



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
INSENERITEADUSKOND
Tartu kolledž

VUNDEERIMISLAHENDUSTE ANALÜÜS KAUPLUS- LAO NÄITEL

ANALYSIS OF FOUNDATION SOLUTIONS ON THE EXAMPLE OF RETAIL WAREHOUSE

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Erik Kergand

Üliõpilaskood: 153891EAEI

Juhendaja: Lehar Leetsaar, lektor

Tartu 2021

AUTORIDEKLARATSIOON

Olen koostanud lõputöö iseseisvalt.

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

"....." 2021.

Autor:
/ allkiri /

Töö vastab magistritööle esitatud nõuetele.

"....." 20.....

Juhendaja:
/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

"....."20... .

Kaitsmiskomisjoni esimees:

.....
/ nimi ja allkiri /

Lihtlitsents lõputöö reprodutseerimiseks ja lõputöö üldsusele kättesaadavaks tegemiseks

Mina, Erik Kergand,

1. Annan Tallinna Tehnikaülikoolile tasuta loa (lihtlitsentsi) enda loodud teose

Vundeerimislahenduste analüüs kauplus-lao näitel (*Analysis of foundation solutions on the example of retail warehouse*), mille juhendaja on Lehar Leetsaar:

1.1 reprodutseerimiseks lõputöö säilitamise ja elektroonse avaldamise eesmärgil, sh Tallinna Tehnikaülikooli raamatukogu digikogusse lisamise eesmärgil kuni autoriõiguse kehtivuse tähtaja lõppemiseni;

1.2 üldsusele kättesaadavaks tegemiseks Tallinna Tehnikaülikooli veebikeskkonna kaudu, sealhulgas Tallinna Tehnikaülikooli raamatukogu digikogu kaudu kuni autoriõiguse kehtivuse tähtaja lõppemiseni.

2. Olen teadlik, et käesoleva lihtlitsentsi punktis 1 nimetatud õigused jäävad alles ka autorile.

3. Kinnitan, et lihtlitsentsi andmisega ei rikuta teiste isikute intellektuaalomandi ega isikuandmete kaitse seadusest ning muudest õigusaktidest tulenevaid õigusi.

_____ (kuupäev)

Lihtlitsents ei kehti juurdepääsupiirangu kehtivuse ajal vastavalt üliõpilase taotlusele lõputööle juurdepääsupiirangu kehtestamiseks, mis on allkirjastatud teaduskonna dekaani poolt, välja arvatud ülikooli õigus lõputööd reprodutseerida üksnes säilitamise eesmärgil. Kui lõputöö on loonud kaks või enam isikut oma ühise loomingu tegevusega ning lõputöö kaas- või ühisautor(id) ei ole andnud lõputööd kaitsvale üliõpilasele kindlaksmääratud tähtajaks nõusolekut lõputöö reprodutseerimiseks ja avalikustamiseks vastavalt lihtlitsentsi punktidele 1.1. ja 1.2, siis lihtlitsents nimetatud tähtaja jooksul ei kehti.

LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

Üliõpilane: Erik Kergand, 153891 EAEI

Õppekava, peeriala: EAEI02/12Tartu - Ehitiste projekteerimine ja ehitusjuhtimine

Juhendaja: Lektor, Lehar Leetsaar, lehar.leetsaar@taltech.ee

Lõputöö teema:

(eesti keeles) Vundeerimislahenduste analüüs kauplus-lao näitel

(inglise keeles) Analysis of foundation solutions on the example of retail warehouse

Lõputöö põhieesmärk:

1. Leida kõige ökonoomsen vundeerimislahendus kauplus-laole lähtudes maksumusest.

Lõputöö etapid ja ajakava:

Nr	Ülesande kirjeldus	Tähtaeg
1.	Vundamentide kandevõime leidmine lähtuvalt geoloogilisest uuringust	03.04.2021
2.	Põhiosa mustandi kirjutamine	15.04.2021
3.	Vundeerimislahenduste analüüs ja võrdlus	07.05.2021
4.	Magistritöö vormistamine	24.05.2021

Töö keel: eesti keel

Lõputöö esitamise tähtaeg: 24.05.2021

Üliõpilane: Erik Kergand 24.05.2021

/allkiri/

Juhendaja: Lehar Leetsaar 24.05.2021

/allkiri/

Sisukord

EESSÕNA	7
MÕISTETE JA TÄHISTE LOETELU.....	8
SISSEJUHATUS	12
1 HOONE LÜHIKIRJELDUS JA GEOLOOGIA	13
1.1 Hoone lühikirjeldus	13
1.2 Ehitusgeoloogilise uuringu aruanne	13
1.2.1 Välitöö	13
1.2.2 Pinnamood	13
1.2.3 Pinnaseomadused	13
1.2.4 Pinnasvesi.....	14
1.2.5 Ehitusgeoloogilised tingimused	15
2 MADALVUNDAMENDID	19
2.1 Mõõtmete määramine kandepiirseisundis.....	20
2.2 Üksikvundamendi vajumid.....	22
2.3 Postivundamendi kõrguse määramine	23
2.3.1 Põikjõukandevõime.....	23
2.3.2 Läbisurumiskandevõime	24
2.3.3 Paindekandevõime.....	26
2.4 Üksikvundamendi mõõtmete määramine	27
2.5 Vajumid enimkoormatud vundamendi all	29
2.6 Vundamentide vajumierimid	31
2.6.1 Taldmik teljel A-2	31
2.6.2 Taldmik teljel A-1/2.....	32
2.7 Enimkoormatud taldmiku kõrguse määramine	34
2.7.1 Pikiarmatuuri dimensioneerimine	35
2.7.2 Põikjõukandevõime kontroll	36
2.7.3 Läbisurumiskandevõime kontroll.....	36
2.7.4 Läbisurumine posti perimeetril.....	38
3 VAIVUNDAMENDID	40
3.1 CFA vaiad.....	41
3.2 Fundex tüüpi vaiad.....	42
3.3 Teleskoopse kellivarda vaiad	43
3.4 Vaia kandevõime arvutus.....	43
3.4.1 Lühemad CFA vaiad	44

3.4.2	Pikemad CFA vaiad	46
3.4.3	Lühemad Fundex vaiad	47
3.4.4	Pikemad Fundex vaiad	49
3.4.5	Lühemad kellivarda vaiad	50
3.4.6	Pikemad kellivarda vaiad.....	51
4	ROSTVÄRK.....	53
4.1	Rostvärgi mõõtmete määramine	53
4.1.1	Arvutuslik tõmbearmatuur	53
4.1.2	Rostvärgi põikjõukandevõime.....	55
4.1.3	Rostvärgi läbisurmiskandevõime	56
4.2	Nelja vaiaga rostvärk.....	56
4.3	Kolme vaia rostvärk.....	58
4.4	Kahe vaia rostvärk.....	60
4.5	Ühe vaia rostvärk	62
4.6	Rostvärkide mahud	64
5	VUNDEERIMISLAHENDUSTE MAKSUMUS.....	67
5.1	Madalvundamendi maksumus.....	68
5.2	CFA vundeerimislahenduse maksumus	68
5.3	Fundex vundeerimislahenduse maksumus.....	69
5.4	Kellivarda vundeerimislahenduse maksumus.....	71
6	ANALÜÜS.....	75
	KOKKUVÕTE	77
	SUMMARY	78
	KIRJANDUS	79
	LISAD	80

EESSÕNA

Vundament on ehitise väga oluline osa, seetõttu on autoril huvi selle teemaga süvitsi tegeleda. Magistritöö teema leiti juhendaja abiga. Uurimisobjekt ja algandmed saadi ettevõttelt Projekt O2, kus autor on olnud viimased pool aastat praktikal. Geoloogilise uuringu aruande koostas OÜ Alus-geoloogia.

Autor soovib tänada Lehar Leetsaart juhendamise eest, Projekt O2 andmete ja toetuse eest.

Magistritöö põhiosa koosneb kuuest peatükist. Esimeses peatükis antakse lühiülevaade projekteeritavast hoonest ja ehitusala geoloogiast. Teises peatükis kirjeldatakse madalvundamendi erinevaid tüüpe ning arvutatakse madalvundamendi mõõtmed lähtuvalt kande- ja kasutuspiirseisundist. Kolmandas peatükis kirjeldatakse erinevaid vaivundamente ning leitakse vaiade kandevõimed ja kogused. Neljandas peatükis arvutatakse rostvärgi kandevõime. Viiendas peatükis arvutatakse vundeerimislahenduste maksumused lähtudes vundamendi mõõtmetest ja kogustest. Viimases peatükis analüüsitakse erinevaid vundeerimislahendusi.

Võtmesõnad: madalvundament, vaivundament, rostvärk, magistritöö.

Key words: shallow foundation, pile foundation, pile cap, master's thesis.

MÕISTETE JA TÄHISTE LOETELU

A	- vundamendi talla pindala, m^2 - vaia otsa ristlõike pindala, m^2 - rostvargi pindala, m^2
a	- pikkus posti servast kuni taldmiku ääreni, m
$A_{cont,i}$	- kontrollala pindala, mm^2
a_i	- vaadeldava kontrollperimeetri kaugus posti servast, mm
A_s	- tõmbearmatuuri pindala, mm^2
$A_{s,min}$	- plaadi minimaalne armeerimistegur, mm^2
a_{s1}	- pikitõmbearmatuur, mm^2/m
a_v	- kaugus posti servast kriitilise lõikeni, mm
a_3	- tegur talla laiuse arvutamiseks, kN/m^3
a_4	- tegur talla laiuse arvutamiseks, kN/m^2
B	- talla tegelik laius, m - rostvargi laius, mm
B'	- talla arvutuslaius, m
B_1	- talla mõõtmete alglahend, m
B_{i+1}	- täpsustatud lahend talla mõõtmete määramisel, m
b_w	- ristlõike minimaalne laius tõmbetsoonis, mm
c	- nimikaitsekiht, mm
c'	- efektiivnidusus
c_i	- vundamendile toetuva posti külgede pikkused, mm
CPTU	- surupenetratsioon poorirõhu mõõtmisega
d	- kasuskõrgus, mm - talla süvis planeeritavast maapinnast, m

DPSH-A	- väga raske löökpenetratsioon
E_i	- kihi i deformatsioonimoodul, MPa
f_{cd}	- betooni arvutussurveugevus, MPa
f_{ck}	- betooni normsurvetugevus, MPa
f_{ctm}	- betooni keskmine tõmbetugevus, MPa
f_{yd}	- armatuuri arvutustugevus, MPa
f_{yk}	- armatuuri normtugevus, MPa
G_d	- arvutuslik alaline koormus, kN
G_k	- alaline normkoormus, kN
$G_{rostvärk}$	- rostvärgi omakaal, kN
G_{vai}	- vaia omakaal, kN
h	- taldmiku kõrgus, mm ; rostvärgi kõrgus, mm - pinnasekihi paksus, m
h_{ef}	- ankrupoldi keha pikkus, mm,
h_{min}	- rostvärgi minimaalne kõrgus, mm.
k	- ankrupoldi otsa paksus, mm,
L	- talla tegelik pikkus, m - vundamentide vahekaugus, m - vaia pikkus, m - rostvärgi pikkus, mm
L'	- talla arvutuspikkus, m
l_{eff}	- vaia telgede vahekaugus, mm
M_{Ed}	- arvutuslik paindemoment, kNm
n	- vaia poolt läbitavate pinnasekihtide arv
N_{γ}, N_q, N_c	- pinnase kandevõime tegurid
O_p	- vaia ümbermõõt, m

PA	- puurauk
q	- keskmine kogusurve vundamendi talla all, kN/m ²
q'	- pinnase omakaalust tingitud efektiivpinge talla tasandis, kN/m ²
q_b	- pinnase erivastupanu vaia otsa all, kN/m ²
Q_d	- arvutuslik ajutine koormus, kN
Q_k	- ajutine normkoormus, kN
q_{net}	- netokoormus taldmikule, kN/m ²
q_s	- vaia külje erivastupanu, kN/m ²
q_t	- ühtlaselt jaotatud tihendav surve talla all, kPa
R_{cd}	- vaia arvutuslik kandevõime, kN
R_{ck}	- vaia normkandevõime, kN
R_d	- pinnase tugevusest sõltuv vundamendi kandevõime, kN
s	- armatuuri samm, mm
s_i	- elementaarkihi deformatsioon, mm
s_{max}	- maksimaalne vajum, cm
s_γ, s_q, s_c	- talla kuju arvestavad tegurid
z	- vaadeldava punkti sügavus tallast, m
TSD	- Tekla Structural Designer, arvutiprogramm
u_a	- kontrollperimeetri pikkus, mm
V_{Ed}	- arvutuslik normaaljõud, kN
v_{Ed}	- arvutuslik nihkepinge, MPa
V_k	- normatiivne normaaljõud, kN
$V_{Rd,c}$	- põikarmatuurita elemendi arvutuslik põikjõukandevõime, N
$v_{Rd,c}$	- arvutuslik läbisurumiskandevõime, MPa
$V_{Ed,red}$	- läbisurumisel rakenduv üldine jõud, kN

$V_{Rd,c,min}$	- põikarmatuurita elemendi arvutuslik põikjõukandevõime miinimumväärtus, N
$v_{Rd,max}$	- plaadi maksimaalne arvutuslik läbisurumiskandevõime, kN
γ'	- tallast allapoole jääva pinnase efektiivmahukaal, kN/m ³
γ_b	- betooni mahukaal, kN/m ³
γ'_1	- tallast ülespoole jääva pinnase keskmine efektiivmahukaal, kN/m ³
γ_G	- alaliskoormuse osavarutegur
γ_k	- pinnase ja vundamendi keskmine mahukaal d_k ulatuses, kN/m ³
γ_Q	- muutuvkoormuse osavarutegur
γ_R	- kandevõime osavarutegur
α	- rõhujaotustegur
ρ_1	- armeerimistegur
Δh	- elementaarkihi paksus, m
ΔV_{Ed}	- seespool vaadeldavat kontrollperimeetrit mõjuv ülespoole suunatud jõud, kN
σ_d	- pingetalla all vundamendile rakendatud koormusest, kPa.
σ'_{gzi}	- pinnase omakaalupinge elementaarkihis i sügavusel z , kPa
Δ_s	- vajumierim, kahe vundamendi vajumite vahe, mm
σ'_{pzi}	- ehitisest tulenev keskmine pingetalla elementaarkihis i sügavusel z , kPa
θ	- suhteline erim
φ'	- efektiivsisehõõrdenurk, °
\emptyset	- vaia keha läbimõõt, mm
	- vaia otsa läbimõõt, mm
	- armatuuri läbimõõt, mm

SISSEJUHATUS

Iga hoone ehitus algab vundamendist, mis loob eelduse kauapüsivaks kestvaks lõpptulemuseks. Vundament on ehitise osa, mis kannab hoonelt tulenevad koormused pinnasele. Kasutusel on mitmeid erinevaid vundeerimislahendusi ning enne ehituse alustamist tuleb leida optimaalseim lahendus.

Vundamendi valikus tuleb lähtuda mitmetest aspektidest, näiteks geoloogilised parameetrid, ehitustehnilised lahendused, naaberehitiste olemasolust ja külmakerkeohtlikkusest. [1] Kahtlemata on oluline ka vundamendi maksumus. Hinnanguliselt moodustab vundamendi maksumus 5-20% kogu hoone maksumusest. [2]

Magistritöös uuritakse kauplus-lao vundeerimislahenduste võimalusi. Hoone on projekteeritud Projekt O2 poolt. Hoone ehitusalune pind on 5315 m². Koormused on saadud esialgsest TSD (Tekla Structural Designer) mudelist. Vundeerimislahenduste projekteerimisel arvutatakse lähtuvalt vertikaalsetest koormusetest.

Optimaalseima lahenduse leidmiseks lähtutakse uuringu käigus leitud geoloogilistest parameetritest ning kontrollitakse pinnase kandevõimet ja pinnasekihtide vajumite suurusi. Teades vundamendi mõõtmeid konstrueeritakse vundamendid lähtuvalt raudbetoonkonstruktsioonide arvutustest. [1]

Töös analüüsitakse kahte tüüpi vundamentide võimalikkust. Esmalt tehakse arvutused jaotusvundamendi ehk madalvundamendi kohta. Teiseks uurimisobjektiks on lähtuvalt ehitusgeoloogilise uuringu soovitusel vaivundament. Vaivundamentide sobivuse määramiseks on magistritöös kasutatud kolme erinevat vaia tüüpi. Vundeerimislahendused leitakse kasutades CFA, Fundex ja teleskoopse kellivarda vaiu.

Enamasti on ökonoomsem rajada vaivundament väiksema arvu ja suurema kandevõimega vaiadest, sest see võimaldab rajada ökonoomsemaid rostvärke. [3] Magistritöös on iga vaivundamendi tüübi kohta tehtud kaks erinevat lahendust. Võrreldakse lühemaid vaiu pikemate vaiadega ning leitakse optimaalseim lahendus. Esimeses lahenduses kasutatakse viie meetri pikkusi vaiu. Teises lahenduses kasutatakse kahekümne viie meetri pikkusi vaiu. Kasutades pikemaid vaiu, väheneb vajaminevate vaiade arv ja rostvargi mõõtmed ning maht. Samas, vaia enda maksumus suureneb.

Pärast erinevate vundeerimislahenduste projekteerimist, arvutatakse hinnanguline maksumus ning võrreldakse erinevaid variante. Lähtuvalt ehitismaksumusest leitakse optimaalseim lahendus vundamendi ehitamiseks.

1 HOONE LÜHIKIRJELDUS JA GEOLOOGIA

1.1 Hoone lühikirjeldus

Projekteeritav hoone on kauplus-ladu, mis asub Tartus, Riia tn 193. Kauplus-ladu on ühe kuni kolme korruseline hoone. Kauplus-ladu on lähtuvalt funktsioonist liigendatud neljaks erinevaks mahuks. Hoone koosneb kauplusest, büroost ja lao osast. Hoone rajatakse peamiselt monteeritavatest raudbetoonpostidest ja -taladest ning terasfermidest ja -taladest karkassina. Kontori lagi ja vahelaed on õõnespaneelidest.

1.2 Ehitusgeoloogilise uuringu aruanne

1.2.1 Välitöö

Välitöö teostati 09-12.09.2019. Agregaadiga Geotech 604ga puuriti 13 puurauku sügavusega 2,0-7,0 m. Geotech CPTU- seadmega tehti 7 piesokoonuskatset, et määrata pinnaste geotehnilised omadused ning jätkati nelja katse august DPSH-A löökpenetratsiooni katsetega. Uuringupunktid seoti kõrgulikul ja plaaniliselt GNSS-seadmega Spectra SP 80. DPSH-A löökpenetratsiooni graafik koos geoloogilise tulbaga number 2 on joonisel 1.4. Surupenetratsiooni (CPTU) katse graafik on joonisel 1.2. [4]

1.2.2 Pinnamood

Uuringuala paikneb Ugandi platool, lainja reljeefiga alal ja samal ajal vana sügava Raadi – Maarjamõisa – Nõo mattunud ürgoru kohal. Uuringupunktide suudmetele on maapinna absoluutsed kõrgused vahemikus 74,9-76,15 m. Uuringusügavuses on looduslikeks pinnakatteteks kruusa-/liivaga sauerikas möll (savimöllumoreen) ja möllikas peenliiv. Joonis 1.3 illustreerib pinnase geoloogilist lõiget. [4]

1.2.3 Pinnaseomadused

Kiht 1 on täitepinnas, mis koosneb; mullast, moreenist, liivast, killustikust ja kruusast. Täitepinnasekihi paksus on vahemikus 0,2-0,5 m. [4]

Kiht 2 on muld. Kihi paksus on vahemikus 0,2-0,45 m. [4]

Kiht 3 on kruusa-/liivaga sauerikas möll (savimöllumoreen), mis sisaldab; jämepurdu, kruusateri, veeriseid ja munakaid, valdavalt 10...15 %. Savimöllumoreen on väheplastne,

poolkõva kuni sitke. Savimöllmoreen on keskmiselt kokkusurutav. Kihi paksus on vahemikus 2,0-3,35 m. [4]

Kiht 4 on möllikas peenliiv. Möllikas peenliiv on kesktihe kuni tihe, kuiv, ülaosas kohati õhukeste märgade mölli vahekihtidega. Geoloogilise uuringu käigus läbiti ürgorgu täitva liiva-kruusakompleksi ülaosa. Üldgeoloogilistel andmetel on ürgorgu täitva liiva-kruusakompleksi kogupaksus vähemalt 50-60 m. Möllikas peenliiv on vähe kokkusurutav. Kihti läbiti paksuses 1,4-3,3 m. [4]

Tabel 1.1 Pinnaste normatiivsed parameetrid [4]

Näitajad	Kihi nr. Pinnas	3 Kruusa-/liivaga sauerikas möll (savimöllmoreen)	4 Möllikas peenliiv
Pisokoonuskatsetel keskmine korregeeritud koonuseritakistus q_t (MPa)		1,6*	8
Piesokoonuskatsetel keskmine erikülghõõre f_s (kPa)		37*	75
DPSH-A katsetel keskmine löökide arv 20 cm läbimiseks N_{20SA}			24
Deformatsioonimoodul $E'_{koormusintervallis}$ (MPa)		0,15...0,18 14	0,2...0,25 25
Efektiivnidusus c'_k (kPa)		8	10
Efektiivsisehõõrdenurk φ'_k (°)		26	28
Mahukaal γ (kN/m ³)		21,5	20
Filtratsioonimoodul k (m/ööpäevas)		0,1	2
Vaiakülje ühikpinna vastupanu q_{ski} (kN/m ²)		18	30
Vaiaotsa ühikpinna vastupanu q_{bk} (kN/m ²)			2500**

Märkused:

* Keskmiste arvutusel on välja jäetud moreeni läbikuivanud osa, kuni 1,3 m sügavuseni maapinnast, näidud.

** Kehtib juhul, kui vaia ots on süvistatud vähemalt 1 m sügavusele kihi pealispinnast.

1.2.4 Pinnasvesi

Pinnasevett uuringusügavuses ei esinenud. Kohati esines sügavuses 1,8...2 m maapinnast niiskem tsoon. Antud tsooni võib kõrgveeperioodidel tekkida ülaveelise iseloomuga ajutine pinnasevee kiht. Lähedalasuvate puurkaevude andmeil on esimene püsiva režiimiga põhjaveekiht sügavusel 15-16 m maapinnast. [4]

1.2.5 Ehitusgeoloogilised tingimused

Ehitiste, teede ja platside alt tuleks täies mahus välja kaevata kiht 1 (täitepinnas) ja kiht 2 (muld). Kiht 3 (savimöllmoreen) on keskmiselt külmakerkeline.

Vaivundamentide rajamisel tuleks vaiad süvistada vähemalt 1,0-1,5 m pikkuselt kihti 4 (möllikas peenliiv). [4]

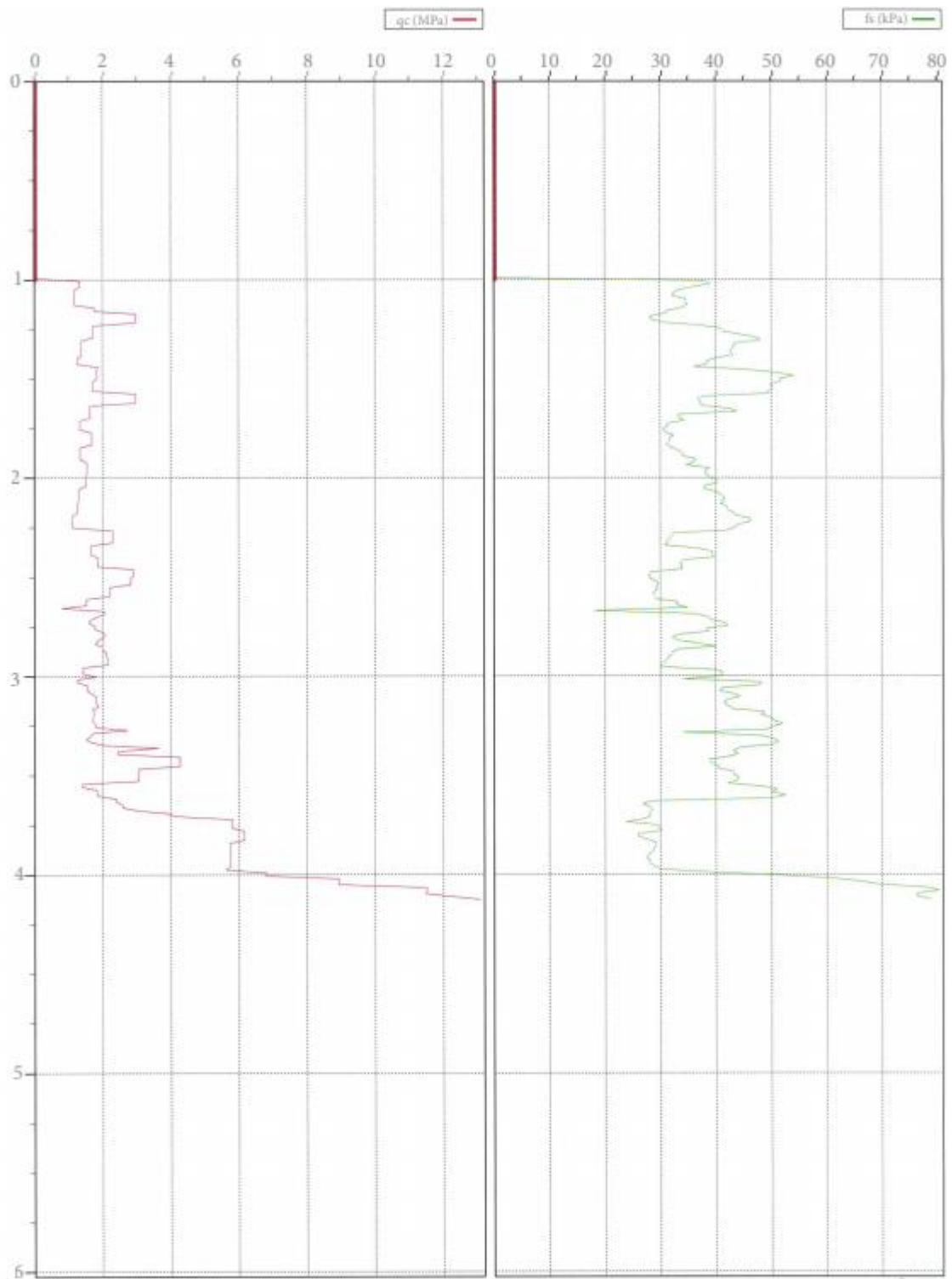
Joonisel 1.1 on välja toodud puuraugu number 3 kihtide paksused ja omadused.

