kõrgustel 75,70...76,00 m. PA-4 alal on kiht ülaosas täitesegune. [11]

Glatsiolimnilised setted:

KIHT 3. MÖLLIKAS PEENLIIV (lgIII). Möllikas peenliiv levis PA-1 ja PA-3...4 alal 0,40...0,45 m paksuse kihina, mis lamas mullase möllika peenliiva (kiht 2) all, maapinnast 0,30...0,95 m sügavusel, absoluutsel kõrgustel 75,10...76,20 m. Möllikas peenliiv on kollakaspruuni värvi, kohev ja niiske kuni märg. [11]

KIHT 3A. PEENLIIV (lgIII). Peenliiva kiht eraldati välja vaid PA-1 alal, kus selle paksuseks oli 0,50 m. Kiht lamas möllika peenliiva (kiht 3) all, maapinnast 0,70 m sügavusel, absoluutsel kõrgusel 75,80 m. Peenliiv on beeži värvi, kohev, niiske ja sisaldab kruusa kuni 10%. [11]

Glatsiaalsed setted:

Glatsiaalsete setete kompleksi moodustab uuringualal kruusa ja rohke liivaga savimõllist koosnev moreen, mis on punakaspruuni värvi ja sisaldab jämepurdu 10-15%. Moreen on jaotatud pehmeks (kiht 4), sitkeks (kiht 5) ja poolkõvaks kuni kõvaks (kiht 6) kihiks. [11]

KIHT 4. KRUUSA JA ROHKE LIIVAGA SAVIMÖLL: PEHME (moreen, gIII). Moreeni pehme osa eraldati välja kogu uuringualal ning selle paksuseks oli 0,60...2,60 m. Kiht lamase täitepinna (kiht 1), mullase möllika peenliiva (kiht 2), möllika peenliiva (kiht 3) või peenliiva (kiht 3A) all, tee-/maapinnast 0,50...3,20 m sügavusel, absoluutsetel kõrgustel 73,10...75,85 m. PA-2 alal sisaldab kiht õhukesi peenliiva vahekihte. [11]

KIHT 5. KRUUSA JA ROHKE LIIVAGA SAVIMÖLL: SITKE (moreen, gIII). Ka moreeni sitke osa esines kogu uuringualal. Kihi paksus oli 1,60...5,20 m ning see lamase moreeni pehme osa (kiht 4) all, tee-/maapinnast 1,80...4,80 m sügavusel, absoluutsetel kõrgustel 71,50...74,70 m. [11]

KIHT 6. KRUUSA JA ROHKE LIIVAGA SAVIMÖLL: POOLKÕVA KUNI KÕVA (moreen, gIII). Moreeni poolkõva kuni kõva osa esines samuti kogu uuringualal. PA-3 alal läbiti see 0,40 m ulatuses, ülejäänud uuringupunktide puhul jäi kihi paksus vahemikku 1,90...3,40 m. Kiht lamase sitke moreeni (kiht 5) all, tee-/maapinnast 6,40...7,00 m sügavusel, absoluutsetel kõrgustel 69,25...69,90 m. [11]

Aluspõhjalised kihid:

KIHT 7. DEVONI SAVI (D2br). Devoni savi esines uuringusügavuses PA-2 ja DPSH-1...4 alal. PA-2 alal läbiti kiht 0,20 m ulatuses, ülejäänute puhul oli kihi paksuseks 0,15...0,40 m. Kiht lamase poolkõva kuni kõva moreeni (kiht 6) all, tee-/maapinnast 8,90...10,00 m sügavusel, absoluutsetel kõrgustel 66,35...67,60 m. Devoni savi on punast värvi, kõva ja sisaldab halle peenliiva viirge. [11]

KIHT 8. LIIVAKIVI (D2br). Liivakivini jõuti uuringupunktide DPSH-1...4 alal, kus see läbiti 0,05...0,25 m ulatuses. Liivakivi lamase devoni savi (kiht 7) all, tee-/maapinnast

9,10...9,40 m sügavusel, absoluutsetel kõrgustel 66,70...67,35 m. Liivakivi on tsementeerunud ja sisaldab devoni savi vahekihte. [11]

2.1.3. Pinnasevesi

Uuringuajal (11.11.2014) esines pinnasevesi uuringusügavuses vaid PA-2 alal. Pinnasevee tase oli 1,20 m sügavusel maapinnast, absoluutsel kõrgusel 75,15 m. Tõenäoliselt oli tegemist moreenis esinevates peenliiva vahekihtides leviva lokaalse pinnaseveega. [11]

Pinnasevett juhib möllikas peenliiv (kiht 3), peenliiv (kiht 3A) ja moreenis esinevad peenliiva vahekihid. [11]

2.1.4. Ehitusgeoloogilised tingimused

Ehitusgeoloogilised tingimused planeeritava hoone rajamiseks on rahuldavad (tabel 7). [11]

Muld/mullane möllikas peenliiv (kiht 2) on tugevalt külmatundlik ja tugevalt kokkusurutav pinnas. [11]

Möllikas peenliiv (kiht 3), moreen (kihid 4...6), devoni savi (kiht 7) ja liivakivi (kiht 8) on keskmiselt külmatundlikud. [11]












Piirkonna looduslik külmumissügavus on ca 1,40 m, teel võib külmal talvel pinnas külmuda kuni 2,0 m sügavuseni. Külmumissügavusse jääb asfalt (kiht A), täitepinnas (kiht 1), muld/mullane möllikas peenliiv (kiht 2), möllikas peenliiv (kiht 3), peenliiv (kiht 3A) ja moreen (kihid 4 ja 5). [11]

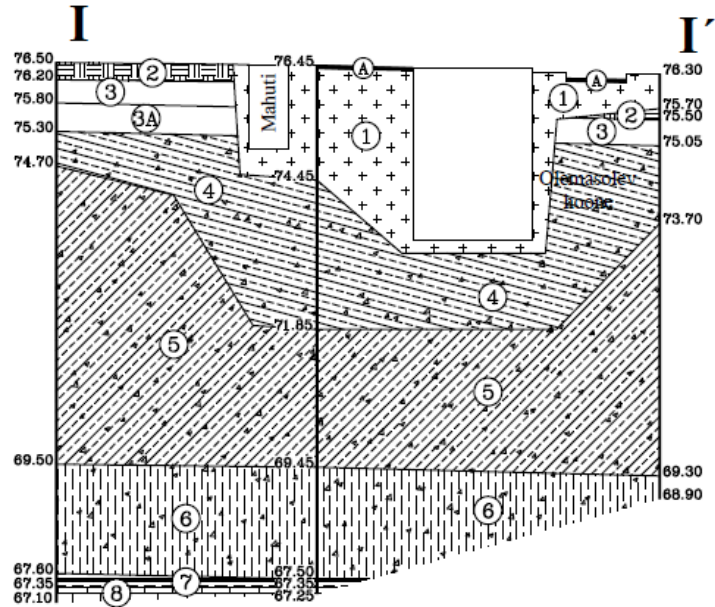
Savipinnased (kihid 4 ja 7) on tundlikud leandumise suhtes. Leandumise vältimiseks ei tohi vahetult vundamendi talle alla jäävatel savipinnastel sõtkuda (sõita) ehitusmasinatega ega lasta lahtisel kaevikul seista vee all. [11]

Planeeritava hoone vundamendi alt tuleks eemaldada täitepinnas (kiht 1) ja muld/mullane möllikas peenliiv (kiht 2). [11]

Vaivundamendi puhul tuleks vaiad toetada vähemalt meetri ulatuses liivakivisse (kiht 8). [11]

Leppemärgid:

	Asfalt
	Täitepinnas
	Muld/mullane möllikas peenliiv
	Möllikas peenliiv
	Peenliiv
	Moreen: pehme
	Moreen: sitke
	Moreen: poolköva kuni kõva
	Devoni savi
	Liivakivi
	Pinnasevee tase (11.11.2014)



KAEVANDI TÄHIS JA NR.	PA-1/DPSH-1	DPSH-2	PA-3
SUUDME ABS. KÕRGUS	76.50	76.45	76.30
VAHEKAUGUS, m		22.73	29.89
PINNASEVEE ABS. KÕRGUS/KP.	- /11.11.2014	- /11.11.2014	- /11.11.2014
X - KOORDINAAT	6438645	6438648	6438645
Y - KOORDINAAT	679908	679930	679960

Joonis 5. Pinnase geoloogiline lõige Kesk-Eesti hoone puhul. [11] Lõikel on näha rajatava hoone alla jääv vana hoone süvend, mis tuleb täita liivaga ja tihendada.

Tabel 7. Pinnase normatiivsed näitajad Kesk-Eesti hoone puhul [11]

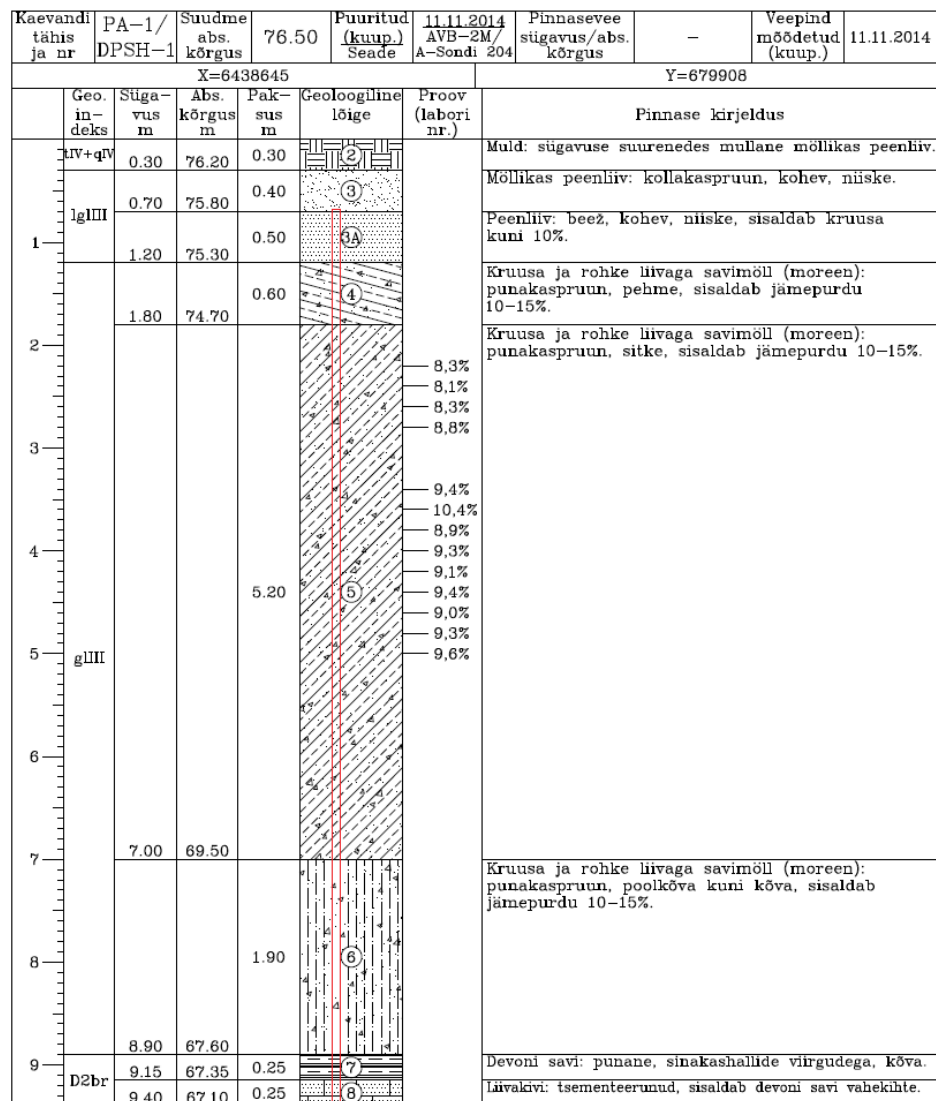
Kihi nr. Pinnas	3/3A Möllikas peenliiv/ peenliiv	4 Moreen	5 Moreen	6 Moreen	7 Devoni savi	8 Liivakivi
	kohev	pehme	sitke	poolkõva kuni kõva	kõva	-
Keskmine löökide arv N_{20}	7/10,5	5,2	13,8	25,9	58	201
Keskmine parandatud löökide arv $(N1)_{60}$	6,8/8,9	5,3	9,7	14,7	31,5	120,4
Pinnase looduslik niiskus w_n (%)	-	10,6...17,2 (keskm. 13,7)	8,1...11,0 (keskm. 9,7)	7,7...10,7 (keskm. 9,4)	15,1	-
Ülddeformatsioonimoodul E (MPa)	10/10	9,3	14,6	22,2	-	50
Sisehõrdenurk φ (°)	30/31,5	30	33	35	-	45
Nidusus c (kPa)	2/0	5	4	5	-	20
Suhteline tihedus I_D (%)	33/38	-	-	-	-	-
Vaia külje ühikpinna erivastupanu q_s (kN/m ²)	-	10	25	30	-	65
Vaiaotsa ühikpinna erivastupanu q_b (kN/m ²)	-	-	-	4000	-	10000
Looduslik mahukaal γ (kN/m ³)	17/18	20	21	21	20	22
Ligikaudne filtratsioonimoodul k (m/ööp.)	0,5...1,0	0,001...0,1	0,001...0,1	0,001...0,1	0,001	0,1

