



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
INSENERITEADUSKOND

TTÜ Tartu kolledž

LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT

A DETAILED STRUCTURAL DESIGN OF A SPECIAL CARE FAMILY HOUSE IN SOUTH
ESTONIA

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Vahur Vask

Üliõpilaskood: NAEI144519

Juhendaja: Illimar Kalk

Lektor,

diplomeeritud ehitusinsener tase 7

Tartu 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

“.....” 201.....

Juhendaja:

/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

“.....”201... .

Kaitsmiskomisjoni esimees

/ nimi ja allkiri /

ABSTRACT

Vask, V. “A Detailed Structural Design of a Special Care Family House in South Estonia”.

Master’s thesis – Tartu 2019. 3 Volumes: first volume: 68 pages, 5 illustrations, 13 tables, format A4. Second volume: 22 pages, 16 illustrations, 3 tables. Third volume: 43 pages, 23 illustrations.

The primary purpose of this master’s thesis is to create a developed structural design for a building which will be built in Võru town, Kraavi street. The structural design is based on an architectural design for the building, made by a Company Projekt O2 OÜ.

The thesis is divided into five parts, each part focuses on a different load-bearing element – timber rafter, reinforced concrete beam, steel beam, masonry wall and foundation. Every part begins by describing the methodology of necessary calculations to ensure the elements capability of resisting specified applied loads without failing during its intended lifecycle. First the structures are calculated accordingly to the ultimate limit state (ULS) to verify that all factored stresses are below the calculated resistances. It’s also essential that the criterias of the serviceability limit state (SLS) are satisfied, so the structure remains proper for its intended use.

As a result of this thesis, suitable and stable load-bearing elements are designed for the building. Detailed structural design provides sufficient level of detail for creating construction working documents and accurately calculating the bill of materials. Drawings describe all the main components of the building and how they fit together. Plans, sections, specifications and detailed description are included with the thesis.

All calculations are done according to the code of practice.

Keywords: structural design, timber, reinforced concrete, steel, masonry, foundation, ultimate limit state, serviceability limit state

SISUKORD

ABSTRACT	3
SISUKORD.....	4
TÄHISED JA LÜHENDID	7
Ladina suurtähed	7
Ladina väiketähed	8
Kreeka tähed	10
SISSEJUHATUS	12
1. LÄHTEÜLESANNE	13
1.1. Hoone kirjeldus	13
1.2. Konstruktiivne ülesehitus.....	13
2. KONSTRUKTSIOONIDE LAHENDUS.....	15
2.1. Katusekonstruktsioon.....	15
2.1.1. Tuulekoormus	15
2.1.2. Lumekoormus	19
2.1.3. Kasuskoormus	20
2.1.4. Omakaalukoormus.....	20
2.1.5. Koormuskombinatsioonid	21
2.1.6. Konstruktsiooni dimensioneerimine 3 toega	23
2.1.7. Konstruktsiooni dimensioneerimine 4 toega	27
2.2. Raudbetoontala.....	30
2.2.1. Koormused.....	30
2.2.2. Konstruktsiooni arvutus kandepiirseisundis	32
2.2.3. Konstruktsiooni arvutus kasutuspiirseisundis	38
2.3. Terastala TT-1	47

2.3.1. Koormused.....	47
2.3.2. Konstruktsiooni arvutus kandepiirseisundis	49
2.3.3. Polt- ja keevisliite dimensioneerimine	54
2.4. Kandev sein.....	58
2.4.1. Seinakonstruktsiooni arvutus.....	58
2.5. Vundament	62
2.5.1. Madalvundamendi arvutus	62
KOKKUVÕTE	66
KASUTATUD ARVUTIPROGRAMMIDE LOETELU	67
KASUTATUD KIRJANDUSE LOETELU	68
LISAD	

LISA 1 Katusekonstruktsiooni arvutusskeem ja epüürid 3 toega

LISA 2 Katusekonstruktsiooni arvutusskeem ja epüürid 4 toega

LISA 3 Terastala arvutusskeem ja epüürid

LISA 4 Võru, Kraavi tn. 2A ja 2B ehitusgeoloogilise uuringu aruanne

LISA 5 Arhitektuursed joonised: Asendiplaan, põhiplaan ja vaated

LISA 6 Töös kasutatavate terastalade põhiandmed

PÕHIPROJEKT

Seletuskiri

1. Taldmiku plaan	1:100
2. Põranda plaan	1:100
3. Seinte plaan	1:100
4. Silluste plaan	1:100
5. Vahelae plaan	1:100
6. Katusekandjate plaan	1:100

7. Konstruksioonide laotised telgedel 1 ja 2	1:100
8. Konstruksioonide laotised telgedel 2...3 ja 3	1:100
9. Konstruksioonide laotised telgedel 3...4 ja 4	1:100
10. Konstruksioonide laotis teljel 5	1:100
11. Konstruksioonide laotised telgedel A...E	1:100
12. Konstruksioonide laotised telgede B ja D vahel	1:100
13. Lõige A-A ja B-B	1:50
14. Detailid 1...4	1:10
15. Õõnesbetoonplokkide detailed 5...11	1:20
16. Põrand pinnasel PP-1	1:10
17. Välissein VS-1	1:10
18. Välissein VS-2	1:10
19. Sisesein SS-1	1:10
20. Sisesein SS-2	1:10
21. Vahelagi VL-1	1:10
22. Katuslagi KL-1	1:10
23. Katuslagi KL-2	1:10

TÄHISED JA LÜHENDID

Ladina suurtähed

A	- Ristlõike pindala (mm^2)
A_c	- Betoonelemendi ristlõike pindala (mm^2)
$A_{c,eff}$	- Armatuuri ümbritseva tõmmatud betooni kasulik pind (mm^2)
A_{ef}	- Müüritise arvutusliku seinapikkuse pindala koondatud koormuse all (mm^2)
A_{red}	- Redutseeritud ristlõike pindala (mm^2)
A_s	- Tõmbearmatuuri pindala (mm^2)
$A_{s,min}$	- Vähim vajalik tõmbearmatuuri ristlõike pindala (mm^2)
A_{sw}	- Ühes tasandis paikneva põikarmatuuri ristlõikepindala (mm^2)
A_v	- Lõikele töötava ristlõike osa pindala (mm^2)
B	- Vundamendi taldmiku laius (mm, m)
C_1	- Koormuse iseloomust ja toetingimustest sõltuv tegur
C_2	- Koormuse iseloomust ja toetingimustest sõltuv tegur
C_e	- Lumekoormuse arvutustes kasutatav avatustegur
$C_{Rd,c}$	- Tegur betooni põikjõukandevõime arvutustes
C_t	- Lumekoormuse arvutustes kasutatav soojustegur
$E_{0,mean}$	- Puitmaterjali elastsusmoodul pikikiudu (N/mm^2)
E	- Elastsusmoodul (MPa, GPa, N/mm^2)
E_{cd}	- Elastsusmooduli arvutusväärtus (MPa, GPa, N/mm^2)
$E_{c,eff}$	- Betooni tegelik elastsusmoodul (MPa, GPa, N/mm^2)
E_m	- Betooni tugevusklassile vastav elastsusmoodul (MPa, GPa, N/mm^2)
E_p	- Müüritisele koormusi hajutava betoonpadja elastsusmoodul (MPa, GPa)
$F_{b,Rd}$	- Poldiaugu serva muljumiskandevõime (kN)
G_k	- Normatiivne alaliskoormus (kN)
H_0	- Müüritisekihi tinglik kõrgus (mm)
I_p	- Müüritisele koormusi hajutava betoonpadja ristlõike inertsimment (mm^4 , m^4)
I_{red}	- Redutseeritud ristlõike inertsimoment (mm^4)
I_t	- Ristlõike väändeinertsimoment (mm^4 , cm^4)

I_w	- Ristlõike sektoriaalinertsimoment (mm^4 , cm^4)
I_y	- Telginertsimoment (mm^4 , cm^4)
K	- Müüritises kasutatavate kivide tugevusgrupist ja mördist sõltuv konstant
L_{ef}	- Silde arvutus pikkus (mm, m)
$M_{b.Rd}$	- Terasemendi arvutuslik kiivekandevõime (kNm)
M_{cr}	- Terasemendi kriitiline paindemoment kiivel (kNm)
$M_{cr.1}$	- Betoonelemendi normaalpragu tekitava paindemomendi suurus (kNm)
M_{Ed}	- Arvutuslik paindemoment (kNm, Nm)
M_{Rd}	- Arvutuslik paindekandevõime (kNm, Nm)
N_c	- Pinnase kandevõime tegur
N_q	- Pinnase kandevõime tegur
N_γ	- Pinnase kandevõime tegur
Q_k	- Normatiivne muutuvkoormus (kN)
R_d	- Vundamendi kandevõime (kN)
$S_{0,red}$	- Redutseeritud ristlõike statiline moment (mm^3)
V_{Ed}	- Arvutuslik põikjõun (kN, N)
$V_{Rd.c}$	- Betooniga vastu võetav põikjõukandevõime (kN, N)
$V_{pl.Rd}$	- Terasemendi põikjõukandevõime (kN, N)
$W_{c.red}$	- Redutseeritud ristlõike vastupanumoment surutud serva suhtes (mm^3)
W_{pl}	- Ristlõike plastne vastupanumoment (mm^3)
$W_{t.red}$	- Redutseeritud ristlõike vastupanumoment tõmmatud serva suhtes (mm^3)
W_x	- Ristlõike vastupanumoment (mm^3)
W_y	- Ristlõike vastupanumoment (mm^3)

Ladina väiketähed

a_{sw}	- Vajalik rangide intensiivsus (mm^2/mm , mm^2/m)
a	- Keevise kõrgus (mm)
b	- Ristlõike laius (mm, m)
c_0	- Pinnavormitegur tuulekoormuse arvutustes

c_{pe}	- Tuulekoormuse arvutustes kasutatav välisrõhu rõhutegur
$c_{r(z)}$	- karedustegur
d	- Ristlõike kasuskõrgus (mm, m)
d	- Teraskonstruksiooni arvutuses Poldi läbimõõt (mm)
f_b	- Kivide normaliseeritud survetugevus (MPa, N/mm ²)
$f_{ct,eff}$	- Betooni keskmine efektiivne tõmbetugevus (MPa, N/mm ²)
f_d	- Materjali arvutuslik tugevus (N/mm ²)
f_k	- Materjali normatiivne tugevus (N/mm ²)
f_m	- Mördi keskmine survetugevus (MPa)
$f_{vw,Rd}$	- Keevise nurkõmbluse arvutuslik lõiketugevus (N/mm ²)
g_d	- Arvutuslik alaline koormus (kN/m, kN/m ²)
g_k	- Normatiivne alaline koormus (kN/m, kN/m ²)
h	- Ristlõike kõrgus (mm)
k	- Tuule turbulentsi tegur
k_1	- Armatuuri nakkeomadusi arvestav tegur
k_2	- Deformatsioonijaotust arvestav tegur
k_c	- tegur, mis võtab arvesse ristlõike pingejaotust enne betoonelemendis prao tekkimist
k_{mod}	- koormuse kestusklassi ning konstruktsiooni kasutusklassi arvestav tegur
k_r	- Maastikutüübitegur
$l_{v(z)}$	- Tuule turbulentsi intensiivsus kõrgusel z
l_w	- Keevise töötav pikkus (mm)
p_k	- Normatiivne koormus (kN/m ² , kN/m)
p_d	- Arvutuslik koormus (kN/m ² , kN/m)
q'	- Pinnase omakaalust tingitud efektiivpinge talla tasandis (kN/m ² , N/mm ²)
q_d	- Arvutuslik kasuskoormus (kN/m ² , kN/m)
q_k	- Normatiivne kasuskoormus (kN/m ² , kN/m)
$q_{p(z)}$	- Tuule tippkiirusrõhk kõrgusel z (kN/m ²)
r	- raadius (mm)
s	- Lume normkoormus (kN/m ²)
$s_{i,max}$	- Põikarmatuuri maksimaalne samm (mm)

s_k	- Normatiivne lumekoormus maapinnal (kN/m ²)
$s_{r,max}$	- Pragude maksimaalne vahekaugus (mm)
z	- Kõrgus maapinnast (m)
z_o	- Karedusmõõt (m)
z_g	- Koormuse rakenduspunkti kaugus ristlõike teljest (mm)
t_f	- Teraselemendi vöö paksus (mm)
t_w	- Teraselemendi seina paksus (mm)
v_1	- Betoonelemendi rangide dimensioneerimisel kasutatav tegur
$v_{m(z)}$	- Keskmine tuulekiirus kõrgusel z maapinnast (m/s)
w_e	- Hoone välispinnale mõjuv tuulerõhk (kN/m ²)
$w_{i,inst}$	- Hetkeline läbipaine (mm)
$w_{i,fin}$	- Koormuse iseloomust sõltuv läbipaine (mm)
w_{fin}	- Lõplik läbipaine (mm)
w_k	- Normaalkrae laius (mm)
x	- Betoonelemendi survetsooni kõrgus (mm)
y	- Betoonelemendi survetsooni arvutuskõrgus (mm)
$y_{0,red}$	- Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus tõmmatud servast (mm)

Kreeka tähed

α_{LT}	- Teraselemendi kiivekandevõime arvutuses kasutatav hälbetegur
α_s	- Elastsusmoodulite suhe
γ'	- Tallast allapoole jääva pinnase efektiivmahukaal (kN/m ³)
γ_c	- Betooni osavarutegur
γ_G	- Alaliskoormuse osavarutegur
γ_m	- Materjalist tulenev osavarutegur
γ_Q	- Kasuskoormuse osavarutegur
γ_s	- Armatuurterase osavarutegur
δ	- Teraselemendi läbipaine (mm)
ε_{cm}	- Betooni keskmine suhteline deformatsioon praegude vahel (mm)

ε_{sm}	- Armatuuri keskmine suhteline deformatsioon (mm)
θ	- Nurk betoonkaldvarda ja elemendi pikitelje vahel
$\overline{\lambda_{LT}}$	- Teraselemendi tingsaledus
μ_i	- Lumekoormuse kujutegur
π	- konstant (3,14)
ρ	- Õhu tihedus (kg/m ³)
ρ_1	- Betoonelemendi põikjõukandevõime leidmisel kasutatav tegur
$\rho_{p,eff}$	- Tõmbearmatuuri ja armatuuri ümbritseva tõmmatud betooni pindade suhe
ρ_w	- Armeerimistegur
$\rho_{w,min}$	- Minimaalne põikarmeerimistegur
$\sigma_{m,y.d}$	- Paindepinge (N/mm ²)
τ_d	- Nihkepinge (N/mm ²)
ϕ_{LT}	- Teraselemendi kiivekandevõime arvutuses kasutatav abisuurus
φ	- Arnatuurvarda läbimõõt (mm)
φ_{ef}	- Roometegur
χ_{LT}	- Kiivetegur
ψ_i	- Kasutuspiirseisundi muutuvkoormuste kombinatsioonitegur
ω	- Betoonelemendi tõmbearmatuuri dimensioneerimisel kasutatav tegur

SISSEJUHATUS

MTÜ Lõuna-Eesti Erihooldusteenuste keskus on asunud ellu viima projekti „Lõuna-Eesti Erihooldusteenuste keskuse erihoolekandeteenuse reorganiseerimine“. Selle realiseerimiseks jagatakse Võru linnas asuv F.R.Kreutzwaldi 109 kinnistu kaheks ning ühele osale määratakse ehitusõigus kahe peremaja ehitamiseks erivajadustega inimestele. Projekti tulemusena rajatakse kaks eraldiseisvat peremaja tüüpi ühekordset hoonet aadressidega Kraavi 2a ja 2b.

Magistritöö eesmärk on koostada ühe rajatava hoone, Kraavi 2b, konstruktiivne põhiprojekt, mille lähteandmeteks on Projekt O2 OÜ poolt koostatud arhitektuurne põhiprojekt.

Töö põhiosa jaguneb konstruktsioonide eripära järgi viieks – puit-, raudbetoon-, teras-, kivistruktuurid ja vundamendid. Igas osas selgitatakse välja konstruktsioonile mõjuvad koormused ning seejärel kirjeldatakse arvutuskäiku kandetarindite dimensioneerimisel, võttes arvesse, et saadud tulemused peavad tagama nii konstruktsioonide kandevõime, kui ka nende vastavuse normaalse kasutamise nõuetele.

Puitkonstruktsioonide arvutuses leitaske katuse omakaalu ning lume- ja tuulekoormuse vastu võtmiseks talade piisav ristlõige. Raudbetooni osa käsitleb silluse ristlõike ja sellele vajaliku armatuuri dimensioneerimist. Teraskonstruktsioonide osas valitakse vastavalt koormustele sobiv tala profiil ning lahendatakse kinnitus tugele. Kuna hoone seinad laotakse õõnesplokkidest, siis kivistruktuuride osas kontrollitakse müüritise tugevust kriitilistes kohtades nii survele kui ka muljumisele. Lõpuks määratakse ehitise tulenevate koormuste järgi hoone taldmiku vajalik laius.

Lähtuvalt arvutuste tulemustest koostatakse põhiprojekti mahule kohased konstruktiivsed joonised, mis vastavad standardile EVS 932:2017. Magistritöö põhjal koostatakse ettevõttes Projekt O2 OÜ konstruktiivne põhiprojekt.

Töö põhiosas ei käsitleta välispiirete nõutud soojapidavuse ega heliisolatsiooni saavutamiseks kasutatud meetodeid ja arvutuskäiku.

1. LÄHTEÜLESANNE

1.1. Hoone kirjeldus

Hoone on ühekorruseline ja põhiplaani ristkülikukujuline, gabariitmõõtmed 38,0x17,6 m, ehitisealuse pindalaga 679,4 m². Suhteline kõrgusmärk ±0,00 on absoluutkõrguselt 74,95 m. Hoone jaguneb kesktelgede suhtes neljaks omavahel sümmeetriliseks korteriks, millest iga korter, suurusega 140,4m², on ette nähtud elamiseks kuni viiele inimesele. Kõikides korterites on avarad, kõrgete katuslagedega köök-söögitoad ja elutoad. Nimetatud ühiskasutatavaid ruume eraldavad riputatavad helikindlad siirdeseinad, mille abil on vajadusel võimalik ruumid ühendada.

Arhitektuurselt on hoone kelpkatusega, räästasteta, katuse kaldenurk 20°, harja keskmine kõrgus maapinnast 6,7 m. Sokli kõrgus maapinnast kuni 0.15 m, mis muudab hoone kergesti ligipääsetavaks ka liikumispuudega inimesi, kuna sissepääsude ette pole vajadust projekteerida treppe ega panduseid. Nii seinad kui katused kaetakse ajas kestvate mustjashallide kiltkiviplaatidega. Arhitektuursed vaated ja põhiplaan toodud lisas 5.

Hoone tulepüsivuse klass on TP2, III kasutusviis – erihooldekodu. Põlemiskoormus alla 600 MJ/m². Kandetarindite nõutav tulepüsivus R30. Hoone projekteeritud kasutusiga 50 aastat.

1.2. Konstruktiivne ülesehitus

Vastavalt geoloogilistele tingimustele, toodud lisas 4, rajatakse hoone madalvundamendile. Kandvate sise- ja välisseinte alla projekteeritud lintvundamendid, sügavusega kuni 1.7 m maapinnast. Taldmik valatakse betoonist tugevusklassiga C25/30 (XC2) [7]. Nii kandvad- kui mittekandvad seinad ehitatakse õõnesbetoonplokkidest (Columbia-kivi), nendest kandvad on ette nähtud 190 mm paksustest ning mittekandvad 140 mm paksustest plokkidest. Kõik õõnesbetoonplokkidest seinad täisbetoneeritakse betooniga C20/25. Mittekandvate siseseinte täisbetoneerimise eesmärgiks on tubadevahelise seina parema helipidavuse saavutamine. Seinte ja vundamentide plaanid toodud joonistel nr 1 – Taldmiku plaan.

Suuremate avade sildamiseks projekteeritud monoliitsed raudbetoonsillused. Ukse- ja aknaavade sildamiseks kasutatakse enamasti sarrusplokke. Kõikide silluste puhul kasutatakse betooni tugevusklassiga C25/30 ning profileeritud terasest armatuuriga B500B. Raudbetonelementide projekteerimisel madala õhuniiskusega siseruumidesse (XC1 – Kuiv või püsivalt märg) ning hoone

projekteeritud kasutuseaga 50 aastat (konstruktsiooniklass S4), arvestatakse sarruse nimikaitsekihiga 25 mm [7].

Vahe- ja katuslae kandvad elemendid on puidust talad ja -sarikad. Kandvate puitelementide puhul kasutatakse tugevussorteeritud konstruktsioonipuitu, puidu tugevusklass C24. Suuremate, üle 6m sillete puhul kasutatakse sõrmjätkatud konstruktsioonipuitu. Puidu omaduste arvutuslikud väärtused vastavalt kasutusklassile 1 – puitelemendid siseruumides [9].

Köök-söögituba ja elutuba on ette nähtud eraldama riputatav siirdesein. Seinä riputamiseks projekteeritakse terastala, kuhu on vajadusel võimalik toetada ka katusekandjaid. Teraselementide projekteerimisel arvestatakse terase tugevusklassiga S355.

Kõikide kandetarindite tulepüsivus on R30, mis tagatakse vastavalt materjalile omaste meetmetega. Kivikonstruktsioonide tulepüsivus tagatakse nõuetele vastavate müürimaterjalide valikuga. Raudbetootarindite nõutud tulepüsivus tagatakse töötava armatuuri nõuetekohase betoonkaitsekihiga. Juhul, kui puitelement on avatud otsesele tulele, siis tulepüsivuse saavutamiseks valitakse piisavate mõõtmetega ristlõiked. Kandvate terastarindite tulepüsivus saavutatakse nõuetekohaste kattekihtide abil. [1, pt.15]

Hoone üldjäikus tagatakse täisbetoneeritud õõnesbetoonplokk sise- ja välisseinte ning katusekonstruktsiooni koostöös.

2. KONSTRUKTSIOONIDE LAHENDUS

2.1. Katusekonstruktsioon

Katusesarikate ja -talade ristlõige valitakse vastavalt suurimate sisejõudude järgi, mis tekivad suurima silde korral. Ristlõike dimensioneerimiseks valitakse tala, mis asub telgede B ja C vahel, hoone köök-elutoa kohal.

Konstruktsioonile mõjuvate arvutuslike painde- ja nihkepingete leidmisel kasutatakse arvutusprogrammi Autodesk Robot Structural Analysis 2018 vastavalt järgmistes peatükkides leitud koormustele.

Talale mõjuvad koormused on tuulekoormus, lumekoormus ja katuse omakaal.

2.1.1. Tuulekoormus

Metoodika

Tuulekoormused arvutatakse vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-4:2005. [6]

Hoone kõrgus maapinnast on 6.55 m. Ehitis asub Võru linnas, maastik on kaetud ühtlaselt ehitistega, mille vahekaugus ei ole suurem 20-kordsest kõrgusest. Maastikutüüp III, millele vastavad väärtused: karedusmõõt $z_{0,III} = 0,3$ m; $z_{min} = 5,0$ m; $z_{max} = 200$ m. Tuule baaskiirus eestis $v_b = 21$ m/s ning õhu tihedus $\rho = 1,25$ kg/m³.

Hoone välispinnale mõjuv tuulerõhk arvutatakse avaldisega:

$$w_e = q_{p(z)} * c_{pe} , \quad (2.1)$$

kus $q_{p(z)}$ on tuule tippkiirusrõhk kõrgusel z ,

c_{pe} on välisrõhu rõhutegur.

