



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
INSENERITEADUSKOND

Ehituse ja arhitektuuri instituut

ÜHEKSAKÜMNE MEETRI KÕRGUSE HOONE VUNDAMENDI KANDEVÕIME ARVUTUS

LOAD CAPACITY CALCULATION OF A NINETY-METRE BUILDING'S
FOUNDATION

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Karl Orumets

Üliõpilaskood: 153229EAXM

Juhendaja: Aldur Parts

Tallinn 2019

AUTORIDEKLARATSIOON

Olen koostanud lõputöö iseseisvalt.

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

“.....” 201.....

Autor:

.....

/ allkiri /

Töö vastab magistritööle esitatud nõuetele.

“.....” 2019.

Juhendaja:

.....

/ allkiri /

Kaitsemisele lubatud

“.....” 2019.

Kaitsemiskomisjoni esimees:

.....

/ nimi ja allkiri /

LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

Üliõpilane: **KARL ORUMETS**

Üliõpilaskood **153229EAXM**

Õppekava: **EAXM15 Hooned ja rajatised**

Peaeriala: Ehitustehnika

Lõputöö teema:

ÜHEKSAKÜMNE MEETRI KÕRGUSE HOONE VUNDAMENDI KANDEVÕIME ARVUTUS

LOAD CAPACITY CALCULATION OF A NINETY-METRE BUILDING'S FOUNDATION

Juhendaja: **Lektor, Aldur Parts**

aldur.parts@taltech.ee

Lõputöö konsultandid:

Tiitel või ametikoht, Ees- ja Perekonnanimi	Kontakt (e-post või telefon)	Allkiri ja kuupäev
---	------------------------------	--------------------

.....
.....
.....

Lõputöö põhieesmärgid:

1. Määrata hoone omavõnkesagedus
2. Leida hoonele mõjuvad koormused
3. Dimensioneerida hoonele vaivundamendid

Töö keel: eesti keel

Lõputöö etapid ja ajakava:

Ülesande kirjeldus	Tähtaeg
1 Määrata hoone omavõnkesagedus	05.02.2019
2 Leida hoonele mõjuvad omakaalukoormused	05.03.2019
3 Leida hoonele mõjuvad tuulekoormused	05.04.2019
4 Leida geomeetriliste konstruktsioonihälbevete väärtused	19.04.2019
5 Koostada arvutusmudelid	05.05.2019
6 Dimensioneerida vaivundamendid	20.05.2019

Lõputööde 75% ülevaatus, mille läbimine on kaitsmise eelduseks **20.05.2019**

Esitlusmaterjalid kaitsmisel: A2 joonised

Kirjeldus	Tähtaeg
1 Vaivundamendi variant 1	10.05.2019
2 Vaivundamendi variant 2	13.05.2019
3 Vaivundamendi variant 3	17.05.2019

Lõputöö esitamise tähtaeg: 28. mai 2019

NB! Kõik kaitsmiseks olulised kuupäevad leiab https://www.ttu.ee/public/e/ehituse-ja-arhitektuuri-instituut/Info_lopetajale_KO-martsis_2019.doc

Lõputöö ülesanne välja antud: 25.02.2018

Juhendaja: **Aldur Parts**

Ülesande vastu võtnud: **Karl Orumets**

Avalikustamise piirangu tingimused: Kinnine kaitsmine. Kuna lõputöö sisaldab konkreetse firma konfidentsiaalseid andmeid, siis avalikustatakse ainult annotatsioon ja metaandmed.

SISUKORD

LÜHENDITE JA TÄHISTE LOETELU	7
SISSEJUHATUS.....	9
1. KÕRGHOONE VUNDAMENTIDE PROJEKTEERIMISE MEETODID JA NÕUDED.....	10
2. HOONE KIRJELDUS	19
2.1 Hoone asukoht.....	19
2.2 Alusdokumendid	19
2.2.1 Lähteandmed.....	19
2.2.2 Ehitusuuring.....	20
2.3 Tehnilised lähteandmed.....	20
2.3.1 Koormused	20
2.4 Hoone kandeskelett.....	20
2.5 Ehitusgeoloogilised tingimused, pinnase omadused.....	21
3. KOORMUSED	24
3.1 Normatiivsed koormused.....	24
3.1.1 Horisontaalsed konstruktsioonelemendid	24
3.1.2 Vertikaalsed konstruktsioonelemendid.....	26
3.1.3 Lumekoormus.....	28
3.1.1 Tuulekoormus.....	28
3.1.2 Globaalsed geomeetrilised konstruktsioonihälbed	55
3.2 Arvutuslikud koormused	62
3.2.1 Koormuskombinatsioonid.....	63
4. Arvutusmodeli kirjeldus.....	65
5. VUNDAMENT.....	68
5.1 Lähteandmetest tulenev kandevõime määramine	68
5.2 Vaivundamendi optimaalseim lahendus.....	73
5.2.1 Variant 1.....	73
5.2.2 Variant 2.....	79
5.2.3 Variant 3.....	83
5.3 Arvutusvariantide betooni mahud:	90
KOKKUVÕTE.....	92

SUMMARY	95
KASUTATUD KIRJANDUS	98
LISAD.....	99

LÜHENDITE JA TÄHISTE LOETELU

Näide:

- g_k – alaline normkoormus
- q_k – ajutine normkoormus
- s – normatiivne lumekoormus
- μ_1 – kujutegur
- s_k – normatiivne lumekoormus maapinnal
- v_b – tuulerõhk baaskiirusõhk
- $v_{b,0}$ – tuule põhiline baaskiirusväärtus
- c_{dir} – suunategur
- c_{season} – aastaajategur
- $c_r(z)$ – karedustegur
- z_0 – karedusmõõt
- k_r – maastikutüübitegur
- z_{min} – miinimumkõrgus
- z_{max} – maksimumkõrgus
- $v_m(z)$ – keskmine tuulekiirus
- $c_0(z)$ – pinnavormitegur
- σ_v – turbulentsi standardhälve
- k_l – turbulentsitegur
- $I_v(z)$ – turbulentsi intensiivsuse kõrgusel z
- $q_p(z)$ – tippkiirusrõhu
- ρ – õhu tihedus
- $c_e(z)$ – ekspositsioonitegur
- h_{strip} – arvutusriba kõrgus
- z_e – arvutuskõrgus
- $c_d c_s$ – konstruktsioonitegur
- z_e – arvutuskõrgus
- $L(z)$ – tuuleturbulentsi pikkusmõõt
- $S_L(z, n)$ – tuulesagedusjaotus
- $f_L(z, n)$ – dimensioonita sagedus
- $n_{1,x}$ – konstruktsiooni esimene omavõnkesagedus
- B^2 – taustvastupanu teguri

k_p	– tipptegur
v	– ootesagedus
T	– aeg
R^2	– resonantsvastupanu tegur
T	– üldine sumbuuse logaritmiline dekrement
R_h, R_b	– aerodünaamilise vastuvõtlikkuse funktsioonid
δ	– esimese paindevormi sumbuuse logaritmilise dekrementi
δ_s	– konstruktsiooni sumbuuse logaritmiline dekrement
δ_a	– esimese võnkevormile vastava aerodünaamilise sumbuuse logaritmiline dekrement
δ_d	– spetsiaalsete seadmete poolt tekitatud sumbuuse logaritmiline dekrement
m_e	– esimese võnkenormi ekvivalentmass
c_f	– tuulesuunaline tuulekoormuse jõutegur
ψ_r	– vähendustegur
ψ_λ	– otsa mõju tegur
A	– pindala
A_c	– konstruktsiooni välisservaga piiritletud pindala
λ	– efektiivsaleduse
w_e	– tuulerõhk välispindadele
c_{pe}	– välisrõhu tõhutegur
θ_i	– geomeetrilised konstruktsioonihälvetest tingitud kalle
θ_0	– baasväärtus
α_h	– kõrgust või pikkust arvestav vähendustegur
α_m	– elementide arvu arvestav vähendustegur
l	– kõrgus või pikkus
m	– kogukoormuse vastuvõtmisel koostöötavate vertikaalsete elementide arv
H_i	– konstruktsioonihälvetest tingitud põiksuunaline jõud
N_a	– ülemiselt tasandilt mõjuv summaarne vertikaalkoormus
N_b	– alumisele tasandile mõjuv summaarne vertikaalkoormus
$R_{c,k}$	– vaia normkandevõime
$R_{c,d}$	– üksikvaia arvutuslik kandevõime
γ_b	– puurvaiakandevõime osavaru tegur vaia põhjale

SISSEJUHATUS

Käesoleva magistritöö pealkiri on „Üheksakümne meetri kõrguse hoone vundamendi kandevõime arvutus”.

Magistritöö eesmärgiks oli teostada enesearenduslik arvutusprojekt tuulekoormuse mõju hindamiseks kõrghoonele ja vaivundamentide kandevõime arvutus. Lõputöö arvutuskäigud on koostatud vastavalt standarditele ja erinevatele juhendmaterjalidele.

Lõputöös esitatakse väljakutsed, millega seistakse silmitsi kõrgete hoonete vundamentide projekteerimisel, eelkõige geotehnilisest vaatenurgast. Vaadeldakse kõrghoonele iseloomulikke omadusi ja seejärel leitakse sobiv vundeerimise võimalus. Lisaks kirjeldatakse vundamentide projekteerimise ja kontrollimise protsessi ning nende põhimõtete rakendamist illustreeritakse kolme erineva arvutusvariandi kaudu.

Lõputöö on jaotatud kokku viieks peamiseks osaks. Esimeses osas kirjeldatakse kõrghoonete vundeerimise võimalusi ja selle valikut mõjutavaid tegureid. Teises osas kirjeldatakse hoone kandekonstruktsiooni lahendust ja ehitusgeoloogiliste uuringute tingimusi. Kolmandas ja neljandas lõputöö osas arvutatakse hoone konstruktsioonide ja neid mõjutavad koormused. Lõputöö analüütilise arvutusmudeli koostamiseks kasutati mudelprojekteerimise tarkvara Autodesk Revit Structure 2018, mille tulemusena modelleeriti hoone kandekonstruktsioonid ja lisati neile mõjuvad koormused koos koormuskombinatsioonide moodustamisega. Arvutusmudel genereeriti kasutades programmide vahelist laiendust Autodesk Robot Structural Analysis analüüsi- ja dimensioneerimistarkvara kasutamiseks. Pärast analüütilisest mudelist saadud väärtuste andmetöötlust leiti hoonele ja temale mõjuvate koormuste poolt vaivundamentidele kõige ebasoodsamad arvutusolukorrad, nii üksiku vaia kui ka vaiagruppide kandevõimet mõjutava koormuse olukorras.

1. KÕRGHOONE VUNDAMENTIDE PROJEKTEERIMISE MEETODID JA NÕUDED

Viimase kahe aastakümne jooksul on täheldatud märkimisväärset suurenemist „ülikõrgete“ hoonete ehituses, mille kõrgus on üle 300 m. Kõrghoonete ehitamise olulist kasvu näitab näiteks ka ehitatud hoonete hulk 2010. aastaks ning planeeritavate ehitiste arv 2015. aastaks ja sealt edasi. Suur hulk nendest hoonetest paiknevad Lähis-Ida riikides või Hiinas. Käesoleval ajal asub maailma kõrgeim hoone Burj Khalifa, mille kõrguseks on 828 m, Dubais. Saudi Araabias Jeddah linnas asuv Kuningriigi torn on ehitusjärgus ning hoone kõrgus ületab valmisehitatuna 1000 m piiri. [1]

Super-kõrghooned, mille kõrgus ületab 300 m, pakuvad inseneridele uusi väljakutseid, eriti seoses struktuurilise ja geotehnilise projekteerimisega. Paljusid traditsioonilisi projekteerimismeetodeid ei saa juba tuntud viisil rakendada. Meetodid vajavad suuremat ekstrapoleermist eelnevast kogemusest, mistõttu on konstruktsiooni ja geotehnika insenerid sunnitud kasutama keerukamaid analüüsimeetodeid ja projekteerimist. Vundamentide projekteerimisel eriti kõrgetele hoonetele osalevad projekteerimises geotehnika insenerid, kes kasutavad empiiriliste meetodite asemel üha enam nüüdisaegseid meetodeid. [1]

Kõrghoonete projekteerimisest üldiselt

Kõrgetele hoonetele iseloomulikud omadused võivad oluliselt mõjutada vundamendi projekteerimist, näiteks järgevaljuhtudel [2]:

- Ehitise mass ja seega ka vundamendile toetav vertikaalne koormus on olulise tähtsusega. Lisaks suureneb hoone mass mittelineaarselt kõrguse suhtes, mistõttu tuleb hoolikalt kaaluda nii lõpliku kandevõimet, kui ka vajumit;
- Kõrghooned on sageli ümbritsevad ehitistest, mis külgnuvad väikese kõrgusega konstruktsioonidest, millele mõjuvad väiksemad koormused. Seega on vajalik kontrollida vajumite erimeid kõrgete ja madalate osade vahel;
- Tuulekoormuse poolt põhjustatud horisontaaljõud ja sellest tekivad momendid võivad olla väga suured tervele vundamendisüsteemile. Nendel hetkedel või vundamentidesse tekkida suuremad vertikaalsed koormused, eriti vundamendisüsteemis paiknevatele vaiadele. Vaiade projekteerimisel on oluline arvestada horisontaalkoormustest põhjustatud momentidega, mis suurendavad vaiadele mõjuvaid koormuseid;

- Tuule poolt põhjustatud koormused ja momendid on pulseeriva iseloomuga. Arvesse tuleb võtta pulseeriva vertikaalse ja külgsuunalise koormuse mõju vundamendisüsteemile. Pulseerival koormusel on potentsiaalne mõju vundamendi kandevõimele, mis põhjustab vajumite suurenemist;
- Seismiliselt aktiivsetes piirkondades tekivad täiendavad horisontaalsed jõud mis põhjustavad konstruktsiooni horisontaalset liikumist hoone tugisüsteemi suhtes. Selle tulemusena saab vundamendisüsteemis kahe mehhanismi kaudu esile kutsuda täiendavaid horisontaaljõude ja momente;
- Konstruktsiooni külgsuunalise ergutamise tekitatud inertsiaalsed jõud ja momendid;
- Vundamendi süsteemi vaiadele mõjuvad maapinna liikumised, mis tekivad nendes kinemaatilisi jõude ja momente;
- Tuulte ja seismiliste koormuste poolt põhjustatud jõud on looduses aerodünaamilised ja seetõttu on neil suur potentsiaal hoone konstruktsioonides resonantsi põhjustamises. Dünaamilise resonantsi risk sõltub paljudest teguritest, sealhulgas dünaamilise koormuse domineerivast kestvusest, konstruktsiooni omavõnkesagedusest, aluskonstruktsiooni jäikusest ning konstruktsiooni sumbuvuse võimest;
- Kõrgete hoonete dünaamiline vastupanu tekitab keerulisi konstruktiivseid ja vundeerimisega seotud väljakutseid projekteerimisel. Nendeks on näiteks eriti pikk konstruktsiooni võnkeperiood (10 sekundit või enam) tavapäraste dünaamiliste koormuste mõjumisel. Dünaamiliste koormuste allikad, nagu tuul ja maavärin, mille domineeriv võnkesagedus on palju madalam, ei erguta üldjuhul konstruktsiooni läbi tema põhilise võnkevormi. Mõningatel kõrgematel võnkevormidel on siiski oluliselt madalamad looduslikud võnkesagedused ja need võivad tuule või seismiliste koormuste tõttu suurenedada. Kõrgemad võnkevormid sõltuvad peamiselt konstruktsioonide omadustest ja võivad olla mõjutatud ka vundamendi vastuvõtlikkusest.

Vundeerimise võimalused ja tegurid mis mõjutavad vundamentide valikut

Erinevad tegurid, mis võivad mõjutada kõrghoonete vundamendi tüübivalikut [2]:

- konstruktsioonide paiknemise asukoht;
- koormuste suurus ja jaotus;
- pinnase omadused;
- juurdepääsuvõimalused ehitustehnikale;
- vastupidavuse nõuded;

- mõjud külgnevatelevundamentidele, konstruktsioonidele ja inimestele;
- maksumus;
- kohalikud ehitustavad.

Plaatvundament

Kui kõrghoone koosneb mitmest keldrikorrusest, siis võib hoone vundament jõuda sobivale pinnasele või selle lähedusse. Mõõduka kõrgusega hoonete jaoks võib olla võimalik kasutada vundamenti, mis toetab tervet konstruktsiooni. Väga kõrgete hoonete puhul ei pruugi selline madal vundament olla võimeline andma piisavat kandevõimet horisontaalkoormustele. Plaatvundamendi alused on suhteliselt suured, seega ei ole vundamendi vertikaalne kandevõime määravaks teguriks. Horisontaaljõududest ja momentidest põhjustatud koormuste mõju tuleks arvestada lõpliku kandevõime kontrollimises. Pinnase jäikus on oluline plaatvundamendi projekteerimisel, et mõista koormuste jagunemist plaadis ning hinnata paindemomente ja põikjõude. Hea tavana tuleb arvestada pinnase alumiste ja ülemiste kihtide jäikuste väärtusi, et hinnata plaatvundamendi kandevõimet. [1]

Projekteerimiseks valitud pinnase tingimused tuleb hoolikalt määrata, võttes arvesse maapinna profiili (nii vertikaalseid kui ka horisontaalseid) kogu aluspinna ulatuses. Pinnaste kandevõime hindamisel tuleb võtta arvesse ka võimalike ehitustegevusete mõjutusi sellele. [1]

Kalju pinnastele toetatud vundamentide puhul sõltub kandevõime suuresti lõhede hulgast ja orientatsioonist, ilmastikukindlusest ja muudest kohalikest või üldistest kahjustustest. Nõrkade kivimite puhul, millel on väga lähestikku paiknevad tühimikud, või tugevalt ilmastikukindlad kivimaterjalid, on tavaks arvestada tavapärase kandevõime võrranditega vundamentide projekteerimisel. Kandevõime täpsemaks hindamiseks tuleb teostada geotehnilised uurimistööd. Nende katsete käigus selgitatakse välja tugevusparameetrid, mis põhinevad pinnasest katsekehade võtmisel koos laboratoorsete uuringutega, millega määratakse pinnase deformatsiooniomadused. [1]

Vaivundamendid

Sageli ei sobi asukoha ja pinnase tingimused madalatele plaatvundamentidele, eriti kõrghoonete puhul, kus konstruktsioonidelt mõjuvad märkimisväärselt suured vertikaalsed koormused. Sellistes olukordades on vajalik kanda hoonelt tulevad koormused edasi vaiadele või vaiagruppidele, mis tavaliselt asuvad postide ja kandvate seinte all. [2]

Kõrghoonete vaivundamendid koosnevad sageli suurest hulgast vaiadest ja seetõttu on see projekteerijatele väljakutseks arvestada mõjudega vaiagrupi koostöös. Samuti on hästi teada, et vaiagrupi koostöömõju vajumile võib seetõttu oluliselt erineda üksiku vaia vajumist, sarnaste koormuste korral. Samas ei pruugi lõplik summaarne koormus, mida toetab vaiagrupp, olla võrdne koormusetega, mis mõjuvad üksikutele vaiadele. Iga rühma sees võib koormus ümber jaguneda ja seega tuleb võtta arvesse ka vaiagrupi efektiivsust. [2]

Vaiadele toetatud plaatvundamendid

Paljud kõrghooned on ehitatud paksudele alusplaatidele. Näiteks, kui vundamendiks kasutatakse vaiasid, siis üldjuhul eeldatakse ka seda, et alusplaat ei kannu otse koormuseid aluspinnasele. Mõningatel juhtudel on võimalik kasutada alusplaadi kandevõimet koostöös vaiadega, mis võimaldab kasutada nii selle kandevõimet, kui ka mõjutusi vajumile. [2]

Vaivundamendid on enamasti koostöösüsteem, milles osalevad nii vaiad, kui ka alusplaat, mis omakorda jaotab sellele mõjuvad koormused vaiadele. Tavapäraselt vaivundamendigruppides, mis koosnevad paljudest üksikutest vaiadest, võib vaiade arvu märkimisväärselt vähendada, võttes arvesse ka alusplaadi panust kogu vundamendi kandevõimesse. Sellistel juhtudel pakuvad enamuse vundamendi jäikusest vaiad, samal ajal kui alusplaat lisab täiendavat osa kandevõimest. Olukordades, kus saab kasutada ainult plaatvundamenti üksinda, kuid mis ei vasta projekteerimisnõuetele (eelkõige vajumite ja nende erimite nõuetele), võib plaatvundamendi kandevõimet suurendada vaiade lisamisega. Sellistel juhtudel võib piirata vaiade arvu, paigutades neid strateegiliselt õigetes asukohtadesse. See omakorda võib parandada nii maksimaalset kandevõimet, vajumeid ja nende erimeid ning võimaldab sellega täita ka projekteerimisnõudeid. [2]

Vaivundamentide kasutuselevõtu peamised eelised on [2]:

- Vaiad ei pea olema projekteeritud kogu koormuse kandmiseks, võimalik on oluliselt säästa kulusid vundeerimiselt;
- Vaiad võivad asuda alusplaadi alla selliselt, kus nendega on võimalik kontrollida vajumite erimite mõjusid;
- Erineva pikkusega ja/või diameetriga vaiasid saab kasutada erinevates asukohtades optimeerimaks vundamentide projekteerimist;
- Vahelduva paksusega alusplaadi korral on võimalik kasutada vaiasid, et leida optimaalne alusplaat ja selle kõrgus;

- Vaiad võivad olla projekteeritud nii, et need kannavad neile mõjuvaid koormuseid (või sellega võrdseid), mis on nende lõplike kandevõime koormuste lähedased, tingimusel, et alusplaat suudab anda piisava täiendava osa lõplikust kandevõimest.

Kõige efektiivsem osa vaiadest esineb siis, kui alusplaat suudab anda piisava osa kandevõimest, aga vajumid ja/või nende erimid alusplaadile on ületanud lubatud piirid. Harry G. Poulos on uurinud mitmeid idealiseeritud pinnase profiile ja leidnud järgmised olukorrad, mis võivad olla soodsad [2]:

- Pinnaseprofiilid, mis koosnevad suhteliselt jäikadest savidest;
- Pinnaseprofiilid, mis koosnevad tihedatest liivadest.

Mõlemal juhul võib alusplaat anda märkimisväärse osa nõutavast kandevõimest ja aidata sellega kaasa vundamenti jäikusele, eriti pärast seda, kui vaiade kandevõimed on suures osas kasutatud. [2]

Samuti on leitud, et vaivundamentidel, millele toetub alusplaat, on võimalik selle paksust optimeerida, valides selleks sobivad asukohad vaiadele alusplaadi all. Üldiselt tuleks vaiad koondada kõige raskemini koormatud piirkondadesse, samas kui vaiade arvu võib vähendada või kaotada vähem koormatud alade alt. [2]

On olemas ka pinnaseprofiile, kus vaivundamentidega alusplaadid ei anna suuri eeliseid tavapärase vaiapõhiste vundamentitüüpide ees [2]:

- Väga plastsete savidega pinnaseprofiilid, mis asuvad lähedal alusplaadi alumisele pinnale või selle läheduses, kus alusplaat võib anda vaid suhteliselt väikese osa lõplikust kandevõimest;
- Pinnaseprofiilid, mille suhtes võib tekkida pikaajalisi tihendavaid vajumeid. Sellisel juhul võib pinnas kaotada kokkupuute alusplaadiga ja viia sellest tulenevalt kogu koormuse otse vaiadele;
- Pinnaseprofiilid, mida võivad mõjutada paisuvad (ülespoole) liikumised. Sellisel juhul põhjustab pinnase liikumine alusplaadile vastupidist survet ja sellest tulenevalt tõmbejõudude tekkimist vaiadesse.

Erinevad staadiumid projekteerimisel

Vundamentide projekteerimisel on tavaliselt kolm laiemat etappi [1]:

1. Esialgne projekteerimine, mis annab baasi aluspõhimõtete ja maksumuse hindamiseks.
2. Detailine projekteerimise etapp, mille käigus analüüsitakse valitud vundamentide põhimõtteid ja tehakse järkjärgulisi täiendusi vundamentide paigutuses ja detailsuses. See etapp on soovitatav teha koostöös hoone üldiste konstruktsioonide projekteerijaga, kuna konstruktiivne lahendus ja vundament toimivad ühtse süsteemina.
3. Lõplik projekteerimise etapp, millal analüüsitakse töötavat lahendust selle teostamise käigus.

Tuleb märkida, et igas projekteerimise etapis kasutatavad geotehnilised parameetrid on ajas muutuvad, kuna teadmised pinnase tingimustest võivad muutuda ehitustegevuse jooksul ehitusplatsil ja/või laboratoorsete testide tulemustest. Lõpliku projekteerimise etapi parameetrid peaksid sisaldama ka koormuskatsete tulemuste väärtuseid. [1]

Projekteerimise probleemid ja tingimused

Kõrghoonete vundamentide projekteerimisel tuleb üldiselt tegeleda järgmiste küsimustega [2]:

1. Vundamentide maksimaalse kandevõime hindamine vertikaalsete, horisontaalsete ja momentidest põhjustatud koormuste kombinatsioonides.
2. Tuule, maavärinate ja lainekoormuste (kui see on asjakohane) tsüklilise olemuse mõju vundamentide kandevõimes.
3. Üldised vajumid.
4. Vajumite erimid nii kõrghoone aluspinna, kui ka kõrghoone ja madalama hoone suhtes.
5. Võimalik mõju välisest pinnase liikumisest vundamendisüsteemile, näiteks kaevandustevõi külgnevate rajatiste kaevandamistest.
6. Üldise kogu konstruktsiooni dünaamilisest vastupanust tuule poolt põhjustatud jõududele.
7. Maavärina tagajärjed, sealhulgas kogu konstruktsiooni reageerimist maavärinale ja võimalikust veeldamisest ümbritseva pinnase ja/või toetava vundamendi suhtes.
8. Vundamendi konstruktsioonide projekteerimine hõlmab endas koormuste jagamise süsteemi, erinevate komponentide vahel (näiteks vaiad ja rostvärk) ning koormuste jaotust vaiadele.

Lõplik kandevõime

Vundamentide projekteerimisel võetakse kasutusele piirnormid näiteks Eurokoodeks 7 nõuetest. Koormuste ja kandevõime arvutamisel rakendatud arvutuspõhimõtete kasutamine piirväärtuste leidmisel sarnaneb Eurokoodeksi lähenemisega. Eurokoodeksi väärtused tähistatakse vastavalt eurokoodeksile. Kandepiirseisundi kandevõime leidmiseks on esitatud põhimõtted vastavalt Hary G. Poulos artiklile [1]:

$$R_s^* \geq S^*$$

$$R_g^* \geq S^*$$

kus:

$$R_s^* - \text{arvutuslik konstruktiivne tugevus, } R_s^* = \phi_s \cdot R_{us}$$

$$R_g^* - \text{arvutuslik pinnase tugevus, } R_g^* = \phi_g \cdot R_{ug}$$

R_{us} – konstruktiivne kandevõime

R_{ug} – pinnase kandevõime

ϕ_s – konstruktsiooni tugevuse vähendustegur

ϕ_g – pinnase tugevuse vähendustegur

S^* – kombinatsioonides esitatud arvutuslikud koormused

Ülaltoodud tingimused rakendatakse kogu vundamendisüsteemile, samas kui arvutusliku konstruktsiooni tugevuse tingimust rakendatakse ka üksikutele vaiadele. Hea tavana ei ole geotehnilise tugevuse tingimust vaja tagada igal üksikul vaial eraldi, sest see võib põhjustada märkimisväärset üle dimensioneerimist. R_s^* ja R_g^* on võimalik leida hinnangulistest lõplikest konstruktiivsetest ja geotehnilistest kandevõimetest, korrutatuna asjakohaste vähenduskoeffitsientidega. Konstruktiivsed ja geotehnilised vähendustegurid on sageli esitatud standardites ja nende rahvuslikes lisades. Sobivate vähendustegurite valimine nõuab insenerlikku otsustusvõimet ja see peaks arvestama mitmeid teisi tegureid, mis mõjutavad vundamendi käitumist. [1]

Kui mõni konstruktsiooni nõue ei ole täidetud, tuleb seda vastavalt muuta, et suurendada kogu konstruktsiooni või selle osade kandevõimet, mis ei vasta nõutavatele tingimustele. [1]

Koormuskombinatsioonid

Vajalikud koormuskombinatsioonid, millega konstruktsioonide ja vundamendi projekteerimisel tuleb arvestada, sõltuvad tavaliselt kasutatavast standardist. Mõningatel arvutusjuhtudel võib osutada vajalikuks arvukate kombinatsioonide arvesse võtmine. Nende hulka kuuluvad tavaliselt

mitmed kandepiiriseundi ja kasutuskõlblikkuse hindamise kombinatsioonid, mis võivad sisaldada pikaajalisi ja lühiajalisi koormusolukordi. [1]

Dünaamilised koormused

Dünaamilise tuulekoormusega seotud küsimustega tegeleb tavaliselt ehituskonstruksioonide projekteerija koos geotehnilise sisendiga, mis piirab vundamendisüsteemi jäikuse ja selle sumbuvuse karakteristikuid. Dünaamiliste koormuste puhul võib rakendada järgmist projekteerimise põhimõtet [1]:

- Vundamendisüsteemi loomulik omavõnkesagedus peaks olema suurem, kui konstruktsioonil mida see toetab, et vältida võimalikke resonantsiga seotud ohte. Loomulik omavõnkesagedus sõltub peamiselt vundamendisüsteemi jäikusest ja selle massist, kuigi mõnevõrra võib seda mõjutada ka sumbuvus.

Teadlased on teostanud võrdlusi tuulekoormuste määramisel hoonetele, kus on aluseks võetud tuuletunnelis koostatud uuringud ja arvutuslikult leitud väärtused. Tuuletunnelis määratud tuulekoormuste väärtused hoonetele on praktikas näidanud mõnevõrra madalamaid tulemusi võrreldes standartiga leitud väärtustest. Üldiselt standardite baasil leitavad väärtused on asjakohased, kuid mõnedel juhtudel võivad need alahinnata tuulekoormuse väärtust. Potentsiaalselt tuuletundlike hoonete jaoks peetakse standardiga leitavaid tuulekoormuste väärtuseid sageli ebapiisavateks ja sellest tulenevalt on teatud juhtudel soovitatav viia läbi tuuletunnelikatsed. [3]

Hoone, mida ümbritsevad paljud sarnase kõrgusega hooned, ei koge peaaegu mingit keskmist või staatilist tuulekoormust, ning kogu efektiivne tuulekoormus tuleneb täielikult tuule dünaamilistest efektidest. Vastupidiselt kaitstud hoonetele on eraldiseisvad hooned rohkem avatud ja seetõttu ka suuremal määral mõjutatud keskmisest või staatilisest tuulekoormusest lisaks dünaamilisele komponendile. [3]

Hoonet võib pidada tuuletundlikuks, kui selles on täidetud üks või mitu alljärgnevat tingimust [3]:

- Kuju mis erineb oluliselt ühtlasest ristküliku kujulisest prismast või ruudust;
- Paindlikud omavõnkesagedused alla 1 Hz;
- Mõjutatud tema lähedal paiknevatest hoonetest või rajatistest;
- Loodulikust topograafiast põhjustatud kanaliseeritud õhuvoolude kiirendatud liikumisest.

Tuulekoormuste mõju hindamine Eestis püstitatavatele hoonetele

Eestisse planeeritavate kõrghoonete projekteerimise tavapärase praktika näitab tuuletunneli katsetuste tegemise aktuaalsust. Ka praegu käimasoleva Tallinna kõrgeima büroohoone projekteerimisel telliti tuuletunneli katsetused. [4]

Tuuletunnelis viidi läbi vastavad uuringud juba varajases eelprojekti staadiumis, et arvestada kohe alguses tuulekoormuste mõjuga projekti lahenduste väljatöötamisel. Tuuletunneli katsetuste läbiviimisel on tavapäraseks eesmärkideks määrata hoonele mõjuvate tuulekoormuste väärtused kandekonstruktsioonide ja fassaadide projekteerimiseks. Lisaks koormuste määramisele on oluline arvestada ka inimeste mugavustundega nii hoonete ümbruses, kui ka selle eenduvatel osadel. Uuringute käigus analüüsiti kokku 36 tuulesuuna olukorda, kus uuritava maa-ala suuruseks kasutati 300 m raadiusega piirkonda. Tuuletunneli katsetuste läbiviimisel koostatud analüüsimudel, mille mõõtkavaks kasutati skaalaga 1:300 maketti, kus 111 m kõrgune hoone prinditi välja 37 cm kõrgusena. Hoone tuulekoormuste mõju määramiseks kasutati kokku 280 andurit, mis hankisid informatsiooni Eestis viimase 50 aasta suurima tormi 10-minutilise keskmise baastuulekiiruse väärtuse juures, milleks oli 21 m/s. [4]

Tuulekoormuste mõju hindamise tulemusena standardist saadud väärtused ei erinenud kuigivõrd tuuletunnelis analüüsitud väärtustest. Olulist täiendust aga andis hoone võnkumise mõju hindamine selle kasutajate mugavustundele. Võnkumise mõju vähendamiseks hinnati kandekonstruktsioonide lahendust teatud määral ümber, et tagatud oleks ka inimeste mugavustunne väga tugevate tuule korral. [4]

Algselt loodetud kokkuvõtte tuuletunneli katsetused siiski ei andnud. Saadud lahendused läksid pigem mõningal määral ehituskuludelt suuremaks, et projekteeritud hoone vastaks igati kasutajate ootustele ja nende turvalisusele. [4]

2. HOONE KIRJELDUS

2.1 Hoone asukoht

Projekteeritava hoone orineteeruv asukoht on Ehitajate tee ja Paldiski maantee nurgal, Tallinnas, Harjumaal.



Joonis 2.1 Kõrghoone [5]

2.2 Alusdokumendid

2.2.1 Lähteandmed

Eskiis „Rocca tornid“ [5].

2.2.2 Ehitusuuring

Hoone ehitusgeoloogiliste tingimuste määramisel on aluseks võetud projekteeritavale hoonele kõige lähedamal asetseva hoone ehitusgeoloogiline uurimistöö, mille on koostanud Riiklik Ehitusuuringute Instituut aastal 1981, nimetusega „Väike-Õismäe 16-korruselised suurpaneelelamud (pos. 153)“ [6].

2.3 Tehnilised lähteandmed

2.3.1 Koormused

Hoone konstruktsioonidele mõjuvad vertikaalkoormused (omakaal, kasuskoormus, lumekoormus) ning horisontaalkoormused (tuulekoormus, rõhtkoormused piiretele ja käsipuudele, pinnasesurve). Koormuste osavarutegurid kandepiirseisundis ja kasutuspiirseisundis vastavad standardile [7]. Koormustest täpsemalt vt. peatükk 3.

2.4 Hoone kandeskelett

Projekteeritav hoone on uusehitis. Vastavalt eskiisi lahendusele on hoone 27-korruseline. Kõik korrused on maapealsed ning hoone ligikaudsed gabariitmõõtmed on 22,5x20,4 m. Kõrguslikult on hoone esimese korruse puhta põranda ülemise pinna suhteline kõrgusmärk $\pm 0,00$ ja sellele vastav absoluutne kõrgusmärk +9,50 m. Korruste kõrgused jaotuvad kolme gruppi, kus esimese korruse kõrgus on 3,4 m, teisest kuni kaheksateistkümnendani 3,01 m ning üheksateistkümnendast kuni kahekümneseitsmendani 3,35 m. Hoone üldkõrgus kokku 1. korruse põrandast kuni parapeti servani on 89 m.

Hoone postid ja seinad on rajatud roostvarkidele, millelt kantakse koormused edasi pinnasele läbi vaivundamentide. Hoone kandekarkassi moodustavad monoliitsed kandeseinad ja karkassipostid. Vahelaed ja katuslaed moodustatakse monoliitsest raudbetoonist. Hoone keskosa tuumiku moodustavad monoliitsed raudbetoon seinad, mille paksus on 300 mm.

Hoone jäikus tagatakse vahelagedest moodustatud horisontaalsete diafragmade ja hoone seintest tekkivate vertikaalsete diafragmade koostöoga.