N_{20} , $(N1)_{60}$, E , φ , c , I_D on antud 95% garanteeritusega.

2.2. Projektijärgne vaialus

Hoone on projekteeritud CFA-tüüpi vaiadele läbimõõduga 400 mm ja 500 mm, mille arvutuslikud kandevõimed on vastavalt 1200 kN ja 2200 kN. Vaiad süvistatakse liivakivi kihti ühe meetri ulatuses (kiht 8 geoloogilise uuringu järgi) (joonis 6). Vaiade pikkus 9-10 m. [12]

Normatiivsed koormused vaiadele on toodud lisa 4. Projektijärgne vaiaplaan on esitatud lisa 5, joonisel 4.



Joonis 6. Projektijärgse vaia paiknemine geolõikel [12]

2.3. Ümberprojekteeritud vundament

Vundamendid arvutatakse ümber selliselt, et valdavalt osa jääb kandma lintvundament (väliperimeeter, sisemised kandvad seinad) ning üksikute koormuspunktide alla rajatakse üksikvundament. Vundament rajatakse moreeni kihti (kiht 4), rajamissügavus vähemalt 1,4 m (joonis 7). Vana hoone asukohast eemaldatakse kogu pinnasekiht 1 ja 2. Süvend täidetakse liivaga ning tihendatakse, täiteliiva deformatsioonimooduliks võetakse arvutustes $E=10$ MPa.

Kaevandi tähis ja nr	PA-1/ DPSH-1	Suudme abs. kõrgus	76.50	Puuritud (kuup.) Seade	11.11.2014 AVB-2M/ A-Sondi 204	Pinnasevee sügavus/abs. kõrgus	-	Veepind mõõdetud (kuup.)	11.11.2014
X=6438645					Y=679908				
	Geo. in-deks	Sügavus m	Abs. kõrgus m	Paksus m	Geoloogiline löige	Proov (labori nr.)	Pinnase kirjeldus		
1	IV+qIV	0.30	76.20	0.30			Muld: sügavuse suurenedes mullane möllikas peenliiv.		
	lgIII	0.70	75.80	0.40			Möllikas peenliiv: kollakaspruun, kohev, niiske.		
2		1.20	75.30	0.50			Peenliiv: beež, kohev, niiske, sisaldab kruusa kuni 10%.		
		1.80	74.70	0.60			Kruusa ja rohke liivaga savimõll (moreen): punakaspruun, pehme, sisaldab jämeperdu 10-15%.		
3							Kruusa ja rohke liivaga savimõll (moreen): punakaspruun, sitke, sisaldab jämeperdu 10-15%.		
							8.3% 8.1% 8.3% 8.8%		
4							9.4% 10.4% 8.9% 9.3% 9.1% 9.4% 9.0% 9.3% 9.6%		
							5.20		
5	gIII						Kruusa ja rohke liivaga savimõll (moreen): punakaspruun, poolkõva kuni kõva, sisaldab jämeperdu 10-15%.		
							1.90		
6							Kruusa ja rohke liivaga savimõll (moreen): punakaspruun, poolkõva kuni kõva, sisaldab jämeperdu 10-15%.		
							8.90 67.60		
7	D2br	9.15	67.35	0.25			Devoni savi: punane, sinakashallide viirgudega, kõva.		
		9.40	67.10	0.25			Liivakivi: tsementeerunud, sisaldab devoni savi vahelõhite.		

Joonis 7. Madalvundamendi paiknemine geoloogilisel Kesk-Eesti hoone puhul

2.4. Lintvundament Kesk-Eesti hoone puhul

Lintvundamendi laius määravad kõige suurema koormusega lõigu kandevõime ning vajum. Maksimaalne vertikaalselt mõjuv koormus asub vana hoone süvendi kohal täiteliiva kihis telgedes „7“ ja „B“, $V_1=410,0$ kN/m. Projektijärgne vaiaplaan koos telgede paiknemisega on toodud lisas 5 joonisel 4.

Arvutuskäik on analoogne Põhja-Eesti hoone lintvundamendi arvutusega lehekülgedel 23-24.

Pinnase omakaalust tingitud efektiivpinge talla tasandis q' :

$$q'=1,7 \times 17=28,9 \text{ kN/m}^2$$

Abitegurid [2]:

$$a_1=0,5\gamma'N_\gamma/\gamma_R=0,5 \times 17 \times 23,59/1,5=133,7 \text{ kN/m}^3$$

$$a_2=(q'N_q+c'N_c)/\gamma_R-d_k\gamma_k\gamma_G=(28,9 \times 20,63+0)/1,5-1,5 \times 22 \times 1,2=357,9 \text{ kN/m}^2$$

Talla laius valemi (7) järgi:

$$B = \frac{\sqrt{357,9^2 + 4 \times 133,7 \times 423,0} - 357,9}{2 \times 133,7} = 0,89 \text{ m}$$

Ümardades valitakse taldmiku laiuseks $B=0,9$ m.

Täpsustatud vundamendi kaal, kui taldmiku eeldatav paksus on 0,6 m ja seinapaksus 0,2 m:

$$G_{\text{tald}}=0,9 \times 0,6 \times 25=13,5 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{sein}}=0,2 \times 1,1 \times 25=5,5 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{pinnas}}=1,1 \times 17 \times 0,7=13,1 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{vund}}=13,5+5,5+13,1=32,1 \text{ kN/m}$$

$$V_d = V_1 + G_{vund} \gamma_{G.dst} = 410,0 + 32,1 \times 1,2 = 449 \text{ kN/m}$$

Talla kuju arvestavad tegurid dreenitud tingimustes [1]:

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \times B'/L' = 1 - 0,3 \times 0,9/1 = 0,73$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \times B'/L' = 1 + \sin 31^\circ \times 0,9/1 = 1,49$$

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1) = (1,49 \times 20,63 - 1) / (20,63 - 1) = 1,52$$

Kandevõime kontroll valemi (1) järgi:

$$R_d = \frac{0,9 \times (0,5 \times 17 \times 0,9 \times 23,59 \times 0,73 + 23,8 \times 20,63 \times 1,49 + 0)}{1,5} = 612 \text{ kN/m}$$

$$R_d = 612 \text{ kN/m} > V_d = 449 \text{ kN/m}$$

Tugevustingimus on täidetud, kandevõime on tagatud.

2.4.1. Pinged ja vajumid lintvundamendi all

Lintvundamendi pinged ja vajumid arvutatakse analoogse arvutuskäigu põhjal nagu esitatud lehekülgedel 21-23.

Kesk-Eesti hoone kuulub terasehitise kategooriasse, mille summaarne vajum võib tabeli 4 järgi olla 80...100 mm. Tabelis 8 on esitatud taldmiku $B=0,9$ m vajum elementaarkihtide kaupa.

Tabel 8. Taldmiku B=0,9 m vajum elementaarkihtide kaupa

m	z (m)	α	σ_{pz} (kPa)	σ_{gz} (kPa)	$0,2\sigma_{gz}$ (kPa)	s_i (m)
0,00	0,00	1,00	372,93	28,90	5,78	0,000
0,56	0,25	0,93	346,79	33,15	6,63	0,009
1,11	0,50	0,70	261,39	37,40	7,48	0,008
1,67	0,75	0,48	180,57	41,65	8,33	0,006
2,22	1,00	0,34	125,34	45,90	9,18	0,004
3,33	1,50	0,18	66,72	54,40	10,88	0,005
4,44	2,00	0,11	40,31	62,90	12,58	0,003
5,78	2,60	0,07	24,94	74,90	14,98	0,002
7,11	3,20	0,04	16,76	86,90	17,38	0,001

$$\Sigma s_i = 0,037 \text{ m}$$

Tabelis väljendub, et pinnase deformatsioonid vähenevad sügavuse suurenemisel ning elementaarkihtide summaarne vajum $\Sigma s_i=0,037$ m, mis jääb alla piirväärtuse. Lintvundamendi kande- ja kasutuspiirseisundi tugevustingimused suurima koormuse all on täidetud.

2.5. Üksikvundament Kesk-Eesti hoone puhul

Üksikvundament rajatakse üksiku koormuspunkti alla. Üksikvundamentidest asub maksimaalne vertikaalselt mõjuv koormus teljel „C“ telgede „2“ ja „3“ vahel, arvutuslik vertikaalne koormus $V_1=2407$ kN, pinnase omakaalust tingitud efektiivpinge talla tasandis $q'=29,23$ kN/m².

Talla kuju arvestavad tegurid dreenitud tingimustes [1]:

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \times B'/L' = 1 - 0,3 \times 1,8/1,8 = 0,70$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \times B'/L' = 1 + \sin 30^\circ \times 1,8/1,8 = 1,50$$

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1) = (1,50 \times 20,63 - 1) / (20,63 - 1) = 1,53$$

Abitegurid:

$$a_3 = 0,5 \gamma' N_{\gamma s_\gamma} / \gamma_R = 0,5 \times 20 \times 20,09 \times 0,70 / 1,5 = 93,75 \text{ kN/m}^3$$

$$a_4 = (q' N_q s_q + c' N_c s_c) / \gamma_R - d_k \gamma_k \gamma_G = (29,23 \times 18,4 \times 1,50 + 5 \times 30,14 \times 1,53) / 1,5 - 1,7 \times 22 \times 1,2 = 646,67 \text{ kN/m}^2$$

Talla laiuse alglahend [2]:

$$B_1 = \sqrt{\frac{V_1}{a_4}} = \sqrt{\frac{2407,20}{646,67}} = 1,93 \text{ m}$$

Vastavalt valemile (2):

$$B_2 = \sqrt{\frac{2407,20}{93,75 \times 1,93 + 646,67}} = 1,71 \text{ m}$$

$$B_3 = \sqrt{\frac{2407,20}{93,75 \times 1,71 + 646,67}} = 1,73 \text{ m}$$

$$B_4 = \sqrt{\frac{2407,20}{93,75 \times 1,73 + 646,67}} = 1,73 \text{ m}$$

Ümardades valitakse taldmiku laiuseks $B=1,8 \text{ m}$.