Tuule tippkiirusrõhk $q_{p(z)}$ kõrgusel z arvutatakse valemiga:

$$q_{p(z)} = [1 + 7 * l_v(z)] * 0,5 * \rho * v_m^2(z) ,$$

(2.2)

kus $l_{v(z)}$ on tuule turbulentsi intensiivsus kõrgusel z , mis tingimusel:

$$z_{min} \leq z \leq z_{max} ,$$

arvutatakse valemiga:

$$l_{v(z)} = \frac{k_I}{c_{0(z)} * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} ,$$

(2.3)

kus $c_{0(z)}$ on pinnavormitegur, antud olukorras võetakse suuruseks 1,0 ,

k_I on turbulentsitegur, soovituslik väärtus 1,0.

Avaldises (2.2) kasutatav suurus $v_{m(z)}$ on keskmine tuulekiirus kõrgusel z maapinnast, mis sõltub maapinna karedusest, pinnavormidest ja tuule baaskiirusest (21 m/s). Määratakse valemiga:

$$v_{m(z)} = c_{r(z)} * c_{0(z)} * v_b ,$$

(2.4)

kus $c_{r(z)}$ on karedustegur, mis tingimusel:

$$z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

arvutatakse avaldisega:

$$c_{r(z)} = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) ,$$

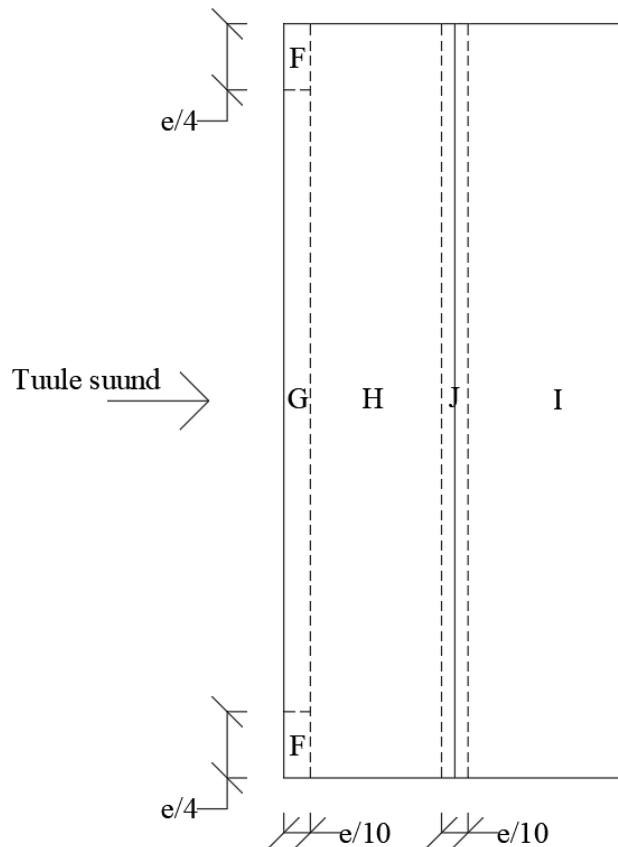
(2.5)

kus k_r on maastikutüübitegur sõltuvalt karedusmõõdust z_0 , arvutus valemiga:

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} , \quad (2.6)$$

$z_{0,II} = 0,05$ m (karedusmõõt maastikutüübi II puhul).

Välisrõhutegur c_{pe} kahekaldelistele katustele Välisrõhutegurite tsoonid tootud joonisel 1. Joonisel näidatud suurus e on võrdne vähimaga suurustest: mõõde tuule ristihis, hoone kahekordne kõrgus.



Joonis 1. Välisrõhutegurite tsoonid kahekaldelisele katusele

Arvutustes käsitletav element asub hoone keskel. Arvestatakse tsoone G, H, J ja I. Välisrõhutegurid katuse kaldenurgale 20° interpolateeritakse standardis toodud kaldenurkade vahel (tabel 2.1).

Tabel 1. Välisrõhutegurid kahekaldelistele katustele

Katuse kaldeenurk α	G c_{pe}	H c_{pe}	J c_{pe}	I c_{pe}
15°	+0,2	+0,2	+0,0	+0,0
30°	+0,7	+0,4	+0,0	+0,0

Tuulekoormuse arvutused

Tuule tippkiirusrõhu $q_{p(z)}$ määramiseks leitakse vastavalt valemile (2.2) tuule turbulentsi intensiivsus ja keskmine tuulekiirus.

Tuule turbulentsi intensiivsus kõrgusel $z=6,55$ m, valem 2.3:

$$l_{v(z)} = \frac{k_I}{c_{o(z)} * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1,0}{1,0 * \ln\left(\frac{6,55}{0,3}\right)} = 0,324$$

Keskmine tuule kiiruse kõrgusel z maapinnast määramiseks leitakse karedustegur $c_{r(z)}$ (valem 2.5) ja maastikutüübitegur k_r (valem 2.6):

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 * \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} = 0,215$$

$$c_{r(z)} = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,215 * \ln\left(\frac{6,55}{0,3}\right) = 0,663$$

Keskmine tuule kiirus $v_{m(z)}$:

$$v_{m(z)} = c_{r(z)} * c_{o(z)} * v_b = 0,663 * 1,0 * 21 = 13,9 \text{ m/s}$$

Leitud suuruste abil määratakse tuule tippkiirusrõhk $q_{p(z)}$:

$$\begin{aligned} q_{p(z)} &= [1 + 7 * l_v(z)] * 0,5 * \rho * v_m^2(z) = (1 + 7 * 0,324) * 0,5 * 1,25 * 13,9^2 = 394,6 \text{ N/m}^2 \\ &= 0,4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Välisrõhutegurid c_{pe} katusele kaldega 20° leitakse interpoleerides.

Tabel 2. Välisrõhutegurid katusele kaldega 20°

Katuse kaldenurk α	G - c_{pe}	H - c_{pe}	J - c_{pe}	I - c_{pe}
20°	+0,37	+0,27	+0,0	+0,0

Avaldise 2.1 järgi arvutatakse hoone välispinnale mõjuv tuulerõhk.

Tsoon G:

$$w_{e(G)} = q_{p(z)} * c_{pe} = 0,395 * 0,37 = 0,146 \text{ kN/m}^2 = 0,15 \text{ kN/m}^2$$

Tsoon H:

$$w_{e(H)} = q_{p(z)} * c_{pe} = 0,395 * 0,27 = 0,107 \text{ kN/m}^2 = 0,11 \text{ kN/m}^2$$

2.1.2. Lumekoormus

Metoodika

Lumekoormused arvutatakse vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-3:2004. [5]

Lumekoormuse normsuurus maapinnal s_k , võetakse vastavalt ehituskonstruktori käsiraamatus toodud juhiste [lk 189] – Võru linn; $s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$. Katusele mõjuv lume normkoormus leitakse valemiga:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k , \quad (2.7)$$

kus μ_i on lumekoormuse kujutegur, suurus vastavalt tabelile 2.3,

s_k on normatiivne lumekoormus maapinnal,

C_e on avatustegur, arvutustes võetakse väärtuseks 1,0 (vastavalt maastikutingimustele, tavaline maastik),

C_t on soojustegur, arvutustes võetakse väärtuseks 1,0 (muud väärtused tugevasti soojust edastavate katuste puhul, kus tarindi soojajuhtivus $U > 1,0 \text{ W/m}^2\text{K}$, käsitletava katuse puhul nõutud soojajuhtivus $U \leq 0,12 \text{ W/m}^2\text{K}$).

Tabel 3. Lumekoormuse kujutegurid

Katuse kaldenurk α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 * \alpha / 30$	1,6	-

Lumekoormuse arvutused

Normatiivne lumekoormus katusele arvutatakse valemiga (2.7). Arvestatakse terve kalde ulatuses ühtlasena.

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

2.1.3. Kasuskoormus

Kasuskoormused võetakse vastavalt standardile EVS-EN 1990:2002. [3]

Kasuskoormus katustel, mille kalle on $\leq 20^\circ$, ja kuhu pääseb ainult hoolduseks, remondiks ja puhastustöödeks, võetakse $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$; $Q_k = 1,5 \text{ kN}$ – klass H.

2.1.4. Omakaalukoormus

Materjalide mahukaalud arvestatakse vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-1:2002 või lähtudes materjalide tootja informatsioonist. [3]

Vastavalt arhitektuursele lahendusele on katusekattematerjal looduslik kiltkivi. Arhitekti poolt valitud kiltkiviplaadid tootjalt CUPA PIZARRAS (koormuste leidmisel tuginetud nimetatud tootja paigaldusjuhendile).

Katusele mõjuvad omakaalukoormused toodud tabelis 2.4.

Tabel 4. Katuslae omakaalukoormused

Kihi nr	Kihi nimetus/materjal	Mahukaal (kN/m ³)	Koormus (kN/m ²)
1	Katusekate – looduslik kiltkivi 300x500 mm plaadid; 3,29 kg/tk; 17,3 tk/m ²	-	0,57
2	Puitroov – 32x50 mm; s. 300 mm (kiviplaadide all) + 22x50 mm; s. 650 mm (tuulutusliistud) + 22x100 mm; s. 300 mm (kipsplaadide kinnituseks).	5,0	0,07
3	2x kipsplaat – 2x12,5 mm	9,0	0,23
4	Muu koormus	-	0,20
		Kokku:	1,07

2.1.5. Koormuskombinatsioonid

Kandepiirseisundi koormuskombinatsioonid vastavalt standardile EVS-EN 1990:2002 toodud tabelis 2.5, kasutuspiirseisundi koormuskombinatsioonid tabelis 2.6, koormuste osavarutegurid tabelis 2.7 ning kombinatsioonides kasutatavad tegurid tabelis 2.8. [3]

Tabel 5. Arvutuskoormused kandepiirseisundi koormuskombinatsioonides

Arvutusolukord	Alalised koormused G_d		Sõltumatud muutuvkoormused Q_d	
	Ebasoodne mõju	Soodne mõju	Domineerivad koormused	Muud koormused
Alaline ja ajutine	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Tabel 6. Arvutuskoormused kasutuspiirseisundi koormuskombinatsioonides

Kombinatsioon	Püsikoormus	Muutuvkoormused	
		Domineeriv	Muud
Normatiivne (harv)	G_k	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Tavaline	G_k	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Tõenäoline	G_k	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

Tabel 7. Osavarutegurite väärtused kandepiirseisundis

Koormuse liik	Osavaruteguri tähis	Osavaruteguri väärtus
Alalised koormused – ebasoodne mõju	$\gamma_{G,sup}$	1,2
Muutuvkoormused – ebasoodne mõju	γ_Q	1,5

Tabel 8. Kombinatsioonitegurid

Koormuse liik	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Klass H (katused)	0	0	0
Lumekoormus	0,5	0,2	0
Tuulekoormus	0,6	0,2	0

Antud olukorras on katusele mõjuv tuulekoormus võrreldes lumekoormusega väike. Lumi moodustab domineeriva muutuvkoormuse. Vastavalt tabelile 2.5 koostatakse järgmised kandepiirseisundi kombinatsioonid:

Domineeriv lumi:

$$KK_{1,1} = 1,2 * omakaal + 1,5 * (lumekoormus + 0,6 * tuulekoormus + 0 * kasuskoormus)$$

Domineeriv tuul:

$$KK_{2,1} = 1,2 * omakaal + 1,5 * (tuulekoormus + 0,5 * lumekoormus + 0 * kasuskoormus)$$

Domineeriv kasuskoormus:

$$KK_{3,1} = 1,2 * omakaal + 1,5 * (kasuskoormus + 0,5 * lumekoormus + 0,6 * tuulekoormus)$$

Vastavalt tabeli 2.6 valemitele koostatakse kasutuspiirseisundi kombinatsioonid:

Domineeriv lumi:

$$KK_{1,2} = 1,0 * omakaal + 1,0 * (lumekoormus + 0,6 * tuulekoormus + 0 * kasuskoormus)$$

Domineeriv tuul:

$$KK_{2,2} = 1,0 * omakaal + 1,0 * (tuulekoormus + 0,5 * lumekoormus + 0 * kasuskoormus)$$

Domineeriv kasuskoormus:

$$KK_{3,2} = 1,0 * omakaal + 1,0 * (kasuskoormus + 0,5 * lumekoormus + 0,6 * tuulekoormus)$$

Vastavalt eelpool leitud suurustele ja koormuskombinatsioonidele leitakse suurim koormus katuse ruutmeetritele.

Domineeriv lumi:

$$KK_{1,1} = 1,2 * 1,07 + 1,5 * (1,2 + 0,6 * 0,15 + 0 * 0,75) = 3,2 \text{ kN/m}^2$$

Domineeriv tuul:

$$KK_{2,1} = 1,2 * 1,07 + 1,5 * (0,15 + 0,5 * 1,2 + 0 * 0,75) = 2,4 \text{ kN/m}^2$$

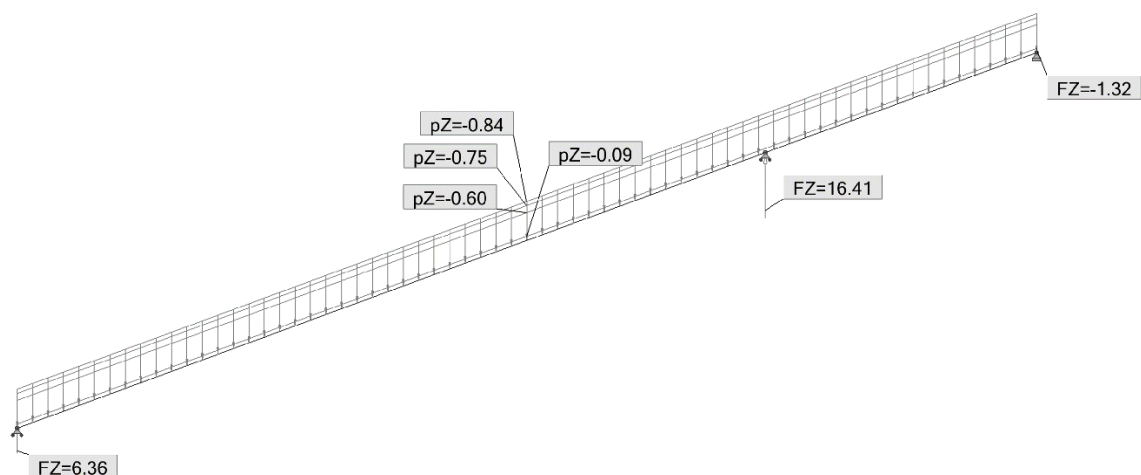
Domineeriv kasuskoormus:

$$KK_{3,1} = 1,2 * 1,07 + 1,5 * (0,75 + 0,5 * 1,2 + 0,6 * 0,15) = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

2.1.6. Konstruktsiooni dimensioneerimine 3 toega.

Arvutatakse läbi olukord, mil katusekandja toetub 3 kohas – välisseinal, hoone keskteljel oleval seinal ning teglede 2-3 (3-4) vahele rajatava tala peale. Arvutused teostatakse vastavalt olukorrale, et katusetalad paigaldatakse sammuga 650 mm.

Koormused vastavalt kombinatsioonile $KK_{3,1}$ sisestatakse arvutusprogrammi Robot Structural Analysis ja leitakse maksimaalsed pinged. Arvutusskeem näidatud joonisel 2 ning paindemomendi ja põikjõu epüürid toodud lisas 1. Joonisel toodud toereaktsioonid vastavalt kandepiirseisundi kombinatsioonile $KK_{3,1}$ Maksimaalne paindemoment $M_{Ed}=9,8 \text{ kNm}$. Maksimaalne põikjõud $V_d=8,8 \text{ kN}$.



Joonis 2 Arvutusskeem

Puitkonstruktsioonid dimensioneeritakse vastavalt standardile EVS-EN 1995-1-1:2005. [9]

Kuna katuse kalde pikkus on 9.5m, kasutatakse sõrmjätatud konstruktsioonipuitu tugevusklassiga C24. Puidu omadused toodud tabelis 2.9. Tabeli väärtused võetud ehituskonstruktori käsiraamatust [1, pt. 14]. Puidu ristlõige valitakse vastavalt konstruktsiooni edasimüüjate poolt toodud standardsete ristlõigete järgi (nt. Peetri Puit OÜ pakutavad variandid).

Tabel 9. Okaspuidust saematerjali omadused [1, pt. 14]

Tugevusklass		C24
	Tugevus N/mm^2	
Paindetugevus	$f_{m,k}$	24,0
Nihketugevus	$f_{v,k}$	4,0
	Jäikus N/mm^2	
Elastusmoodul pikikiudu	$E_{0,mean}$	11 000

Puidu tugevusomaduste arvutusväärtused leitakse valemiga:

$$X_d = k_{mod} * \frac{X_k}{\gamma_M}, \quad (2.8)$$

kus X_k on tugevusomaduse normväärtus,

k_{mod} on tegur, mis arvestab konstruktsiooni kasutus- ning koormuse kestusklassi. Juhul, kui samaaegselt võivad konstruktsioonile mõjuda erinevatesse kestusklassidesse kuuluvad koormused, siis valitakse teguri väärtus vastavalt lühema kestusklassiga koormuse järgi. Antud olukorras, sisetingimustes (kasutusklass 1), koormuse lühiajaline kestus, $k_{mod} = 0,90$;

γ_M on materjalist tulenev osavarutegur. Saepuidu korral on väärtus 1,30.

Ristkülikulise ristlõike vastupanumoment leitakse valemiga:

$$W_x = \frac{b * h^2}{6}. \quad (2.9)$$

Painde- ($\sigma_{m,d}$) ja nihkepingete (τ_d) väärtused:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed}}{W_x}. \quad (2.10)$$

$$\tau_d = 1,5 * \frac{V_d}{b_{ef} * h},$$

kus (2.11)

b_{ef} on ristlõike efektiivlaidus.

$$b_{ef} = k_{cr} * b ,$$

kus teguri k_{cr} väärtus saepuidu puhul on 0,67.

Konstruksiooni tugevus on tagatud, kui on rahuldatud tingimused (2.12 ja 2.13):

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1, \quad (2.12)$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1, \quad (2.13)$$

ehk arvutuslikud pinged ei tohi ületada puidu tugevust.

Valemi 2.8 järgi leitakse puidu C24 arvutuslik pained- ja nihketugevus.

$$f_{m,y,d} = k_{mod} * \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,90 * \frac{24,0}{1,3} = 16,62 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = k_{mod} * \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,90 * \frac{4,0}{1,3} = 2,77 \text{ N/mm}^2$$

Võttes ristlõike laiuks $b=100\text{mm}$, leitakse tala kõrgus, et oleks rahuldatud tingimus 2.12.

$$\sigma_{m,y,d} \leq f_{m,y,d}$$

$$\frac{M_{Ed}}{W_x} \leq f_{m,y,d} \rightarrow \frac{M_{Ed}}{\frac{b * h^2}{6}} \leq f_{m,y,d}$$

$$h = \sqrt{\frac{6 * M_{Ed}}{f_{m,y,d} * b}} = \sqrt{\frac{6 * 9,80 * 10^6}{16,62 * 100}} = 188.1 \text{ mm} \rightarrow 200 \text{ mm}$$

Leitud ristlõike mõõtmete järgi on tagatud tala paindekandevõime, järgnevalt teostatakse kontroll talale mõjuvatele nihkepingetele.

$$\tau_d = \frac{1,5 * V_d}{b_{ef} * h} = \frac{1,5 * 8,81 * 10^3}{0,67 * 100 * 200} = 0,99 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,77 \text{ N/mm}^2$$

Tala läbipainde kontrollimisel jälgitakse, et deformatsioon ei ületaks tingimustes 2.14 ja 2.15 toodud piire. Tala pikema silde pikkus on 6,3m. Läbipainete lubatud suurused:

Hetkeline läbipaine: $w_{inst} \leq L/400,0 = 6300/400 = \sim 15,8 \text{ mm}$ (2.14)

Lõplik läbipaine: $w_{fin} \leq L/300,0 = 6300/300 = 21,0 \text{ mm}$ (2.15)

Läbipainete leidmisel arvestatakse roome ja niiskuse koosmõjust tekkinud deformatsioone arvesse võtvat tegurit k_{def} , mis saepuidul 1. kasutusklassi puhul on 0,60. Hetkeline- (w_{inst}) ja lõplik (w_{fin}) läbipaine leitakse arvutusprogrammiga Robot Structural Analysis. Saadud tulemused:

hetkeline läbipaine:

$$w_{inst.z} = 34,0 \text{ mm} ,$$

lõplik läbipaine:

$$w_{fin.z} = 42,6 \text{ mm} .$$

Väärtused ületavad tingimustes 2.14 ja 2.15 toodud piire, seega valitakse suurema ristlõikega tala. Programmi Autodesk Robot Structural Analysis abil kontrollitakse erinevaid võimalikke ristlõikeid. Läbipainded on lubatud piirides alates talast ristlõike mõõtmetega 100x260 mm.

Hetkeline läbipaine:

$$w_{inst.z} = 15,5 \text{ mm} .$$

Lõplik läbipaine:

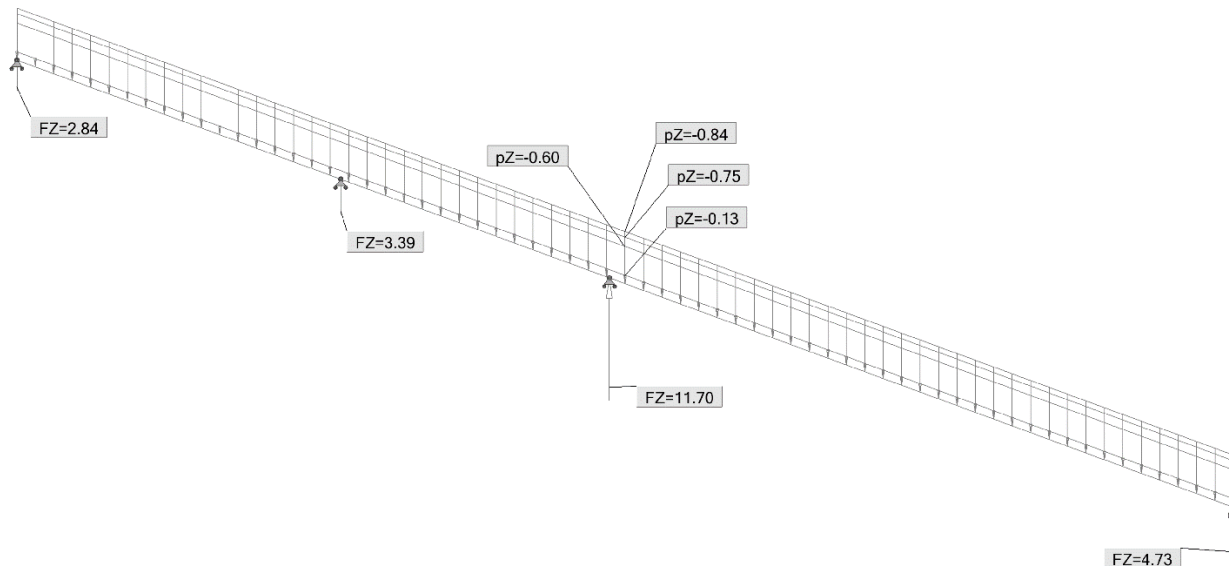
$$w_{fin.z} = 19,4 \text{ mm} .$$

2.1.7. Konstruktsiooni dimensioneerimine 4 toega

Kuna köök-elutoa eraldamiseks projekteeritud siirdeseinad (teljel 2) on riputatavad, siis selleks ette nähtud talale on võimalik toetada ka katusetalad.