2.5 Ehitusgeoloogilised tingimused, pinnase omadused

Üldiselt

Ehitusgeoloogilised uurimistööd Tallinnas Väike-Õismäe 16-korruselise suurpaneelilamu pos. 153 Paldiski mnt. 149 projekteerimiseks TTP staadiumis (EP töö šiffer TK-802-81) tehti projekti peainsenerilt E. Meoselt saadud tööülesande põhjal. [6]

Välitööde käigus 1981. aasta märtsist kuni juunini puuriti kolm puurauku sügavusega 15 m, surupenetreeriti viies kohas (üldmetraaž 60 m, maksimaalne sügavus 13 m), rammiti nelja raudbetoonvaia (üldmetraaž 50,9 m) ja koormati kahte vaia kuni 78 tonnini. Pinnasest võeti kuus rikutud struktuuriga proovi, pinnaseveest kolm veeproovi, mis teimiti geotehnika laboris. [6]

Uurimispunktid on plaaniliselt seotud kahaliku situatsiooniga, kõrguslikult veekaevu Nr. 25, H= +10,06 m. [6]

Ehitusgeoloogiline iseloomustus

Uuritud maa-ala asub Väike-Õismäe elurajooni põhiosas, mattunud aluspõhja oru kohal. Maapinna kõrgusmärgid on vahemikus 9,2...9,6 m. [6]

Uuritud sügavuses lasuvad holotseeni merelised liivad ning pleistorseeni jääjärvelised ja jääjõelised savi- ja liivapinnased. [6]

Mullakihi all lamavad merelised jämetolmliivad, mis on surupenetreerimise (otsa) eritakistus T_0^0 järgi jagatud kolmeks kihiks. Jämetolmliivade ülemine osa 0,8...1,2 m paksuselt on kesktihe, $T_0^0 =$

53kg/cm²; allpool lamab 2...3 m paksuselt kohev kuni kesktihe liiv $T_0^0 = 29\text{kg/cm}^2$, kompleksi alumine osa 0,5...1,4 m on kesktihe, $T_0^0 = 50\text{kg/cm}^2$. Kompleksi paksus on 4,6...5,1 m. [6]

Mereliste liivade all lamab jääjärveliste ja liivapinnaste kompleks. Kompleksi ülemises osas lasub voolava konsistentsiga liivsavi, allpool õhukeste kihtidena tihe ja kohev savikas peentolmliiv ja voolav saviliiv, kompleksi alumises osas on kesktihe ja kohev savine peentolmliiv, mis kohati läheb üle saviliivaks. Kompleksi paksus on 5,2...6,5 m. [6]

Maapinnast 10,0...11,6 m sügavusel lasuvad jääjõelised tihedad liivad. Liivade ülemine osa on tihe jämetolmliiv ja allpool lamavad põimekihiliselt kesk-, jäme- ja kruusliiv, esineb kruusa ja veeristesisaldusega saviliiva läätsi. [6]

Pinnaste geotehnilised omadused on antud tabelis 2.1 surupenetreerimise põhjal, kasutades REI 1981. a. tehnika plaanis oleva teema nr. 12 korrelatsioone. [6]

Tabel 2.1 Pinnase geotehnilised omadused

Pinnasekiht	Nr.	T_0^0 , kg/cm ²	R_0 , kg/cm ²	φ°	E, kg/cm ²
Jämetolmliiv	2	50,2	2,1	32	155
Jämetolmliiv	3	28,3	1,35	31	120
Jämetolmliiv	4	46,2	1,9	30	150
Liivsavi	5	4,0	0,55	12	13
Peentolmliiv	6	76,5	2,75	32	195
Peentolmliiv	7	17,7	1,0	28	100
Saviliiv	8	4,4	0,55	12	13
Peentolmliiv	9	23,5	1,1	28	105
Peentolmliiv	9a	47,8	2,0	31	155
Jämetolmliiv	10	110,0	3,5	34	230

Hüdroloogilised tingimused

Uuritud maa-alal on kaks pinnasevee horisonti. Maapinnalt esimene on surveta pinnasevee horisont merelisest jämetolmliivades. Horisondi paksus on 4,6...5,1 m. Veepidemeks on jääjärvelised savipinnased. Välitööde ajal 17.04.1981 püsis veetase 0,95...1,05 m sügavusel maapinnast. Õismäe 1972. a. – 1997. a. veevaatlusandmete põhjal võib maksimumtase tõusta 0,4 m sügavuseni maapinnast. Vesi on normaalse tihedusega betooni suhtes keskmise süsihappelise agressiivsusega. Maapinnalt teine on surveiline pinnasevee horisont. Jääjõelistes jämetolm- kuni kruusliivades. Ülemiseks veepidemeks on jääjärvelised savipinnased, alumiseks – moreen. Peale puurimist 17.04.1981. tõusis veetase kuni 3,45 m sügavuseni maapinnast. Õismäe

veevaatlusandmete põhjal võib maksimumtase tõusta 1,5 m sügavuseni maapinnast. Vesi on normaalse tihedusega betooni suhtes keskmise süsihappelise agressiivsusega. [6]

Ehitusgeoloogilised tingimused

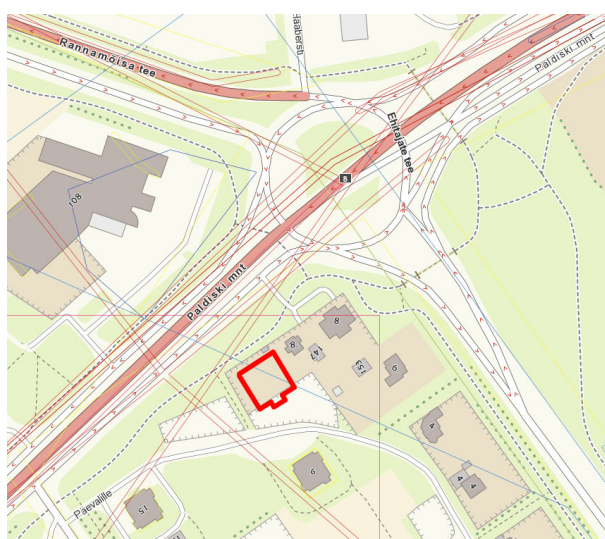
Ehitusgeoloogilised tingimused 16-korruselise suurpaneelilamu projekteerimiseks madalvundamendile on halvad. Vundeerimissügavuses lasuvad kohevad ja kesktihedad liivad ~5 m sügavuseni maapinnast, sügavamal lasuvad nõrgad savipinnased. [6]

Vaivundamentide projekteerimisel tuleb vaiad rammida 1,5...2 m jääjõelistesse tihedatesse liivadesse. Vaiapea abs. kõrgus +8,45 m puhul tuleb vaikaste põhjal vaiade pikkuseks arvestada 12 m, maja edelaosas (SP 3874 ümbruses), kus jääjõeliste liivade pealispind lasub kõrgemal – 11 m. [6]

Raudbetoonist proovivaiad ristlõikega 30 x 30 cm rammiti mehaanilise rammiga vasara kaaluga 4,2 tonni langetuskõrguselt 1 m 12,5...12,9 m sügavuseni maapinnast vasteni 0,4...0,6 cm. Rammimisandmete järgi saadi vaiade piirkandevõimeks, kasutades SNiP II-17-77 p. 6.7 toodud valemit, $P_{pg} = 72,9...90,6$ tonni, mis p. 4.3 järgi annab vaia arvutuskoormuseks $P = 52,1...64,7$ tonni. RV 1549 ja RV 1551 koormamisel peale 12 ja 21 ööpäevast puhkust saadi proportsionaalsuhteks $P_3 = 67,6$ tonni ja $P = 78$ tonni, seega arvutuskoormuse juurdekasv oli 15,5 tonni (30%) ja 22,3 tonni (40%). [6]

Arvestada tuleb pinnasevee maksimumtasemega +9,0 m ja süsihappelise agressiivsusega. [6]

Pinnaste keskmine maksimaalne külmumissügavus on 1,1 m. [6]



Joonis 2.2 Hoone orienteeruv asukoht olemasoleva geoloogia suhtes [8].

3. KOORMUSED

3.1 Normatiivsed koormused

3.1.1 Horisontaalsed konstruktsioonelemendid

3.1.1.1 Põrandate alalised- ja ajutised normkoormused

Põranda pinnasel tüüp PP01

Põrandatüübi PP01 tüüpristlõike alalised- ja ajutised normatiivsed koormused on toodud tabelites Tabel 3.1 Põrand pinnasel alalised normkoormused ja Tabel 3.2 Põrand pinnasel ajutised normkoormused

Tabel 3.1 Põrand pinnasel alalised normkoormused

Alalised normkoormused			
Koormuse Nr.	Koormuse kirjeldus	Kihi paksus [mm]	g_k [kN/m ²]
1	Põrandakate (plaatimise võimalus)	20	0,40
2	R/b monoliitne plaat	150	3,75
3	Soojusisolatsioon, XPS	150	0,08
4	Tagasitäide, keskliiv	300	5,40
	Kokku:		9,6

Tabel 3.2 Põrand pinnasel ajutised normkoormused

Ajutised normkoormused			
Koormuse Nr.	Koormuse kirjeldus		q_k [kN/m ²]
1	Kasuskoormus, D1		5,0
	Kokku:		5,0

3.1.1.2 Vahelagede alalised- ja ajutised normkoormused

Vahelagede tüüp VL01

Vahelaetüübi VL01 tüüpristlõike alalised- ja ajutised normatiivsed koormused on toodud tabelites 3.3 ja 3.4.

Tabel 3.3 Vahelae alalised normkoormused

Alalised normkoormused			
Koormuse Nr.	Koormuse kirjeldus	Kihi paksus [mm]	g_k [kN/m ²]
1	Põrandakate (plaatimise võimalus)	20	0,40
2	R/b monoliitne pealevalu	100	2,50
3	Sammumüra, villaplaat	30	0,03
4	Kaablite paigaldus, vahtpolüstüreenplaat	25	0,01
5	Monoliitne R/b vahelagi	250	6,25
6	Ripplagi või arhitektuurne viimistlus		0,30
7	Riputus		0,30
	Kokku:		9,8

Tabel 3.4 Vahelae ajutised normkoormused

Ajutised normkoormused			
Koormuse Nr.	Koormuse kirjeldus		q_k [kN/m ²]
1	Kasuskoormus, A		2,0
2	Kasuskoormus, B		3,0
3	Teisaldatavad vaheseinad omakaaluga < 2,0kN/m		1,0

Vahelagede tüüp VL02

Vahelaetüübi VL02 tüüpristlõike alalised- ja ajutised normatiivsed koormused on toodud tabelis

Tabel 3.5 Vahelae alalised- ja ajutised normkoormused.

Tabel 3.5 Vahelae alalised- ja ajutised normkoormused

Alalised normkoormused			
Koormuse Nr.	Koormuse kirjeldus	Kihi paksus [mm]	g_k [kN/m ²]
1	Põrandakate (plaatimise võimalus)	20	0,40
2	R/b monoliitne pealevalu	200	5,00
	Kokku:		5,4
Ajutised normkoormused			
Koormuse Nr.	Koormuse kirjeldus		q_k [kN/m ²]
1	Kasuskoormus, A (rõdud)		2,5
	Kokku:		2,5

3.1.1.3 Katuslagede alalised- ja ajutised normkoormused

Katuslae tüüp KL01

Katuslaetüübi KL01 tüüpristlõike alalised- ja ajutised normatiivsed koormused on toodud tabelis 3.6.

Tabel 3.6 Katuslae alalised ja ajutised normkoormused

Alalised normkoormused			
Koormuse Nr.	Koormuse kirjeldus	Kihi paksus [mm]	g_k [kN/m ²]
1	R/b monoliitneplaat	80	2,00
2	Soojusisolatsioon, XPS	400	0,20
3	Drenaazimatt 10mm ja 2x SBS kate	15	0,10
4	Kaldekiht, maksimaalselt 150 mm	150	3,75
5	Monoliitne R/b vahelagi	250	6,25
6	Ripplagi või arhitektuurnevii mistlus		0,30
7	Riputus		0,30
	Kokku:		12,9
Ajutised normkoormused			
Koormuse Nr.	Koormuse kirjeldus		q_k [kN/m ²]
var. 1	Kasuskoormus, A (rõdud)		2,5
var. 2	Lumekoormus $s_k=1,5\text{kN/m}^2$ ja $\mu_1=0,8$		1,2

3.1.2 Vertikaalsed konstruktsioonelemendid

3.1.2.1 Välisseinte alalised normkoormused

Välissein tüüp VS01

Välisseinatüübi VS01 tüüpristlõike alalised normatiivsed koormused on toodud tabelis 3.7.

Tabel 3.7 Välisseina alalised normkoormused

Alalised normkoormused			
Koormuse Nr.	Koormuse kirjeldus	Kihi paksus [mm]	g_k [kN/m ²]
1	Fassaadikate, klaaspakett t=8+8+8mm	24	0,70
	Kokku:		0,70

3.1.2.1 Siseseinte alalised normkoormused

Sisesein tüüp SS01

Siseseinatüübi SS01 tüüpristlõike alalised- ja ajutised normatiivsed koormused on toodud tabelis 3.8.

Tabel 3.8 Siseseina alalised normkoormused

Alalised normkoormused			
Koormuse Nr.	Koormuse kirjeldus	Kihi paksus [mm]	g_k [kN/m ²]
1	Seina viimistluskiht, krohv	10	0,18
2	R/b sisesein	300	7,50
3	Seina viimistluskiht, krohv	10	0,18
	Kokku:		7,9

Välissein tüüp SS02

Siseseinatüübi SS02 tüüpristlõike alalised normatiivsed koormused on toodud tabelis 3.9.

Tabel 3.9 Siseseina alalised normkoormused

Alalised normkoormused			
Koormuse Nr.	Koormuse kirjeldus	Kihi paksus [mm]	g_k [kN/m ²]
1	Seina viimistluskiht, krohv	10	0,18
2	Keramsiitplok, Fibo3	150	0,20
3	Seina viimistluskiht, krohv	10	0,18
	Kokku:		0,6

3.1.3 Lumekoormus

Normatiivne lumekoormus arvutatakse vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-3:2006+NA:2006 [9], hoone piirkonnaks on Tallinn.

Lumekoormust arvutatakse järgneva valemiga:

$$s = \mu_1 \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,5 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

kus:

s – normatiivne lumekoormus,

μ_1 – kujutegur katusekaldenurga $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ korral, 0,8,

s_k – normatiivne lumekoormus maapinnal, kN/m^2 , 1,5.

3.1.1 Tuulekoormus

Normatiivne tuulekoormus arvutatakse vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-3:2006+NA:2006 [10], hoone piirkonnaks on Tallinn, maastikutüüpiks on määratud 0 ja I. Tuulebaaskiiruse väärtus määratakse avaldisega:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

kus:

v_b – tuulerõhk baaskiirusõhk, m/s ,

$v_{b,0}$ – tuule põhiline baaskiirusväärtus, 21,0 m/s , vt. NA: [10],

c_{dir} – suunategur, 1,0, vt. NA: [10],

c_{season} – aastaajategur, 1,0, vt. NA: [10].

Tuule baaskiiruse väärtus arvutatakse valemiga:

$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 21,0 = 21,0 \text{ m/s}$$

Töö autor määrab maapinna karedusteguri, mis arvestab keskmise tuulekiiruse muutumist, võttes arvesse hoone kõrgust ja maapinna karedust ning mõjupiirkonna ulatust. Välisrõhu arvutuskõrguseks määratakse 89 m. Karedustegur arvutatakse vastavalt tingimusele, kui $z_{min} \leq z \leq z_{max}$:

$$c_r(z)_i = k_{r_i} \cdot \ln(z/z_0)$$

kus:

z_0 – karedusmõõt,

k_r – on maastikutüübitegur sõltuvalt karedusmõõdust z_0 ja mis arvutatakse alljärgnevalt:

$$k_{r_i} = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07}$$

kus:

$z_{0,II}$ – 0,05 m (maastikutüüp 2), vt. tabel 4.1 [10],

z_{min} – miinimumkõrgus, vt. tabel 4.1 [10],

z_{max} – maksimumkõrgus, mis võetakse 200 m.

Töö autor arvutab maastikutüübiteguri:

$$k_{r_0} = 0,19 \cdot (0,003/0,05)^{0,07} = 0,16$$

$$k_{r_I} = 0,19 \cdot (0,01/0,05)^{0,07} = 0,17$$

Töö autor arvutab karedusteguri:

$$c_r(89,0)_0 = 0,16 \cdot \ln(89,0/0,003) = 1,607$$

$$c_r(66,5)_0 = 0,16 \cdot \ln(66,5/0,003) = 1,561$$

$$c_r(55,5)_0 = 0,16 \cdot \ln(55,5/0,003) = 1,533$$

$$c_r(44,5)_0 = 0,16 \cdot \ln(44,5/0,003) = 1,499$$

$$c_r(33,5)_0 = 0,16 \cdot \ln(33,5/0,003) = 1,454$$

$$c_r(22,5)_0 = 0,16 \cdot \ln(22,5/0,003) = 1,392$$

$$c_r(89,0)_I = 0,17 \cdot \ln(89,0/0,01) = 1,544$$

$$c_r(68,6)_I = 0,17 \cdot \ln(68,6/0,01) = 1,500$$

$$c_r(66,5)_I = 0,17 \cdot \ln(66,5/0,01) = 1,494$$

$$c_r(56,55)_I = 0,17 \cdot \ln(56,55/0,01) = 1,467$$

$$c_r(55,5)_I = 0,17 \cdot \ln(55,5/0,01) = 1,464$$

$$c_r(45,5)_I = 0,17 \cdot \ln(45,5/0,01) = 1,430$$

$$c_r(33,5)_I = 0,17 \cdot \ln(33,5/0,01) = 1,426$$

$$c_r(32,45)_I = 0,17 \cdot \ln(32,45/0,01) = 1,372$$

$$c_r(22,5)_I = 0,17 \cdot \ln(22,4/0,01) = 1,310$$

$$c_r(20,4)_I = 0,17 \cdot \ln(20,4/0,01) = 1,294$$

Keskmine tuulekiirus sõltuvalt kõrgusest arvutatakse valemiga:

$$v_m(z)_i = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$$

kus:

$v_m(z)$ – keskmine tuulekiirus, *m/s*,

$c_r(z)$ – karedustegur,

$c_0(z)$ – pinnavormitegur, 1,0, vt. NA: [10],

Töö autor arvutab keskmise tuulekiiruse vastavalt maastikutüübile ja arvutuskõrgusele:

$$v_m(89,0)_{0,põhi} = 1,607 \cdot 1,0 \cdot 21,0 = 33,75 \text{ m/s}$$

$$v_m(89,0)_{I,lõuna} = 1,544 \cdot 1,0 \cdot 21,0 = 32,42 \text{ m/s}$$

$$v_m(66,5)_{0,põhi} = 1,561 \cdot 1,0 \cdot 21,0 = 32,79 \text{ m/s}$$

$$v_m(66,5)_{I,lõuna} = 1,494 \cdot 1,0 \cdot 21,0 = 31,38 \text{ m/s}$$

$$v_m(55,5)_{0,põhi} = 1,533 \cdot 1,0 \cdot 21,0 = 32,20 \text{ m/s}$$

$$v_m(55,5)_{I,lõuna} = 1,464 \cdot 1,0 \cdot 21,0 = 30,73 \text{ m/s}$$

$$v_m(44,5)_{0,põhi} = 1,499 \cdot 1,0 \cdot 21,0 = 31,47 \text{ m/s}$$

$$v_m(44,5)_{I,lõuna} = 1,430 \cdot 1,0 \cdot 21,0 = 30,03 \text{ m/s}$$

$$v_m(33,5)_{0,põhi} = 1,454 \cdot 1,0 \cdot 21,0 = 30,54 \text{ m/s}$$

$$v_m(33,5)_{I,lõuna} = 1,378 \cdot 1,0 \cdot 21,0 = 28,94 \text{ m/s}$$

$$v_m(22,5)_{0,põhi} = 1,392 \cdot 1,0 \cdot 21,0 = 29,24 \text{ m/s}$$

$$v_m(22,5)_{I,lõuna} = 1,310 \cdot 1,0 \cdot 21,0 = 27,52 \text{ m/s}$$

$$v_m(89,0)_{I,ida,lääs} = 1,544 \cdot 1,0 \cdot 21,0 = 32,42 \text{ m/s}$$

$$v_m(68,6)_{I,ida,lääs} = 1,500 \cdot 1,0 \cdot 21,0 = 31,49 \text{ m/s}$$

$$v_m(56,55)_{I,ida,lääs} = 1,467 \cdot 1,0 \cdot 21,0 = 30,80 \text{ m/s}$$

$$v_m(44,5)_{I,ida,lääs} = 1,426 \cdot 1,0 \cdot 21,0 = 29,95 \text{ m/s}$$

$$v_m(32,45)_{I,ida,lääs} = 1,372 \cdot 1,0 \cdot 21,0 = 28,82 \text{ m/s}$$

$$v_m(20,4)_{I,ida,lääs} = 1,294 \cdot 1,0 \cdot 21,0 = 27,17 \text{ m/s}$$

Tuule turbulents arvutatakse valemiga:

$$\sigma_{v_i} = k_r \cdot v_b \cdot k_I$$

kus:

σ_v – turbulentsi standardhälve,

k_I – turbulentsitegur, 1,0, vt. NA: [10],

c_0 – pinnavormitegur, 1,0, vt. NA: [10],

z_0 – pinnavormitegur, 1,0, vt. NA: [10].

Töö autor arvutab turbulentsi standardhälve:

$$\sigma_{v_0} = 0,16 \cdot 21,0 \cdot 1,0 = 3,28$$

$$\sigma_{v_I} = 0,17 \cdot 21,0 \cdot 1,0 = 3,56$$

Turbulentsi intensiivsus kõrgusel z arvutatakse valemiga, kui $z_{min} \leq z \leq z_{max}$:

$$I_v(z)_i = \sigma_z / v_m(z)$$

kus:

σ_v – turbulentsi standardhälve,

$v_m(z)$ – keskmine tuulekiirus, m/s .

Töö autor arvutab turbulentsi intensiivsuse:

$$I_v(89,0)_0 = 3,28/33,75 = 0,097$$

$$I_v(89,0)_I = 3,56/32,42 = 0,110$$

$$I_v(66,5)_0 = 3,28/31,38 = 0,100$$

$$I_v(66,5)_I = 3,56/32,79 = 0,114$$

$$I_v(55,5)_0 = 3,28/32,20 = 0,102$$

$$I_v(55,5)_I = 3,56/30,73 = 0,116$$

$$I_v(44,5)_0 = 3,28/31,47 = 0,104$$

$$I_v(44,5)_I = 3,56/29,95 = 0,119$$

$$I_v(33,5)_0 = 3,28/30,54 = 0,107$$

$$I_v(33,5)_I = 3,56/28,94 = 0,123$$

$$I_v(22,5)_0 = 3,28/29,24 = 0,112$$

$$I_v(22,5)_I = 3,56/27,52 = 0,130$$

$$I_v(89,0)_I = 3,56/32,42 = 0,110$$

$$I_v(68,6)_I = 3,56/31,49 = 0,113$$

$$I_v(56,55)_I = 3,56/30,80 = 0,116$$

$$I_v(45,5)_I = 3,56/30,03 = 0,119$$

$$I_v(32,45)_I = 3,56/28,82 = 0,124$$

$$I_v(20,4)_I = 3,56/27,17 = 0,131$$

Määratakse arvutuskõrgustel tippkiirusrõhk, milles liituvad keskmine kiirus ja turbulentsi lühiajalised pulsatsioonid:

$$q_p(z)_0 = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 1/2 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

kus:

ρ – õhu tihedus, $1,25 \text{ kg/m}^3$

$c_e(z)$ – ekspositsioonitegur, mis arvutatakse alljärgnevalt:

$$c_e = q_p(z)/q_b$$

kus:

q_b – keskmine tuule baaskiirusrõhk,

Töö autor arvutab keskmise tuule baaskiirusrõhu:

$$q_{b_0}(89,0) = 1/2 \cdot 1,25 \cdot 33,75^2 \cdot 10^{-3} = 0,712$$

$$q_{b_0}(66,5) = 1/2 \cdot 1,25 \cdot 32,79^2 \cdot 10^{-3} = 0,672$$

$$q_{b_0}(55,5) = 1/2 \cdot 1,25 \cdot 32,20^2 \cdot 10^{-3} = 0,648$$

$$q_{b_0}(45,5) = 1/2 \cdot 1,25 \cdot 31,54^2 \cdot 10^{-3} = 0,618$$

$$q_{b_0}(33,5) = 1/2 \cdot 1,25 \cdot 30,54^2 \cdot 10^{-3} = 0,583$$

$$q_{b_0}(22,5) = 1/2 \cdot 1,25 \cdot 29,24^2 \cdot 10^{-3} = 0,534$$

$$q_{b_I}(89,0) = 1/2 \cdot 1,25 \cdot 32,42^2 \cdot 10^{-3} = 0,657$$

$$q_{b_I}(68,6) = 1/2 \cdot 1,25 \cdot 31,49^2 \cdot 10^{-3} = 0,624$$

$$q_{b_I}(66,5) = 1/2 \cdot 1,25 \cdot 31,38^2 \cdot 10^{-3} = 0,615$$

$$q_{b_I}(56,55) = 1/2 \cdot 1,25 \cdot 30,80^2 \cdot 10^{-3} = 0,593$$

$$q_{b_I}(55,5) = 1/2 \cdot 1,25 \cdot 30,73^2 \cdot 10^{-3} = 0,590$$

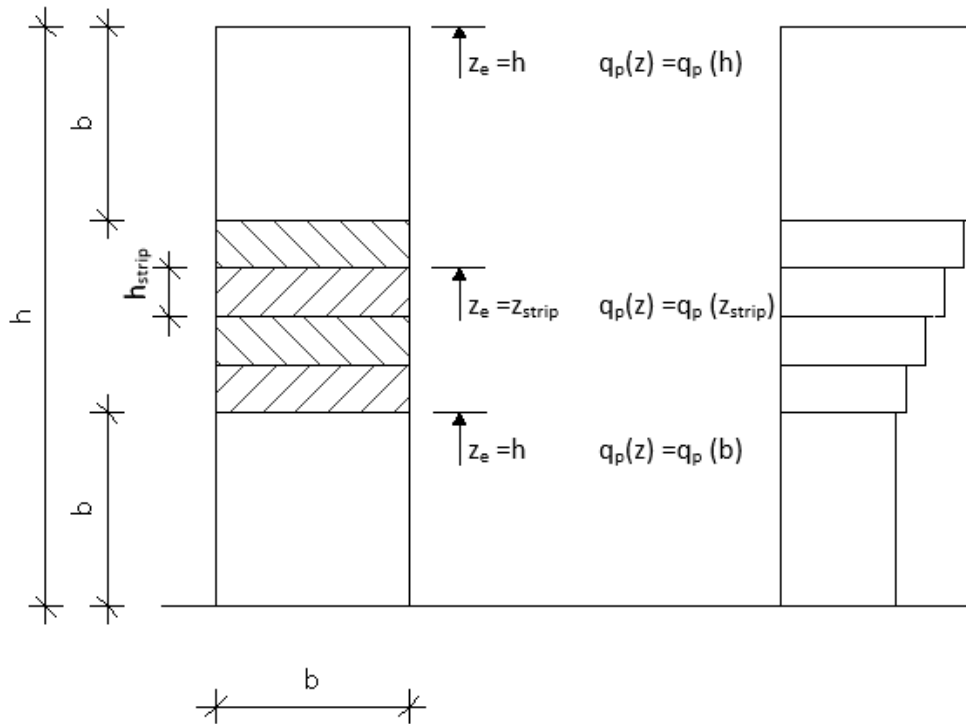
$$q_{b_I}(45,5) = 1/2 \cdot 1,25 \cdot 30,03^2 \cdot 10^{-3} = 0,561$$

$$q_{b_I}(33,5) = 1/2 \cdot 1,25 \cdot 28,94^2 \cdot 10^{-3} = 0,523$$

$$q_{b_I}(32,45) = 1/2 \cdot 1,25 \cdot 28,82^2 \cdot 10^{-3} = 0,519$$

$$q_{b_I}(22,5) = 1/2 \cdot 1,25 \cdot 27,52^2 \cdot 10^{-3} = 0,473$$

$$q_{b_I}(20,4) = 1/2 \cdot 1,25 \cdot 27,17^2 \cdot 10^{-3} = 0,461$$



Joonis 3.1 Arvutuskõrgus z_e vastavalt kiiusrõhu profiilile sõltuvalt h ja b väärtustest [10]

h – hoone kõrgus,

b_i – hoone laius; põhja, lõuna, ida ja lääne suund

h_{strip} – vaheribade kõrgus.

$$h = 89,0m$$

$$b_{põhi,lõuna} = 22,5m$$

$$b_{ida,lääs} = 20,4m$$

$$h_{strip_{põhi,lõuna}} = (89 - 22,5 \cdot 2) / 4 = 11,00m$$

$$h_{strip_{ida,lääs}} = (89 - 20,4 \cdot 2) / 4 = 12,05m$$

Arvutuskõrgused põhja ja lõuna suunas:

$$z = 89,0m$$

$$z_e = 89,0 - 22,5 = 66,5m$$

$$z_e = 89,0 - 22,5 - 11,0 = 55,5m$$

$$z_e = 89,0 - 22,5 - 2 \cdot 11,0 = 44,5m$$

$$z_e = 89,0 - 22,5 - 3 \cdot 11,0 = 33,5m$$

$$z_e = 22,5m$$

Arvutuskõrgused ida ja lääne suunas:

$$z = 89,0m$$

$$z_e = 89,0 - 20,4 = 68,6m$$

$$z_e = 89,0 - 20,4 - 12,05 = 56,55m$$

$$z_e = 89,0 - 20,4 - 2 \cdot 12,05 = 45,5m$$

$$z_e = 89,0 - 20,4 - 3 \cdot 12,05 = 32,45m$$

$$z_e = 20,4m$$

Arvutatakse maastikutüübi 0 tippkiirusrõhk, hoone põhjasuuna poolt järgnevatel arvutuskõrgustel:

$$q_p(89,0)_0 = [1 + 7 \cdot 0,097] \cdot 0,712 = 1,197 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(66,5)_0 = [1 + 7 \cdot 0,100] \cdot 0,672 = 1,151 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(55,5)_0 = [1 + 7 \cdot 0,102] \cdot 0,648 = 1,116 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(44,5)_0 = [1 + 7 \cdot 0,104] \cdot 0,624 = 1,072 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(33,5)_0 = [1 + 7 \cdot 0,107] \cdot 0,583 = 1,016 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(20,0)_0 = [1 + 7 \cdot 0,112] \cdot 0,534 = 0,934 \text{ kN/m}^2$$

Arvutatakse maastikutüübi I tippkiirusrõhk, hoone lõunasuuna poolt järgnevatel arvutuskõrgustel:

$$q_p(89,0)_I = [1 + 7 \cdot 0,110] \cdot 0,657 = 1,162 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(66,5)_I = [1 + 7 \cdot 0,114] \cdot 0,615 = 1,105 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(55,5)_I = [1 + 7 \cdot 0,116] \cdot 0,590 = 1,070 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(44,5)_I = [1 + 7 \cdot 0,119] \cdot 0,563 = 1,032 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(33,5)_I = [1 + 7 \cdot 0,123] \cdot 0,523 = 0,975 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(22,5)_I = [1 + 7 \cdot 0,130] \cdot 0,473 = 0,902 \text{ kN/m}^2$$

Arvutatakse maastikutüübi I tippkiirusrõhk, hoonest vaadatuna ilmakaarte idast ja läänest järgnevatel arvutuskõrgustel:

$$q_p(89,0)_I = [1 + 7 \cdot 0,110] \cdot 0,657 = 1,162 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(68,6)_I = [1 + 7 \cdot 0,113] \cdot 0,608 = 1,111 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(56,55)_I = [1 + 7 \cdot 0,116] \cdot 0,593 = 1,073 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(44,5)_I = [1 + 7 \cdot 0,119] \cdot 0,561 = 1,028 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(32,45)_I = [1 + 7 \cdot 0,124] \cdot 0,519 = 0,969 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(20,4)_I = [1 + 7 \cdot 0,132] \cdot 0,461 = 0,885 \text{ kN/m}^2$$

Töö autor määrab detailise meetodiga konstruktsiooniteguri $c_d c_s$, sest antud hoone, mille kõrgus on 89,0 m ja põhjaplaani mõõtmed on 22,5x20,4 m, ei kvalifitseeru ühegi jaotuses 6.2 toodud tingimustele. Konstruktsioonitegur arvestab, et maksimaalne rõhk ei mõju samal hetkel kogu ehitise pinnal ühtlaselt (c_d) ning tuule turbulentsist tekkiv konstruktsiooni võnkumine mõjutab tuulekoormust (c_s):

Avaldis konstruktsiooniteguri $c_d c_s$ määramiseks toodud standardi 6.3.1 jaotises [10].

$$c_d c_{s_i} = 1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2} / 1 + 7 \cdot I_v(z_s)$$

Konstruktsiooniteguri leidmiseks vastavalt standardi lisas B toodud protseduurile 1 [10], määratakse tuuleturbulentsi pikkusmõõt, mida võib järgneva tingimuse kohaselt arvutada, kui $z_{min} \leq z$:

$$L(z)_i = L_t \cdot (z/z_t)^\alpha$$

kus:

z – arvutuskõrgus, m ,

z_t – arvutuslik kõrgus, 200, m ,

L_t – arvutuslik pikkusmõõtõhu, 300, m ,

$\alpha_i = 0,67 + 0,05 \ln(z_0)$ – tegur.

kus:

z_0 – karedusmõõt, m .

Arvutatakse välja tegur α :

$$\alpha_{0,põhi} = 0,67 + 0,05 \ln(0,003) = 0,38$$

$$\alpha_I = 0,67 + 0,05 \ln(0,01) = 0,44$$

Arvutatakse tuuleturbulentsi pikkusmõõt:

$$L(89,0)_0 = 300 \cdot (89,0/200)^{0,38} = 220,63m$$

$$L(66,5)_0 = 300 \cdot (66,5/200)^{0,38} = 197,52m$$

$$L(55,5)_0 = 300 \cdot (55,5/200)^{0,38} = 184,42m$$

$$L(44,5)_0 = 300 \cdot (44,5/200)^{0,38} = 169,59m$$

$$L(33,5)_0 = 300 \cdot (33,5/200)^{0,38} = 152,27m$$

$$L(22,5)_0 = 300 \cdot (22,5/200)^{0,38} = 130,92m$$

$$L(89,0)_I = 300 \cdot (89,0/200)^{0,44} = 210,13m$$

$$L(68,6)_I = 300 \cdot (68,6/200)^{0,44} = 187,40m$$

$$L(66,5)_I = 300 \cdot (66,5/200)^{0,44} = 184,86m$$

$$L(56,55)_I = 300 \cdot (56,55/200)^{0,44} = 172,14m$$

$$L(55,5)_I = 300 \cdot (55,5/200)^{0,44} = 170,73m$$

$$L(45,5)_I = 300 \cdot (45,5/200)^{0,44} = 156,44m$$

$$L(33,5)_I = 300 \cdot (33,5/200)^{0,44} = 136,74m$$

$$L(32,45)_I = 300 \cdot (32,45/200)^{0,44} = 134,84m$$

$$L(22,5)_I = 300 \cdot (22,5/200)^{0,44} = 114,78m$$

$$L(20,4)_I = 300 \cdot (20,4/200)^{0,44} = 109,94m$$

Määratakse tuulesagedusjaotus väljendava dimensioonita energeetilise spektri tihedusfunktsiooni:

$$S_L(z, n)_i = n \cdot S_v(z, n) / \sigma_v^2 = 6,8 \cdot f_L(z, n) / (1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}$$

kus:

$f_L(z, n)$ – dimensioonita sagedus

Dimensioonita sagedus leitakse esimese omavõnkesageduse ja tuuleturbulentsi pikkusmõõdu põhjal:

$$f_L(z, n)_i = n \cdot L(z) / v_m(z)$$

kus:

$n = n_{1,x}$ – konstruktsiooni esimene omavõnkesagedus, Hz,

L_z – tuuleturbulentsi pikkusmõõt, m,

$v_m(z)$ – keskmine tuulekiirus, m/s.

Konstruktsiooni omavõnkesageduse väärtus on leitud, kasutades lihtsustatud arvutusmudelit, milles on defineeritud ristlõike parameetrite kaudu hoone kõikidel korrustel paiknevate seinte inertsimomendid ja pindalad, vt. lisa 1. Arvutuskeemis on hüljatud defineeritud kehade omakaalud, mis omakorda on asendatud kõikide korruste tegelike omakaalu ja kasuskoormuste väärtustega. Koormused on rakendatud korruste tasapinda ja koormuste väärtused on võetud arvesse kasutades osavaru- ja kombinatsioonitegureid. Omakaalukoormust ja kasuskoormust on võetud arvesse soodsa mõjuna hoone omavõnkesageduse määramisel, mistõttu on arvestatud omakaalukoormust osavaruteguriga 1,0 ja kasuskoormust kombinatsiooni tegurit Ψ_2 , mille väärtus on 0,3. See tähendab, et lihtsustatud omavõnkesageduse määramisel on võetud arvesse korruste kasuskoormuseste väärtustest 30%. Kirjeldatud meetodi alusel on koostatud arvutusmudel, mille lahendamiseks on kasutatud arvutusprogrammi Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018.