Joonis 1.1 Ehitusgeoloogilise uuringu geotulp (PA-3) [4]

Kaevandi tähis ja nr	PA-3 CPTU-3	Suudme abs. kõrgus	75.35	Puuritud (kuup.) Seadmed	09.09.2019 Geotech 604 CPTU	Pinnasevee sügavus/abs. kõrgus	-/-	Veepind mõõdetud (kuup.)	10.09.2019
X=6471362.3					Y=656663.7				
	Geo. in-deks	Sügavus m	Abs. kõrgus m	Paksus m	Geoloogiline lõige	Proov (labori nr.)	Pinnase kirjeldus		
	kultQIV	0.35	75.00	0.35	①		Täide: moreen, kruus, munakad, mulda ~30%.		
	orgQIV	0.55	74.80	0.20	②		Muld		
1									
2	gQIII			2.95	③		Kruusa-/liivaga sauerikas möll (savimöllmoreen): punakaspruun, väheplastne, poolkõva kuni sitke, sisaldab jämepurdu 10...15 %. Alates 3,1 m sügavuselt maapinnast liiva vahekihtidega.		
3		3.50	71.85						
4									
5	fQIII			2.50	④		Möllikas peenliiv: punakaskollane, kesktihe kuni tihe, kuiv, kuni 4,0 m sügavuseni maapinnast mõne mölli kollakaspruuni märja vahekihiga.		
6		6.00	69.35						

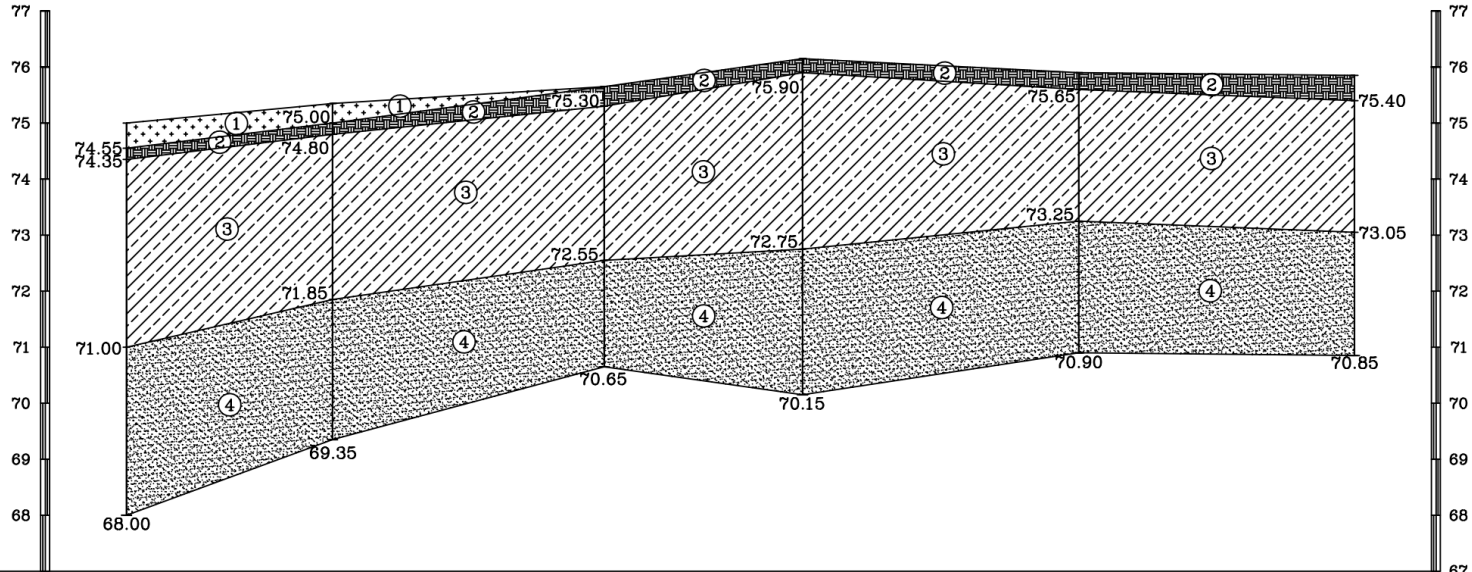
Vundamendid, millega ei kaasne suurt riski, puuduvad keerulised pinnasetingimused või suured koormused, kuuluvad teise kategooriasse. Vastavalt EVS-EN 1997-1:2005+A1:2013+NA:2014 standardi järgi kuulub projekteeritav hoone geotehnilisse kategooriasse 2. [5]

Joonis 1.2 Surupenetratsiooni graafik (testi number CPTU-1) [4]

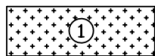


Joonis 1.3 Pinnase geoloogiline lõige [4]

GEOLOOGILINE LÕIGE I – I'



KAEVANDI TÄHIS JA NR.	PA-1/CPTU-1/DPSH-A-1	PA-3/CPTU-3	PA-5	PA-7/CPTU-5/DPSH-A-3	PA-9/CPTU-6	PA-11
SUUDME ABS. KÕRGUS	75.00	75.35	75.65	76.15	75.90	75.85
VAHEKAUGUS, m		36,7	48,5	35,4	49,3	49,2
PINNASEVEE ABS. KÕRGUS/KP.	-/10.09.2019	-/10.09.2019	-/12.09.2019	-/13.09.2019	-/13.09.2019	-/13.09.2019



1 Täitepinnas



3 Kruusa-/liivaga sauerikas möll (savimöllumoreen)

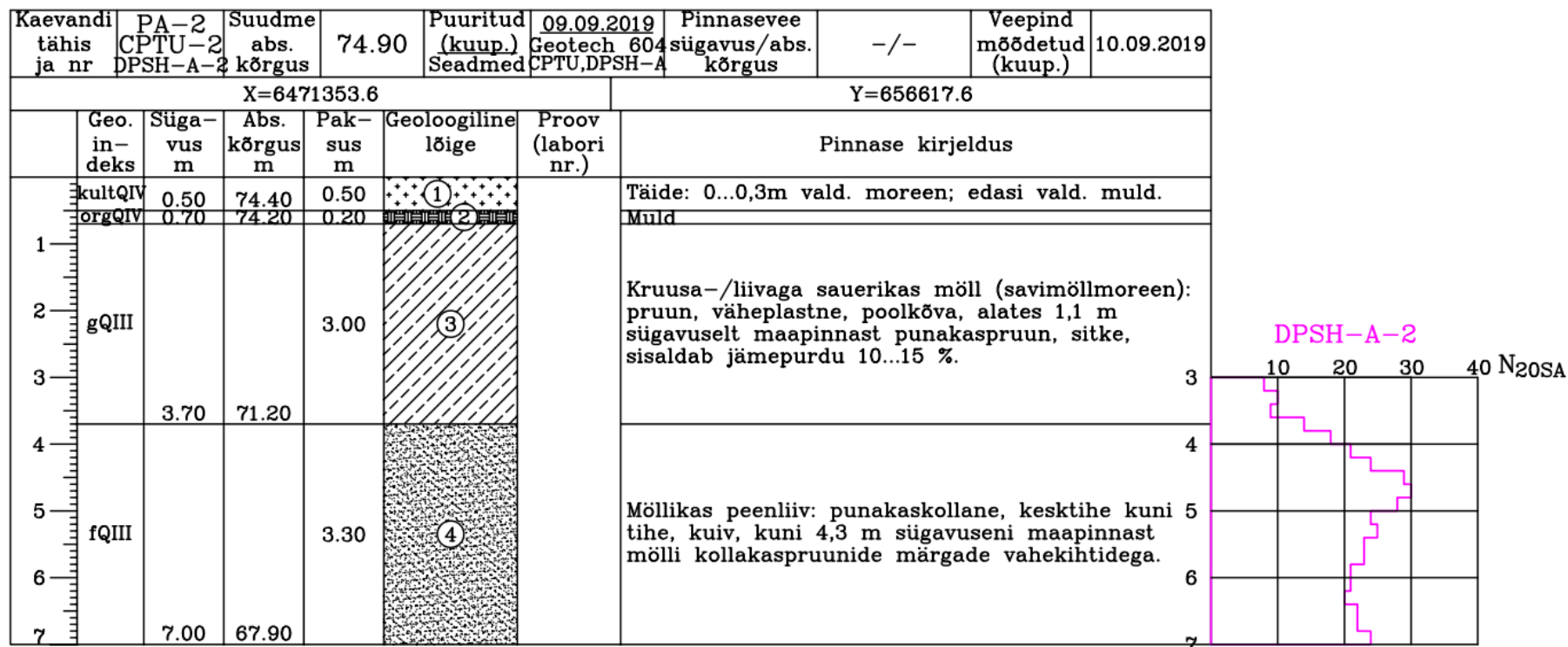


2 Muld



4 Mõllikas peenliiv

Joonis 1.4 Geoloogiline tulp number 2 koos DPSH-A katsegraafikuga [4]



2 MADALVUNDAMENDID

Jaotusvundamendid ehk madalvundamendid on enimkasutatud vundeerimislahendus. Madalvundamendi eesmärk on jaotada postidelt või seintelt tulenev koormus pinnasele. Madalvundamendid võib liigitada neljaks: üksikvundament, lintvundament, ristlintvundament ja plaatvundament. Madalvundamendid ehitatakse peamiselt raudbetoonist või betoonist. [1]

Üksikvundament toetab hoone üksikut osa, näiteks posti. Üksikvundament on enamasti ristkülikulise kujuga. Üksikvundamendi laiuse ja pikkuse suhe on alla viie. [1]

Lintvundamenti kasutatakse peamiselt kandvate seinte all. Lintvundamendiks peetakse vundamente, mille pikkuse ja laiuse suhe on üle viie. [1]

Ristlintvundamendi kasutatakse peamiselt karkassehitiste puhul. [1]

Plaatvundamente kasutatakse suure koormusega ja suhteliselt nõrgale pinnasele rajatud hoonete puhul. [1]

Lähtuvalt hoone kandekonstruktsioonist ning pinnase omadusest valitakse vundamendi tüüp. Vastavalt vundamendi tüübile arvutatakse enimkoormatud vundamendi mõõtmed ning vajum. Kui vundamendi vajum ja mõõtmed on vastuvõetavad, siis arvutatakse kõik ülejäänud vundamendid. Pärast kõikide vundamentide vajumite määramist, leitakse vundamentide vahelised vajumite erimid. [1]

Kuna vundament kannab koormuse edasi pinnasele, siis pinnases tekivad lisapinged. Lisapinged pinnases põhjustavad pinnases deformatsioone. Deformatsioonid põhjustavad vundamendi vajumist. Vajumid on eelkõige tingitud pinnase tihenemisest. [6]

Kui kõigi ülejäänud vundamendi esialgsed mõõtmed on leitud, siis kontrollitakse vundamentide vajumeid. Kui vundamendi vajumid on lubatud piirides, kontrollitakse vajumierimit (kahe vundamendi vajumite vahe). [1]

Vajumierimite piirväärtused on tingitud ehitise liigist (näiteks raudbetoonkarkass või teraskarkass), vundamendi tüübist, kasutatud materjalist ja pinnasest. Suured vajumierimid ehitise osade vahel võib põhjustada ehitise vigastusi, näiteks pragusid. [3]

2.1 Mõõtmete määramine kandepiirseisundis

Madalvundamendi kandevõime on tagatud, kui on täidetud tingimus [3]:

$$R_d \geq V_{Ed} \quad (3.1)$$

kus V_{Ed} – arvutuslik normaaljõud, kN,

R_d – pinnase tugevusest sõltuv vundamendi kandevõime, kN.

Pinnase kandevõime dreenitud tingimustes arvutatakse valemiga [3]:

$$R_d = \frac{A(0,5\gamma' B' N_\gamma s_\gamma + q' N_q s_q + c' N_c s_c)}{\gamma_R} \quad (3.2)$$

kus A – vundamendi talla pindala, m²,

γ' – tallast allapoole jääv pinnase efektiivmahukaal, kN/m³,

B' – talla arvutuslaius, m,

N_γ ; N_q ; N_c – pinnase kandevõime tegurid,

s_γ ; s_q ; s_c – talla kuju arvestavad tegurid,

q' – pinnase efektiivpinge talla tasandis, kN/m²,

c' – efektiivnidusus,

γ_R – kandevõime osavarutegur.

Pinnase omakaalust tingitud efektiivpinge leitakse valemiga [3]:

$$q' = d\gamma'_1 \quad (3.3)$$

kus d – on talla süvis planeeritavast maapinnast, m,

γ'_1 – tallast kõrgemale jääva pinnase efektiivmahukaal, kN/m³.

Jaotusvundamendi kandevõime osavarutegur γ_R leitakse tabelist 2.1. Vundamendi projekteerimisel peaks Eestis lähtuma arvutusvariandist 2. Kandevõime osavarutegur purunemisele teises arvutusvariandis $\gamma_R = 1,5$. [5]

Tabel 2.1 Kandevõime osavarutegurid jaotusvundamentidele [5]

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

Talla kuju arvestavad tegurid dreenitud tingimustes leitakse valemitega [3]:

$$S_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'} \quad (3.4)$$

$$S_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi \quad (3.5)$$

$$S_c = \frac{S_q N_q - 1}{N_q - 1} \quad (3.6)$$

Kuna koormus on tsentriline, siis $B' = B$ ja $L' = L$ ja ruudukujulise taldmiku puhul on taldmiku pikkused võrdsed $B = L$.

Tsentriselt koormatud ruudukujulise tallaga üksikvundament mõõtmed dreenitud tingimustes leitakse kuupvõrrandist [3]:

$$a_3 B^3 + a_4 B^2 - V_{Ed} = 0 \quad (3.7)$$

kus

$$a_3 = \frac{0,5 \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma}{\gamma_R} \quad (3.8)$$

$$a_4 = \frac{(q' \cdot N_q \cdot S_q + c' \cdot N_c \cdot S_c)}{\gamma_R} - d \cdot \gamma_k \cdot \gamma_G \quad (3.9)$$

kus γ_k – pinnase ja vundamendi keskmine mahukaal, keskmiselt 22 kN/m³,

γ_G – alaliskoormuse osavarutegur.

Koormuste osavarutegurid kandepiirsesundis leitakse tabelist 2.2. Lähtuvalt tabelist 2.2 on alaliskoormuse osavarutegur $\gamma_G = 1,2$ ja muutuvkoormuse osavarutegur $\gamma_Q = 1,5$. [5]

Tabel 2.2 Koormuste või koormustulemite osavarutegurid [5]

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

Taldmiku laius leitakse järkjärgulise lähenemise teel valemiga [3]:

$$B_{i+1} = \sqrt{\frac{V_1}{a_3 \cdot B_i + a_4}} \quad (3.10)$$

Esimesel sammul võetakse alglahendiks [3]:

$$B_1 = \sqrt{\frac{V_1}{a_4}} \quad (3.11)$$

2.2 Üksikvundamendi vajumid

Magistritöös on vajumid arvatud summeerimismeetodiga. Summeerimismeetodi puhul leitakse pinged pinnases talla keskpunkti all. [6]

Summeerimismeetodiga arutamisel jaotatakse erinevad pinnasekihid elementaarkihtideks. Elementaarkihtide paksus Δh on vajaliku summeerimistäpsuse saavutamiseks talla laiuse sügavuseni $0,2-0,3B$. Kui on jõutud taldmiku laiuse sügavuseni, siis elementaarkihti paksuseks võetakse $0,4-0,6B$. Kui elementaarkihtidega on jõutud sügavuseni $3B$, siis elementaarkihti paksuseks võetakse taldmiku laius B . Vajumeid summeritakse sügavuseni, kus geostaatiline pinge σ'_{gz} (pinnase omakaalu pinge) on viis korda suurem vundamendi lisapingest σ'_{pz} . [3]

Vundamendi koormusest põhjustatud vertikaalpinge arvutatakse valemiga [3]:

$$\sigma'_{pz} = \alpha q_t \quad (3.12)$$

kus α - rõhujaotustegur,

q_t - ühtlaselt jaotatud tihendav pinge talla all, kN/m².

Rõhujaotusteguri suuruse saab leida tabelist lisa 4 olenevalt vaadeldava punkti suhtelisest sügavusest $m = 2z/B$ ja talla külgede suhtest $n = L/B$.

Ühtlaselt jaotatud tihendav pinge talla all q_t arvutatakse valemiga [3]:

$$q_t = q - d\gamma'_d \quad (3.13)$$

kus q - keskmine kogusurve vundamendi talla all, kN/m²,

γ'_d - pinnase mahukaal süvise ulatuses, kN/m³.

Elementaarkihti deformatsioon arvutatakse valemiga: [3]

$$s_i = \frac{\sigma'_{pzi} \Delta h_i}{E_i} \quad (3.14)$$

kus σ'_{pzi} - keskmine pinge elementaarkihis i , kPa,

Δh_i - kihi i paksus, m,

E_i - kihi deformatsioonimoodul, MPa.

Vajum leitakse elementaarkihtide deformatsioonide summana. [3]

Üksikvundamendile leitud vajumit võrreldakse standardis EVS-EN 1997-1:2005+A1:2013+NA:2014 rahvuslikus lisas toodu vajumi piirväärtusega (tabel 2.3).

Projekteeritav kauplus-ladu on konstruksioonilt raudbetoonist, mille maksimaalne summaarne vajum (s_{max}) on 8 cm (tabel 2.3). [5]

Tabel 2.3 Vajumite piirväärtused lähtuvalt ehitise liigist [5]

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 konstruksiooniga ehitised	0,006	-	(15)
Jäigad kuni 100 m kõrgused ehitised, v.a korstnad	-	0,004	20
Kuni 100 m kõrgused korstnad	-	0,005	40

Kahe vundamendi vajumite vahe on vajumierim (Δ_s). Suhteline erim θ on vajumierim jagatud vundamendi vahekaugusega (Δ_s/L). [3]

2.3 Postivundamendi kõrguse määramine

Taldmiku paksuse dimensioneerimisel peab kasuskõrgus d tagama piisava põikjõu-, läbisurumis- ja paindekandevõime. [7]

Kasuskõrgus on tõmbearmatuuri raskuskeskme kaugus ristlõike surutud küljest. Taldmiku kasuskõrgus leitakse lahutades taldmiku kõrgusest betoonkaitsekihi. Betoonkaitsekiht on betooni kagus välispinnast kuni armatuurini. Kaitsekihi eesmärk on kaitsta armatuuri korrosiooni eest, tagada tulekindlus ning kanda edasi betooni ja armatuuri vahelist nakkejõude. [3]

Nimikaitsekiht ettevalmistatud pinnasel peab olema vähemalt 40 mm. Betoneerimisel otse pinnasele peab nimikaitsekiht olema 75 mm. [3] Kauplus-lao madalvundament betoneeritakse ettevalmistatud pinnasele (vundamendi alla rajatakse killustikpadi). Nimikaitsekihile liidetakse juurde kaitsekihi lubatav hälve, mis üldjuhul on 10 mm. [3]

2.3.1 Põikjõukandevõime

Kui tugevustingimus 3.15 on rahuldatud, siis lõiked ei vaja arvutuslikku põikarmatuuri. [3]

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (3.15)$$

kus V_{Ed} – arvutuslik põikjõud, kN,

$V_{Rd,c}$ – põikarmatuurita elemendi arvutuslik põikjõukandevõime, kN.

Põikarmatuurita elemendi arvutuslik põikjõukandevõime arvutatakse valemiga [3]:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3}] b_w d \quad (3.16)$$

kus $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$ ja üldjuhul $\gamma_c = 1,5$,

ρ_1 – armeerimistegur,

f_{ck} – betooni normsurvetugevus, MPa,

b_w – ristlõike minimaalne laius tõmbetsoonis, mm,

d – kasuskõrgus, mm.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (3.17)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0,02 \quad (3.18)$$

kus A_s – tõmbearmatuuri ristlõikepindala, mm².

Põikjõukandevõime miinimumväärtus arvutatakse valemiga [7]:

$$V_{Rd,c,min} = v_{min} b_w d \quad (3.19)$$

kus

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (3.20)$$

2.3.2 Läbisurumiskandevõime

Taldmiku läbisurumiskandevõime arvutatakse järkjärgulise lähenemisega. Taldmikule valitakse kasuskõrgus d ning kontrollitakse läbisurumiskandevõimet kontroll-lõigetel. Kasuskõrgus määratakse tingimusest, et läbisurumiskandevõime oleks tagatud põikarmatuurita. [8]

Kui kontrollperimeetril on rahuldatud tingimus 3.21, siis läbisurumisarmatuur ei ole vajalik. [3]

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (3.21)$$

kus v_{Ed} – arvutuslik nihkepinge, MPa,

$v_{Rd,c}$ – läbisurumiskandevõime, MPa.

Taldmikul tuleb tingimuse (3.21) täitmist kontrollida erinevatel kontrollperimeetritel. Kontrollperimeetrite kaugused valitakse posti servast kaugusele kuni $2d$. [3]

Kontrollperimeetri pikkus leitakse valemiga [8]:

$$u_a = 2(c_1 + c_2) + 2\pi a_i \quad (3.22)$$

kus c_1 ; c_2 – vundamendile toetuva posti külgede pikkused, mm,

a_i – vaadeldava kontrollperimeetri kaugus posti servast, mm.

Talla kontrollala pindala arvutatakse valemiga [8]:

$$A_{cont,i} = c_1 c_2 + 2(c_1 + c_2)a_i + \pi a_i^2 \quad (3.23)$$

Läbisurumisjõudu V_{Ed} tuleb vähendada seespool kontrollperimeetrit mõjuva pinnase reaktsioonjõu võrra. Läbisurumisel rakenduv jõud arvutatakse valemiga [8]:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (3.24)$$

kus ΔV_{Ed} – vaadeldava kontrollperimeetri seespool mõjuv ülespoole suunatud jõud arvutatakse valemiga [8]:

$$\Delta V_{Ed} = A_{cont,i} \sigma_d \quad (3.25)$$

kus σ_d – pinge talla all vundamendile rakendatud koormusest, kPa.

Pinge talla all leitakse valemiga [8]:

$$\sigma_d = \frac{V_{Ed}}{A} \quad (3.26)$$

Kontroll-lõike nihkepinge leitakse valemiga [8]:

$$v_{Ed} = V_{Ed}/u_i d \quad (3.27)$$

Kontroll-lõike nihkekandevõime leitakse valemiga [3]:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} \quad (3.28)$$

Nihkekandevõime miinimumväärtus leitakse valemiga [8]:

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2d}{a_i} \quad (3.29)$$

Posti perimeetri tuleb kontrollida maksimaalset läbisurumiskandevõimet [9]:

Posti perimeetril peaks olema rahuldatud tingimus:

$$V_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

Maksimaalne arvutuslik läbisurumiskandevõime posti perimeetril leitakse valemiga [9]:

$$V_{Rd,max} = 0,5ud \left[0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right] \frac{f_{ck}}{1,5} \quad (3.30)$$

2.3.3 Paindekandevõime

Armatuur leitakse lähtuvalt kriitilises lõikes mõjuvast arvutuslikust paindemomendist.

Kriitilises lõikes mõjuv arvutuslik paindemoment leitakse valemiga [7]:

$$M_{Ed} = 0,5Ba^2q_{net} \quad (3.31)$$

Kus q_{net} - netokoormus taldmikule, kN/m²,

a – pikkus posti servast kuni taldmiku ääreni, m.

Netokoormus taldmikule leitakse valemiga [7]:

$$q_{net} = \gamma_G h \gamma_b + V_{Ed}/A \quad (3.32)$$

Kus h – taldmiku kõrgus, m,

γ_b – betooni mahukaal, kN/m³.

Kriitilisest lõikes arvutatakse armatuur valemiga [7]:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} B d^2} \quad (3.33)$$

kus M_{Ed} – arvutuslik paindemoment kriitilises lõikes, kNm,

f_{cd} – betooni arvutussurveugevus, MPa,

B – taldmiku laius, m,

d – kasusukõrgus, mm.

Pikitõmbearmatuuri leiatakse valemiga [7]:

$$a_{s1} = \omega f_{cd} d / f_{yd} \quad (3.34)$$

kus $\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$

Armatuuri sammu leitakse valemiga [7]:

$$s = A_s / a_{s1} \quad (3.35)$$

kus A_s - armatuurvarda ristlõikepindala, mm².

Pikiarmeerimistegur arvutatakse valemiga [7]:

$$\rho_1 = \frac{A_s}{s d} \quad (3.36)$$

2.4 Üksikvundamendi mõõtmete määramine

Hoone vundamendi kandevõime ja vajumite arvutustes kasutatakse lisa 1 ja 2 esitatud normatiivseid koormusi.

Madalvundament rajatakse kihti 3 (savimõllmoreen). Vundamendi süvise kõrguseks valitakse absoluutkõrgus 74.60 m, mis on projekteeritavast ± 0.00 absoluutkõrgusest (76.10 m) 1,5 m all pool. Madalvundamendi taldmiku alumine pind jääb külmumispiirist allapoole ja pinnasvee tasemest kõrgemale.

Taldmikule B-2 mõjuv normatiivne omakaal (tabel lisa 1):

$$G_k = 1368 \text{ kN}$$

Taldmikule B-2 mõjuv normatiivne muutuvkoormus (tabel lisa 1):

$$Q_k = 792 \text{ kN}$$

Lähtuvalt tabelist 2.2 on alaliskoormuse osavarutegur $\gamma_G = 1,2$ ja muutuvkoormuse osavarutegur $\gamma_Q = 1,5$.