Järgnevas peatükis dimensioneeritakse katusekonstruktsioon vastavalt olukorrale, mil tala on toetatud neljast punktist (vt. Joonis 13: Lõige A-A ja B-B). Arvutused tehakse pikema sildega tala järgi. Silde pikkus 4,3 m.

Koormused vastavalt peatükis 2.1.5 leitud kombinatsioonile $KK_{3.1}$ sisestatakse arvutusprogrammi Robot Structural Analysis ja leitakse maksimaalsed pinged. Arvutusskeem näidatud joonisel 2.3 ning paindemomendi ja põikjõu epüürid toodud lisas 2. Joonisel toodud toereaktsioonid vastavalt kandepiiriseisundi kombinatsioonile $KK_{3.1}$. Maksimaalne paindemoment $M_{Ed}=4,9$ kNm. Maksimaalne põikjõud $V_d=6,5$ kN.



Joonis 3 Arvutusskeem

Võttes endiselt ristlõike laiuks 100 mm, leitakse analoogse, 3 toega tala, lahenduskäigu järgi joonisel 3 toodud tala vajalik ristlõige, mis tagab tema paindekandevõime. Saadud ristlõike mõõtmed on 100x140 mm. Teostatakse kontroll tala nihkepingetele, valemi (2.13) järgi:

$$\tau_d = \frac{1,5 * V_d}{b_{ef} * h} = \frac{1,5 * 6,47 * 10^3}{0,67 * 100 * 140} = 1,04 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2,77 \text{ N/mm}^2$$

Ristlõike nihketugevus on tagatud.

Tala läbipainde kontrollimisel jälgitakse, et deformatsioon ei ületaks tingimustes (2.16) ja (2.17) toodud piire. Tala pikema silde pikkus on 4,3m. Läbipainete lubatud suurused:

Hetkeline läbipaine: $w_{inst} \leq L/400,0 = 4300/400 = 10,8 \text{ mm.}$ (2.16)

Lõplik läbipaine: $w_{fin} \leq L/300,0 = 4300/300 = 14,3 \text{ mm.}$ (2.17)

Hetkeline- (w_{inst}) ja lõplik (w_{fin}) läbipaine 100x140 ristlõikele leitakse arvutusprogrammiga Robot Structural Analysis.

Hetkeline läbipaine:

$$w_{inst.z} = 25,1 \text{ mm} .$$

Lõplik läbipaine:

$$w_{fin.z} = 31,6 \text{ mm} .$$

Saadud väärtused ületavad tingimustes 2.16 ja 2.17 toodud piire, seega valitakse suurema ristlõikega tala. Läbipainded on lubatud piirides alates talast ristlõike mõõtmetest 100x200 mm.

Hetkeline läbipaine:

$$w_{inst.z} = 8,7 \text{ mm} .$$

Lõplik läbipaine:

$$w_{fin.z} = 11,0 \text{ mm} .$$

Arvutuste tulemusena valitakse katusetala ristlõikeks 100x200 mm. Analoogse arvutusega kontrollitakse ka hoone teisi puitelemente – vahelae talad, katuse roodsarikad ja otsakelba sarikad. Vastavalt saadud tulemustele koostatakse vahelae- ja katusekandjate plaan, joonised 5 ja 6.

Joonise 5 lõikel A-A on toodud vahelagede kinnitus seinte külge. Seinale kinnitatakse horisontaalselt pruss ning seejärel vahelae talad talakingadega. Kontrollitud on vahelagede omakaalu ning kasuskoormuse (võetud 1 kN/m^2) järgi seinale kinnitatava prussi ja keermelati kandevõimet. Sein külge prussi puhul on arvestatud, et jõud mõjub puidu kiududega risti. Kontrollitud on, et oleks tagatud kinnitite minimaalne vajalik kaugus puitelemendi servadest. Teostatud kontroll puidu muljumistugevusele ja keermelati lõiketugevusele. Ühepoolne vahelagede kinnitus lahendatud

analoogselt ning kontrollitud materjalide samade omaduste tugevust. Välisseinte pool toetatakse talad müüritise peale ning kontrollitud on toel tekkivaid nihkepingeid.

Katusetalad asetatakse tugelel puitprussidele ja fikseeritakse ehitusnurgikutega.

2.2. Raudbetoontala

Järgnevas peatükis käsitletakse telgede 2-3 (3-4) vahel asuva raudbetoontala (vt. Joonis 4) arvutust.

Silde pikkus 4,0 m, toepinnaks võetakse mõlemalt poolt 400 mm. Talale mõjuvad koormused on tala omakaal, sellele toetuv täisbetoneeritud õõnesbetoonplokkidest müür, katusekonstruktsioon ning vahelaest tulenev omakaal ning kasuskoormus.

2.2.1. Koormused

Eelnevas peatükis lahendatud katusekonstruktsiooni toereaktsioon raudbetoontala kohal on ~3,4 kN. Katusetalad on sammuga 650 mm, talade lihtsamaks kinnitamiseks kinnitatakse nad müürilatile ning koormuste ühtlaseks hajutamiseks valatakse müüri peale monoliitne raudbetoon vöö. Katusest tulenev jooksva meetri koormus seinale on:

$$p_{d,katus} = \frac{3,4}{0,65} = 5,2 \text{ kN/m}$$

Tala alumisest kõrgusest katuslaeni on 2,3 m, kuhu on ette nähtud õõnesbetoonplokkidest müür, paksusega 190 mm. Müüri omakaal ja mõõtmed arvestatakse materjali tootja andmete järgi (Columbia-kivi). Tala laius on võrdne müüritise laiusega – 190 mm. Betoonplokkide rea kõrguse moodulmõõt on 200 mm, seega on raudbetoontala otstarbekad ristlõike mõõtmed 190x300 (müür kõrgusega 2,0 m) või 190x500 (müür kõrgusega 1,8 m). Arvestatakse 190x300 tala ristlõike mõõtmetega. 190 mm reaploki brutokuivihedus on 1060 kg/m³, täisosa 53%, ehk 47% ulatuses arvestatakse betooni ja armatuuri mahukaaluga 25 kN/m³. Müüritise jooksva meetri kaal:

$$p_{k,müür} = 2,0 * 0,19 * 10,6 + 2,0 * 0,19 * 0,47 * 25,0 = 8,49 \text{ kN/m} = 8,5 \text{ kN/m}$$

Raudbetoontalale toetuv I korruse ja pööningu vahelagi on puitkonstruktsioonil. Pööningul asub ventilatsioonitorustik ning on ette nähtud kasutama ainult hoolduseks või remondiks, mitte asjade

ladustamiseks. Vahelaele mõjuvaks kasuskoormuseks arvestatakse 1 kN/m². Vahelaest, pikkusega 2,1 m (vt. joonis 5: vahelae plaan), tulenevad koormused talale on seega:

Kasuskoormus:

$$p_{k,kasus,VL} = \frac{2,1 * 1,0}{2} = 1,05 \text{ kN/m} \sim 1,1 \text{ kN/m}$$

Alaline koormus, vahelae omakaal (vt. joonis 21: Vahelagi VL-1):

Tabel 10. Vahelae omakaalukoormused

Kihi nr.	Kihi nimetus/materjal	Mahukaal (kN/m ³)	Koormus (kN/m ²)
1	OSB plaat 25 mm	6,5	0,16
2	Laetalad 50x200 mm, s. 600 mm	5,0	0,08
3	Puitroov 22x100 mm, s. 300 mm	5,0	0,04
4	2x Kipsplaat 12.5 mm	9,0	0,23
	Kokku:		0,51

$$p_{k,alaline,VL} = \frac{2,1 * 0,51}{2} = 0,54 \text{ kN/m} \sim 0,6 \text{ kN/m}$$

Raudbetoontala omakaalu arvestatakse betooni mahukaalu 25 kN/m³ järgi, mõõtmed 190x300 mm.

$$p_{k,RBT} = 0,19 * 0,3 * 25 = 1,43 \text{ kN/m} \sim 1,4 \text{ kN/m}$$

Muud koormused; viimistluskihid, müüri peal raudbetoon vöö, arvestatakse $p_{k,muu}=0,5 \text{ kN/m}$

Koormus tala jooksvale meetrile kandepiiriseundi järgi:

$$\begin{aligned} q &= p_{d,katus} + 1,2 * (p_{k,müür} + p_{k,RBT} + p_{k,alaline,VL} + p_{k,muu}) + 1,5 * p_{k,kasus,VL} \\ &= 5,2 + 1,2 * (8,5 + 1,4 + 0,6 + 0,5) + 1,5 * 1,1 = 20,1 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2.2.2. Konstruksiooni arvutus kandepiir seisundis

Betoonkonstruktsioonid dimensioneeritakse vastavalt standardi EVS-EN 1992-1-1:2005 juhendile. Betooni tugevusomadused standardi andmete põhjal käsitletava elemendi betooni tugevusklassi C25/30 kohta on toodud tabelis 2.12. [7]

Tabel 11. Betooni tugevus- ja deformatsiooniomadused [7]

	C25/30 (MPa)
f_{ck} - normsurvetugevus	25,0
f_{ctm} – Keskmine tõmbetugevus	2,6
E_{cm} – Elastsusmoodul	31 000

Betooni arvutusliku survetugevuse leidmiseks kasutatakse valemit (2.22):

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \quad (2.22)$$

Kus γ_c betooni osavarutegur, alalises ja ajutises olukorras on väärtus 1,5.

Armatuurterase arvutustugevus leitakse avaldisest (2.23):

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \quad (2.23)$$

Kus γ_s on armatuurterase osavarutegur, alalises ja ajutises olukorras on väärtus 1,15.

Antud tala betooni C25/30 arvutuslik survetugevus on:

$$f_{cd} = \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

Ning armatuurterase B500B arvutustugevus:

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ N/mm}^2 \sim 435 \text{ N/mm}^2$$

Tala laius $b=190$ mm ning tala kõrgus $h=300$ mm, kasuskõrgus $d=275$ mm. Silde arvutus pikkus $l_{ef}=4,40$ m. Eelpool leitud arvutuslik koormus $20,1$ kN/m.

Maksimaalne paindemoment tala keskel arvutatakse avaldisega:

$$M_{Ed} = \frac{q * l^2}{8} = \frac{20,1 * 4,4^2}{8} = 48,6 \text{ kNm} \sim 49,0 \text{ kNm}$$

Avaldisega (2.24) kontrollitakse tala arvutusliku survetugevuse vajalikkust:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} * b * d^2}, \quad (2.24)$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} * b * d^2} = \frac{49,0 * 10^6}{16,7 * 190 * 275^2} = 0,204$$

Kuna $\mu < \mu_c$, siis ei ole vajalik arvutuslik survearmatuur (B500B armatuuri puhul on teguri μ_c väärtus $0,372$). Konstruktiivseks survearmatuuriks määratakse $2\emptyset 8$ mm armatuurvarrast.

Minimaalne tõmbearmatuuri pindala leitakse avaldisest (2.25):

$$A_{s,min} = \frac{0,26 * f_{ctm} * b * d}{f_{yk}}. \quad (2.25)$$

Vajaliku tõmbearmatuuri ristlõike pindala A_{s1} dimensioneeritakse vastavalt valemile (2.26):

$$A_{s1} = \frac{\omega * f_{cd} * b * d}{f_{yd}}, \quad (2.26)$$

kus tegur ω leitakse avaldisest:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}. \quad (2.27)$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,204} = 0,231$$

Minimaalne tõmbearmatuuri ristlõikepindala avaldisest (2.25):

$$A_{s,min} = \frac{0,26 * f_{ctm} * b * d}{f_{yk}} = \frac{0,26 * 2,6 * 190 * 275}{500} = 70,6 \text{ mm}^2$$

Vajaliku tõmbearmatuuri summaarne pindala valemi (2.25) järgi:

$$A_{s1} = \frac{\omega * f_{cd} * b * d}{f_{yd}} = \frac{0,231 * 16,7 * 190 * 275}{435} = 463,4 \text{ mm}^2$$

Vajaliku tõmbearmatuuri pindala saamiseks on erinevaid võimalusi, nt: 3Ø14 $A_s=462 \text{ mm}^2$; 5Ø12 $A_s=565 \text{ mm}^2$; 3Ø16 $A_s=603 \text{ mm}^2$. Valitakse tõmbearmatuur 5Ø12 ($A_s > A_{s,min}$).

Tala paindekandevõime leitakse avaldisest (2.30):

$$M_{Rd} = f_{cd} * b * y * (d - 0,5 * y) , \quad (2.30)$$

milles survetsooni arvutuskõrgus y leitakse avaldisest (2.31):

$$y = \frac{f_{yd} * A_{s1}}{f_{cd} * b} \quad (2.31)$$

$$y = \frac{f_{yd} * A_{s1}}{f_{cd} * b} = \frac{435 * 565}{16,7 * 190} = 77,5 \text{ mm}$$

Paindekandevõime seega:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= f_{cd} * b * y * (d - 0,5 * y) = 16,7 * 190 * 77,5 * (275 - 0,5 * 77,5) = 58\,070\,577 \text{ Nmm} \\ &= 58,1 \text{ kNm} > 49,0 \text{ kN} . \end{aligned}$$

Tala põikarmatuuri vajalikkus leitakse avaldisest (2.32):

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} * k * \sqrt[3]{100 * \rho_1 * f_{ck}}) b * d , \quad (2.32)$$

kus

$$C_{Rd.c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12, \quad (2.33)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \quad (2.34)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b * d} \leq 0,02. \quad (2.35)$$

Järgnevat arvutustes leitakse tala betooniga vastu võetav põikjõud. Maksimaalne põikjõud tala toel on:

$$V_{Ed.max} = q * l_{eff} * 0,5 = 20,1 * 4,40 * 0,5 = 44,2 \text{ kN}$$

Kuna ühtlaselt jaotatud koormusega elementidel kontrollitakse põikjõu kandevõimet alates kaugusel d toe servast, siis arvutustes talale mõjuv maksimaalne põikjõud on:

$$V_{Ed} = V_{Ed.max} - q * d = 44,2 - 20,1 * 0,275 = 38,67 \text{ kN} \sim 38,7 \text{ kN}$$

Arvutuslik põikarmatuur pole vajalik, kui betooniga vastu võetav põikjõud $V_{Rd.c}$ on suurem, kui V_{Ed} . Vastavalt avaldisele (2.32) leitakse vajalikud suurused:

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b * d} = \frac{565}{190 * 275} = 0,011 \leq 0,02$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{275}} = 1,853 \leq 2,0$$

$$\begin{aligned} V_{Rd.c} &= (C_{Rd.c} * k * \sqrt[3]{100 * \rho_1 * f_{ck}}) b * d = (0,12 * 1,853 * \sqrt[3]{100 * 0,011 * 25}) * 190 * 275 \\ &= 35\,069 \text{ N} = 35,1 \text{ kN} < V_{Ed} = 38,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuna $V_{Ed} \geq V_{Rd.c}$, siis on vajalik arvutuslik põikarmatuur.

Avaldisega (2.36) leitakse vajalik rangide intensiivsus:

$$a_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} * z * \cot\theta} , \quad (2.36)$$

kus: A_{sw} on ühes tasandis paikneva põikarmatuuri ristlõikepindala,

f_{ywd} on põikarmatuuri arvutuslik voolavustugevus (B500B $f_{ywd}=435$ MPa),

z on sisejõudude õlg, antud arvutustes, normaaljõudude puudumisel, on suuruse ligikaudne väärtus 0,9 kordne kasuskõrgus:

$$z = 0,9 * d = 0,9 * 275 = 247,5 \text{ mm} \sim 248 \text{ mm} ,$$

Θ on nurk betoonkaldvarda ja elemendi pikitelje vahel, mis leitakse avaldisega:

$$\sin(2\theta) = \frac{2 * V_{Ed}}{b * z * \cot(\alpha_{cw}) v_1 * f_{cd}} , \quad (2.37)$$

kus kasutatav suurus α_{cw} käsitletava tala puhul, normaaljõudude puudumise, võetakse 1,0.

Suurus v_1 arvutatakse:

$$v_1 = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

Valemis (2.36) kasutatav $\cot(\theta)$ väärtus peab olema vahemikus 1,0...2,5 , muude väärtuste korral kasutatakse suurust, mis on lähemal 1,0-le või 2,5-le.

$$\sin(2\theta) = \frac{2 * V_{Ed}}{b * z * \cot(\alpha_{cw}) v_1 * f_{cd}} = \frac{2 * 38,7 * 10^3}{190 * 248 * 1,0 * 0,54 * 16,7} = 0,182$$

$$\arcsin(0,182) = 10,49^\circ$$

$$2\theta = 10,49^\circ \rightarrow \theta = 5,25^\circ$$

$$\cot(5,25) = 10,88 > 2,5 \rightarrow \cot(\theta) = 2,5$$

Avaldisega (2.36) leitakse vajalik rangide intensiivsus:

$$a_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} * z * \cot\theta} = \frac{38,7 * 10^3}{435 * 248 * 2,5} = 0,144 \text{ mm}^2/\text{mm} = 144 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Ø6 kahelõikelise rangi ristlõikepindala ühes tasandis on $2 * 28,3 = 56,6 \text{ mm}^2$. Seega vastavalt avaldisele (2.36) on vajalik rangide samm:

$$s = \frac{A_{sw}}{a_{sw}} = \frac{56,6}{144,0} = 0,393 \text{ m} = 393 \text{ mm}$$

Minimaalne põikarmeerimistegur leitakse:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 * \sqrt{25}}{500} = 8 * 10^{-4}$$

Armeerimistegur vastavalt avaldisega (2.36) saadud tulemustest:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s * b * \sin(\alpha)}$$

(2.38)

kus α on nurk rangide ja elemendi pikitelje vahel. Rangid vertikaalasendis – $\alpha=90^\circ$.

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s * b * \sin(\alpha)} = \frac{56,6}{393 * 190} = 7,6 * 10^{-4} < \rho_{w,min} = 8 * 10^{-4}$$

Põikarmatuuri pikisamm ei tohi olla suurem, kui $s_{1,max}$, mis leitakse avaldisest:

$$s_{1,max} = 0,75d * [1 + \cot(\alpha)] = 0,75 * 275 * 1 = 206,3 \text{ mm} \rightarrow 200 \text{ mm}$$

Saadud tulemustega on tagatud raudbetoontala tugevus kandepiirsisundis.

2.2.3. Konstruktsiooni arvutus kasutuspiirseisundis

Vastavalt standardis EVS-EN 1992-1-1 ja Ehituskonstruktori käsiraamatu peatükis 10 toodud juhiste teostatakse raudbetoontala kasutuspiirseisundite kontroll. Kontrollitakse betoonis ning armatuuris tekkivaid pingeid, ja et raudbetoontalas tekkivad praod jääksid lubatud piiridesse. [1, pt.10; 7]

Talale mõjuvad koormused kasutuspiirseisundi normatiivse, tavalise ja tõenäolise kombinatsiooni järgi leitakse tabeli 6 järgi.

$$\begin{aligned} p_{norm} &= p_{d,katus} + 1,0 * (p_{k,müür} + p_{k,RBT} + p_{k,alaline,VL} + p_{k,muu}) + p_{k,kasus,VL} \\ &= 3,8 + 1,0 * (8,5 + 1,4 + 0,6 + 0,5) + 1,1 = 15,9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_{tav} &= p_{d,katus} + 1,0 * (p_{k,müür} + p_{k,RBT} + p_{k,alaline,VL} + p_{k,muu}) + p_{k,kasus,VL} \\ &= 2,0 + 1,0 * (8,5 + 1,4 + 0,6 + 0,5) + 1,1 = 14,1 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_{tõen} &= p_{d,katus} + 1,0 * (p_{k,müür} + p_{k,RBT} + p_{k,alaline,VL} + p_{k,muu}) + p_{k,kasus,VL} \\ &= 1,7 + 1,0 * (8,5 + 1,4 + 0,6 + 0,5) + 1,1 = 13,8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Redutseeritud ristlõike pindala leidmiseks arvutatakse betooni ja armatuuri elastsusmoodulite suhe:

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200\,000}{31\,000} = 6,45 . \quad (2.39)$$

Redutseeritud ristlõike pindala A_{red} on:

$$A_{red} = A_c + \alpha_s A_{s1} + \alpha_s A_{s2} ,$$

kus (2.40)

A_c on tala ristlõike pindala.

$$\begin{aligned} A_{red} &= 190 * 300 + 6,45 * 565 + 6,45 * 101 = 57000 + 3644 + 652 = 61\,296 \text{ mm}^2 \\ &= 61,3 * 10^3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Staatiline moment redutseeritud ristlõike tõmmatud serva suhtes:

$$S_{0,red} = S_{0,c} + \alpha_s A_{s1} (h - d_{s1}) + \alpha_s A_{s2} * (h - d_2) .$$

(2.41)

$$S_{0.red} = 190 * 300 * \frac{300}{2} + 6,45 * 565 * (300 - 275) + 6,45 * 101 * (300 - 25) \\ = 8,82 * 10^6 \text{ mm}^3$$

Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus tõmmatud servast:

$$y_{0.red} = \frac{S_{0.red}}{A_{red}}.$$

(2.42)

$$y_{0.red} = \frac{8,82 * 10^6}{61\,296} = 143,9 \text{ mm}$$

Survetsooni kõrgus:

$$x = h - y_{0.red} = 300 - 143,9 = 156,1 \text{ mm}.$$

Redutseeritud ristlõike inetrsimoment:

$$I_{red} = I_c + \alpha_s A_{s1} (d_1 - x)^2 + \alpha_s A_{s2} (x - d_2)^2.$$

(2.43)

$$I_{red} = \frac{190 * 300^3}{12} + 190 * 300 * \left(\frac{300}{2} - 143,9 \right)^2 + 6,45 * 565 * (275 - 156,1)^2 + 6,45 * 101 \\ * (156,1 - 25)^2 = 492,3 * 10^6 \text{ mm}^4$$

Redutseeritud ristlõike vastupanumoment surutud ($W_{c,red}$) ja tõmmatud ($W_{t,red}$) serva suhtes on:

$$W_{c.red} = \frac{I_{red}}{x} = \frac{492,3 * 10^6}{156,1} = 3,2 * 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{t.red} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{492,3 * 10^6}{143,9} = 3,4 * 10^6 \text{ mm}^3$$

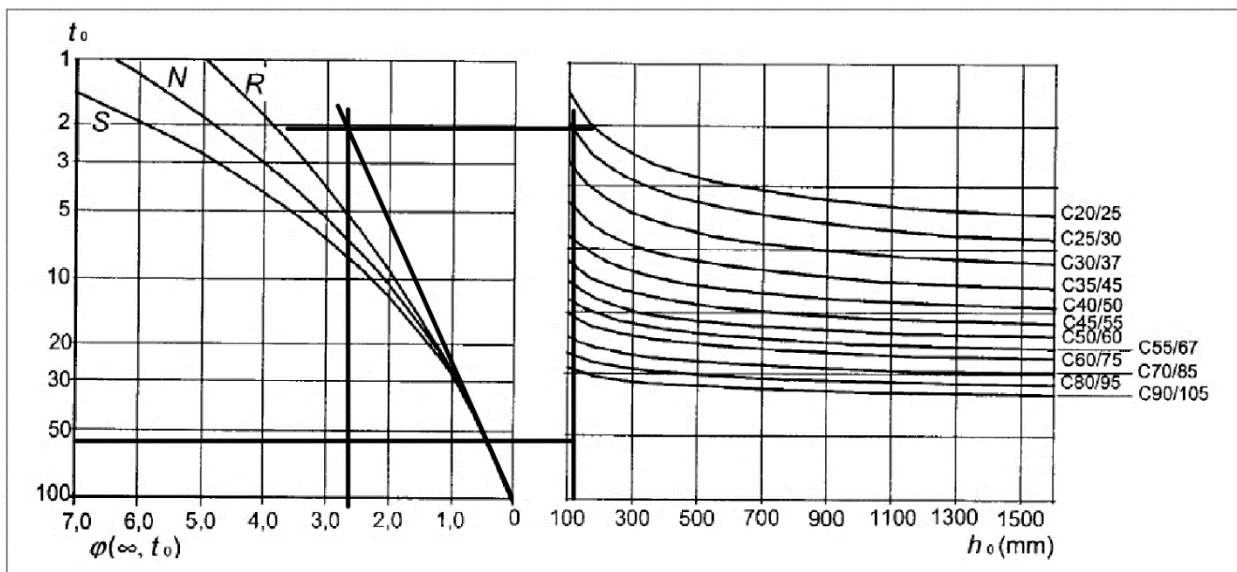
Betooni lõpliku roomedefromatsiooni mõju arvesse võtmiseks asendatakse betooni elastsusmoodul tegeliku elastsusmooduliga arvestades, et betooni vanus koormamisel on 60 päeva, sisetingimustes, keskkonna relatiivse õhuniiskusega 50%, leitakse valemi (2.44) abil.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cd}}{1 + \varphi(\infty, t_0)},$$

(2.44)

kus E_{cd} on elastsusmooduli arvutusväärtus, mille suuruseks võetakse $1,05 * E_{cm}$, betooni tugevusklassi C25/30 puhul $E_{cm} = 31 \text{ GPa}$,

φ_{ef} on roometegur, mis leitakse jooniselt 2.4.