Leitud omavõnkesageduste väärtused hoone x- ja y- telje suunalised väärtused vastavalt:

$$n_{1,x} = 0,35 \text{ Hz (põhja ja lõuna suund)}$$

$$n_{1,y} = 0,66 \text{ Hz (ida ja lääne suund)}$$

Arvutatakse dimensioonita sagedused vastavalt maastikutüübile ja arvutuskõrgusele (z):

$$f_L(89,0, n_{1,x})_0 = 0,35 \cdot 220,63/33,75 = 2,29$$

$$f_L(89,0, n_{1,x})_I = 0,35 \cdot 210,13/32,42 = 2,27$$

$$f_L(66,5, n_{1,x})_0 = 0,35 \cdot 197,52/32,79 = 2,11$$

$$f_L(66,5, n_{1,x})_I = 0,35 \cdot 184,86/31,38 = 2,06$$

$$f_L(55,5, n_{1,x})_0 = 0,35 \cdot 184,42/32,20 = 2,00$$

$$f_L(55,5, n_{1,x})_I = 0,35 \cdot 170,73/30,73 = 1,94$$

$$f_L(44,5, n_{1,x})_0 = 0,35 \cdot 169,59/31,47 = 1,89$$

$$f_L(44,5, n_{1,x})_I = 0,35 \cdot 154,92/29,95 = 1,81$$

$$f_L(33,5, n_{1,x})_0 = 0,35 \cdot 152,27/30,54 = 1,74$$

$$f_L(33,5, n_{1,x})_I = 0,35 \cdot 136,74/28,94 = 1,65$$

$$f_L(22,5, n_{1,x})_0 = 0,35 \cdot 130,92/29,24 = 1,57$$

$$f_L(22,5, n_{1,x})_I = 0,35 \cdot 114,78/27,52 = 1,46$$

$$f_L(89,0, n_{1,y})_I = 0,66 \cdot 210,13/32,42 = 4,28$$

$$f_L(68,6, n_{1,y})_I = 0,66 \cdot 187,40/31,49 = 3,93$$

$$f_L(56,55, n_{1,y})_I = 0,66 \cdot 172,14/30,80 = 3,69$$

$$f_L(45,5, n_{1,y})_I = 0,66 \cdot 156,44/30,03 = 3,44$$

$$f_L(32,45, n_{1,y})_I = 0,66 \cdot 134,84/28,82 = 3,09$$

$$f_L(20,4, n_{1,y})_I = 0,66 \cdot 109,94/27,17 = 2,67$$

Arvutatakse tuulesagedusjaotuse väärtus vastavalt maastikutüübile ja arvutuskõrgusele (z):

$$S_L(89,0, n_{1,x})_0 = 6,8 \cdot 2,29/(1 + 10,2 \cdot 2,29)^{5/3} = 0,076$$

$$S_L(89,0, n_{1,x})_I = 6,8 \cdot 2,27/(1 + 10,2 \cdot 2,27)^{5/3} = 0,077$$

$$S_L(66,5, n_{1,x})_0 = 6,8 \cdot 2,11/(1 + 10,2 \cdot 2,11)^{5/3} = 0,080$$

$$S_L(66,5, n_{1,x})_I = 6,8 \cdot 2,06/(1 + 10,2 \cdot 2,06)^{5/3} = 0,081$$

$$S_L(55,5, n_{1,x})_0 = 6,8 \cdot 2,00/(1 + 10,2 \cdot 2,00)^{5/3} = 0,082$$

$$S_L(55,5, n_{1,x})_I = 6,8 \cdot 1,94 / (1 + 10,2 \cdot 1,94)^{5/3} = 0,084$$

$$S_L(44,5, n_{1,x})_0 = 6,8 \cdot 1,89 / (1 + 10,2 \cdot 1,89)^{5/3} = 0,085$$

$$S_L(44,5, n_{1,x})_I = 6,8 \cdot 1,81 / (1 + 10,2 \cdot 1,81)^{5/3} = 0,087$$

$$S_L(33,5, n_{1,x})_0 = 6,8 \cdot 1,74 / (1 + 10,2 \cdot 1,74)^{5/3} = 0,089$$

$$S_L(33,5, n_{1,x})_I = 6,8 \cdot 1,65 / (1 + 10,2 \cdot 1,65)^{5/3} = 0,092$$

$$S_L(22,5, n_{1,x})_0 = 6,8 \cdot 1,57 / (1 + 10,2 \cdot 1,57)^{5/3} = 0,095$$

$$S_L(22,5, n_{1,x})_I = 6,8 \cdot 1,46 / (1 + 10,2 \cdot 1,46)^{5/3} = 0,099$$

$$S_L(89,0, n_{1,y})_I = 6,8 \cdot 4,28 / (1 + 10,2 \cdot 4,28)^{5/3} = 0,052$$

$$S_L(68,6, n_{1,y})_I = 6,8 \cdot 3,93 / (1 + 10,2 \cdot 3,93)^{5/3} = 0,055$$

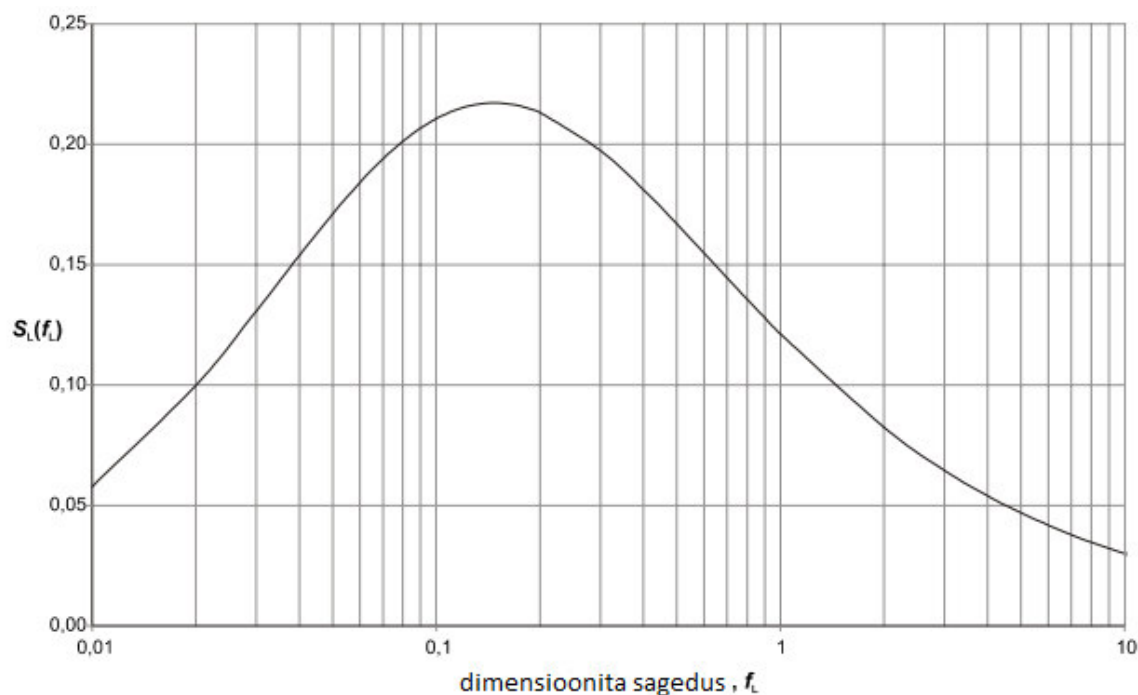
$$S_L(56,55, n_{1,y})_I = 6,8 \cdot 3,69 / (1 + 10,2 \cdot 3,69)^{5/3} = 0,057$$

$$S_L(45,5, n_{1,y})_I = 6,8 \cdot 3,44 / (1 + 10,2 \cdot 3,44)^{5/3} = 0,060$$

$$S_L(32,45, n_{1,y})_I = 6,8 \cdot 3,09 / (1 + 10,2 \cdot 3,09)^{5/3} = 0,063$$

$$S_L(20,4, n_{1,y})_I = 6,8 \cdot 2,67 / (1 + 10,2 \cdot 2,67)^{5/3} = 0,069$$

Lisaks avaldisele on võimalik sagedusjaotust väljendav dimensioonita energeetiline spektri tihendusfunktsioon leida kasutades selleks standardis esitatud joonist 3.2 [10].



Joonis 3.2 Energeetilise spektri tihendusfunktsiooni graafik [10]

Konstruksiooniteguri leidmiseks leitakse taustvastupanu tegur B^2 , standardi lisas B.2 toodud avaldisega [10] :

$$B^2_i = 1/(1 + 0,9 \cdot ((b + h)/L(z_s)_i)^{0,63})$$

kus:

b, h – konstruktsiooni laius ja kõrgus, m,

L_z – tuuleturbulentsi pikkusmõõt antud arvutuskõrgusel, m.

Arvutatakse taustvastupanu tegurid B^2 :

$$B^2_{0(89,0)} = 1/(1 + 0,9 \cdot ((22,5 + 89,0)/220,63)^{0,63}) = 0,631$$

$$B^2_{I(89,0)} = 1/(1 + 0,9 \cdot ((22,5 + 89,0)/210,13)^{0,63}) = 0,624$$

$$B^2_{0(66,5)} = 1/(1 + 0,9 \cdot ((22,5 + 89,0)/197,52)^{0,63}) = 0,614$$

$$B^2_{I(66,5)} = 1/(1 + 0,9 \cdot ((22,5 + 89,0)/184,86)^{0,63}) = 0,604$$

$$B^2_{0(55,5)} = 1/(1 + 0,9 \cdot ((22,5 + 89,0)/184,42)^{0,63}) = 0,604$$

$$B^2_{I(55,5)} = 1/(1 + 0,9 \cdot ((22,5 + 89,0)/170,73)^{0,63}) = 0,592$$

$$B^2_{0(44,5)} = 1/(1 + 0,9 \cdot ((22,5 + 89,0)/169,59)^{0,63}) = 0,591$$

$$B^2_{I(44,5)} = 1/(1 + 0,9 \cdot ((22,5 + 89,0)/154,92)^{0,63}) = 0,578$$

$$B^2_{0(33,5)} = 1/(1 + 0,9 \cdot ((22,5 + 89,0)/152,27)^{0,63}) = 0,575$$

$$B^2_{I(33,5)} = 1/(1 + 0,9 \cdot ((22,5 + 89,0)/136,74)^{0,63}) = 0,558$$

$$B^2_{0(22,5)} = 1/(1 + 0,9 \cdot ((22,5 + 89,0)/130,92)^{0,63}) = 0,551$$

$$B^2_{I(22,5)} = 1/(1 + 0,9 \cdot ((22,5 + 89,0)/114,78)^{0,63}) = 0,531$$

$$B^2_{I(89,0)} = 1/(1 + 0,9 \cdot ((20,4 + 89,0)/210,13)^{0,63}) = 0,626$$

$$B^2_{I(68,6)} = 1/(1 + 0,9 \cdot ((20,4 + 89,0)/187,40)^{0,63}) = 0,609$$

$$B^2_{I(56,55)} = 1/(1 + 0,9 \cdot ((20,4 + 89,0)/172,14)^{0,63}) = 0,597$$

$$B^2_{I(44,5)} = 1/(1 + 0,9 \cdot ((20,4 + 89,0)/156,44)^{0,63}) = 0,582$$

$$B^2_{I(32,45)} = 1/(1 + 0,9 \cdot ((20,4 + 89,0)/134,84)^{0,63}) = 0,559$$

$$B^2_{I(20,4)} = 1/(1 + 0,9 \cdot ((20,4 + 89,0)/109,94)^{0,63}) = 0,527$$

Tipptegur k_p väärtus leitakse suhtest, kus on tuule pulseeriva osa maksimaalse väärtus ja standardhälve.

$$k_{p_{i(z)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(vT) + 0,6 / (\sqrt{2 \cdot \ln(vT)})}, \text{ või } k_p = 3$$

Valitakse, selle alusel kumb on suurem

kus:

v – ootesagedus, Hz,

T – aeg, mille jooksul on määratud tuulekiiruse keskmine väärtus, $T = 600$, s.

Ootesagedus määratakse järgneva avaldise alusel:

$$v_{i(z)} = n_{1,i} \cdot \sqrt{R^2_{i(z)} / B^2_{i(z)} + R^2_{i(z)}}; v \geq 0,08$$

Ootesageduse avaldise kasutamiseks tuleb leida resonantsvastupanu tegur $R^2_{i(z)}$, mis võtab arvesse turbulentsi mõju vaadeldava hoone resonantsis konstruktsiooni omavõnkevormis.

$$R^2_{i(z)} = (\pi / (2 \cdot \delta)) \cdot S_L(z_e, n_{1,i})_i \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b)$$

kus:

δ – üldine sumbuvuse logaritmiline dekrement,

$S_L(z_e, n_{1,x})_i$ – dimensioonita energeetilise spektri tihedusfunktsioon

$R_{h_{i(z)}}$, $R_{b_{i(z)}}$ – aerodünaamilise vastuvõtlikkuse,

Leitakse aerodünaamilise vastuvõtlikkuse funktsioonid $R_{h_{i(z)}}$ ja $R_{b_{i(z)}}$ vastavalt maastikutüübi ja arvutuskõrgusele, mis vastavad hoone esimese omavõnkesageduse vormile:

$$R_{h_{i(z)}} = (1/\eta_{h_{i(z)}}) - (1/2 \cdot \eta_{h_{i(z)}}^2) \cdot (1 - e^{-2\eta_{h_{i(z)}}}); R_{h_{i(z)}} = 1, \text{ kui } \eta_{h_{i(z)}} = 0$$

$$R_{b_{i(z)}} = (1/\eta_{b_{i(z)}}) - (1/2 \cdot \eta_{b_{i(z)}}^2) \cdot (1 - e^{-2\eta_{b_{i(z)}}}); R_{b_{i(z)}} = 1, \text{ kui } \eta_{b_{i(z)}} = 0$$

kus:

$$\eta_{h_{i(z)}} = ((4,6 \cdot h) / (L(z_e))) \cdot f_L(z_e, n_{1,x}), \text{ ja}$$

$$\eta_{b_{i(z)}} = ((4,6 \cdot b) / (L(z_e))) \cdot f_L(z_e, n_{1,y})$$

Arvutatakse aerodünaamilised vastuvõtlikkuse funktsioonid vastavalt maastikutüübile ja arvutuskõrgusele (z):

$$\eta_{h_{0,põhi}(89,0)} = ((4,6 \cdot 89)/220,63_{(89,0)}) \cdot 2,29 = 4,25$$

$$\eta_{h_{0,põhi}(66,5)} = ((4,6 \cdot 89)/197,52_{(66,5)}) \cdot 2,11 = 3,27$$

$$\eta_{h_{0,põhi}(55,5)} = ((4,6 \cdot 89)/184,42_{(55,5)}) \cdot 2,00 = 2,78$$

$$\eta_{h_{0,põhi}(45,5)} = ((4,6 \cdot 89)/169,59_{(44,5)}) \cdot 1,89 = 2,28$$

$$\eta_{h_{0,põhi}(33,5)} = ((4,6 \cdot 89)/150,52_{(33,5)}) \cdot 1,74 = 1,77$$

$$\eta_{h_{0,põhi}(22,5)} = ((4,6 \cdot 89)/130,92_{(22,5)}) \cdot 1,57 = 1,24$$

$$\eta_{h_{I,lõuna}(89,0)} = ((4,6 \cdot 89)/210,13) \cdot 2,27 = 4,42$$

$$\eta_{h_{I,lõuna}(66,5)} = ((4,6 \cdot 89)/184,86) \cdot 2,06 = 3,41$$

$$\eta_{h_{I,lõuna}(55,5)} = ((4,6 \cdot 89)/170,73) \cdot 1,94 = 2,91$$

$$\eta_{h_{I,lõuna}(45,5)} = ((4,6 \cdot 89)/156,44) \cdot 1,81 = 2,39$$

$$\eta_{h_{I,lõuna}(33,5)} = ((4,6 \cdot 89)/136,74) \cdot 1,65 = 1,86$$

$$\eta_{h_{I,lõuna}(22,5)} = ((4,6 \cdot 89)/114,78) \cdot 1,46 = 1,32$$

$$\eta_{h_{I,ida,lääs}(89,0)} = ((4,6 \cdot 89)/210,13) \cdot 2,14 = 8,33$$

$$\eta_{h_{I,ida,lääs}(68,6)} = ((4,6 \cdot 89)/187,40) \cdot 1,96 = 6,61$$

$$\eta_{h_{I,ida,lääs}(56,55)} = ((4,6 \cdot 89)/172,14) \cdot 1,84 = 5,57$$

$$\eta_{h_{I,ida,lääs}(44,5)} = ((4,6 \cdot 89)/156,44) \cdot 1,72 = 4,51$$

$$\eta_{h_{I,ida,lääs}(32,45)} = ((4,6 \cdot 89)/134,84) \cdot 1,54 = 3,42$$

$$\eta_{h_{I,ida,lääs}(20,4)} = ((4,6 \cdot 89)/109,94) \cdot 1,34 = 2,28$$

$$\eta_{b_{0,põhi}(89,0)} = ((4,6 \cdot 22,5)/220,63_{(89,0)}) \cdot 2,29 = 1,07$$

$$\eta_{b_{0,põhi}(66,5)} = ((4,6 \cdot 22,5)/197,52_{(66,5)}) \cdot 2,11 = 1,10$$

$$\eta_{b_{0,põhi}(55,5)} = ((4,6 \cdot 22,5)/184,42_{(55,5)}) \cdot 2,00 = 1,13$$

$$\eta_{b_{0,põhi}(44,5)} = ((4,6 \cdot 22,5)/169,59_{(45,5)}) \cdot 1,89 = 1,15$$

$$\eta_{b_{0,põhi}(33,5)} = ((4,6 \cdot 22,5)/152,27_{(33,5)}) \cdot 1,74 = 1,19$$

$$\eta_{b_{0,põhi}(22,5)} = ((4,6 \cdot 22,5)/130,92_{(22,5)}) \cdot 1,57 = 1,24$$

$$\eta_{b_{I,löuna}(89,0)} = ((4,6 \cdot 22,5)/210,13_{(89,0)}) \cdot 2,27 = 1,12$$

$$\eta_{b_{I,löuna}(66,5)} = ((4,6 \cdot 22,5)/184,86_{(66,5)}) \cdot 2,06 = 1,15$$

$$\eta_{b_{I,löuna}(55,5)} = ((4,6 \cdot 22,5)/170,73_{(55,5)}) \cdot 1,94 = 1,18$$

$$\eta_{b_{I,löuna}(44,5)} = ((4,6 \cdot 22,5)/154,92_{(44,5)}) \cdot 1,81 = 1,21$$

$$\eta_{b_{I,löuna}(33,5)} = ((4,6 \cdot 22,5)/136,74_{(33,5)}) \cdot 1,65 = 1,25$$

$$\eta_{b_{I,löuna}(22,5)} = ((4,6 \cdot 22,5)/114,78_{(22,5)}) \cdot 1,46 = 1,32$$

$$\eta_{b_{I,ida,lääs}(89,0)} = ((4,6 \cdot 20,4)/210,13_{(89,0)}) \cdot 4,28 = 1,91$$

$$\eta_{b_{I,ida,lääs}(68,6)} = ((4,6 \cdot 20,4)/187,40_{(68,6)}) \cdot 3,93 = 1,97$$

$$\eta_{b_{I,ida,lääs}(56,55)} = ((4,6 \cdot 20,4)/172,14_{(56,55)}) \cdot 3,69 = 2,01$$

$$\eta_{b_{I,ida,lääs}(44,5)} = ((4,6 \cdot 20,4)/154,92_{(44,5)}) \cdot 3,44 = 2,07$$

$$\eta_{b_{I,ida,lääs}(32,45)} = ((4,6 \cdot 20,4)/134,84_{(32,45)}) \cdot 3,09 = 2,15$$

$$\eta_{b_{I,ida,lääs}(20,4)} = ((4,6 \cdot 20,4)/109,94_{(20,4)}) \cdot 2,67 = 2,28$$

$$R_{h_{0,pöhi}(89,0)} = (1/4,25) - (1/2 \cdot 4,25^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 4,25}) = 0,208$$

$$R_{h_{0,pöhi}(66,5)} = (1/3,27) - (1/2 \cdot 3,27^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 3,27}) = 0,259$$

$$R_{h_{0,pöhi}(55,5)} = (1/2,78) - (1/2 \cdot 2,78^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 2,78}) = 0,296$$

$$R_{h_{0,pöhi}(44,5)} = (1/2,28) - (1/2 \cdot 2,28^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 2,28}) = 0,344$$

$$R_{h_{0,pöhi}(33,5)} = (1/1,77) - (1/2 \cdot 1,77^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 1,77}) = 0,411$$

$$R_{h_{0,pöhi}(22,5)} = (1/1,24) - (1/2 \cdot 1,24^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 1,24}) = 0,509$$

$$R_{h_{I,löuna}(89,0)} = (1/4,42) - (1/2 \cdot 4,42^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 4,42}) = 0,201$$

$$R_{h_{I,löuna}(66,5)} = (1/3,41) - (1/2 \cdot 3,41^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 3,41}) = 0,250$$

$$R_{h_{I,löuna}(55,5)} = (1/2,91) - (1/2 \cdot 2,91^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 2,91}) = 0,285$$

$$R_{h_{I,löuna}(44,5)} = (1/2,39) - (1/2 \cdot 2,39^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 2,39}) = 0,331$$

$$R_{h_{I,löuna}(33,5)} = (1/1,86) - (1/2 \cdot 1,86^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 1,86}) = 0,396$$

$$R_{h_{I,löuna}(22,5)} = (1/1,32) - (1/2 \cdot 1,32^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 1,32}) = 0,492$$

$$R_{h_{I,ida,lääs}(89,0)} = (1/8,33) - (1/2 \cdot 8,33^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 8,33}) = 0,113$$

$$R_{h_{I,ida,lääs}(68,6)} = (1/6,61) - (1/2 \cdot 6,61^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 6,61}) = 0,140$$

$$R_{h_{I,ida,lääs}(56,55)} = (1/5,57) - (1/2 \cdot 5,57^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 5,57}) = 0,163$$

$$R_{h_I,ida,l\ddot{a}as(44,5)} = (1/4,51) - (1/2 \cdot 4,51^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 4,51}) = 0,197$$

$$R_{h_I,ida,l\ddot{a}as(32,45)} = (1/3,42) - (1/2 \cdot 3,42^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 3,42}) = 0,250$$

$$R_{h_I,ida,l\ddot{a}as(20,4)} = (1/2,28) - (1/2 \cdot 2,28^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 2,28}) = 0,343$$

$$R_{b_{0,p\ddot{o}hi}(89,0)} = (1/1,07) - (1/2 \cdot 1,07^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 1,07}) = 0,548$$

$$R_{b_{0,p\ddot{o}hi}(66,5)} = (1/1,10) - (1/2 \cdot 1,10^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 1,10}) = 0,540$$

$$R_{b_{0,p\ddot{o}hi}(55,5)} = (1/1,13) - (1/2 \cdot 1,13^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 1,13}) = 0,535$$

$$R_{b_{0,p\ddot{o}hi}(44,5)} = (1/1,15) - (1/2 \cdot 1,15^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 1,15}) = 0,529$$

$$R_{b_{0,p\ddot{o}hi}(33,5)} = (1/1,19) - (1/2 \cdot 1,19^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 1,19}) = 0,521$$

$$R_{b_{0,p\ddot{o}hi}(22,5)} = (1/1,24) - (1/2 \cdot 1,24^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 1,24}) = 0,509$$

$$R_{b_{I,l\ddot{o}una}(89,0)} = (1/1,12) - (1/2 \cdot 1,12^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 1,12}) = 0,537$$

$$R_{b_{I,l\ddot{o}una}(66,5)} = (1/1,15) - (1/2 \cdot 1,15^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 1,15}) = 0,528$$

$$R_{b_{I,l\ddot{o}una}(55,5)} = (1/1,18) - (1/2 \cdot 1,18^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 1,18}) = 0,523$$

$$R_{b_{I,l\ddot{o}una}(44,5)} = (1/1,21) - (1/2 \cdot 1,21^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 1,21}) = 0,515$$

$$R_{b_{I,l\ddot{o}una}(33,5)} = (1/1,25) - (1/2 \cdot 1,25^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 1,25}) = 0,506$$

$$R_{b_{I,l\ddot{o}una}(22,5)} = (1/1,32) - (1/2 \cdot 1,32^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 1,32}) = 0,492$$

$$R_{b_{I,ida,l\ddot{a}as}(89,0)} = (1/1,91) - (1/2 \cdot 1,91^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 1,91}) = 0,389$$

$$R_{b_{I,ida,l\ddot{a}as}(68,6)} = (1/1,97) - (1/2 \cdot 1,97^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 1,97}) = 0,382$$

$$R_{b_{I,ida,l\ddot{a}as}(56,55)} = (1/2,01) - (1/2 \cdot 2,01^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 2,01}) = 0,376$$

$$R_{b_{I,ida,l\ddot{a}as}(44,5)} = (1/2,07) - (1/2 \cdot 2,07^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 2,07}) = 0,368$$

$$R_{b_{I,ida,l\ddot{a}as}(32,45)} = (1/2,15) - (1/2 \cdot 2,15^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 2,15}) = 0,359$$

$$R_{b_{I,ida,l\ddot{a}as}(20,4)} = (1/2,28) - (1/2 \cdot 2,28^2) \cdot (1 - e^{-2 \cdot 2,28}) = 0,343$$

Leitakse esimese paindevormi sumbuuse logaritmiline dekrement δ standardi lisa F protseduuri 5 toodud avaldisega [10]:

$$\delta_i = \delta_s + \delta_a + \delta_d$$

kus:

δ_s – konstruktsiooni sumbuuse logaritmiline dekrement, 0.1, vt. tabel F.2 [10],

δ_a – esimese võnkevormile vastava aerodünaamilise sumbuuse logaritmiline dekrement,

δ_d – spetsiaalsete seadmete poolt tekitatud sumbuuse logaritmiline dekrement, kuna spetsiaalseid seadmeid sumbuuse parandamiseks ei kasuta võtan väärtuseks 0.

Tuulesuunalisele esimesele paindevõnkevormile vastava aerodünaamiline sumbuus määratakse avaldisega F.18 [10]

$$\delta_{a_i} = (c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)) / (2 \cdot n_{1,x} \cdot m_e)$$

kus:

ρ – õhu tihedus, 1,25, kg/m³,

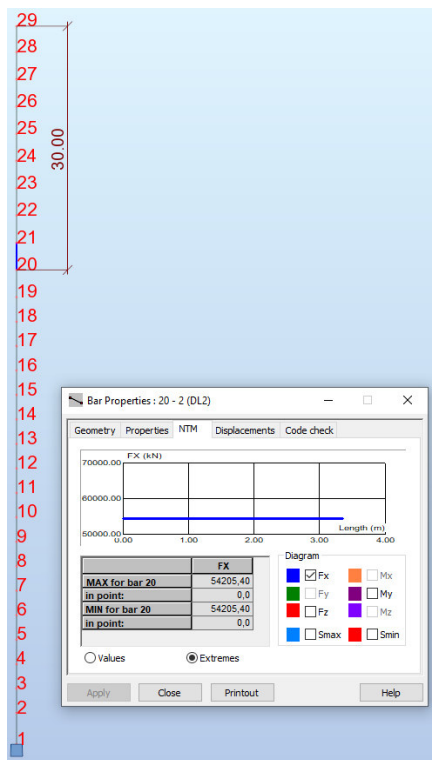
b – tuulesuunaline laius, m,

$v_m(z)$ – keskmine tuulekiirus, m/s.

$n_{1,x}$ – konstruktsiooni esimene omavõnkesagedus, Hz,

m_e – esimese võnkenormi ekvivalentmass leitakse peatükis standardi lisa F protseduuri 5 toodud avaldisega [10]:

Asendatakse m_e väärtus muutuva massijaotusega konsoolse konstruktsiooni ühikpikkuse massi väärtusega m . Ühikpikkuse väärtus leitakse hoone ülemise 1/3 konstruktsiooni omakaalu väärtuse ja konstruktsiooni osa pikkuse jagatise tulemusena.



Joonis 3.3 Lihtsustatud arvutusmudeli ülemise 1/3 kogumassi väärtus

kus:

$$m = \sum m/l$$

kus:

$\sum m$ – hoone ülemise 1/3 kogumass, kN,

l – hoone ülemise 1/3 kogupikkus, m.

Arvutatakse hoone ülemise 1/3 massi ühikpikkuse väärtus:

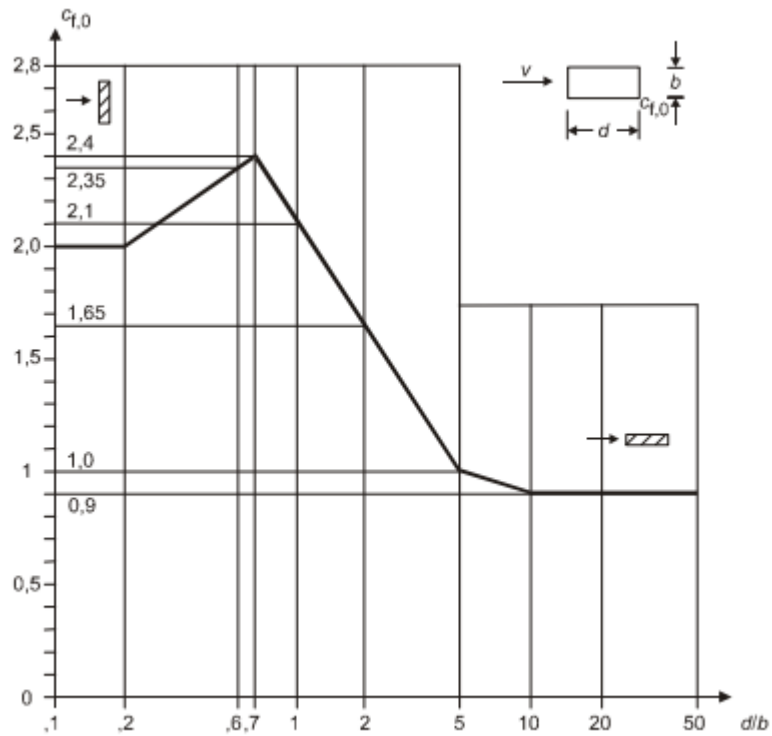
$$m = 61141/30 = 2037,03 \text{ kN}$$

c_f – tuulesuunaline tuulekoormuse jõutegurit leitakse peatükis 7.6, avaldisega 7.9:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \Psi_r \cdot \Psi_\lambda$$

kus:

$c_{f,0}$ – ristkülikulise ja teravaservalise ristlõikega ning vaba otsaga element, mis leitakse standardi peatükis 7.6, joonise 7.23 alusel [10],



Joonis 3.4 Ristkülikulise teravaservalise ristlõikega ja ilma vaba otsa mõjuta elementide jõutegur $c_{f,0}$ [10]

Leitakse ristkülikulise ja teravaservalise ristlõikega ning vaba otsa mõjuta elemendi jõutegur hoone x ja y suunas:

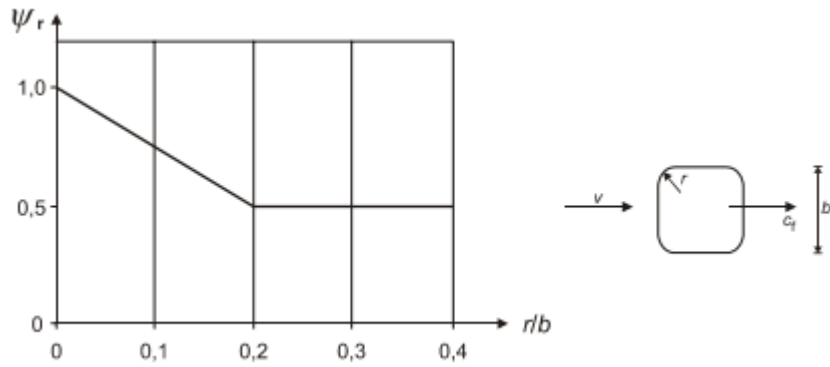
$$(d/b)_x = 20,4/22,5 = 0,91$$

$$(d/b)_y = 22,5/20,4 = 1,10$$

$$c_{f,0,x} = 2,17$$

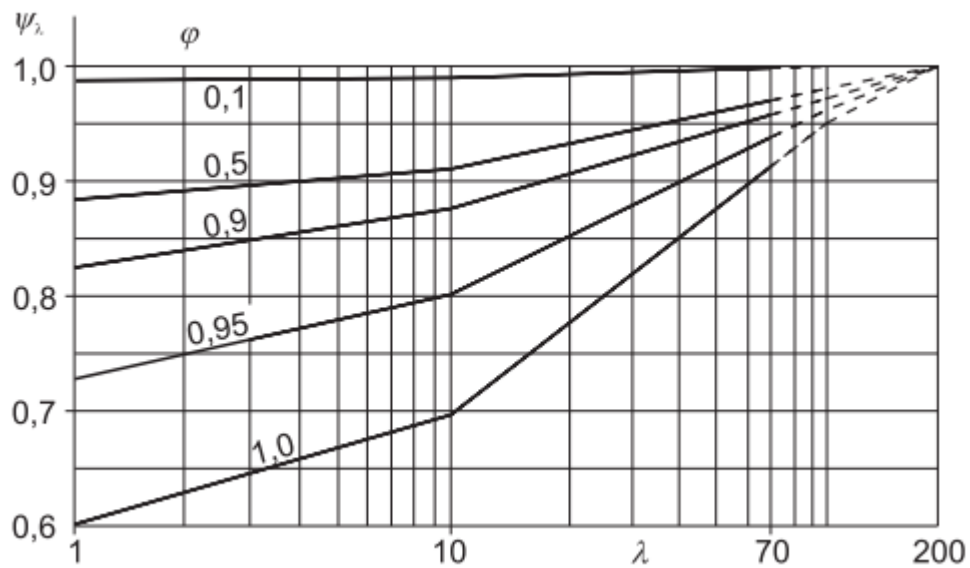
$$c_{f,0,y} = 2,05$$

Ψ_r – vähendustegur, mis võtab arvesse ümardatud servadega ristlõiget, tegur leitakse standardi peatükis 7.6 joonis 7.24 alusel [10], 1,0,



Joonis 3.5 Vähendustegur Ψ_r ümardatud servadega ruudukujulise ristlõikega elementidele [10]

Ψ_λ – otsa mõju tegur, mille ümber liigub vaba õhk, tegur leitakse standardi peatükis 7.13 joonise 7.36 alusel [10], 0,65,



Joonis 3.6 Otsa mõjuteguri Ψ_λ orienteeruvad väärtused olenevalt täitetegurist φ ja saledusest λ [10]

Leitakse täiteteguri järgmise avaldise kaudu:

$$\varphi = A \cdot A_c$$

kus:

A – Varraste projektsioonide summaarne pindala, m^2 ,

A_c – Konstruktsiooni välisservaga piiritletud pindala, m^2 ,

Arvutatakse täitetegur:

$$\varphi = 1.0$$

Töö autor leiab hoone efektiivsaleduse soovitusliku väärtuse standardi peatükis 7.13 tabeli 7.16 alusel [10], kui tagatud tingimus, $l \geq 50m \rightarrow \lambda = 0.7 \cdot l/b$ või $\lambda = 70$