Täpsustatud vundamendi kaal, kui talla paksus on $0,6 \text{ m}$ ning karkassipost toetub otse taldmikule:

$$G_{\text{tald}} = 1,8^2 \times 0,6 \times 25 = 48,6 \text{ kN}$$

$$G_{\text{pinnas}} = 3,08 \times 0,77 \times 17 + 3,08 \times 0,32 \times 17 = 57,1 \text{ kN}$$

$$G_{\text{vund}} = 48,6 + 57,1 = 105,7 \text{ kN}$$

$$V_d = V_1 + G_{\text{vund}} \gamma_{G,\text{dst}} = 2407 + 105,7 \times 1,2 = 2534 \text{ kN}$$

Kandevõime kontroll valem (1) järgi:

$$R_d = \frac{1,8^2 (0,5 \times 20 \times 1,8 \times 20,09 \times 0,70 + 29,23 \times 18,4 \times 1,50 + 5 \times 30,14 \times 1,53)}{1,5} = 2787 \text{ kN}$$

$$V_d=2534 \text{ kN} < R_d=2787 \text{ kN}$$

Tugevustingimus on täidetud, seega kandevõime on tagatud.

2.5.1. Pinged ja vajumid taldmiku all

Üksikvundamendi pinged ja vajumid arvutatakse analoogse arvutuskäigu põhjal nagu esitatud lehekülgedel 21-23.

Taldmiku vajum elementaarkihtide kaupa, kui taldmiku laius on vastavalt kandevõimele 1,8 m, on esitatud tabelis 9.

Tabel 9. Taldmiku B=1,8 m vajum elementaarkihtide kaupa

m	z (m)	α	σ_{pz} (kPa)	σ_{gz} (kPa)	$0,2\sigma_{gz}$ (kPa)	s_i (m)
0,00	0,00	1,00	583,63	26,93	5,39	0,000
0,51	0,46	0,93	540,48	36,13	7,23	0,028
1,02	0,92	0,69	403,43	45,33	9,07	0,023
1,52	1,37	0,48	278,51	54,78	10,96	0,011
2,02	1,82	0,33	193,64	64,23	12,85	0,007
3,13	2,82	0,17	97,36	85,23	17,05	0,010
4,24	3,82	0,10	57,21	106,23	21,25	0,005
5,36	4,82	0,06	36,83	127,23	25,45	0,003
6,47	5,82	0,04	25,64	148,23	29,65	0,002
$\Sigma s_i =$						0,090 m

Kohtvajum 9,0 cm on tabelis 4 määratud piirväärtusest 8 cm 1,0 cm võrra suurem. Taldmiku mõõte suurendades ja sama arvutuskäiku korrates tuleb taldmiku laiuse B=3,0 m korral vajum 4,5 cm (tabel 10). Sellise summaarse vajumi puhul on lintvundamendi ja üksikvundamendi vajumid ühtlased.

Tabel 10. Taldmiku B=3,0 m vajum elementaarkihtide kaupa

m (n=1)	z (m)	α	σ_{pz} (kPa)	σ_{gz} (kPa)	$0,2\sigma_{gz}$ (kPa)	s_i (m)
0,00	0,00	1,00	212,86	26,93	5,39	0,000
0,61	0,92	0,89	188,85	45,33	9,07	0,020
1,08	1,62	0,66	140,97	60,03	12,01	0,008
1,55	2,32	0,47	99,34	74,73	14,95	0,002
2,01	3,02	0,33	71,08	89,43	17,89	0,006
2,98	4,47	0,18	38,54	119,88	23,98	0,005
3,95	5,92	0,11	23,56	150,33	30,07	0,003

$\Sigma s_i = 0,045$ m

Üksikvundamendi kandevõime on piisav mõjuva vertikaalse koormuse vastu võtmiseks. Hoone oleks saanud rajada madalvundamendile. Ümberprojekteeritud vundamendi plaan on esitatud lisas 5 joonisel 6.

3. Vundamendilahenduste ehitusmaksumuse võrdlus

Magistritöö lõpus võrreldakse projektijärgse lahenduse ning ümberprojekteeritud lahenduse maksumust.

Hinnad küsiti ehitusettevõtjalt 2017. aastal, mille järgi lihtsam rostvärk on hinnaga 400 €/m³ ning CFA-vaiade jooksva meetri hinnad vastavalt 350 mm läbimõõduga 50 €/jm, 400 mm läbimõõduga 57 €/jm ja 500 mm läbimõõduga 70 €/jm.

3.1. Põhja-Eesti hoone maksumusarvutused

Projektijärgse lahenduse maksumuse arvutuses on arvestatud kõikide vaiade ja rostvärkidega.

Tabelis 11 on arvutatud vaiade projektijärgne maksumus jooksva meetri hinna järgi. Vaiade pikkus on võetud konstruktiivse projekti vaiaplaanilt (lisa 5, joonis 1). Kokku on projekteeritud 78 vaia, mille pikkused varieeruvad. Lähteandmeteks olevas projektis ei olnud täpsustatud vaia tüüpi, seega arvestatakse vaiade maksumuse arvutamisel CFA-vaia hinnaga. Vaiade projektijärgne maksumus on hinnanguliselt 29 350 €.

Tabel 11. Vaiade projektijärgne maksumus Põhja-Eesti hoone puhul

Grupp	Vaia nr	Vaia pikkus (m)	Hind (€/jm)	Koguhind (€)
R1	1, 2, 3	6,7	50,00	1 005,00
R2	16, 17	6,9	50,00	690,00
R3	25, 26, 27	7,3	50,00	1 095,00
R4	38, 39	7,5	50,00	750,00
R5	8, 9, 10	6,7	50,00	1 005,00
R6	18, 19, 20	7,1	50,00	1 065,00
R7	35, 36, 37	7,5	50,00	1 125,00
R8	49, 50, 51	7,8	50,00	1 170,00
R9	66, 67	8,0	50,00	800,00

Grupp	Vaia nr	Vaia pikkus (m)	Hind (€/jm)	Koguhind (€)
R10	44, 45	7,7	50,00	770,00
R11	52, 53	7,8	50,00	780,00
R12	62, 63	8,0	50,00	800,00
R13	69, 70, 71	8,2	50,00	1 230,00
R14	72, 73, 74	8,4	50,00	1 260,00
R15	75	8,6	50,00	430,00
R16	76	8,6	50,00	430,00
R17	77	8,6	50,00	430,00
R18	78	8,4	50,00	420,00
R19	68	8,0	50,00	400,00
R20	60	7,8	50,00	390,00
R21	61	7,8	50,00	390,00
R22	57, 58, 59	7,8	50,00	1 170,00
R23	55, 56	7,8	50,00	780,00
R24	54	7,8	50,00	390,00
R25	65	8,0	50,00	400,00
R26	66	8,0	50,00	400,00
R27	46, 47	7,7	50,00	770,00
R28	40, 41	7,7	50,00	770,00
R29	30, 32	7,5	50,00	750,00
R30	28, 29	7,1	50,00	710,00
R31	15, 21	7,1	50,00	710,00
R32	11, 12	6,9	50,00	690,00
R33	4, 5	6,7	50,00	670,00
R34	6, 7	6,7	50,00	670,00
R35	13, 14	6,9	50,00	690,00
R36	22, 23, 24	7,1	50,00	1 065,00
R37	31, 33, 34	7,5	50,00	1 125,00
R38	42, 43, 48	7,7	50,00	1 155,00

Kokku: 29 350,00 €

Rostvärkide projektijärgse maksumuse arvutamisel oli aluseks ehitusprojekti rostvärkide joonis (lisa 5, joonis 2). Rostvärkide maksumuse kalkuleerimisel lähtuti ehitusettevõtja poolt esitatud hindadest, kus keerulisema ehk kahte valu nõudva rostvärgi hind on 500 €/m³ ning lihtsama rostvärgi hind 400 €/m³. Eristati nelja erinevat rostvärgi tüüpi – RV-3 postiga ja ilma ning RV-2 postiga ja ilma. (Tabel 12) Rostvärkide rajamiseks kulub 31,5 m³ betooni, mille maksumus on kokku hinnanguliselt 14 130 €.

Tabel 12. Rostvärkide projektijärgne maksumus Põhja-Eesti hoone puhul

Tähis	Ühe RV maht (m ³)	RV arv (tk)	Maht kokku (m ³)	Hind (€/m ³)	Koguhind (€)
RV-3	2,1	6	12,6	500,00	6300,00
RV-3 postita	1,7	6	10,2	400,00	4080,00
RV-2	1,3	3	3,9	500,00	1950,00
RV-2 postita	0,9	5	4,5	400,00	1800,00
Kokku:			31,2		14 130,00 €

Rostvärkide vaheliste seinte maksumuse kalkulatsioon on esitatud tabelis 13. Esialgse lahenduse järgi ehitamiseks kulub rostvärgi seinte jaoks hinnanguliselt 85,5 m³ betooni, mille maksumus on 40 138 €.

Tabel 13. Rostvärgi seinte projektijärgne maksumus Põhja-Eesti hoone puhul

Tähis	Maht (m ³)	Hind (€/m ³)	Koguhind (€)
Lint 1	59,2	500,00	29 597,55
Lint 2	10,3	400,00	4 132,80
Lint 3	0,5	400,00	209,52
Lint 4	15,5	400,00	6 197,65
Kokku:	85,5		40 137,52 €

Hinnanguline projektijärgne maksumus vaiade ja rostvärkidega koos on 83 617 €. (Tabel 14)

Tabel 14. Projektijärgse lahenduse kogumaksumus Põhja-Eesti hoone puhul

Vaiad	29 350 €
Rostvärgid	54 267 €
Kokku	83 617 €

Ümberprojekteeritud vundamendi (lisa 5, joonis 3) kogumaksumus on kalkuleeritud tabelis 15. Põhja-Eesti hoone rajamisel madalvundamendile oleks kulunud 110 m³ betooni, mille kogumaksumus oleks hinnanguliselt 52 303 €.

Tabel 15. Ümberprojekteeritud vundamendi kogumaksumus Põhja-Eesti hoone puhul.

Tähis	Maht kokku (m ³)	Hind (€/m)	Koguhind (€)
Lint, lai sein	44,0	500,00	22 024,00
Lint, kitsas sein	39,5	500,00	19 732,00
Lint	18,9	400,00	7 579,00
Üksikvundament	1,7	500,00	856,00
Kitsas sein	5,3	400,00	2 112,00
Kokku: 109,5			52 303,00 €

Põhja-Eesti hoone rajamisel madalvundamendile oleks võinud säästa hinnanguliselt 31 314 €.

3.2. Kesk-Eesti hoone maksumusarvutused

Projektijärgse lahenduse maksumuse arvutuses on arvestatud kõikide projektis toodud CFA-vaiadega ning vaiu siduva rostvärgiga. Vaiade pikkus on võetud konstruktiivse projekti vaiaplaanilt (lisa 5, joonis 4). Kokku on projekteeritud hoone 95 vaiale kahes erinevas läbimõõdus ja kolmes erinevas pikkuses. Vaiade maksumuse kalkulatsioon on esitatud tabelis 16. Projektijärgse lahenduse vaiade maksumus on hinnanguliselt 56 213 €.