Joonis 4 Betooni roometegur $\varphi(\infty, t_0)$ sisetingimuste korral [7]

Vastavalt valemile (2.44), betooni tegelik elastsusmoodul on:

$$E_{c,eff} = \frac{1,05 * E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{1,05 * 31000}{1 + 2,7} = 8797 \text{ MPa} = 8,8 * 10^3 \text{ MPa}$$

Armatuuri ja betooni tegeliku elastsusmooduli suhe valemi (2.39) järgi on:

$$\alpha_{s,1} = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200\,000}{8797} = 22,7$$

Vastavalt valemitele 2.40-2.43 leitakse ristlõike karakteristikud $\alpha_{s,1}$ järgi.

$$A_{red.1} = A_c + \alpha_{s.1}A_{s1} + \alpha_{s.1}A_{s2} = 190 * 300 + 22,7 * 565 + 22,7 * 101$$

$$= 57000 + 12826 + 2293 = 72\,119 \text{ mm}^2 = 72,1 * 10^3 \text{ mm}^2$$

$$S_{0.red.1} = S_{0,c} + \alpha_{s.1}A_{s1}(h - d_{s1}) + \alpha_{s.1}A_{s2} * (h - d_2)$$

$$= 190 * 300 * \frac{300}{2} + 22,7 * 565 * (300 - 275) + 22,7 * 101 * (300 - 25)$$

$$= 9,50 * 10^6 \text{ mm}^3$$

$$y_{0.red.1} = \frac{S_{0.red.1}}{A_{red.1}} = \frac{9,50 * 10^6}{72\,119} = 131,7 \text{ mm}$$

$$x_1 = h - y_{0.red.1} = 300 - 131,7 = 168,3 \text{ mm}$$

$$I_{red.1} = I_c + \alpha_{s.1}A_{s1}(d_1 - x)^2 + \alpha_{s.1}A_{s2}(x - d_2)^2$$

$$= \frac{190 * 300^3}{12} + 190 * 300 * \left(\frac{300}{2} - 131,7\right)^2 + 22,7 * 565 * (275 - 168,3)^2$$

$$+ 22,7 * 101 * (168,3 - 25)^2 = 639,7 * 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{c.red.1} = \frac{I_{red.1}}{x_1} = \frac{639,7 * 10^6}{168,3} = 3,8 * 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{t.red.1} = \frac{I_{red.1}}{y_{0.red.1}} = \frac{639,7 * 10^6}{131,7} = 4,9 * 10^6 \text{ mm}^3$$

Normaalpragu tekitava paindemomendi suurus leitakse valemist (2.45)

$$M_{cr.1} = f_{ctm} * W_{t.red.1} = 2,6 * 4,9 * 10^6 = 12\,628\,577 \text{ Nmm} = 12,6 \text{ kNm}$$

(2.45)

Normaalprao tekkimise järel määratakse betooni ja armatuuri pinge. Normaalpraoga ristlõike survetsooni kõrgus pärast lõplikke roomeformatsioone leitakse tingimusest (2.45):

$$S_c + \alpha_s A_{s2}(x - d_2) - \alpha_s A_{s1}(d_1 - x) = 0,$$

(2.45)

seega:

$$\begin{aligned}
 x_2 &= \sqrt{\left(\frac{\alpha_{s.1}A_{s1} + \alpha_{s.1}A_{s2}}{b}\right)^2 + \frac{2(\alpha_{s.1}A_{s1}d_1 + \alpha_{s.1}A_{s2}d_2)}{b} - \frac{\alpha_{s.1}A_{s1} + \alpha_{s.1}A_{s2}}{b}} \\
 &= \sqrt{\left(\frac{22,7 * 565 + 22,7 * 101}{190}\right)^2 + \frac{2(22,7 * 565 * 275 + 22,7 * 101 * 25)}{190}} \\
 &\quad - \frac{22,7 * 565 + 22,7 * 101}{190} = 130,3 \text{ mm} .
 \end{aligned}$$

Leitud survetsooni kõrguse abil leitakse survetsooni betooni inertsimoment nulljoone suhtes, valem (2.46):

$$I_1 = \frac{bx_2^3}{3} + \alpha_s A_{s1}(d_1 - x_2)^2 + \alpha_s A_{s2}(x_2 - d_2)^2 \quad (2.46)$$

$$\begin{aligned}
 I_1 &= \frac{bx_2^3}{3} + \alpha_{s.1}A_{s1}(d_1 - x_2)^2 + \alpha_{s.1}A_{s2}(x_2 - d_2)^2 \\
 &= \frac{190 * 130,3^3}{3} + 22,7 * 565 * (275 - 130,3)^2 + 22,7 * 101 * (130,3 - 25)^2 \\
 &= 434,1 * 10^6 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$W_{c1} = \frac{I_1}{x_2} = \frac{434,1 * 10^6}{130,3} = 3,3 * 10^6 \text{ mm}^3 \quad (2.47)$$

Järgnevalt kontrollitakse betooni survepingeid tõenäolise koormuskombinatsiooni järgi, vältimaks ülemäära st roomet. Maksimaalne paindemoment vastavalt tõenäolisele koormuskombinatsioonile leitakse:

$$p_{tõen} = 13,8 \text{ kN/m}$$

$$M_{E.tõen} = \frac{13,8 * 4,4^2}{8} = 33,4 \text{ kNm}$$

Ülemäärase roome oht puudub, kui on tagatud tingimus (2.48):

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck} = 0,45 * 25 = 11,3 \text{ MPa} \quad (2.48)$$

$$\sigma_c = \frac{M_{E.tõen}}{W_{c2}} = \frac{33,4 * 10^6}{3,3 * 10^6} = 10,1 \text{ MPa} < 0,45f_{ck} = 11,3 \text{ MPa}$$

Seega roomedeformatsioon on lineaarne ja puudub ülemäärase roome oht.

Vastuvõetamatu pragunemise või deformeerumise vältimiseks kontrollitakse tingimusega (2.49), armatuuri tugevus oleks tagatud. Armatuuri maksimaalne pinge pärast roomedeformatsioonide arnemist leitakse avaldisest (2.50). Armatuuri plastse deformatsiooni vältimiseks lähtutakse pinge leidmisel normatiivsest koormuskombinatsioonist.

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8f_{yk} = 0,8 * 500 = 400 \text{ MPa} \quad (2.49)$$

$$p_{norm} = 15,9 \text{ kN/m}$$

$$M_{E.norm} = \frac{15,9 * 4,4^2}{8} = 38,5 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{s,max} = \alpha_{s.1} * \frac{M_{E.norm}(d_1 - x)}{I_1} \quad (2.50)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{s,max} &= \alpha_{s.1} * \frac{M_{E.norm}(d_1 - x)}{I_1} = 22,7 * \frac{38,5 * 10^6 * (275 - 130,3)}{434,1 * 10^6} = 291,3 \text{ MPa} < 0,8f_{yk} \\ &= 400 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Armatuuris plastseid deformatsioone ei teki.

Pragude kontrollimisel arvestatakse, et soovituslik maksimaalne lubatud prao laius w_{max} siseruumis, keskkonnaklass XC1, on 0,4 mm. Maksimaalne paindemoment talas võetakse tõenäolise koormuskombinatsiooni järgi, $M_{E.tõen} = 33,4 \text{ kNm}$.

Tõmbearmatuuri minimaalne vajalik ristlõikepindala, mis tagab armatuuri tõmbetugevuse ja piirab prao avanemislaiust, leitakse valemiga (2.51):

$$A_{s.min} = \frac{k_c k f_{ct.eff} A_{ct}}{\sigma_s}, \quad (2.51)$$

kus k_c on tegur, mis võtab arvesse ristlõike pingeaotust enne prao tekkimist. Antud arvutuses, normaalsuurtõmbetugevuse puudumisel, võetakse väärtuseks 0,4.

k on tegur, mis arvestab tõkestusjõudude vähenemisele viivat ebahomogeenselt jaotuvate isetasakaalustuvate algpingete mõju. Tala kõrgusel 300mm, võetakse väärtuseks 1,0.

$f_{ct.eff}$ on betooni efektiivne keskmine tõmbetugevus. Arvestatakse prao tekke ohtu hiljem, kui 28 päeva peale betooni valamist, seega võetakse väärtuseks C25/30 betooni puhul $f_{ct.eff} = f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$.

A_{ct} on betooni tõmbetsoonis ristlõikepindala enne esimese prao tekkimist. Antud tala puhul:
 $A_{ct} = b * (h - x) = 190 * (300 - 156,1) = 27\,341 \text{ mm}^2 = 27,3 * 10^3 \text{ mm}^2$

σ_s on armatuuri maksimaalne lubatav pinget vahetult pärast prao tekkimist. Lubatud laiuse, 0,4 mm, tagamiseks Ø12 varraste puhul võetakse vastavalt standardile väärtuseks $\sigma_s = 320 \text{ MPa}$

Tõmbearmatuuri minimaalne vajalik ristlõikepindala on seega:

$$A_{s.min} = \frac{k_c k f_{ct.eff} A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0,4 * 1,0 * 2,6 * 27\,341}{320} = 89 \text{ mm}^2 < 565 \text{ mm}^2$$

Seega tõmbearmatuuri pindala on pragude arenemise piiramiseks piisav.

Normaalprao laius arvutatakse valemiga (2.52):

$$w_k = s_{r.max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (2.52)$$

kus $s_{r.max}$ on pragude maksimaalne vahedkaugus,

ε_{sm} on armatuuri keskmine suhteline deformatsioon,

ε_{cm} on betooni keskmine suhteline deformatsioon pragude vahel.

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ arvutatakse valemiga (2.53):

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s.1} - k_t * \frac{f_{ct.eff}}{\rho_{p.eff}} (1 + \alpha_c \rho_{p.eff})}{E_s} \geq 0,6 * \frac{\sigma_{s.1}}{E_s}, \quad (2.53)$$

kus $\sigma_{s.1}$ on praoga ristlõike järgi arvutatud tõmbearmatuuri pinge. Arvutatakse valemiga (2.50), kasutades tõenäolise koormuskombinatsiooni poolt tekitatud maksimaalset paindemomenti.

$$\sigma_{s.1} = \alpha_{s.1} * \frac{M_{E.tõen}(d_1 - x)}{I_1} = 22,7 * \frac{33,4 * 10^6 * (275 - 130,3)}{434,1 * 10^6} = 252,7 \text{ MPa}$$

$$0,6 * \frac{\sigma_{s.1}}{E_s} = \frac{252,7}{200 * 10^3} = 75,8 * 10^{-6}$$

k_t on koormuse kestusest olenev tegur, pikaajalise koormuse korral võetakse väärtuseks 0,4.

$$\rho_{p.eff} = \frac{A_s}{A_{c.eff}} = \frac{565}{10\,754} = 0,0525 = 5,3 * 10^{-2}$$

$A_{c.eff}$ on armatuuri ümbritseva tõmmatud betooni kasulik pind kõrgusega $h_{c.ef}$

$$h_{c.ef} = \min \begin{cases} 2,5(h - d) = 2,5 * (300 - 275) = 62,5 \text{ mm} \\ \frac{(h - x)}{3} = \frac{(300 - 130,3)}{3} = 56,6 \text{ mm} \\ \frac{h}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{c.eff} = 190 * 56,6 = 10\,754 \text{ mm}^2 = 10,8 * 10^3 \text{ mm}^2$$

Seega:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{\sigma_{s.1} - k_t * \frac{f_{ct.eff}}{\rho_{p.eff}} (1 + \alpha_c \rho_{p.eff})}{E_s} = \frac{252,7 - 0,4 * \frac{2,6}{0,0525} * (1 + 22,7 * 0,0525)}{200 * 10^3} \\ &= 104,6 * 10^{-6} \geq 0,6 * \frac{\sigma_{s.1}}{E_s} = 75,8 * 10^{-6} \end{aligned}$$

Pragude maksimaalne vahekaugus $s_{r.max}$ leitakse valemist (2.54):

$$s_{r.max} = 3,4c + \frac{0,425k_1k_2\varphi}{\rho_{p.eff}}, \quad (2.54)$$

kus c on armatuuri kaitsekiht – $c = 25 \text{ mm}$

k_1 on armatuuri nakkeomadusi arvestav tegur. B500B armatuur, kõrgnakkega – $k_1 = 0,8$

k_2 on deformatsioonijaotust arvestav tegur. Paindel võetakse väärtuseks $k_2 = 0,5$

φ on armatuurvarda läbimõõt – $\varphi = 12 \text{ mm}$

$$s_{r.max} = 3,4c + \frac{0,425k_1k_2\varphi}{\rho_{p.eff}} = 3,4 * 25 + \frac{0,425 * 0,8 * 0,5 * 12}{0,0525} = 123,9 \text{ mm}$$

Vastavalt valemile (2.52) leitakse normaalprao Laius:

$$w_k = s_{r.max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 123,9 * 104,6 * 10^{-6} = 0,013 \text{ mm} = 1,3 * 10^{-2} \text{ mm} < 0,4 \text{ mm}$$

Pragude avanemise laius on väiksem, kui lubatud prao laius.

Arvutuste järeldus:

Telgede 2-3 (3-4) vahel olev raudbetoonist tala (RBT-3) ristlõige on 190x300 mm, valatakse betoonist tugevusklassiga C25/30 ning armeeritakse armatuuri klassiga B500B. Elemendi arvutuslik tõmbearmatuur on 5Ø12. Arvutuslik survearmatuur pole vajalik, kasutatakse 2Ø8. Tala põikarmatuur on kahelõikelised rangid 2Ø6 sammuga 200mm.

Analoogse lahenduskäiguga on arvutatud ka hoone ülejäänud sillused. Tulemused nende kohta toodud tabelis 12. Vastavalt tabeli 12 tulemustele koostatud ka joonis 4: Silluste plaan.

Tabel 12 Raudbetoontalade kokkuvõte

Tala nr. (C25/30)	Pikkus mm	Kõrgus mm	Laius mm	Tõmbearmatuur	Survearmatuur	Rangid
RBT-1	1 390	350	190	2Ø12	2Ø8	2Ø6 s.200
RBT-2	10 880	700	190	2Ø12	2Ø8	2Ø8 s.200
RBT-3	4 800	300	190	5Ø12	2Ø8	2Ø6 s.200
RBT-4	3 000	355	190	2Ø10	2Ø8	2Ø6 s.200

2.3. Terastala TT-1

Terastala TT-1 dimensioneerimisel lähtutakse standardist EVS-EN 1993-1-1:2005.

Käsitletav terastala asub teljel 2 (4), hoone köök-elutoa osas, telgede B ja C (C ja D) vahel. Silde pikkus on 5.3 m (vt. joonis 5: Vahelae plaan).

Talale mõjuvad koormused on katusekonstruktsiooni toereaktsioon, leitud punktis 2.1, tala omakaal ning selle kohal oleva karkass-seina omakaal ja tala alla riputatavad siirdeseinad.

2.3.1. Koormused

Vastavalt olukorrale, mis on käsitletud peatükis 2.1.7 on katusekonstruktsiooni toereaktsioon terastala kohal 11,7 kN (Lisa 2). Katusekonstruktsioon toetub tala peal olevale puitkarkassile ning sellelt tulenev arvutuslik koormus arvestatakse talale ühtlaselt jaotatud lauskoormusena. Kuna sarikate samm on 650 mm, koormus meetri kohta seega:

$$p_{d,katus} = \frac{11,7}{0,65} = 18,0 \text{ kN/m}$$

Tala peale toetuv puitkarkass on ~1.9 m kõrge, ning kaetud mõlemalt poolt 2x kipsplaatidega. Karkassi kaaluks võetakse 0,2 kN/m² ning 4 kipsplaadi kihti (4x12.5 mm) 0,4 kN/m² (mahukaaluga 8 kN/m³). Sein omakaalukoormus tala jooksva meetri kohta:

$$p_{k,sein,1} = (0,2 + 0,4) * 1,9 = 1,14 \text{ kN/m} \sim 1,1 \text{ kN/m}$$

Tala alla riputatakse voldikseinad, kõrgus 2,4 m, mille koormus võetakse vastavalt arhitekti poolt valitud tootja informatsiooni järgi. Wallenium OÜ pakutavate voldikseinte parima helipidavusega toote kaaluna on välja toodud 45 kg/m^2 . Seinte paksus 82 mm. Kuna seinu on võimalik piki tala vabalt liigutada ning kokku pakkida, on kõige kriitilisem olukord, kui seinad asetsevad pakituna tala keskel. Paneelide laius võib olla 400-910 mm. Täpsem lahendus arhitekti poolt valimata. Arvestatakse tagavara kasuks olukorraga, et talale riputatakse 9 paneeli, laiusega 600 mm. Koormus talale meetri kohta saadakse arvutustest:

Ühe voldikseina paneeli kaal:

$$2,4 * 0,6 * 45 = 64,8 \text{ kg}$$

Seinte kaal kokku:

$$64,8 * 9 = 583,2 \text{ kg} = 5,8 \text{ kN}$$

Seinte paksus kokku:

$$0,082 * 9 = 0,74 \text{ m}$$

Seinad kokku pakituna, eeldusel, et pakitud seinte vahel ei jää ruumi, on 0,74 m. Tegelikuses jaotub koormus suurema pikkuse peale, aga täpsem info puudub, seega tagavara kasuks arvestatuna on kokku pakitud seinte joonkoormus meetrile:

$$p_{sein,2} = \frac{5,8}{0,74} = 7,8 \text{ kN/m}$$

Arvutustes kasutatakse tootja poolt toodud siirdeseinte omakaalu arvutuslikuna, kuna seinapaneeli kaal on tootmisprotsessis täpselt määratav ja seega ilmselt konstantse suurusega. Talale mõjuvad koormused sisestatakse arvutusprogrammi Robot Structural Analysis ning leitakse maksimaalsed pinged. Arvutusskeem ning paindemomendi ja põikjõu epüürid toodud lisas 3. Maksimaalne paindemoment tala keskel on $M_{Ed}=79,2 \text{ kNm}$. Põikjõud võetakse olukorras, kui voldikseinad on tala otsas kokku pakituna, $V_{Ed}=58,7 \text{ kN}$.

2.3.2. Konstruktsiooni arvutus kandepiir seisundis

Arvutustes kasutatakse terast tugevusklassiga S355 (norm-voolavuspiir $f_y=355 \text{ N/mm}^2$). Terasel osavarutegur $\gamma_{M0}=1,0$. Projekteerimisel lähtutakse eurostandardite levinumatest terasprofiilidest. Arvutused tehakse vastavalt I ja II ristlõikeklasside valemitele.

Tala paindekandevõime tagamiseks peab olema täidetud tingimus:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} , \quad (2.55)$$

milles ristlõike arvutuslik paindekandevõime $M_{c,Rd}$ leitakse valemist:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}} , \quad (2.56)$$

kus W_{pl} on ristlõike plastne vastupanumoment (I ja II ristlõikeklassid).

Põikjõu kandevõime tagamiseks peab olema täidetud tingimus:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} , \quad (2.57)$$

milles ristlõike arvutuslik plastne lõikekandevõime leitakse:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} , \quad (2.58)$$

kus A_v on ristlõike lõikele töötava osa pindala. Valtsitud I profiilidel seina sihis mõjuva koormuse puhul on lõikepindala leitav valemiga:

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2 * r) * t_f \quad (2.59)$$

Antud arvutuses pole vajalik kontrollida painde ja löike koosmõju, kuna maksimaalsed pinged ei asu samas ristlõikes.

Kuna tala horisontaalsiirded pole takistatud, külgsuunalised toed puuduvad, siis tuleb teostada kontroll ka kiivekandevõimele. Kiive kontrollimisel arvestatakse ainult tala peale mõjuvaid koormusi (katus ja sein), sest riputatavad koormused (mõjuvad tala teljest eemale) vähendavad kiiveohtu. Tala arvutuslik kiivekandevõime leitakse valemiga:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * W_y * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} , \quad (2.60)$$

kus χ_{LT} on kiivetegur

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - 0,75 * \bar{\lambda}_{LT}^2}} , \quad (2.61)$$

kus abisuurus ϕ_{LT} on:

$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + 0,75 \bar{\lambda}_{LT}^2] , \quad (2.62)$$

kus hälbetegur α_{LT} väärtus valtsitud I profiilidel vastavalt, kui ristlõike $h/b \leq 2$, siis $\alpha_{LT} = 0,34$, ja kui $h/b > 2$, siis $\alpha_{LT} = 0,49$.

Avaldises (2.62) kasutatav tingsaledus $\bar{\lambda}_{LT}$ leitakse valemist:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{cr}}} \quad (2.63)$$

Kaksiksümmeetrilise I-profiili kriitline paindemoment kiivel M_{cr} leitakse valemiga:

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * EI_z}{L^2} * \left[\sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2}{2,6\pi^2} * \frac{I_t}{I_z} + (C_2 * z_g)^2} - (C_2 * z_g) \right], \quad (2.64)$$

kus C_1 ja C_2 on tegurid, mis sõltuvad koormuse iseloomust ja toetingimustest. Antud arvutustes $C_1=1,127$ ja $C_2=0,454$

L on tala kiivepikkus

I_w on ristlõike sektoriaalinertsimoment, I_t on väändeinertsimoment. Nimetatud suurused on toodud levinumate terasprofiilide põhiandmetes

z_g on koormuse rakenduspunkti kaugus varda teljest, positiivne või negatiivne märk sõltuvalt koormuse rakenduspunkti asukohast. Arvestatakse varda telje poole mõjuvate koormustega, võetakse positiivse märgiga.