Arvutatakse hoone efektiivsaledus, kus l – tähistab hoone kõrgust ja b – hoone laiust

$$\lambda_x = 0,7 \cdot 89/22,5 = 2,77$$

$$\lambda_y = 0,7 \cdot 89/20,4 = 3,05$$

Arvutatakse eelpool määratud tegurite järgi tuulesuunalise tuulekoormuse jõutegur:

$$c_{f,x} = 2,17 \cdot 1,0 \cdot 0,640 = 1,39$$

$$c_{f,y} = 2,05 \cdot 1,0 \cdot 0,645 = 1,32$$

Arvutatakse esimesele paindevõnkevormile vastav aerodünaamiline sumbuvus:

$$\delta_{a,0,põhi(89,0)} = (1,39 \cdot 1,25 \cdot 22,5 \cdot 33,75)/(2 \cdot 0,35 \cdot 2038,03) = 0,924$$

$$\delta_{a,0,põhi(66,5)} = (1,39 \cdot 1,25 \cdot 22,5 \cdot 32,79)/(2 \cdot 0,35 \cdot 2038,03) = 0,898$$

$$\delta_{a,0,põhi(55,5)} = (1,39 \cdot 1,25 \cdot 22,5 \cdot 32,20)/(2 \cdot 0,35 \cdot 2038,03) = 0,881$$

$$\delta_{a,0,põhi(44,5)} = (1,39 \cdot 1,25 \cdot 22,5 \cdot 31,47)/(2 \cdot 0,35 \cdot 2038,03) = 0,862$$

$$\delta_{a,0,põhi(33,5)} = (1,39 \cdot 1,25 \cdot 22,5 \cdot 30,54)/(2 \cdot 0,35 \cdot 2038,03) = 0,836$$

$$\delta_{a,0,põhi(22,5)} = (1,39 \cdot 1,25 \cdot 22,5 \cdot 29,24)/(2 \cdot 0,35 \cdot 2038,03) = 0,800$$

$$\delta_{a,l,lõuna(89,0)} = (1,39 \cdot 1,25 \cdot 22,5 \cdot 32,42)/(2 \cdot 0,35 \cdot 2038,03) = 0,888$$

$$\delta_{a,l,lõuna(66,5)} = (1,39 \cdot 1,25 \cdot 22,5 \cdot 31,38)/(2 \cdot 0,35 \cdot 2038,03) = 0,859$$

$$\delta_{a,l,lõuna(55,5)} = (1,39 \cdot 1,25 \cdot 22,5 \cdot 30,73)/(2 \cdot 0,35 \cdot 2038,03) = 0,841$$

$$\delta_{a,l,lõuna(44,5)} = (1,39 \cdot 1,25 \cdot 22,5 \cdot 29,95)/(2 \cdot 0,35 \cdot 2038,03) = 0,820$$

$$\delta_{a,l,lõuna(33,5)} = (1,39 \cdot 1,25 \cdot 22,5 \cdot 28,94)/(2 \cdot 0,35 \cdot 2038,03) = 0,792$$

$$\delta_{a,l,lõuna(22,5)} = (1,39 \cdot 1,25 \cdot 22,5 \cdot 27,52)/(2 \cdot 0,35 \cdot 2038,03) = 0,753$$

$$\delta_{a,0,ida,lääs(89,0)} = (1,32 \cdot 1,25 \cdot 20,4 \cdot 32,42)/(2 \cdot 0,66 \cdot 2038,03) = 0,406$$

$$\delta_{a,0,ida,lääs(68,6)} = (1,32 \cdot 1,25 \cdot 20,4 \cdot 31,49)/(2 \cdot 0,66 \cdot 2038,03) = 0,393$$

$$\delta_{a,0,ida,lääs(56,55)} = (1,32 \cdot 1,25 \cdot 20,4 \cdot 30,80)/(2 \cdot 0,66 \cdot 2038,03) = 0,386$$

$$\delta_{a,0,ida,lääs(44,5)} = (1,32 \cdot 1,25 \cdot 20,4 \cdot 29,95)/(2 \cdot 0,66 \cdot 2038,03) = 0,375$$

$$\delta_{a,0,ida,lääs(32,45)} = (1,32 \cdot 1,25 \cdot 20,4 \cdot 28,82)/(2 \cdot 0,66 \cdot 2038,03) = 0,361$$

$$\delta_{a,0,ida,lääs(20,4)} = (1,32 \cdot 1,25 \cdot 20,4 \cdot 27,17)/(2 \cdot 0,66 \cdot 2038,03) = 0,340$$

Arvutatakse esimese paindevormi sumbuvuse logaritmiline dekrement δ :

$$\delta_{0,põhi(89,0)} = 0,1 + 0,924 + 0 = 1,024$$

$$\delta_{0,põhi(66,5)} = 0,1 + 0,898 + 0 = 0,998$$

$$\delta_{0,põhi(55,5)} = 0,1 + 0,881 + 0 = 0,981$$

$$\delta_{0,põhi(44,5)} = 0,1 + 0,862 + 0 = 0,962$$

$$\delta_{0,põhi(33,5)} = 0,1 + 0,836 + 0 = 0,936$$

$$\delta_{0,põhi(22,5)} = 0,1 + 0,800 + 0 = 0,900$$

$$\delta_{I,lõuna(89,0)} = 0,1 + 0,888 + 0 = 0,988$$

$$\delta_{I,lõuna(66,5)} = 0,1 + 0,859 + 0 = 0,959$$

$$\delta_{I,lõuna(55,5)} = 0,1 + 0,841 + 0 = 0,941$$

$$\delta_{I,lõuna(44,5)} = 0,1 + 0,820 + 0 = 0,920$$

$$\delta_{I,lõuna(33,5)} = 0,1 + 0,792 + 0 = 0,892$$

$$\delta_{I,lõuna(22,5)} = 0,1 + 0,753 + 0 = 0,853$$

$$\delta_{I,ida,lääs(89,0)} = 0,1 + 0,406 + 0 = 0,506$$

$$\delta_{I,ida,lääs(68,6)} = 0,1 + 0,393 + 0 = 0,493$$

$$\delta_{I,ida,lääs(56,55)} = 0,1 + 0,386 + 0 = 0,486$$

$$\delta_{I,ida,lääs(44,5)} = 0,1 + 0,375 + 0 = 0,475$$

$$\delta_{I,ida,lääs(32,45)} = 0,1 + 0,361 + 0 = 0,461$$

$$\delta_{I,ida,lääs(20,4)} = 0,1 + 0,340 + 0 = 0,440$$

Arvutatakse resonantsvastupanu tegur R^2 :

$$R^2_{0,põhi(89,0)} = (3,14^2 / (2 \cdot 1,042)) \cdot 0,076 \cdot 0,208 \cdot 0,548 = 0,042$$

$$R^2_{0,põhi(66,5)} = (3,14^2 / (2 \cdot 0,998)) \cdot 0,080 \cdot 0,259 \cdot 0,540 = 0,055$$

$$R^2_{0,põhi(55,5)} = (3,14^2 / (2 \cdot 0,981)) \cdot 0,082 \cdot 0,296 \cdot 0,535 = 0,066$$

$$R^2_{0,põhi(44,5)} = (3,14^2 / (2 \cdot 0,962)) \cdot 0,085 \cdot 0,344 \cdot 0,529 = 0,080$$

$$R^2_{0,põhi(33,5)} = (3,14^2 / (2 \cdot 0,936)) \cdot 0,089 \cdot 0,411 \cdot 0,521 = 0,101$$

$$R^2_{0,põhi(22,5)} = (3,14^2 / (2 \cdot 0,900)) \cdot 0,095 \cdot 0,509 \cdot 0,509 = 0,135$$

$$R^2_{I,lõuna(89,0)} = (3,14^2 / (2 \cdot 0,988)) \cdot 0,077 \cdot 0,201 \cdot 0,537 = 0,041$$

$$R^2_{I,lõuna(66,5)} = (3,14^2 / (2 \cdot 0,959)) \cdot 0,081 \cdot 0,250 \cdot 0,528 = 0,055$$

$$R^2_{I,lõuna(55,5)} = (3,14^2 / (2 \cdot 0,941)) \cdot 0,084 \cdot 0,285 \cdot 0,523 = 0,065$$

$$R^2_{I,lõuna(44,5)} = (3,14^2 / (2 \cdot 0,920)) \cdot 0,087 \cdot 0,331 \cdot 0,515 = 0,080$$

$$R^2_{I,lõuna(33,5)} = (3,14^2 / (2 \cdot 0,892)) \cdot 0,092 \cdot 0,396 \cdot 0,506 = 0,102$$

$$R^2_{I,lõuna(22,5)} = (3,14^2 / (2 \cdot 0,853)) \cdot 0,099 \cdot 0,492 \cdot 0,492 = 0,138$$

$$R^2_{I,ida,lääs(89,0)} = (3,14^2 / (2 \cdot 0,506)) \cdot 0,052 \cdot 0,113 \cdot 0,389 = 0,022$$

$$R^2_{I,ida,lääs(68,6)} = (3,14^2 / (2 \cdot 0,493)) \cdot 0,055 \cdot 0,143 \cdot 0,381 = 0,030$$

$$R^2_{I,ida,lääs(56,55)} = (3,14^2 / (2 \cdot 0,486)) \cdot 0,057 \cdot 0,163 \cdot 0,376 = 0,035$$

$$R^2_{I,ida,lääs(44,5)} = (3,14^2 / (2 \cdot 0,475)) \cdot 0,060 \cdot 0,197 \cdot 0,368 = 0,045$$

$$R^2_{I,ida,lääs(32,45)} = (3,14^2 / (2 \cdot 0,461)) \cdot 0,063 \cdot 0,250 \cdot 0,359 = 0,061$$

$$R^2_{I,ida,lääs(20,4)} = (3,14^2 / (2 \cdot 0,440)) \cdot 0,069 \cdot 0,343 \cdot 0,343 = 0,092$$

Arvutatakse ootesagedus:

$$v_{0,põhi(89,0)} = 0,35 \cdot \sqrt{0,042 / (0,631 + 0,042)} = 0,09$$

$$v_{0,põhi(66,5)} = 0,35 \cdot \sqrt{0,055 / (0,614 + 0,055)} = 0,10$$

$$v_{0,põhi(55,5)} = 0,35 \cdot \sqrt{0,066 / (0,604 + 0,066)} = 0,11$$

$$v_{0,põhi(44,5)} = 0,35 \cdot \sqrt{0,080 / (0,591 + 0,080)} = 0,12$$

$$v_{0,põhi(33,5)} = 0,35 \cdot \sqrt{0,101 / (0,575 + 0,101)} = 0,14$$

$$v_{0,põhi(22,5)} = 0,35 \cdot \sqrt{0,135 / (0,551 + 0,135)} = 0,16$$

$$v_{I,lõuna(89,0)} = 0,35 \cdot \sqrt{0,041 / (0,624 + 0,041)} = 0,09$$

$$v_{I,lõuna(66,5)} = 0,35 \cdot \sqrt{0,055 / (0,604 + 0,055)} = 0,10$$

$$v_{I,lõuna(55,5)} = 0,35 \cdot \sqrt{0,065 / (0,592 + 0,065)} = 0,11$$

$$v_{I,lõuna(44,5)} = 0,35 \cdot \sqrt{0,080 / (0,578 + 0,080)} = 0,12$$

$$v_{I,lõuna(33,5)} = 0,35 \cdot \sqrt{0,102 / (0,558 + 0,102)} = 0,14$$

$$v_{I,lõuna(22,5)} = 0,35 \cdot \sqrt{0,138 / (0,531 + 0,138)} = 0,16$$

$$v_{I,ida,l\ddot{a}as(89,0)} = 0,66 \cdot \sqrt{0,022/(0,626 + 0,022)} = 0,12$$

$$v_{I,ida,l\ddot{a}as(68,6)} = 0,66 \cdot \sqrt{0,029/(0,609 + 0,029)} = 0,14$$

$$v_{I,ida,l\ddot{a}as(56,55)} = 0,66 \cdot \sqrt{0,035/(0,597 + 0,035)} = 0,16$$

$$v_{I,ida,l\ddot{a}as(44,5)} = 0,66 \cdot \sqrt{0,045/(0,580 + 0,045)} = 0,18$$

$$v_{I,ida,l\ddot{a}as(32,45)} = 0,66 \cdot \sqrt{0,061/(0,559 + 0,061)} = 0,21$$

$$v_{I,ida,l\ddot{a}as(20,4)} = 0,66 \cdot \sqrt{0,092/(0,527 + 0,092)} = 0,25$$

Kuna ootesagedused vastavad tingimusele $v_i \geq 0,08$, siis võetakse arvatud ootesagedused arvesse tippteguri arvutamisel.

Arvutatakse tippteguri k_p , tuule pulseeriva osa maksimaalse väärtuse ja standardhälbe väärtuse suhtest, standardi lisa B.2 aluse [10].

$$k_{p_{0,p\ddot{o}hi(89,0)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,09 \cdot 600)} + 0,6/(\sqrt{2 \cdot \ln(0,09 \cdot 600)}) = 3,03$$

$$k_{p_{0,p\ddot{o}hi(66,5)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,10 \cdot 600)} + 0,6/(\sqrt{2 \cdot \ln(0,10 \cdot 600)}) = 3,07$$

$$k_{p_{0,p\ddot{o}hi(55,5)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,11 \cdot 600)} + 0,6/(\sqrt{2 \cdot \ln(0,11 \cdot 600)}) = 3,10$$

$$k_{p_{0,p\ddot{o}hi(44,5)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,12 \cdot 600)} + 0,6/(\sqrt{2 \cdot \ln(0,12 \cdot 600)}) = 3,13$$

$$k_{p_{0,p\ddot{o}hi(33,5)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,14 \cdot 600)} + 0,6/(\sqrt{2 \cdot \ln(0,14 \cdot 600)}) = 3,17$$

$$k_{p_{0,p\ddot{o}hi(22,5)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,16 \cdot 600)} + 0,6/(\sqrt{2 \cdot \ln(0,16 \cdot 600)}) = 3,21$$

$$k_{p_{l\ddot{o}una(89,0)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,09 \cdot 600)} + 0,6/(\sqrt{2 \cdot \ln(0,09 \cdot 600)}) = 3,03$$

$$k_{p_{l\ddot{o}una(66,5)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,10 \cdot 600)} + 0,6/(\sqrt{2 \cdot \ln(0,10 \cdot 600)}) = 3,07$$

$$k_{p_{l\ddot{o}una(55,5)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,11 \cdot 600)} + 0,6/(\sqrt{2 \cdot \ln(0,11 \cdot 600)}) = 3,10$$

$$k_{p_{l\ddot{o}una(44,5)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,12 \cdot 600)} + 0,6/(\sqrt{2 \cdot \ln(0,12 \cdot 600)}) = 3,14$$

$$k_{p_{l\ddot{o}una(33,5)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,14 \cdot 600)} + 0,6/(\sqrt{2 \cdot \ln(0,14 \cdot 600)}) = 3,17$$

$$k_{p_{l\ddot{o}una(22,5)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,16 \cdot 600)} + 0,6/(\sqrt{2 \cdot \ln(0,16 \cdot 600)}) = 3,22$$

$$k_{p_{I,ida,l\ddot{a}as(89,0)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,12 \cdot 600)} + 0,6/(\sqrt{2 \cdot \ln(0,12 \cdot 600)}) = 3,14$$

$$k_{p_{I,ida,l\ddot{a}as(68,6)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,14 \cdot 600)} + 0,6/(\sqrt{2 \cdot \ln(0,14 \cdot 600)}) = 3,18$$

$$k_{p_{I,ida,l\ddot{a}as(56,55)}} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,16 \cdot 600)} + 0,6/(\sqrt{2 \cdot \ln(0,16 \cdot 600)}) = 3,21$$

$$k_{p_{I,ida,l\dd{a}as}(44,5)} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,18 \cdot 600)} + 0,6/(\sqrt{2 \cdot \ln(0,18 \cdot 600)}) = 3,25$$

$$k_{p_{I,ida,l\dd{a}as}(32,45)} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,21 \cdot 600)} + 0,6/(\sqrt{2 \cdot \ln(0,21 \cdot 600)}) = 3,30$$

$$k_{p_{I,ida,l\dd{a}as}(20,4)} = \sqrt{2 \cdot \ln(0,25 \cdot 600)} + 0,6/(\sqrt{2 \cdot \ln(0,25 \cdot 600)}) = 3,36$$

Arvutatakse konstruktsiooniteguri $c_d c_s$ v\dd{a}rtus:

$$c_d c_{s0,p\dd{o}hi(89,0)} = (1 + 2 \cdot 3,03 \cdot 0,097 \cdot \sqrt{0,63 + 0,042}) / (1 + 7 \cdot 0,097) = 0,882$$

$$c_d c_{s0,p\dd{o}hi(66,5)} = (1 + 2 \cdot 3,07 \cdot 0,100 \cdot \sqrt{0,61 + 0,055}) / (1 + 7 \cdot 0,100) = 0,884$$

$$c_d c_{s0,p\dd{o}hi(55,5)} = (1 + 2 \cdot 3,10 \cdot 0,102 \cdot \sqrt{0,60 + 0,066}) / (1 + 7 \cdot 0,102) = 0,886$$

$$c_d c_{s0,p\dd{o}hi(44,5)} = (1 + 2 \cdot 3,13 \cdot 0,104 \cdot \sqrt{0,59 + 0,080}) / (1 + 7 \cdot 0,104) = 0,887$$

$$c_d c_{s0,p\dd{o}hi(33,5)} = (1 + 2 \cdot 3,17 \cdot 0,107 \cdot \sqrt{0,57 + 0,101}) / (1 + 7 \cdot 0,107) = 0,890$$

$$c_d c_{s0,p\dd{o}hi(22,5)} = (1 + 2 \cdot 3,21 \cdot 0,112 \cdot \sqrt{0,55 + 0,135}) / (1 + 7 \cdot 0,112) = 0,894$$

$$c_d c_{sI,l\dd{o}una(89,0)} = (1 + 2 \cdot 3,03 \cdot 0,110 \cdot \sqrt{0,62 + 0,041}) / (1 + 7 \cdot 0,110) = 0,872$$

$$c_d c_{sI,l\dd{o}una(66,5)} = (1 + 2 \cdot 3,07 \cdot 0,114 \cdot \sqrt{0,60 + 0,055}) / (1 + 7 \cdot 0,114) = 0,873$$

$$c_d c_{sI,l\dd{o}una(55,5)} = (1 + 2 \cdot 3,10 \cdot 0,116 \cdot \sqrt{0,59 + 0,065}) / (1 + 7 \cdot 0,116) = 0,874$$

$$c_d c_{sI,l\dd{o}una(44,5)} = (1 + 2 \cdot 3,14 \cdot 0,119 \cdot \sqrt{0,58 + 0,080}) / (1 + 7 \cdot 0,119) = 0,876$$

$$c_d c_{sI,l\dd{o}una(33,5)} = (1 + 2 \cdot 3,17 \cdot 0,123 \cdot \sqrt{0,56 + 0,102}) / (1 + 7 \cdot 0,123) = 0,878$$

$$c_d c_{sI,l\dd{o}una(22,5)} = (1 + 2 \cdot 3,22 \cdot 0,130 \cdot \sqrt{0,53 + 0,138}) / (1 + 7 \cdot 0,130) = 0,882$$

$$c_d c_{sI,ida,l\dd{a}as(89,0)} = (1 + 2 \cdot 3,14 \cdot 0,110 \cdot \sqrt{0,63 + 0,022}) / (1 + 7 \cdot 0,110) = 0,879$$

$$c_d c_{sI,ida,l\dd{a}as(68,6)} = (1 + 2 \cdot 3,18 \cdot 0,113 \cdot \sqrt{0,61 + 0,029}) / (1 + 7 \cdot 0,113) = 0,879$$

$$c_d c_{sI,ida,l\dd{a}as(56,55)} = (1 + 2 \cdot 3,21 \cdot 0,116 \cdot \sqrt{0,60 + 0,035}) / (1 + 7 \cdot 0,116) = 0,879$$

$$c_d c_{sI,ida,l\dd{a}as(44,5)} = (1 + 2 \cdot 3,25 \cdot 0,119 \cdot \sqrt{0,58 + 0,045}) / (1 + 7 \cdot 0,119) = 0,879$$

$$c_d c_{sI,ida,l\dd{a}as(32,45)} = (1 + 2 \cdot 3,30 \cdot 0,124 \cdot \sqrt{0,56 + 0,061}) / (1 + 7 \cdot 0,124) = 0,880$$

$$c_d c_{sI,ida,l\dd{a}as(20,4)} = (1 + 2 \cdot 3,36 \cdot 0,131 \cdot \sqrt{0,53 + 0,092}) / (1 + 7 \cdot 0,131) = 0,883$$

Välispindadele mõjuv tuulerõhk arvutatakse valemiga:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

kus:

w_e – tuulerõhk välispindadele,

$q_p(z_e)$ – tippkiirusrõhk,

z_e – välisrõhu arvutuskõrgus,

c_{pe} – välisrõhu rõhutegur.

Töö autor määrab välisrõhutegurid tsoonidele A, B, D ja E, mida tuleb arvesse võtta vastavalt tingimustele, kui $e = b$ või $2h$, olenevalt sellest kumb on väiksem.

Tingimus on $2h = 2 \cdot 90 = 180m > b = 20m$, kus väiksem on $b = 20m$. Antud olukorras kehtib tingimus $e \geq d$, kus $e = 20m \geq d = 20m$. Seega välisseintele mõjuvad välisrõhutegurite tsoonid hoonetele on A, B, D ja E.

Tabel 3.10 Välisrõhutegurid ristkülikulise põhiplaaniga hoonete vertikaalsetele seintele [10]

Tsoon	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0		-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0		-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0		-0,3

Töö autor määrab välisrõhuteguri c_{pe} väärtused tsoonidele A, B, D ja E vastavalt tabelile Tabel 3.101:

Tabel 3.11 Välisrõhutegur c_{pe} tsoonide kaupa

Tsoon	c_{pe}
A	-1,2
B	-0,8
D	0,8
E	-0,68

Välispindadele mõjuv tuulerõhk arvutatakse valemiga:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

Tuulerõhu normkoormuste kõikides arvutustes on võetud konstruktsiooniteguri väärtuseks 1,0. Standardi arvutusmeetodiga leitud konstruktsiooniteguri väärtuse vähendamine võib

kõrghoonetele üle või alahinnata tuulekoormust ja sellest tulenevalt tuleb saadud tulemusi kontrollida tuuletunnelis koostatud uuringute alusel. Tuuletunneli katse teostamise vajadust kirjeldab standardi EVS-EN 1991-1-4 punkt 6.3.3, kus saledama hoone ($h/d > 4$) korral tuleb arvesse võtta ka naaberkonstruktsioonide tuuleturbulentsi mõju.

Tabelites 3.12 kuni 3.15 on esitatud tsoonide A kuni E ja nendele vastavate ilmakaarte ning maastikutüüpide tuulekoormuste normväärtused:

Tabel 3.12 Põhjast puhuva tuule korral on välispindadele mõjuv tuulerõhk

Põhi - maastikutüüp 0						
Tsoon	$q_p(89,0m)$	$q_p(66,5m)$	$q_p(55,5m)$	$q_p(44,5m)$	$q_p(33,5m)$	$q_p(22,5m)$
A	-1,43	-1,37	-1,33	-1,28	-1,23	-1,14
B	-0,96	-0,91	-0,89	-0,86	-0,82	-0,76
D	0,96	0,91	0,89	0,86	0,82	0,76
E	-0,81	-0,78	-0,75	-0,73	-0,69	-0,65

Tabel 3.13 Lõunast puhuva tuule korral on välispindadele mõjuv tuulerõhk

Lõuna maastikutüüp I						
Tsoon	$q_p(89,0m)$	$q_p(66,5m)$	$q_p(55,5m)$	$q_p(44,5m)$	$q_p(33,5m)$	$q_p(22,5m)$
A	-1,39	-1,33	-1,28	-1,23	-1,17	-1,08
B	-0,93	-0,88	-0,86	-0,82	-0,78	-0,72
D	0,93	0,88	0,86	0,82	0,78	0,72
E	-0,79	-0,75	-0,73	-0,70	-0,66	-0,61

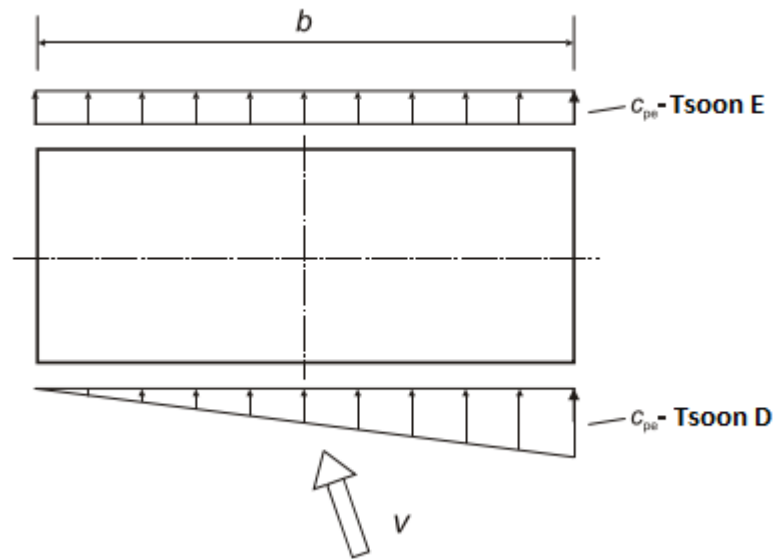
Tabel 3.14 Idast puhuva tuule korral on välispindadele mõjuv tuulerõhk

Ida maastikutüüp I						
Tsoon	$q_p(89,0m)$	$q_p(68,6m)$	$q_p(56,55m)$	$q_p(44,5m)$	$q_p(32,45m)$	$q_p(20,4m)$
A	-1,39	-1,33	-1,28	-1,23	-1,17	-1,08
B	-0,93	-0,89	-0,86	-0,82	-0,78	-0,70
D	0,93	0,89	0,86	0,82	0,78	0,70
E	-0,79	-0,76	-0,73	-0,70	-0,66	-0,60

Tabel 3.15 Läänest puhuva tuule korral on välispindadele mõjuv tuulerõhk

Lääs maastikutüüp I						
Tsoon	$q_p(89,0m)$	$q_p(68,6m)$	$q_p(56,55m)$	$q_p(44,5m)$	$q_p(32,45m)$	$q_p(20,4m)$
A	-1,39	-1,33	-1,29	-1,23	-1,16	-1,06
B	-0,93	-0,89	-0,86	-0,82	-0,78	-0,71
D	0,93	0,89	0,86	0,82	0,78	0,71
E	-0,79	-0,76	-0,73	-0,70	-0,66	-0,60

Lisaks võetakse arvesse asümmeetrilise tuulekoormuse tundliku konstruktsiooni. Tuulekoormust arvestatakse nurga all, millega kontrollitakse tuulekoormuse ebaühtlasest jaotusest põhjustatud väände mõju konstruktsioonidele. Rõhujaoitus väände mõju arvestamiseks vaata Joonis 3.7.



Joonis 3.7 Rõhujaoitus väände mõju arvestamiseks [10]

3.1.2 Globaalsed geomeetrilised konstruktsioonihälbed

Normatiivsed geomeetrilised hälbed konstruktsiooni geometrias ja koormuste paiknemises võetakse arvesse vastavalt standardile EVS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015+NA:2015 [11].

Geomeetrilisi konstruktsioonihälbeid võetakse arvesse alalise kandepiiriseisundi- ja erakorralistes arvutusolukordades, kasutuspiiriseisuni olukorras konstruktsioonihälbeid arvesse ei võeta.

Geomeetrilised konstruktsioonihälvetest tingitud kalle esitatakse θ_i avaldise kujul [11]:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

kus:

θ_0 – baasväärtus, $\theta_0 = 1/200 = 0.005$, vt. NA.5.2: [11],

α_h – kõrgust või pikkust arvestav vähendustegur,

kus kõrgusest tingitud vähendustegur leitakse avaldisest:

$$\alpha_h = 2/\sqrt{l}; 2/3 \leq \alpha_h \leq 1;$$

α_m – elementide arvu arvestav vähendustegur:

kus elementide arvust vähendusteguri leitakse avaldisest [11]:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot (1 + 1/m)};$$

l – kõrgus või pikkus meetrites,

m – kogukoormuse vastuvõtmisel koostöötavate vertikaalsete elementide arv.

Arvutatakse hoone kõrgusest tingitud vähendustegur:

$$\alpha_h = 2/\sqrt{89} = 0,21 \leq 2/3 = 0,67, \text{ vähendusteguri väärtus tulenevalt tingimusest: } 0,67$$

Arvutatakse elementide arvust tingitud vähendustegur:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot (1 + 1/10)} = 0,74$$

Arvutatakse konstruktsioonihälvetest tingitud kalle:

$$\theta_i = 0,005 \cdot 0,67 \cdot 0,74 = 0,0025$$

Hälbe tulemust võetakse arvesse konstruktsioonile mõjuvate põiksuunaliste jõududena, mida vaadeldakse koos teiste esinevate koormustega.

Tulemsidesüsteemi korral arvestatakse avaldisega [11]:

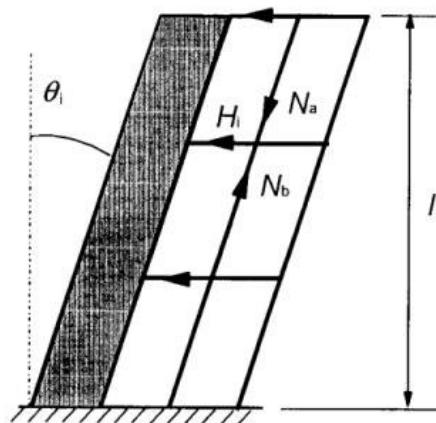
$$H_i = \theta_i \cdot (N_b - N_a)$$

kus:

θ_i – konstruktsioonihälvetest tingitud kalle,

N_a – ülemiselt tasandilt mõjuv summaarne vertikaalkoormus,

N_b – alumisele tasandile mõjuv summaarne vertikaalkoormus,



b) Sidesüsteem

Joonis 3.8 Geomeetriliste konstruktsioonihälvete tulemsidesüsteemist [11]

Sidesüsteemi arvutuslike koormuste leidmiseks koostab töö autor tabeli 3.16, kus leitakse erinevate tasandite arvutuslikud summaarsed vertikaalkoormused. Vertikaalkoormuste leidmiseks võetakse

arvesse korruste kaupa selle kõrguse, pindala ja perimeetri, mille tulemusena leitakse vastavalt konstruktsioonitüüpides kirjeldatud konstruktsioonidele alalised ja ajutised koormused korruste tasapindadele. Seejärel arvutatakse iga korruse tasandisse reaktsioonid, mille tulemusena leitakse alumise tasandi ja ülemise tasandi vertikaalkoormuste vahe, mis korrutatakse konstruktsioonihälvetest tingitud kaldega. Saadud tulemused jaotatakse vastavalt korrusel paikneva vahelaeplaadi pikkusele ja saadakse tulemus, mida võetakse arvesse arvutusmodeli koostamisel.

Tabel 3.16 Globaalsed geomeetrilised konstruktsioonihälbed

Korruse nr	Korruse kõrgus H [m]	Äri ja korterite koormuspind A A_{tot} [m ²]	Üldkasutatavad ja muud koormuspinnad B A_{tot} [m ²]	Vahelaepikkus L [m]	Vahelaelaius B [m]	Vahelaeperimeeter P_{tot} [m]
Katuslagi	-	-	95	14	7,5	43,0
Terrass	3,2	325	40	22,1	20	84,2
27	3,35	306	55	22,1	20	84,2
26	3,35	306	55	22,1	20	84,2
25	3,35	306	55	22,1	20	84,2
24	3,35	306	55	22,1	20	84,2
23	3,35	306	55	22,1	20	84,2
22	3,35	306	55	22,1	20	84,2
21	3,35	306	55	22,1	20	84,2
20	3,35	306	55	22,1	20	84,2
19	3,35	306	55	22,1	20	84,2
18	3,01	306	55	22,1	20	84,2
17	3,01	306	55	22,1	20	84,2
16	3,01	306	55	22,1	20	84,2
15	3,01	306	55	22,1	20	84,2
14	3,01	306	55	22,1	20	84,2
13	3,01	306	55	22,1	20	84,2
12	3,01	306	55	22,1	20	84,2
11	3,01	306	55	22,1	20	84,2
10	3,01	306	55	22,1	20	84,2
9	3,01	306	55	22,1	20	84,2
8	3,01	306	55	22,1	20	84,2
7	3,01	306	55	22,1	20	84,2
6	3,01	306	55	22,1	20	84,2
5	3,01	306	55	22,1	20	84,2
4	3,01	275	85	22,1	20	84,2
3	3,01	275	85	22,1	20	84,2
2	3,01	150	85	22,1	13,6	84,2
1	3,85	360	-	22,1	20	84,2

Tabel 3.16 järg 1

Korruse nr	Vahe- ja katuslae ühikkoormus $g_{k,VL}$ [kN/m ²]	Vahelae kasuskoormus A $q_{k,VL,A}$ [kN/m ²]	Vahelae kasuskoormus B $q_{k,VL,B}$ [kN/m ²]	Postid OK $G_{k,POST}$ [kN]	Seinad OK $G_{k,SEIN}$ [kN]	Fassaadi OK $g_{k,FAS}$ [kN]
Katuslagi	12,9	1,2	-	-	200	-
Terrass	12,9	2,5	2,0	-	1300	-
27	9,8	4,0	2,0	372,0	1570	197,4
26	9,8	4,0	2,0	372,0	1625	197,4
25	9,8	4,0	2,0	372,0	1625	197,4
24	9,8	3,0	2,0	372,0	1580	197,4
23	9,8	3,0	2,0	372,0	1580	197,4
22	9,8	3,0	2,0	372,0	1580	197,4
21	9,8	3,0	2,0	372,0	1580	197,4
20	9,8	3,0	2,0	372,0	1560	197,4
19	9,8	3,0	2,0	372,0	1560	197,4
18	9,8	3,0	2,0	331,2	1370	177,4
17	9,8	3,0	2,0	331,2	1360	177,4
16	9,8	3,0	2,0	331,2	1370	177,4
15	9,8	3,0	2,0	331,2	1370	177,4
14	9,8	3,0	2,0	331,2	1410	177,4
13	9,8	3,0	2,0	331,2	1410	177,4
12	9,8	3,0	2,0	414,0	1410	177,4
11	9,8	3,0	2,0	414,0	1410	177,4
10	9,8	3,0	2,0	414,0	1410	177,4
9	9,8	3,0	2,0	414,0	1410	177,4
8	9,8	4,0	2,0	414,0	1360	177,4
7	9,8	4,0	2,0	496,8	1360	177,4
6	9,8	4,0	2,0	496,8	1360	177,4
5	9,8	4,0	2,0	496,8	1355	177,4
4	9,8	4,0	2,0	496,8	1710	177,4
3	9,8	4,0	2,0	579,6	1710	177,4
2	9,8	4,0	2,0	579,6	1745	177,4
1	9,6	5,0	-	756,0	2405	226,9

Tabel 3.16 järg 2

Korruse nr	Vahe- ja katuslae OK $G_{k,VL}$ [kN]	Vahe- ja katuslae KK $Q_{k,VL}$ [kN]	Trepp OK $G_{k,TREPP}$ [kN]	Trepp KK $Q_{k,TREPP}$ [kN]	Rõdu OK $G_{k,RÕDU}$ [kN]	Rõdu KK $Q_{k,RÕDU}$ [kN]
Katuslagi	1225,5	114,0	-	-	-	-
Terrass	4708,5	892,5	-	-	-	-
27	3537,8	1334,0	200	62	783	362,5
26	3537,8	1334,0	200	62	783	362,5
25	3537,8	1334,0	200	62	783	362,5
24	3537,8	1028,0	200	62	783	362,5
23	3537,8	1028,0	200	62	783	362,5
22	3537,8	1028,0	200	62	783	362,5
21	3537,8	1028,0	200	62	783	362,5
20	3537,8	1028,0	200	62	783	362,5
19	3537,8	1028,0	200	62	783	362,5
18	3537,8	1028,0	200	62	783	362,5
17	3537,8	1028,0	200	62	783	362,5
16	3537,8	1028,0	200	62	783	362,5
15	3537,8	1028,0	200	62	783	362,5
14	3537,8	1028,0	200	62	783	362,5
13	3537,8	1028,0	200	62	783	362,5
12	3537,8	1028,0	200	62	783	362,5
11	3537,8	1028,0	200	62	783	362,5
10	3537,8	1028,0	200	62	783	362,5
9	3537,8	1028,0	200	62	783	362,5
8	3537,8	1334,0	200	62	783	362,5
7	3537,8	1334,0	200	62	783	362,5
6	3537,8	1334,0	200	62	783	362,5
5	3537,8	1334,0	200	62	783	362,5
4	3528,0	1270,0	200	62	783	362,5
3	3528,0	1270,0	200	62	783	362,5
2	2303,0	770,0	200	62	783	362,5
1	3456,0	1800,0	200	62	-	-

Tabel 3.16 järg 3

Korruse nr	Omakaal kokku G_k [kN]	Kasuskoormus kokku Q_k [kN]	N_{bOK} [kN]	N_{bKK} [kN]
Katuslagi	1425,5	114,0	1425	114
Terrass	6791,5	1255,0	8217	1369
27	6660,2	1758,5	14877	3128
26	6715,2	1758,5	21592	4886
25	6715,2	1758,5	28308	6645
24	6670,2	1452,5	34978	8097
23	6670,2	1452,5	41648	9550
22	6670,2	1452,5	48318	11002
21	6670,2	1452,5	54989	12455
20	6650,2	1452,5	61639	13907
19	6650,2	1452,5	68289	15360
18	6399,4	1452,5	74689	16812
17	6389,4	1452,5	81078	18265
16	6399,4	1452,5	87477	19717
15	6399,4	1452,5	93877	21170
14	6439,4	1452,5	100316	22622
13	6439,4	1452,5	106756	24075
12	6522,2	1452,5	113278	25527
11	6522,2	1452,5	119800	26980
10	6522,2	1452,5	126322	28432
9	6522,2	1452,5	132844	29885
8	6472,2	1758,5	139317	31643
7	6555,0	1758,5	145872	33402
6	6555,0	1758,5	152427	35160
5	6550,0	1758,5	158977	36919
4	6895,2	1694,5	165872	38613
3	6978,0	1694,5	172850	40308
2	5005,0	832,0	177855	41140
1	7043,9	1862,0	184899	43002

Tabel 3.16 järg 4

Korruse	$H_{Ed,OK}$	$H_{Ed,KK}$	$H_{Ed,L,OK}$	$H_{Ed,B,OK}$	$H_{Ed,L,KK}$	$H_{Ed,B,KK}$
nr	[kN]	[kN]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Katuslagi	3,6	0,3	0,3	0,5	0,1	0,1
Terrass	17,0	3,1	0,8	0,9	0,2	0,2
27	16,7	4,4	0,8	0,9	0,2	0,3
26	16,8	4,4	0,8	0,9	0,2	0,3
25	16,8	4,4	0,8	0,9	0,2	0,3
24	16,7	3,6	0,8	0,9	0,2	0,2
23	16,7	3,6	0,8	0,9	0,2	0,2
22	16,7	3,6	0,8	0,9	0,2	0,2
21	16,7	3,6	0,8	0,9	0,2	0,2
20	16,6	3,6	0,8	0,9	0,2	0,2
19	16,6	3,6	0,8	0,9	0,2	0,2
18	16,0	3,6	0,8	0,8	0,2	0,2
17	16,0	3,6	0,8	0,8	0,2	0,2
16	16,0	3,6	0,8	0,8	0,2	0,2
15	16,0	3,6	0,8	0,8	0,2	0,2
14	16,1	3,6	0,8	0,9	0,2	0,2
13	16,1	3,6	0,8	0,9	0,2	0,2
12	16,3	3,6	0,8	0,9	0,2	0,2
11	16,3	3,6	0,8	0,9	0,2	0,2
10	16,3	3,6	0,8	0,9	0,2	0,2
9	16,3	3,6	0,8	0,9	0,2	0,2
8	16,2	4,4	0,8	0,9	0,2	0,3
7	16,4	4,4	0,8	0,9	0,2	0,3
6	16,4	4,4	0,8	0,9	0,2	0,3
5	16,4	4,4	0,8	0,9	0,2	0,3
4	17,2	4,2	0,8	0,9	0,2	0,3
3	17,4	4,2	0,8	0,9	0,2	0,3
2	12,5	2,1	0,6	1,0	0,1	0,2
1	-	-	-	-	-	-

3.2 Arvutuslikud koormused

Arvutuslike koormuste väärtused leitakse, normatiivsete koormuste väärtuste korrutamisel osavaru- ja kombinatsiooniteguritega. Arvutuslikud üksikkoormused, mis mõjuvad samaaegselt võetakse arvesse konstruktsiooni seisukohalt kõige ebasoodsamas olukorras. Arvutuslikel alalistel- ja ajutistel koormustel arvestatakse koormuse soodsat või ebasoodsat mõju vastavalt arvutusolukorrale ja kontrollitavale piirseisundile. Ajutiste arvutuskoormuste leidmisel arvestatakse kombinatsioonitegurit, mis võtab arvesse samaaegselt mõjuvate muutuvkoormuste esinemise tõenäosuslikkust. Koormuskombinatsioonid moodustatakse, et kontrollida hoone kandevõimekaotust (STR/GEO) või deformatsioone (CHR).