Arvutuslik koormus taldmikule:

$$V_{Ed} = 1368 \cdot 1,2 + 792 \cdot 1,5 = 2830 \text{ kN}$$

Talla süvis planeeritavast maapinnast:

$$d = 1,5 \text{ m}$$

Tallast allapoole jääva pinnase (kiht 3) efektiivmahukaal tabelist 1.1:

$$\gamma' = 21,5 \text{ kN/m}^3$$

Tallast ülespoole jääva pinnas keskmine efektiivmahukaal (tihendatud kruus/liiv):

$$\gamma'_1 = 20 \text{ kN/m}^3$$

Pinnase omakaalust tingitud efektiivpinge talla tasandis vastavalt valemile (3.3):

$$q' = 1,3 \cdot 20 + 0,2 \cdot 21,5 = 30,3 \text{ kN/m}^2$$

Efektiivnidusus tabelist 1.1:

$$c' = 8 \text{ kPa}$$

Sisehõordenurk tabelist 1.1:

$$\varphi' = 26^\circ$$

Pinnase kandevõime tegurid lähtuvalt sisehõordenurgast $\varphi' = 26^\circ$ (lisa 3):

$$N_y = 10,59$$

$$N_q = 11,85$$

$$N_c = 22,25$$

Talla kuju arvestavad tegurid dreenitud tingimustes vastavalt valemitele 3.4, 3.5, 3.6:

$$S_y = 1 - 0,3 \cdot 1 = 0,7$$

$$S_q = 1 + 1 \cdot \sin 26^\circ = 1,438$$

$$S_c = \frac{1,438 \cdot 11,85 - 1}{11,85 - 1} = 1,478$$

Abisuurused dreenitud tingimustes vastavalt valemitele 3.8 ja 3.9:

$$a_3 = \frac{0,5 \cdot 21,5 \cdot 10,59 \cdot 0,7}{1,5} = 53,1 \text{ kN/m}^3$$

$$a_4 = \frac{30,3 \cdot 11,85 \cdot 1,438 + 8 \cdot 22,25 \cdot 1,478}{1,5} - 1,5 \cdot 22 \cdot 1,2 = 480 \text{ kN/m}^2$$

Taldmiku laiuse alglahend leitakse vastavalt valemile 3.11:

$$B_1 = \sqrt{\frac{2830}{480}} = 2,43 \text{ m}$$

Järkjärguline lähenemine vastavalt valemile 3.10:

$$B_2 = \sqrt{\frac{2830}{53,1 \cdot 2,43 + 480}} = 2,16 \text{ m}$$

$$B_3 = \sqrt{\frac{2830}{53,1 \cdot 2,16 + 480}} = 2,18 \text{ m}$$

$$B_4 = \sqrt{\frac{2830}{53,1 \cdot 2,18 + 480}} = 2,18 \text{ m}$$

Ümardades saame talla laiuseks $B = 2,2 \text{ m}$.

Tallale mõjuv arvutuslikule normaaljõule liidetakse juurde vundamendi ja tagasitäite omakaal. Keskmiselt on vundamendi ja pinnase mahukaal talla sügavuse ulatuses $\gamma_k = 22 \text{ kN/m}^3$. [3]

$$V_{Ed} + d\gamma_k\gamma_G = 2830 + 2,2^2 \cdot 1,5 \cdot 22 \cdot 1,2 = 2830 + 191,7 = 3022 \text{ kN}$$

Kandevõime kontroll dreenitud tingimustes vastavalt valemile 3.2:

$$R_d = \frac{2,2^2 \cdot (8 \cdot 22,25 \cdot 1,478 + 30,3 \cdot 11,85 \cdot 1,438 + 0,5 \cdot 21,5 \cdot 2,2 \cdot 10,59 \cdot 0,7)}{1,5} = 3081 \text{ kN}$$

$$R_d = 3081 \text{ kN} > V_{Ed} = 3022 \text{ kN}$$

Kandepiirseisundi tugevustingimus 3.1 on täidetud.

Enimkoormatud ruudukujuline vundament mõõtmetega $B = L = 2,2$ m on piisav tagamaks kandevõime kandepiirseisundis.

2.5 Vajumid enimkoormatud vundamendi all

Kasutuspiirseisundeid kontrollitakse vajumeid normkoormuste järgi. [3]

Normkoormuste järgi on enimkoormatud vundament telgedel B-3. Lähtuvalt kandepiirseisundi arvutustest on taldmiku B-3 mõõtmeteks $B = L = 2,2$ m.

Normatiivne omakaalukoormus tabelist lisa 1:

$$G_k = 1471 \text{ kN}$$

Normatiivne omakaalukoormus (lisa 1) koos vundamendi kaaluga:

$$G_k + d_k B^2 \gamma_k = 1471 + 1,5 \cdot 2,2^2 \cdot 22 = 1631 \text{ kN}$$

Normatiivne kasuskoormus tabelist lisa 1.

$$Q_k = 700 \text{ kN}$$

Normatiivne koormus vundamendile:

$$V_k = 1631 + 700 = 2331 \text{ kN}$$

Vastavalt pinnaste normatiivsete parameetritest (tabel 1.1) on deformatsioonimoodul antud koormusintervallis 0,15-0,18 MPa. Madalvundamentide arvutamisel tuleb arvestada pinnase piirpingetega. Selleks, et pinnases vajumid leida, tuleb esmalt leida vundamendi mõõtmed piirpingete vahemikus vastavalt valemile 3.12.

$$\sigma_{pz} = 1,0 \cdot \left(\frac{2331}{2,2^2} - 1,3 \cdot 20 - 0,2 \cdot 21,5 \right) = 451 \text{ kPa} = 0,45 \text{ MPa} > 0,18 \text{ MPa}$$

Kuna pinge vundamendi talla all ei mahu lubatud piiridesse, siis vundamendi mõõtmeid tuleb suurendada. Valime vundamendi mõõtmeteks $B = 4$ m.

Koormus vundamendile koos vundamendi omakaaluga:

$$V_k = 1471 + 4^2 \cdot 1,5 \cdot 22 + 700 = 2699 \text{ kN}$$

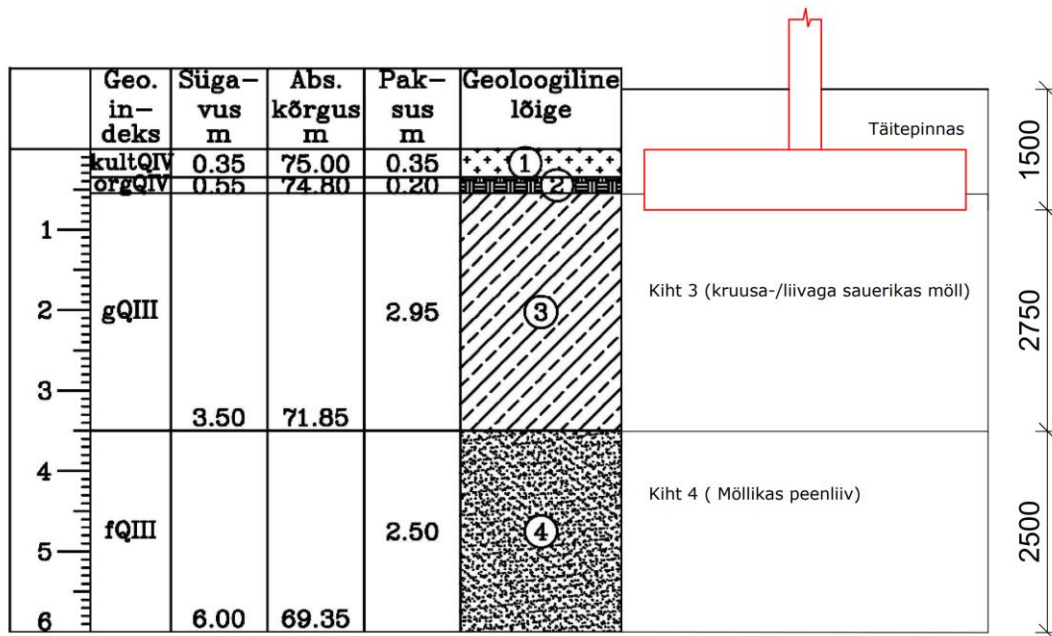
Vundamendi koormusest põhjustatud vertikaalpinge vastavalt valemile 3.12:

$$\sigma_{pz} = 1,0 \cdot \left(\frac{2699}{4^2} - 1,3 \cdot 20 - 0,2 \cdot 21,5 \right) = 138,4 \text{ kPa} = 0,14 \text{ MPa} < 0,18 \text{ MPa}$$

Pinge vundamendi talla all mahub lubatud piiridesse.

Vajumite arvutamiseks kasutan geotulba 3 (PA-3) andmeid. Vundament telgedel B-3 asub antud uuringupunktile kõige lähemal. Taldmiku rajamine on näidatud joonisel 2.1.

Joonis 2.1 Madalvundament geolõikel (geotulp PA-3) [4]



Kihtide paksused saadakse geotulbast (joonis 2.1) ja pinnase normatiivsete parameetrid tabelist (tabel 1.1).

Kiht 3 (kruusa-/liivaga sauerikas möll):

- kihi paksus 2,75 m
- looduslik mahukaal $\gamma = 21,5 \text{ kN/m}^3$
- deformatsioonimoodul $E_0 = 14 \text{ Mpa}$

Kiht 4 (Möllikas peenliiv):

- kihi paksus 2,5 m
- Looduslik mahukaal $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- deformatsioonimoodul $E_0 = 25 \text{ MPa}$

Taldmiku B-3 vajum on arvatud tabelis 2.4.

Tabel 2.4 Vajumi arvutus summeerimismeetodil taldmikule mõõtmetega $B = 4,0$ m

m	Z m	α	σ_{pz} kPa	σ_{gz} kPa	$\frac{\sigma_{pz}}{\sigma_{gz}}$	s_i m
0,00	0	1,00	138	30,3	4,567	0,0000
0,40	0,8	0,96	133	47,5	2,798	0,0078
0,80	1,6	0,80	111	64,7	1,710	0,0070
1,20	2,4	0,61	83,9	81,9	1,025	0,0056
1,375	2,75	0,53	73,6	89,4	0,824	0,0020
1,775	3,55	0,40	54,7	105,4	0,519	0,0021
2,175	4,35	0,30	41,3	121,4	0,340	0,0015
2,975	5,95	0,18	25,1	153,4	0,164	0,0021
$s_{B-3} =$						0,028

Summaarne vajum antud tingimustes $s_{B-3} = 28$ mm (tabel 2.4), mis on alla piirväärtuse $s_{max} = 80$ mm (tabel 2.3).

2.6 Vundamentide vajumierimid

Vajumierimid kontrollitakse taldmikel telgedel A-1/2 ja A-2. Madalvundamendi plaanid on toodud lisa 5, joonised 1 kuni 4.

2.6.1 Taldmik teljel A-2

Esmalt leitakse vundamendi mõõtmed lähtudes maksimaalsest lubatust pingest talla all.

Normatiivsed koormused taldmikule A-2 tabelist lisa 1:

Omakaal - $G_k = 737$ kN

Muutuvkoormus - $Q_k = 382$ kN

Taldmiku esialgne laius - $B = 2,55$ m

Normatiivne koormus vundamendile koos vundamendi omakaaluga:

$$V_k = 737 + 382 + 1,5 \cdot 22 \cdot 2,55^2 = 1334 \text{ kN}$$

Pinge vundamendi talla all vastavalt valemile (3.13):

$$\sigma_{pz} = 1,0 \cdot \left(\frac{1334}{2,55^2} - 1,3 \cdot 20 - 0,2 \cdot 21,5 \right) = 174,85 \text{ kPa} = 0,175 \text{ MPa} < 0,18 \text{ MPa}$$

Pinge vundamendi talla all mahub lubatud piiridesse. Järgnevalt leitakse taldmiku A-2 vajumid tabelis 2.5.

Tabel 2.5 Summaarne vajum taldmikul A-2 mõõtmetega $B = 2,55$ m.

m	Z m	α	σ_{pz} kPa	σ_{gz} kPa	$\frac{\sigma_{pz}}{\sigma_{gz}}$	s_i m
0	0	1	175	30,3	5,77	0
0,4	0,51	0,96	168	41,3	4,07	0,0062
0,8	1,02	0,8	140	52,2	2,68	0,0056
1,2	1,53	0,61	106	63,2	1,68	0,0045
1,6	2,04	0,45	79	74,2	1,06	0,0034
2	2,55	0,34	59	85,1	0,69	0,0025
2,16	2,75	0,3	52,8	89,4	0,59	0,0008
2,96	3,77	0,18	32,1	109,8	0,29	0,0017
3,76	4,79	0,12	21,2	130,2	0,16	0,0011
$S_{A-2} =$						0,0258

Summaarne vajum taldmikul $S_{A-2} = 25,8$ mm (tabel 2.5), mis on alla lubatud piiriväärtuse $S_{max} = 80$ mm (tabel 2.3).

2.6.2 Taldmik teljel A-1/2

Normatiivsed koormused taldmikule A-1/2 tabelist lisa 1:

Omakaal - $G_k = 51$ kN

Muutuvkoormus - $Q_k = 0$ kN

Normatiivne koormus vundamendil koos vundamendi omakaaluga:

$$V_k = 51 + 1,5 \cdot 22 \cdot 0,55^2 = 61 \text{ kN}$$

Pinge vundamendi talla all vastavalt valemile (3.13):

$$\sigma_{pz} = 1,0 \cdot \left(\frac{61}{0,55^2} - 1,3 \cdot 20 - 0,2 \cdot 21,5 \right) = 171,4 \text{ kPa} = 0,17 \text{ MPa}$$

Pinge vundamendi talla all mahub lubatud piiridesse. Taldmiku A-1/2 vajum on arvutatud tabelis 2.6.

Tabel 2.6 Summaarne vajum taldmikul mõõtmatega $B = 0,55$ m

m	Z m	α	σ_{pz} kPa	σ_{gz} kPa	$\frac{\sigma_{pz}}{\sigma_{gz}}$	s_i m
0,00	0	1,00	171	30,3	5,655	0,0000
0,40	0,11	0,96	165	32,7	5,038	0,0013
0,80	0,22	0,80	137	35,0	3,912	0,0012
1,20	0,33	0,61	104	37,4	2,779	0,0009
1,60	0,44	0,45	77	39,8	1,936	0,0007
2,00	0,55	0,34	58	42,1	1,367	0,0005
2,80	0,77	0,20	34,4	46,9	0,734	0,0007
3,60	0,99	0,13	22	51,6	0,433	0,0004
4,40	1,21	0,09	16	56,3	0,278	0,0003
5,20	1,43	0,07	11	61,0	0,188	0,0002
						$s_{A-1/2} = 0,00637$

Summaarne vajum taldmikul $s_{A-1/2} = 6,4$ mm (tabel 2.6), mis on alla lubatud piiriväärtuse $s_{max} = 80$ mm (tabel 2.3).

Taldmiku A-1/2 ja A-2 vajumierim leitakse lahutades vundamendi vajumid.

$$\Delta_s = 25,8 - 6,4 = 19,4 \text{ mm}$$

Vundamentide A-1/2 ja A-2 tsentrite vahekaugus $L = 5,105$ m. Pikkus L saadud madalvundamendi plaanilt lisa 5, joonis nr 1.

Raudbetoonkarkassiga ehitiste lubatud maksimaalne vajumite vahe leitakse korrutades suhtelise erimi vundamentide vahekaugusega:

$$\Delta_{s,lubatud} = L \cdot \theta = 5,105 \cdot 0,002 = 0,01021 \text{ m} = 10,2 \text{ mm}$$

$$\Delta_s = 19,4 \text{ mm} > \Delta_{s,lubatud} = 10,2 \text{ mm}$$

Vajumierim vundamentide A-1/2 ja A-2 vahel ei ole lubatud piirides. Suurendame vundamendi A-2 mõõtmeid. Valime taldmiku laiuseks $B = 3,8$ m.

Normatiivne koormus vundamendile koos vundamendi omakaaluga:

$$V_k = 737 + 382 + 1,5 \cdot 22 \cdot 3,8^2 = 1596 \text{ kN}$$

Pinge vundamendi talla all vastavalt valemile 3.13:

$$\sigma_{pz} = 1,0 \cdot \left(\frac{1596}{3,8^2} - 1,3 \cdot 20 - 0,2 \cdot 21,5 \right) = 80,2 \text{ kPa} = 0,08 \text{ MPa} < 0,18 \text{ MPa}$$

Pinge vundamendi talla all on lubatud piirides. Suurendatud taldmiku A-2 vajumid on arvatatud tabelis 2.7.

Tabel 2.7 Summaarne vajum taldmikul mõõtmetega $B = 3,8$ m

m	Z m	α	σ_{pz} kPa	σ_{gz} kPa	$\frac{\sigma_{pz}}{\sigma_{gz}}$	s_i m
0,00	0	1,00	80	30,3	2,648	0,0000
0,40	0,76	0,96	77	46,6	1,652	0,0043
0,80	1,52	0,80	64	63,0	1,019	0,0038
1,20	2,28	0,61	49	79,3	0,613	0,0031
1,45	2,75	0,50	40	89,4	0,452	0,0015
1,85	3,51	0,37	30	104,6	0,288	0,0011
2,25	4,27	0,28	22,8	119,8	0,190	0,0008
$s_{A-2,0} =$						0,0145

Vundamendi vajum kokku $s_{A-2,0} = 14,5$ mm.

Taldmiku A-1/2 ja suurendatud taldmiku A-2 vajumierim leitakse lahutades vundamendi vajumid:

$$\Delta_s = 14,5 - 6,4 = 8,1 \text{ mm}$$

$$\Delta_s = 8,1 \text{ mm} < \Delta_{s, \text{lubatud}} = 10,2 \text{ mm}$$

Vajumierim on lubatud piirides.

Ülejäänud vundamentide vajumierimid on kontrollitud programmis Settle 3d. Settle 3d on kolmemõõtmeline programm, mida kasutatakse vertikaalsete vajumite ja konsolidatsiooni analüüsamiseks pinnakoormuste all. Programm võimaldab sisestada geoloogilises uuringus leitud pinnaste normatiivsed parameetrid ja kihtide paksused. [10]

2.7 Enimkoormatud taldmiku kõrguse määramine

Taldmiku keskkonnaklass leitakse lähtuvalt konstruktsiooni ümbritsevast keskkonnatingimustest. Kauplus-alo taldmiku keskkonnaklass XC2 ja vastav betooni tugevusklass C25/30, normsurvetugevus $f_{ck} = 25$ MPa ja arvutustugevusega $f_{cd} = 16,67$ MPa. Vundamendi armatuuriks on võetud B500B, normtugevusega $f_{yk} = 500$ MPa ja arvutustugevusega $f_{yd} = 435$ MPa. [3]

Vundamendile toetava posti ristlõige on ruudukujuline, mille külje pikkus on $c_1 = c_2 = 400$ mm. Vundamendi taldmik on ruudukujuline, mille laius $B = 4$ m ja pindala $A = B^2 = 4^2 = 16$ m².

Taldmiku kasuskõrguse leiatakse valemiga [7]:

$$d = h - c - \phi/2 = 750 - 50 - 20/2 = 690 \text{ mm}$$

kus h - taldmiku kõrgus, mm,

c - nimikaitsekiht, mm,

ϕ - armatuuri läbimõõt, mm.

Arvutuslik vertikaalne koormus enimkoormatud taldmikul (taldmik B-2):

$$V_{Ed} = 2830 \text{ kN}$$

2.7.1 Pikiarmatuuri dimensioneerimine

Kriitilises lõikes mõjuv arvutuslik paindemoment vastavalt valemile 3.31:

$$M_{Ed} = 0,5 \cdot 4 \cdot 1,8^2 \cdot 199,4 = 1292 \text{ kNm}$$

kus netokoormus taldmikule vastavalt valemile 3.32:

$$q_{net} = 1,2 \cdot 0,75 \cdot 25 + 2830/16 = 199,4 \text{ kN/m}^2$$

pikkus posti servast taldmiku ääreni leitakse:

$$a = (4 - 0,4)/2 = 1,8 \text{ m}$$

Armatuuri dimensioneerimine lähtudes kriitilisest lõikest vastavalt valemile 3.33:

$$\mu = \frac{1292}{16,67 \cdot 10^3 \cdot 4 \cdot 0,69^2} = 0,0407$$

Armatuurile B500B vastav tegur $\mu_c = 0,392 > \mu = 0,0407$

$\mu = 0,0407$ vastav $\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0407} = 0,0416$

Pikitõmbearmatuur vastavalt valemile 3.34:

$$a_{s1} = 0,0416 \cdot 16,67 \cdot 690 \cdot 10^3 / 435 = 1100 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Valime armatuuriks B500B $\phi 20$, mille pindala $A_s = 314 \text{ mm}^2$ [3].

Armatuuri sammu vastavalt valemile 3.35:

$$s = 314/1100 = 0,285 \text{ m} \rightarrow \text{valime } s = 250 \text{ mm}$$

Tegelik pikiarmeerimistegur vastavalt valemile 3.36:

$$\rho_1 = \frac{314}{250 \cdot 690} = 0,0018$$

Taldmiku ristarmeerime varrastega $\varnothing 20$ B500B sammuga 250 mm mõlemas suunas.

2.7.2 Põikjõukandevõime kontroll

Arvutuslik põikjõud kriitilises lõikes posti servast kaugusel d leitakse valemiga [7]:

$$V_{Ed} = B(a - d)q_{net} = 4(1,8 - 0,69)199,4 = 885 \text{ kN}$$

kus betooniga vastuvõetav piirpõikjõud vastavalt valemile 3.17:

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,538(100 \cdot 0,0018 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 4000 \cdot 690 = 841000 \text{ N} = 841 \text{ kN}$$

kus k väärtus leitakse vastavalt valemile 3.18:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{690}} = 1,538 < 2,0$$

Põikjõukandevõime miinimumväärtus vastavalt valemile 3.20:

$$V_{Rd,c,min} = 0,3338 \cdot 4000 \cdot 690 = 921000 = 921 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,c} = 921 \text{ kN}$$

kus v_{min} leitakse vastavalt valemile 3.21:

$$v_{min} = 0,035\sqrt{1,538^3 \cdot 25} = 0,3338$$

$$V_{Rd,c} = 921 \text{ kN} > V_{Ed} = 885 \text{ kN}$$

Tugevustingimus 3.16 on täidetud, põikjõukandevõime on tagatud betooniga. Arvutuslik põikarmatuur ei ole vajalik.

2.7.3 Läbisurumiskandevõime kontroll

Vundamendi kasukskõrgus $d = 690$ mm ja kontrollime selle kandevõimet kontrollperimeetri kauguste $a_1 = 650$ mm, $a_2 = 700$ mm, $a_3 = 750$ mm korral.

$$\sigma_d = \frac{V_{Ed}}{A} = \frac{2830}{16} = 177 \text{ kPa}$$

Kontroll-lõige posti servast kaugusel $a = a_1 = 650$ mm

Kontroll-lõike nihkekandevõime vastavalt valemile 3.29:

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,538 \cdot (100 \cdot 0,0018 \cdot 25)^{1/3} \cdot \frac{2 \cdot 690}{650} = 0,647 \text{ MPa}$$

kus k väärtus leitakse vastavalt valemile 3.18:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{690}} = 1,538 < 2,0$$

Nihkekandevõime miinimumväärtus vastavalt valemile 3.30:

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,538^{3/2} \cdot 25^{1/2} \cdot \frac{2 \cdot 690}{650} = 0,709 \text{ MPa}$$

$$v_{min} = 0,709 \text{ MPa} > v_{Rd,c} = 0,647 \text{ MPa} \rightarrow v_{Rd,c} = 0,709 \text{ MPa}$$

Kontroll-lõike pikkus vastavalt valemile 3.23:

$$u_a = 2(400 + 400) + 2 \cdot \pi \cdot 650 = 5684 \text{ mm}$$

Kontrollala pindala vastavalt valemile 3.24:

$$A_{cont} = 400 \cdot 400 + 2(400 + 400)650 + 650^2\pi = 2,53 \text{ m}^2$$

Kontroll-lõikes mõjuv jõud vastavalt valemile 3.25:

$$V_{Ed,red} = 2830 - 177 \cdot 2,53 = 2382 \text{ kN}$$

Kontroll-lõikes mõjuv nihkepinge vastavalt valemile 3.28:

$$v_{Ed} = (2382 \cdot 10^3) / (5684 \cdot 690) = 0,608 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed} = 0,608 \text{ MPa} < v_{Rd,c} = 0,709 \text{ MPa}$$

Tugevustingimus 3.22 on täidetud, läbisurumiskandevõime on tagatud kontrollperimeetrial $a = 650 \text{ mm}$. Arvutuslik põikarmatuur ei ole vajalik.

Kontroll-lõiked posti servast kaugusel $a_2 = 700 \text{ mm}$ ja $a_3 = 750 \text{ mm}$.

Eeltoodud analoogse arvutusega saame:

Posti kaugusel $a_2 = 700 \text{ mm}$ asuvas kontroll-lõikes:

$$v_{Ed} = 0,563 \text{ MPa} < v_{Rd,c} = 0,658 \text{ MPa}$$

Posti kaugusel $a_3 = 750 \text{ mm}$ asuvas kontroll-lõikes:

$$v_{Ed} = 0,523 \text{ MPa} < v_{Rd,c} = 0,614 \text{ MPa}$$

Kuna kõikides kontroll-lõigetes on tugevustingimus 3.22 täidetud, siis on vundamendi kasuskõrgus $d = 690 \text{ mm}$ vajaliku läbisurumiskandevõime tagamiseks piisav.

2.7.4 Läbisurumine posti perimeetril

Vastavalt valemile 3.30 on maksimaalne arvutuslik läbisurumiskandevõime posti perimeetril:

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot (4 \cdot 400) \cdot 690 \cdot \left[0,6 \left(1 - \frac{25}{250} \right) \right] \frac{25}{1,5} \cdot 10^{-3} = 4968 \text{ kN} > V_{Ed} = 2830 \text{ kN}$$

Tugevustingimus $V_{Ed} \leq v_{Rd,max}$ on täidetud.