E on terase elastsumoodul. $E=210\,000\text{ N/mm}^2$

Tala üldstabiilsus on tagatud ning kiiveoht puudub, kui on täidetud tingimus:

$$M_{b,Rd} \geq M_{Ed} \quad (2.65)$$

Kontrollides tala läbipaindeid arvutusprogrammiga Autodesk Robot Structural Analysis arvestatakse olukorraga, mil riputatavad siirdeseinad on kokku pakitud tala keskel. Läbipainde piirsuuruseks võetakse $L/250$ (painet halvasti taluvate elementide puhul – siirdeseina siinid, kipsplaat).

Kuna talale mõjuv maksimaalne paindemoment on 79,2 kNm, siis vajalik vastupanumoment, leitakse avaldisest (2.56):

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow W_{pl} = \frac{M_{Ed} * \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{79,2 * 10^6 * 1,0}{355} = 223\,099\text{ mm}^3 = 223,1\text{ cm}^3$$

Ava sildamiseks kasutatakse IPE tala, seega vastavalt IPE profiilide põhiandmetele, sobiv profiil on IPE220 ($W_{pl,y}=285\text{ cm}^3$), andmed toodud lisas 6.

Põikjõu kandevõime kontrolliks leitakse profiili lõikele töötava osa pindala, avaldis (2.59):

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2 * r) * t_f = 33,4 * 10^2 - 2 * 110 * 9,2 + (5,9 + 2 * 12) * 9,2 \\ = 1591,1 \text{ mm}^2 \sim 1591 \text{ mm}^2$$

Ning põikjõukandevõime:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = \frac{1591 * 355}{\sqrt{3} * 1,0} = 326\,102 \text{ N} = 326,1 \text{ kN} < V_{Ed} = 58,7 \text{ kN}$$

Ristlõike põikjõukandevõime on tagatud küllaldase varuga.

Kiivumise seisukohast arvestatakse ainult tala telje suunas mõjuvaid koormusi. Maksimaalne paindemoment tala keskel on $M_{Ed,1} = 71,9 \text{ kNm}$. Järgnevate arvutustega leitakse tala kiivekandevõime, avaldised (2.60-2.64).

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * EI_z}{L^2} * \left[\sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2}{2,6\pi^2} * \frac{I_t}{I_z} + (C_2 * z_g)^2} - (C_2 * z_g) \right] \\ = 1,127 * \frac{\pi^2 * 210 * 10^3 * 283,6 * 10^4}{5300^2} \\ * \left[\sqrt{\frac{2,27 * 10^4}{283,6 * 10^4} + \frac{5300^2}{2,6 * \pi^2} * \frac{9,10 * 10^4}{283,6 * 10^4} + (0,454 * 110)^2} - (0,454 * 110) \right] \\ = 33\,963\,093 \text{ Nmm} = 34,0 \text{ kNm}$$

Kuna varda kriitiline paindemoment on oluliselt väiksem kui arvutuslik paindemoment, siis IPE220 profiiliga pole edasistel arvutustel mõtet ning valitakse suurem profiil. Analooorse arvutusega esimene sobiv profiil on IPE330, profiili põhiaandmed toodud lisas 6. Painde- ja põikjõukandevõime kontrollid IPE330 profiiliga pole vajalikud, sest kandevõimed olid tagatud ka väiksema profiiliga, kontrollitakse tala kiivekandevõimet.

$$\begin{aligned}
M_{cr} &= C_1 * \frac{\pi^2 * EI_z}{L^2} * \left[\sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2}{2,6\pi^2} * \frac{I_t}{I_z} + (C_2 * z_g)^2} - (C_2 * z_g) \right] \\
&= 1,127 * \frac{\pi^2 * 210 * 10^3 * 788,1 * 10^4}{5300^2} \\
&\quad * \left[\sqrt{\frac{19,9 * 10^4}{788,1 * 10^4} + \frac{5300^2}{2,6 * \pi^2} * \frac{28,3 * 10^4}{788,1 * 10^4} + (0,454 * 165)^2} - (0,454 * 165) \right] \\
&= 89\,804\,346 \text{ Nmm} = 89,8 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

tingsaledus $\overline{\lambda_{LT}}$ vastavalt valemile (2.63) on:

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{804 * 10^3 * 355}{89,8 * 10^6}} = 1,783$$

Abisuurus ϕ_{LT} :

$$\begin{aligned}
\phi_{LT} &= 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\overline{\lambda_{LT}} - 0,4) + 0,75 \overline{\lambda_{LT}}^2] \\
&= 0,5 * [1 + 0,49 * (1,783 - 0,4) + 0,75 * 1,783^2] = 2,03
\end{aligned}$$

Kiivetegur χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - 0,75 * \overline{\lambda_{LT}}^2}} = \frac{1}{2,03 + \sqrt{2,03^2 - 0,75 * 1,783^2}} = 0,299$$

Tala arvutuslik kiivekandevõime vastavalt avaldisele (2.60) on:

$$\begin{aligned}
M_{b,Rd} &= \chi_{LT} * W_y * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,299 * 804 * 10^3 * \frac{355}{1,0} = 85\,340\,580 \text{ Nmm} = 85,3 \text{ kNm} \\
&> 71,9 \text{ kNm} \quad \text{OK!}
\end{aligned}$$

Tala läbipaine kasutuspiiriseisundis peab olema väiksem, kui l/250, ehk

$$\frac{l}{250} = \frac{5300}{250} = 21,2 \text{ mm} ,$$

Vastavalt arvutusprogrammis Autodesk Robot Structural Analysis leitud tulemustele on tala läbipaine 9,5 mm, mis on väiksem, kui 1/250. Katuslae toestamiseks ning siirdeseinte riputamiseks kasutatav tarastala TT-1 teljel 2 (4) sobiv profiil on IPE330.

Tala kinnituseks seinte pool antud põhimõtteline lahendus joonisel 14. Liite kandevõime on määratud kaudselt. Arvestatud varraste töötamisega tõmbele ning tagatud nende maksimaalne baasankurduspikkus (Profileeritud teras, head nakketingimused kiviplokkide täisbetoneeritud õõntes, B500B armatuuri tugevusklass, C20/25 betooni puhul 47 kordne armatuuri läbimõõt) [9].

2.3.3. Polt- ja keevisliite dimensioneerimine

Tala kinnitatakse otsest kahe poldiga terasplaadi külge, sõlm toodud joonisel 14: Detailid 1...4. Liite tugevuse kontrollimisel lähtutakse poltidest tugevusklassiga 8.8 ($f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$; $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$), keeviselektroodi mark peab vastama liidetavate elementide terase margile – S355J2.

Ühe Poldi löiketugevus leitakse valemiga (2.66):

$$F_{v.Rd} = 0,6 * \frac{f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}},$$

kus (2.66)

A_s on poldi keermestatud osa netopindala.

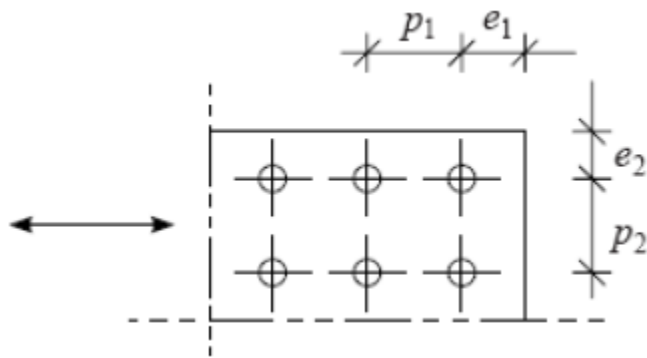
Tala otsas toereaktsioon on 58,7 kN, seega avaldise (2.66) järgi poldi vajalik netopindala on:

$$A_s = \frac{F_{v.Rd} * \gamma_{M2}}{f_{ub} * 0,6} = \frac{58,7 * 10^3 * 1,25}{800 * 0,6} = 152,9 \text{ mm}^2$$

Tagavara kasuks kinnitatakse tala 2xM16 poldiga. Ühe poldi keermestatud osa ristlõike pindala on 157 mm^2 .

Vajalikud poldiaukude otsa-, ääre- ja vahekaugused leitakse tingimustest (2.67-2.69), tähised toodud joonisel 2.5.

Joonis 24 Poldiaukude ääre- ja vahekaugused.



Piki jõu mõjumissuunda:

$$e_1 = 1,2d_0 , \quad (2.67)$$

$$p_1 = 2,2d_0 \quad (2.68)$$

ja jõu mõjumissuunaga risti:

$$e_2 = 1,2d_0 , \quad (2.69)$$

kus

d_0 on poldiaugu läbimõõt, mis Ø16 poldi puhul on väärtus 18 mm.

Minimaalsed vajalikud suurused on seega:

$$e_1 = e_2 = 1,2d_0 = 1,2 * 18 = 21,6 \text{ mm} ,$$

$$p_1 = 2,2d_0 = 2,2 * 18 = 39,6 \text{ mm} .$$

Kasutatakse plaati ristlõikega 8x120, pikkus 100mm, mis tagab poldiaukude asetuse, mis ületab minimaalsed vajalikud suurused. Poldiaukude asetuseks:

$$e_1 = 35 \text{ mm}; e_2 = 40 \text{ mm}; p_1 = 50 \text{ mm}$$

Poldiaukude serva muljumiskandevõime leitakse valemiga (2.70):

$$F_{b.Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}},$$

kus

(2.70)

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 * \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 * \frac{40}{18} - 1,7 = 4,52 \right\} = 2,5,$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3 * d_0} = \frac{35}{3 * 18} = 0,65 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{510} = 1,57 \\ 1,0 \end{array} \right\} = 0,65,$$

d on poldi läbimõõt,

t on ühes suunas töötavate elementide väikseim kogupaksus. Antud arvutuses IPE330 seina paksus, 7,5 mm.

Ühe poldiaugu serva muljumiskandevõime vastavalt on seega:

$$F_{b.Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 * 0,65 * 510 * 16 * 7,5}{1,25} = 79\,560\,N = 79,6\,kN$$

Kahe poldiaugu summaarne muljumiskandevõime on $F_{b.Rd} * 2 = 159,2\,kN$, OK.

Terasplaadi pingete kontrollimiseks leitakse 8x120 mõõtmatega plaadi ristlõike pindala ja vastupanumoment. Plaati arvestatakse töötavana lühikese konsoolse talana, millele mõjuvad toe kohal paindemoment ja põikjõud. Teras tugevusklass S355.

$$A = a * b = 8 * 120 = 960\,mm^2$$

$$W_y = \frac{a * b^2}{6} = \frac{8 * 120^2}{6} = 19\,200\,mm^3 = 1,9 * 10^4\,mm^3$$

Põikjõud toe kohal arvestatakse tagavara kasuks 60 kN. Paindemoment arvestades võetakse jõu õlg poldi tsentrist toeni, seega moment $M = 60 * 0,06 = 3,6$ kNm. Kuna paindemoment ja põikjõud on maksimaalsed samas ristlõikes, siis arvestatakse, et juhul, kui elemendile mõjuv põikjõud on suurem, kui pool tema plastsest kandevõimest, siis tuleb arvesse võtta põikjõu ja paindemomendi koosmõju.

Põikjõukandevõime vastavalt valemile (2.58) ja paindekandevõime valemi (2.56) järgi:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = \frac{960 * 355}{\sqrt{3} * 1,0} = 196\,755 \text{ N} = 196,8 \text{ kN}$$

$$0,5 * V_{pl,Rd} = 0,5 * 196,8 = 88,4 \text{ kN} > V_{Ed} = 60 \text{ kN} \text{ OK}$$

Põikjõu ja paindemomendi koosmõju terasplaadile arvestama ei pea.

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19\,200 * 355}{1,0} = 6\,816\,000 \text{ Nmm} = 6,8 \text{ kNm} > 3,6 \text{ kNm} \text{ OK}$$

Keevise kandevõime leidmiseks kasutatakse lihtsustatud meetodit ning leitakse valemiga (2.71). Keevise kõrgus ei tohiks olla alla 3mm, üldjuhul $a=4...5$ mm. Arvutustes kontrollitakse keevise kandevõimet õmbluse kõrgusega $a=4$ mm.

$$F_{vw,Rd} = l_w a f_{vw,Rd} ,$$

kus (2.71)

l_w on keevise töötav pikkus. Eeldatakse, et elemendid ühendatakse omavahel maksimaalsel võimalikul pikkusel. Keevise töötavaks pikkuseks arvestatakse kahekordne plaadi kõrgus, ehk 240 mm.

a on keevise kõrgus

$f_{vw,Rd}$ on nurkõmbluse arvutuslik lõiketugevus (S355 tugevusklassi puhul $f_{vw,Rd} = 262 \text{ N/mm}^2$)

$$F_{vw,Rd} = l_w a f_{vw,Rd} = 240 * 4 * 262 = 251\,520 \text{ N} = 251,5 \text{ kN} > V_{Ed} = 60 \text{ kN} \text{ OK}$$

2.4. Kandev sein

Kandvad välis- ja siseseinad laotakse 190 mm laiustest õõnesbetoonplokkidest ning täisbetoneeritakse betooniga C20/25. Müüritise laius valitud vastavalt, et oleks tagatud nõuded ruumide heliisolatsioonile.

Järgnevas peatükis tehtud arvutustes kontrollitakse müüritise kandevõimet, kus konstruktsioonile mõjuvad koormused tekitavad suurimaid pingeid. Vaadeldav punkt asub telgede 2 ja C (4 ja C) ristumises, kus seinale mõjuvad koormused tulenevad siirdeseinu ja katusekonstruktsiooni kandvatelt terastaladelt. Arvutustes lähtutakse olukorrast, mil talale riputatavad siirdeseinad on mõlemal pool müüri tala otstes kokku pakitud. Terastala toereaktsioon seinale vastavalt peatüki 2.3 lahendusele on 58,7 kN. Arvutustes võetakse tagavara kasuks mõlemal pool müüri terastaladelt mõjuvaks arvutuslikuks vertikaalkoormuseks 120 kN. Soovituslikult kasutatakse olukorras, mil toereaktsioon on suurem, kui 100 kN, toepatja, millega jaotatakse survejõud laiemale müüritise pinnale [10].

Seinte projekteerimisel tuginetakse Ehituskonstruktori käsiraamatu ja materjali tootja (Columbia-kivi) soovitudele ja juhenditele ning lähtutud standardist EVS-EN 1996-1-1:2005. [10]

2.4.1. Seinakonstruktsiooni arvutus

Arvutustega kontrollitakse, et kriitilises kohas seinale mõjuv koormus ei ületaks müüritise survetugevust.

Vastavalt Columbia-kivi andmetele on õõnesplokkide keskmine survetugevus 18 N/mm² ning täisosa maht 53%. Kuna õõned täidetakse betooniga, siis vaadeldakse plokki kui täiskivi, survetugevust arvestatakse terve ploki ulatuses konstantsena. müüritise normatiivne survetugevus leitakse avaldisega (2.71):

$$f_k = K * f_b^{0,7} * f_m^{0,3},$$

kus (2.72)

K on konstant, mis sõltub kivide tugevusgrupist ja kasutatavast mördist. Müüri ladumisel kasutatakse mörti M10. Täisbetoneeritud õõntega plokk, täiskivi, kuulub 1. tugevusgruppi. K väärtus võetakse 0,55,

f_b on kivide normaliseeritud survetugevus,

f_m on mördi keskmine survetugevus (10 MPa),

Müüritise normsurvetugevus on seega:

$$f_k = K * f_b^{0,7} * f_m^{0,3} = 0,55 * 18^{0,7} * 10^{0,3} = 8,3 \text{ N/mm}^2$$

Arvutusliku survetugevuse leidmiseks jagatakse normsurvetugevus materjali osavaruteguriga, mis kivikonstruktsioonidel $\gamma_M = 2,0$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{8,3}{2,0} = 4,15 \text{ N/mm}^2$$

Kuna terastaladelt tulevat koormust kantakse seintele betoonpadjaga, siis kontrollitakse Ehituskonstruktori käsiraamatus peatükis 11.7.5 toodud juhiste järgi pingeid betoonpadja all. Padi valatakse betoonist tugevusklassiga C20/25 ning mõõtmed võetakse 190x300x100 mm, C20/25 betooni elastsusmoodul $E_b = 30\,000 \text{ MPa}$. [1]

Raudbetoonpadi asendatakse tingliku müüritisekihiga, mille kõrgus H_0 leitakse avaldisest (2.73):

$$H_0 = 2 * \sqrt[3]{\frac{E_p I_p}{E_m d}},$$

kus (2.73)

E_p on padja elastsusmoodul. Arvutustes kasutatakse 0,85 kordset betooni elastsusmoodulit.

$$E_p = 0,85 * E_c = 0,85 * 30\,000 = 25\,500 \text{ MPa} = 25,5 * 10^3 \text{ MPa}$$

I_p on padja ristlõike inertsimoment paindetasandiga risti. Inertsimoment arvutatakse vastavalt ristlõikele, mille laius on 300 mm ja kõrgus 100 mm.

$$I_p = \frac{b * h^3}{12} = \frac{300 * 100^3}{12} = 25 * 10^6 \text{ mm}^4 = 25 * 10^{-6} \text{ m}^4$$

E_m on müüritise elastsusmoodul. Vastavalt rahvuslikule lisale on soovituslik väärtus $1000 f_k$. Kasutuspiiriseisundi kontrollimisel soovitatakse elastsusmooduli väärtust vähendada 0,6 kordselt.

$$0,6 * 1000 * f_k = 0,6 * 1000 * 8,3 = 4980 \text{ MPa}$$

d on padja mõõde paindetasandist välja. Antud arvutuses padja laius on võrdne seina paksusega, s.o 190 mm.

Tingliku müüritisekihi kõrgus leitakse:

$$H_0 = 2 * \sqrt[3]{\frac{E_p I_p}{E_m d}} = 2 * \sqrt[3]{\frac{25\,500 * 25 * 10^{-6}}{4\,980 * 0,19}} = 0,175 \text{ m}$$

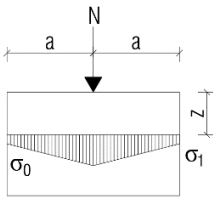
Pingeepüüri raadius s sügavusel z ($z = H_0$), leitakse valemist (2.74):

$$s = \frac{\pi z}{2} = \frac{0,175\pi}{2} = 0,275 \text{ m}$$

(2.74)

Pingejaotusepüürid leitakse Ehituskonstruktori käsiraamatu peatüki 11 lisast 11.4. Käsitletav olukord vastab skeemile 2, mis on toodud tabelis 13 väljavõttena nimetatud lisast. [1]

Tabel 13 Pinge epüürid ja avaldised

Koormuse asetus	Avaldise rakenduspiirid	Pinge avaldised
	$a < s$	$\sigma_0 = \frac{N}{2ad} \left(1 + 0,41 \frac{a^2}{z^2} \right)$ $\sigma_1 = \frac{N}{2ad} \left(1 - 0,41 \frac{a^2}{z^2} \right)$

Tabelis 13 toodud avaldiste järgi arvutatakse pinged:

$$\sigma_0 = \frac{N}{2ad} \left(1 + 0,41 \frac{a^2}{z^2} \right) = \frac{120 * 10^3}{2 * 150 * 190} \left(1 + 0,41 \frac{150^2}{175^2} \right) = 2,74 \text{ MPa} < f_d = 4,15 \text{ MPa OK}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{2ad} \left(1 - 0,41 \frac{a^2}{z^2} \right) = \frac{120 * 10^3}{2 * 150 * 190} \left(1 - 0,41 \frac{150^2}{175^2} \right) = 1,47 \text{ MPa} < f_d = 4,15 \text{ MPa OK}$$

Müüritise survetugevuse kontroll koondatud koormuse all tehakse vastavalt valemile (2.75):

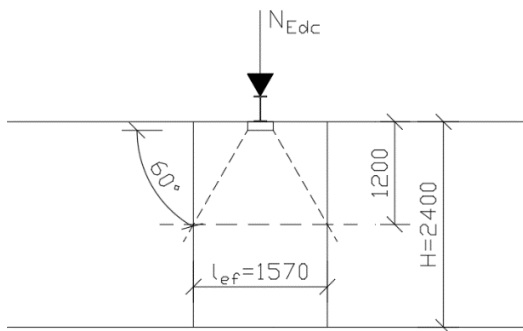
$$\sigma_c \leq f_d * \left[1,15 * \left(1,5 - 1,1 * \frac{A_b}{A_{ef}} \right) \right],$$

kus

(2.75)

A_b on koormuse toetuspind, võetakse betoonpadja pindala,

A_{ef} on seina arvutuslik ristlõikepind ehk seina laiuse ja arvutusliku pikkuse pindala. Arvutusliku seina pikkuse puhul arvestatakse, et koormus jaotub müüritises tinglikule postile, mille pikkus on koormuse rakenduspunktist (betoonpadja servast) 60 kraadise nurga all poole seina kõrguseni, vt joonis 2.5.



Joonis 2.5 Pingejaotus müüris

Müüritise survetugevus koondatud koormuse all antud olukorras:

$$\begin{aligned} \sigma_c &\leq f_d * \left[1,15 * \left(1,5 - 1,1 * \frac{A_b}{A_{ef}} \right) \right] = 4,15 * \left[1,15 * \left(1,5 - 1,1 * \frac{300 * 190}{1570 * 190} \right) \right] \\ &= 6,16 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Mõjuva koormusena arvestatakse tagavara kasuks ka tingliku posti kohal olevat seina omakaalu. Seina keskmine kõrgus antud kohas: 1,9 m. Müüri omakaalu, $G_{müür}$, leidmiseks arvestades, et õõnesplokki brutokuivtihedus vastavalt tootja juhendile (Columbia-Kivi) on $10,6 \text{ kN/m}^3$ ning 47% plokist on õõnte osakaal, mis täidetakse betooniga, seega:

$$G_{d.müür} = [(1,9 * 1,57 * 0,19) * 10,6 + (1,9 * 1,57 * 0,19) * 25 * 0,47] * 1,2 = 15,2 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = \frac{N_{talad} + G_{d.müür}}{A} = \frac{120,0 * 10^3 + 15,2 * 10^3}{190 * 300} = 2,37 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 6,16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ OK}$$

Valitud betoonpadi on piisav, et jagada mõjuv koormus müüritise laiemale pinnale ja tagada selle kandevõime.

Kontrollitud ka müüritise kandevõime joonkoormusele, tugevus tagatud.

2.5. Vundament

Vundamentide projekteerimisel lähtutakse standardist EVS-EN 1997-1:2005 ning Valdo Jaanisoo „Madalvundamentide arvutus“ ja Ehituskonstruktori käsiraamatu peatükis 9 toodud juhistest. Arvutused tehakse vastavalt arvutusvariandile 2. [1; 11; 14]

Krundi geotehniliste tingimuste selgitamiseks teostatud 03.2018 geoloogiline uuring (lisa 4). Vastavalt ehitusgeoloogilistele tingimustele rajatakse hoone madalvundamendile, taldmiku kõrgus allpool pinnase külmumispiiri ning soovituslikult maksimaalselt kõrgele liiva- või kruusakihile. Vundeerimissügavuseks valitakse absoluutkõrgus 73.25 m, mis on 1,7 m sügavusel hoone ±0,00-st ning maksimaalselt 1,5 m sügavusel maapinnast. Vastavalt ehituskonstruktori käsiraamatus toodud andmetele (lk 227, tabel 9.17), on Võrus pinnase keskmine külmumissügavus 1,4 m [1].

Vastavalt geotehnilisele uuringule (lisa 4) oli pinnasevee tase välitööde teostamise ajal (03.2018) 0,5 m sügavusel maapinnast, absoluutkõrgusel 73,75 ... 74,20 m. Kuna pinnasevee tase on aastaringselt kõrge, maksimaalselt kuni 0,2 m maapinnast, ja vee infiltreerumine pinnasesse piiratud, siis on ette nähtud rajada drenaažisüsteem.