Kandepiirseisundi koormuskombinatsioonid alalises- ja ajutises arvutusolukorras moodustatakse vastavalt standardi [7] ehituskonstruktsioonide koormusete osa 1-1 kohaselt.

Kandepiirseisundi koormuskombinatsioonid moodustatakse järgneva avaldise kujul:

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

kus:

" + " – samaaegne mõju ühes kombinatsioonis,

γ – koormuse osavarutegur vastavalt indeksile,

$\psi_{0,i}$ – kombinatsioonitegur,

$G_{k,j}$ – alaline koormus,

$Q_{k,1}$ – domineeriv muutuvkoormus,

$Q_{k,i}$ – muu muutuvkoormus.

Kasutuspiirseisundi koormuskombinatsioonid moodustatakse normatiivse koormuskombinatsiooni alusel, milles kontrollitakse vastavalt standardi [7] ehituskonstruktsioonide koormusete osa 1-1 kohaselt konstruktsiooni pingeid.

Kasutuspiirseisundi normkombinatsioon ehk tavakombinatsioonid moodustatakse järgneva avaldise kujul:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

kus:

" + " – samaaegne mõju ühes kombinatsioonis,

$G_{k,j}$ – alaline koormus,

$Q_{k,1}$ – domineeriv muutuvkoormus,

$Q_{k,i}$ – muu muutuvkoormus.

Standardis [7] toodud soovitud kombinatsioonitegurid muutuvkoormuste arvestamiseks koormuskombinatsioonides on esitatud tabelis 3.17.

Tabel 3.17 Hoonetele soovitatavad teguri ψ väärtused

Hoone kasukoormus vastavalt klassile: B: ametipinnad	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Klass A: eluruumid	0,7	0,5	0,3
Klass B: bürooruumid	0,7	0,5	0,3
Lumekoormus	0,5	0,2	0
Tuulekoormus	0,6	0,2	0

3.2.1 Koormuskombinatsioonid

Moodustatavad kandepiirseisundi koormuskombinatsioonid esitatakse tabelis 3.18.

Tabel 3.18 Kandepiirseisundi koormuskombinatsioonid

20	ULS-1-1(STR/GEO)	$1,2 \cdot OK_SUM + 1,2 \cdot HALBED_OK_Y + 1,5 \cdot TK_POHI + 1,05 \cdot KK + 1,05 \cdot HALBED_KK_Y + 0,75 \cdot LK$
21	ULS-1-2(STR/GEO)	$1,2 \cdot OK_SUM + 1,2 \cdot HALBED_OK_Y + 1,5 \cdot TK_LOUNA + 1,05 \cdot KK + 1,05 \cdot HALBED_KK_Y + 0,75 \cdot LK$
22	ULS-1-3(STR/GEO)	$1,2 \cdot OK_SUM + 1,2 \cdot HALBED_OK_X + 1,5 \cdot TK_IDA + 1,05 \cdot KK + 1,05 \cdot HALBED_KK_X + 0,75 \cdot LK$
23	ULS-1-4(STR/GEO)	$1,2 \cdot OK_SUM + 1,2 \cdot HALBED_OK_X + 1,5 \cdot TK_LAAS + 1,05 \cdot KK + 1,05 \cdot HALBED_KK_X + 0,75 \cdot LK$
24	ULS-2-1(STR/GEO)	$1,2 \cdot OK_SUM + 1,2 \cdot HALBED_OK_X + 1,5 \cdot KK + 1,5 \cdot HALBED_KK_Y + 0,75 \cdot LK + 0,9 \cdot TK_POHI$
25	ULS-2-2(STR/GEO)	$1,2 \cdot OK_SUM + 1,2 \cdot HALBED_OK_X + 1,5 \cdot KK + 1,5 \cdot HALBED_KK_Y + 0,75 \cdot LK + 0,9 \cdot TK_LOUNA$
26	ULS-2-3(STR/GEO)	$1,2 \cdot OK_SUM + 1,2 \cdot HALBED_OK_Y + 1,5 \cdot KK + 1,5 \cdot HALBED_KK_X + 0,75 \cdot LK + 0,9 \cdot TK_IDA$
27	ULS-2-4(STR/GEO)	$1,2 \cdot OK_SUM + 1,2 \cdot HALBED_OK_Y + 1,5 \cdot KK + 1,5 \cdot HALBED_KK_X + 0,75 \cdot LK + 0,9 \cdot TK_LAAS$

Tabel 3.18 järg 1

28	ULS-3-1(STR/GEO)	$1,0*OK_SUM + 1,0*HALBED_OK_ -Y + 1,5*TK_POHI$
29	ULS-3-2(STR/GEO)	$1,0*OK_SUM + 1,0*HALBED_OK_ +Y + 1,5*TK_LOUNA$
30	ULS-3-3(STR/GEO)	$1,0*OK_SUM + 1,0*HALBED_OK_ -X + 1,5*TK_IDA$
31	ULS-3-4(STR/GEO)	$1,0*OK_SUM + 1,0*HALBED_OK_ +X + 1,5*TK_LAAS$
32	ULS_KK_dom	$1,2*OK_SUM + 1,5*KK + 0,75*LK$
33	ULS_LK_dom	$1,2*OK_SUM + 1,05*KK + 1,5*LK$

Horisontaalseid siirdeid kontrollitakse koormuskombinatsioonis, kus konstruktsiooni omakaalu arvestatakse soodsa mõjuna ehk tasakaalustava osana.

Tabel 3.19 Horisontaalsete siirete kontrollkombinatsioonid

34	SLS-4-1(CHR)	$1,0*OK_SUM + 1,0*KONSTRHALBED_ -Y + 1,0*TK_POHI$
35	SLS-4-2(CHR)	$1,0*OK_SUM + 1,0*KONSTRHALBED_ +Y + 1,0*TK_LOUNA$
36	SLS-4-3(CHR)	$1,0*OK_SUM + 1,0*KONSTRHALBED_ -X + 1,0*TK_IDA$
37	SLS-4-4(CHR)	$1,0*OK_SUM + 1,0*KONSTRHALBED_ +X + 1,0*TK_LAAS$

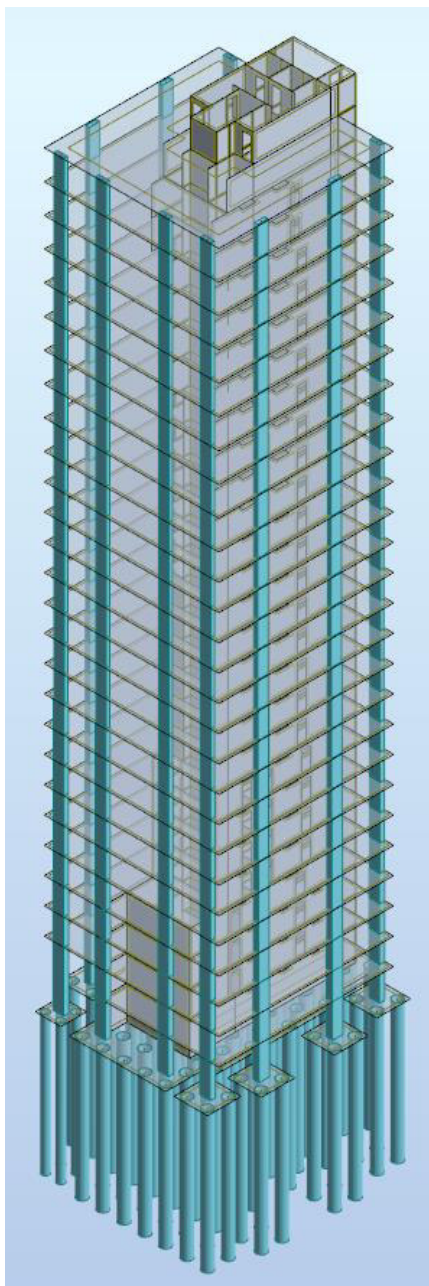
4. ARVUTUSMUDELI KIRJELDUS

Arvutusmodeli kandekonstruktsioonid on ette nähtud ehitada monoliitsest raudbetoonist, mille konstruktsioon toetub rostväärgile ja sealt edasi vaiadele.

Alghälvete mõju arvestamiseks on konstruktsioonile rakendatud horisontaalne koormus, mis on esitatud Tabel 3.16, vaadeldava koormusvariandi vertikaalkoormusest. Alghälbest põhjustatud horisontaalne koormus mõjub konstruktsioonile ainult koos vastava vertikaalkoormusega. Alghälvete arvestamine on teostatud vastavalt standardile EVS-EN 1992-1-1:2005.

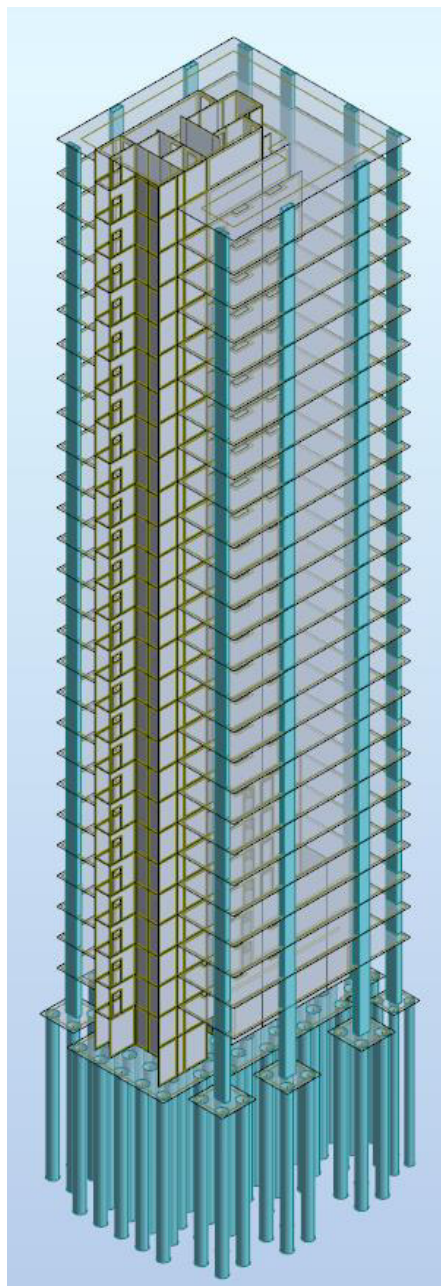
Hoone jäikustuumade modelleerimise aluseks on arhitektuurne eskiis [5]. Mudeli tuumade seinad on modelleeritud kõikidele korrustele vastavalt eskiisis esitatud plaanidele, seinte paksuseks on arvestatud kõikidel korrustel 300 mm. Jäikustuumade konstruktsioonid korruste põhiselt on esitatud Lisas 1. Plaaniliselt postisamm 4,8...8,4 m. Postid on alumistel korrustel ristlõikega 700x1200 mm, ülemistel korrustel ristlõikega 400x1200 mm, ristlõige muutub järkjärguliselt vahepealsetel korrustel. Kõik modelleeritud ukseavad vastavad kandvast põrandast mõõdetuna kõrgusele 2,25 m. Hoonele mõjuvad koormused vastavalt lõputöö peatükile 3.

Arvutusmudeli vaade 1



Joonis 4.1 Mudeli vaadeedelast

Arvutusmudeli vaade 2



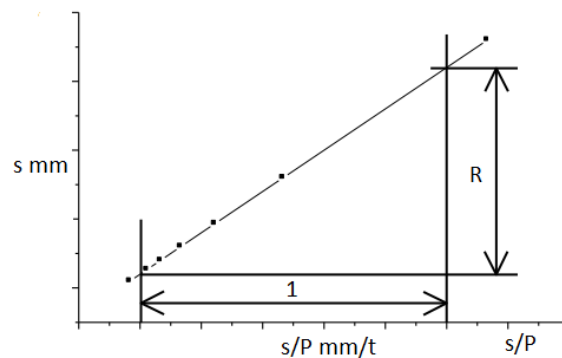
Joonis 4.2 Mudeli vaade kirdest

5. VUNDAMENT

5.1 Lähteandmetest tulenev kandevõime määramine

Töö autor määrab lähtuvalt olemasolevast ehitusgeoloogilisest uurimistööst vaivundamentidele kandevõime. Kandevõime leidmiseks kasutatakse Chin'i võtet. Chin'i võte kehtib eeldusel, et vaia vajum sõltub koormusest P , mida kirjeldab hüperpoolne funktsioon $s = a \cdot P/R - P$, kus R kirjeldab vaia piirkandevõimet ja a katseandmetest leitav parameeter [12]. Vaia katse väärtustes kasutatud jõuühikuks on käesolevas peatükis tonn.

Eelpoolt kirjeldatud seost saab avaldada kujul, $s = s/P \cdot R - a$. Sellest saab järeldada, et s ja s/P on lineaarselt seotud. Kandes olemasolevad katseandmed graafikule telgedena s ja s/P , siis need asuvad sirgel ja graafiku kaldenurk $\frac{\Delta s}{\Delta s/P}$ annab kandevõime suuruse. Vaia piirkandevõime määramise selgitus on esitatud Joonis 5.1. [12]



Joonis 5.1 Vaia piirkandevõime Chin'i võttega [12]

Chin'i meetodiga määratud vaiakatsete analüüs näitab lineaarset sõltuvust s ja s/P vahel, mis enamasti avaldub alates teatud koormusest. Ehitusgeoloogilisest uurimistööst lähtuvalt teostati kaks staatilise koormuskatset. Koormuskatse tulemuste väärtusi kirjeldatakse kahe erineva sirrega. Millest üks näitab vaia küljevastupanu ja teine kirjeldab vaia otsaga vastuvõetavat koormust. Vaia külje ja otsaga vastuvõetavate koormuste vastuvõtmise mehaanika on teineteisest erinevad. Erinevast mehaanikast tuleneb ka erinevus paigutiste ja jõude vahel. Tabelites 5.1 ja 5.2 on esitatud

koormuskatsel vaiale mõjunud koormused ja vastaval koormusel esinenud vajumi väärtus ning nende suhe [12].

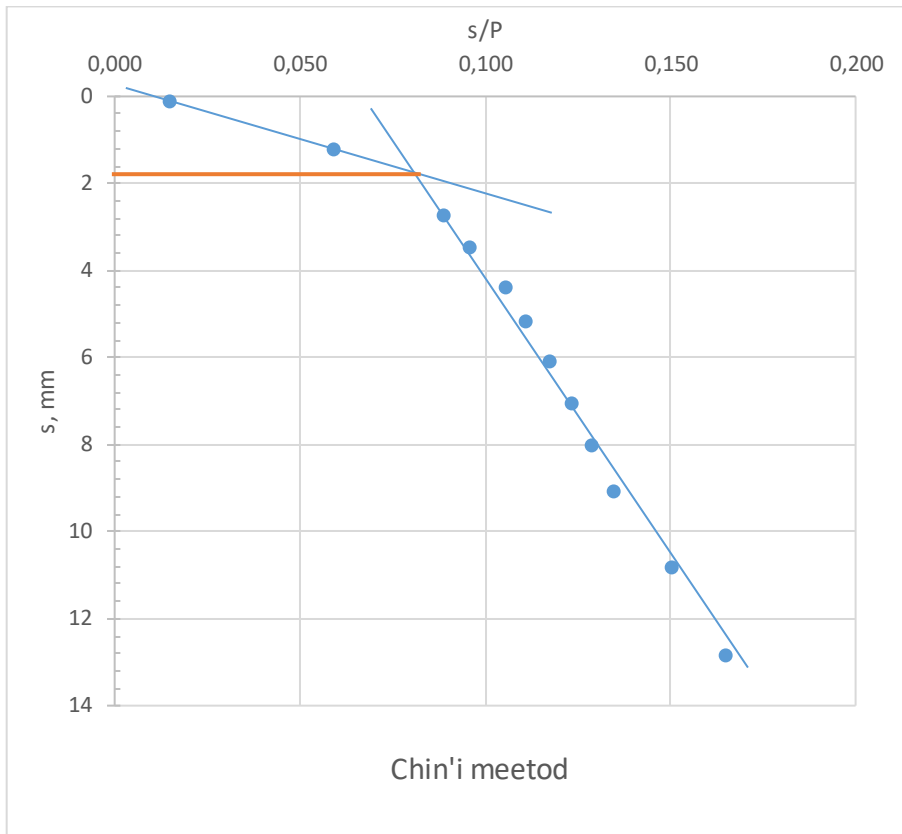
Tabel 5.1 Koormuskatsetulemused rammvaiale number 1549

P, t	s, mm	s/P, t/mm
10,4	0,15	0,014
20,8	1,23	0,059
31,2	2,77	0,089
36,4	3,49	0,096
41,6	4,38	0,105
46,8	5,19	0,111
52	6,11	0,118
57,2	7,06	0,123
62,4	8,04	0,129
67,6	9,10	0,135
72,2	10,84	0,150
78,0	12,87	0,165

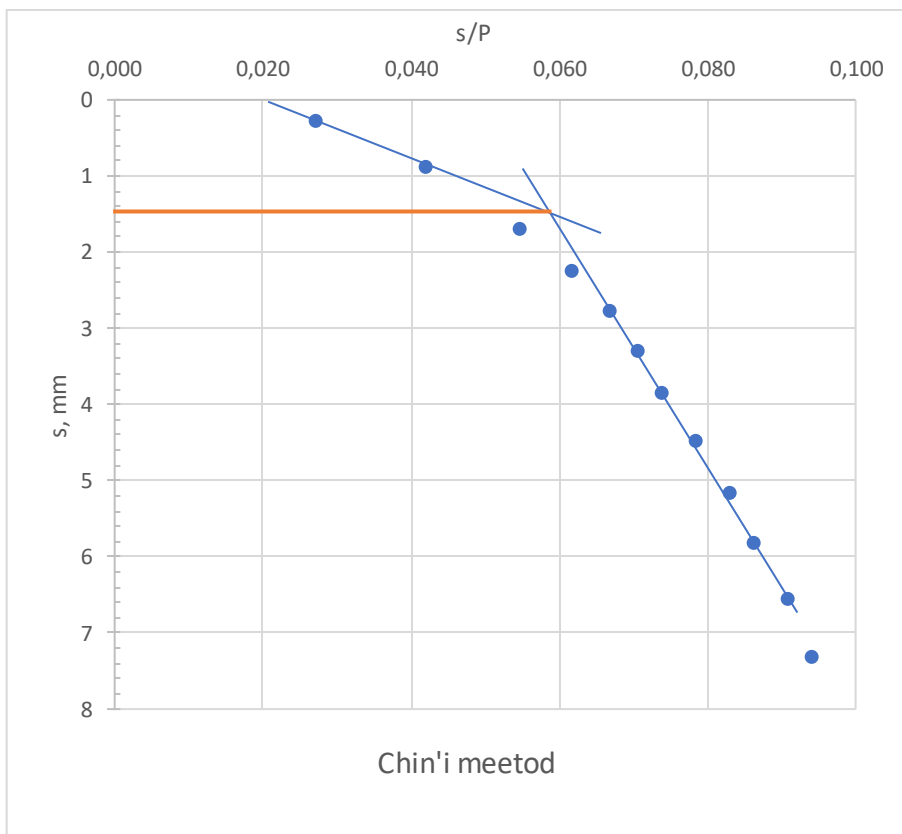
Tabel 5.2 Koormuskatsetulemused rammvaiale number 1551

P, t	s, mm	s/P, t/mm
10,4	0,28	0,027
20,8	0,87	0,042
31,2	1,70	0,054
36,4	2,24	0,062
41,6	2,78	0,067
46,8	3,3	0,071
52,0	3,84	0,074
57,2	4,48	0,078
62,4	5,17	0,083
67,6	5,83	0,086
72,2	6,55	0,091
78,0	7,32	0,094

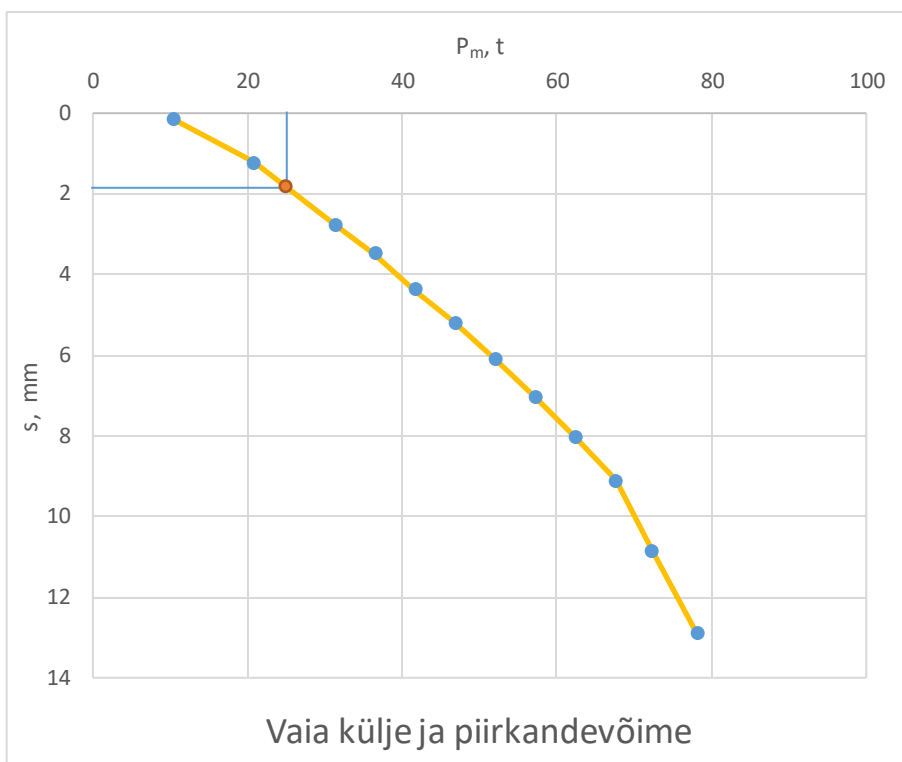
Kasutades Chin'i meetodit leiab autor vastavalt vaia number 1549 ja number 1551 küljevastupanud ning piirkandevõimed.



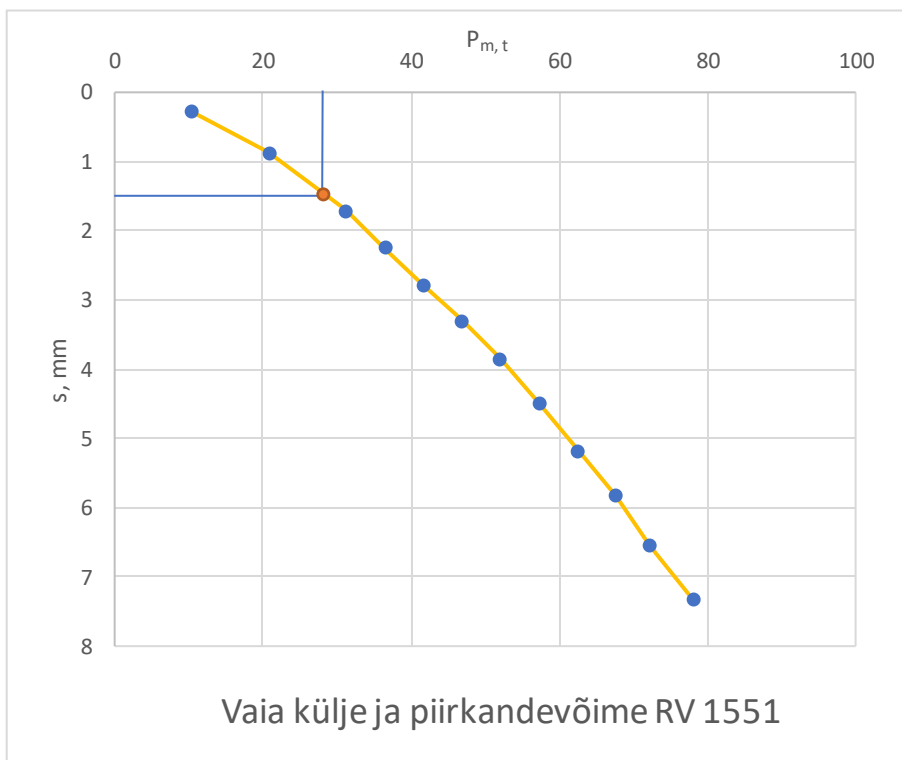
Joonis 5.2 Vaia number 1549 koormuskatse tulemuse andmetöötlus Chin'i võttega



Joonis 5.3 Vaia number 1551 koormuskatse tulemuse andmetöötlus Chin'i võttega



Joonis 5.4 Vaia number 1549 külje- ja otsavastupanu määramine lähtuvalt Chin'i meetodist



Joonis 5.5 Vaia number 1551 külje- ja otsavastupanu määramine lähtuvalt Chin'i meetodist

Vaia normkandevõime väärtused leitakse katsetel saadud väärtuste korrigeerimisel parandusteguritega. Parandustegurite väärtused sõltuvad katsete arvust ja peavad arvestama katsetel saadud keskmist ja väikseimat väärtust. Katseid ehitusgeoloogilisest uurimistöödel teostati kaks. Parandusteguri väärtused on esitatud vastavalt tabelile 5.3. [12]

Tabel 5.3 Parandusteguriid normväärtuste tuletamiseks [12]

n	1	2	3	4	≥5
ξ_1	1,4	1,3	1,2	1,1	1
ξ_2	1,4	1,2	1,05	1	1

Vaia normkandevõime leidmine piirkandevõime väärtuses [12]:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{mean}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\} = \min \left\{ \frac{(72,9 + 90,6)/2}{1,3}; \frac{72,9}{1,2} \right\} = \min\{62,88; 60,75\}t$$

Käesolevas lõputöös võetakse aluseks vaiade kandevõime määramisel piirkandevõime vastavalt katse tulemustele, milleks on 72,9 t. Piirkandevõime jaguneb vaia otsa ja külje vastupanuks. Vastavalt ehitusgeoloogilisele uurimustööle on 0,3 m külje pikkusega ristkülikulise vaia küljevastupanu suuruseks 25 t. Vaia otsa vastupanu leitakse lahutades piirkandevõimest küljevastupanu ning saadakse tulemuseks:

Seega vaia otsa kandevõime:

$$N_{ots} = 72,9 - 25 = 47,9 t$$

Saadud väärtustest teisendab autor piirvastupanuks ühiksuurustele pindadele:

Vaia otsa vastupanu – 5322,2 kN/m²

Vaia külje vastupanu – 16,7 kN/m²

Töö autor arvutab piirkandevõime väärtustest normkandevõimed ühiksuurustele pindadele:

Otsa vastupanu – 4435,2 kN/m²

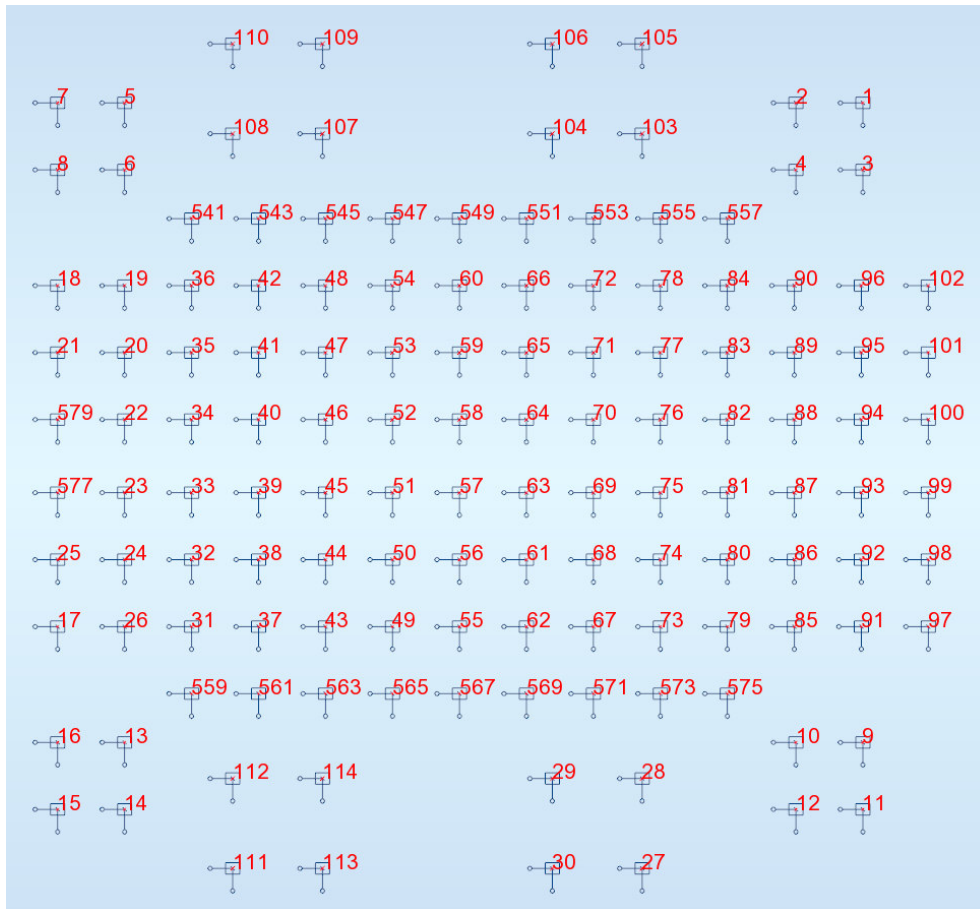
Külje vastupanu – 13,9 kN/m²

5.2 Vaivundamendi optimaalseim lahendus

5.2.1 Variant 1

Vaivundamendi dimensioneerimiseks võtab töö autor aluseks eelpool toodud ehitusgeoloogilise uurimustööst leitud normatiivsed otsa ja külje vastupanud. Saadud väärtuste põhjal arvutatakse vaiagruppide kandevõimed. Puurvaiade läbimõõtuteks valitakse 880 ja 1180 mm. Valitud vaiade pikkused sõltuvad rostvargi kõrgusest ja geoloogilistest tingimustest. Hoone tuuma alune rostvärk on paksusega 2 m ja karkassipostide alused rostvärgid paksusega 1,5 m, sellest tulenevalt on vaiade pikkused vastavalt 14 m ja 14,5 m. Vaiade vahelised minimaalsed vahekaugused, millega arvestatakse on 2d. Puurvaiadest moodustatakse kokku 9 eraldiseisvat vaiagruppi, milles kokku 118 vaia läbimõõduga 880mm ja 16 vaia läbimõõduga 1180 mm. Suurima grupi moodustavad hoone tuuma all paiknevad vaiad, milles kasutatakse kokku 102 läbimõõduga 880 mm vaia. Hoone karkassipostide alused vaiagrupid koosnevad 4 vaiast, millede läbimõõdud varieeruvad 880mm kuni 1180mm. Vaiagruppide paiknemine antakse graafilises osas, vt. joonis 5.6.