Erinevas suuruses üksikvundamente on kokku 46. Vundamentide kõrguse leidmiseks on vundamendid jagatud lähtuvalt mõõtmetest kümnesse erinevasse gruppi. Igale grupile on eraldi leitud vundamendi kõrguse h . Gruppide kõrgus h ja vundamendi kogused koos mahtudega on esitatud tabelis 2.8.

Tabel 2.8 Vundamendi taldmiku kõrgused ja mahud

Nr	Mõõt B m	Kõrgus m	Maht m ³	Kogus tk	Maht kokku m ³
1.GRUPP	0,55	0,25	0,08	3	0,23
	0,6		0,09	2	0,18
	0,65		0,11	1	0,11
	0,7		0,12	1	0,12
	0,75		0,14	3	0,42
	0,8		0,16	2	0,32
	0,85		0,18	3	0,54
2.GRUPP	0,9	0,25	0,20	3	0,61
	0,95		0,23	1	0,23
	1		0,25	6	1,50
	1,05		0,28	3	0,83
	1,1		0,30	3	0,91
	1,15		0,33	8	2,65
	1,2		0,36	3	1,08
3.GRUPP	1,25	0,25	0,39	9	3,52
	1,3		0,42	5	2,11
	1,35		0,46	1	0,46
	1,45		0,53	2	1,05
	1,5		0,56	4	2,25
	1,55		0,60	2	1,20
4.GRUPP	1,6	0,35	0,90	1	0,90
	1,65		0,95	1	0,95
	1,7		1,01	2	2,02
	1,75		1,07	4	4,29
	1,8		1,13	8	9,07
	1,9		1,26	6	7,58
5.GRUPP	2	0,4	1,60	3	4,80
	2,05		1,68	1	1,68
	2,1		1,76	5	8,82
	2,15		1,85	2	3,70
	2,2		1,94	1	1,94
6.GRUPP	2,3	0,5	2,65	1	2,65
	2,35		2,76	1	2,76
	2,4		2,88	3	8,64
	2,45		3,00	3	9,00
	2,5		3,13	3	9,38
7.GRUPP	2,8	0,55	4,31	1	4,31
	2,85		4,47	1	4,47
8.GRUPP	3,1	0,6	5,77	1	5,77
	3,2		6,14	1	6,14
9.GRUPP	3,35	0,7	7,86	1	7,86
	3,45		8,33	2	16,66
	3,6		9,07	1	9,07
10.GRUPP	3,8	0,75	10,83	1	10,83
	3,85		11,12	1	11,12
	4		12,00	2	24,00
			Kokku	122 tk	198,7 m ³

3 VAIVUNDAMENDID

Vaivundamendi kasuks otsustatakse enamasti siis, kui madalvundament ei taga piisavat kandevõimet või madalvundamendi vajum osutub liialt suureks. Vaivundamendi kasutamine võimaldab kergemalt lahendada vundamendi rajamisega seonduvaid tehnoloogilisi probleeme. Näiteks saab vältida kaeviku rajamist allapoole pinnasvee taset. [11]

Peamiselt kasutatakse vaivundamente, et kanda hoonelt tulenev koormus sügavamal asuvatele tugevamatele kihtidele. Vaivundament koosneb lisaks vaiadest veel rostvärgist. Rostvärk jaotab seinte või postidelt tuleneva koormuse edasi vaiadele. [11]

Kuju järgi võib vaivundamente liigitada üksik-, lint- ja lausvundamendiks. Magistritöös on kasutatud üksikvundamente, mida kasutatakse peamiselt ehitise postide all. [11]

Vaiu võib valmistamisviisi järgi jaotada kaheks, valmisvaiad ja kohtvaiad. Valmisvaiad on eelnevalt valmistatud ja süvistatakse objektile. Kohtvaiad valmistamisel betoneeritakse vahetult pinnasesse tehtud süvendisse. Kuigi kohtvaiade valmistamisviise on mitmeid, siis valmistamisviisi üldine põhimõte on ühesugune. Kohtvaiad armeeritakse pikivarraste ja rangidega. [11]

Magistritöös on käsitletud Fundex, teleskoopse kellivarda vaiu ja CFA tüüpi kohtvaiu. CFA ja kellivardavaiu on pinnast asendavad kohtvaiad ja Fundex on pinnast väljatõrjuv kohtvai. [12]

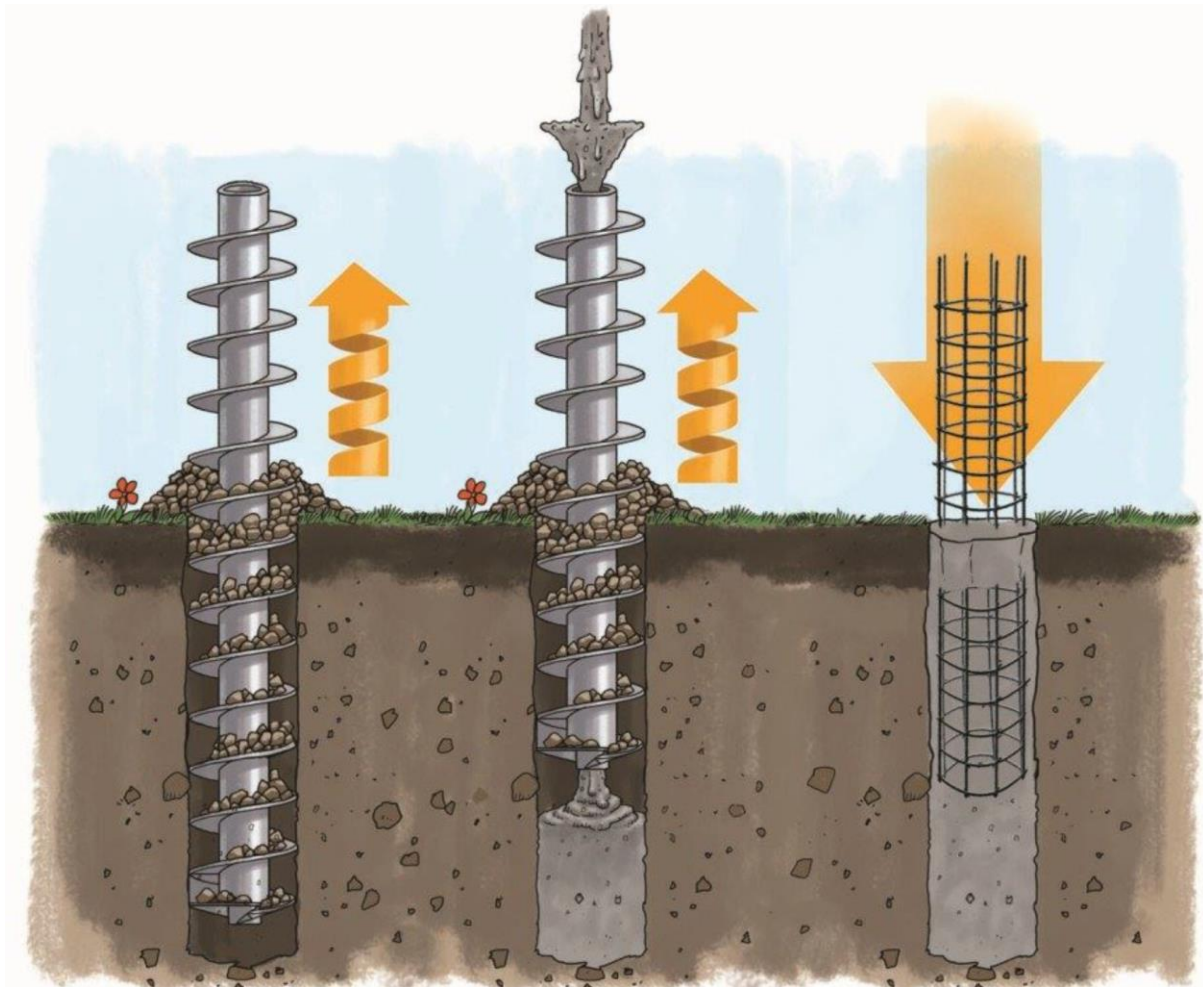
Rostvärgi suurus on eelkõige tingitud vaiade arvust rostvärgi all. Ökonoomsem on konstrueerida vundament väiksema arvu vaiadega. Kuna rostvärgi maksumus moodustab märgatava osa kogu vaivundamendi maksumusest, siis magistritöös arvutatakse vundeerimislahendused kasutades kahes erinevas pikkuses vaiu. Vaia pikkusteks on valitud 5 ja 25 meetrit. Antud arvutuse eesmärk on võrrelda, kas pikemad vaiad suurema kandevõimega on ökonoomsemad lühemate vaiade ees.

Geoloogilised uuringupunktid ei läbista kiht nelja ja edasised andmed kihtide kohta puuduvad. Geoloogilise uuringu käigus läibiti liiva-kruusakompleksi ülaosa. Üldgeoloogilistel andmetel lähtudes on liiva-kruusakompleksi kogupaksus 50-60 m. [4] Kuna pikemate vaiade puhul puuduvad täpsed pinnase parameetrid sügavamates kihtides, siis arvutustes on jätkatud kiht 4 andmetega.

3.1 CFA vaiad

CFA vaiad on pinnast asendavad kohtvaiad. Kohtvaiade paigaldamiseks süvistatakse spiraalse keermega toru pinnasesse. Puuraugu seinu kindlustab spiraali vahele jääv pinnas. Kui süvistamisega on jõutud vaia rajamissügavusele, hakatakse spiraalse keermega toru üles keerama ja samal ajal täidetakse süvis betooniga. Armatuur vibreeritakse värskesse betooni kohe, kui spiraal on tervenisti puuraugust eemaldatud. [13]

Joonis 3.1 CFA tüüpi vaia valmistamine [13]

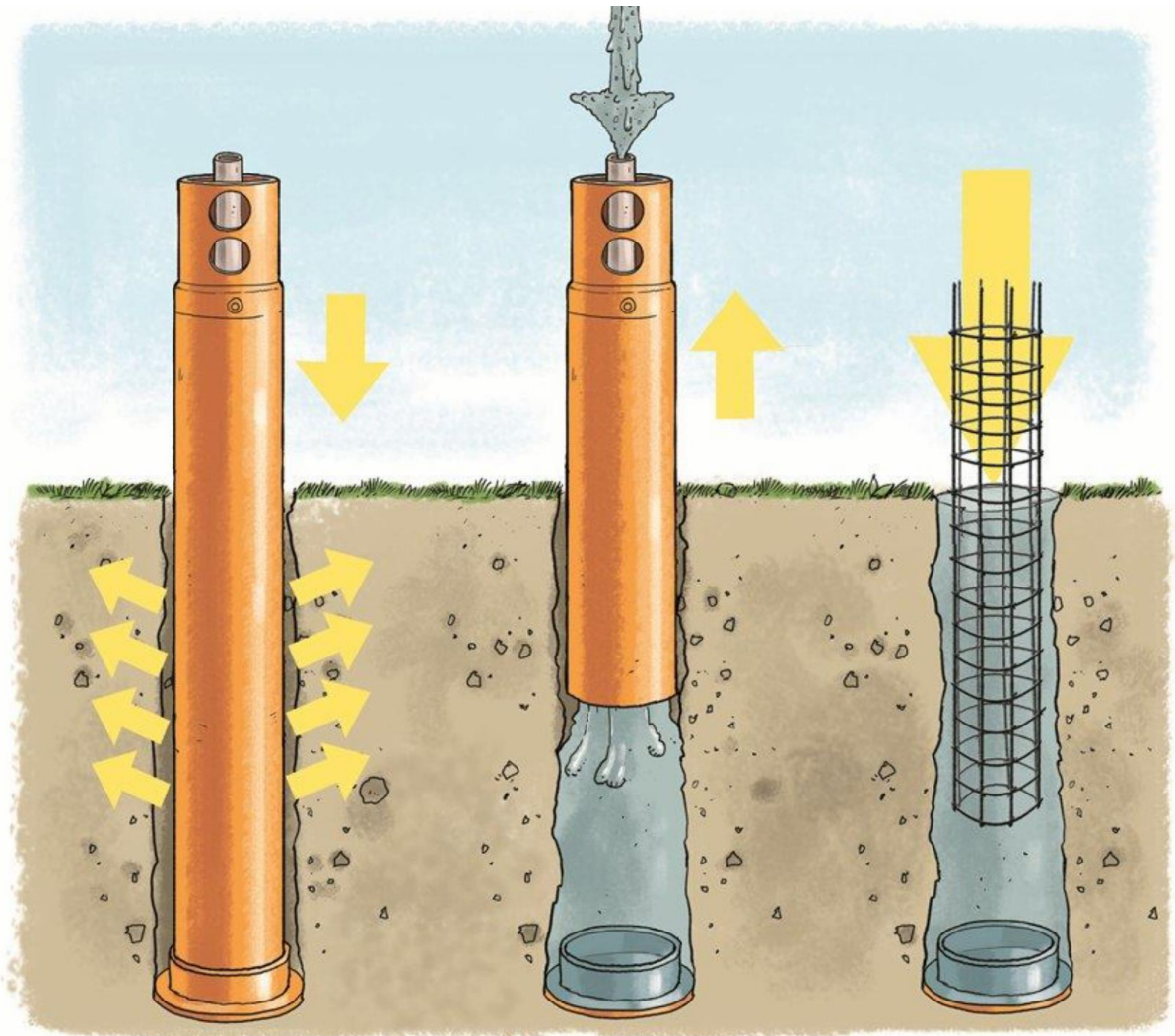


Antud meetod on sobiv kasutamiseks praktiliselt kõigis pinnase tingimustes. CFA meetod on vibratsioonivaba, ning tänu sellele saab vaiu rajada olemasolevate hoonete kõrvale. [13]

3.2 Fundex tüüpi vaiad

Fundex tüüpi puurvaiad on pinnast väljatõrjuvad kohtvaiad. Kuna antud meetodil ei eemaldata pinnast vaia rajamiseks, siis pinnas tiheneb vaia ümber ja vaiapõhja all. Mantelтору, mille otsas on malmvalust kruviotsik, süvistatakse vajalikule sügavusele. Malmvalust kruviotsik on mõnevõrra suurem mantelтору läbimõõdust. Kui süvistamisega on jõutud vajalikule sügavusele, sisestatakse armatuurkarkass mantelтору sisse ning alustatakse betoneerimisega (armatuurkarkassi võib sisestada malmtorusse ka enne betoneerimist). Üheaegselt betoneerimisega tõstetakse mantelтору järk-järgult ülespoole. Fundex meetodil rajatud vaia otsik jääb pinnasesse vaia põhjaks. [12]

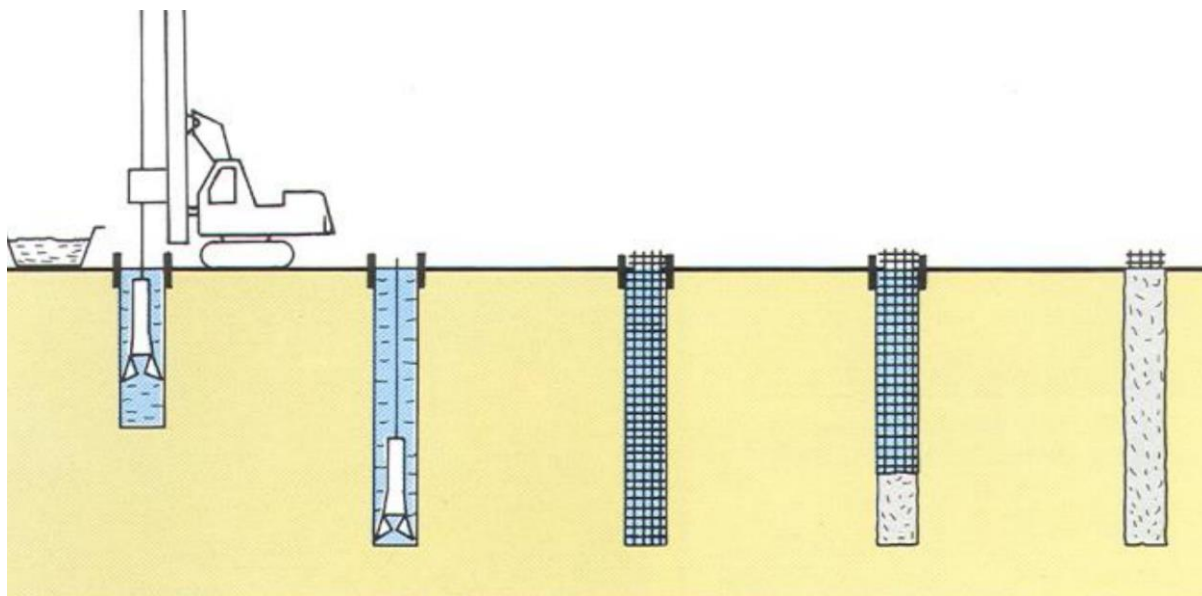
Joonis 3.2 Fundex tüüpi vaia valmistamine [13]



3.3 Teleskoopse kellivarda vaiad

Teleskoopse kellivarda meetodil rajatud vaiad on pinnast asendavad kohtvaiad. Rajamisel on kaks erinevat variant, manteltoruga või savilahusega toetatud puurauk. Manteltoruga toetatud puuraugu puhul süvistatakse manteltoru pinnasesse ning puurorganiga eemaldatakse pinnas manteltoru seest. Kui süvistamisega on jõutud planeeritud sügavusele, siis tõstetakse armatuurkarkass manteltoru sisse. Järgnevalt betoneeritakse alt üles ning samaaegselt eemaldatakse järk-järgult manteltoru. Teine variant on puuraugu toetamiseks kasutada savilahust. Savilahus pumbatakse puuraku samaaegselt pinnase eemaldamisega. [13] Kellivarda meetodil rajatud vaiade pikkus on praktiliselt piiramatut. Võrreldes CFA vaiadega on antud meetod vaiade valmistamine tunduvalt aeglasem. [3]

Joonis 3.3 Teleskoopse kellivarda vaia valmistamine savilahusega toetatud puuraugus [12]



3.4 Vaia kandevõime arvutus

Vaia kandevõime määratakse kas otseselt staatilise koormuskatsega või kasutades kaudseid meetodeid. Kaudse meetodi all kuulub kandevõime määramine surupenetreerimise andmete alusel. [3] Eelmainitud meetodit kasutati geoloogilises uuringus pinnase geotehniliste näitajate määramiseks.

Vaia normkandevõime leitakse otsa vastupanu ja külje erivastupanu summana. [14]

Vaia normkandevõime arvutatakse valemiga [3]:

$$R_{ck} = q_b A + O_p \sum_{i=1}^{i=n} q_{si} h_i \quad (3.1)$$

- kus A - vaia põhja ristlõikepindala, m,
 q_b - pinnase erivastupanu vaia otsa all, kN/m²,
 q_s - vaia külje erivastupanu, kN/m²,
 O_p - vaia ümbermõõt, m,
 h - pinnasekihi paksus, m,
 n - vaia poolt läbitavate pinnasekihtide arv.

Vaia arvutuslik kandevõime leitakse jagades vaia normkandevõime osavaruteguriga [3]:

$$R_{cd} = \frac{R_{ck}}{\gamma_R} \quad (3.2)$$

- kus pinnast väljatõrjuvate kohtvaiade puhul $\gamma_R = 1,1$
 puurvaiade puhul - $\gamma_R = 1,3$
 pika spiraalpuuriga valmistatud (CFA) vaiade puhul $\gamma_R = 1,2$

Vaia lõplik kandevõime leitakse lahutades vaia arvutuslikust kandevõimest vaia omakaalu:

$$G_{vai} = \left(L \cdot \frac{\pi \cdot \emptyset^2}{4} \right) \cdot \gamma_b \cdot \gamma_G \quad (3.3)$$

- kus L - vaia pikkus, m,
 \emptyset - vaia keha läbimõõt, m,
 γ_b - betooni mahukaal, tavapäraselt vaia puhul 25 kN/m³.

3.4.1 Lühemad CFA vaiad

Vaia ots süvistatakse vähemalt 1 meetri ulatuses kihti 4. [4] Vaia otsa vastupanu ja külje erivastupanu andmed saadud pinnaste normatiivsete parameetrite tabelist (tabel 1.1). Kihtide paksus ja liigitus on võetud geotulbast PA-3, mis on lähim uuringupunkt enimkoormatud vundamendile. Vaia otsa ülemine kõrgusmärk on abs. -1.450 m. Vai algab kihis 3 (savimõllmoreen). Vai on 2,8 m kihis 3 ja 2,2 m kihis 4.

Lähteandmed:

Vaia pikkus - $L = 5,0$ m

Vaia läbimõõt - $\varnothing = 0,75$ m

Koormus vaiale postist - $V_{Ed} = 2830$ kN

Rostvärgi esialgne omakaal kolme vaia puhul:

$$G_{rostvärk} = A \cdot h \cdot \gamma_b \cdot \gamma_G = 7,65 \cdot 1,2 \cdot 25 \cdot 1,2 = 275 \text{ kN}$$

kus A – rostvärgi pindala, m^2 .

Vaiadele kanduv koormus kokku:

$$V_{Ed} = 2830 + 275 = 3105 \text{ kN}$$

Koormus ühele vaiale leitakse jagades koormuse vaiade arvuga:

$$V_{Ed} = \frac{3105}{3} = 1035 \text{ kN}$$

Vaia übermõõt:

$$O_p = \pi \cdot 0,75 = 2,36 \text{ m}$$

Vaia otsa ristlõikepindala:

$$A = \frac{\pi \cdot 0,75^2}{4} = 0,442 \text{ m}^2$$

Pinnase normatiivsed parameetrid geoloogilises aruandest (tabel 1.1).

Vastavalt tabelile 1.1 on vaiakülje ühikpinna vastupanu:

Kiht 3 (savimõllmoreen): $q_{s,3} = 18 \text{ kN/m}^2$

Kiht 4 (mõllikas peenliiv): $q_{s,4} = 30 \text{ kN/m}^2$

Vaiaotsa ühikpinna vastupanu:

Kiht 4 (mõllikas peenliiv): $q_{b,4} = 2500 \text{ kN/m}^2$

Vaia omakaal vastavalt valemile 3.3:

$$G_{vai} = \left(5,0 \cdot \frac{\pi \cdot 0,75^2}{4} \right) \cdot 25 \cdot 1,2 = 66,3 \text{ kN}$$

Vaia normkandevõime vastavalt valemile 3.1:

$$R_{ck} = 2500 \cdot 0,442 + 2,36 \cdot (2,8 \cdot 18 + 2,2 \cdot 30) = 1104,5 + 274,3 = 1379 \text{ kN}$$

Pika spiraalpuuriga valmistatud CFA arvutuslik kandevõime vastavalt valemile 3.2

$$R_{cd} = \frac{1379}{1,2} - 66,3 = 1083 \text{ kN}$$

$$R_{cd} = 1083 \text{ kN} > V_{Ed} = 1035 \text{ kN}$$

Vaia kandevõime on tagatud. Enimkoormatud vundamendi kandevõime tagamiseks on vaja 3 CFA vaia läbimõõduga 750 mm.

Eeltoodud analoogse arvutustega on leitud kogu hoone vaiade arv. Kasutatud on CFA vaiu läbimõõduga 750, 600, 500 ja 400 mm. Vaiade kogused on esitatud tabelis 3.1.

Tabel 3.1 Viie meetri pikkuste CFA vaiade kogused posti all

5 meetri pikkused CFA vaiad			
Vai	1 vai posti all	2 vaia posti all	3 vaia posti all
CFA Ø400	48	2 · 2=4	
CFA Ø500	15	2 · 2=4	
CFA Ø600	11	2 · 9=18	
CFA Ø750	22	2 · 7=14	3 · 6=18
Kokku	96	40	18

3.4.2 Pikemad CFA vaiad

Kihi 3 andmed jäävad samaks, kihi 4 paksust suurendame. Vai on 2,8 m kihis 3 ja 22,2 m kihis 4. Arvutustes on vaiakülje ühikpinna vastupanu ja vaiaotsa vastupanu parameetrid on jäetud samaks.

Lähteandmed:

$$\text{vaia pikkus} - L = 25,0 \text{ m}$$

$$\text{vaia läbimõõt} - \varnothing = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{koormus rostvargile postist} - V_{Ed} = 2830 \text{ kN}$$

Rostvärgi esialgne omakaal kahe vaia puhul:

$$G_{rosvärk} = A \cdot h \cdot \gamma_b \cdot \gamma_G = 2,43 \cdot 1,0 \cdot 25 \cdot 1,2 = 72,9 \text{ kN}$$

Vaiadele kanduv koormus kokku:

$$\Sigma V_d = 2830 + 72,9 = 2903 \text{ kN}$$

Koormus ühele vaiale leitakse jagades koormuse vaiade arvuga:

$$V_{Ed} = \frac{2903}{2} = 1452 \text{ kN}$$

Vaia ümbermõõt:

$$O_p = \pi \cdot 0,6 = 1,89 \text{ m}$$

Vaia otsa ristlõikepindala:

$$A = \frac{\pi \cdot 0,6^2}{4} = 0,283 \text{ m}^2$$

Vaia omakaal vastavalt valemile 3.3:

$$G_{vai} = \left(25,0 \cdot \frac{\pi \cdot 0,6^2}{4} \right) \cdot 25 \cdot 1,2 = 212 \text{ kN}$$

Vaia normkandevõime vastavalt valemile 3.1:

$$R_{ck} = 2500 \cdot 0,283 + 1,89 \cdot (2,8 \cdot 18 + 22,2 \cdot 30) = 706,8 + 1350,4 = 2057 \text{ kN}$$

Vaia arvutuslik kandevõime vastavalt valemile 3.2:

$$R_{cd} = \frac{2057}{1,2} - 212 = 1502 \text{ kN} > V_{Ed} = 1452 \text{ kN}$$

Vaia kandevõime on tagatud. Enimkoormatud vundamendi kandevõime tagamiseks on vaja 2 CFA vaia läbimõõduga 600 mm.

Eeltoodud analoogse arvutusega on leitud kogu hoonele vajaminevad vaiade arv. Kasutatud on CFA vaiu pikkusega 25 m ja diameetriga 750, 600, 500 ja 400 mm. Vaiade kogused on esitatud tabelis 3.2.