Tabel 16. CFA-vaiade projektijärgne maksumus Kesk-Eesti hoone puhul

Pikkus (m)	Läbimõõt (mm)	Kogus (tk)	Hind (€/m)	Koguhind (€)
9,1	400	7	57,00	3 630,90
	500	4	70,00	2 548,00
9,8	500	4	70,00	2 744,00
10	400	67	57,00	38 190,00
	500	13	70,00	9 100,00
Kokku: 95				56 212,90 €

Rostvärkide projektijärgse maksumuse kalkuleerimisel võeti aluseks ehitusprojekti rostvärgi plaan (lisa 5, joonis 5). Tegu on lihtsamate rostvärkidega, mille korral kehtib hind 400 €/m³. Rostvärkide maksumuse kalkulatsioon on esitatud tabelis 17. Rostvärkide maksumus on hinnanguliselt 48 811 €.

Tabel 17. Rostvärkide projektijärgne maksumus Kesk-Eesti hoone puhul

Nimetus	Maht (m ³)	Hind (€/m ³)	Hind (€)
RV5	1,6	400,00	640,00
RV5	1,6	400,00	640,00
RV13	0,9	400,00	361,20
RV3	1,9	400,00	756,00
RV11	0,4	400,00	153,60
RV21	1,6	400,00	621,60
RV22	1,6	400,00	621,60
RV23	2,6	400,00	1 046,64
RV24	2,6	400,00	1 046,64
RV12	6,4	400,00	2 560,00
RV1	9,8	400,00	3 908,00
RV2	12,7	400,00	5 060,00
RV4	5,9	400,00	2 348,00
RV6	1,7	400,00	664,00
RV7	2,1	400,00	840,00
RV8	4,5	400,00	1 800,00
RV9	7,9	400,00	3 160,00
RV10	6,2	400,00	2 480,00
RV14	15,0	400,00	5 988,00
RV15	5,8	400,00	2 324,00
RV16	2,7	400,00	1 080,00
RV17	2,7	400,00	1 080,00
RV18	2,7	400,00	1 080,00
RV19	9,2	400,00	3 672,00
RV20	8,5	400,00	3 400,00
RV25	1,0	400,00	412,00
RV26	1,6	400,00	656,00
RV27	1,0	400,00	412,00
Kokku:	122,0		48 811,28 €

Projektijärgse lahenduse kogumaksumus on esitatud tabelis 18. Vaiadele ja rostvarkidele kulus projekteeritud lahenduse järgi kokku 105 025 €.

Tabel 18. Projektijärgse lahenduse kogumaksumus Kesk-Eesti hoone puhul

Vaiad	56 213 €
Rostvärgid	48 812 €
Kokku:	105 025 €

Ümberprojekteeritud vundamendi lahenduses lähtuti lintvundamendi ja üksikvundamendi kande- ja kasutuspiirseisundi arvutustest, üldjuhul sai määravaks kasutuspiirseisund. Ümberprojekteeritud vundamendi plaan on esitatud lisa 5 joonisel 6. Hinnangulise kogumaksumuse arvutus on esitatud tabelis 19.

Tabel 19. Ümberprojekteeritud vundamendi kogumaksumus Kesk-Eesti hoone puhul

Nimetus	Maht (m ³)	Hind (€/m ³)	Hind (€)
Lintvundament	157,7	400,00	63 060,00
Üksikvundamendid	14,2	400,00	5 685,60
Kokku:	171,9		68 745,60 €

Ümberprojekteeritud vundamendi maksumus on hinnanguliselt 69 000 €, projektijärgse vundamendilahenduse maksumus 105 000 €. Otsustades madalvundamendi kasuks, oleks ehitusmaksumust saanud vähendada hinnanguliselt 36 000 €.

KOKKUVÕTE

Käesoleva magistritöö eesmärgiks oli analüüsida kahe projekteeritud ja rajatud hoone vundeerimislahendusi ja otsustada, kas vundamenditüübi valik on õigustatud või oleks olnud võimalik rajada hoone madalvundamendile ning vähendada sellega ehitusmaksumust. Mõlema hoone puhul lähtuti ehitusgeoloogilistest uuringutest ning teostati arvutused kandevõime ja vajumite kohta.

Esimene valitud hoone paikneb Põhja-Eestis. Hoone on rajatud vaivundamendile. Ehitusgeoloogilised tingimused on Eestis levinud – liivakihtide vahel lasub nõrk savipinnas. Sellised tingimused seavad projekteerijale keerulise ülesande projekteerida vundament, mis vastab nii kande- kui kasutuspiirseisundile ja samal ajal ei ole liiga kulukas. Madalvundamendi arvutamist alustati üksikvundamendist, tulemuseks saadi, et kandevõime tagamisel summaarne vajum ei jää lubatud piiridesse. Summaarse vajumi vähendamiseks laiendati taldmikku, kuid arvestades vundamentide omavahelisi kaugusi, ei olnud nii lai taldmik majanduslikult hea valik. Seega välistati variant rajada hoone ainult üksikvundamentidele. Lintvundamendi puhul olid optimaalse talla laiuse juures tugevustingimused täidetud nii kande- kui kasutuspiirseisundis, millega tõestati, et hoone oleks saanud rajada madalvundamendile. Sellise valikuga oleks võinud ehitusmaksumust vähendada 31 314 € võrra.

Teine valitud hoone paikneb Kesk-Eestis. Hoone on samuti rajatud vaivundamendile. Ehitusgeoloogilised tingimused on head, kuid planeeritava hoone all paikneb vana hoone süvend. Eeldatav põhjus, miks otsustati vaivundamendi kasuks, on suur tagasitäite hulk ja hirm ebaühtlaste vajumite ees. Hoone kuju analüüsidest võeti eesmärgiks projekteerida madalvundament nii, et välisseinu ja sisemisi kandvaid seinu kannab lintvundament ning üksikuid mõjuvaid koormuseid kannavad üksikvundamendid. Arvutuste käigus tõestati, et hoone oleks saanud rajada madalvundamendile, sealjuures hoides prognoositavad vajumid ühtlastena. Selline lahendus oleks ehitusmaksumust vähendanud hinnanguliselt 36 000 €.

Ehitusgeoloogilise uuringu aruannete lõpus oli mõlemal valitud hoonel geoloogi poolne soovitus rajada hooned vaivundamendile. Ei saa väita, et vundamendi tüübi valikul lähtuti sellest soovitusest, kuid kõige ökonoomsema lahenduse saavutamiseks tuleb läbi analüüsida kõik võimalikud variandid. Sissejuhatuses tutvustatud probleem üledimensioneeritud vundamentide kohta Eestis on käesoleva tööga saanud kinnitust.

KIRJANDUS

1. EVS-EN 1997-1:2005+A1:2013 Geotehniline projekteerimine. Osa 1: Üldeeskirjad, Tallinn: Eesti Standardikeskus, 2013
2. Jaaniso, V. (2014). Madalvundamendi arvutus. Tallinn: EHITAME.
3. Jaaniso, V. (2015) Vundamentide konspekt- peatükk 1. Sissejuhatus. [WWW] http://staff.ttu.ee/~aldur/Valdo_Jaaniso_vundament/1%20ja%20%20Sissejuhatus%20D.pdf
4. Leetsaar, L. (2017) Optimal extent of geotechnical investigations for buildings.
5. Ehitusgeoloogiliste tööde tegemise kord. (Vastu võetud 27.08.2007, jõustumine 01.10.2007). Elektrooniline Riigi Teataja [WWW] <https://www.riigiteataja.ee/akt/12861229>
6. S. Patil, Dinesh. (2016) Cost Effectiveness of Several Types of Foundation. – *International Journal of Advanced Research in Science Management and Technology*, köide 2, lk 1-8.
7. Ehitusgeoloogilise uuringu aruanne (hoone Põhja-Eestis) (2014)
8. Konstruktiivne projekt (hoone Põhja-Eestis) (2014)
9. EVS-EN 1997-1:2005+A1:2013/NA:2014 Geotehniline projekteerimine. Osa 1: Üldeeskirjad. Eesti standardi rahvuslik lisa, Tallinn: Eesti Standardikeskus, 2014
10. EPN-ENV 7.1 Geotehniline projekteerimine. Madalvundamentide projekteerimine. Tallinn: Eesti Ehitusteave, 1999
11. Ehitusgeoloogilise uuringu aruanne (hoone Kesk-Eestis) (2014)
12. Konstruktiivse projekti seletuskiri (hoone Kesk-Eestis) (2015)

LISAD

Lisa 1 – Põhja-Eesti hoone vaiagrupid arvutuslikud koormused

Tabel 20. Põhja-Eesti hoone vaiagrupid arvutuslikud koormused [8]

Grupp	Vaia nr	Koormus Nd (kN)	Vaia pikkus (m)
R1	1, 2, 3	1818,70	6,7
R2	16, 17	1233,60	6,9
R3	25, 26, 27	1700,80	7,3
R4	38, 39	1226,90	7,5
R5	8, 9, 10	1504,60	6,7
R6	18, 19, 20	1891,60	7,1
R7	35, 36, 37	2333,10	7,5
R8	49, 50, 51	1338,60	7,8
R9	66, 67	855,40	8,0
R10	44, 45	1238,70	7,7
R11	52, 53	1450,80	7,8
R12	62, 63	1038,80	8,0
R13	69, 70, 71	1928,30	8,2
R14	72, 73, 74	2029,00	8,4
R15	75	785,70	8,6
R16	76	530,90	8,6
R17	77	276,20	8,6
R18	78	567,40	8,4
R19	68	671,60	8,0
R20	60	595,80	7,8
R21	61	611,20	7,8
R22	57, 58, 59	1970,90	7,8
R23	55, 56	893,40	7,8
R24	54	755,10	7,8
R25	65	940,00	8,0
R26	66	268,50	8,0
R27	46, 47	1473,60	7,7
R28	40, 41	1010,70	7,7
R29	30, 32	1262,80	7,5
R30	28, 29	1545,80	7,1
R31	15, 21	1306,90	7,1
R32	11, 12	1333,30	6,9
R33	4, 5	1468,50	6,7
R34	6, 7	1501,70	6,7
R35	13, 14	1484,40	6,9
R36	22, 23, 24	1680,00	7,1
R37	31, 33, 34	2225,50	7,5
R38	42, 43, 48	1839,30	7,7

Lisa 2 – Vundamendi kandevõime tegurid

Tabel 21. Vundamendi kandevõime tegurid [2]

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

Lisa 3 – Tegurid α pinge leidmiseks vundamenditalla keskme all

Tabel 22. Tegurid α pinge leidmiseks vundamenditalla keskme all [2]