Variant 1 arvutusmodeli arvutuspunktide asukoht graafiliselt:



Joonis 5.6 Arvutuspunktide paiknemine variant 1

Vaiagrupidetele mõjuvad maksimaalsed koormused, vastavalt nende kõige ebasoodsamale kombinatsioonile:

Tabel 5.4 Vaiagrupp nr. 1

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
5	ULS-2-2(STR/GEO)	2040,61
6	ULS-2-2(STR/GEO)	2042,60
7	ULS-2-2(STR/GEO)	2042,60
8	ULS-2-2(STR/GEO)	2040,61
	$\Sigma =$	8166,42

Tabel 5.5 Vaiagrupp nr. 2

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
107	ULS-2-2(STR/GEO)	3493,99
108	ULS-2-2(STR/GEO)	3493,99
109	ULS-2-2(STR/GEO)	3493,99
110	ULS-2-2(STR/GEO)	3493,99
	$\Sigma =$	13975,96

Tabel 5.6 Vaiagrupp nr. 3

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
103	ULS-2-2(STR/GEO)	3574,61
104	ULS-2-2(STR/GEO)	3574,61
105	ULS-2-2(STR/GEO)	3574,61
106	ULS-2-2(STR/GEO)	3574,61
	$\Sigma =$	14298,44

Tabel 5.7 Vaiagrupp nr. 4

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
1	ULS-2-2(STR/GEO)	2146,58
2	ULS-2-2(STR/GEO)	2145,89
3	ULS-2-2(STR/GEO)	2145,89
4	ULS-2-2(STR/GEO)	2146,58
	$\Sigma =$	8584,94

Tabel 5.8 Vaiagrupp nr. 5

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
13	ULS-2-1(STR/GEO)	2079,53
14	ULS-2-1(STR/GEO)	2077,48
15	ULS-2-1(STR/GEO)	2079,53
16	ULS-2-1(STR/GEO)	2077,48
	$\Sigma =$	8314,02

Tabel 5.9 Vaiagrupp nr. 6

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
111	ULS-2-1(STR/GEO)	3501,43
112	ULS-2-1(STR/GEO)	3501,43
113	ULS-2-1(STR/GEO)	3501,43
114	ULS-2-1(STR/GEO)	3501,43
	$\Sigma =$	14005,72

Tabel 5.10 Vaiagrupp nr. 7

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
27	ULS-2-1(STR/GEO)	3676,09
28	ULS-2-1(STR/GEO)	3676,09
29	ULS-2-1(STR/GEO)	3676,09
30	ULS-2-1(STR/GEO)	3676,09
	$\Sigma =$	14704,36

Tabel 5.11 Vaiagrupp nr. 8

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
9	ULS-2-1(STR/GEO)	2202,41
10	ULS-2-1(STR/GEO)	2201,70
11	ULS-2-1(STR/GEO)	2201,70
12	ULS-2-1(STR/GEO)	2202,41
	$\Sigma =$	8808,22

Tabel 5.12 Vaiagrupp nr. 9

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
17	ULS-2-2(STR/GEO)	2147,07
18	ULS-2-2(STR/GEO)	1392,76
19	ULS-2-2(STR/GEO)	1543,73
20	ULS-2-2(STR/GEO)	1786,22
21	ULS-2-2(STR/GEO)	1553,33
22	ULS-2-2(STR/GEO)	1916,21
23	ULS-2-2(STR/GEO)	2119,27
24	ULS-2-2(STR/GEO)	2313,31
25	ULS-2-2(STR/GEO)	2070,02
26	ULS-2-2(STR/GEO)	2283,78
31	ULS-2-2(STR/GEO)	2344,01
32	ULS-2-2(STR/GEO)	2593,67
33	ULS-2-2(STR/GEO)	2445,31
34	ULS-2-2(STR/GEO)	2202,46
35	ULS-2-2(STR/GEO)	1957,47
36	ULS-2-2(STR/GEO)	1561,64
37	ULS-2-2(STR/GEO)	2430,48
38	ULS-2-2(STR/GEO)	2714,63
39	ULS-2-2(STR/GEO)	2602,13
40	ULS-2-2(STR/GEO)	2345,09
41	ULS-2-2(STR/GEO)	2042,34
42	ULS-2-2(STR/GEO)	1588,54
43	ULS-2-2(STR/GEO)	2514,8
44	ULS-2-2(STR/GEO)	2896,04
45	ULS-2-2(STR/GEO)	2847,59
46	ULS-2-2(STR/GEO)	2566,51
47	ULS-2-2(STR/GEO)	2187,85
48	ULS-2-2(STR/GEO)	1641,92
49	ULS-2-2(STR/GEO)	2599,48
50	ULS-2-2(STR/GEO)	3132,94
51	ULS-2-2(STR/GEO)	3197,16
52	ULS-2-2(STR/GEO)	2878,13
53	ULS-2-2(STR/GEO)	2366,3
54	ULS-2-2(STR/GEO)	1717,03
55	ULS-2-2(STR/GEO)	2642,81
56	ULS-2-2(STR/GEO)	3199,03
57	ULS-2-2(STR/GEO)	3257,52
58	ULS-2-2(STR/GEO)	2939,56
59	ULS-2-2(STR/GEO)	2460,19
60	ULS-2-2(STR/GEO)	1768,08
61	ULS-2-2(STR/GEO)	3189,33
62	ULS-2-2(STR/GEO)	2657,76
63	ULS-2-2(STR/GEO)	3246,33

Tabel 5.12 Vaiagrupp nr. 9 järg 1

64	ULS-2-2(STR/GEO)	2914,6
65	ULS-2-2(STR/GEO)	2420,77
66	ULS-2-2(STR/GEO)	1737,56
67	ULS-2-2(STR/GEO)	2661,19
68	ULS-2-2(STR/GEO)	3178,37
69	ULS-2-2(STR/GEO)	3219,35
70	ULS-2-2(STR/GEO)	2852,87
71	ULS-2-2(STR/GEO)	2337,97
72	ULS-2-2(STR/GEO)	1650,55
73	ULS-2-2(STR/GEO)	2677,74
74	ULS-2-2(STR/GEO)	3131,01
75	ULS-2-2(STR/GEO)	3081,68
76	ULS-2-2(STR/GEO)	2678,72
77	ULS-2-2(STR/GEO)	2161,29
78	ULS-2-2(STR/GEO)	1520,06
79	ULS-2-2(STR/GEO)	2718,35
80	ULS-2-2(STR/GEO)	3085,63
81	ULS-2-2(STR/GEO)	2974,17
82	ULS-2-2(STR/GEO)	2546,25
83	ULS-2-2(STR/GEO)	2045,29
84	ULS-2-2(STR/GEO)	1437,19
85	ULS-2-2(STR/GEO)	2811,16
86	ULS-2-2(STR/GEO)	3014,28
87	ULS-2-2(STR/GEO)	2843,11
88	ULS-2-2(STR/GEO)	2411,51
89	ULS-2-2(STR/GEO)	1926,7
90	ULS-2-2(STR/GEO)	1377,49
91	ULS-2-2(STR/GEO)	2760,04
92	ULS-2-2(STR/GEO)	2818,91
93	ULS-2-2(STR/GEO)	2555,13
94	ULS-2-2(STR/GEO)	2108,46
95	ULS-2-2(STR/GEO)	1697,8
96	ULS-2-2(STR/GEO)	1245,68
97	ULS-2-2(STR/GEO)	2524,42
98	ULS-2-2(STR/GEO)	2485,11
99	ULS-2-2(STR/GEO)	2198,53
100	ULS-2-2(STR/GEO)	1771,24
101	ULS-2-2(STR/GEO)	1407,74
102	ULS-2-2(STR/GEO)	1013,07
541	ULS-2-2(STR/GEO)	1010,62
543	ULS-2-2(STR/GEO)	1002,29
545	ULS-2-2(STR/GEO)	998,46
547	ULS-2-2(STR/GEO)	1012,16

Tabel 5.12 Vaiagrupp nr. 9 järg 2

549	ULS-2-2(STR/GEO)	1012,31
551	ULS-2-2(STR/GEO)	977,21
553	ULS-2-2(STR/GEO)	906,07
555	ULS-2-2(STR/GEO)	826,04
557	ULS-2-2(STR/GEO)	754,57
559	ULS-2-2(STR/GEO)	1792,63
561	ULS-2-2(STR/GEO)	1821,82
563	ULS-2-2(STR/GEO)	1832,75
565	ULS-2-2(STR/GEO)	1855,31
567	ULS-2-2(STR/GEO)	1866,44
569	ULS-2-2(STR/GEO)	1876,44
571	ULS-2-2(STR/GEO)	1897,37
573	ULS-2-2(STR/GEO)	1954,73
575	ULS-2-2(STR/GEO)	2029,76
577	ULS-2-2(STR/GEO)	1804,28
579	ULS-2-2(STR/GEO)	1621,07
	$\Sigma =$	222713,2

Autor arvutab üksiku vaia kandevõimed läbimõõtudele 880 ja 1180 mm:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k,ots}}{\gamma_b}$$

kus:

$R_{c,k,ots}$ – üksiku vaia otsa vastupanu

γ_b – puurvaiakandevõime osavaru tegur vaia põhjale

$$R_{c,k,ots} = 4435,2 \text{ kN/m}^2$$

$$R_{c,k,ots,880} = 4435,2 \cdot 0,608 = 2697,5 \text{ kN}$$

$$R_{c,k,ots,1180} = 4435,2 \cdot 1,095 = 4850,3 \text{ kN}$$

$$R_{c,d,ots,880} = \frac{2697,5}{1,3} = 2075 \text{ kN}$$

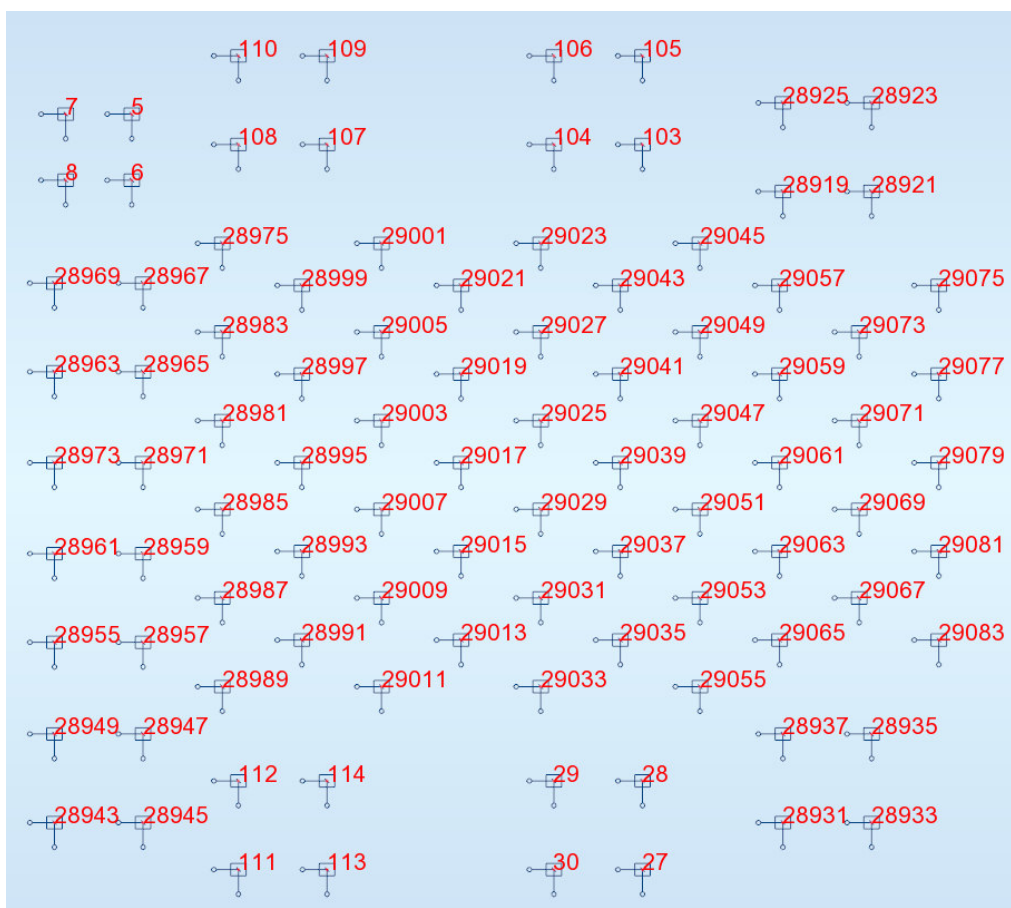
$$R_{c,d,ots,1180} = \frac{4850,3}{1,3} = 3731 \text{ kN}$$

Tulemustest lähtuvalt saab ületatud gruppides 4, 5, 8, ja 9 üksiku vaia kandevõime maksimaalväärtus. Autor suurendab antud gruppides kasutatavaid vaiu läbimõõduni 1180 mm.

5.2.2 Variant 2

Töö autor suurendab üksikvaia survekandevõimet ületanud puurvaiade läbimõõtu 1180 mm. Valitud vaiade pikkused jäävad variant 1 lahendusega samaks. Hoone tuuma alune rostvärk on paksusega 2 m ja karkassipostide alused rostvärgid paksusega 1,5 m, sellest tulenevalt on vaiade pikkused vastavalt 14 m ja 14,5 m. Vaiade vahelised minimaalsed vahekaugused millega arvestatakse on 2 vaia läbimõõtu. Puurvaiadest moodustatakse kokku 9 eraldiseisvat vaiagrappi, milles kokku 91 vaia läbimõõduga 1180 mm ja 4 vaia läbimõõduga 880 mm. Suurima grupi moodustavad hoone tuuma all paiknevad vaiad, milles kasutatakse kokku 63 läbimõõduga 1180 mm vaia. Hoone karkassipostide alused vaiagrupid koosnevad 4 vaiast, millede läbimõõdud varieeruvad 880 mm kuni 1180 mm. Vaiagruppide paiknemine variant kahele antakse graafilises osas.

Variant 2 arvutusmudeli arvutuspunktide asukoht graafiliselt:



Joonis 5.7 Arvutuspunktide paiknemine variant 2

Vaiagruppidele mõjuvad maksimaalsed koormused, vastavalt nende kõige ebasoodsamale kombinatsioonile:

Tabel 5.13 Vaiagrupp nr. 1

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
5	ULS-2-2(STR/GEO)	2038,52
6	ULS-2-2(STR/GEO)	2040,51
7	ULS-2-2(STR/GEO)	2040,51
8	ULS-2-2(STR/GEO)	2038,52
	$\Sigma =$	8158,06

Tabel 5.14 Vaiagrupp nr. 2

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
107	ULS-2-2(STR/GEO)	3493,26
108	ULS-2-2(STR/GEO)	3493,26
109	ULS-2-2(STR/GEO)	3493,26
110	ULS-2-2(STR/GEO)	3493,26
	$\Sigma =$	13973,04

Tabel 5.15 Vaiagrupp nr. 3

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
103	ULS-2-2(STR/GEO)	3563,72
104	ULS-2-2(STR/GEO)	3563,72
105	ULS-2-2(STR/GEO)	3563,72
106	ULS-2-2(STR/GEO)	3563,72
	$\Sigma =$	14254,88

Tabel 5.16 Vaiagrupp nr. 4

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
28919	ULS-2-2(STR/GEO)	2484,84
28921	ULS-2-2(STR/GEO)	2484,84
28923	ULS-2-2(STR/GEO)	2484,84
28925	ULS-2-2(STR/GEO)	2484,84
	$\Sigma =$	9939,36

Tabel 5.17 Vaiagrupp nr. 5

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
28943	ULS-2-1(STR/GEO)	2415,24
28945	ULS-2-1(STR/GEO)	2415,24
28947	ULS-2-1(STR/GEO)	2415,24
28949	ULS-2-1(STR/GEO)	2415,24
	$\Sigma =$	9660,96

Tabel 5.18 Vaiagrupp nr. 6

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
111	ULS-2-1(STR/GEO)	3490,03
112	ULS-2-1(STR/GEO)	3490,03
113	ULS-2-1(STR/GEO)	3490,03
114	ULS-2-1(STR/GEO)	3490,03
	$\Sigma =$	13960,12

Tabel 5.19 Vaiagrupp nr. 7

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
27	ULS-2-1(STR/GEO)	3665,04
28	ULS-2-1(STR/GEO)	3665,04
29	ULS-2-1(STR/GEO)	3665,04
30	ULS-2-1(STR/GEO)	3665,04
	$\Sigma =$	14660,16

Tabel 5.20 Vaiagrupp nr. 8

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
28931	ULS-2-1(STR/GEO)	2540,66
28933	ULS-2-1(STR/GEO)	2540,66
28935	ULS-2-1(STR/GEO)	2540,66
28937	ULS-2-1(STR/GEO)	2540,66
	$\Sigma =$	10162,64

Tabel 5.21 Vaiagrupp nr. 9

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
28955	ULS-2-2(STR/GEO)	2219,54
28957	ULS-2-2(STR/GEO)	2473,99
28959	ULS-2-2(STR/GEO)	2987,19
28961	ULS-2-2(STR/GEO)	2501,19
28963	ULS-2-2(STR/GEO)	2944,26
28965	ULS-2-2(STR/GEO)	3744,05
28967	ULS-2-2(STR/GEO)	3655,27
28969	ULS-2-2(STR/GEO)	3005,68
28971	ULS-2-2(STR/GEO)	3243,14
28973	ULS-2-2(STR/GEO)	2559,55
28975	ULS-2-2(STR/GEO)	3384,67
28981	ULS-2-2(STR/GEO)	3927,66
28983	ULS-2-2(STR/GEO)	4189,26
28985	ULS-2-2(STR/GEO)	3480,89
28987	ULS-2-2(STR/GEO)	2974,53
28989	ULS-2-2(STR/GEO)	1937,77
28991	ULS-2-2(STR/GEO)	2613,09
28993	ULS-2-2(STR/GEO)	3526,78
28995	ULS-2-2(STR/GEO)	4081,35
28997	ULS-2-2(STR/GEO)	4402,59
28999	ULS-2-2(STR/GEO)	3977,83
29001	ULS-2-2(STR/GEO)	3640,37
29003	ULS-2-2(STR/GEO)	4968,1
29005	ULS-2-2(STR/GEO)	4752,82
29007	ULS-2-2(STR/GEO)	4452,9
29009	ULS-2-2(STR/GEO)	3446,28
29011	ULS-2-2(STR/GEO)	2040,46

Tabel 5.21 Vaiagrupp nr. 9 järg 1

29013	ULS-2-2(STR/GEO)	2856,93
29015	ULS-2-2(STR/GEO)	4211,37
29017	ULS-2-2(STR/GEO)	5013,84
29019	ULS-2-2(STR/GEO)	5297,23
29021	ULS-2-2(STR/GEO)	4432,18
29023	ULS-2-2(STR/GEO)	3741,1
29025	ULS-2-2(STR/GEO)	5193,53
29027	ULS-2-2(STR/GEO)	5040,98
29029	ULS-2-2(STR/GEO)	4663,11
29031	ULS-2-2(STR/GEO)	3589,3
29033	ULS-2-2(STR/GEO)	2059,06
29035	ULS-2-2(STR/GEO)	2776,84
29037	ULS-2-2(STR/GEO)	4101,92
29039	ULS-2-2(STR/GEO)	4836,01
29041	ULS-2-2(STR/GEO)	5020,51
29043	ULS-2-2(STR/GEO)	4186,48
29045	ULS-2-2(STR/GEO)	3559,06
29047	ULS-2-2(STR/GEO)	4671,54
29049	ULS-2-2(STR/GEO)	4595,34
29051	ULS-2-2(STR/GEO)	4213,33
29053	ULS-2-2(STR/GEO)	3343,65
29055	ULS-2-2(STR/GEO)	1958,32
29057	ULS-2-2(STR/GEO)	4250,54
29059	ULS-2-2(STR/GEO)	4577,37
29061	ULS-2-2(STR/GEO)	4222,25
29063	ULS-2-2(STR/GEO)	3610,38
29065	ULS-2-2(STR/GEO)	2617,75
29067	ULS-2-2(STR/GEO)	2820,75
29069	ULS-2-2(STR/GEO)	3360,04
29071	ULS-2-2(STR/GEO)	3732,8
29073	ULS-2-2(STR/GEO)	4169,64
29075	ULS-2-2(STR/GEO)	3102,25
29077	ULS-2-2(STR/GEO)	2938,48
29079	ULS-2-2(STR/GEO)	2597,85
29081	ULS-2-2(STR/GEO)	2333,82
29083	ULS-2-2(STR/GEO)	1766,51
	$\Sigma =$	226593,3

Maksimaalne üksikvaia reaktsioon grupis 9, mille väärtuseks on 5464 kN esineb arvutuspunktis 29015 ja kombinatsiooniks ULS-1-1.

Variant 2 tulemustest lähtuvalt on tagatud üksikvaia kandevõime gruppides 1 kuni 8. Üksikvaia kandevõime maksimaalväärtus saab ületatud grupis 9. Lähteandmetes kajastatud pinnaste kandevõime piir on seega saavutatud ja gabariitidelt pole hoone alusele alale võimalik suuremas koguses puurvaiu ehitada.

Lahendusena tuleb kaaluda järgmisi variante:

- Täpsustada sügavamal paiknevate pinnaste andmeid, uue ehitusgeodeetilise uuringuga;
- Muuta hoone aluse vundamendi gabariite.

5.2.3 Variant 3

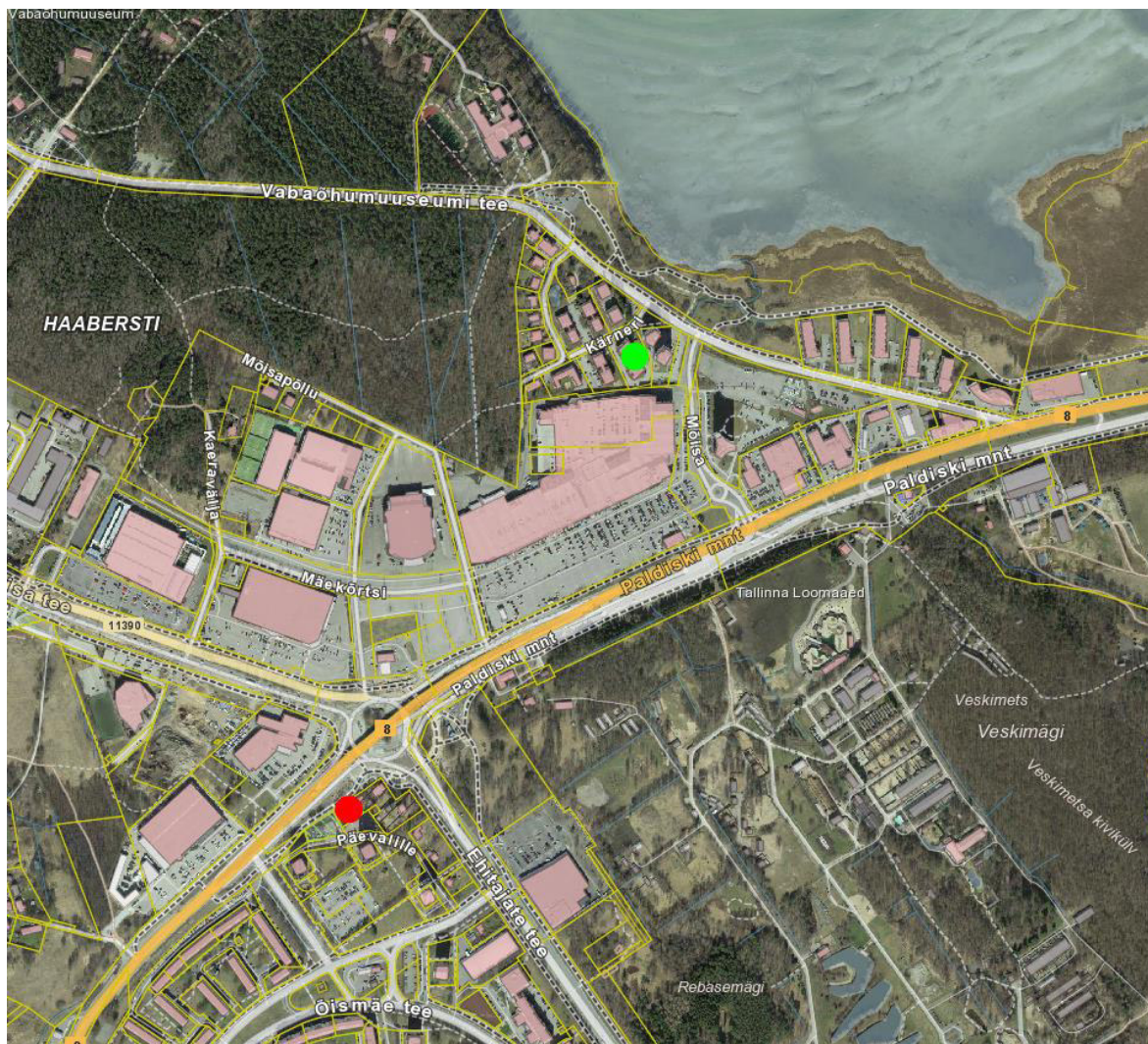
Vaivundamendi variandi 3 arvutamisel võetakse aluseks Maa-ameti geoportaalist saadud aluspõhja sügavuse väärtus Tiskre kihistul. Vastavalt geoloogilisele aluskaardile lasub aluskiht absoluutsel kõrgusmärgil -11,8 m. Puuraugu asukoha koordinaat vastavalt L-EST97 koordinaatsüsteemile X: 6587217 ja Y: 536833, orienteeruv asukoht näidatud joonisel 5.8, mis on tähistatud oranži värviga. Vastava aluskihi kandevõime väärtuse leidmiseks on uuritud samas piirkonnas juba varem teostatud pinnase uuringuid, mis ulatuksid sinisavi kihile. Vaia otsa ühikpinna vastupanu väärtus vastavalt tabelile 1 on koostanud Geotehnika Inseneribüroo AS, mille tööle nr. 1654 [13].

$$q_{bk} \rightarrow R_{c,k,ots} = 12000 \text{ kN/m}^2$$

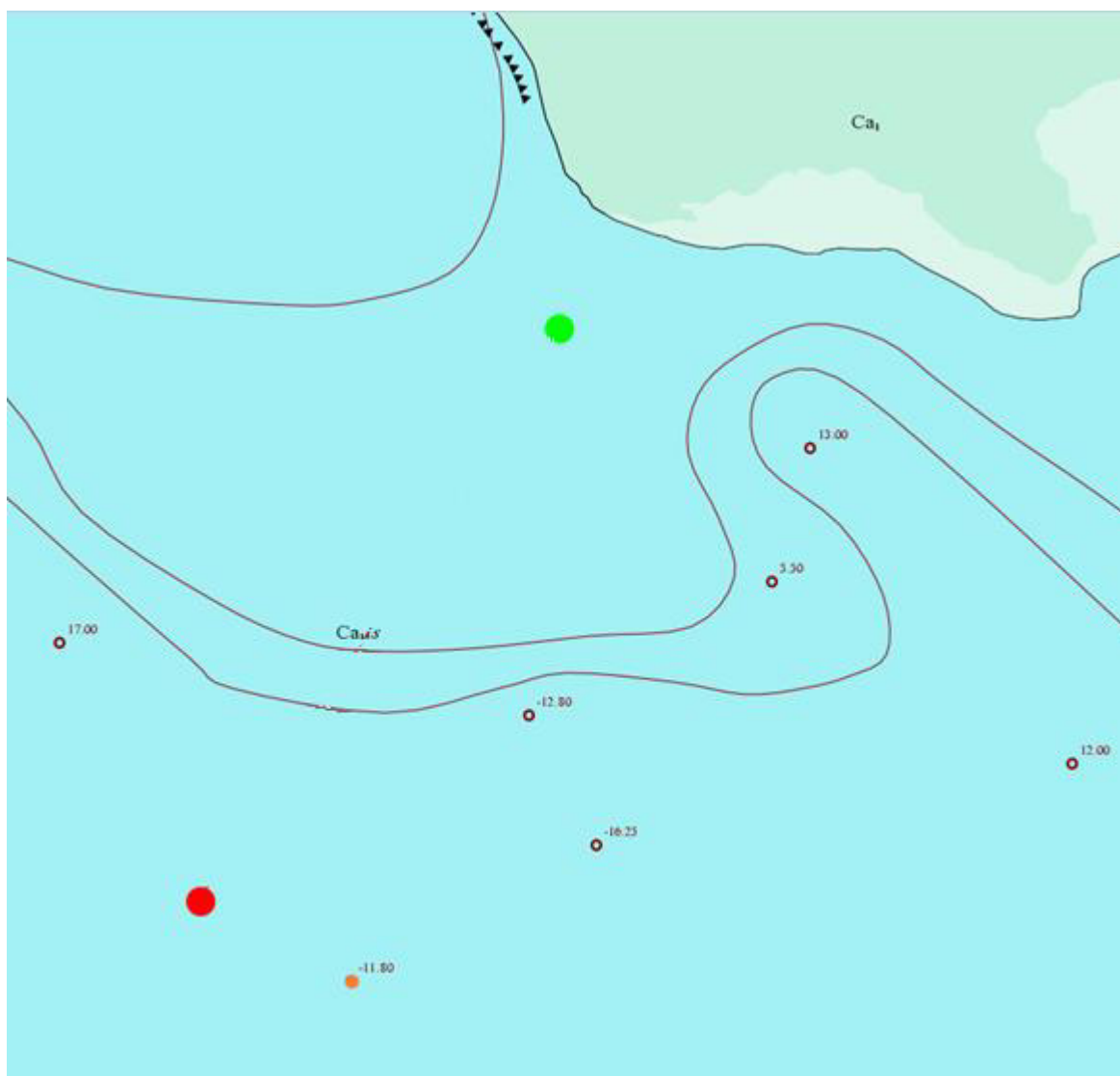
$$R_{c,d,ots,880} = \frac{12000 \cdot 0,603}{1,3} = 5614 \text{ kN}$$

$$R_{c,d,ots,1180} = \frac{12000 \cdot 1,093}{1,3} = 10094 \text{ kN}$$

Projekteeritava hoone asukoht tähistatud punasega ja täiendav pinnaseuring rohelisega:



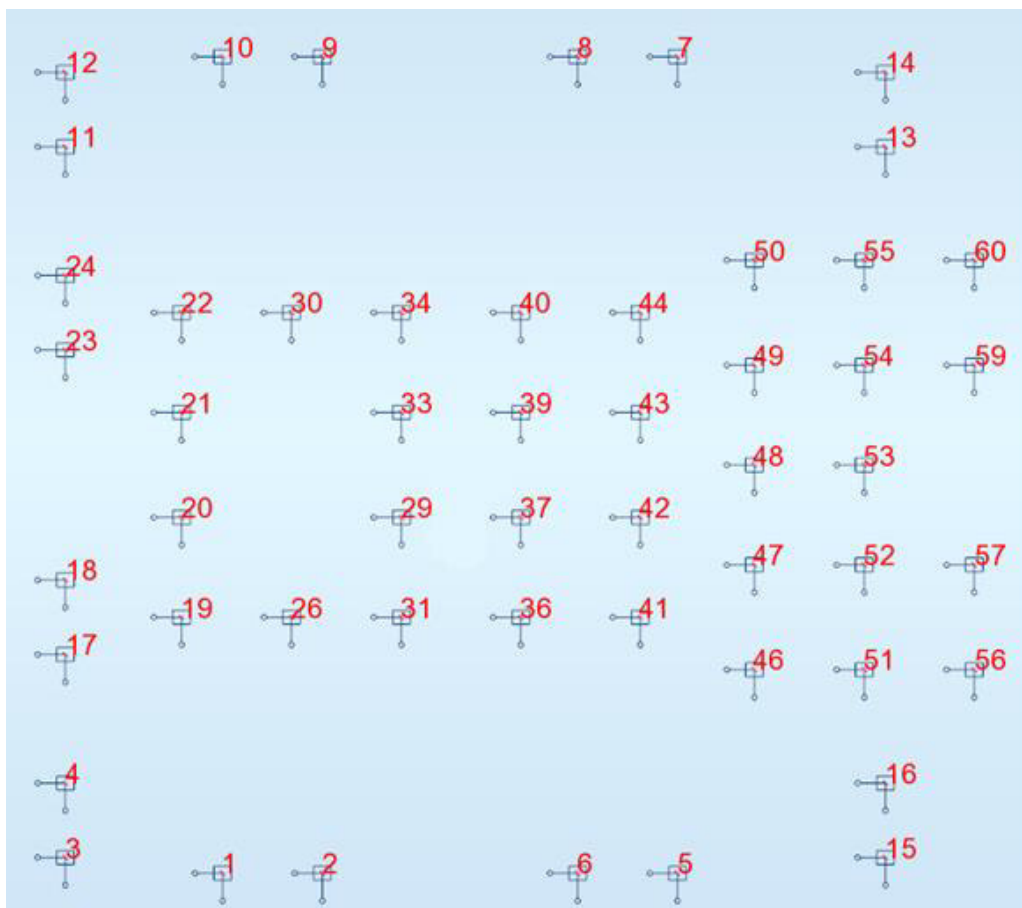
Joonis 5.8 Asukohaskeem [14]



Joonis 5.9 Geoloogiline baaskaart [15]

Vastavat variandile tuleb vaide kandevõime suurendamiseks puurida sügavamad vaiad, mille pikkused vastavalt 19,4 m ja 19,9 m. Vaiade vahelised minimaalsed vahekaugused millega arvestatakse on 2 vaia läbimõõtu. Puurvaiadest moodustatakse kokku 9 eraldiseisvat vaiagruppi, kus kokku on 34 vaia läbimõõduga 1180 mm ja 18 vaia läbimõõduga 880 mm. Hoone karkassipostide alused vaiagrupid koosnevad 2 vaiast, millede läbimõõdud varieeruvad 880 mm kuni 1180 mm. Vaiagruppide paiknemine antakse graafilises osas, vt. joonis 5.10.

Variant 3 arvutusmodeli arvutuspunktide asukoht graafiliselt:



Joonis 5.10 Arvutuspunktide paiknemine variant 3

Vaiagrupidelle mõjuvad maksimaalsed koormused, vastavalt nende kõige ebasoodsamale kombinatsioonile:

Tabel 5.22 Vaiagrupp nr. 1

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
11	ULS-2-2(STR/GEO)	3780,23
12	ULS-2-2(STR/GEO)	3780,23
	$\Sigma =$	7560,46

Tabel 5.23 Vaiagrupp nr. 2

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
9	ULS-2-2(STR/GEO)	6388,42
10	ULS-2-2(STR/GEO)	6388,42
	$\Sigma =$	12776,84

Tabel 5.24 Vaiagrupp nr. 3

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
7	ULS-2-2(STR/GEO)	6547,75
8	ULS-2-2(STR/GEO)	6547,75
	$\Sigma =$	13095,5

Tabel 5.25 Vaiagrupp nr. 4

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
13	ULS-2-2(STR/GEO)	3955,21
14	ULS-2-2(STR/GEO)	3955,21
	$\Sigma =$	7910,42

Tabel 5.26 Vaiagrupp nr. 5

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
3	ULS-2-1(STR/GEO)	3846,02
4	ULS-2-2(STR/GEO)	3846,02
	$\Sigma =$	7692,04

Tabel 5.27 Vaiagrupp nr. 6

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
1	ULS-2-1(STR/GEO)	6433,79
2	ULS-2-2(STR/GEO)	6433,79
	$\Sigma =$	12867,58

Tabel 5.28 Vaiagrupp nr. 7

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
5	ULS-2-1(STR/GEO)	6765,79
6	ULS-2-2(STR/GEO)	6765,79
	$\Sigma =$	13531,58

Tabel 5.29 Vaiagrupp nr. 8

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
15	ULS-2-1(STR/GEO)	4076,40
16	ULS-2-2(STR/GEO)	4076,40
	$\Sigma =$	8152,8

Tabel 5.30 Vaiagrupp nr. 9

Arvutuspunkt	Kombinatsioon	FZ (kN)
17	ULS-2-2(STR/GEO)	3342,92
18	ULS-2-2(STR/GEO)	3664,82
19	ULS-2-2(STR/GEO)	5669,65
20	ULS-2-2(STR/GEO)	6613,27
21	ULS-2-2(STR/GEO)	7608,12
22	ULS-2-2(STR/GEO)	8604,65
23	ULS-2-2(STR/GEO)	4621,79
24	ULS-2-2(STR/GEO)	4925,70
26	ULS-2-2(STR/GEO)	5552,57
29	ULS-2-2(STR/GEO)	6885,96
30	ULS-2-2(STR/GEO)	8581,32
31	ULS-2-2(STR/GEO)	5603,93
33	ULS-2-2(STR/GEO)	7988,77
34	ULS-2-2(STR/GEO)	8753,42
36	ULS-2-2(STR/GEO)	5474,57
37	ULS-2-2(STR/GEO)	6659,35
39	ULS-2-2(STR/GEO)	7775,53
40	ULS-2-2(STR/GEO)	8726,02
41	ULS-2-2(STR/GEO)	5173,45
42	ULS-2-2(STR/GEO)	6314,32
43	ULS-2-2(STR/GEO)	7370,51
44	ULS-2-2(STR/GEO)	8158,56
46	ULS-2-2(STR/GEO)	2330,91
47	ULS-2-2(STR/GEO)	5347,96
48	ULS-2-2(STR/GEO)	6263,97
49	ULS-2-2(STR/GEO)	7163,43
50	ULS-2-2(STR/GEO)	4332,20
51	ULS-2-2(STR/GEO)	2113,67
52	ULS-2-2(STR/GEO)	4938,11
53	ULS-2-2(STR/GEO)	5897,54
54	ULS-2-2(STR/GEO)	6791,13
55	ULS-2-2(STR/GEO)	4082,46
56	ULS-2-2(STR/GEO)	1824,70
57	ULS-2-2(STR/GEO)	4366,03
59	ULS-2-2(STR/GEO)	5908,89
60	ULS-2-2(STR/GEO)	3645,73
	$\Sigma =$	209075,93

Maksimaalne üksikvaia reaktsioon grupis 9, mille väärtuseks on 9741 kN esineb arvutuspunktis 31 ja kombinatsioonis ULS-1-1.

Lisaks üksikvaia survekandevõimele võetakse arvesse vaiagrupi arvutamisel summaarsed vaiade reaktsiooni ning vaiade vahele jääva pinnase osakaalu, mis lisandub kogu vaiagrupi summaarsele reaktsioonile.

Arvutatakse pinnase keskmine mahukaal vaiade vahelises piirkonnas, kui pinnavee tase vastavalt uuringule on 1,5 m:

Pinnasekihtide mahukaalud tabelis :

Tabel 5.31 Pinnasekihid

Pinnasekiht	nr	γ , kn/m ³	h, m
Muld	2	14,0	0,25
Peenliiv	3	19,0	4,7
Savimöll	4	16,5	0,8
Tihe möll	5	19,0	1,25
Kesk ja jämeliiv	6	18,5	6,75
Tihe kruusliiv ja veeristik	9	21,0	2,0
Moreen savimöll, kõva	10	22,0	5,8

Pinnase keskmine mahukaal on vastavalt pinnase andmetele 10,36 kN/m³, vaiagruppide vahele jääva pinnase arvutuslikud väärtused on toodud tabelis 5.32.