Tabel 3.2 Kahekümne viie meetri pikkuste CFA vaiade kogused posti all

25 meetri pikkused vaiad kokku		
Vai	1 vai posti all	2 vaia posti all
CFA Ø400	89	2 · 4=8
CFA Ø500	7	2 · 1=2
CFA Ø600	12	2 · 5=10
CFA Ø750	4	-
Kokku	112	20

3.4.3 Lühemad Fundex vaiad

Vaia kandevõime leitakse sarnaselt CFA vaiale.

Lähteandmed:

Vaia pikkus - $L = 5,0 \text{ m}$

Malmotsikust põhja läbimõõt - $\varnothing = 0,67 \text{ m}$

Vaia keha läbimõõt $-\varnothing = 0,55$ mm

Koormus rostvargile postist $- V_{Ed} = 2830$ kN

Rostvärgi esialgne omakaal nelja vaia puhul:

$$G_{rostvärk} = b^2 \cdot h \cdot \gamma_b \cdot \gamma_G = 2,5^2 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 1,2 = 169 \text{ kN}$$

Vaiadele kanduv koormus kokku:

$$V_{Ed} = 2830 + 169 = 2999 \text{ kN}$$

Koormus ühele vaiale leitakse jagades koormuse vaiade arvuga:

$$V_{Ed} = \frac{2999}{4} = 750 \text{ kN}$$

Vaia keha ümbermõõt:

$$O_p = \pi \cdot 0,55 = 1,73 \text{ m}$$

Vaia otsa ristlõikepindala:

$$A = \frac{\pi \cdot 0,67^2}{4} = 0,353 \text{ m}^2$$

Vaia omakaal vastavalt valemile 3.3:

$$G_{vai} = \left(5,0 \cdot \frac{\pi \cdot 0,55^2}{4} \right) \cdot 25 \cdot 1,2 = 35,6 \text{ kN}$$

Vaia normkandevõime vastavalt valemile 3.1:

$$R_{ck} = 2500 \cdot 0,353 + 1,73 \cdot (2,8 \cdot 18 + 2,2 \cdot 30) = 1082 \text{ kN}$$

Vaia arvutuslik kandevõime vastavalt valemile 3.2:

$$R_{cd} = \frac{1082}{1,1} - 35,6 = 948 \text{ kN} > V_{Ed,vai} = 750 \text{ kN}$$

Vaia kandevõime on tagatud. Enimkoormatud vundamendi kandevõime tagamiseks on vaja neli Fundex vaia läbimõõduga $\varnothing 550/670$ (tüvi/otsik) mm.

Eeltoodud analoogsete arvutusega on leitud kogu hoonele vajaminevad vaiade arv. Kasutatud on Fundex $\varnothing 350/450$, $\varnothing 450/550$, $\varnothing 550/670$ (tüvi/otsik) vaiu pikkusega 5 m. Vaiade kogused on esitatud tabelis 3.3.

Tabel 3.3 Viie meetri pikkuste Fundex vaiade kogused posti all

5 m pikkused Fundex vaiad kokku				
Vai	1 vai posti all	2 vaia posti all	3 vaia posti all	4 vaia posti all
Fundex Ø350/450	58	2 · 3=6		
Fundex Ø450/550	9	2 · 7=18		
Fundex Ø550/670	25	2 · 14=26	3 · 4=12	4 · 2=8
Kokku:	92	48	12	8

3.4.4 Pikemad Fundex vaiad

Sarnaselt CFA vaiadele leitakse pikemate Fundex vaiade kandevõime.

Lähteandmed:

Vaia pikkus - $L = 25,0$ m

Vaia diameeter - $\phi = 0,55$ m

Malmist otsiku diameeter $\phi = 0,67$ m

Koormus rostvärgile postist - $V_d = 2830$ kN

Rostvärgi esialgne omakaal kahe vaia puhul:

$$G_{rostvärk} = A \cdot h \cdot \gamma_{betoon} \cdot \gamma_G = 2,125 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 1,2 = 57,4 \text{ kN}$$

Vaiadele kanduv koormus kokku:

$$V_{Ed} = 2830 + 57,4 = 2887 \text{ kN}$$

Koormus ühele vaiale leitakse jagades koormuse vaiade arvuga:

$$V_{Ed} = \frac{2887}{2} = 1444 \text{ kN}$$

Vaia ümbermõõt:

$$O_p = 3,14 \cdot 0,55 = 1,73 \text{ m}$$

Vaia otsa ristlõikepindala:

$$A = \frac{\pi \cdot 0,67^2}{4} = 0,353 \text{ m}^2$$

Vaia omakaal vastavalt valemile 3.3:

$$G_{vai} = \left(25,0 \cdot \frac{\pi \cdot 0,55^2}{4} \right) \cdot 25 \cdot 1,2 = 178 \text{ kN}$$

Vaia normkandevõime vastavalt valemile 3.1:

$$R_{ck} = 2500 \cdot 0,3525 + 1,727 \cdot (2,8 \cdot 18 + 22,2 \cdot 30) = 881,3 + 1237,2 = 2118,5 \text{ kN}$$

Ühe vaia arvutuslik kandevõime lähtuvalt valemist 3.2:

$$R_{cd} = \frac{2119}{1,1} - 178 = 1748 \text{ kN} > V_{Ed} = 1444 \text{ kN}$$

Vaia kandevõime on tagatud. Enimkoormatud vundamendi kandevõime tagamiseks on vaja 2 Fundex vaia läbimõõduga Ø550/670 (tüvi/otsik) mm.

Eeltoodud analoogselt arvutusega on leitud kogu hoone vaiade arv. Kasutatud on Fundex Ø350/450, Ø450/550, Ø550/670 (tüvi/otsik) vaiu pikkusega 25 m. Vaiade kogused on esitatud tabelis 3.4.

Tabel 3.4 Kahekümne viie meetri pikkuste Fundex vaiade kogused posti all

25 m pikkuste Fundex vaiade kogused		
Vai (tüvi/otsik)	1 vai posti all	2 vaia posti all
Fundex Ø350/450	94	2 · 5=10
Fundex Ø450/550	6	2 · 2=4
Fundex Ø550/670	11	2 · 4=8
Kokku:	111	22

3.4.5 Lühemad kellivarda vaiad

Vaia kandevõime leitakse analoogselt CFA ja Fundex vaiadele.

Lähteandmed:

Vaia pikkus - $L = 5,0 \text{ m}$

Vaia läbimõõt - $\varnothing = 1,5 \text{ m}$

Koormus vaiale postist - $V_{Ed} = 2830 \text{ kN}$

Esialgne roostvärgi omakaal ühele vaiale:

$$G_{roostvärg} = A \cdot h \cdot \gamma_b \cdot \gamma_G = 3,24 \cdot 0,55 \cdot 25 \cdot 1,2 = 53,5 \text{ kN}$$

Vaiadele kanduv koormus kokku:

$$V_{Ed} = 2830 + 53,5 = 2884 \text{ kN}$$

Vaia übermõõt:

$$O_p = \pi \cdot 1,5 = 4,71 \text{ m}$$

Vaia otsa ristlõikepindala:

$$A = \frac{\pi \cdot 1,5^2}{4} = 1,77 \text{ m}^2$$

Vaia omakaal vastavalt valemile 3.3:

$$G_{vai} = \left(5,0 * \frac{\pi \cdot 1,5^2}{4} \right) \cdot 25 \cdot 1,2 = 265 \text{ kN}$$

Vaia normkandevõime vastavalt valemile 3.1:

$$R_{ck} = 2500 \cdot 1,77 + 4,71 \cdot (2,8 \cdot 18 + 2,2 \cdot 30) = 4417,5 + 548,2 = 4966 \text{ kN}$$

Ühe vaia arvutuslikkandevõime vastavalt valemile 3.2:

$$R_{cd} = \frac{4966}{1,3} - 265 = 3555 \text{ kN}$$

$$R_{cd} = 3555 \text{ kN} > V_{Ed} = 2884 \text{ kN}$$

Vaia kandevõime on tagatud. Enimkoormatud vundamendi kandevõime tagamiseks on vaja ühte kellivarda vaia läbimõõduga 1500 mm.

Eeltoodud analoogse arvutusega on leitud kogu hoone vaiade arv. Kasutatud on vaiu läbimõõduga 880, 1180, 1500 mm. Vaiade kogused on esitatud tabelis 3.5.

Tabel 3.5 Viie meetri pikkuste kellivarda vaiade kogused posti all

5 meetri pikkused vaiad kokku	
Vai	1 vai
Kellivarda vai Ø880	110
Kellivarda vai Ø1180	7
Kellivarda vai Ø1500	5
Kokku:	122

3.4.6 Pikemad kellivarda vaiad

Sarnaselt CFA ja Fundex vaiadele leitakse pikemate kellivarda vaiade kandevõime.

Lähteandmed:

Vaia pikkus - $L = 25,0 \text{ m}$

Vaia läbimõõt - $\varnothing = 1,18 \text{ m}$

Koormus roostvärgile postist - $V_{Ed} = 2830 \text{ kN}$

Rostvärgi esialgne omakaal ühele vaiale:

$$G_{rostvärk} = A \cdot h \cdot \gamma_b \cdot \gamma_G = 2,25 \cdot 0,55 \cdot 25 \cdot 1,2 = 37,1 \text{ kN}$$

Vaiale kanduv koormus kokku:

$$V_{Ed} = 2830 + 37,1 = 2867 \text{ kN}$$

Vaia übermõõt:

$$O_p = 3,14 \cdot 1,18 = 3,71 \text{ m}$$

Vaia otsa ristlõikepindala:

$$A = \frac{\pi \cdot 1,18^2}{4} = 1,1 \text{ m}^2$$

Vaia omakaal vastavalt valemile 3.3:

$$G_{vai} = \left(25,0 \cdot \frac{\pi \cdot 1,18^2}{4} \right) \cdot 25 \cdot 1,2 = 820 \text{ kN}$$

Vaia normkandevõime vastavalt valemile 3.1:

$$R_{ck} = 2500 \cdot 1,1 + 3,71 \cdot (2,8 \cdot 18 + 22,2 \cdot 30) = 2732,5 + 2654,3 = 5387 \text{ kN}$$

Ühe vaia arvutuslik kandevõime vastavalt valemile 3.2:

$$R_{cd} = \frac{5387}{1,3} - 820 = 3323 \text{ kN} > V_{Ed} = 2867 \text{ kN}$$

Vaia kandevõime on tagatud. Enimkoormatud vundamendi kandevõime tagamiseks on vaja ühte kellivarda vaia läbimõõduga 1180 mm.

Eeltoodud analoogse arvutusega on leitud kogu hoonele vajaminevad vaiade arv. Kasutatud on kellivarda vaiu pikkusega 25 m ja läbimõõduga 880 mm ja 1180 mm. Vaiade kogused on esitatud tabelis 3.6.

Tabel 3.6 Kahekümne viie meetri pikkuste teleskoopse kellivarda vaiade kogused posti all

25 meetri pikkused vaiad kokku	
Vaia läbimõõt	1 vai
Kelli varda vai Ø880	117
Kelli varda vai Ø1180	5
Kokku:	122

4 ROSTVÄRK

Rostvärk on betoonplaat, mis paikneb vaiade peal. Rostvärgi eesmärk on kanda hoone koormus edasi vaiadele. Suurte punktkoormuse korral rajatakse raudbetoonis plaatrostvärk vaiagrupi kohale. Kandvate seinte alla rajatakse harilikult talarostvärgid.

Rostvärkide arvutamisel kasutatakse peamiselt varrasmodeli ja tala arvutuskeemi. Õhukestes plaatides, kus vaia telgede suhe rostvärgi kõrgusest on suurem kahest ($l_{eff}/h > 2$), kasutatakse tala arvutuskeemi. Paksudes plaatides, kus vaia telgede suhe rostvärgi kõrgusest on väiksem kui kaks ($l_{eff}/h < 2$), kasutatakse varrasmodelit. [7]

4.1 Rostvärgi mõõtmete määramine

Rostvärgi kuju määrab vaiade läbimõõt, vahekaugus ja vaiade arv rostvärgi all. [7]

Vaia telgede vahekaugus pinnast väljatõrjuvate vaiade puhul peab olema suurem kui kolm vaia läbimõõtu. Pinnast asendavate kohtvaiade telgede vahekaugus on soovitatav võtta 1,0 m või rohkem. [3]

Magistritöös on kõikide vaiade telgede vahekauguseks võetud 3Ø.

Magistritöös kasutatavate vaiade kinnitus rostvärgis on liigend. Liigendkinnitusel puhul peab vai olema rostvärgis 50-100 mm. [3] Magistritöös ulatub vai rostvärki 50 mm ulatuses.

Vaia küljest rostvärgi ääreni jäetakse ruumi pikiarmatuuri paigutamiseks, tavaliselt on selleks vaheks 10 kuni 20 cm. [16] Magistritöös on vaia külje ja rostvärgi vaheks 15 cm.

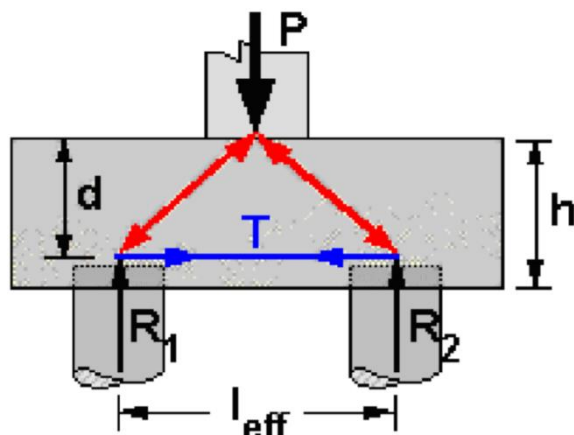
Rostvärgi vajaliku kõrguse määravad [7]:

- põikjõu- ja läbisurumiskandevõime,
- maapinna külmumissügavus,
- vaiade ankurdus,
- postide ankrupoltide paigaldamise vajadus.

4.1.1 Arvutuslik tõmbearmatuur

Arvutuslik tõmbearmatuur arvutamisel kasutatakse magistritöös varrasmodeli arvutuskeemi. Varrasmudeli arvutuskeem on joonisel 4.1. [7]

Joonis 4.1 Varrasmudeli arvutuskeem [7]



Arvutuslik tõmbearmatuur paigutatakse roostvärgis kahe vaia vahele.

Vajalik tõmbearmatuuri pindala kahe vaia vahel, kui roostvärgi all on 4 vaia, arvutatakse valemiga [9]:

$$A_s = \frac{V_{Ed} \cdot (l_{eff}/2)}{4d \cdot 0,87f_{yk}} \quad (4.1)$$

kus V_{Ed} – vertikaalkoormus roostvärgile, kN,

l_{eff} – vaia telgede vahe, mm,

d – kasuskõrgus, mm,

f_{yk} – armatuuri arvutustugevus, MPa.

Vajalik tõmbearmatuuri pindala kahe vaia vahel, kui roostvärgi all on 3 vaia, arvutatakse valemiga [9]:

$$A_s = \frac{2V_{Ed} \cdot (l_{eff}/2)}{9d \cdot 0,87f_{yk}} \quad (4.2)$$

Vajalik tõmbearmatuuri pindala kahe vaia vahel, kui roostvärgi all on 2 vaia, arvutatakse valemiga [9]:

$$A_s = \frac{V_{Ed} \cdot (l_{eff}/2)}{2d \cdot 0,87f_{yk}} \quad (4.3)$$

Plaadi ülejäänud piirkond armeeritakse lähtudes minimaalsest armeerimistegurist. Minimaalne armeerimistegur leitakse valemiga [9]:

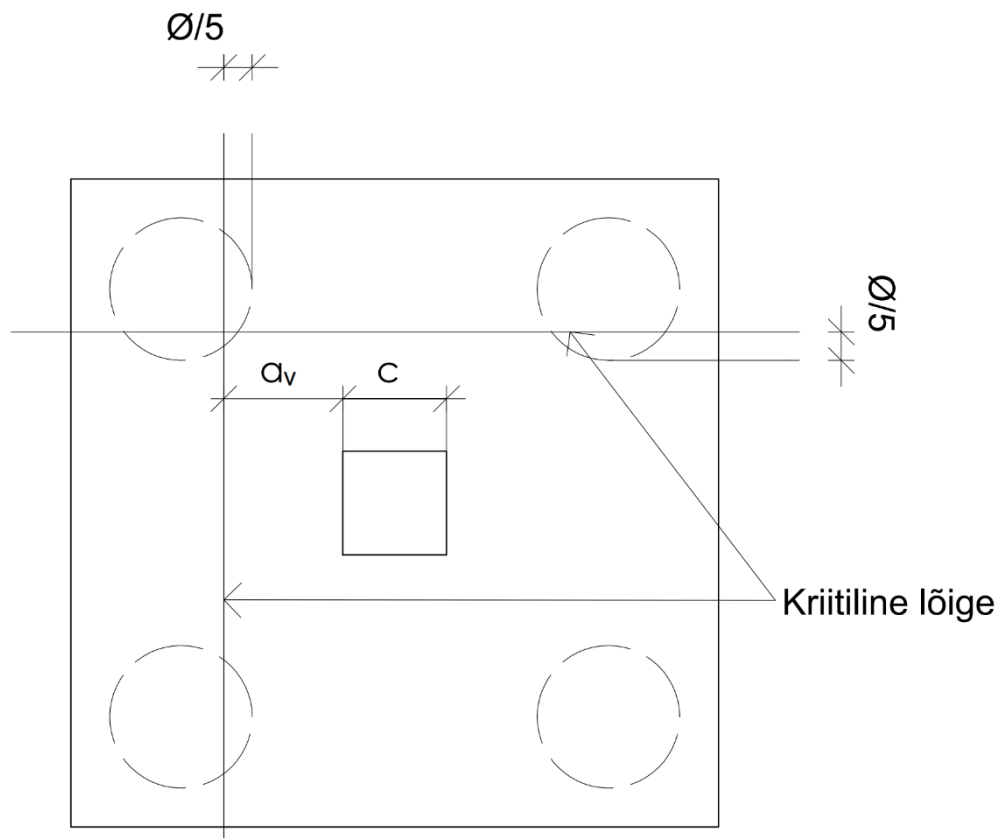
$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_w d \geq 0,0013 b_w d \quad (4.4)$$

kus f_{ctm} - betooni keskmine tõmbetugevus, MPa.

4.1.2 Rostvärgi põikjõukandevõime

Põikjõukandevõimet tuleb kontrollida kriitilises sektsioonis. Kriitiline sektsioon paikneb ühe viiendiku vaia läbimõõdust vaia sees. Kriitilise sektsiooni paiknemist rostvärgis on näidatud joonisel 4.2. [9]

Joonis 4.2 Kriitilise sektsiooni asukoht, kui rostvärgis all on neli vaia



Põikjõud võib vähendada kriitilises lõikes valemiga [9]:

$$V_{Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{a_v}{2d} \quad (4.5)$$

kus a_v – kaugus posti servast kriitilise lõikeni, mm,

d – kasuskõrgus, mm.

a_v võib leida valemiga kahe ja nelja vaiaga rostvärgis:

$$a_v = \varnothing - c/2 + \varnothing/5 \quad (4.6)$$

kus \varnothing - vaia diameeter, mm,

c – posti laius, mm.

Põikjõukandevõime arvutatakse valemiga 3.16. Põikjõukandevõime miinimumväärtus leitakse valemiga 3.20. Rostvärgi põikjõukandevõime on tagatud, kui tugevustingimus 3.15 on täidetud.

4.1.3 Rostvärgi läbisurmiskandevõime

Rostvärgi läbisurmiskandevõimet tuleb kontrollida posti perimeetril. Läbisurmiskandevõimet kontrollitakse valemiga 3.30. Läbisurmiskandevõime posti perimeetril on tagatud, kui on täidetud tugevustingimus:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

Kui vaia telgede vahekaugus ületab 3 korda vaia läbimõõtu, siis rostvärki tuleb kontrollida läbisurmisele kriitilisel perimeetril, mis on $2d$ kaugusel posti äärest. [9]

Magistritöös projekteeritud vaia telgede vahekaugus on võrdne kolme vaia läbimõõduga ja läbisurmiskandevõimet ei pea kontrollima kriitilisel perimeetril.

4.2 Nelja vaiaga rostvärk

Vaiadeks on Fundex $\emptyset 550/670$. Vaia telgede vahekaugus $3\emptyset$. Vaia keha läbimõõt $\emptyset = 550$ mm. Rostvärgi mõõdud ja kriitilise lõike asukoht on näidatud joonisel 4.3.

Rostvärgi mõõdud:

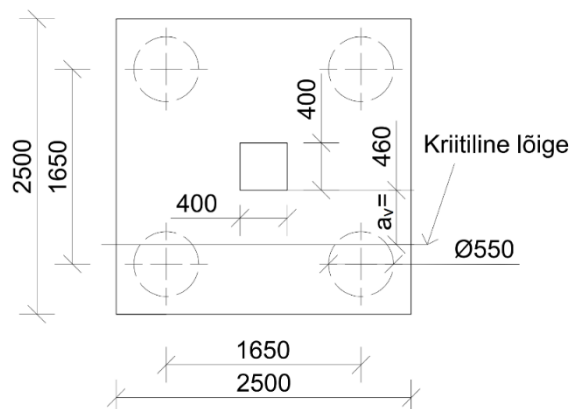
$$L = B = 550 \cdot 3 + 275 \cdot 2 + 150 \cdot 2 = 2500 \text{ mm}$$

Valime rostvärgi kõrguseks $h = 900$ mm

$$l_{eff}/h < 2 \rightarrow 1650/900 < 2$$

kus $l_{eff} = 3\emptyset = 3 \cdot 550 = 1650$ mm

Joonis 4.3 Nelja vaiaga rostvärk



Paindearmatuuri kasuskõrgus d leitakse lahutades kaitsekihi paksuses rostvõrgi kõrgusest. Armatuuri kaitsekihi paksuseks on võetud 125 mm.

$$\text{Kasuskõrguse} - d = h - 125 = 900 - 125 = 775 \text{ mm}$$

Arvutuslik koormus rostvõrgile:

$$V_{Ed} = 2830 \text{ kN}$$

Vajalik tõmbearmatuur kahe vaia vahel vastavalt valemile 4.1:

$$A_s = \frac{2830 \cdot 10^3 \cdot (1650/2)}{4 \cdot 775 \cdot 0,87 \cdot 500} = 1731 \text{ mm}^2$$

Kogu vajaminev armeeringu pindala mõlemas suunas $2 \cdot A_s = 2 \cdot 1731 = 3462 \text{ mm}^2$

Valime 18 varrast $\emptyset 16$ B5005B ($A_s = 201 \text{ mm}^2$) pindalaga 3618 mm^2 . [3]

Armeerimistegur vastavalt valemile 3.19:

$$\rho_1 = \frac{3618}{2500 \cdot 775} = 0,00187$$

Plaadi ülejäänud piirkond armeeritakse lähtudes minimaalsest armeerimistegurist vastavalt valemile 4.4:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{2,6}{500} \cdot 2500 \cdot 775 = 2620 \text{ mm}^2 \geq 0,0013 \cdot 2500 \cdot 775 = 2519 \text{ mm}^2$$

Valime võrgu $\emptyset 12$ B5005B ($A_s = 113 \text{ mm}^2$) sammuga 100 mm.

Nelja vaiaga rostvõrgi puhul on põikjõud kriitilises sektsioonis:

$$V_{Ed} = \frac{2830}{2} = 1415 \text{ kN}$$

Kriitiline lõige (a_v) leitakse vastavalt valemile 4.16 (joonis 4.3):

$$a_v = 550 - 200 + 550/5 = 460 \text{ mm}$$

Põikjõud võib vähendada kriitilises lõikes valemiga 4.5:

$$V_{Ed} = 1415 \cdot \frac{460}{2 \cdot 775} = 420 \text{ kN}$$

Põikjõukandevõime vastavalt valemile 3.16:

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,51(100 \cdot 0,00187 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 2500 \cdot 775 = 586000 \text{ N} = 586 \text{ kN}$$

kus k väärtus leitakse vastavalt valemile 3.17:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{775}} = 1,508 = 1,51$$

Põikjõukandevõime miinimumväärtus vastavalt valemile 3.20:

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,51^{1,5} \cdot 25^{0,5} \cdot 2500 \cdot 775 = 628000 \text{ N} = 628 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,c} = 628 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 628 \text{ kN} > V_{Ed} = 420 \text{ kN}$$

Põikjõukandevõime on tagatud.

Kuna vaiad telgede vahekaugus on 3ϕ , siis läbisurumiskandevõimet perimeetril $2d$ ei kontrollita.

Läbisurumine posti perimeetril vastavalt valemile 3.30:

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot (4 \cdot 400) \cdot 775 \cdot \left[0,6 \left(1 - \frac{25}{250}\right)\right] \frac{25}{1,5} \cdot 10^{-3} = 5580 \text{ kN}$$

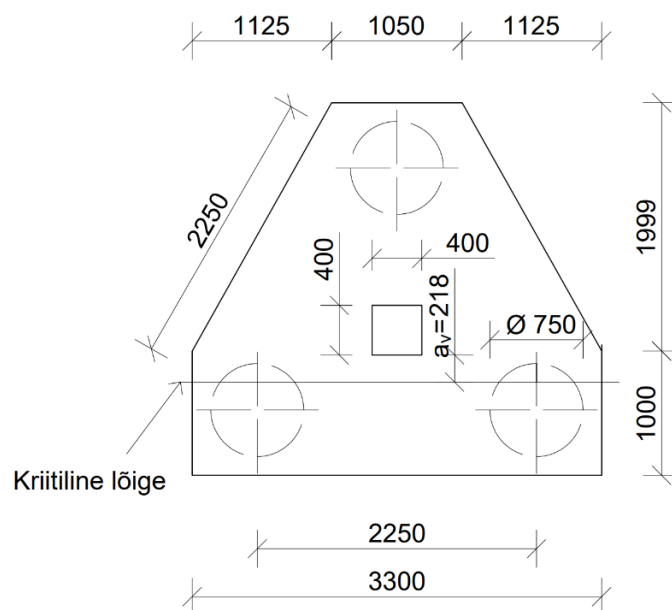
$$v_{Rd,max} = 5580 \text{ kN} > V_{Ed} = 2830 \text{ kN}$$

Läbisurumiskandevõime posti perimeetril on tagatud.