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

m	n										m
	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	
0,0	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,0
0,1	0,9993	0,9993	0,9994	0,9995	0,9995	0,9995	0,9995	0,9996	0,9996	0,9996	0,1
0,2	0,9943	0,9950	0,9954	0,9958	0,9960	0,9963	0,9965	0,9966	0,9966	0,9967	0,2
0,3	0,9819	0,9840	0,9854	0,9864	0,9872	0,9881	0,9887	0,9890	0,9892	0,9893	0,3
0,4	0,9604	0,9648	0,9678	0,9700	0,9717	0,9737	0,9750	0,9757	0,9762	0,9765	0,4
0,5	0,9299	0,9372	0,9425	0,9463	0,9492	0,9529	0,9551	0,9565	0,9574	0,9579	0,5
0,6	0,8916	0,9022	0,9101	0,9159	0,9202	0,9261	0,9296	0,9318	0,9333	0,9342	0,6
0,7	0,8475	0,8615	0,8720	0,8800	0,8860	0,8944	0,8995	0,9027	0,9049	0,9063	0,7
0,8	0,7997	0,8169	0,8300	0,8401	0,8480	0,8589	0,8658	0,8703	0,8733	0,8753	0,8
0,9	0,7503	0,7701	0,7856	0,7978	0,8074	0,8211	0,8299	0,8356	0,8396	0,8422	0,9
1,0	0,7009	0,7228	0,7403	0,7543	0,7656	0,7819	0,7926	0,7998	0,8047	0,8081	1,0
1,1	0,6526	0,6762	0,6953	0,7109	0,7235	0,7423	0,7549	0,7635	0,7694	0,7737	1,1
1,2	0,6064	0,6310	0,6514	0,6682	0,6821	0,7030	0,7174	0,7274	0,7344	0,7395	1,2
1,3	0,5628	0,5880	0,6092	0,6270	0,6418	0,6646	0,6806	0,6920	0,7001	0,7059	1,3
1,4	0,5220	0,5475	0,5692	0,5876	0,6032	0,6276	0,6450	0,6576	0,6667	0,6734	1,4
1,5	0,4842	0,5096	0,5315	0,5503	0,5664	0,5921	0,6108	0,6244	0,6345	0,6420	1,5
1,6	0,4492	0,4743	0,4962	0,5153	0,5317	0,5583	0,5780	0,5927	0,6037	0,6119	1,6
1,7	0,4171	0,4417	0,4634	0,4825	0,4991	0,5263	0,5469	0,5624	0,5742	0,5832	1,7
1,8	0,3877	0,4117	0,4330	0,4519	0,4686	0,4962	0,5174	0,5337	0,5462	0,5558	1,8
1,9	0,3608	0,3840	0,4049	0,4235	0,4401	0,4679	0,4896	0,5065	0,5195	0,5297	1,9
2,0	0,3361	0,3586	0,3789	0,3972	0,4136	0,4414	0,4634	0,4807	0,4943	0,5050	2,0
2,2	0,2929	0,3138	0,3328	0,3503	0,3661	0,3934	0,4156	0,4335	0,4479	0,4594	2,2
2,4	0,2568	0,2759	0,2937	0,3101	0,3251	0,3516	0,3735	0,3916	0,4085	0,4186	2,4
2,6	0,2264	0,2440	0,2604	0,2757	0,2899	0,3152	0,3366	0,3546	0,3696	0,3821	2,6
2,8	0,2007	0,2168	0,2320	0,2462	0,2595	0,2835	0,3042	0,3218	0,3368	0,3495	2,8
3,0	0,1789	0,1936	0,2076	0,2208	0,2332	0,2559	0,2757	0,2929	0,3076	0,3203	3,0
3,2	0,1603	0,1738	0,1867	0,1989	0,2105	0,2318	0,2507	0,2672	0,2816	0,2942	3,2
3,4	0,1443	0,1567	0,1685	0,1799	0,1907	0,2107	0,2286	0,2445	0,2585	0,2708	3,4
3,6	0,1305	0,1419	0,1528	0,1633	0,1734	0,1921	0,2090	0,2242	0,2378	0,2498	3,6
3,8	0,1185	0,1290	0,1391	0,1488	0,1582	0,1757	0,1917	0,2062	0,2192	0,2309	3,8
4,0	0,1081	0,1177	0,1271	0,1361	0,1448	0,1612	0,1764	0,1901	0,2026	0,2139	4,0
4,5	0,0871	0,0951	0,1028	0,1104	0,1177	0,1317	0,1447	0,1568	0,1680	0,1782	4,5
5,0	0,0716	0,0783	0,0848	0,0911	0,0974	0,1093	0,1206	0,1312	0,1411	0,1503	5,0
5,5	0,0598	0,0655	0,0710	0,0764	0,0817	0,0920	0,1018	0,1111	0,1199	0,1281	5,5
6,0	0,0507	0,0555	0,0603	0,0649	0,0695	0,0784	0,0870	0,0952	0,1030	0,1104	6,0
6,5	0,0435	0,0476	0,0518	0,0558	0,0598	0,0676	0,0751	0,0823	0,0893	0,0959	6,5
7,0	0,0377	0,0413	0,0449	0,0485	0,0520	0,0588	0,0655	0,0719	0,0781	0,0840	7,0
7,5	0,0330	0,0362	0,0393	0,0424	0,0455	0,0516	0,0575	0,0632	0,0688	0,0741	7,5
8,0	0,0291	0,0319	0,0347	0,0375	0,0402	0,0456	0,0509	0,0561	0,0610	0,0659	8,0
8,5	0,0258	0,0284	0,0309	0,0333	0,0358	0,0406	0,0454	0,0500	0,0545	0,0589	8,5
9,0	0,0231	0,0254	0,0276	0,0298	0,0320	0,0364	0,0407	0,0449	0,0489	0,0529	9,0
9,5	0,0208	0,0228	0,0248	0,0268	0,0288	0,0328	0,0367	0,0405	0,0442	0,0478	9,5
10,0	0,0188	0,0206	0,0225	0,0243	0,0261	0,0297	0,0332	0,0367	0,0401	0,0434	10,0
11,0	0,0156	0,0171	0,0186	0,0201	0,0217	0,0247	0,0276	0,0305	0,0334	0,0362	11,0
12,0	0,0131	0,0144	0,0157	0,0170	0,0183	0,0208	0,0233	0,0258	0,0282	0,0306	12,0
13,0	0,0112	0,0123	0,0134	0,0145	0,0156	0,0178	0,0199	0,0221	0,0242	0,0263	13,0
14,0	0,0097	0,0106	0,0116	0,0125	0,0135	0,0154	0,0172	0,0191	0,0209	0,0227	14,0
15,0	0,0084	0,0093	0,0101	0,0109	0,0118	0,0134	0,0150	0,0167	0,0183	0,0199	15,0
16,0	0,0074	0,0081	0,0089	0,0096	0,0103	0,0118	0,0132	0,0147	0,0161	0,0175	16,0
17,0	0,0066	0,0072	0,0079	0,0085	0,0092	0,0105	0,0118	0,0130	0,0143	0,0156	17,0
18,0	0,0059	0,0064	0,0070	0,0076	0,0082	0,0093	0,0105	0,0116	0,0128	0,0139	18,0

Lisa 4 – Kesk-Eesti hoone vaiade normatiivsed koormused

Tabel 23. Kesk-Eesti hoone vaiade normatiivsed koormused

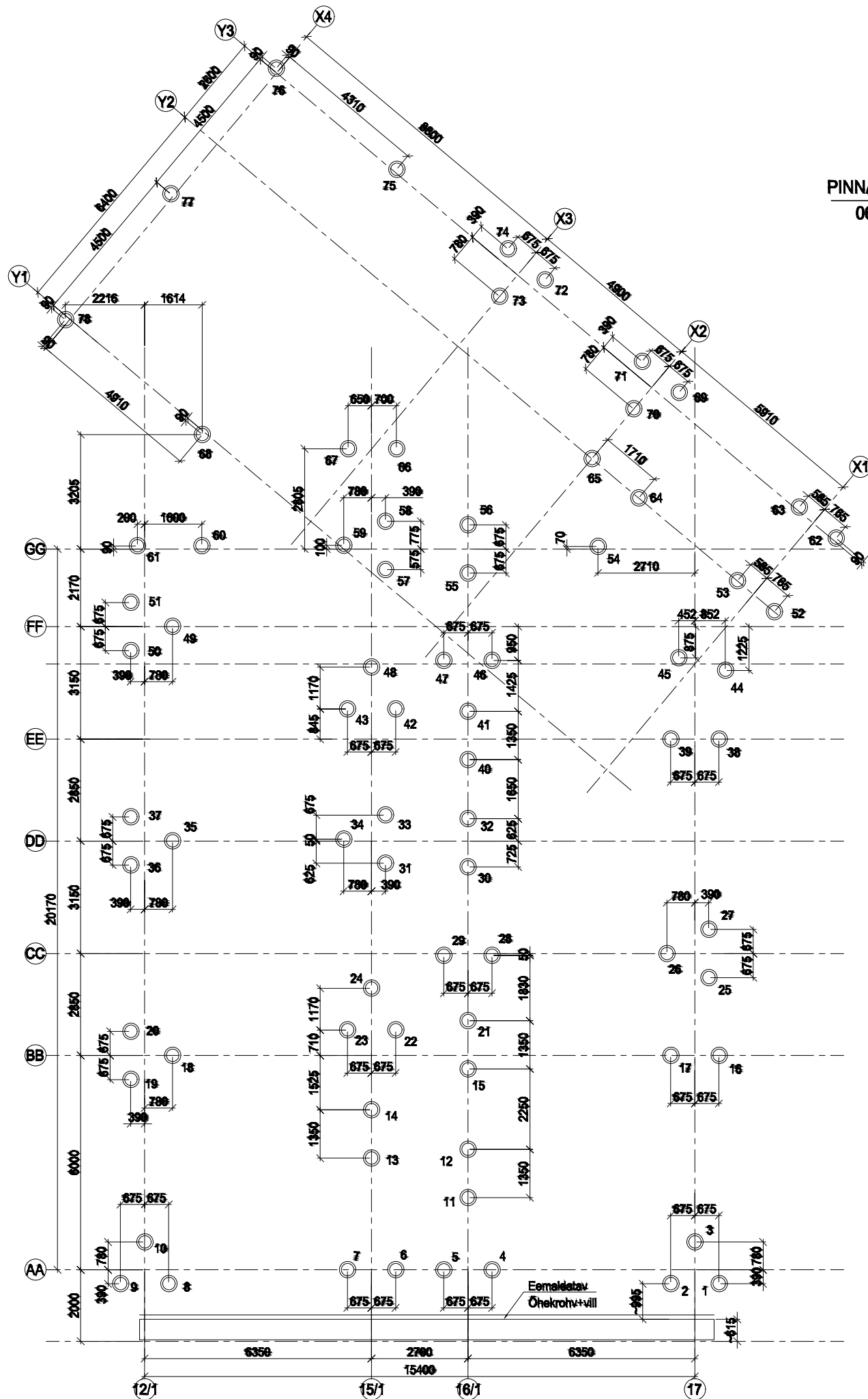
Vaia nr	Omakaal (kN)	Kasuskoormus (kN)	Koormus kokku (kN)
1	140,0	34,0	174,0
2	325,0	73,0	398,0
3	154,0	20,0	174,0
4	445,0	116,0	561,0
5	149,0	5,0	154,0
6	455,0	109,0	564,0
7	303,0	29,0	332,0
8	441,0	62,0	503,0
9	458,0	53,0	511,0
10	459,0	63,0	522,0
11	394,0	55,0	449,0
12	406,0	54,0	460,0
13	424,0	65,0	489,0
14	824,0	147,0	971,0
15	561,0	148,0	709,0
16	535,0	145,0	680,0
17	343,0	78,0	421,0
18	397,0	100,0	497,0
19	303,0	61,0	364,0
20	240,0	58,0	298,0
21	516,0	128,0	644,0
22	499,0	131,0	630,0
23	688,0	252,0	940,0
24	688,0	252,0	940,0
25	538,0	220,0	758,0
26	538,0	220,0	758,0
27	319,0	22,0	341,0
28	552,0	173,0	725,0
29	373,0	93,0	466,0
30	565,0	49,0	614,0
31	505,0	103,0	608,0
32	254,0	22,0	276,0
33	570,0	109,0	679,0
34	437,0	100,0	537,0
35	452,0	103,0	555,0
36	453,0	104,0	557,0
37	434,0	99,0	533,0
38	508,0	117,0	625,0
39	188,0	10,0	198,0
40	124,0	10,0	134,0
41	603,0	151,0	754,0
42	430,0	133,0	563,0
43	165,0	131,0	296,0