2.5.1. Madalvundamendi arvutus

Taldmiku mõõtmete määramisel lähtutakse kriitlisemast kohast, telgede 1 (5) ja C ristumispunktist. 1-C telgede ristumises mõjuvad koormused on raudbetootala RBT-2 omakaal ja sellele rakenduv katusekonstruktsiooni toereaktsioon (leitud peatükis 2.1) ning seina omakaal kuni taldmiku peale.

Katusekonstruktsiooni arvutuslik koormus: $p_{d.katus} = 4,73 \text{ kN/650mm} = 7,3 \text{ kN/m}$

Raudbetootala RBT-2 omakaal: $g_{k.RBT} = 3,6 \text{ kN/m}$; $g_{d.RBT} = 3,6 * 1,2 = 4,3 \text{ kN/m}$

RBT toereaktsioon vaadeldavas punktis: $p_{d.RBT} = 69,5 \text{ kN/m}$

Müüritisest tulenev koormus: $g_{k.sein} = 16,2 \text{ kN/m}$; $g_{d.sein} = 16,2 * 1,2 = 19,4 \text{ kN/m}$

Vertikaalkoormus hoonest taldmikule seega:

$$V_{1d} = g_{k.sein} + p_{d.RBT} = 19,4 + 69,5 = 88,9 \text{ kN/m}$$

Arvutustes ümardatakse väärtus tagavara kasuks: $V_{1d} = 90 \text{ kN/m}$.

Vajaliku taldmiku laiuse leidmiseks määratakse esmalt pinnase kandevõime tegurid vastavalt valemitele (2.76-2.78). Vundament rajatakse 1,5 m sügavusele maapinnast, kihile nr 2, kruusane peenliiv kuni möllikas peenliiv, mille omadused on toodud tabelis 14. Taldmiku kõrgus võetakse 300 mm. Tagasitäitematerjalina kasutatakse jämedat või keskteralist liiva, mille mahukaal võetakse 18 kN/m^3 .

$$N_q = e^{\pi * \tan(\varphi)} * \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.76)$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q - 1) \tan(\varphi) \quad (2.77)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (2.78)$$

Valemites (2.76...2.78) kasutatav φ on pinnase efektiivsisehõõrdenurk. $\varphi = 27^\circ$

$$N_q = e^{\pi * \tan(\varphi)} * \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = e^{\pi * \tan(27^\circ)} * \tan^2 \left(45^\circ + \frac{27^\circ}{2} \right) = 13,20$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q - 1) \tan(\varphi) = 2 * (13,20 - 1) * \tan(27^\circ) = 12,43$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi = \frac{13,20 - 1}{\tan(27^\circ)} = 23,94$$

Taldmiku laius määratakse valemiga (2.79):

$$B = \frac{\sqrt{a_2^2 + 4a_1V_{1d}} - a_2}{2a_1},$$

kus (2.79)

a_1 ja a_2 on abisuurused, mis leitakse:

$$a_1 = \frac{0,5 * \gamma' * N_\gamma}{\gamma_R},$$

$$a_2 = \frac{q' * N_q + c' * N_c}{\gamma_R},$$

kus (—)

γ' on tallast allapoole jääva pinnase efektiivmahukaal (keskmise talla laiuse sügavuseni). Võetakse talla all oleva pinnase mahukaal: $\gamma' = 20,5 \text{ kN/m}^3$.

q' on pinnase omakaalust tingitud efektiivpinge talla tasandis. $q' = d * \gamma'_1$, kus d on talla süvis maapinnast ning γ'_1 on tallast ülespoole jääva pinnase (täitepinnase) keskmine efektiivmahukaal.

$$q' = d * \gamma'_1 = 1,2 * 18 = 21,6 \text{ kN/m}^2$$

$$a_1 = \frac{0,5 * \gamma' * N_\gamma}{\gamma_R} = \frac{0,5 * 20,5 * 12,43}{1,5} = 84,94 \text{ kN/m}^3$$

$$a_2 = \frac{q' * N_q + c' * N_c}{\gamma_R} = \frac{21,6 * 13,20 + 5 * 23,94}{1,5} = 269,88 \text{ kN/m}^2$$

Valemi (2.79) järgi vajalik talla laius seega:

$$B = \frac{\sqrt{a_2^2 + 4a_1V_{1d}} - a_2}{2a_1} = \frac{\sqrt{269,88^2 + 4 * 84,94 * 90} - 269,88}{2 * 84,94} = 0,30 \text{ m}$$

Kuna vertikaalkoormused hoonest on väikesed ja pinnase omadused head, siis piisab talla laiusest 300 mm. Üldjuhul sellise, kitsa, mõõtmega taldmiku ei soovitata teha. Taldmiku laiuseks valitakse 500 mm. Vundamendi kandevõimet kontrollitakse valemiga (2.80):

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

(2.80)

$$R_d = B * \frac{0,5 \gamma' B N_\gamma + q' N_q + c' N_c}{\gamma_R} = 0,5 * \frac{0,5 * 20,5 * 0,5 * 12,43 + 21,6 * 13,20 + 5 * 23,94}{1,5}$$

$$= 156,2 \text{ kN}$$

Täpsustatud koormus, arvestades taldmiku kaalu ning taldmikul olevat pinnast:

Taldmik: $V_{d.tald} = 0,3 * 0,5 * 25 * 1,2 = 4,5 \text{ kN/m}$

Pinnas taldmikul: $V_{d.pinnas} = 1,5 * (0,5 - 0,19) * 18 * 1,2 = 10,0 \text{ kN/m}$

$$V_{2d} = 90,0 + 4,5 + 10,0 = 104,5 \text{ kN/m} < R_d$$

Vastavalt Ehituskonstruktori käsiraamatu peatükile 9, kuulub hoone 1. geotehnilisse kategooriasse. Alternatiivse variandina võib talla mõõtmed määrata ka lubatud pinge järgi, mida tohib kasutada juhul, kui talla laius on vähemalt 0,5 m.

Antud olukorras jäävad ehitisest mõjuvad arvutuslikud koormused kogu hoone ulatuses vahemikku 40... 95 kN/m. Valitud taldmiku laius, 500 mm, tagab küllaldase varuga mõjuvate koormuste vastuvõtmise. Kontroll teostatud ka vundamentide vajumitele hoone erinevates punktides, vajumid jäävad lubatud piiridesse.

KOKKUVÕTE

Käesolev magistritöö käsitles Võru linna rajatava ühekordse, 4 korteriga peremaja-tüüpi hoone kandetarindite põhimõttelist lahendust. Töös teostati vajalikud arvutused erinevatele konstruktsioonitüüpidele tagamaks nende tugevus nii kande- kui kasutuspiirsesundis. Projekti koostamisel lähtuti arhitektuursest põhiprojektist.

Töö jaotub tarindi materjali järgi osadeks ning kirjeldab konstruktsioonide dimensioneerimist loogilises järjekorras, alustades katusekonstruktsioonist ning lõpetades vundamentidega. Igas osas tehti kindlaks vaadeldavale konstruktsioonile mõjuvad koormused ja seejärel teostati asjakohased arvutused.

Esimene osa keskendub puitkonstruktsioonil katusetaladele, mis mõjutab kõiki sellele osale järgnevaid elemente. Hinnati variante, kas lahendada olukord 2- või 3-sildelisena. Ristlõike valikul sai määravaks tala läbipaine. Teises osas määrati raudbetoonialale sobivad mõõtmed ja arvutati vajalik tõmbe- ning põikarmatuuri kogus. Lisaks kontrolliti talas tekkivate pragude laiust. Kolmas osa keskendub terastala ning polt- ja keevisliidete dimensioneerimisele. Tala profiili valikul sai määravaks tema kiivekandevõime. Neljas osa käsitleb hoone kandvaid seinu. Teostati kontroll müüritise survekandevõimele ning muljumistugevusele. Seinale rakenduva koondatud koormuse alla määrati vajalike mõõtmetega toepadi. Töö viiendas osas vaadeldakse hoone vundamente, selgitati välja hoone maapealsest osast mõjuvad koormused ning määrati vajalik taldmiku laius.

Vastavalt saadud tulemusele koostati konstruktiivsed joonised ja põhiprojekti järgne seletuskiri (eraldi köites), mis on piisava põhjalikkusega, tagamaks, et nendele tuginedes on võimalik koostada tööprojekt või määrata pakutavate lahenduste maksumust. Projekti koostamisel on lähtutud kehtivatest standarditest ja juhenditest.

KASUTATUD ARVUTIPROGRAMMIDE LOETELU

Autodesk AutoCad 2018

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Tekla Structures 20.0

Microsoft Word 2016

KASUTATUD KIRJANDUSE LOETELU

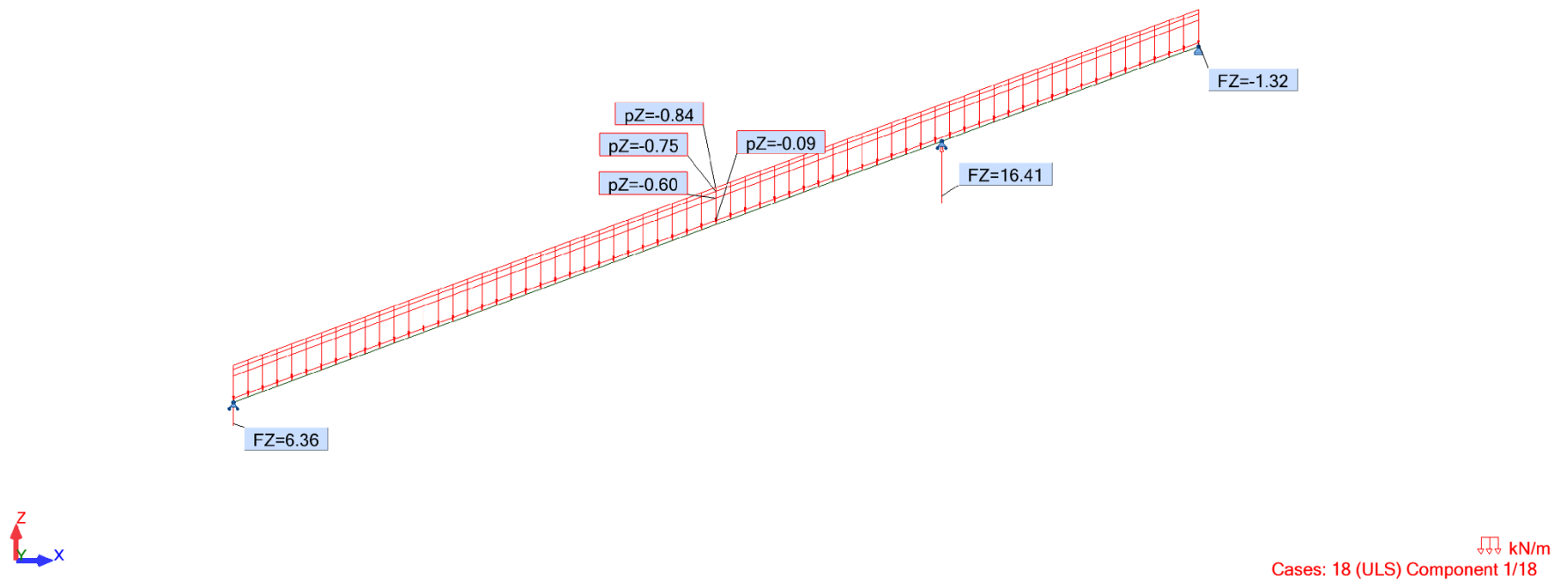
1. Ehituskonstruktori käsiraamat. (2014). Tallinn: EHITAME.
2. EVS 932:2017 Ehitusprojekt. (2017). Eesti Standardikeskus.
3. EVS-EN 1990:2002 Eurokoodeks. Ehituskonstruksioonide projekteerimise alused. (2003). Eesti Standardikeskus.
4. EVS-EN 1991-1-1:2002 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. (2009). Eesti Standardikeskus.
5. EVS-EN 1991-1-3:2004 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. (2009). Eesti Standardikeskus.
6. EVS-EN 1991-1-4:2005 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. (2005). Eesti Standardikeskus.
7. EVS-EN 1992-1-1:2005 Eurokoodeks 2: Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. (2009). Eesti Standardikeskus.
8. EVS-EN 1993-1-1:2005 Eurokoodeks 3. Teraskonstruksioonide projekteerimine. (2009). Eesti Standardikeskus.
9. EVS-EN 1995-1-1:2005 Eurokoodeks 5: Puitkonstruktsioonide projekteerimine. (2009). Eesti Standardikeskus.
10. EVS-EN 1996-1-1:2005 Eurokoodeks 6: Kivikonstruktsioonide projekteerimine. (2012). Eesti Standardikeskus.
11. EVS-EN 1997-1:2005 Eurokoodeks 7: Geotehniline projekteerimine. Osa 1: Üldeeskirjad. (2009). Eesti Standardikeskus.
12. Jaanisoo, V. (2014). Madalvundamendi arvutus. Demostar OÜ.
13. Voltri, V. (1998). Columbiakivi projekteerimisjuhend. AS Columbia-Kivi.

LISAD

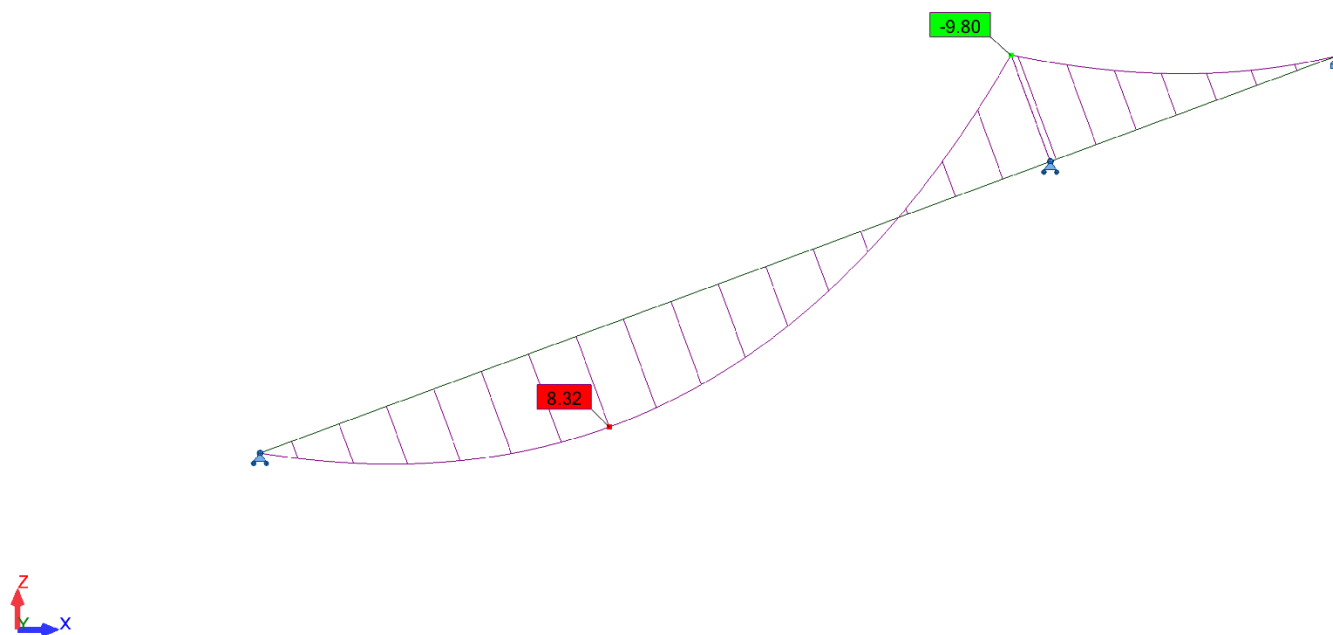
LISA 1 Katusekonstruktsiooni arvutuskeem ja epüürid 3 toega

Arvutuskeem, koormused, toereaktsioonid. Ühikud: kN/m; kN

Koormuskombinatsioon: $KK_{3.1}$



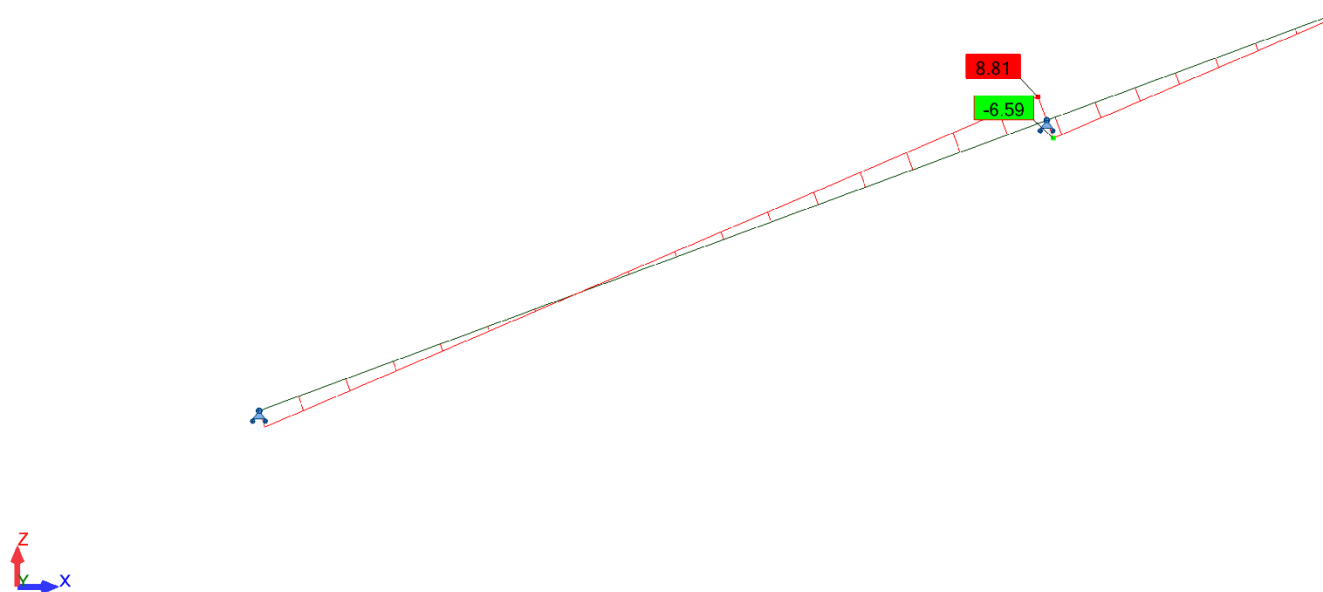
Paindemomendi epüür. M_{Ed} (kNm)



My 1kNm
Max=8.32
Min=-9.80

Cases: 18 (ULS) Component 1/18

Põikjõu epüür. V_d (kN)



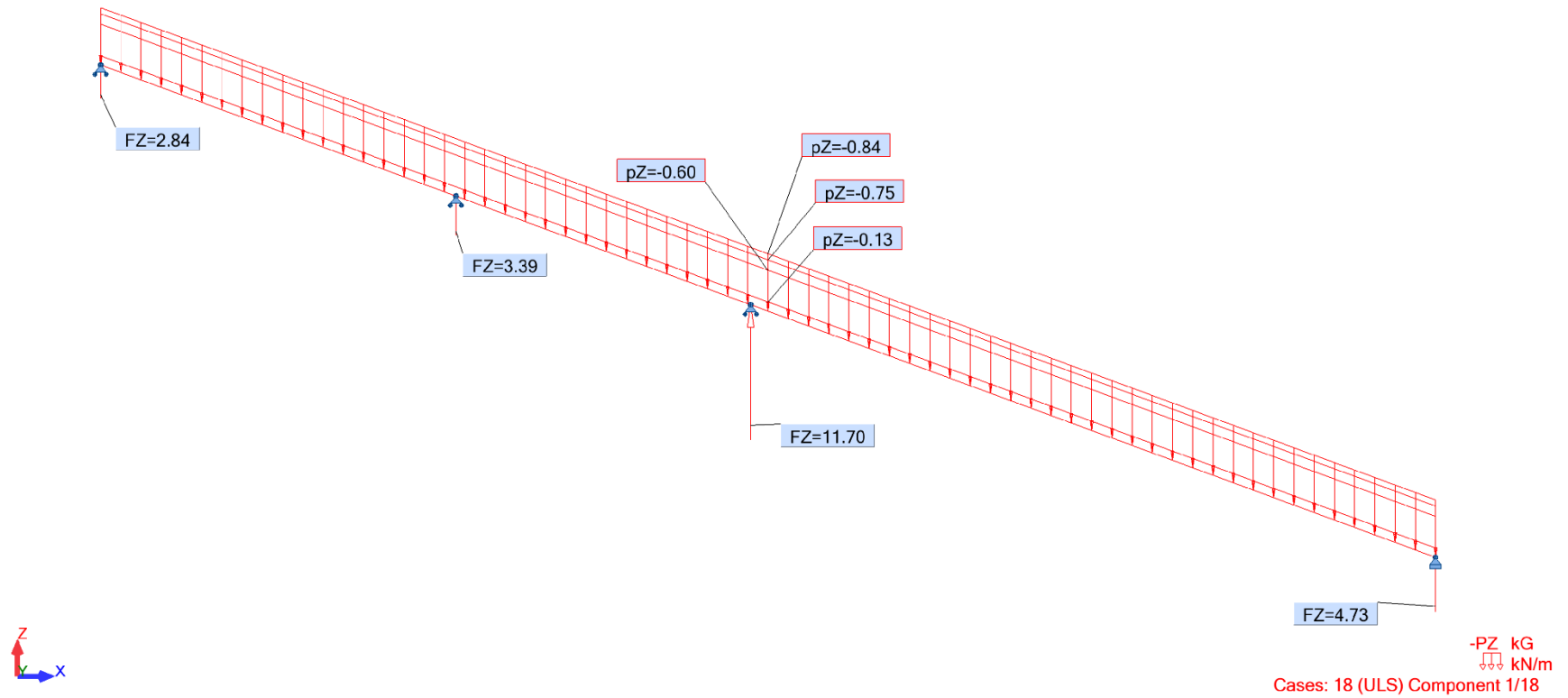
F_z 5kN
Max=8.81
Min=-6.59

Cases: 18 (ULS) Component 1/18

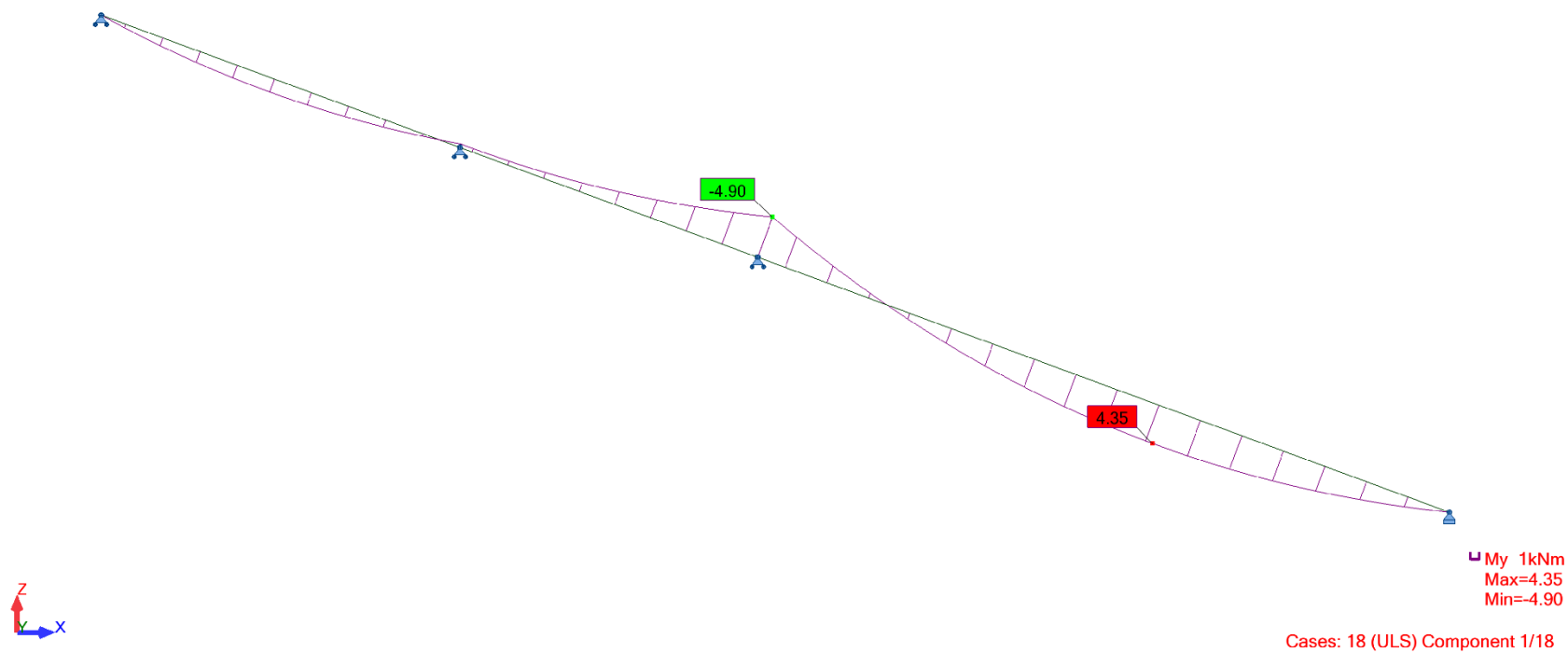
LISA 2 Katusekonstruktsiooni arvutuskeem ja epüürid 4 toega