4.3 Kolme vaia rostvärk

Vaiadeks on CFA vaiad läbimõõduga 750 mm. Vaia telgede vahekaugus 3ϕ . Rostvärgi mõõtmed ja kriitilise lõike asukoht on näidatud joonisel 4.4.

Joonis 4.4 Kolme vaiaga rostvärk



Valime rostvärghi kõrguseks $h = 1200$ mm.

$$l_{eff}/h < 2 \rightarrow 2250/1200 < 2$$

kus $l_{eff} = 3\phi = 3 \cdot 750 = 2250$ mm

Armatuuri kaitsekihi paksuseks on võetud 125 mm.

Paindearmatuuri kasuskõrgus:

$$d = h - 125 = 1200 - 125 = 1075 \text{ mm}$$

Arvutuslik koormus rostvargile:

$$V_{Ed} = 2830 \text{ kN}$$

Vajalik tõmbearmatuur kahe vaia vahel vastavalt valemile 4.2:

$$A_s = \frac{2 \cdot 2830 \cdot 10^3 \cdot (2250/2)}{9 \cdot 1075 \cdot 0,87 \cdot 500} = 1513 \text{ mm}^2$$

Kogu vajaminev armeeringu pindala mõlemas suunas $2 \cdot A_s = 2 \cdot 1513 = 3026 \text{ mm}^2$

Valime 10 varrast $\phi 20$ B5005B ($A_s = 314 \text{ mm}^2$) pindalaga kokku 3140 mm^2 . [3]

Armeerimistegur vastavalt valemile 3.19:

$$\rho_1 = \frac{3140}{1050 \cdot 1075} = 0,00278 < 0,02$$

Plaadi ülejäänud piirkond armeeritakse lähtudes minimaalsest armeerimistegurist vastavalt valemile 4.4:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{2,6}{500} \cdot 1050 \cdot 1075 = 1526 \text{ mm}^2 \geq 0,0013 \cdot 1050 \cdot 1075 = 1467 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 1526 \text{ mm}^2$$

Valime $\phi 16$ B500B ($A_s = 201 \text{ mm}^2$) sammuga 130 mm.

Põikjõud kriitilises seksioonis:

$$V_{Ed} = \frac{2830 \cdot 2}{3} = 1887 \text{ kN}$$

Põikjõud võib vähendada kriitilises seksioonis valemiga 4.5.

$$V_{Ed} = 1887 \cdot \frac{218}{2 \cdot 1075} = 191 \text{ kN}$$

kus $a_v = 218$ mm (joonis 4.4).

Põikjõukandevõime vastavalt valemile 3.16:

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,43(100 \cdot 0,00278 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 1050 \cdot 1075 = 367000 \text{ N} = 367 \text{ kN}$$

kus

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1075}} = 1,43$$

Põikjõukandevõime miinimumväärtus vastavalt valemile 3.20:

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,43^{1,5} 25^{0,5} \cdot 1050 \cdot 1075 = 337784 \text{ N} = 338 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 367 \text{ kN} > V_{Ed} = 191 \text{ kN}$$

Põikjõukandevõime on tagatud.

Kuna vaiad telgede vahekaugus on võrdne 3ϕ , siis läbisurumiskandevõimet perimeetril $2d$ ei kontrollita.

Läbisurumine posti perimeetril vastavalt valemile 3.30:

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot (4 \cdot 400) \cdot 1075 \cdot \left[0,6 \left(1 - \frac{25}{250}\right)\right] \frac{25}{1,5} \cdot 10^{-3} = 7740 \text{ kN}$$

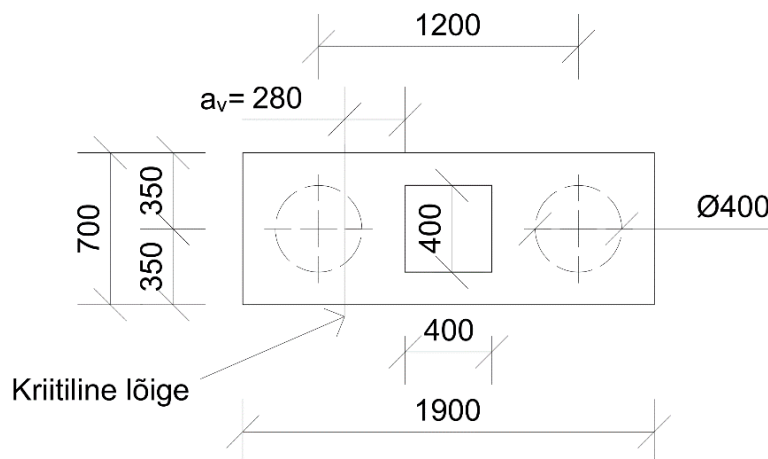
$$v_{Rd,max} = 7740 \text{ kN} > V_{Ed} = 2830 \text{ kN}$$

Läbisurumiskandevõime posti perimeetril on tagatud.

4.4 Kahe vaia rostvärk

Vaiadeks on CFA vaiad läbimõõduga 400 mm. Vaia telgede vahekaugus 3ϕ . Rostvärgi mõõtmed on näidatud joonisel 4.5.

Joonis 4.5 Kahe vaiaga rostvärk



Rostvärgi mõõdud:

$$L = 400 \cdot 3 + 200 \cdot 2 + 150 \cdot 2 = 1900 \text{ mm}$$

$$B = 400 + 150 \cdot 2 = 700 \text{ mm}$$

Armatuuri kaitsekihi paksuseks on võetud 125 mm.

Valime rostvärgi kõrguseks $h = 650$ mm.

$$l_{eff}/h < 2 \rightarrow 1200/650 < 2$$

kus $l_{eff} = 3\emptyset = 3 \cdot 400 = 1200$ mm

Paindearmatuuri kasuskõrgus:

$$d = h - 125 = 650 - 125 = 525 \text{ mm}$$

Arvutuslik koormus rostvärgile:

$$V_{Ed} = 617 \text{ kN}$$

Vajalik tõmbearmatuur kahe vaia vahel vastavalt valemile 4.3:

$$A_s = \frac{617 \cdot 10^3 \cdot (1200/2)}{2 \cdot 525 \cdot 0,87 \cdot 500} = 811 \text{ mm}^2$$

Valime 5 varrast $\emptyset 16$ B500B pindalaga 1005 mm².

Armeerimistegur vastavalt valemile 3.19:

$$\rho_1 = \frac{1005}{700 \cdot 525} = 0,0027$$

Plaadi ülejäänud piirkond armeeritakse lähtudes minimaalsest armeerimistegurist vastavalt valemile 4.4:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{2,6}{500} \cdot 700 \cdot 525 = 497 \text{ mm}^2 \geq 0,0013 \cdot 700 \cdot 525 = 478 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 497 \text{ mm}^2$$

Valime võrgu $\emptyset 12$ B500B ($A_s = 113$ mm²) sammuga 100 mm.

Põikjõud kriitilises sektsioonis:

$$V_{Ed} = \frac{617}{2} = 309 \text{ kN}$$

Kriitiline sektsiooni kaugus postist vastavalt valemile 4.6:

$$a_v = 400 - 200 + 400/5 = 280 \text{ mm}$$

Põikjõud võib vähendada kriitilises lõikes valemiga 4.5:

$$V_{Ed} = 309 \cdot \frac{280}{2 \cdot 525} = 82 \text{ kN}$$

Arvutuslik põikjõukandevõime vastavalt valemile 3.16:

$$V_{Rd,c} = [0,12 \cdot 1,617(100 \cdot 0,0027 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 700 \cdot 525 = 135 \text{ kN}$$

kus

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{525}} = 1,617$$

Põikjõukandevõime miinimumväärtus vastavalt valemile 3.20:

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,617^{1,5} \cdot 25^{0,5} \cdot 700 \cdot 525 = 132 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 135 \text{ kN} > V_{Ed} = 82 \text{ kN}$$

Kahe vaia rostvärk kõrgusega 650 mm on piisav tagamaks põikjõukandevõime.

Läbisurumine posti perimeetril vastavalt valemile 3.30:

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot (4 \cdot 400) \cdot 525 \cdot \left[0,6 \left(1 - \frac{25}{250}\right)\right] \frac{25}{1,5} \cdot 10^{-3} = 3780 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 3780 \text{ kN} > V_{Ed} = 617 \text{ kN}$$

Läbisurumiskandevõime posti perimeetril on tagatud.

4.5 Ühe vaia rostvärk

Rostvärgi all on CFA vai läbimõõduga 750 mm.

Rostvärgi mõõtmed:

$$B = L = \varnothing + 2 \cdot 150 = 750 + 300 = 1050 \text{ mm}$$

Ühe vaiaga rostvärgi kõrguse määrab ankrupoltide paigaldamisejuhend. Kõrgus leitakse liites kokku armatuuri kaitsekihi ja ankrupoltide minimaalse ankurduspikkuse. Armatuuri kaitsekihi paksuseks on võetud 125 mm. Posti ankurdamiseks on kasutatud HPM 24 L ankrupolte. Ankrupoltide keha läbimõõt, ankrupoldi otsa paksus ja rostvärgi minimaalne

kõrgus on saadud ankrupoltide manuaalist. [16] Ühe vaiaga rostvõrgi mõõtmed on näidatud joonisel 4.6.

Arvutuslik koormus rostvõrgile:

$$V_{Ed} = 1039 \text{ kN}$$

Rostvõrgi kõrgus:

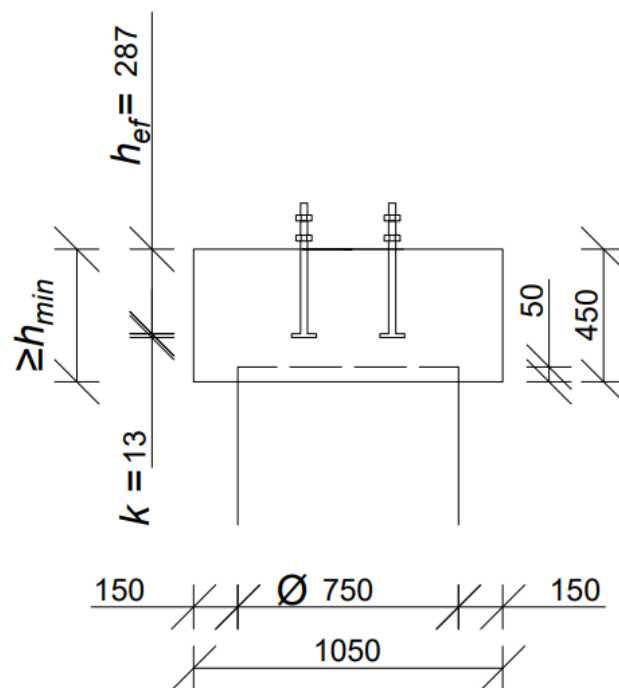
$$h = h_{ef} + k + 125 = 287 + 13 + 125 = 425 \text{ mm} \rightarrow \text{valime } h = 450 \text{ mm} > h_{min} = 385 \text{ mm}$$

kus h_{ef} – ankrupoldi keha pikkus, mm, [16]

k – ankrupoldi otsa paksus, mm, [16]

h_{min} – rostvõrgi minimaalne kõrgus, mm. [16]

Joonis 4.6 Ühe vaiaga rostvõrk



Armatuuri kaitsekihi paksuseks on võetud 125 mm.

Kasuskõrgus d :

$$d = h - 125 = 450 - 125 = 325 \text{ mm}$$

Rostvõrk armeeritakse lähtudes minimaalsest armeerimistegurist. Minimaalne armeerimistegur vastavalt valemile 4.4:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{2,6}{500} \cdot 1050 \cdot 325 = 462 \text{ mm}^2 \geq 0,0013 \cdot 1050 \cdot 325 = 444 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 462 \text{ mm}^2$$

Valime võrgu $\emptyset 12$ B500B ($A_s = 113 \text{ mm}^2$) sammuga 200 mm.

Läbisurumine posti perimeetril vastavalt valemile 3.30:

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot (4 \cdot 400) \cdot 325 \cdot \left[0,6 \left(1 - \frac{25}{250} \right) \right] \frac{25}{1,5} \cdot 10^{-3} = 2340 \text{ kN} > V_{Ed} = 1039 \text{ kN}$$

Läbisurumiskandevõime posti perimeetril on tagatud.

4.6 Rostvärkide mahud

Järgnevalt on kõikide vaivundamendi vundeerimislahenduste puhul arvatud rostvärgi mahud.

Lühemate CFA vaiade rostvärgi mahud on toodud tabelis 4.1.

Tabel 4.1 CFA rostvärgi betooni maht, kasutades lühemad vaiu

Rostvärk ühe vaiaga				
Vai	Rostvärgi mõõtmed $B \cdot L \cdot h$ (m)	Maht (m^3)	Rostvärkide arv	Maht kokku (m^3)
CFA $\emptyset 400$	$0,7 \cdot 0,7 \cdot 0,45$	0,22	48	10,58
CFA $\emptyset 500$	$0,8 \cdot 0,8 \cdot 0,45$	0,29	15	4,32
CFA $\emptyset 600$	$0,9 \cdot 0,9 \cdot 0,45$	0,36	11	4,01
CFA $\emptyset 750$	$1,05 \cdot 1,05 \cdot 0,45$	0,50	22	10,91
Rostvärk kahe vaiaga				
Vai	Rostvärgi mõõtmed $B \cdot L \cdot h$ (m)	Maht (m^3)	Rostvärkide arv	Maht kokku (m^3)
CFA $\emptyset 400$	$0,7 \cdot 1,9 \cdot 0,65$	0,86	2	1,73
CFA $\emptyset 500$	$0,8 \cdot 2,3 \cdot 0,8$	1,47	2	2,94
CFA $\emptyset 600$	$0,9 \cdot 2,7 \cdot 0,95$	2,31	9	20,78
CFA $\emptyset 750$	$1,05 \cdot 3,3 \cdot 1,2$	4,16	7	29,11
Rostvärk kolme vaiaga				
Vai	Rostvärgi mõõtmed $A \cdot h$ (m)	Maht (m^3)	Rostvärkide arv	Maht kokku (m^3)
CFA $\emptyset 750$	$7,65 \cdot 1,2$	9,18	6	55,08
Kokku:				139,5

Pikemate CFA vaiade mahud on arvatud tabelis 4.2.

Tabel 4.2 CFA rostvõrgi betooni maht, kasutades pikemaid vaiu

Rostvõrk ühe vaiaga				
Vai	Rostvõrgi mõõtmed $B \cdot L \cdot h$ (m)	Maht (m ³)	Rostvõrkide arv	Maht kokku (m ³)
CFA Ø400	0,7 · 0,7 · 0,45	0,22	89	19,62
CFA Ø500	0,8 · 0,8 · 0,45	0,29	7	2,02
CFA Ø600	0,9 · 0,9 · 0,45	0,36	12	4,37
CFA Ø750	1,05 · 1,05 · 0,45	0,50	4	1,98
Rostvõrk kahe vaiaga				
Vai	Rostvõrgi mõõtmed $B \cdot L \cdot h$ (m)	Maht (m ³)	Rostvõrkide arv	Maht kokku (m ³)
CFA Ø400	0,7 · 1,9 · 0,65	0,86	4	3,46
CFA Ø500	0,8 · 2,3 · 0,8	1,47	1	1,47
CFA Ø600	0,9 · 2,7 · 0,95	2,31	5	11,54
			Kokku:	44,5

Lühemate Fundex vaiade rostvõrgi mahud on arvatud tabelis 4.3.

Tabel 4.3 Fundex rostvõrgi betooni maht, kasutades lühemaid vaiu

Rostvõrk ühe vaiaga				
Vai (tüvi/otsik)	Rostvõrgi mõõtmed $B \cdot L \cdot h$ (m)	Maht (m ³)	Rostvõrkide arv	Maht kokku (m ³)
Fundex Ø350/450	0,7 · 0,7 · 0,45	0,22	58	12,79
Fundex Ø450/550	0,75 · 0,75 · 0,45	0,25	9	2,28
Fundex Ø550/670	0,85 · 0,85 · 0,45	0,33	25	8,13
Rostvõrk kahe vaiaga				
Vai (tüvi/otsik)	Rostvõrgi mõõtmed $B \cdot L \cdot h$ (m)	Maht (m ³)	Rostvõrkide arv	Maht kokku (m ³)
Fundex Ø350/450	0,65 · 1,7 · 0,6	0,66	3	1,99
Fundex Ø450/550	0,75 · 2,1 · 0,75	1,18	7	8,27
Fundex Ø550/670	0,85*2,5*0,9	1,91	14	26,78
Rostvõrk kolme vaiaga				
Vai (tüvi/otsik)	Rostvõrgi mõõtmed $A \cdot h$ (m)	Maht (m ³)	Rostvõrkide arv	Maht kokku (m ³)
Fundex Ø550/670	4,45 · 0,85	3,78	4	15,13
Rostvõrk nelja vaiaga				
Vai (tüvi/otsik)	Rostvõrgi mõõtmed $B \cdot L \cdot h$ (m)	Maht (m ³)	Rostvõrkide arv	Maht kokku (m ³)
Fundex Ø550/670	2,5 · 2,5 · 0,9	5,63	2	11,25
			Kokku:	86,6

Pikemate Fundex vaiade rostvõrgi mahud on arvatatud tabelis 4.4.

Tabel 4.4 Fundex rostvõrgi betooni maht, kasutades pikemaid vaiu

Rostvõrk ühe vaiaga				
Vai (tüvi/otsik)	Rostvõrgi mõõtmed $B \cdot L \cdot h$ (m)	Maht (m ³)	Rostvõrkide arv	Maht kokku (m ³)
Fundex Ø350/450	0,7 · 0,7 · 0,45	0,19	94	17,87
Fundex Ø450/550	0,75 · 0,75 · 0,45	0,25	6	1,52
Fundex Ø550/670	0,85 · 0,85 · 0,45	0,33	11	3,58
Rostvõrk kahe vaiaga				
Vai (tüvi/otsik)	Rostvõrgi mõõtmed $B \cdot L \cdot h$ (m)	Maht (m ³)	Rostvõrkide arv	Maht kokku (m ³)
Fundex Ø350/450	0,65 · 1,7 · 0,6	0,66	5	3,32
Fundex Ø450/550	0,75 · 2,1 · 0,75	1,18	2	2,36
Fundex Ø550/670	0,85*2,5*0,9	1,91	4	7,65
Kokku:				36,3

Lühemate kellivarda vaiade rostvõrgi mahud on arvatatud tabelis 4.5.

Tabel 4.5 Kellivarda rostvõrgi betooni maht, kasutades lühemaid vaiu

Rostvõrk ühe vaiaga				
Vai	Rostvõrgi mõõtmed $B \cdot L \cdot h$ (m)	Maht (m ³)	Rostvõrkide arv	Maht kokku (m ³)
Kellivarda vai Ø880	1,2 · 1,2 · 0,55	0,79	110	87,12
Kellivarda vai Ø1180	1,5 · 1,5 · 0,55	1,24	7	8,66
Kellivarda vai Ø1500	1,8 · 1,8 · 0,55	1,78	5	8,91
Kokku:				104,7

Pikemate kellivarda vaiade rostvõrgi mahud on arvatatud tabelis 4.6.

Tabel 4.6 Kellivarda rostvõrgi betooni maht, kasutades pikemaid vaiu

Rostvõrk ühe vaiaga				
Vai	Rostvõrgi mõõtmed $B \cdot L \cdot h$ (m)	Maht (m ³)	Rostvõrkide arv	Maht kokku (m ³)
Kellivarda vai Ø880	1,2 · 1,2 · 0,55	0,79	117	92,66
Kellivarda vai Ø1180	1,5 · 1,5 · 0,55	1,24	5	6,19
Kokku:				98,9

5 VUNDEERIMISLAHENDUSTE MAKSUMUS

Magistritöös lõpus võrreldakse vundeerimislahenduste maksumust. Maksumuse arvutamisel arvestatakse madalvundamentide puhul betooni mahtu. Vaivundamentide puhul vaiade maksumust joonmeetri kohta, malmotsikute (kui on) maksumust tüki kohta ja rostvärgi betooni mahtu. Hoonel on paaris kohas kandev sein, mille alla madalvundamentide puhul on vajalik panna lintvundament ja vaivundamentide puhul lintroostvärk. Kuna lintvundamendi ja lintroostvärgi osakaal kogu hoone vundeerimislahendust mahust on ligikaudu 5%, siis magistritöö maksumuses seda ei arvestata.

Ehitusettevõtetele saadeti päring hindade saamiseks. Ettevõtetelt saadud hindadest lähtuvalt arvutati maksumused. Siinjuures tuleb tähelepanu juhtida, et ettevõtete esitatud hinnad olid hinnangulised, lisaks on oluline rõhutada, et hindu ei ole võrreldud või muud moodi koondatud.

Madalvundamendi hinnad hinnanguliselt:

Madalvundamendi rajamiseks on betooni kuupmeeter hinnaga 400 €/m³.

CFA vaiade hinnad hinnanguliselt:

CFA vai ø400 mm on hinnaga - 50€/m

CFA vai ø500 mm on hinnaga - 60€/m

CFA vai ø600 mm on hinnaga - 70€/m

CFA vai ø750 mm on hinnaga - 100€/m

Rostvärgi kuupmeetri hind on 400€/m³.

Fundex vaiade hinnad hinnanguliselt:

Fundex vai ø350/450 mm (tüvi/otsik) - 40€/m + otsik 70€/tk

Fundex vai ø450/550 mm (tüvi/otsik) - 50€/m + otsik 100€/tk

Fundex vai ø550/750 mm (tüvi/otsik) - 60€/m + otsik 160€/tk

Rostvärgi kuupmeetri hind on 400€/m³.

Teleskoopse kellivarda meetodil valmistatud vaiade hinnad hinnanguliselt:

Kellivarda vai ø880 pikkusega 5 meetrit - 348€/m

Kellivarda vai ø880 pikkusega 25 meetrit - 302€/m

Kellivarda vai Ø1180 pikkusega 5 meetrit – 498€/m

Kellivarda vai Ø1180 pikkusega 25 meetrit - 397€/m

Kellivarda vai Ø1500 pikkusega 5 meetrit – 638€/m

Kellivarda vai Ø1500 pikkusega 25 meetrit - 480€/m

Rostvärgi kuupmeetri hind on 400€/m³.

5.1 Madalvundamendi maksumus

Kauplus-lao rajamiseks on vaja 122 üksikvundamenti mõõtudega 0,55-4 m. Kokku kuluks madalvundamendi rajamiseks 198,7 m³ betooni (tabel 2.8).

Madalvundamendi hinnanguline maksumus:

$$198,7 \cdot 400 = 79\,480\text{€}$$

5.2 CFA vundeerimislahenduse maksumus

Vundeerimislahendus maksumus 5 meetri pikkuste CFA vaiade puhul:

Kauplus-lao rajamiseks on vaja kokku 154 CFA vaia (tabel 3.1). Rostvärgi rajamiseks kuluks kokku 139,5 m³ betooni (tabel 4.1).

Tabel 5.1 CFA vaiade maksumus

Vai	Arv tk	Vaia pikkus m	Hind €/m	Maksumus kokku €
CFA Ø400	52	5	50	13 000
CFA Ø500	19		60	5 700
CFA Ø600	29		70	10 150
CFA Ø750	54		100	27 000
			Kokku:	55 850€

Rostvärgi hinnanguline maksumus:

$$139,5 \cdot 400 = 55\,800\text{€}$$

Hinnanguline vundeerimislahenduse maksumus kasutades CFA vaiu pikkusega 5 meetrit on 111 650€. (tabel 5.2)

Tabel 5.2 Viie meetri pikkuste CFA vundeerimislahenduse maksumus kokku

Vaiad kokku	55 850€
Rostvärk kokku	55 800€
Kokku:	111 650€

Vundeerimislahendus maksumus 25 meetri pikkuste CFA vaiade puhul:

Kauplus-lao rajamiseks on vaja kokku 132 CFA vaia (tabel 3.2). Rostvärgi rajamiseks kuluks kokku 44,5 m³ betooni (tabel 4.2).

Tabel 5.3 Kahekümne viie meetri pikkuste CFA vaiade maksumus

Vai	Arv tk	Vaia pikkus m	Hind €/m	Maksumus kokku €
CFA Ø400	97	25	50	121 250
CFA Ø500	9		60	13 500
CFA Ø600	22		70	38 500
CFA Ø750	4		100	10 000
			Kokku	183 250 €

Rostvärgi hinnanguline maksumus:

$$44,5 \cdot 400 = 17\,800\text{€}$$

Hinnanguline vundeerimislahenduse maksumus kasutades CFA vaiu pikkusega 25 meetrit on 201 050€ (tabel 5.4).

Tabel 5.4 Kahekümne viie meetri pikkuste CFA vaiade vundeerimislahenduse maksumus kokku

Vaiad kokku	183 250€
Rostvärk kokku	17 800€
Kokku:	201 050€

5.3 Fundex vundeerimislahenduse maksumus

Vundeerimislahendus maksumus 5 meetri pikkuste Fundex vaiade puhul:

Kauplus-lao rajamiseks on vaja kokku 160 Fundex vaia (tabel 3.3). Rostvärgi rajamiseks kuluks kokku 86,6 m³ betooni (tabel 4.3).

Tabel 5.5 Viie meetri pikkuste Fundex vaiade maksumus

Vai	Arv tk	Vaia pikkus m	Hind €/m	Maksumus €	Otsik €/tk	Otsikud €
Fundex Ø350/450	64	5	40	12800	70	4480
Fundex Ø450/550	23		50	5750	100	2300
Fundex Ø550/670	73		60	21900	160	11680
Kokku:				40 450€	Kokku: 18 460€	

Rostvärgi hinnanguline maksumus:

$$86,6 \cdot 400 = 34\,640\text{€}$$

Hinnanguline vundeerimislahenduse maksumus kasutades Fundex vaiu pikkusega 5 meetrit on 93 550€ (tabel 5.6).