Vaia nr	Omakaal (kN)	Kasuskoormus (kN)	Koormus kokku (kN)
44	50,0	10,0	60,0
45	310,0	90,0	400,0
46	310,0	90,0	400,0
47	502,0	145,0	647,0
48	720,0	194,0	914,0
49	441,0	106,0	547,0
50	467,0	115,0	582,0
51	513,0	124,0	637,0
52	493,0	120,0	613,0
53	562,0	144,0	706,0
54	730,0	254,0	984,0
55	85,0	92,0	177,0
56	447,0	194,0	641,0
57	515,0	238,0	753,0
58	365,0	125,0	490,0
59	525,0	186,0	711,0
60	465,0	137,0	602,0
61	529,0	157,0	686,0
62	567,0	124,0	691,0
63	420,0	138,0	558,0
64	458,0	111,0	569,0
65	300,0	105,0	405,0
66	395,0	168,0	563,0
67	390,0	136,0	526,0
68	402,0	193,0	595,0
69	546,0	187,0	733,0
70	699,0	193,0	892,0
71	271,0	50,0	321,0
72	462,0	114,0	576,0
73	329,0	96,0	425,0
74	369,0	75,0	444,0
75	352,0	79,0	431,0
76	416,0	90,0	506,0
77	300,0	57,0	357,0
78	300,0	57,0	357,0
79	378,0	83,0	461,0
80	440,0	97,0	537,0
81	579,0	215,0	794,0
82	481,0	54,0	535,0
83	481,0	83,0	564,0
84	299,0	115,0	414,0
85	335,0	172,0	507,0
86	436,0	153,0	589,0
87	290,0	107,0	397,0
88	289,0	99,0	388,0
89	323,0	92,0	415,0
90	81,0	40,0	121,0
91	81,0	40,0	121,0

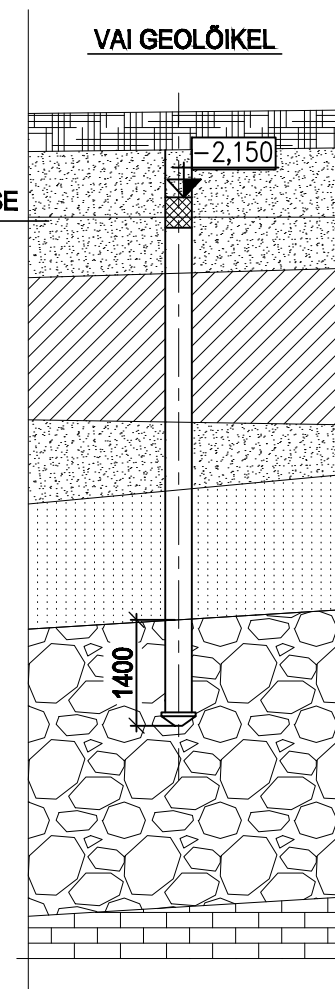
Vaia nr	Omakaal (kN)	Kasuskoormus (kN)	Koormus kokku (kN)
92	81,0	40,0	121,0
93	81,0	40,0	121,0
94	65,0	5,0	70,0
95	65,0	5,0	70,0

Lisa 5 – Graafiline osa

Lehekülg	Joonise nimetus
1	Põhja-Eesti hoone projektijärgne vaiaplaan
2	Põhja-Eesti hoone projektijärgne roostvõrgi plaan
3	Põhja-Eesti hoone ümberprojekteeritud vundamendi plaan
4	Kesk-Eesti hoone projektijärgne vaiaplaan
5	Kesk-Eesti hoone projektijärgne roostvõrgi plaan
6	Kesk-Eesti hoone ümberprojekteeritud vundamendi plaan



PINNASEVEE TASE
06.10.2014



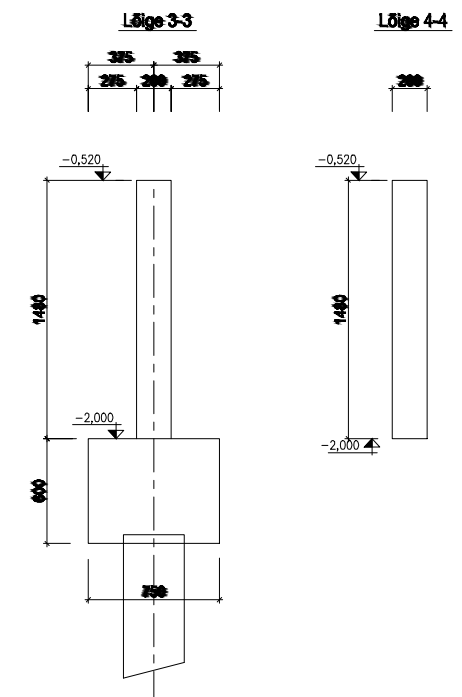
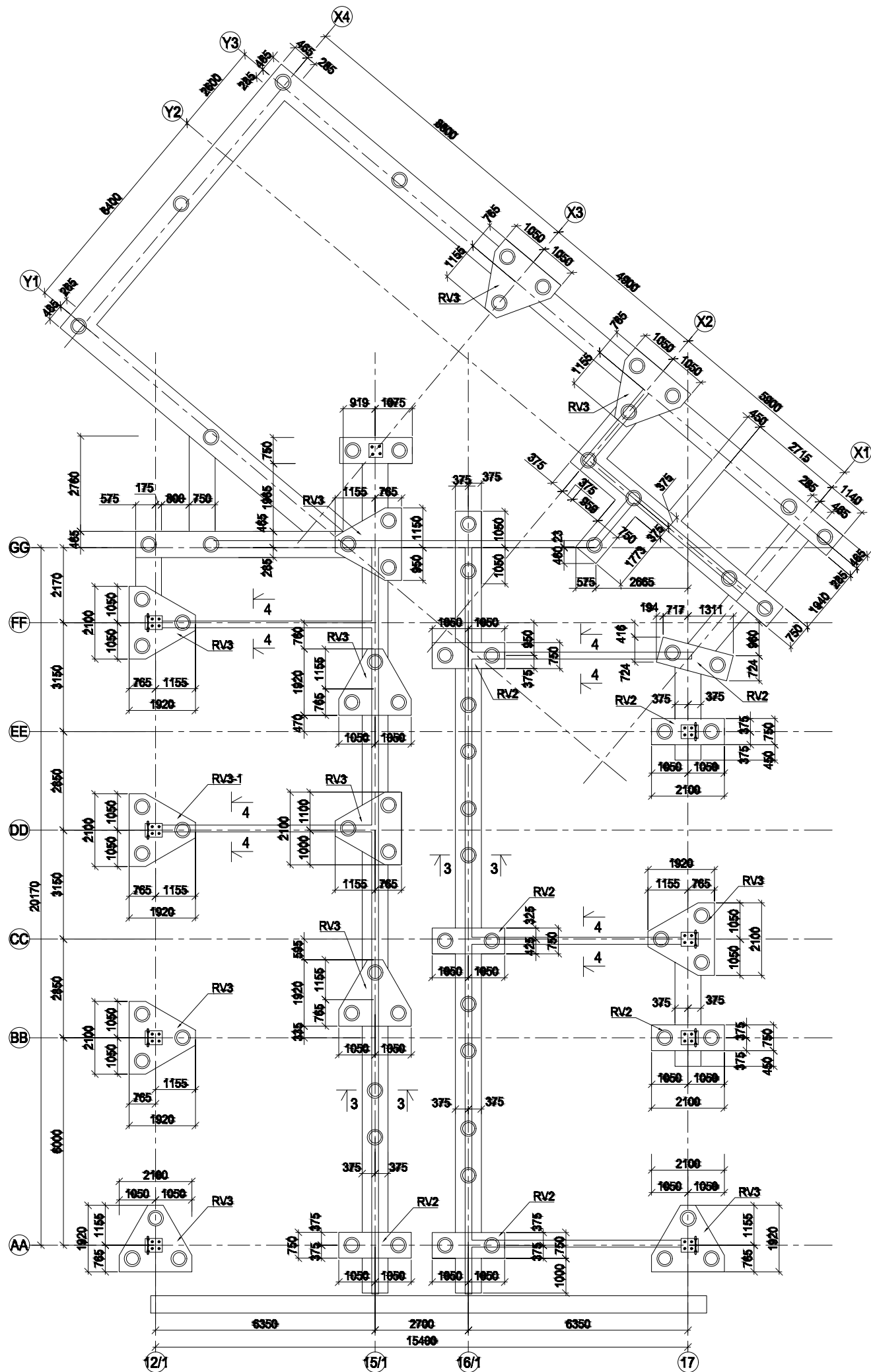
- 1 MULD
- 2 PEENLIIV, kesktihe
- 3 SAVI, pehme
- 4 PEENLIIV, kohev
- 5 MOREEN
- 6 KIVIMOREEN
- 7 LUBJAKIVI

VAIAGRUPPIDE KOORMUSED


GRUPP	Vaia nr.	KOORMUS Nd,KN	KM vaia peale	Vaia pikkus,m
R1	1,2,3	1818,7	-2,150	6,7
R2	16,17	1233,6	-2,150	6,9
R3	25,26,27	1700,8	-2,150	7,3
R4	38,39	1226,9	-2,150	7,5
R5	8,9,10	1504,6	-2,150	6,7
R6	18,19,20	1891,6	-2,150	7,1
R7	35,36,37	2333,2	-2,150	7,5
R8	49,50,51	1338,6	-2,150	7,8
R9	66,67	855,4	-2,150	8,0
R10	44,45	1238,7	-2,150	7,7
R11	52,53	1450,8	-2,150	7,8
R12	62,63	1038,8	-2,150	8,0
R13	69,70,71	1928,3	-2,150	8,2
R14	72,73,74	2029,0	-2,150	8,4
R15	75	785,7	-2,150	8,6
R16	76	530,9	-2,150	8,6
R17	77	276,2	-2,150	8,6
R18	78	567,4	-2,150	8,4
R19	68	671,6	-2,150	8,0
R20	60	595,8	-2,150	7,8
R21	61	611,2	-2,150	7,8
R22	57,58,59	1970,9	-2,150	7,8
R23	55,56	893,4	-2,150	7,8
R24	54	755,1	-2,150	7,8
R25	65	940,0	-2,150	8,0
R26	66	268,5	-2,150	8,0
R27	46,47	1473,6	-2,150	7,7
R28	40,41	1010,7	-2,150	7,7
R29	30,32	1262,8	-2,150	7,5
R30	28,29	1545,8	-2,150	7,1
R31	15,21	1306,9	-2,150	7,1
R32	11,12	1333,3	-2,150	6,9
R33	4,5	1468,5	-2,150	6,7
R34	6,7	1501,7	-2,150	6,7
R35	13,14	1484,4	-2,150	6,9
R36	22,23,24	1680,0	-2,150	7,1
R37	31,33,34	2225,5	-2,150	7,5
R38	42,43,48	1839,3	-2,150	7,7