Arvutuskeem, koormused, toereaktsioonid. Ühikud: kN/m; kN

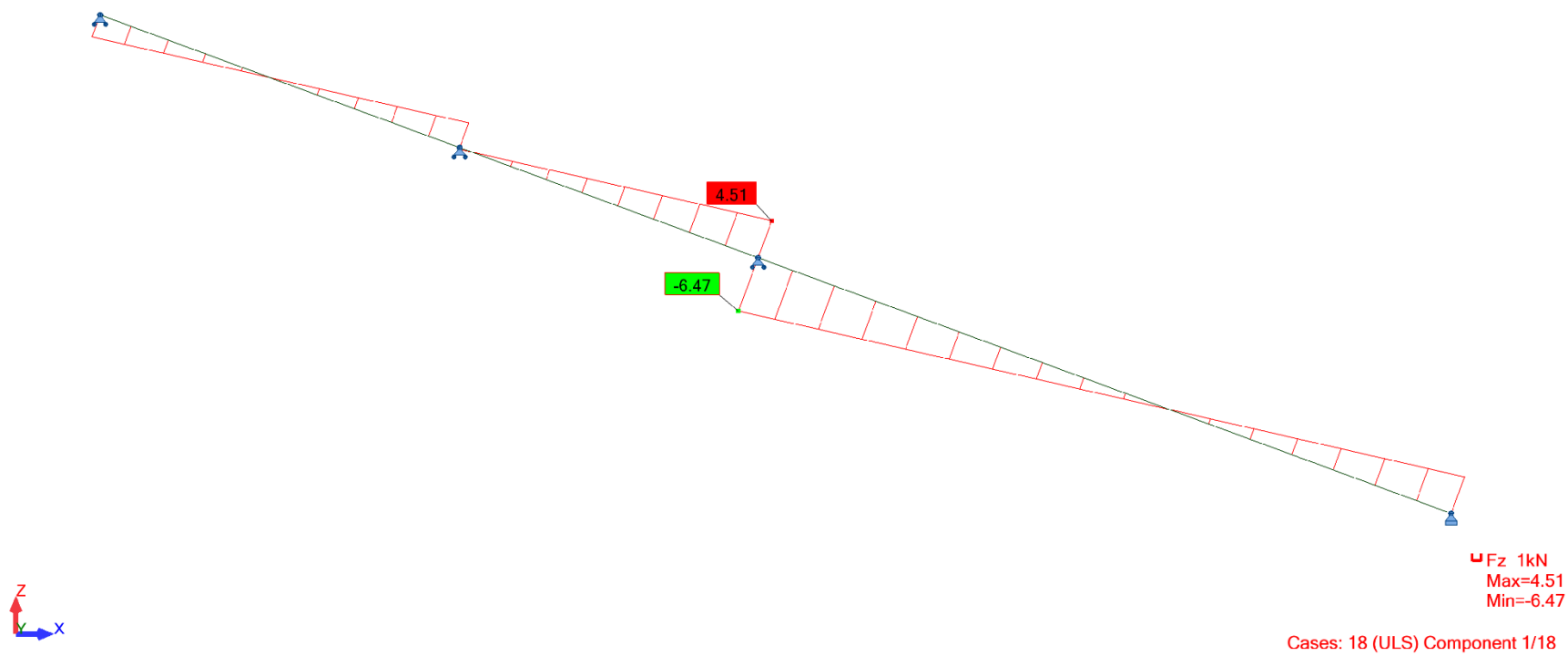
Koormuskombinatsioon: $KK_{3,1}$



Paindemomendi epüür. M_{Ed} (kNm)



Põikjõu epüür. V_d (kN)

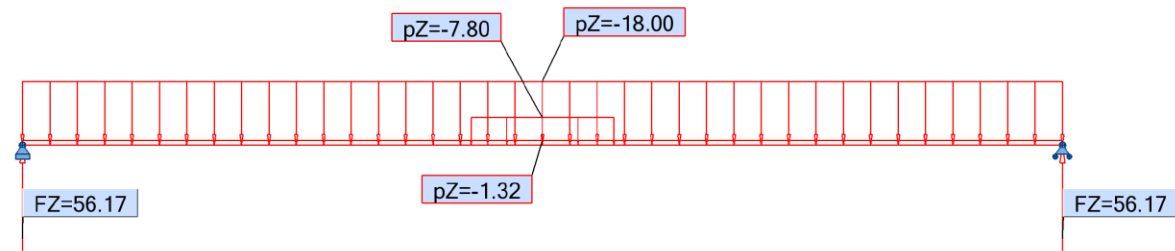


LISA 3 Terastala arvutusskeem ja epüürid

Arvutusskeem, koormused, toereaktsioonid. Ühikud: kN/m; kN

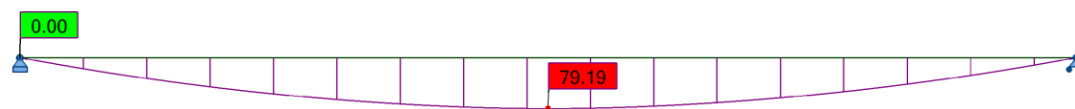
Olukord: Riputatavad siirdeseinad kokku pakituna tala keskel; maksimaalne paindemoment.

Katuselt mõjuv koormus ($18,0 \text{ kN/m}$) sisestatud arvutuslikuna jooksvale meetrile. Tootja poolt välja toodud siirdeseinte kaal arvestatud arvutusliku koormusena. Tala peal oleva puitkarkass-seina koormus (joonisel $1,32 \text{ kN/m}$) arvestatud varuteguriga 1,2.



-PZ kG
↓ ↓ ↓ kN/m
Cases: 4 (COMB3)

Paindemomendi epüür. M_{Ed} (kNm)

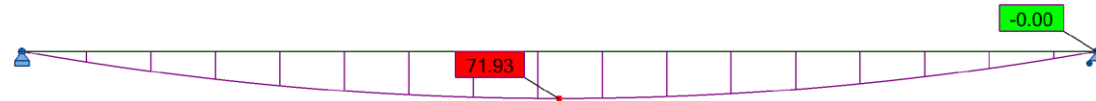


■ My 10kNm
Max=79.19
Min=0.00

Cases: 4 (COMB3)

Paindemomendi epüür. M_{Ed} (kNm)

Epüür tala kiivekontrolliks – arvestatakse ainult tala peale mõjuvaid koormusi.

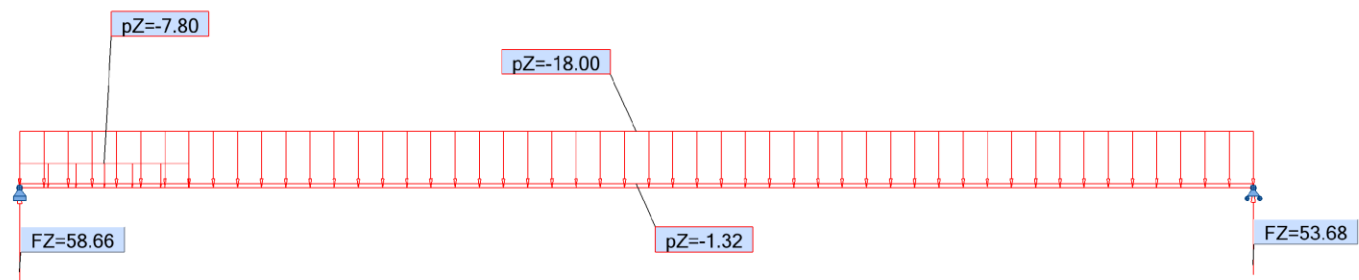


■ My 10kNm
Max=71.93
Min=-0.00

Cases: 24 (Kiive)

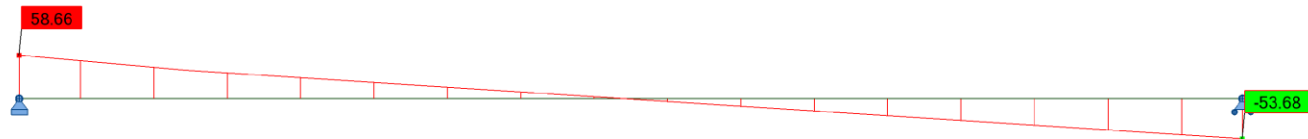
Arvutusskeem, koormused, toereaktsioonid. Ühikud: kN/m; kN

Olukord: Riputatavad siirdeseinad kokku pakituna tala otsas; maksimaalne põikjõud toe kohal.



-PZ kG
kN/m
Cases: 22 (COMB1)

Põikjõu epüür. V_d (kN)



■ Fz 10kN
Max=58.66
Min=-53.68
Cases: 22 (COMB1)

ALUS-GEOLOOGIA OÜ

Töö nr: **1808**

Tellijä: **PROJEKT O2 OÜ**

VÕRU, KRAAVI TN 2A JA 2B

EHITUSGEOLOOGILISE UURINGU ARUANNE

Juhataja:

/H. Ong/

Tartus , märtsis 2018

OÜ Alus-geoloogia
Ilmatsalu 3 c, 51014 Tartu.
Tel 510 8664
E-post: alusgeol@gmail.com
MTR EG, EH, EP10270172-0001
Hüdrogeoloogiliste tööde tegevusluba nr 389

SISUKORD

1. SELETUSKIRI

lk. 3...5

1. 1. ÜLDOSA

1. 2. EHTUSGEOLOOGILISED TINGIMUSED

2. JOONISED

GL-1. UURINGUPUNKTIDE ASENDIPLAAN M 1 : 500

GL-2. GEOLOOGILISED TULBAD

GL-4-1...3. CPTU-KATSETE GRAAFIKUD

1. SELETUSKIRI

1.1. ÜLDOSA

Ehitusgeoloogiliste tingimuste selgitamiseks puurisin 15.03.2018 planeeritava elamu alale agregaadiga Geotech 604 2 puurauku sügavusega 6,4 m.

Pinnaste geotehniliste omaduste määramiseks tegin 3 piesokoonuskatset Geotech CPTU-seadmega (koonus 10 cm², hõõrdemuhv 150 cm²).

Uuringupunktid sidusin plaaniliselt naaberhoonetega ning kõrguslikult mitmest kohast, ehitiste nurkade juurest, geoalusel näidatud kõrguspunktidest.

Uuringupunktide koordinaadid võtsin geoaluselt.

Kõrgused on Balti ja koordinaadid riikliku geovõrgu L-Est'97 süsteemis.

Uuringupunktide asukohad on näidatud asendiplaanil, joonisel GL-1.

Pinnaste täpsed kirjeldused ja uuringuaegsed veetasemed on näidatud geoloogilistes tulpades, joonisel GL-2.

CPTU-katsete graafikud on joonistel GL-4-1...3.

Välikatsete tegemisel ja andmete töötlusel järgisin standardi EVS-EN 1997-1, 2 nõudeid.

Pinnaste geotehnilised näitajad andsin lähtudes korrelatsioonidest piesokoonuskatsete tulemustega.

CPTU-katsete väliandmed töötlesin (arvutasin näitajate keskmised ja pinnaste geotehnilised näitajad) Geosoft'i programmiga CPT-Pro.

Pinnaste filtratsioonimoodulid andsin kogemuslikult.

1.2. EHITUSGEOLOOGILISED TINGIMUSED

Uuringupiirkond asub Võru orundi alal, Võrusoo äärealal.

Maapinna abs kõrgused on uuringupunktide suudmetel 74,35...74,7 m.

Pinnakatte moodustab uuringusügavuses valdavalt erineva konsistentsiga kruusane sauerikas möll (savimöllumoreen), mis on kaetud suhteliselt õhukeste liiva-kruusa kihtidega.

Kiht 1. Turbamuld ja muld

PA-1 piirkonnas on turbamuld paksusega 0,75 m, PA-2 muld kihi paksusega 0,30 m.

Kiht 2. Kruusane peenliiv kuni möllikas peenliiv

Kollakaspruun, kohati siniste viirgudega, kesktihe, märg kuni veeküllastunud. Kiht on kogu alal ilmselt muutliku koostise- ja paksusega.

Kihi paksus on puuraukude kohal 0,65...1,1 m.

Piesokoonuskatsel sain kihis 2 keskmiseks korregeeritud koonuseritakistuseks $q_t = 3,2$ MPa ja keskmiseks erikülghõõrdeks $f_s = 30$ kPa.

Kihi pinnas on keskmiselt kokkusurutav.

Kihi 2 normatiivsed näitajad on:

Deformatsioonimoodul (koormusintervallis) $E'_{0,15...0,18 \text{ MPa}} = 12 \text{ MPa}$

Efektiivnidusus $c'_k = 5 \text{ kPa}$

Efektiivsisehõõrdenurk $\phi'_k = 27^\circ$

Mahukaal $\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$

Keskmine filtratsioonimoodul $k = 2 \text{ m/ööpäevas}$

Kiht 3. Jämekruus

Hallikaspruun, tihe, veeküllastunud.

Kihi paksus on 0,5...0,8 m.

Piesokoonuskatsel sain koonuseritakistuseks $q_t > 12$ MPa ja erikülghõõrdeks $f_s > 50$ kPa.

Kihi pinnas on vähe kokkusurutav.

Kihi 3 normatiivsed näitajad on:

$$\begin{aligned} E'_{0,3...0,4 \text{ MPa}} &= 30 \text{ MPa} \\ c'_k &= 5 \text{ kPa} \\ \varphi'_k &= 38^\circ \\ \gamma &= 21 \text{ kN/m}^3 \\ k &= 20 \text{ m/ööpäevas} \end{aligned}$$

Kiht 4. Kruusane sauerikas möll (savimöllmoreen)

Kollakaspruun, väheplastne, sitke, sisaldab jämepurdu, kruusateri, veeriseid ja munakaid, 15...20 %.

Kihi paksus on 2,2...4,0 m.

Piesokoonuskatsetel sain keskmiseks korrigeeritud koonuseritakistuseks $q_t = 0,96$ MPa ja keskmiseks erikülghõõrdeks $f_s = 23$ kPa.

Kihi pinnas on keskmiselt kokkusurutav.

Kihi 4 normatiivsed näitajad on:

$$\begin{aligned} E'_{0,1...0,13 \text{ MPa}} &= 10 \text{ MPa} \\ c'_k &= 12 \text{ kPa} \\ \varphi'_k &= 22^\circ \\ \gamma &= 21,5 \text{ kN/m}^3 \\ k &= 0,1 \text{ m/ööpäevas} \end{aligned}$$

Kiht 5. Kruusane sauerikas möll (savimöllmoreen)

Kollakaspruun, väheplastne, poolkõva, sisaldab jämepurdu, kruusateri, veeriseid ja munakaid, 20...25 %.

Kihti läbisin 0,2...2,3 m.

Piesokoonuskatsetel sain keskmiseks korrigeeritud koonuseritakistuseks $q_t = 2,4$ MPa ja keskmiseks erikülghõõrdeks $f_s = 60$ kPa.

Kihi pinnas on vähe kokkusurutav.

Kihi 5 normatiivsed näitajad on:

$$\begin{aligned} E'_{0,2...0,25 \text{ MPa}} &= 17 \text{ MPa} \\ c'_k &= 15 \text{ kPa} \\ \varphi'_k &= 28^\circ \\ \gamma &= 22 \text{ kN/m}^3 \\ k &= 0,05 \text{ m/ööpäevas} \end{aligned}$$

Pinnaseveest

Uuringu ajal, 15.03.2018, oli pinnasevee tase 0,5...0,6 m sügavusel maapinnast, abs kõrgusel 73,75...74,2 m.

Vesi püsib saviste, suhteliselt väikese veejuhtivusega, moreenpinnaste peal lasuvates liiva- ja kruusakihis. Tegu on kvaternaari vabapinnalise veekihiga, mis toitub sademetest ja milles vesi liigub pidevalt idast lääne, so Tamula järve, suunas.

Pinnasevee ärajuhtimiseks on piirkonda rajatud kraavitus.

Uuringu ajal oli pinnasevee keskmine tase, maksimumaegadel võib veetase ajutiselt tõusta kuni 0,2 m sügavusele maapinnast.

Ehitusgeoloogilised tingimused

Hooned saaks rajada madalvundamentidele.

Vundamentide alt tuleks välja kaevata mullakiht ja vundamentide tallad on soovitatav projekteerida maksimaalselt kõrgele liiva- või kruusakihile.

Enne vundamendisüvendite kaevamist on soovitatav rajada vundamentide alast väljapoole süvendid, millest saaks vett välja pumbata ja veetaset hoida alandatuna. Seda seetõttu, et peenem liiv on veeküllastunud väga tundlik struktuuri rikkumise suhtes; heljundub hoolikul liigutamisel kergesti ja tagasi settinult oleks kaotanud oluliselt kandevõimes.

Struktuuri rikkumise välistamiseks tuleks kaevetöid teha äärmiselt läbimõeldult ja hoolikalt ning märjal pinnasel tohiks liikuda minimaalselt, seda eriti ehitusmehhanismidega.

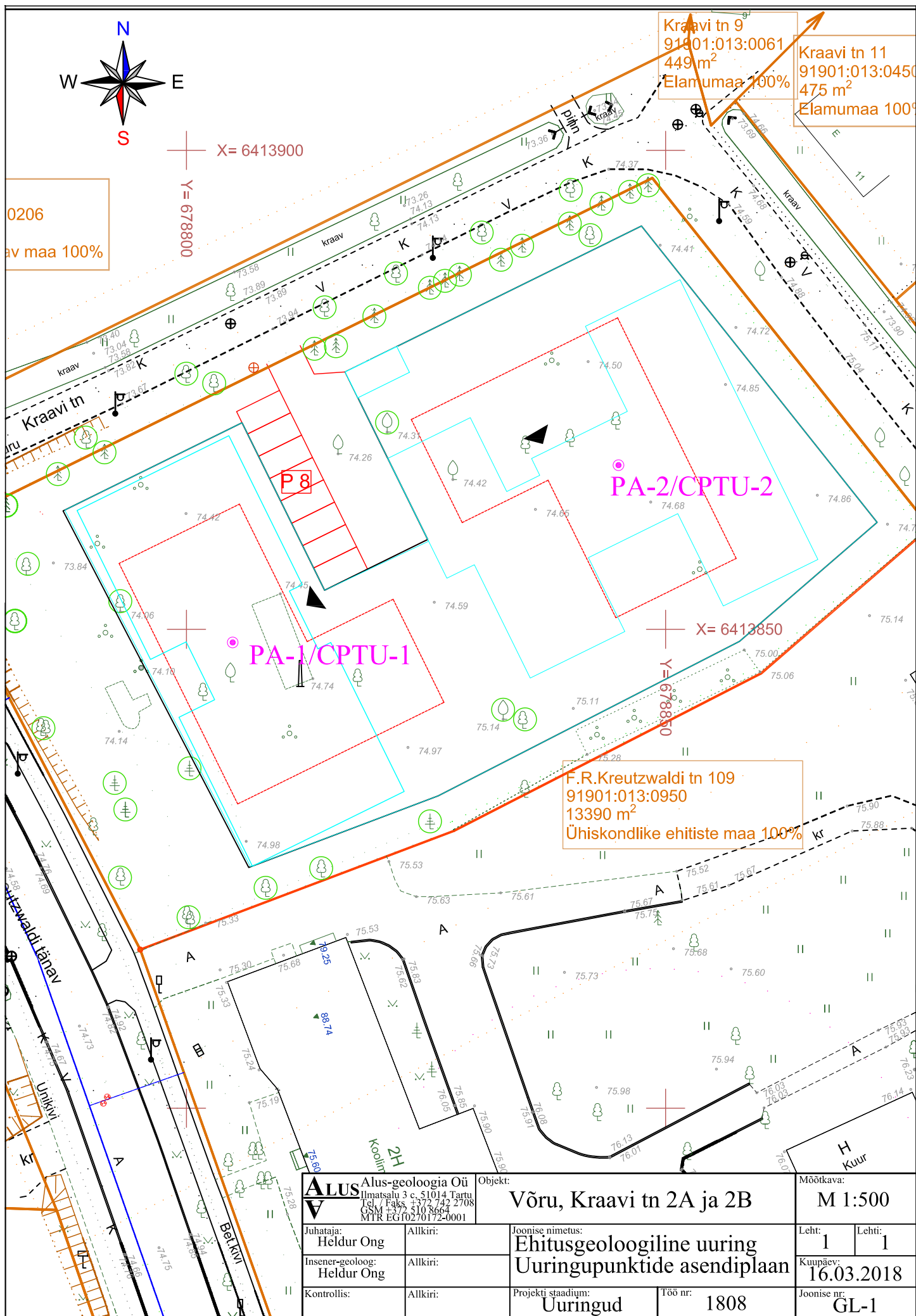
Kihi 2 pinnas on veeküllastunud keskmiselt külmakerkeline.

Kruusane sauerikas möll (savimöllumoreen), kiht 4, on tundlik struktuuri rikkumise ja leondumise suhtes.

Leondumise vältimiseks ei tohi pinnas lahtises kaevikus seista vee all ja märjal pinnasel, ka vihma korral, tohiks liikuda minimaalselt.

Kihi 4 moreen on ka tugevalt külmakerkeline.

Krundil kogunev sademe- ja sulavesi on soovitatav juhtida kas kraavidesse või sademeveekanalisatsiooni. Ülaosa pinnased on küll suhteliselt hästi vett juhtivad, aga pinnasevee tase on aastaringselt suhteliselt kõrge ja pinnasevee maksimumaegadel on vee infiltreerumine pinnasesse piiratud.