Tabel 5.6 Viie meetri Fundex vaiade vundeerimislahenduse maksumus kokku

Vaiad kokku	40 450€
Malmotsikud kokku	18 460€
Rostvärk kokku	34 640€
Kokku:	93 550€

Vundeerimislahendus maksumus 25 meetri pikkuste Fundex vaiade puhul:

Kauplus-lao rajamiseks on vaja kokku 133 Fundex vaia (tabel 3.4). Rostvärgi rajamiseks kuluks kokku 36,3 m³ betooni (tabel 4.4)

Tabel 5.7 Kahekümne viie meetri pikkuste Fundex vaiade maksumus

Vai	Arv tk	Vaia pikkus m	Hind €/m	Maksumus €	Otsik €/tk	Otsikud €
Fundex Ø350/450	104	25	40	104000	70	7280
Fundex Ø450/550	10		50	12500	100	1000
Fundex Ø550/670	19		60	28500	160	3040
Kokku:				145 000€	Kokku: 11 320€	

Rostvärgi hinnanguline maksumus:

$$36,3 \cdot 400 = 14\,520\text{€}$$

Hinnanguline vundeerimislahenduse maksumus kasutades Fundex vaiu pikkusega 25 meetrit on 170 840€ (tabel 5.2).

Tabel 5.8 Kahekümne viie meetri pikkuste Fundex vaiade vundeerimislahenduse maksumus kokku

Vaiad kokku	145 000€
Malmotsikud kokku	11 320€
Rostvärk kokku	14 520€
Kokku:	170 840€

5.4 Kellivarda vundeerimislahenduse maksumus

Vundeerimislahendus maksumus 5 meetri pikkuste kellivarda vaiade puhul:

Kauplus-lao rajamiseks on vaja kokku 122 kellivarda vaia (tabel 3.5). Rostvärgi rajamiseks kuluks kokku 104,7 m³ betooni (tabel 4.5).

Tabel 5.9 Viie meetri pikkuste kellivarda vaiade maksumus

Vaia läbimõõt mm	Arv tk	Vaia pikkus m	Hind €/m	Maksumus kokku €
Ø880	110	5	348	191 400
Ø1180	7		498	17 430
Ø1500	5		638	15 950
			Kokku:	224 780€

Rostvärgi hinnanguline maksumus:

$$104,7 \cdot 400 = 41\,880\text{€}$$

Hinnanguline vundeerimislahenduse maksumus kasutades kellivarda vaiu pikkusega 5 meetrit on 266 660€ (tabel 5.10).

Tabel 5.10 Viie meetri pikkuste kellivarda vaiade vundeerimislahenduse maksumus kokku

Vaiad kokku	224 780€
Rostvärk kokku	41 880€
Kokku:	266 660€

Vundeerimislahendus maksumus 25 meetri pikkuste kellivarda vaiade puhul:

Kauplus-lao rajamiseks on vaja kokku 122 kellivarda vaia (tabel 3.6). Rostvärgi rajamiseks kuluks kokku 98,9 m³ betooni (tabel 4.6).

Tabel 5.11 Kahekümne viie meetri pikkuste kellivarda vaiade maksumus

Vaia läbimõõt mm	Arv tk	Vaia pikkus m	Hind €/m	Maksumus kokku €
Ø880	117	25	302	883 350
Ø1180	5		397	49 625
			Kokku:	932 975€

Rostvärgi hinnanguline maksumus:

$$98,9 \cdot 400 = 39\,560\text{€}$$

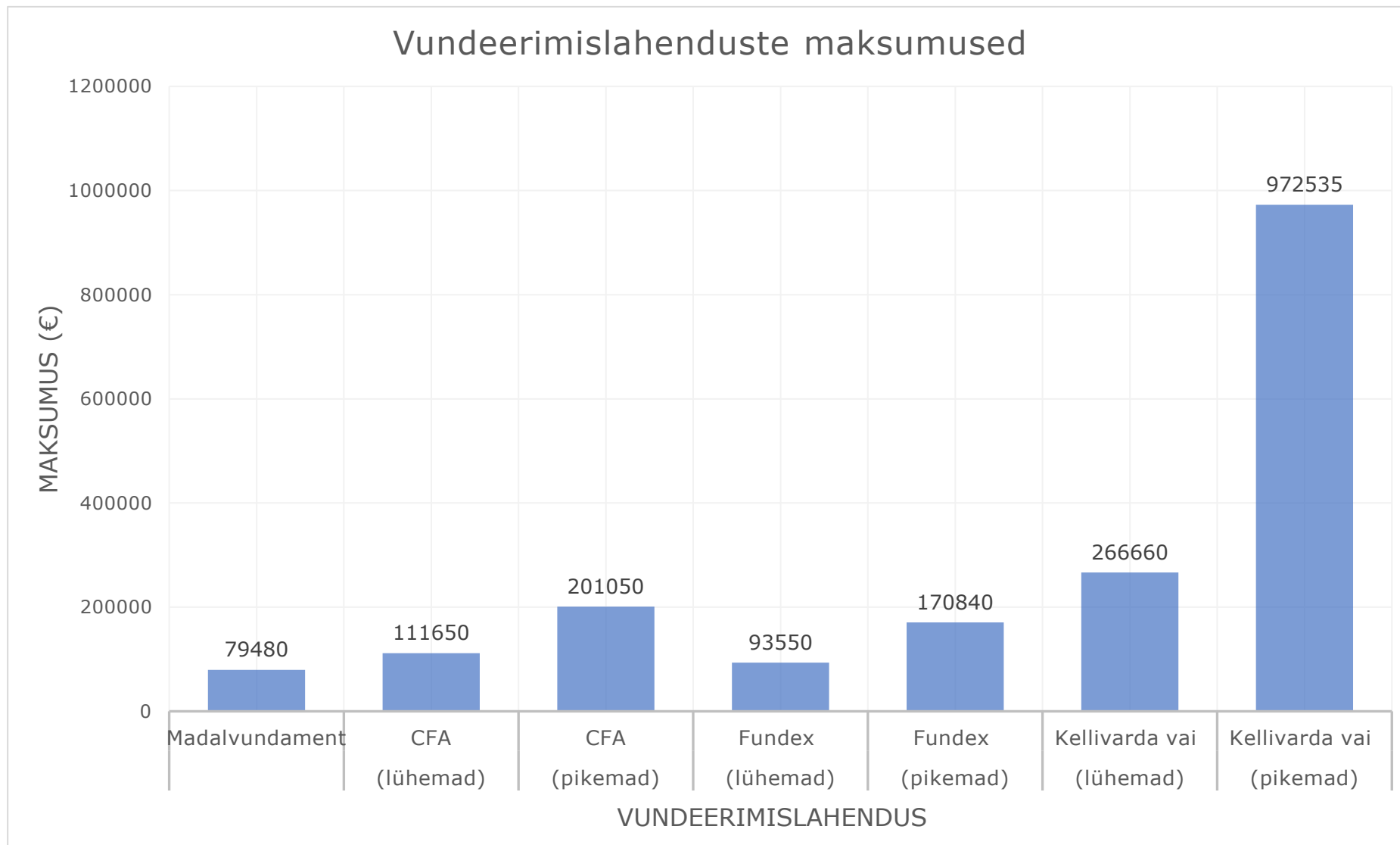
Hinnanguline vundeerimislahenduse maksumus kasutades kellivarda vaiu pikkusega 25 meetrit on 972 535€ (tabel 5.12).

Tabel 5.12 Kahekümne viie meetri pikkuste kellivarda vaiade vundeerimislahenduse maksumus kokku

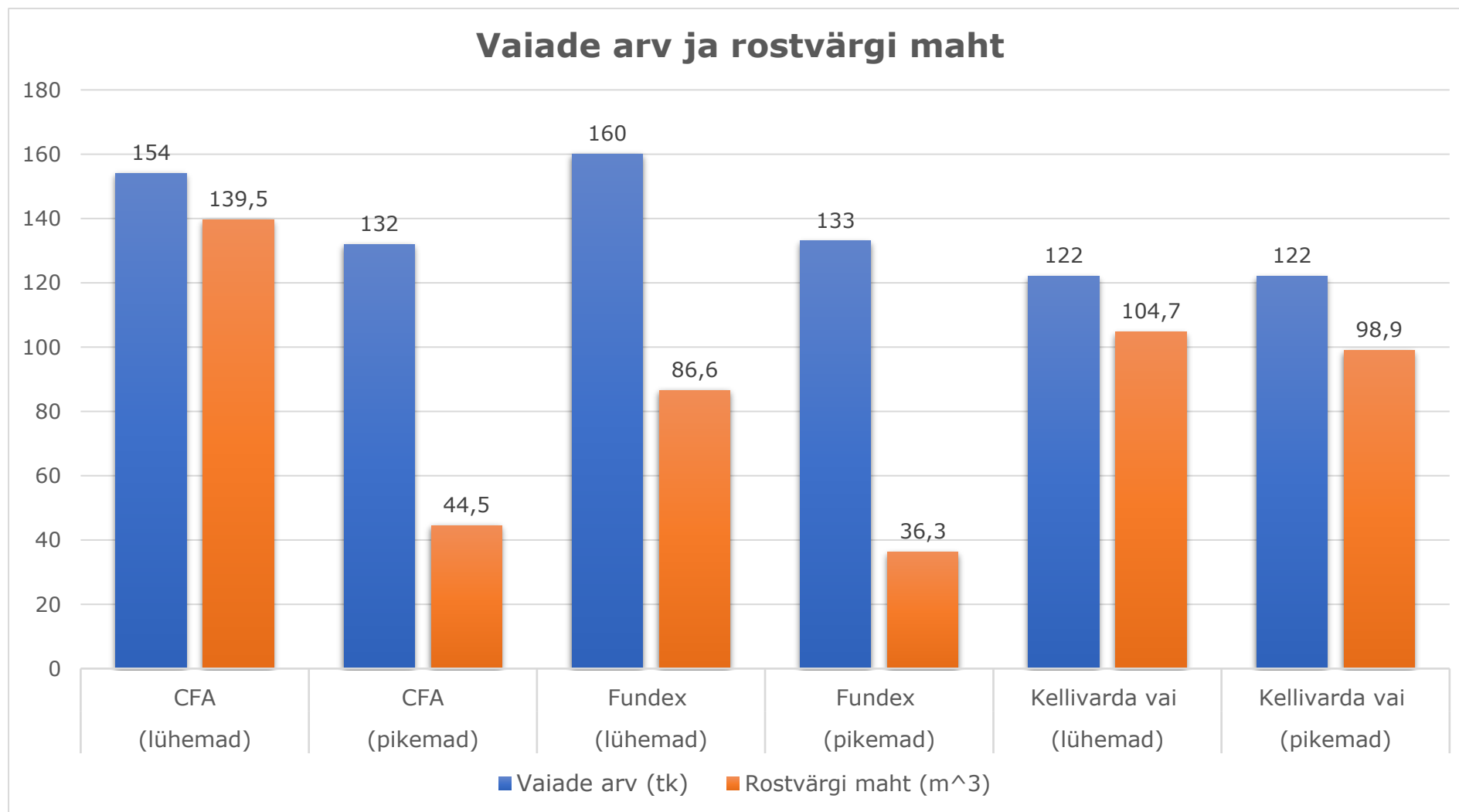
Vaiad	932 975€
Rostvärk	39 560€
Kokku:	972 535€

Vundeerimislahenduste maksumused on grupeeritud joonisel 5.13. Vaiade ja rostvargi suhe on näidatud joonisel 5.14.

Joonis 5.13 Vundeerimislahenduste maksumused



Joonis 5.14 Rostvärgi maht sõltuvalt vaiade arvust



6 ANALÜÜS

Vaivundamentidest analüüsitud lahendustest osutus kõige odavamaks Fundex vundeerimislahendus (vaiad 5 meetri pikkused). Fundex lahenduse korral on maksumus hinnanguliselt 93 550€. CFA vaiade vundeerimislahenduse maksumus 5 meetri pikkuste vaiade puhul on hinnanguliselt 111 650€. Kõige kallim vundeerimislahendus on kauplus-ladu rajada kellivarda vaiadele. Kellivarda vaiade vundeerimislahenduse maksumus 5 meetri pikkuste vaiade puhul on hinnanguliselt 266 660€.

Töös on võrreldud vaivundamentide vundeerimislahendusi varieerides vaiade pikkuseid. Pikemad vaiad on suurema kandevõimega ning annavad ökonoomsema roostvärgi mahu.

Kasutades pikemaid CFA vaiu, väheneb vaiade arv 22 võrra ehk 14,3% kogu lühemate vaiade arvust (tabel 5.14). Pikemate CFA vaiade puhul vähenes roostvärgi betooni maht 95 m³ ehk 68% ja roostvärgi maksumus hinnanguliselt 38 000€. Kuigi roostvärgi maksumus vähenes, siis vaiade maksumus suurenes märgatavalt ehk 127 400€.

Kasutades pikemaid Fundex vaiu väheneb vaiade arv 27 võrra ehk 16,9% (tabel 5.14). Pikemate Fundex vaiade puhul vähenes roostvärgi betooni maht 50,3 m³ ehk 58% ja roostvärgi maksumus hinnanguliselt 20 120€. Kuigi roostvärgi maksumus vähenes, siis vaiade maksumus suurenes märgatavalt rohkem ehk 97 410€.

Kellivarda vaiade puhul vähenes roostvärgi betooni maht 5,8 m³ (tabel 5.14) ehk 5,5% ja roostvärgi maksumus hinnanguliselt 2 320€. Vaiade arv on mõlema variandi puhul sama. Kasutades kahekümne viie meetri pikkuseid kellivarda vaiu suureneb vaiade maksumus 708 195€.

Kuna kõikide pikemate vundeerimislahenduse vaiade maksumus suurenes rohkem kui vähenes roostvärgi maksumus, siis pikemad vaiad suurema kandevõimega ei anna ökonoomsemat tulemust.

Kellivarda vaiade lahenduse puhul vähenes roostvärgi betooni maht võrreldes CFA ja Fundex lahendustega kõige vähem. See on tingitud sellest, et roostvärgi mõõtmed määrab eelkõige vaiade arv roostvärgi all ja kuna kellivarda vundeerimislahenduste puhul on vaiade arv sama, siis roostvärgi betooni maht ei vähenenud märgatavalt. Kellivarda vaiade valmistamine võrreldes CFA ja Fundex vaiadega on oluliselt aeglasem ning selle pärast on vaia joonmeetri hind kordades kallim. Kauplus-ladu ei ole mõistlik rajad kellivarda vaivundamendile, kuna antud tingimustest ei realiseeru vaia eelised, milleks on praktiliselt piiramatu süvistussügavus ja vaia suur läbimõõt.

Lühemate CFA vaiadega rajatud lahendus on hinnanguliselt 18 100€ kallim Fundex lahendusest. Vaiade arv ja maksumus on praktiliselt sama, CFA puhul 55 850€ (tabel 5.1)

ja Fundex vaiade puhul 58 910€ (tabel 5.5). Erinevus tekib rostvargi mahus, kus CFA lahenduses kulub 139,5 m³ ja Fundex lahenduses 86,6 m³ betooni (tabel 5.14). Fundex vaiadel on väiksema ristlõike juures suurem kandevõime, mis on eelkõige tingitud väiksemast kandevõime osavarutegurist ja malmotsiku suuremast läbimõõdust. Kuna sarnaste koormuste juures on Fundex vaia keha mõõtmed väiksemad CFA vaiadest, siis rostvargi mõõtmed ja mahud on ka väiksemad.

Kõige odavam lahendus on valida vundeerimiseks vaivundamendi asemele madalvundament (madalvundamendi plaanid on lisas 5). Madalvundamendi maksumus on hinnanguliselt 79 480€. Madalvundament on kõige ökonoomsemast vaivundamendi lahendusest 14 070€ odavam.

KOKKUVÕTE

Magistritöö eesmärgiks oli leida ökonoomsem vundeerimislahendus kauplus-laole. Vundamendi tüübi valikul ning kandevõime määramisel lähtuti ehitusgeoloogilisest uuringust. Käsitleti 3 erinevat tüüpi vaivundamenti ning madalvundamenti.

Esmalt analüüsiti madalvundamenti. Madalvundament projekteeriti vastavalt kande- ja kasutuspiiriseisundile. Vundamendi mõõtmed määras peamiselt lubatud pinge talle all, aga ka vajumierimid. Kokku saadi 46 erinevat mõõtu üksikvundamenti. Tsentriliselt koormatud ruudukujulised üksikvundamendi laiused on vahemikus 0,55 - 4,0 m. Järgnevalt leiti taldmiku paksused lähtuvalt raudbetoonkonstruktsioonide arvutustest. Taldmiku paksused on vahemikku 0,25 - 0,75 m.

Järgnevalt projekteeriti kolm erinevat tüüpi vaivundamente. Vaivundamentide vundeerimislahendused leiti CFA, Fundex ja teleskoopse kellivardaga vaiadele. Iga vaia tüübi kohta tehti kaks erinevat vundeerimislahendust, pikemad ja lühemad vaiad. Antud arvutuse eesmärk oli võrrelda, kas pikemad vaiad suurema kandevõimega annavad ökonoomsema tulemuse lühemate vaiade ees. Teades erinevate vundeerimislahenduste vajaminevate vaiade arvu, arvutati rostvarkide mahud.

Arvutuste käigus selgus, et kõige ökonoomsem vundeerimislahendus on madalvundament. Madalvundamendi maksumus on hinnanguliselt 79 480€. Vaivundamentide maksumused kasutades lühemaid vaiu: CFA vundeerimislahendus puhul 111 650€, Fundex vaiade puhul 93 550€, kellivarda vaiade puhul 266 660€. Vaivundamendi maksumus kasutades pikemaid vaiu: CFA vundeerimislahendus puhul 201 050€, Fundex vaiade puhul 170 840€, kellivarda vaiade puhul 972 535€.

Kuigi peaaegu kõikide vundeerimislahenduste juures, kus oli kasutada pikemaid vaiu vähenes rostvargi maht ja vaiade arv, siis vaiade maksumus suurenes kõikide variantide puhul märgatavalt rohkem ja antud geoloogilistes tingimustest ei anna pikemad vaiad suurema kandevõimega ökonoomsemat tulemust.

Kuigi ehitusgeoloogilises aruandes oli soovitus rajada hoone vaivundamendile, siis magistritöös selgus, et kauplus-ladu saaks rajada ka madalvundamendile, mis on ühtlasi kõige ökonoomsema vundeerimislahendus.

SUMMARY

The purpose of this master's thesis was to find the most cost-effective foundation solution for a retail warehouse. The choice of the foundation type and the determination of the load bearing capacity were based on a geological analysis of the soil. Four types of foundation were compared, including three different types of pile foundation and one shallow foundation.

The shallow foundation was the first to be analysed. It was designed according to the ultimate limit state and serviceability limit state. The dimensions of the foundation were based on soil bearing capacity and settlement calculations. The result was a total of 46 single foundations with different dimensions. The width of square-shaped centrally loaded foundations ranged from 0,55–4,0 m. Next, the thickness of the footing was determined based on calculations for reinforced concrete constructions. The thickness ranged from 0,25–0,75 m.

The following step was designing three different types of pile foundations. The analysis included CFA, Fundex, and drilled piles with a telescopic Kelly bar. Two different foundation solutions were proposed for each pile type, one using shorter and the other using longer piles. The purpose of the calculation was to compare whether longer piles with a higher load capacity were more cost-effective compared to shorter piles. Once the number of piles required for different foundation solutions was known, the volumes of pile caps were calculated.

Calculations showed that shallow foundation is the most cost-effective foundation solution. The cost of shallow foundation is approximately 79 480€. The costs of pile foundations using shorter piles were as follows: 111 650€ for the CFA foundation solution, 93 550€ for Fundex piles, and 266 660€ for piles with a Kelly bar. Using longer piles, the cost of the pile foundation was as follows: 201 050€ for the CFA foundation solution, 170 840€ for Fundex piles, and 972 535€ for piles with a Kelly bar.

Although using longer piles with a higher load bearing capacity did reduce the volume of concrete in the pile cap and the number of piles for each pile foundation solution, the cost of the piles itself increased considerably more, and it was deduced that in the given geological conditions, it is not more cost-effective to use longer piles with a higher load bearing capacity.

Although the geological soil analysis report recommended using a pile foundation, the results of the master's thesis indicated that the retail warehouse could also be built on a shallow foundation, which is also the most cost-effective foundation solution.

KIRJANDUS

- [1] Jaaniso, V. Jaotusvundamendid- Loengukonspekt. Tallinn.
<http://docplayer.net/90286794-4-jaotusvundamendid-b-c-d.html>
- [2] G. Tomson, „Analysis of Foundation solutions on the example of two buildings. Vundeerimislahenduste analüüs kahe hoone näitel”, [Magistritöö], Inseneriteaduskond, Tallinna Tehnikaülikool, Tartu, Eesti, 2017. [Online]. Loetud aadressil
<https://digikogu.taltech.ee/et/Item/28b6108d-5144-433c-9b95-d98182ccf0f0>
- [3] T.Masso, (Toim.), *Ehituskonstruktori käsiraamat*, Tallinn, EHITAME kirjastus, 2014.
- [4] Maa-amet, *Ehitusgeoloogilise uuringu aruanne. Töö nr 1940* [Online].
<https://www.maaamet.ee/egf/index.php?lht=aru&id=35580> Kasutatud: 23.04.2021.
- [5] *Geotehniline projekteerimine. Osa 1: Üldeeskirjad, EVS-EN 1997-1:2005+A1:2013+NA:2014*. [Online]. Loetud aadressil: <https://www.evs.ee/et/evs-en-1997-1-2005+a1-2013+na-2014> Kasutatud: 23.04.2021
- [6] V. Jaaniso, *Pinnasemehaanika*.2011
- [7] V. Otsmaa ja J. Pello, *Raudbetoonkonstruktsioonide üldkursus II*. Konspekt, 2011.
- [8] V. Otsmaa, *Betoonkonstruktsioonide arvutamine*, 1.trükk. Tallinn: Tallinna Tehnikaülikooli Kirjastus, 2015.
- [9] B. Mosley, J. Bunday and R. Hulse, *Reinforced Concrete Design to Eurocode 2*, 7th ed. Palgrave, 2012.
- [10] *Settle3*. 5.010 Update, Rocscience. [Online]. Loetud aadressil: [Settle3D - settlement and consolidation analysis \(rocscience.com\)](http://www.settle3.com/settlement-and-consolidation-analysis) Kasutatud: 10.05.2021.
- [11] Jaaniso, V.(2015).*Vaivundamendid-Loengukonspekt*. Tallinn.
- [12] Jaaniso, V. *Kohtvaiad-Loengukonspekt*. Tallinn.
- [13] YIT, *Betoonrajatised ja geotehnilised ehitustööd*, [Online]. Loetud aadressil: <https://www.yit.ee/infrateenused/taristuehitus/betoonrajatised-ja-geotehnilised-ehitustood> Kasutatud: 12.05.2021.
- [14] Jaaniso, V. *Üksikvaia kandevõime määramine -Loengukonspekt*. Tallinn.
- [15] Jaaniso, V. *Vaivundamendi projekteerimine-Loengukonspekt*. Tallinn.
- [16] HPM, *Rebar Anchor Bolt*, Peikko, Finland, 2015.[Online]. Loetud aadressil: <https://www.peikko.com/products/product/hpm-rebar-anchor-bolt/>

LISAD

Lisa 1 Hoone koormused telgedel

Mõjupunkt	Omakaal kN	Kasuskoormus kN
A-1	373,0	199,0
A-1/2	51,0	0,0
A-2	737,0	382,0
A-2/3	53,0	0,0
A-3	777,0	362,0
A-3/4	55,0	0,0
A-4	355,0	165,0
B-1	689,0	417,0
B-2	1368,0	792,0
B-3	1471,0	700,0
B-4	1045,0	367,0
C-1	656,0	399,0
C-2	1310,0	754,0
C-3	1408,0	654,0
C-4	932,0	376,0
C-5	285,0	171,0
C-5/6	56,0	40,0
C-6	391,0	272,0
C-6/7	79,0	40,0
C-7	404,0	297,0
C-7/8	114,0	42,0
C-10	270,0	88,0
D-1	627,0	380,0
D-2	1243,0	715,0
D-3	1131,0	520,0
D-4	828,0	370,0
D-5	338,0	215,0
D-6	432,0	290,0
D-6/7	149,0	65,0
D-7	463,0	297,0
D-10	417,0	220,0

Mõjupunkt	Omakaal kN	Kasuskoormus kN
E-1	378,0	202,0
E-1/2	63,0	0,0
E-2	721,0	363,0
E-2/3	47,0	0,0
E-4	468,0	167,0
E-5	430,0	346,0
E-6	498,0	397,0
E-6/7	163,0	73,0
E-7	446,0	336,0
E-10	352,0	217,0
F-4/5	154,0	68,0
F-5	304,0	185,0
F-6	396,0	265,0
F-6/7	87,0	33,0
F-7	379,0	249,0
F-10	329,0	194,0
G-4/5	137,0	59,0
G-5	392,0	303,0
G-6	591,0	461,0
G-7	612,0	460,0
G-10	279,0	157,0
H-10	449,0	245,0
H-11/12	65,0	4,0
H-13	451,0	167,0
H-14	68,0	42,0
H-15	192,0	79,0
I-4/5	181,0	82,0
I-5	246,0	144,0
I-6	333,0	209,0
I-7	314,0	198,0
J-5	162,0	121,0

Lisa 2 Hoone koormused telgedel

Mõjupunkt	Omakaal kN	Kasuskoormus kN
J-6	232,0	163,0
J-7	435,0	243,0
J-10	702,0	373,0
J-13	739,0	277,0
J-15	499,0	57,0
K-7	423,0	188,0
K-10	711,0	334,0
K-13	704,0	245,0
K-15	438,0	123,0
L-7+M-10	350,0	131,0
M-8	128,0	51,0
L-10 +M-10	448,0	183,0
L-13+M-13	484,0	262,0
L-15 +M-15	314,0	88,0
N-7	206,0	85,0
N-8	256,0	135,0
N-12	163,0	109,0
N-15	156,0	69,0
O-7	192,0	80,0
O-8	239,0	127,0
O-12	155,0	102,0
O-15	149,0	64,0
P-7	192,0	106,0
P-8	239,0	153,0
P-12	155,0	102,0
P-15	154,0	63,0
Q-7	156,0	106,0
Q-8	207,0	167,0
Q-12	150,0	119,0
Q-15	154,0	62,0