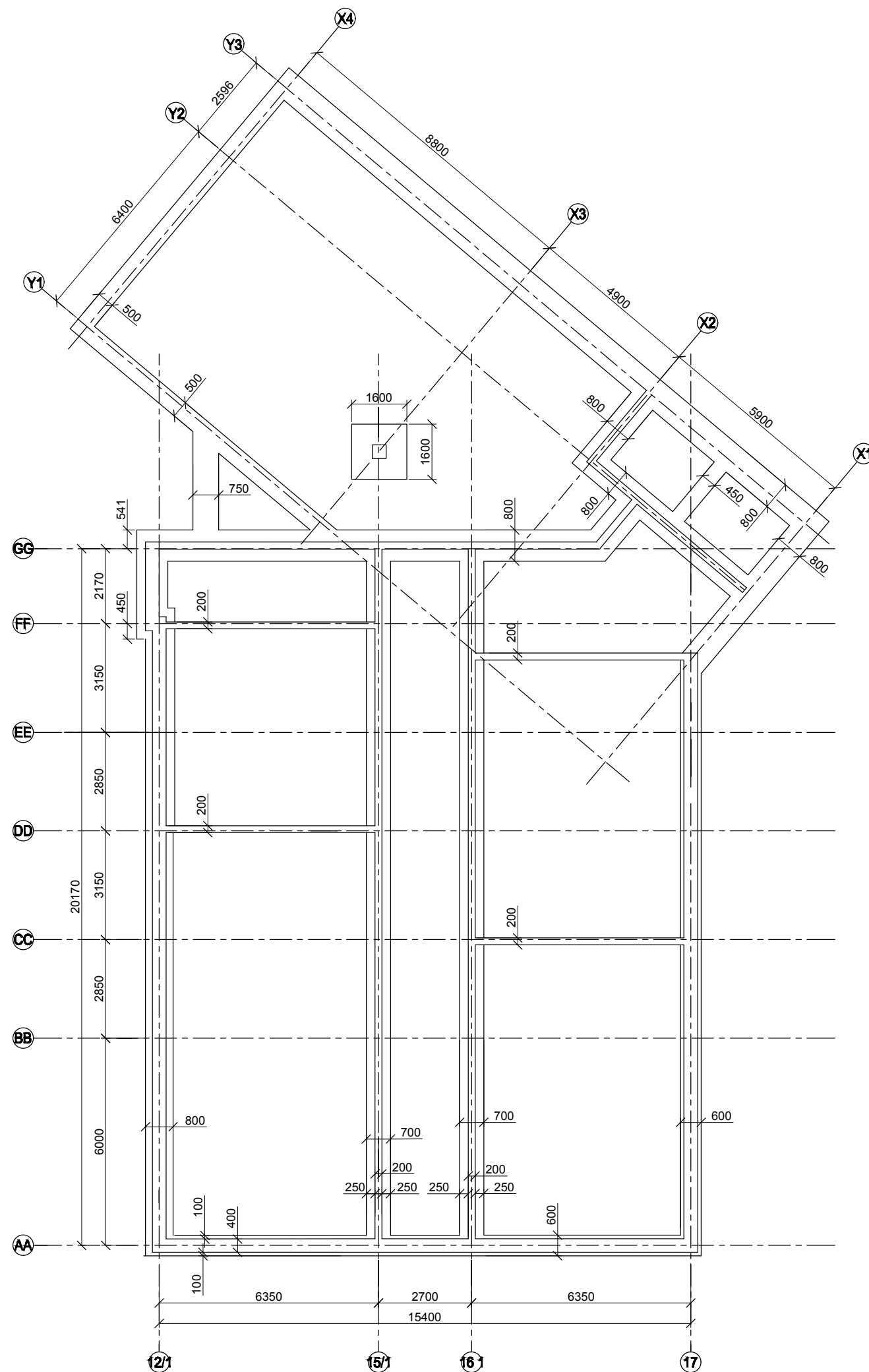
1. SUHTELISELE KÕRGUSMÄRGILE +0.000 VASTAB ABSOLUUTNE 39.210.
2. ARVUTUSKOORMUS ÜHELE VAIALE ON 80t. TABELIS NÄIDATUD ARVUTUSKOORMUS VAIAGRUPILE SISALDAB HOONE VERT. KOORMUST NING TUULEST JA HOONE STABIILSUSARVUTUSTEST SAADUD LISAKOORMUST. KASUTATUD ÜLEKOORMUSTEGURID: gk - 1,15 ja qk - 1,5
3. VAIAD ON Ø350mm PÕIKLÕIKEGA JA Ø450mm OTSIKUGA RAUSBETOON KOHTVAIAD. VAIADE BETOON C30/37, XC3, XF2, KÜLMAKINDLUS KK2.
4. VAIAD SÜVITADA MUUTLIKU LASUVUSSÜGAVUSEGA KIVIMOREENI (kiht 6), 1400mm ULATUSES.
5. VAIADE PAIGALDAMISTÄPSUS PLAANIS ±50mm.
6. VAIA PEA BETONEERITAKSE ROSTVÄRKI 50mm ULATUSES, KUSJUURES VAIA PIKISARRUSE VÄLJALATUVAD OTSAD PEAVAD VAIA PEAST VÄLJA ULATUMA 400mm.
7. KÕRGUSMÄRK VAIA PEALE ON SAMAVÄÄRNE PIKISARRUSE VÄLJALATUVATE OTSTE KÕRGUSMÄRGIGA.

TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY		Magistritöö	Lehti: 1	Lehti: 6
Üliõpilane:	Gerda Tomson	Nimetus: Põhja-Eesti hoone projektijärne vaiaplaan [8]		
Juhendaja:	Lehar Leetsaar			
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž		Töö pealkiri: Vundeerimislahenduste analüüs kahe hoone näitel		




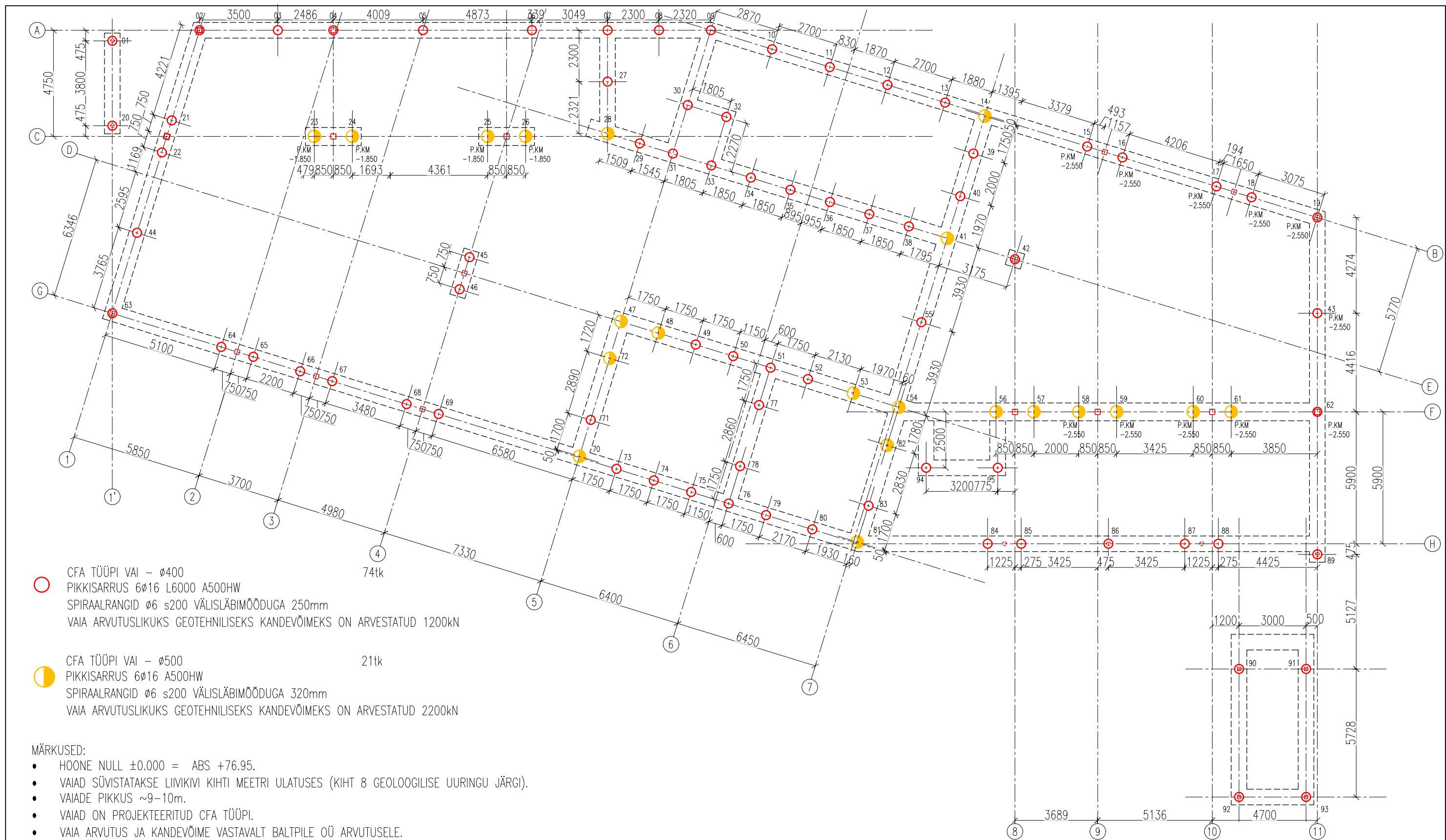
1. SUHTELISELE KÕRGUSMÄRGILE +0.000 VASTAB ABSOLUUTNE KM. 39.210. KÕRGUSMÄRK ROSTVÄRKIDE PEALE -2.000
2. ROSTVÄRGID RAJATAKSE 200mm PAKSUSELE TIHENDATUD KILLUSTIKALUSELE. TIHENDUS ASTE PEAB OLEMA 0,98
3. ROSTVÄRKIDE VALAMISEL KASUTADA BETOONI C30/37, KESKKONNAKLASS XC2

 TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY		Magistritöö	Lehti: 2	Lehti: 6
Üliõpilane:	Gerda Tomson	Nimetus: Põhja-Eesti hoone projektijärgne rostvärgi plaan [8]		
Juhendaja:	Lehar Leetsaar			
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž		Töö pealkiri: Vundeerimislahenduste analüüs kahe hoone näitel		



1. SUHTELISELE KÕRGUMÄRGILE +0.000 VASTAB ABSOLUUTNE KM 39.210.
KÕRGUMÄRK TALDMIKU PEALE -1.390
2. TALDMIKU VALAMISEL KASUTADA BETOONI C30/37, KESKKONNAKLASS XC2
3. JOONIS ON KOOSTATUD VASTAVALT MAGISTRITÖÖS ESITATUD
ARVUTUSTELE ESIMESES PEATÜKIS

 TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY		Magistritöö	Leht: 3	Lehti: 6
Üliõpilane:	Gerda Tomson	Nimetus: Põhja-Eesti hoone ümberprojekteeritud vundamendi plaan		
Juhendaja:	Lehar Leetsaar			
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž		Töö pealkiri: Vundeerimislahenduste analüüs kahe hoone näitel		