Tabel 5.32 Arvutuslik pinnase mahukaal vaiagruppide vahel

Grupp	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Rostvärgi pindala, m ²	2,32	4,18	4,18	2,32	2,32	4,18	4,18	2,32	205
Vaia läbimõõt, mm	880	1180	1180	880	880	1180	1180	880	880/1180
Vaiade arv, tk	2	2	2	2	2	2	2	2	10/26
Vaia pindala, m ²	0,608	1,094	1,094	0,608	0,608	1,094	1,094	0,608	0,61/1,1
Vaia pikkus, m	19,80	19,80	19,80	19,80	19,80	19,80	19,80	19,80	19,3
Normatiivne pinnase mahukaal kokku vaiade vahelisel alal ($G_{pinnas,k}$)	226,34	408,72	408,72	226,34	226,34	408,72	408,72	226,34	34083,0
Arvutuslik pinnase mahukaal kokku vaiade vahelisel alal ($G_{pinnas,d}$)	271,61	490,47	490,47	271,61	271,61	490,47	490,47	271,61	40899,6

Ühtse plokina töötavate vaiade ja nendevahelise pinnase survekandevõime väärtuse grupile 9 leitakse, kui summeritakse omavahel reaktsioonide väärtused ja vaiade vahele jääva pinnase osakaal. Vaiad mille läbimõõt 880 mm on otsa vastupanu 5614 kN ja vaiad läbimõõduga 1180 mm otsa vastupanu väärtus vastavalt 10094 kN. Liites grupis paiknevate vaiade otsavastupanu väärtused ja grupi küljevastupanu väärtuse leiame vaiagrupi üldise kandevõime. Rostvärgi perimeetri pikkus on 67 m ja kõrgus 19,3 m, mis annab vaiagrupi küljepindalaks kokku 1293 m². Sellest tulenevalt on vaiagrupi 9 küljevastupanuks 17974 kN ja üldine kandevõime väärtus kokku 336558 kN, mis annab kasutusmääraks 74%. Kõikide üksikvaiade ja vaiagruppide kandevõime väärtused on vastavalt arvutusvariandile 3 tagatud. Vaiagrupi 9 kandevõimest moodustab otsavastupanu 95% ja küljevastupanu vastavalt 5%.

5.3 Arvutusvariantide betooni mahud:

Variant 1:

Tabel 5.33 Betooni maht arvutusvariant ühe puhul

Tähis	Arv, tk	Maht, m ³
Rostvärk h=2000 mm	1	595,4
Rostvärk h=1500 mm	8	140,3
Ümarvai d=880 mm	118	1013,4
Ümarvai d=1180 mm	16	225,1
	Σ =	1974,2

Variant 2:

Tabel 5.34 Betooni maht arvutusvariant kahe puhul

Tähis	Arv, tk	Maht, m ³
Rostvärk h=2000 mm	1	614,8
Rostvärk h=1500 mm	8	167,8
Ümarvai d=880 mm	4	35,5
Ümarvai d=1180 mm	91	1409,9
	Σ =	2228,0

Variand 3:

Tabel 5.35 Betooni maht arvutusvariant kolme puhul

Tähis	Arv, tk	Maht, m ³
Rostvärk h=2000 mm	1	431,7
Rostvärk h=1500 mm	8	54,9
Ümarvai d=880 mm	18	213,7
Ümarvai d=1180 mm	34	722,0
	$\Sigma =$	1422,3

KOKKUVÕTE

Käesoleva lõputöö teemaks oli üheksakümne meetri kõrguse hoone vundamendi kandevõime arvutus. Lähtematerjalidena kasutati arhitektuurset eskiisi ja ehitusgeoloogiliste uuringute aruandeid. Hoone asub Tallinnas, Haabersti linnaosas, Paldiski maantee ja Ehitajate tee vahelises piirkonnas. Lõputöö eesmärgiks oli arvutada kõrghoonele mõjuvad koormused ja dimensioneerida vaivundamendid ning teostada vastavatest lahendusest joonised.

Hoone üldine kõrgus 1. korruse põrandast katuslaeni on 89,0 m ja selle plaaniline laius 22,4 m ning pikkus 20,4 m. Kõrghoone 1. korruse põrandale vastav absoluutne kõrgusmärk +9,5 m, kokku on hoonel korruseid 27, millest kõik on maapealsed. Kandekarkassi moodustavad hoone tuum, mis on monoliitsest raudbetoonist ja perimeetril paiknevad monoliitsest raudbetoonist karkassipostid. Hoone ruumiline jäikus tagatakse horisontaalseid koormusi vastuvõtivate vahelagedega ja hoone tuuma moodustavate jäikusseinte koostööga. Jäikustuuma paiknemise aluseks on arhitektuurne eskiis, kus seinte paksuseks on arvestatud kõikidel korrustel 300 mm. Plaaniliselt paiknevad karkassipostid sammuga 4,8...8,4 m. Postid on alumistel korrustel ristlõikega 700 x 1200 mm ja ülemistel korrustel ristlõikega 400 x 1200 mm. Ristlõige muutub järkjärguliselt vahepealsetel korrustel. Korruse kõrgused vastavalt 1. korrus 3,4 m, 2. kuni 18. korrus kõrgusega 3,01 m, 19. kuni 27. korrus kogusega 3,35 m ja katuslael paiknev terrasse hõlmav korrus kõrgusega 3,2 m. Hoones on kokku kaks trepikoda, mille trepid moodustuvad monteeritavatest raudbetoonist trepielemendid. Esimene trepikoda paikneb hoone jäikustuuma südamikus ja teine trepikoda jäikustuuma servas. Hoone konstruktsioonitüüpide ja nende kihtide määramise aluseks on võetud eskiisis esitatud lahendused. Vahelaeplaadi esialgseks pakuseks on koormuste määramisel on võetud 250 mm, mis vastab silde pikkus jagatud 33.

Hoone tuulekoormus on määratud vastavalt standardi EVS-EN 1991-1-3:2006+NA:2006 põhjal ja mille erinevate suundade maastikutüüpideks on valitud 0 ja I. Tuulekoormuse määramisel on lähtutud tingimusest, et hoone kõrgus on suurem selle neljakordsest tuule suunalisest pikkusest. Sellest tulenevalt on määratud tuulekoormus kasutades detailset tuulekoormuse protseduuri. Detailse protseduuri jaoks vajamineva omavõnkesageduse määramiseks on kasutatud lihtsustatud arvutusmudelit, kus on leitud konstruktsiooni esimese omavõnkesageduse väärtused hoone põhja ja lõuna ning ida ja lääne suunalised väärtused. Põhja ja lõuna suunaline väärtus vastavalt lihtsustatud arvutusmudelile 0,33 Hz ja ida ja lääne suunaline 0,66 Hz. Lihtsustatud arvutusmudeli väärtused on võrreldavad hoone koond arvutusmudeli väärtustega, kus vastavad väärtused on 0,35 Hz ja 0,61 Hz. Koondmudeli ja lihtsustatud arvutusmudeli erinevused on tingitud teatavast

lihtsustusest, kus korruse inertsimomendi väärtused on leitud arvesse võtmata uste kohal olevat seiniosa.

Hoone maapealseid konstruktsioone toetavad maa-alused konstruktsioonid koosnevad monoliitsetest rostvarkidest ja puurvaiadest, mis moodustavad kokku 9 vaiagrupperi. Vaiagrupperides kasutatud puurvaiade läbimõõdud on 880 mm ja 1180 mm.

Ehitusgeoloogiliste uurimustööde alusel on kõrghoone rajamiseks sobivaim vundamenti tüüp vaivundament. Vastavalt geoloogilistele uurimustöödele saab järeldada, et sobivaim on rajada hoone vaivundamentidele, sest hoone aluses pinnase profiilis esinevad nõrgad kuni väga nõrgad saviliivad. Hoonel puuduvad maa-alused korrused, seega ei jõuta kaevetööde käigus piisavalt sügavale, et kaaluda teisi variante hoone vundeerimiseks. Täpsemate lähteandmete puudumisel on leitud hoonealuse pinnase kümnendale kihile kandevõime väärtused kasutades Chini'i meetodit. Vastavalt ehitusgeoloogilisele uurimustööle on kümnes kiht jämetolmliiv. Saadud tulemusest sõltuvalt on arvatud üksiku vaia ja gruppide kandevõime väärtused.

Kokku on koostatud kolm arvutusskeemi. Esimesel skeemil on kokku 118 vaia läbimõõduga 880 mm ja 16 vaia läbimõõduga 1180 mm. Vaiade pikkused on 14,0 m kuni 14,5 m, mille kandevõime on tagatud ainult esimese vaivundamenti grupi puhul. Teisel arvutusskeemil on suurendatud vaivundamenti vaiade läbimõõdusid ja vaiade koguse suurendamiseks nihutati grupis üheksa paiknevat vaiasid male korda. Puurvaiu on vastavalt teisele variandile kokku 95, millest 91 vaia on läbimõõduga 1180 mm ja 4 vaia läbimõõduga 880 mm. Vaiade pikkused jäävad vahemikku 14,0 m kuni 14,5 m. Tulemuseks on saavutatud piisav üksikvaia otsa vastupanu kõigil gruppidel peale grupi number üheksa, seega on vastava pinnasekihi kandevõime piir saavutatud. Täpsemate lähteandmete puudumisel otsustab lõputöö autor otsida piirkonnas paikneva aluspõhja sügavuse väärtuse ja sellele määratud kandevõime. Aluspõhi lasub vastavalt geoloogilisele aluskaardile absoluutsel kõrgusmärgil -11,8 m ja selle normatiivseks kandevõimeks on määratud 12000 kN/m². Arvutusvariandis on lähtutud võimalikult väikse hulga vaiade saavutamisest. Vaiade paigutamisel on lähtutud üldisest reeglist, et vaiade arvu on võimalik vähendada sellega, kui neid paigutada strateegiliselt õigetes kohtadesse ehk kõige raskemini koormatud piirkondadesse. Kolmanda arvutusvariandi puhul on kasutusel kokku 52 vaia, et võtta vastu hoonelt ja sellele mõjuvad koormused.

Lõputöö koostamise käigus arvatati kõrghoonele mõjuvad koormused ja koostati kaks arvutusmudelit. Lihtsustatud arvutusmudeli eesmärgiks oli leida tuulekoormuse määramiseks hoone konstruktsioonide omavõnkesagedused selle mõlemas suunas. Põhilise arvutusmudeliga

leiti hoone kandekonstruktsioonidele mõjuvate koormuste poolt tekkinud vaia reaktsioonide väärtused. Arvutuste tulemusena lahendati hoone kandekonstruktsiooni teostavate puurvaiade paiknemise skeem. Lõputöö teema andis hea ülevaate kõrghoone vaivundamentide projekteerimisel kaasnevatest probleemidest ja võimalusest arendada teadmiseid kõrghoonele mõjuvate koormuste mõju olulisusest.

SUMMARY

The theme of this thesis was “Load capacity calculation of a ninety-metre building’s foundation”. Architectural sketches and geological survey reports were used as source materials. The building is located in Tallinn, in district of Haabersti, between the Paldiski road and the Ehitajate street. The aim of the thesis was to calculate the loads on the high-rise building and load capacity of a pile foundation.

The overall height of the building from the ground floor to the roof is 98,0 m and its planned width is 22,4 m and length 20,4 m. Absolute height mark +9,5 m corresponding to the ground floor of a high-rise building, there are 27 floors in the building, which all are ground floors. The supporting frame forms the core of the building, which is made of reinforced concrete and the reinforced concrete frame posts on the perimeter. The lateral stiffness of the building is provided by the horizontal ceilings that receive the horizontal loads and the cooperation of the core walls forming the building’s core. The location of the core is based on an architectural sketch where’s the thickness of the walls is 300 mm on all the floors. The structural columns are planned to be located in increments of 4,8...8,4 m. The structural columns on the lower floors have a cross-section of 700 x 1200 mm and the upper floors have a cross-section of 400x 1200 mm. The cross-section gradually changes in intermediate floors. Floor heights are ground floor 3,4 m, 2nd to 18th floor with height 3,01 m, 19th to 27th floor with 3,35 m and the roof-top terrace with the height of 3,2 m. There are two staircases in the building, which are made of prefabricated concrete staircase elements. The first staircase is located in the centre of the building’s core and the second staircase at the edge of the core. The building construction types and the layers is based on the solutions presented in the sketch. When determining the loads of inserted ceiling floors the initial thickness is 250 mm, which is corresponding to the length of the span divided by 33.

The wind load of the building is determined according to the standard EVS-EN 1991-1-3: 2006 + NA: 2006 and the different types of landscape types have been selected as 0 and I. The wind load is determined by the condition that a building with a frequency of less than 1 Hz can be considered a wind-sensitive building. As a result, a wind load is determined using a detailed wind load procedure. A simplified calculation model has been used to determine the specific frequency required for a detailed procedure, where the values of the first natural frequency of the construction at the north and south of the building and the east and west values are found. North and South direction value according to simplified calculation model is 0,33 Hz and East and West direction value is 0,66 Hz. The values of the simplified calculation model are comparable to the values of the building's general

calculation model, where the corresponding values are 0,35 Hz and 0,61 Hz. The differences between the general model and the simplified calculation model are due to some simplification, where the values of the moment of inertia of the floor are taken into account outside the wall part above the doors.

The substructure supporting the building's superstructure consist of monolithic pile caps and foundation piles, which together form 9 pile groups. The piles used in pile groups diameters were 880 mm and 1180 mm.

Based on construction geological studies the proper foundation type for a high-rise building is a pile foundation. According to geological research, it can be concluded that it is best to build a building on the pile foundation because the soil profile in the base of the building has weak to very weak sandy clays. The building has no underground floors, so the digging is not deep enough to consider other options for building. In the absence of more detailed basic data, the bearing capacity of the tenth soil layer is found using the Chini method. According to construction geological research, the tenth layer is coarse sand. Depending on the result obtained, the bearing capacity values of the individual pile and groups have been calculated.

In total, three calculation schemes have been compiled. The first scheme has a total of 118 piles with diameter 880 mm and 16 piles with diameter 1180 mm. The length of the piles are 14,0 m to 14,5 m, which bearing capacity is ensured only for the first group of piles foundation. In the second calculation scheme the diameter of the piles were increased and for increasing the amount of piles, the piles were shifted according to chess arrangements in the group of nine. According to the second version the number of piles were 95, of which 91 are with diameter of 1180m and four piles are with diameter of 880 m. Pile lengths are in range from 14,0 m to 14,5 m. As a result, sufficient single pile end resistance has been achieved for all groups except group number nine, so that the bearing capacity limit of the respective soil layer is reached. In the absence of more detailed basic data, the author of the thesis decides to search for the depth of the bedrock in the area and the bearing capacity assigned to it. The bedrock rests on the geological base map with an absolute height of -11,8 m and its characteristic bearing capacity is set at 12000 kN / m². The calculation options are based to reach the smallest possible number of piles. Pile placement is based on the general rule that the number of piles can be reduced by placing them in strategically correct locations, in the most loaded areas. In the third calculation a total of 52 piles are used to carry out needed superstructure loads.

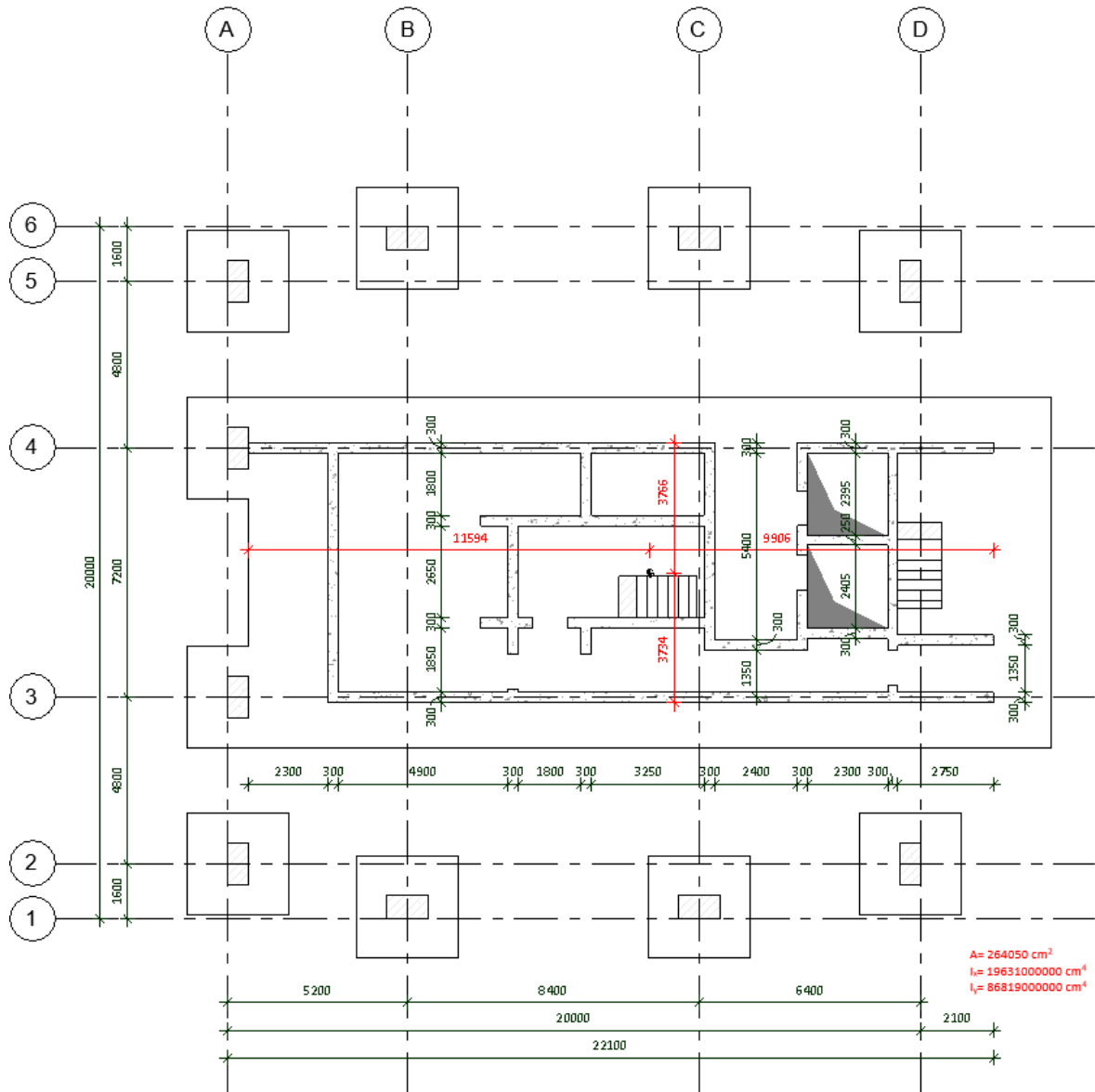
In the process of compilation the thesis, the loads for the high-rise building were calculated, two calculation models were compiled. The aim of the simplified calculation model was to determine the wind loads of the building structures natural frequency in both directions to determine the wind load. With the main calculation model, the values of the pile reactions of the structures were found. As a result of the calculations, the layout of the drilled piles carrying the building's bearing capacity was solved. The topic of the thesis gave a good overview of the problems involved in load capacity calculation the foundations of the high-rise building and the possibility to develop knowledge of the significance of the impact of the loads on the high-rise building.

KASUTATUD KIRJANDUS

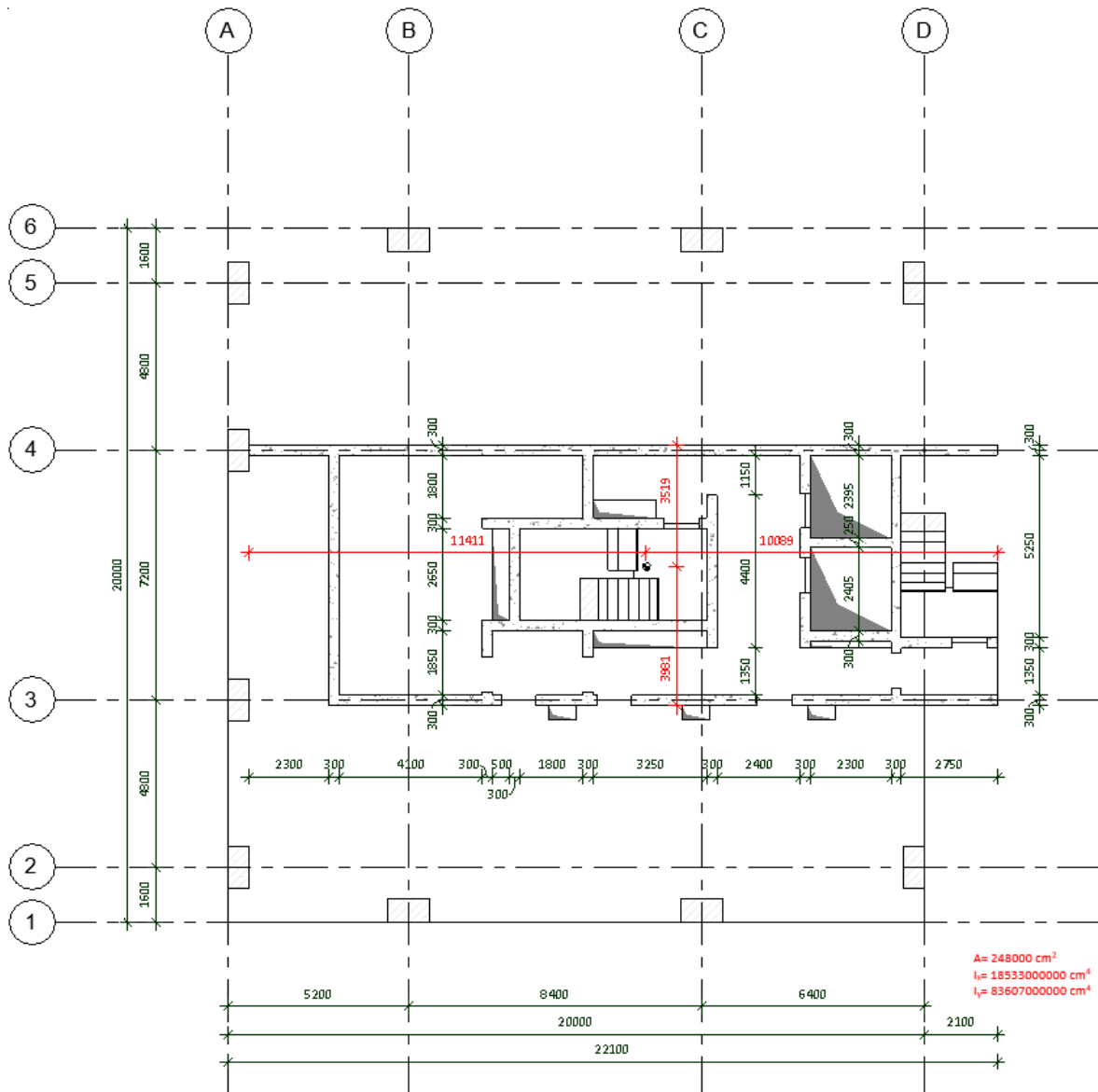
- [1] Poulos, Harry G., „Researchgate,“ [Võrgumaterjal]. Available: https://www.researchgate.net/publication/303954003_Tall_building_foundations_design_methods_and_applications. [Kasutatud 8. mai, 2019].
- [2] H. G. Poulos, Tall Building Foundation Design, Florida, Ameerika Ühendriigid: CRC Press, 2017.
- [3] B. S. Taranath, Steel, Concrete, and Composite Design of Tall Buildings, East Windsor, New Jersey osariik, Ameerika Ühendriigid: MacGraw-Hill, 1998.
- [4] Lauri Leet, „Tallinna kõrgeima büroohoone makett käis tuuletunnelis,“ *Ehitaja*, nr 5, pp. 40-42, 2019.
- [5] OÜ Ars Projekt, *Rocca tornid*, Tallinn, 2017.
- [6] Riiklik Ehitusuuringute Instituut, „Maaamet,“ [Võrgumaterjal]. Available: <http://www.maaamet.ee/egf/laefail.php?id=118547>. [Kasutatud 05. aprill, 2019].
- [7] *EVS-EN 1991-1-1:2002+NA:2002 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-1: Üldkoormused. Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused*, Brussels: European Committee for Standardization, 2002.
- [8] Maainfo kaardirakendus, „Maaamet,“ [Võrgumaterjal]. Available: https://xgis.maaamet.ee/xGIS/XGis?app_id=UU82&user_id=at&bbox=536358.071402221,6587157.70171255,536999.666930409,6587491.56745389&setlegend=UUKAT1_82=0,UUKAT1L_82=0,SHYBR_ALUS01=0,SHYBR_ALUS07_82L=1&LANG=1. [Kasutatud 02. mai, 2019].
- [9] *EVS-EN 1991-1-3:2006+NA:2006. Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-3: Lumekoormus*, Brussels: European Committee for Standardization, 2006.
- [10] *EVS-EN 1991-1-4:2005+NA:2007. Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-4: Tuulekoormus*, Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
- [11] *EVS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015+NA:2015 Eurokoodeks 2: Betoonkonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele*, Brussels: European Committee for Standardization, 2015.
- [12] Valdo Jaanisoo, *Üksikvaia kandevõime määramine- Loengukonspekt*, Tallinn.
- [13] AS Geotehnika Inseneribüroo, „Maaamet,“ [Võrgumaterjal]. Available: <http://www.maaamet.ee/egf/index.php?lht=aru&id=30089>. [Kasutatud 13. mai, 2019].
- [14] Maainfo kaardirakendus, „Maaamet,“ [Võrgumaterjal]. Available: https://xgis.maaamet.ee/xGIS/XGis?app_id=UU82&user_id=at&bbox=535741.571822619,6586992.13623331,538108.097018374,6588410.18549647&LANG=1. [Kasutatud 17. mai, 2019].
- [15] Geoloogiline baaskaart, „Maaamet,“ [Võrgumaterjal]. Available: https://xgis.maaamet.ee/xGIS/XGis?app_id=SMA01&user_id=at&bbox=536036.21441053,6587098.66697429,538207.341976839,6588399.63171836&setlegend=HMAGQP_01=1&LANG=1. [Kasutatud 17. mai, 2019].

LISAD

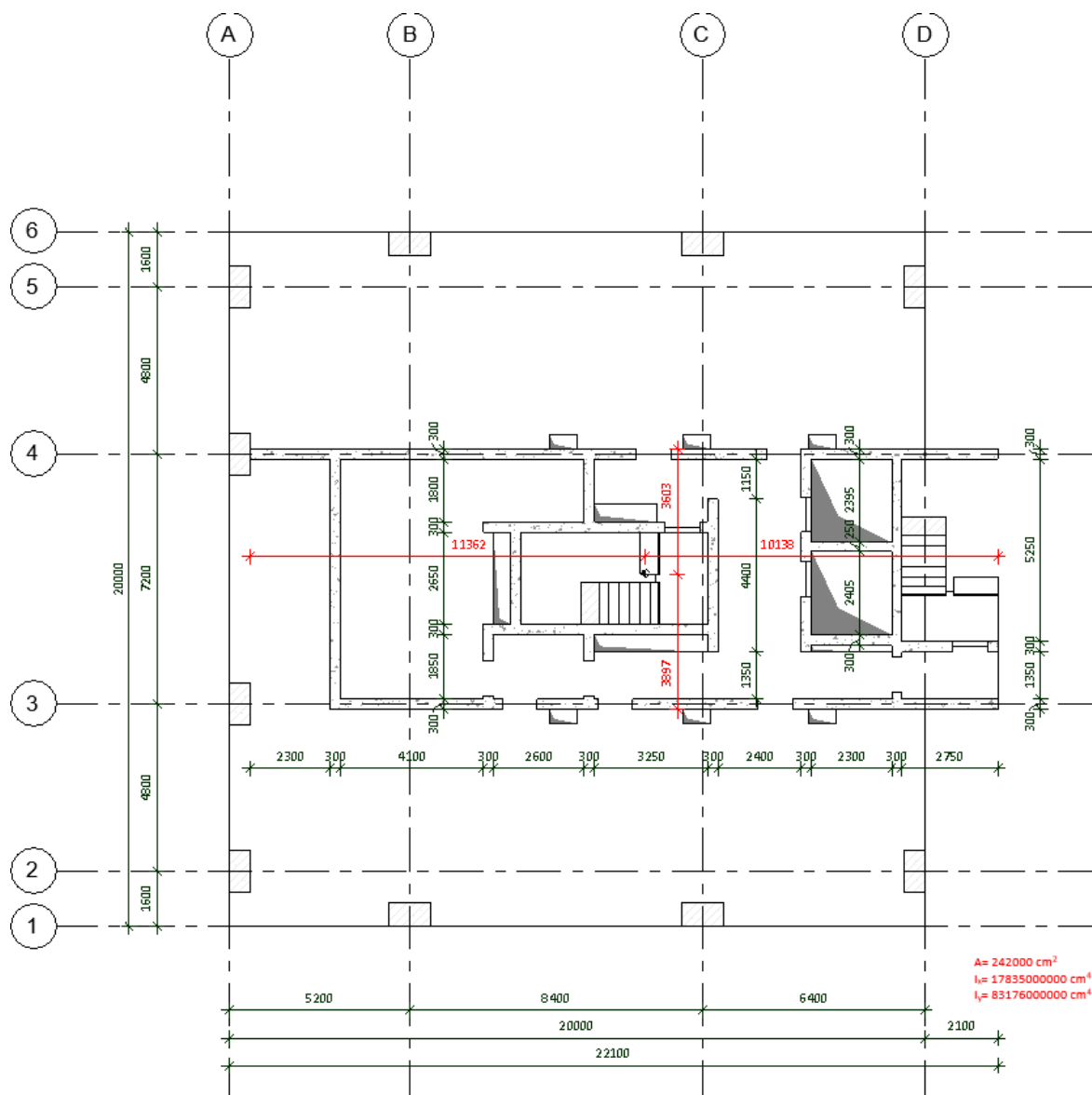
Lisa 1 1. korruse seinte raskuskeskme paiknemine ning inertsmoment x- ja y-telje ümber



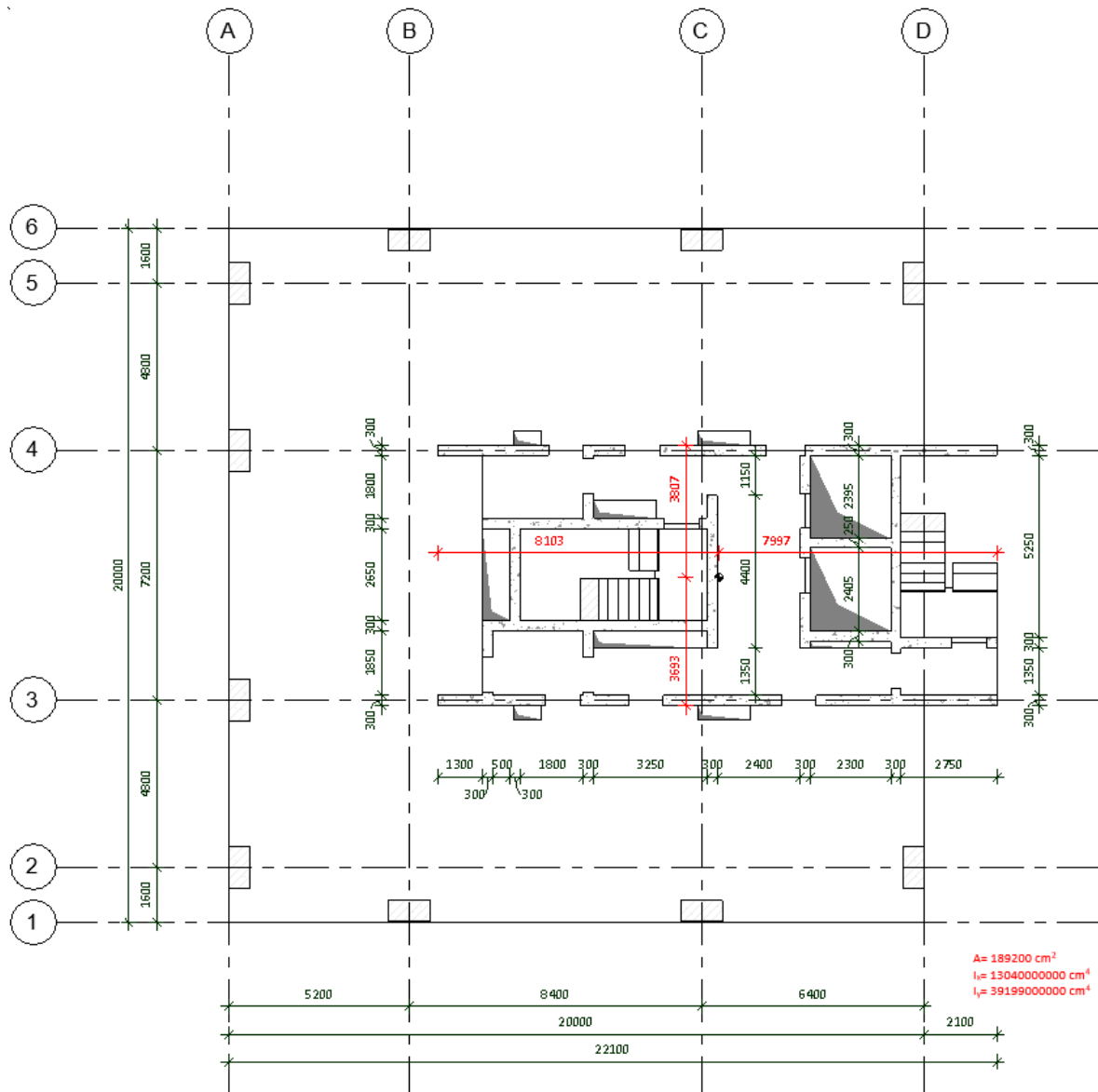
Lisa 2. korruse seinte raskuskeskme paiknemine ning inertsmoment x- ja y-telje ümber



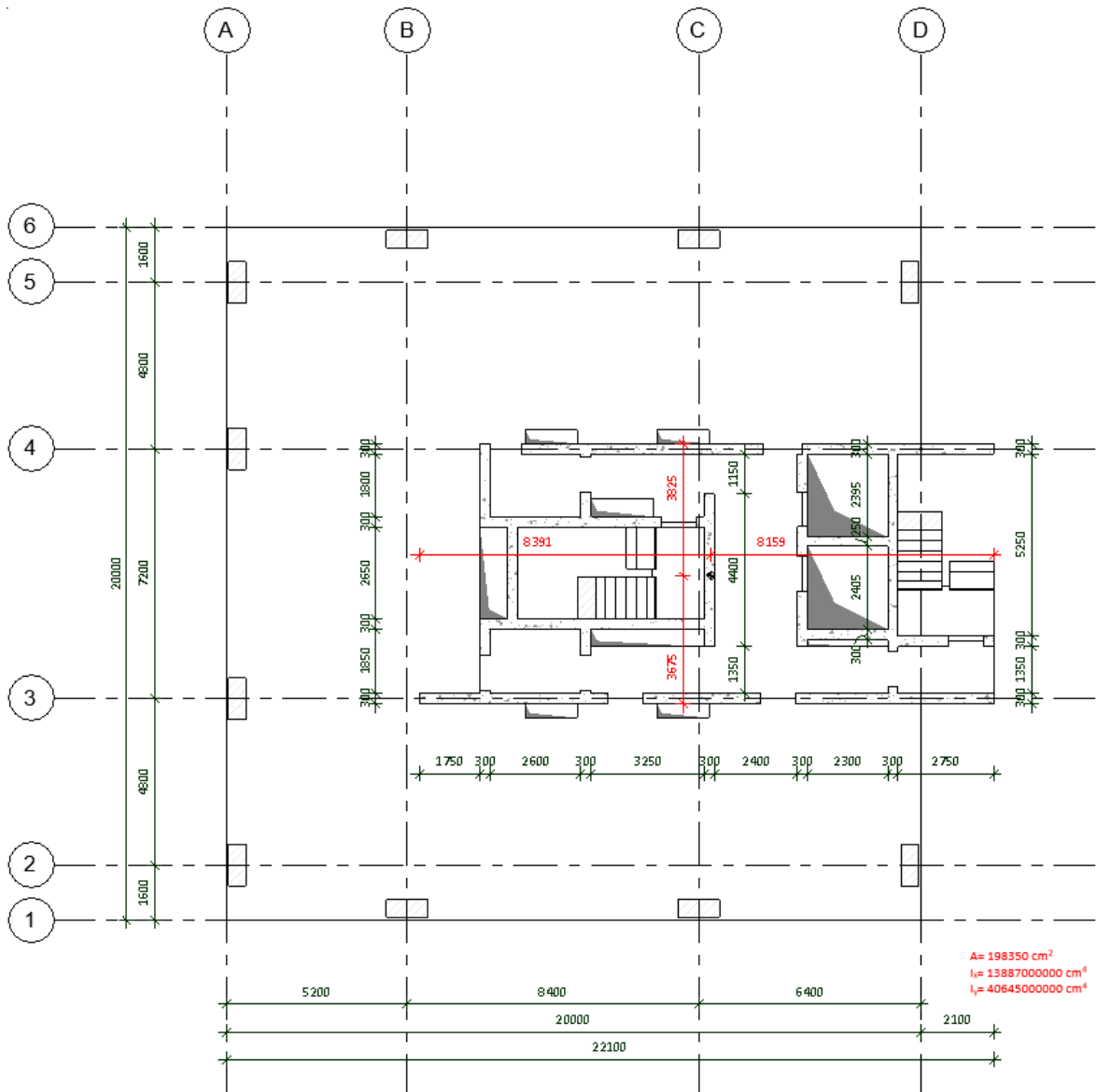
Lisa 3 3-4. korruse seinte raskuskeskme paiknemine ning inertsmoment x- ja y-telje ümber