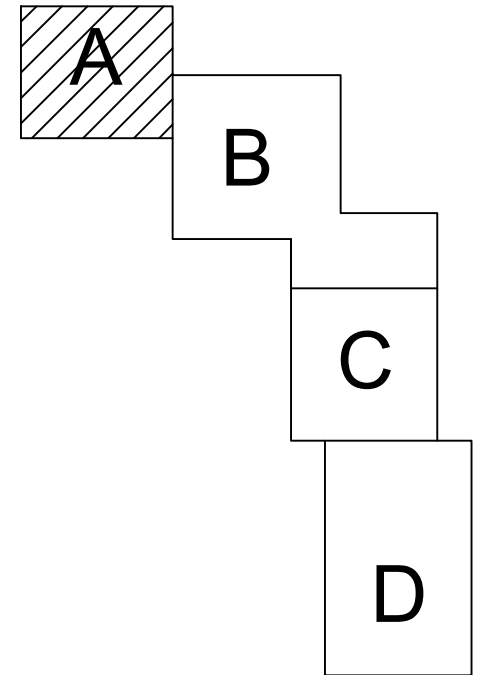
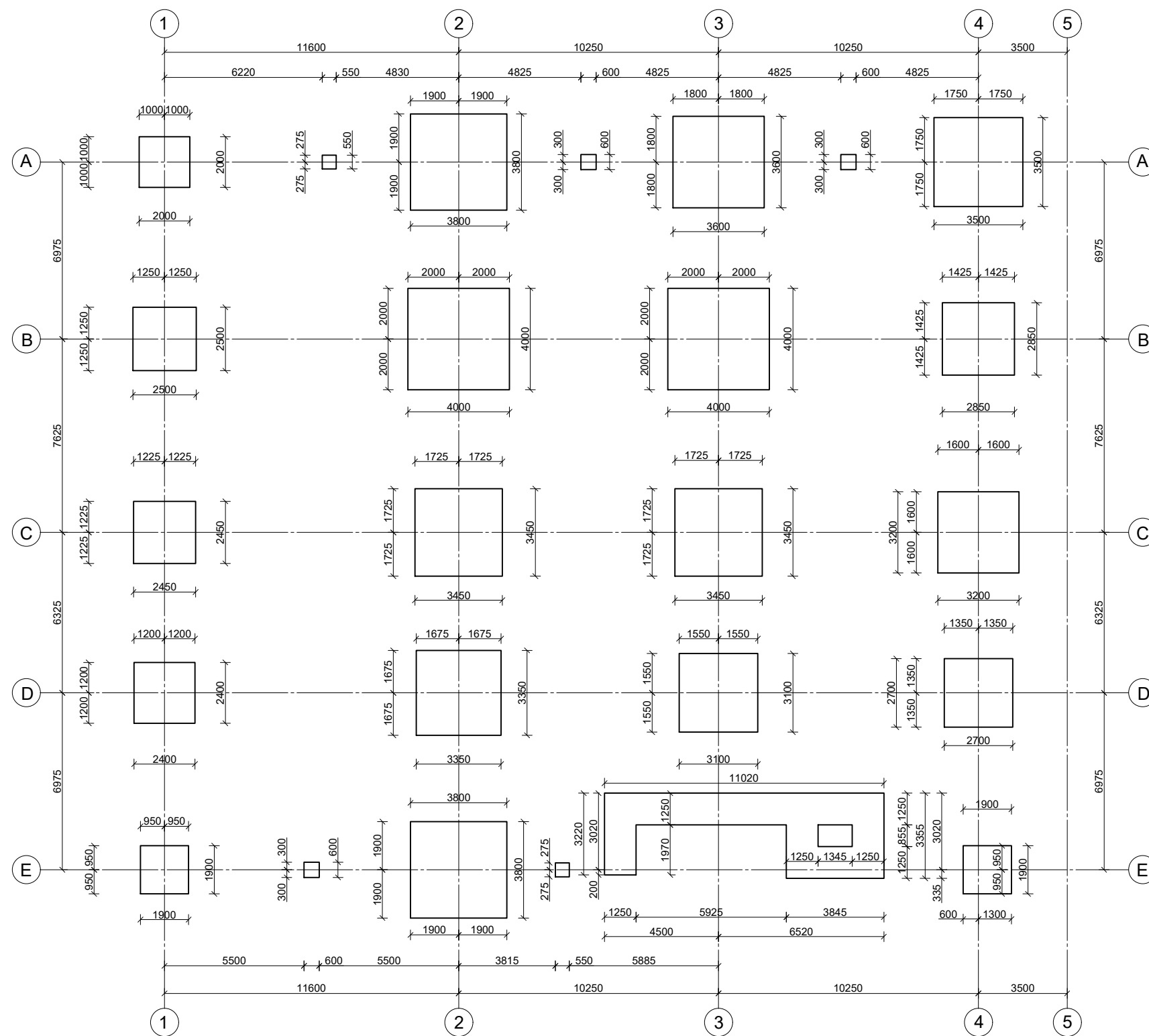
Mõjupunkt	Omakaal kN	Kasuskoormus kN
Q/R-7	86,0	32,0
Q/R-8	63,0	32,0
R-7	92,0	40,0
R-9	150,0	136,0
R-12	253,0	318,0
R-15	176,0	49,0
R-17	61,0	28,0
T-9	105,0	86,0
T-17	169,0	124,0
U-9	100,0	77,0
U-12	322,0	192,0
U-17	150,0	83,0
V-9	99,0	77,0
V-17	155,0	76,0
x-9	100,0	77,0
x-12	311,0	249,0
x-17	162,0	72,0
Y-9	99,0	77,0
Y-17	168,0	68,0
Z-9	100,0	77,0
Z-12	312,0	252,0
Z-17	179,0	68,0
AA-9	103,0	66,0
AA-17	223,0	81,0
AB-9	62,0	41,0
AB-11	98,0	41,0
AB-12	176,0	102,0
AB-14	108,0	33,0
AB-16	161,0	54,0
AB-17	32,0	46,0

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

Lisa 4 Tabel rõhujaotusteguri α leidmiseks vundamentitalla keskpunkti all [6]

m	1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0
>10						
0.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.4	0.960	0.972	0.975	0.976	0.977	0.977
0.8	0.800	0.848	0.866	0.875	0.879	0.881
1.2	0.606	0.682	0.717	0.739	0.749	0.755
1.6	0.449	0.532	0.578	0.612	0.629	0.642
2.0	0.336	0.414	0.463	0.505	0.530	0.550
2.4	0.257	0.325	0.374	0.419	0.449	0.477
2.8	0.201	0.260	0.304	0.349	0.383	0.420
3.2	0.160	0.210	0.251	0.294	0.329	0.374
3.6	0.131	0.173	0.209	0.250	0.285	0.337
4.0	0.108	0.145	0.176	0.214	0.248	0.306
4.4	0.091	0.123	0.150	0.185	0.218	0.280
4.8	0.077	0.105	0.130	0.161	0.192	0.258
5.2	0.067	0.091	0.113	0.141	0.170	0.239
5.6	0.058	0.079	0.099	0.124	0.152	0.222
6.0	0.051	0.070	0.087	0.110	0.136	0.208
6.4	0.045	0.062	0.077	0.099	0.122	0.195
6.8	0.040	0.055	0.069	0.088	0.110	0.184
7.2	0.036	0.049	0.062	0.080	0.100	0.174
7.6	0.032	0.044	0.056	0.072	0.091	0.165
8.0	0.029	0.040	0.051	0.066	0.084	0.156
8.4	0.026	0.037	0.046	0.060	0.077	0.149
8.8	0.024	0.033	0.042	0.055	0.071	0.142
9.2	0.022	0.031	0.039	0.051	0.065	0.136
9.6	0.020	0.028	0.036	0.047	0.060	0.130
10.0	0.019	0.026	0.033	0.043	0.056	0.124
10.4	0.017	0.024	0.031	0.040	0.052	0.119
10.8	0.016	0.022	0.029	0.037	0.049	0.115
11.2	0.015	0.021	0.027	0.035	0.045	0.110
11.6	0.014	0.020	0.025	0.033	0.042	0.106
12.0	0.013	0.018	0.023	0.031	0.040	0.103
12.4	0.012	0.017	0.022	0.029	0.037	0.099

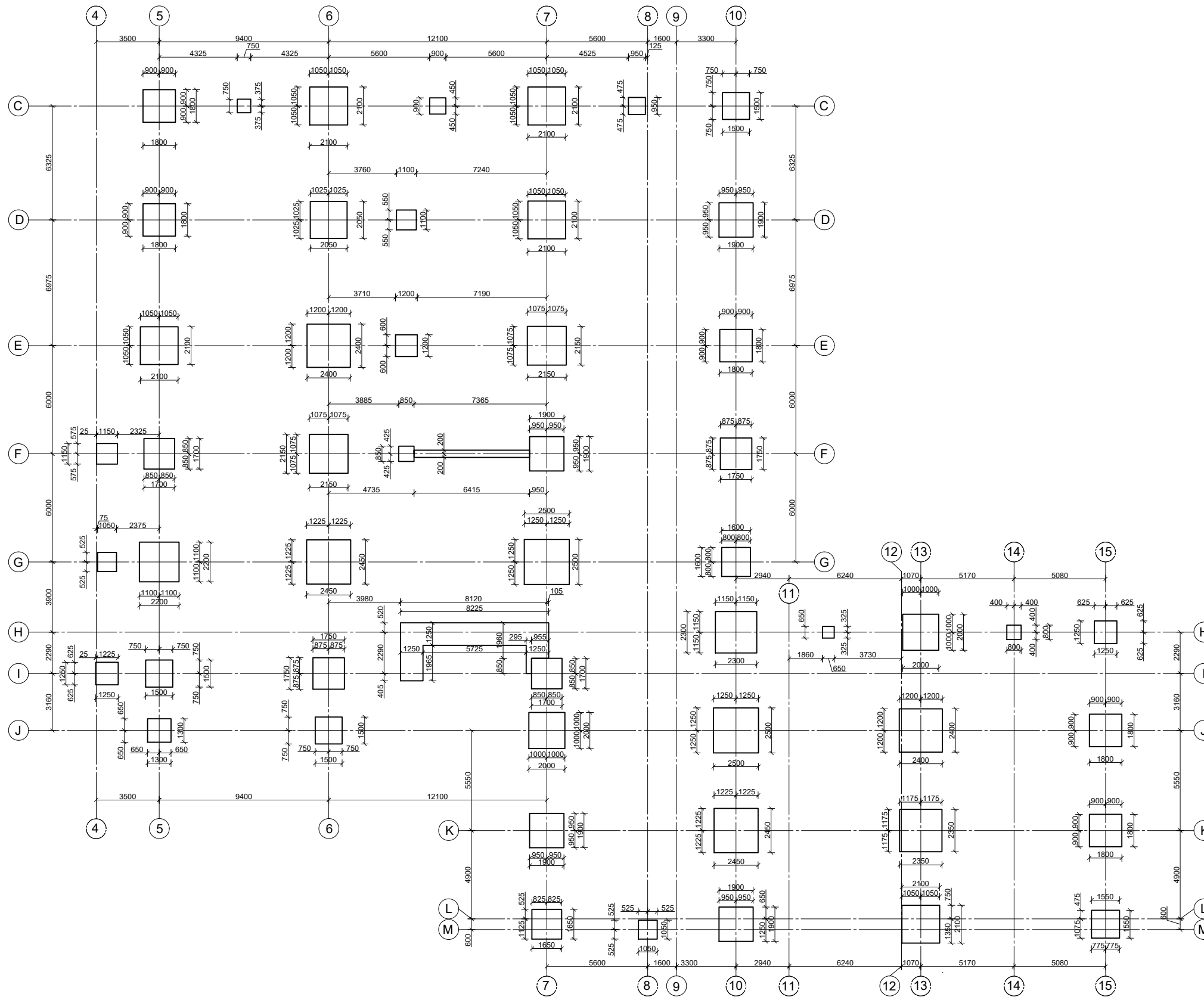
nr	Joonise pealkiri
1	Madalvundamendi plaan A
2	Madalvundamendi plaan B
3	Madalvundamendi plaan C
4	Madalvundamendi plaan D



MÄRKUSED:

- Suhteline kõrgusmärk ±0.00=abs. KM. +76.10.
- Madalvundament rajatakse kihti 3 (savimõllmoreen). Taldmiku rajamissügavus on 1,5 m ehitise absoluutkõrgusest.
- Madalvundament valada betoonist tugevusklassiga C25/30 (keskkonnaklass XC2).
- Armatuuri klass B500B. Sarruse jätkamisel ülekate 400.
- Üksikvundamendi alla rajada tihendatud killustikalus H=200 mm.
- Keskmine pinnasevee tase on maapinnast 15....16 m sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel 60,2...61,2 m.

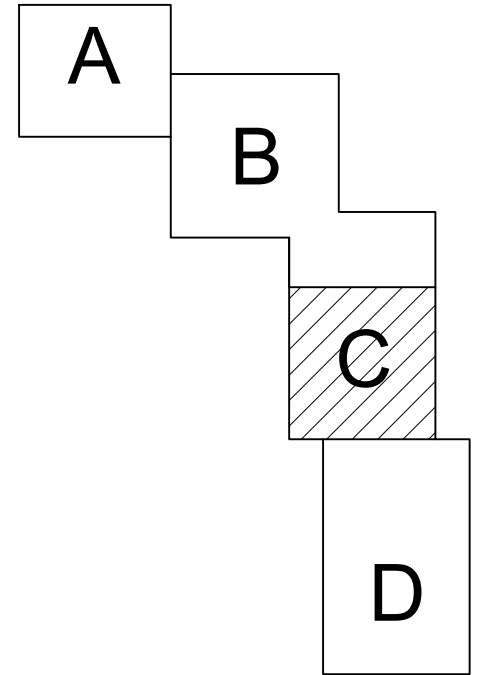
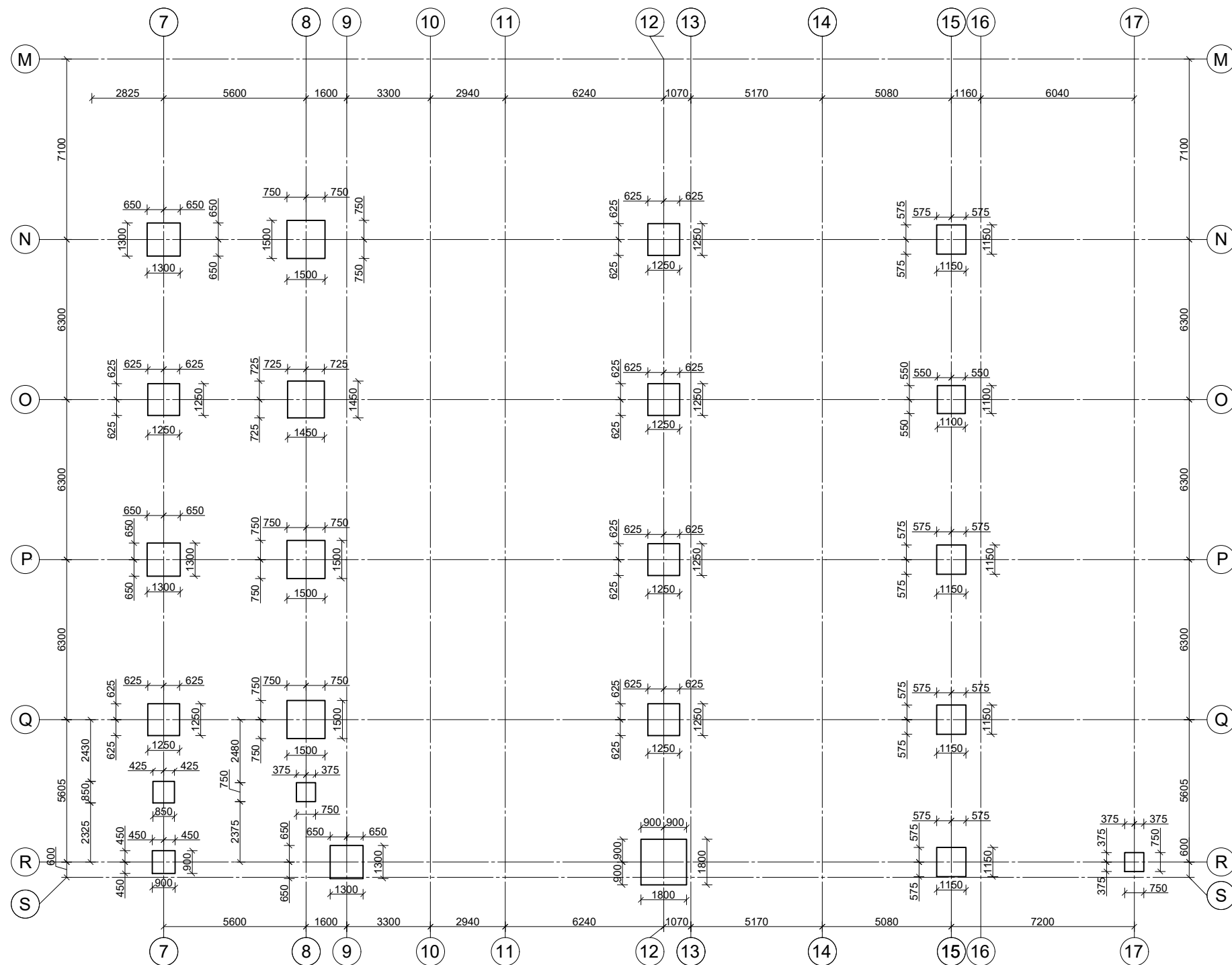
TALTECH INSENERITEADUSKOND		Magistritöö	Leht/Lehti: 1/4
Üliõpilane:	Erik Kergand	Joonise pealkiri: Madalvundamendi plaan A	Mõõtkava: 1:200
Juhendaja:	Lehar Leetsaar	Töö pealkiri: Vundeerimislahenduste analüüs kaplus-lao näitel	
Tartu kolledž			



MÄRKUSED:

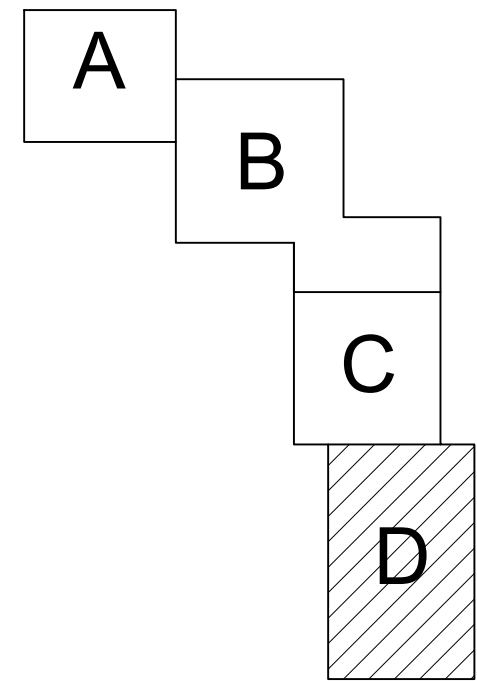
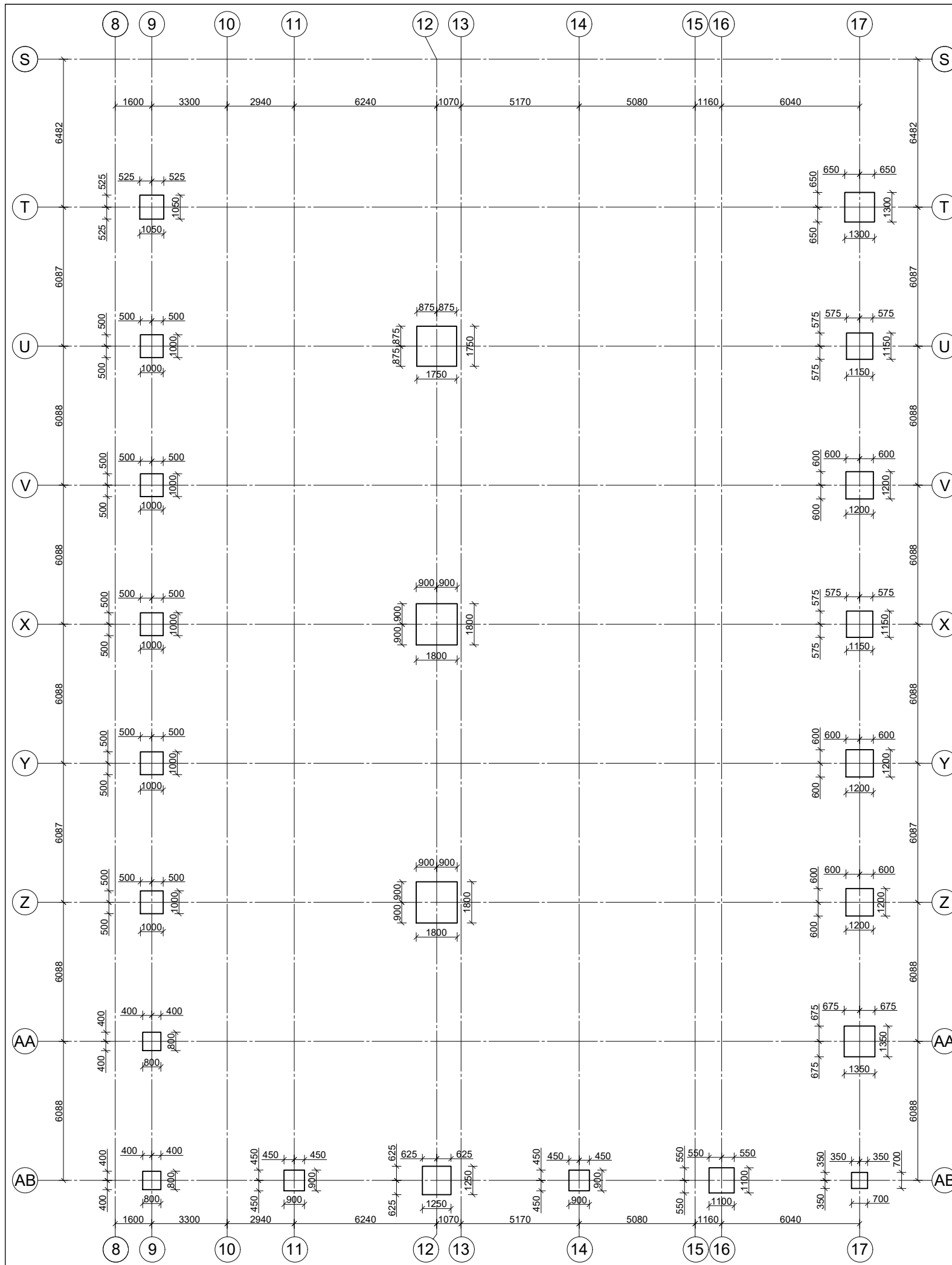
- Suhteline kõrgusmärk ±0.00=abs. KM. +76.10.
- Madalvundament rajatakse kihti 3 (savimõlmoreen).
- Taldmiku rajamissügavus on 1,5 m ehitise absoluutkõrgusest.
- Madalvundament valada betoonist tugevusklassiga C25/30 (keskkonnaklass XC2).
- Armatuuri klass B500B. Sarruse jätkamisel ülekatte 400.
- Üksikvundamendi alla rajada tihendatud killustikalus H=200 mm.
- Keskmine pinnasevee tase on maapinnast 15....16 m sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel 60,2...61,2 m.

TALTECH INSENERITEADUSKOND		Magistritöö	Leht/Lehti: 2/4
Üliõpilane:	Erik Kergand	Joonise pealkiri:	Möötkava:
Juhendaja:	Lehar Leetsaar	Madalvundamendi plaan B	1:250
Tartu kolledž		Töö pealkiri:	Vundeerimislahenduste analüüs kaplus-lao näitel



- MÄRKUSED:**
- Suhteline kõrgusmärk ±0.00=abs. KM. +76.10.
 - Madalvundament rajatakse kihti 3 (savimõllmoreen).
 - Taldmiku rajamissügavus on 1,5 m ehitise absoluutkõrgusest.
 - Madalvundament valada betoonist tugevusklassiga C25/30 (keskkonnaklass XC2).
 - Armatuuri klass B500B. Sarruse jätkamisel ülekatte 40Ø.
 - Üksikvundamendi alla rajada tihendatud killustikalus H=200 mm.
 - Keskmine pinnasevee tase on maapinnast 15....16 m sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel 60,2...61,2 m.

TALTECH INSENERITEADUSKOND		Magistritöö	Leht/Lehti: 3/4
Üliõpilane:	Erik Kergand	Joonise pealkiri: Madalvundamendi plaan C	Mõõtkava: 1:200
Juhendaja:	Lehar Leetsaar		
Tartu kolledž		Töö pealkiri: Vundeerimislahenduste analüüs kaplus-lao näitel	



MÄRKUSED:

- Suhteline kõrgusmärk $\pm 0.00 = \text{abs. KM. } +76.10$.
- Madalvundament rajatakse kihti 3 (savimõllmoreen).
- Taldmiku rajamissügavus on 1,5 m ehitise absoluutkõrgusest.
- Madalvundament valada betoonist tugevusklassiga C25/30 (keskkonnaklass XC2).
- Armatuuri klass B500B. Sarruse jätkamisel ülekate 40Ø.
- Üksikvundamendi alla rajada tihendatud killustikalus H=200 mm.
- Keskmine pinnasevee tase on maapinnast 15...16 m sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel 60,2...61,2 m.

TALTECH INSENERITEADUSKOND		Magistritöö	Leht/Lehti: 4/4
Üliõpilane:	Erik Kergand	Joonise pealkiri:	Möötkava:
Juhendaja:	Lehar Leetsaar	Madalvundamendi plaan D	1:200
Tartu kolledž		Töö pealkiri:	Vundeerimislahenduste analüüs kaplus-lao näitel