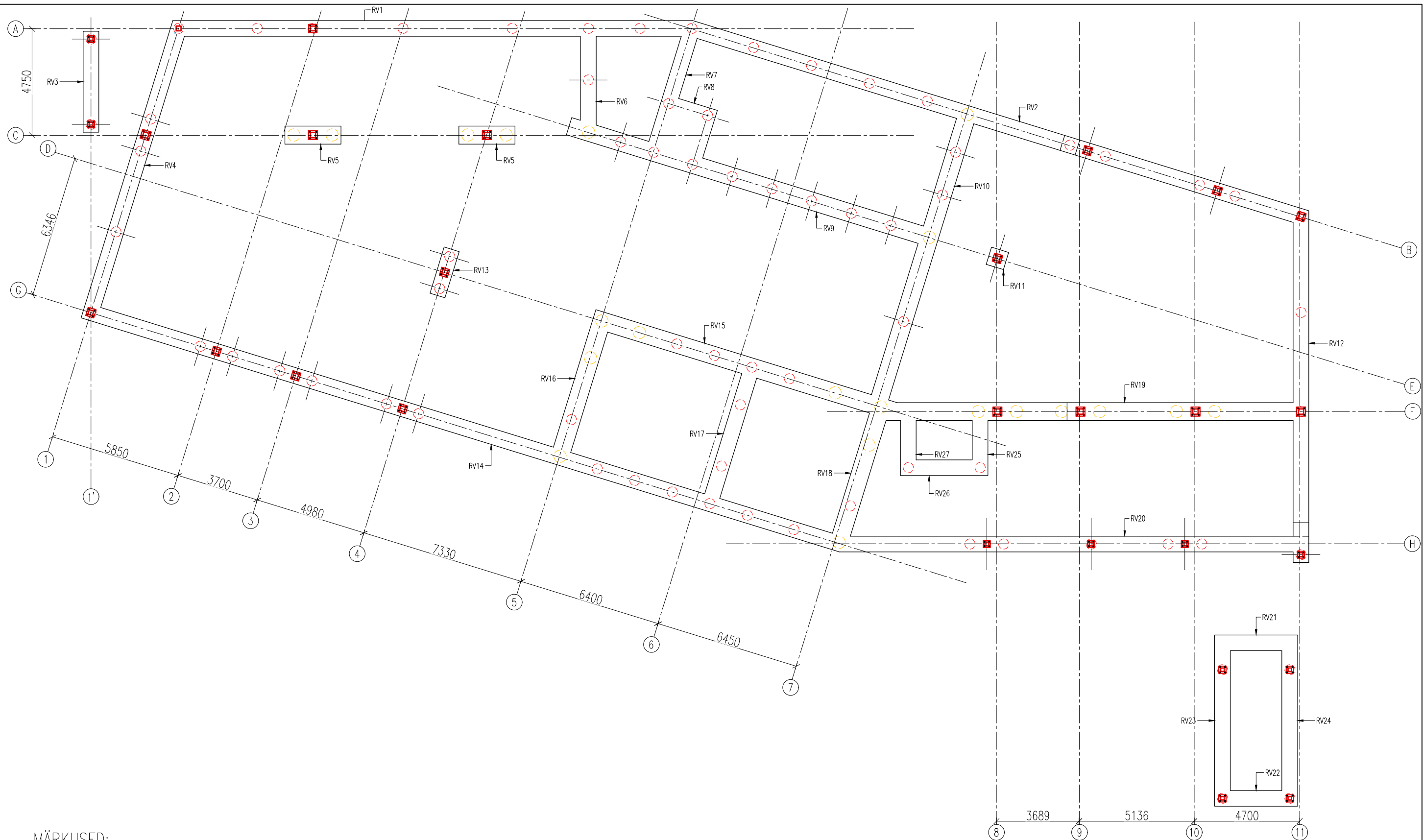
○ CFA TÜÜPI VAI – Ø400
 PIKKISARRUS 6Ø16 L6000 A500HW
 SPIRAALRANGID Ø6 s200 VÄLISLÄBIMÕÖDUGA 250mm
 VAIA ARVUTUSLIKUKS GEOTEHNILISEKS KANDEVÕIMEKS ON ARVESTATUD 1200kN

● CFA TÜÜPI VAI – Ø500
 PIKKISARRUS 6Ø16 A500HW
 SPIRAALRANGID Ø6 s200 VÄLISLÄBIMÕÖDUGA 320mm
 VAIA ARVUTUSLIKUKS GEOTEHNILISEKS KANDEVÕIMEKS ON ARVESTATUD 2200kN

MÄRKUSED:

- HOONE NULL ±0.000 = ABS +76.95.
- VAIAD SÜVISTATAKSE LIIVIKIVI KIIHTI MEETRI ULATUSES (KIHT 8 GEOLOOGILISE UURINGU JÄRGI).
- VAIADE PIKKUS ~9–10m.
- VAIAD ON PROJEKTEERITUD CFA TÜÜPI.
- VAIA ARVUTUS JA KANDEVÕIME VASTAVALT BALTPILE OÜ ARVUTUSELE.
- UUTE VAIADE SÜVISTAMISEL LIIVIKIVI KIIHTI SAAVUTATAKSE PROJEKTIS NÕUTAVAST SUUREM KANDEVÕIME JA PROOVIKOORMAMINE POLE VAJALIK. KANDEVÕIME HINDAMISE ALUSEKS ON ARVUTUS.
- VAIADE BETOON C25/30. KESKKONNAKLASS XC2.
- VÄRSKET BETOONISEGU TULEB KAITSTA LEONDUMISE JA LÄBIKÜLMUMISE EEST.
- VAIA PEA ULATUS ROSTVÄRKI 550mm.
- VAIA SARRUSE ANKURDUS ROSTVÄRKI MIN 550mm.
- VAIA LUBATUD HORISONTAALSUUNALINE HÄLVE MAX 100mm
- KÕRGUSMÄRK VAIA PEALE –1.650 (VALDAVALT), –1.850 JA –2.550 (TÄHISTATUD ERALDI PLAANIL).
- ANTUD ON VAIA PEA KÕRGUSMÄRK PEALE SARRUSE LAHTIRAIUMIST – PROJEKTKÕRGUS.
- SIDUMINE ANTUD VAIA TSENTRISSE

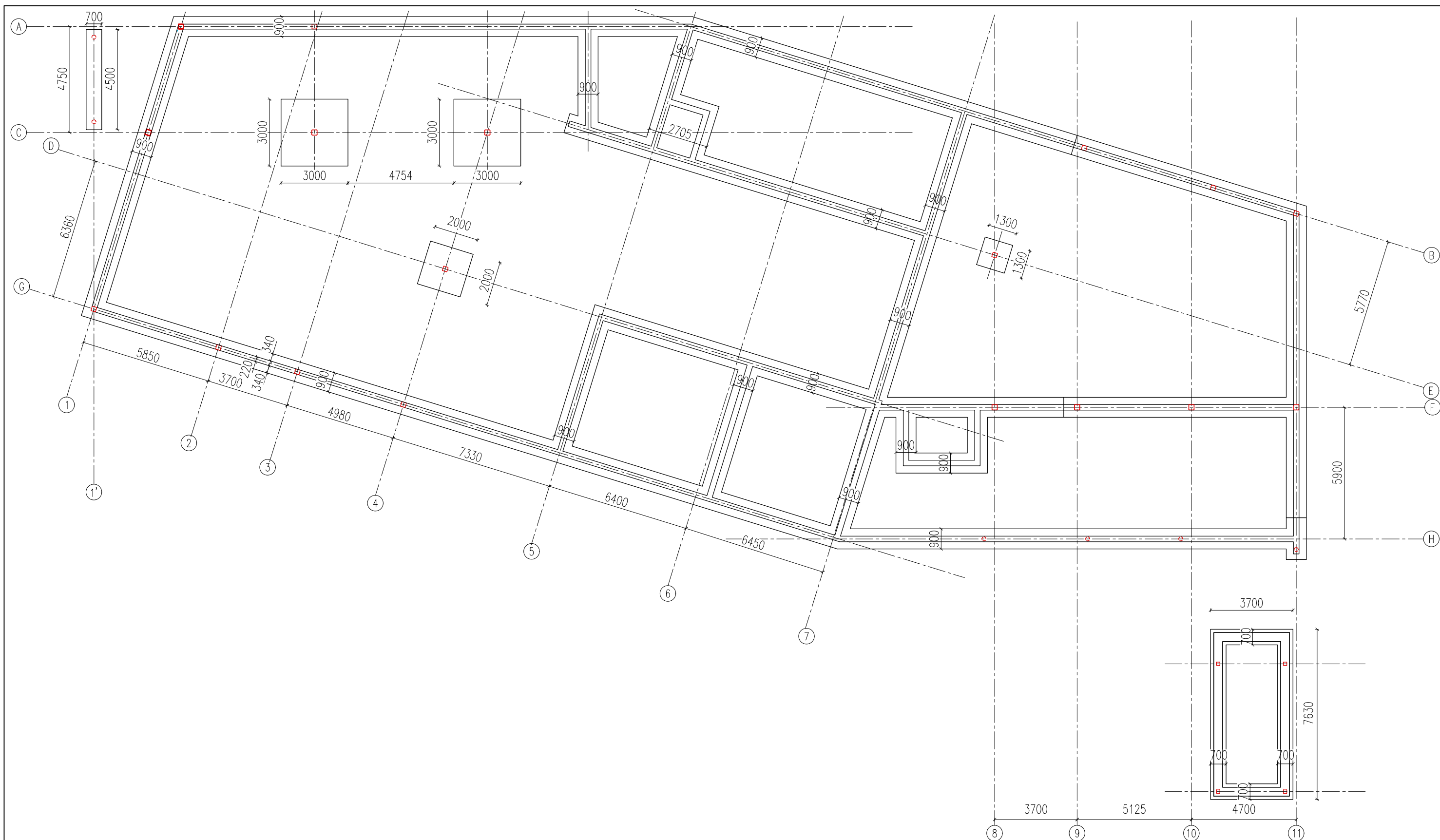
 TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY		Magistritöö	Leht: 4	Lehti: 6
Üliõpilane:	Gerda Tomson	Nimetus: Kesk-Eesti hoone projektjärgne vaiaplaan [12]		
Juhendaja:	Lehar Leetsaar	Töö pealkiri: Vundeerimislahenduste analüüs kahe hoone näitel		
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž				



MÄRKUSED:

- HOONE NULL ±0.000 = ABS +76.95.
- ROSTVÄRGI ALUMINE KM.=-1.700 & -2.600.
- BETOON C30/37. KESKKONNAKLASS XC2+XF1.
- VAIA PEA ULATUS ROSTVÄRKI 50mm.
- VÄRSKET BETOONISEGU TULEB KAITSTA LEONDUMISE JA LÄBIKÜLMUMISE EEST.
- ROSTVÄRGI ALLA RAJADA TIHENDATUD KRUUSALUS 200mm.

 TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY		Magistritöö	Leht: 5	Lehti: 6
Üliõpilane:	Gerda Tomson	Nimetus: Kesk-Eesti hoone projektijärgne rostvärgi plaan [12]		
Juhendaja:	Lehar Leetsaar			
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž		Töö pealkiri: Vundeerimislahenduste analüüs kahe hoone näitel		



MÄRKUSED:

- HOONE NULL ±0.000 = ABS +76.95.
- MADALVUNDAMENT RAJATAKSE SAVIMÖLLI KIHITI (KIHT 4), RAJAMISSÜGAVUS 1,7 m HOONE NULLIST.
- BETOONI TUGEVUSKLASS C30/37
- VÄRSKET BETOONISEGU TULEB KAITSTA LEONDUMISE JA LÄBIKÜLMUMISE EEST.

 TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY		Magistritöö	Leht: 6	Lehti: 6
Üliõpilane:	Gerda Tomson	Nimetus: Kesk-Eesti hoone ümberprojekteeritud vundamendi plaan		
Juhendaja:	Lehar Leetsaar			
TTÜ Inseneriteaduskond Tartu kolledž		Töö pealkiri: Vundeerimislahenduste analüüs kahe hoone näitel		