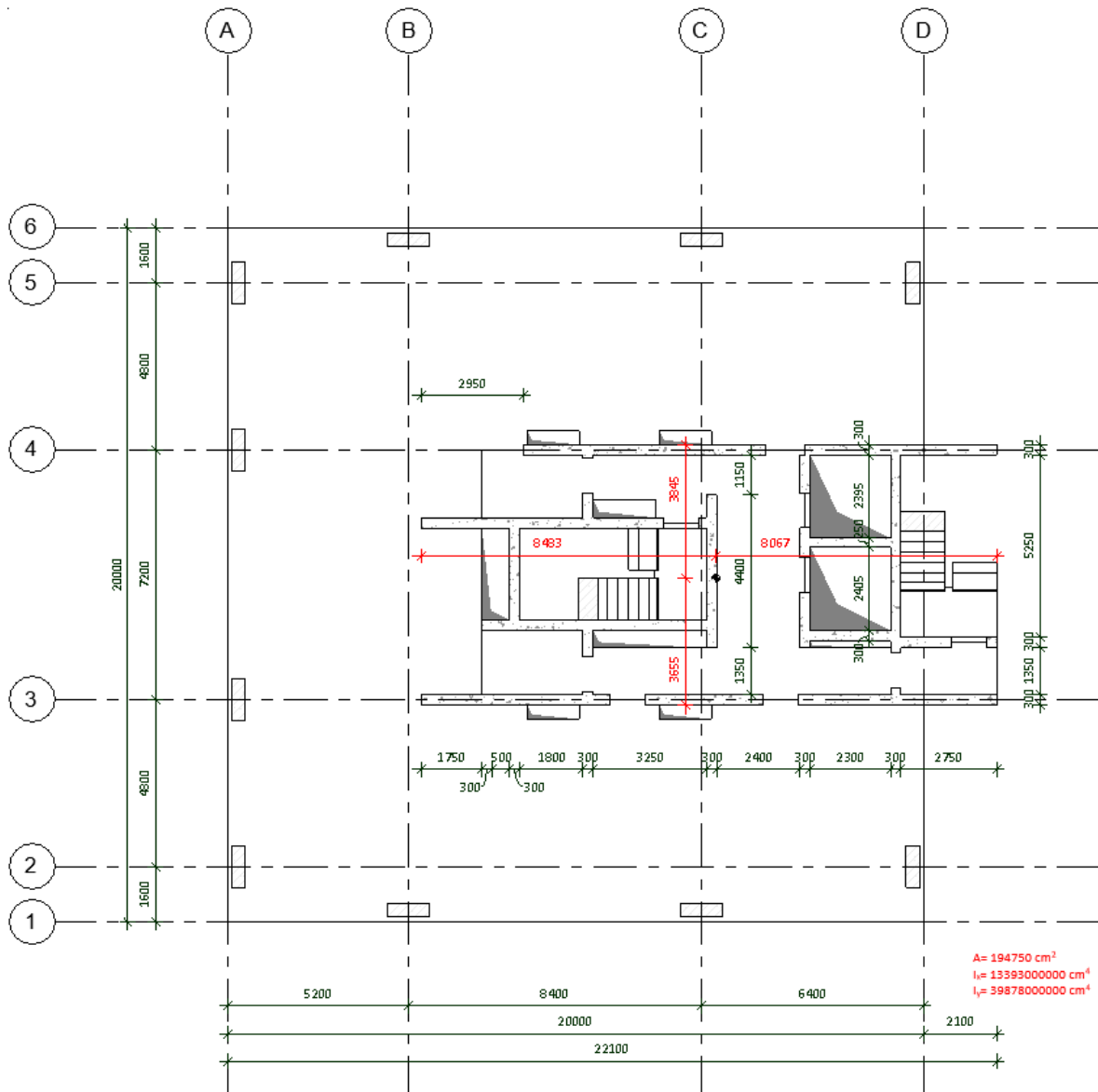
Lisa 4 5-8. korruse seinte raskuskeskme paiknemine ning inertsmoment x- ja y-telje ümber



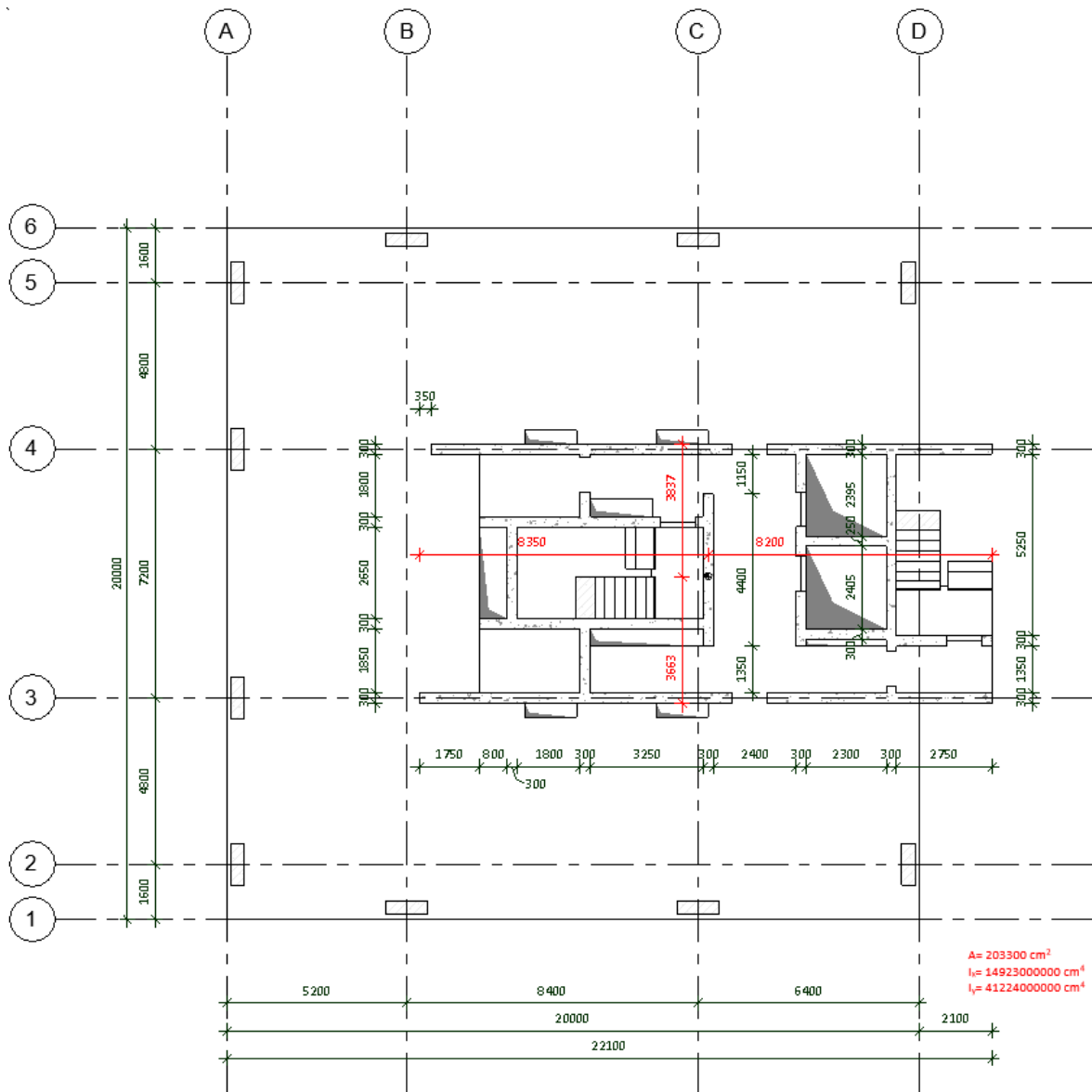
Lisa 5 9-20. korruse seinte raskuskeskme paiknemine ning inertsmoment x- ja y-telje ümber



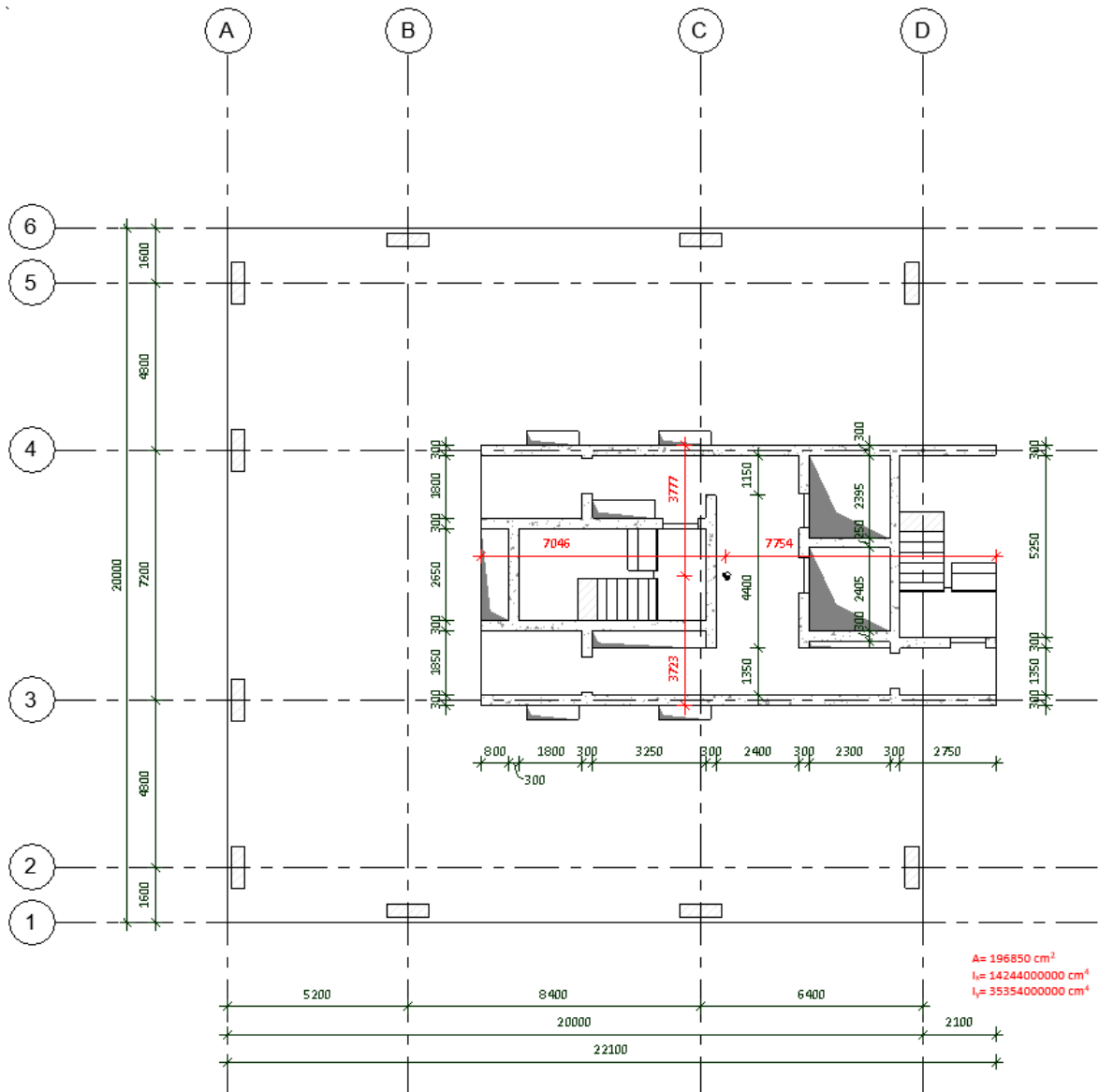
Lisa 6 21-24. korruse seinte raskuskeskme paiknemine ning inertsmoment x- ja y-telje ümber



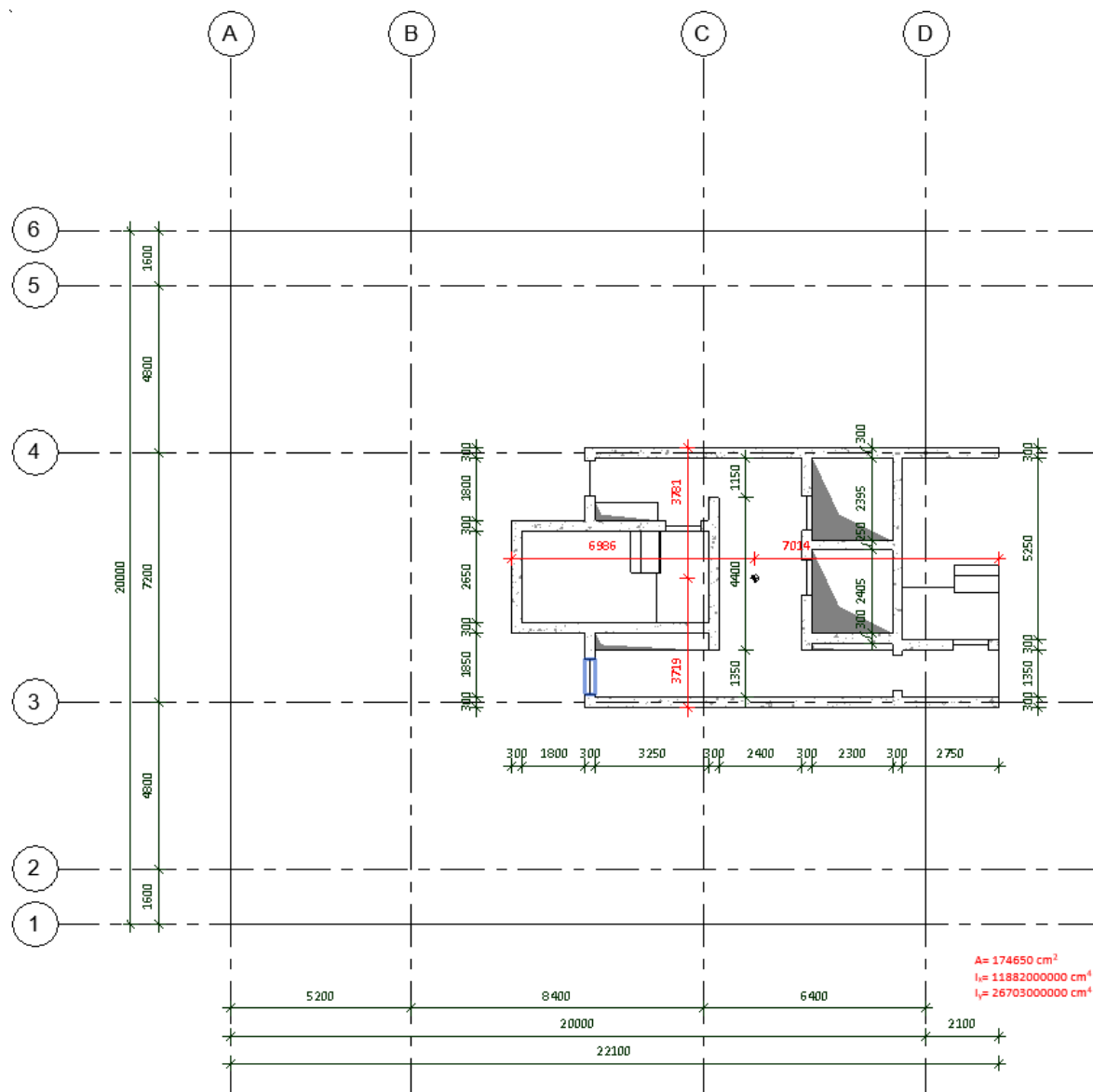
Lisa 7 25-26. korruse seinte raskuskeskme paiknemine ning inertsmoment x- ja y-telje ümber



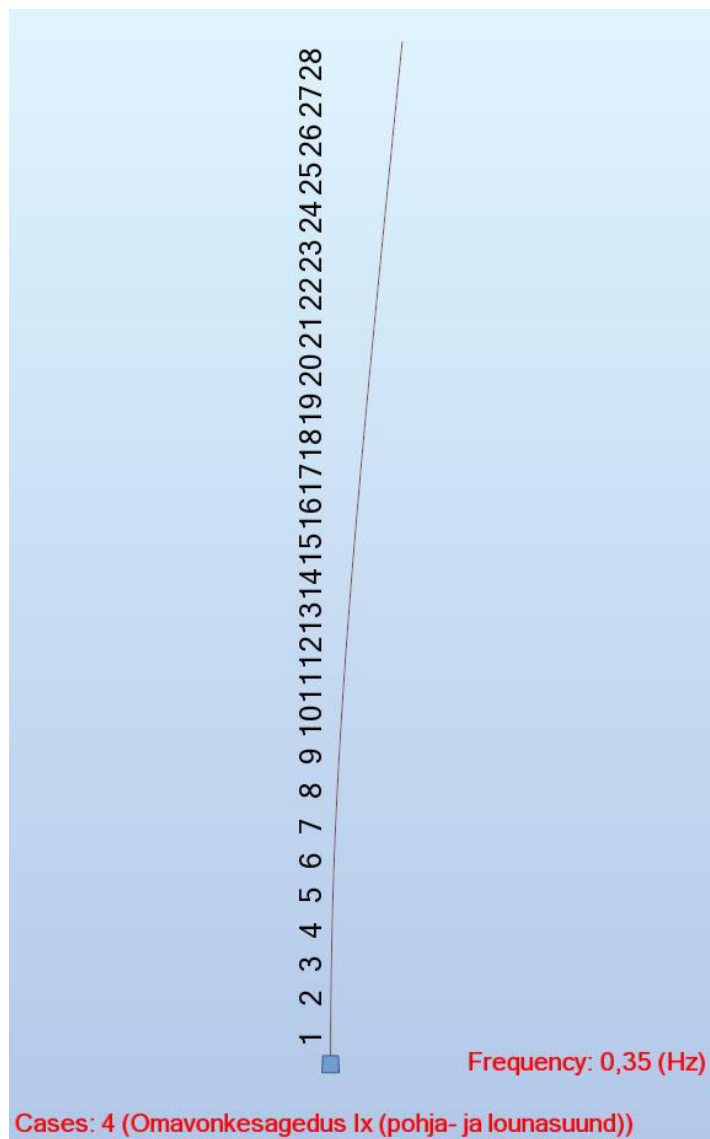
Lisa 8 27. korruse seinte raskuskeskme paiknemine ning inertsmoment x- ja y-telje ümber



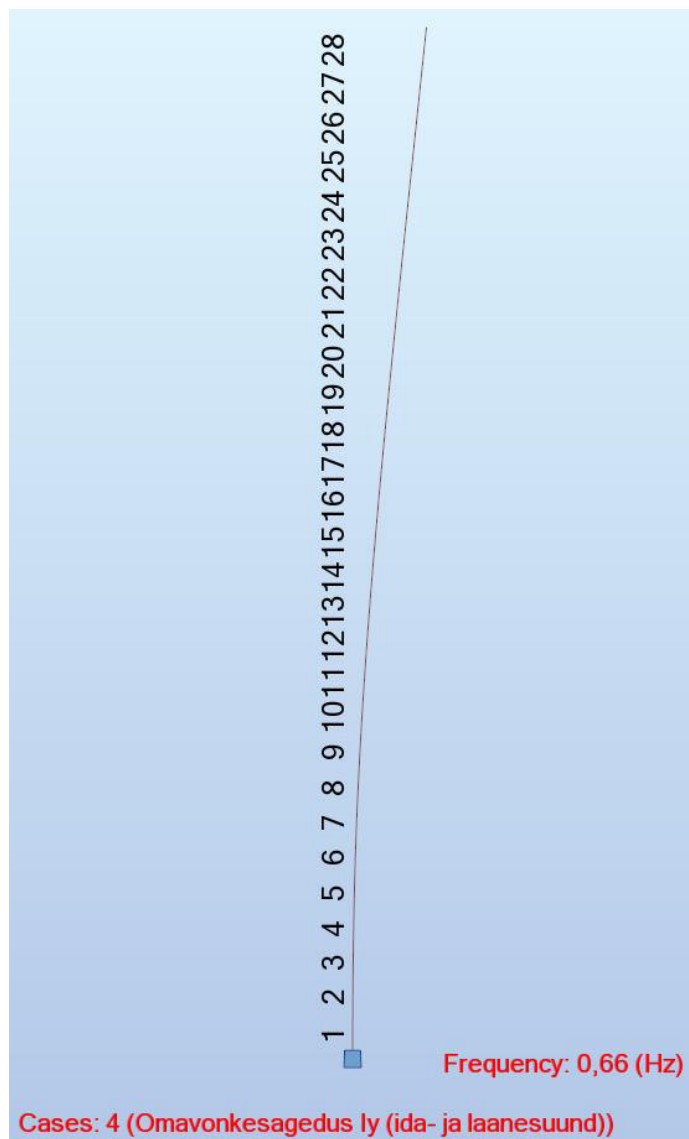
Lisa 9 Terrassi korruse seinte raskuskeskme paiknemine ning inertsmoment x- ja y-telje ümber



Lisa 10 Hoone omavõnkesageduse väärtus hoone põhja- ja lõunasuunas

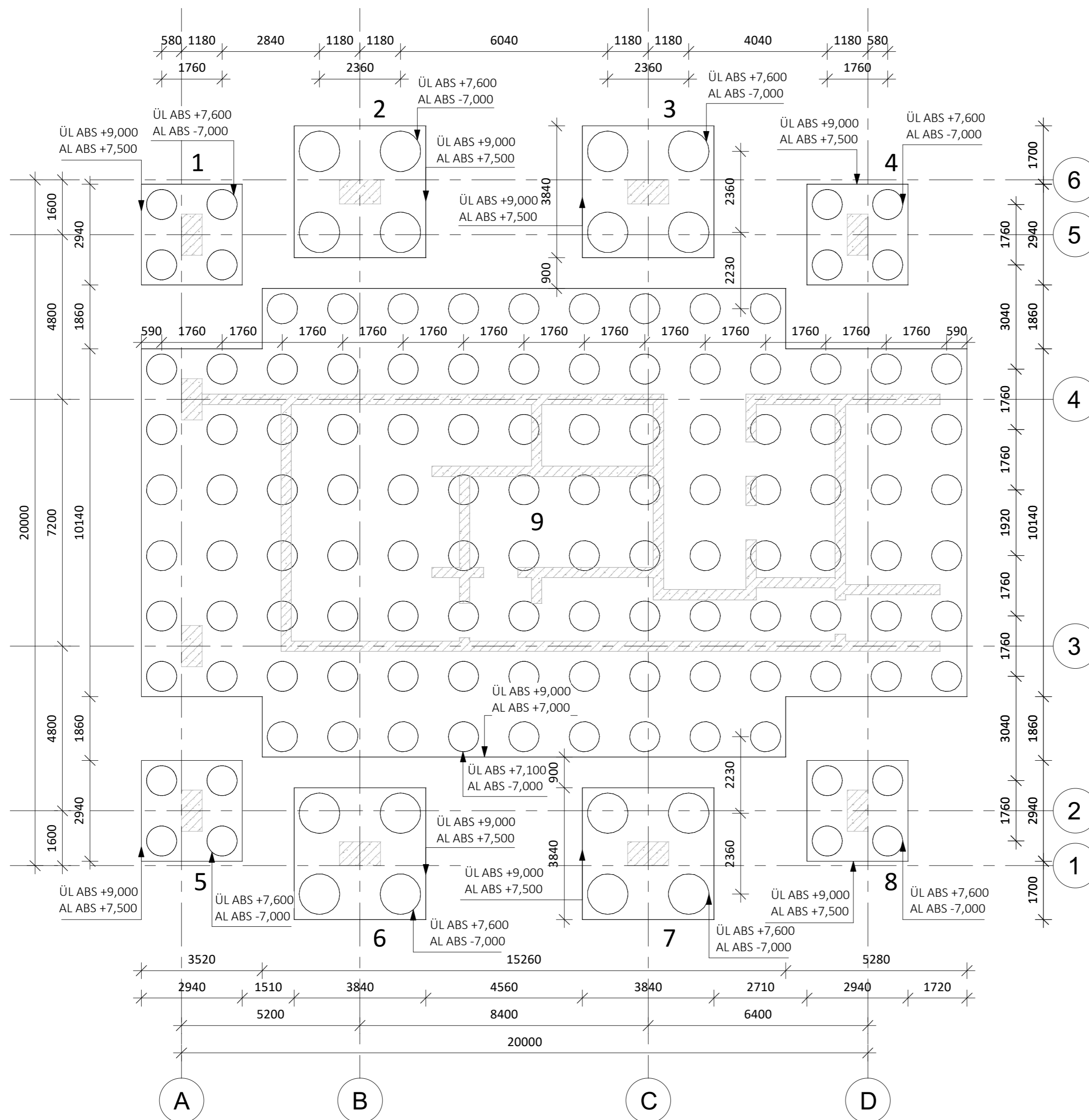


Lisa 11 Hoone omavõnkesageduse väärtus hoone ida- ja läänesuunas



Variant 1

1 : 100



LEGEND:

- MONOLIITNE RAUBETOON LÖIKES

- PUURVAI

1 - VAIAGRUPU NUMBER

ÜL ABS +1,100 - ÜLEMINE ABSOLUUTNE KÕRGUSMÄRK

AL ABS -1,100 - ALUMINE ABSOLUUTNE KÕRGUSMÄRK

VAIATÜÜBID:

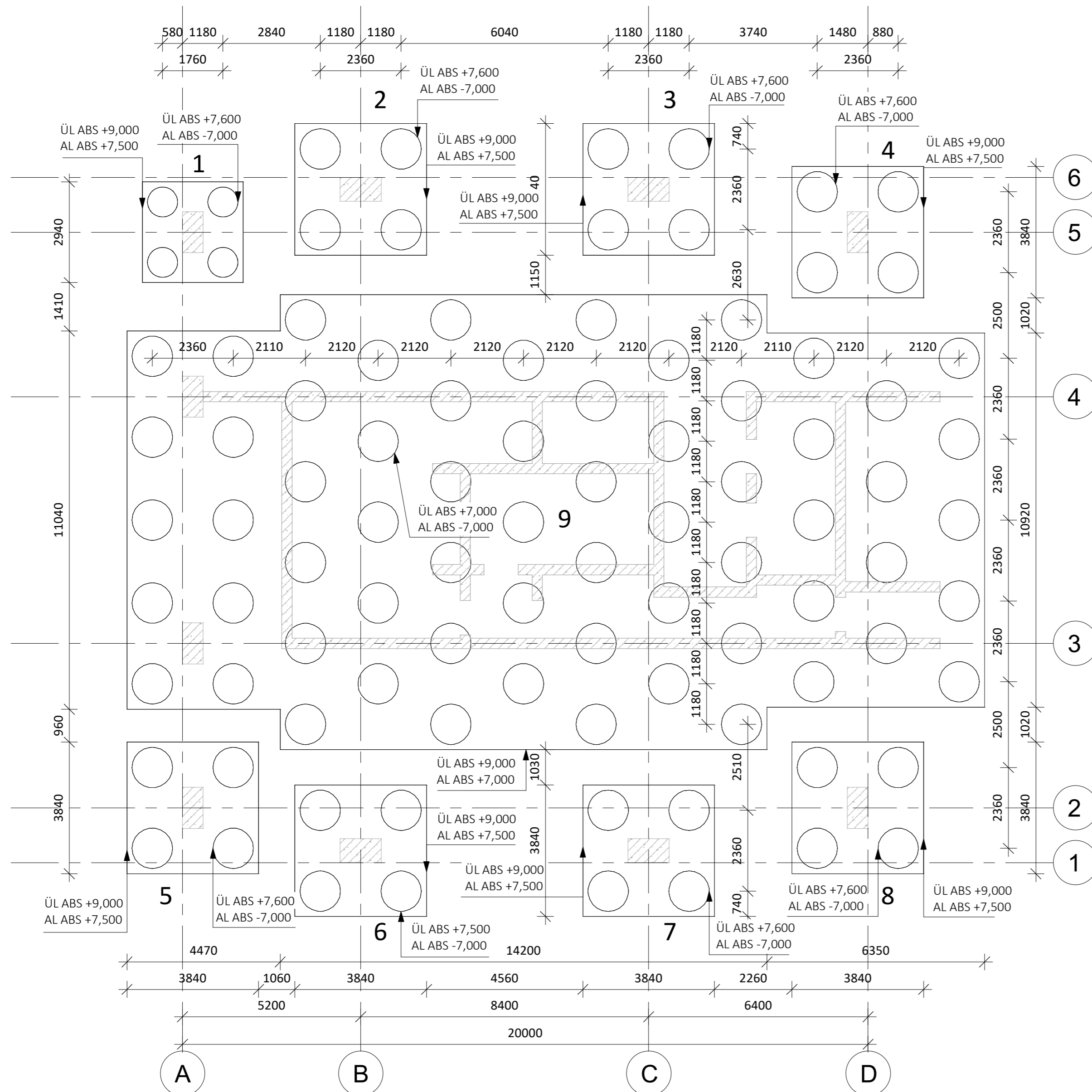
VA01 - TELESKOOPSE KELLIGA PUURVAI Ø880 mm.
VAIA ARVUTUSLIK GEOTEHNILINE KANDEVÕIME $R_{c,d}=2075$ kN.

VA02 - TELESKOOPSE KELLIGA PUURVAI Ø1180 mm.
VAIA ARVUTUSLIK GEOTEHNILINE KANDEVÕIME $R_{c,d}=3731$ kN.

TalTech Inseneriteaduskond Koostaja: Karl Orumets Juhendaja: Aldur Parts	Magistritöö	Leht / Lehti 1 / 3
	Esimese variandi moodustatavad vaigrupid	
Ehituse ja arhitektuuri instituut	Üheksakümne meetri kõrguse hoone vundamendi dimensioneerimine	

Variant 2

1:100



LEGEND:

- MONOLIITNE RAUBETOON LÖIKES

- PUURVAI

1 - VAIAGRUPI NUMBER

ÜL ABS +1,100 - ÜLEMINE ABSOLUUTNE KÕRGUSMÄRK

AL ABS -1,100 - ALUMINE ABSOLUUTNE KÕRGUSMÄRK

VAIATÜÜBID:

VA01 - TELESKOOPSE KELLIGA PUURVAI Ø880 mm.

VAIA ARVUTUSLIK GEOTEHNILINE KANDEVÕIME $R_{c,d}=2075$ kN.

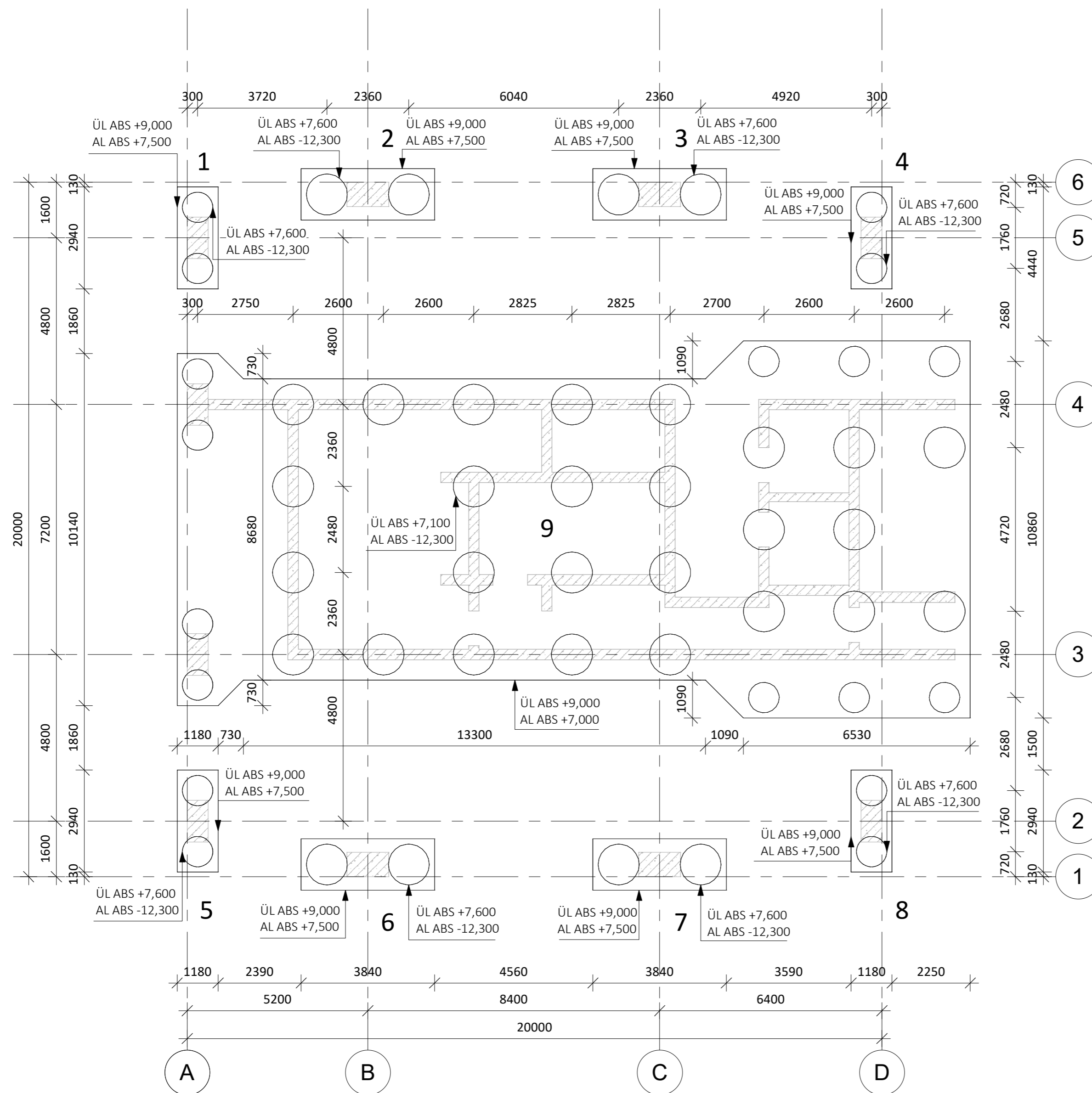
VA02 - TELESKOOPSE KELLIGA PUURVAI Ø1180 mm.

VAIA ARVUTUSLIK GEOTEHNILINE KANDEVÕIME $R_{c,d}=3731$ kN.

TalTech Inseneriteaduskond		Magistritöö	Leht / Lehti 2 / 3
Koostaja: Karl Orumets		Teise variandi moodustatavad vaiagrupid	
Juhendaja: Aldur Parts			
Ehituse ja arhitektuuri instituut		Üheksakümne meetri kõrguse hoone vundamendi dimensioneerimine	

Variant 3

1:100



LEGEND:

- MONOLIITNE RAUBETOON LÕIKES

- PUURVAI

1 - VAIAGRUPI NUMBER

ÜL ABS +1,100 - ÜLEMINE ABSOLUUTNE KÕRGUSMÄRK

AL ABS -1,100 - ALUMINE ABSOLUUTNE KÕRGUSMÄRK

VAIATÜÜBID:

VA01 - TELESKOOPSE KELLIGA PUURVAI Ø880 mm.
VAIA ARVUTUSLIK GEOTEHNILINE KANDEVÕIME $R_c, d=5614$ kN.

VA02 - TELESKOOPSE KELLIGA PUURVAI Ø1180 mm.
VAIA ARVUTUSLIK GEOTEHNILINE KANDEVÕIME $R_c, d=10094$ kN.

TALTECH TalTech Inseneriteaduskond Koostaja: Karl Orumets Juhendaja: Aldur Parts	Magistritöö	Leht / Lehti 3 / 3
	Kolmanda variandi moodustatavad vaigrupid	
Ehituse ja arhitektuuri instituut	Üheksakümne meetri kõrguse hoone vundamendi dimensioneerimine	