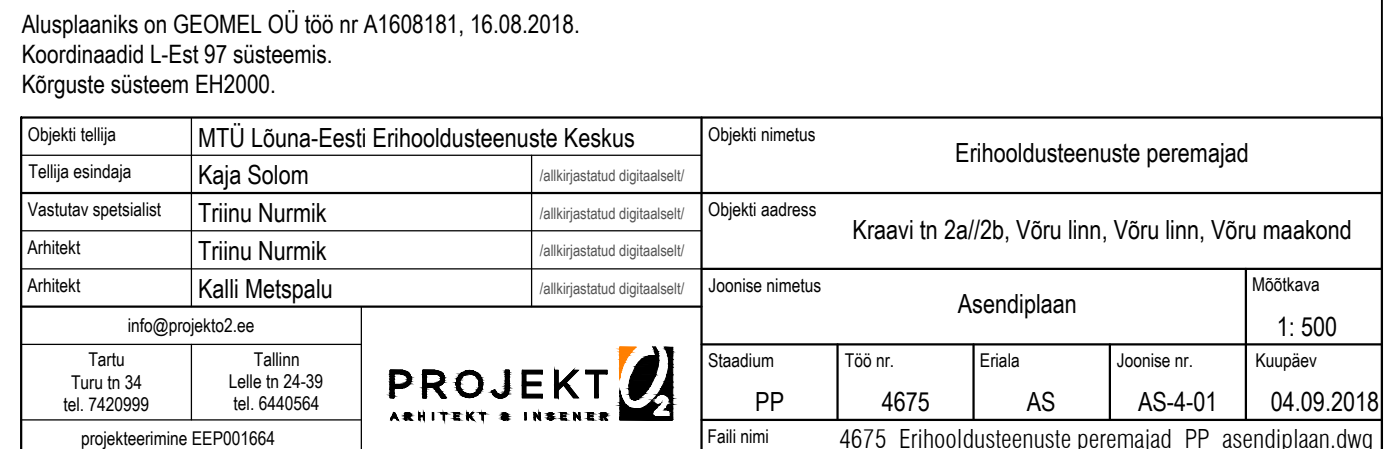


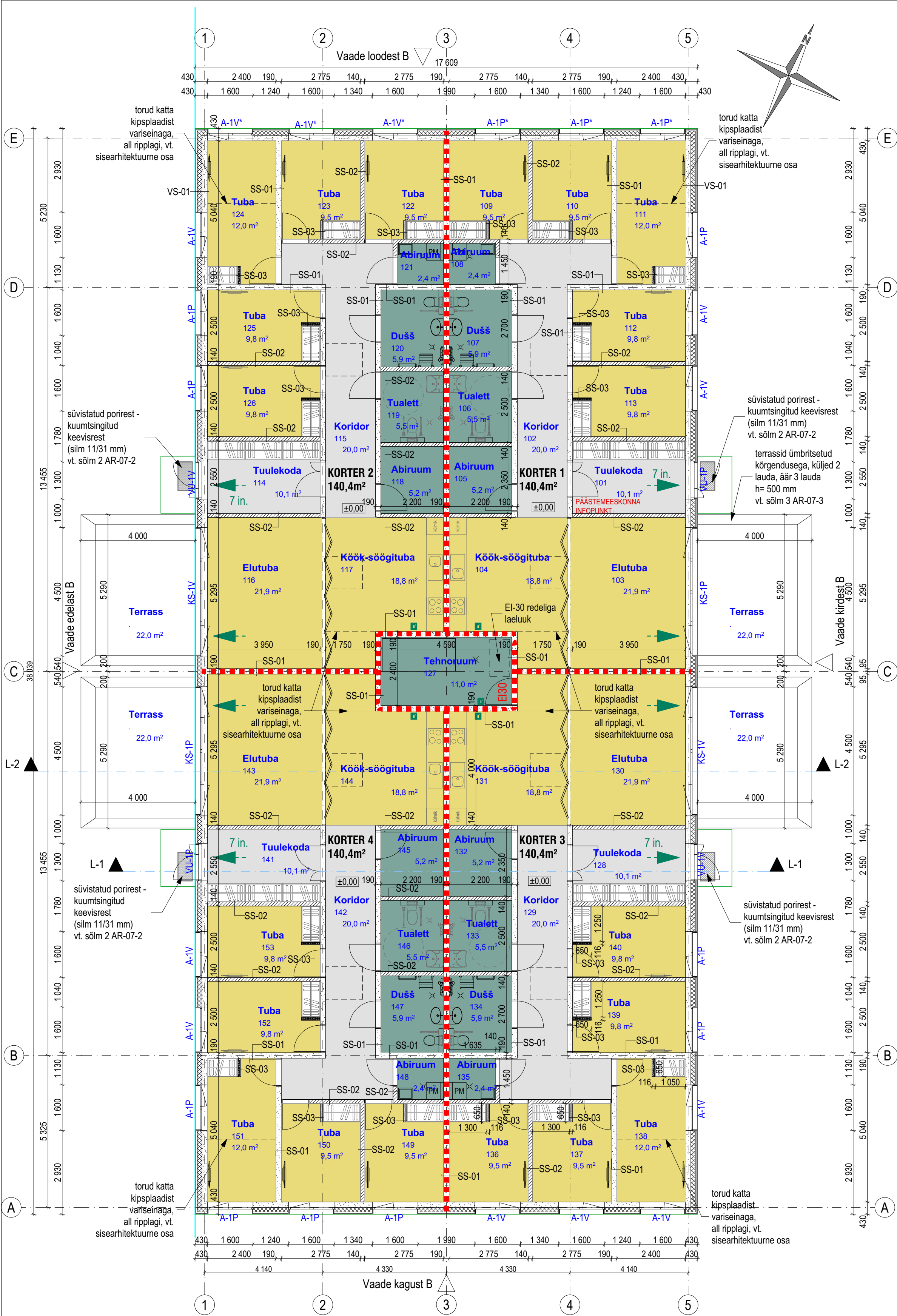
Kaevandi tähis ja nr	PA-1 CPTU-1	Suudme abs. kõrgus	74.35	Puuritud (kuup.) Seadmed	15.03.2018 Geotech 604 CPTU	Pinnasevee sügavus/abs. kõrgus	0.60/73.75	Veepind mõõdetud (kuup.)	15.03.2018
X=6413848.6					Y=678804.8				
	Geo. in-deks	Sügavus m	Abs. kõrgus m	Pak-sus m	Geoloogiline lõige	Proov (labori nr.)	Pinnase kirjeldus		
1	orgQIV	0.75	73.60	0.75	①		Turbamuld		
	fQIII	1.40	72.95	0.65	②		Kruusane peenliiv: kollakaspruun, kesktihe, veeküllastunud.		
2		1.90	72.45	0.50	③		Jämekruus: hallikaspruun, tihe, veeküllastunud.		
3				2.20	④		Kruusane sauerikas möll (savimöllumoreen): kollakaspruun, väheplastne, sitke, sisaldab jäme purdu 15...20 %.		
4	gQIII	4.10	70.25						
5				2.30	⑤		Kruusane sauerikas möll (savimöllumoreen): kollakaspruun, väheplastne, poolkõva, sisaldab jäme purdu 20...25 %.		
6		6.40	67.95						

Kaevandi tähis ja nr	PA-2 CPTU-2	Suudme abs. kõrgus	74.70	Puuritud (kuup.) Seadmed	15.03.2018 Geotech 604 CPTU	Pinnasevee sügavus/abs. kõrgus	0.50/74.20	Veepind mõõdetud (kuup.)	15.03.2018
X=6413867.1					Y=678845.1				
	Geo. in-deks	Sügavus m	Abs. kõrgus m	Pak-sus m	Geoloogiline lõige	Proov (labori nr.)	Pinnase kirjeldus		
1	orgQIV	0.30	74.40	0.30	①		Muld		
	fQIII	1.50	73.20	1.20	②		Möllikas peenliiv: kollakaspruun sinakashallide viirgudega, kesktihe, märg kuni veeküllastunud.		
2		2.20	72.50	0.70	③		Jämekruus: hallikaspruun, tihe, veeküllastunud.		
3									
4	gQIII			4.00	④		Kruusane sauerikas möll (savimöllumoreen): kollakaspruun, väheplastne, sitke, sisaldab jäme purdu 15...20 %.		
5									
6		6.20	68.50						
		6.40	68.30	0.20	⑤		Kruusane sauerikas möll: kollakaspruun, poolkõva		

ALUS Alus-geoloogia Oü Ilmatsalu 3 c, 51014 Tartu Tel. / Faks: +372 742 2708 GSM: +372 510 8964 MTR EG10270172-0001		Objekt: Võru, Kraavi tn 2A ja 2B		Mõõtkaava: M 1:100	
Juhataja: Heldur Ong	Allkiri:	Ehitusgeoloogiline uuring Geoloogilised tulbad		Leht: 1	Lehti: 1
Insener-geoloog: Heldur Ong	Allkiri:			Kuupäev: 16.03.2018	
Kontrollis:	Allkiri:	Projekti staadium: Uuringud	Töö nr: 1808	Joonise nr: GL-2	

LISA 5 Arhitektuursed joonised: Asendiplaan, põhiplaan ja vaated





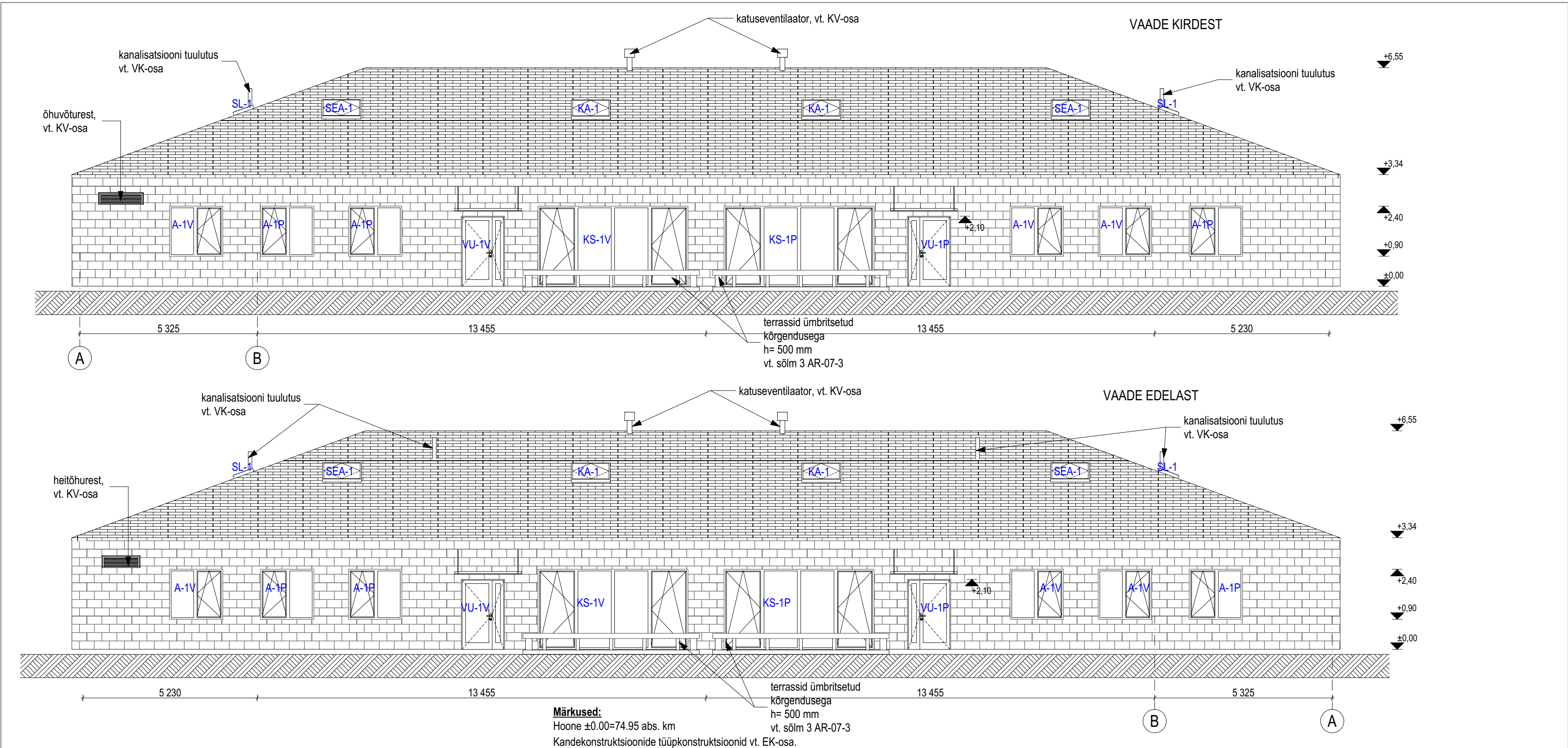
Kraavi 2B eksplikatsioon		
Nr	Nimetus	Pindala, m2
101	Tuulekoda	10,1
102	Koridor	20,0
103	Elutuba	21,9
104	Köök-söögituba	18,8
105	Abiruum	5,2
106	Tualett	5,5
107	Dušš	5,9
108	Abiruum	2,4
109	Tuba	9,5
110	Tuba	9,5
111	Tuba	12,0
112	Tuba	9,8
113	Tuba	9,8
114	Tuulekoda	10,1
115	Koridor	20,0
116	Elutuba	21,9
117	Köök-söögituba	18,8
118	Abiruum	5,2
119	Tualett	5,5
120	Dušš	5,9
121	Abiruum	2,4
122	Tuba	9,5
123	Tuba	9,5
124	Tuba	12,0
125	Tuba	9,8
126	Tuba	9,8
127	Tehnoruum	11,0
128	Tuulekoda	10,1
129	Koridor	20,0
130	Elutuba	21,9
131	Köök-söögituba	18,8
132	Abiruum	5,2
133	Tualett	5,5
134	Dušš	5,9
135	Abiruum	2,4
136	Tuba	9,5
137	Tuba	9,5
138	Tuba	12,0
139	Tuba	9,8
140	Tuba	9,8
141	Tuulekoda	10,1
142	Koridor	20,0
143	Elutuba	21,9
144	Köök-söögituba	18,8
145	Abiruum	5,2
146	Tualett	5,5
147	Dušš	5,9
148	Abiruum	2,4
149	Tuba	9,5
150	Tuba	9,5
151	Tuba	12,0
152	Tuba	9,8
153	Tuba	9,8
		572,6 m2

Märkused:
Hoone ±0.00=74.95 abs. km
Kandekonstruktsioonide tüüpkonstruktsioonid vt. EK-osa.
Tualettpotid on seinapealse kinnitusega seinasiseste loputuskastidega, H=1,2 m, kaetud OSB+niiskuskindla kipsplaadiga.
Äravaloolutrappidega pörandatel tuleb rajada vajalikud ja piisavad kalded, i=0,02. Trappide asukoht vt siseah. ja VK-projekt.
Projekti erinevate osade lahknevuse korral konsulteerida projekteerijaga.

Sõlmed vt. AR-07.
Akende spetsifikatsioon vt. AR-8-01.
Klaasseinte spetsifikatsioon vt. AR-8-02.
Välisuste spetsifikatsioon vt. AR-8-03.
Katuseakende spetsifikatsioon vt. AR-8-04.
Suitsuluukide spetsifikatsioon vt. AR-8-05.
Siseuste spetsifikatsioon vt. sisearhitektuurne projekt.

- Tingimärgid:**
- kandev betoonplokk sisesein 190 mm - SS-01
 - mittekandev betoonplokk sisesein 140 mm - SS-02
 - mittekandev metallkarkass sisesein
 - tuletõkkeseksioon EI-30, avatäited EI-30
 - evakuatsiooni suund
 - tulekustuti asukoht

Objekti tellija		MTÜ Lõuna-Eesti Erihooldusteenuste Keskus		Objekti nimetus			
Tellija esindaja		Kaja Solom		/allkirjastatud digitaalselt/		Erihooldusteenuste peremajad. Kraavi tn 2b	
Vastutav spetsialist		Triinu Nurmik		/allkirjastatud digitaalselt/		Objekti aadress	
Arhitekt		Triinu Nurmik		/allkirjastatud digitaalselt/		Kraavi tn 2a//2b, Võru linn, Võru linn, Võru maakond	
						Joonise nimetus	
info@projeko2.ee				1. korruse plaan			
Tartu		Tallinn					
Turu tn 34 tel. 7420999		Lelle tn 24-39 tel. 6440564					
MTR reg.nr. EEP001664/ projekteerimine				Stadium			
				Töö nr.			
				Eriala			
				Joonise nr.			
				Mõõtkava			
				Kuupäev			
				24.08.2018			
				Faali nimi			
				4675_PP_Võru_erihoolekanne			



Märkused:
Hoone ±0.00=74.95 abs. km
Kandekonstruktsioonide tüüpkonstruktsioonid vt. EK-osa.

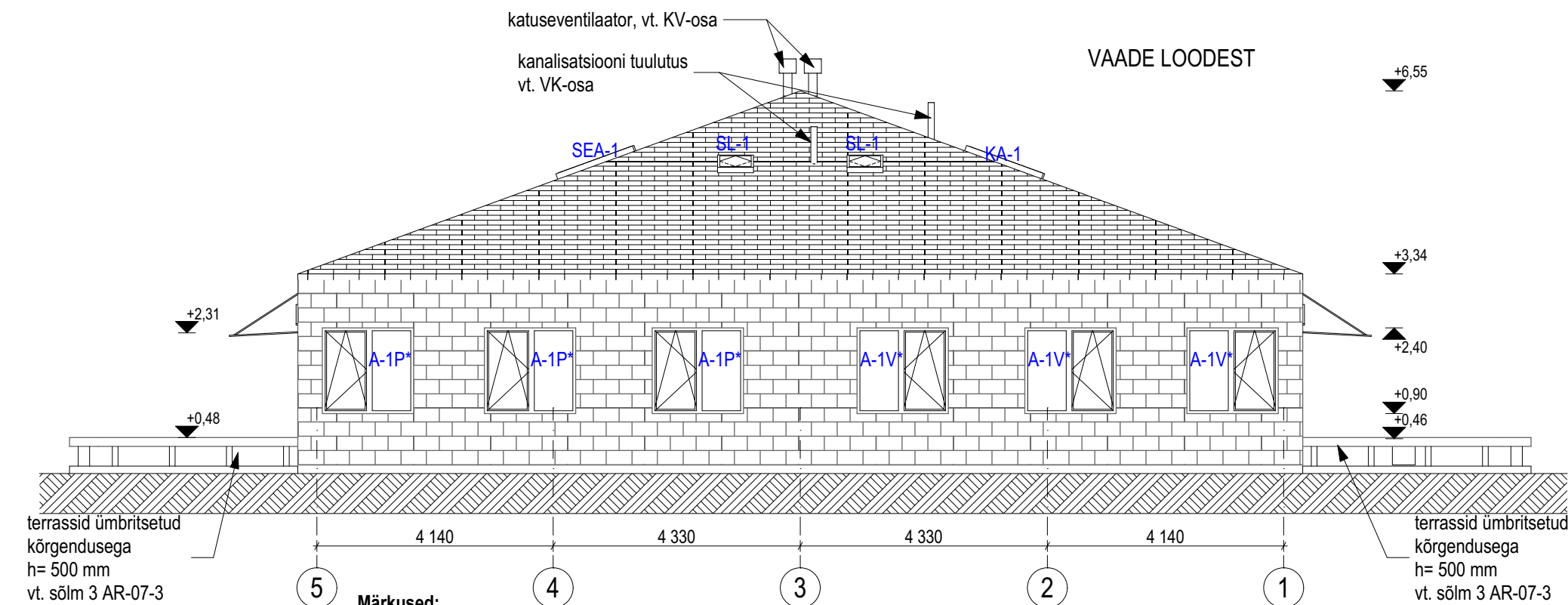
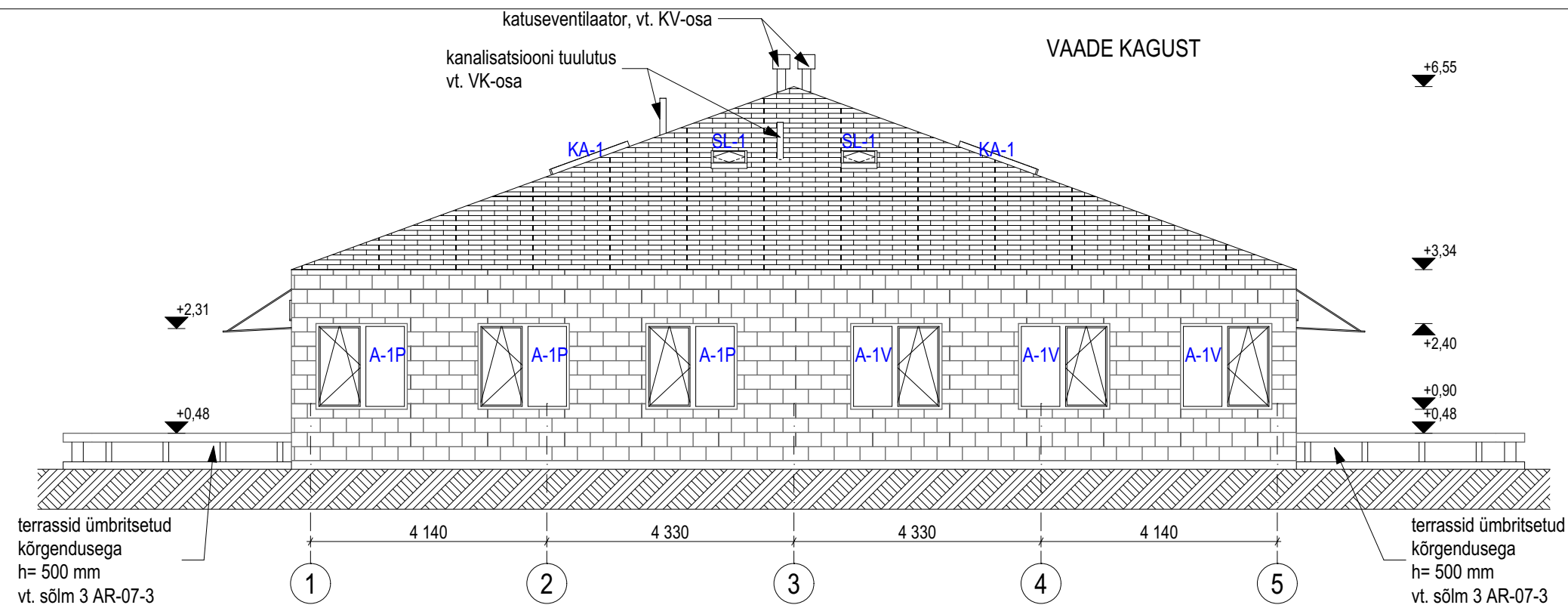
Fassaadi materjalid ja värvitoonid:

- sein ja katus - kiltkivi 500x300 mm, must, nt. CupaPizarras
- sokkel - krohv, toon: hall
- aken - PVC, toon: hall RAL7004
- välisuks - alumiiniumprofiilis klaasuks, toon: hall RAL7004
- vihmaveerennid ja -torud (peidetud) - toon: tumehall RR23
- katteplekid - PURAL-kattega, toon: tumehall RR23
- varikatus - lamineeritud-karastatud klaas, roostevaba terasest tõmbid, vt. AR-07-5

Projekti erinevate osade lahknevuse korral konsulteerida projekteerijaga.

Sõlmed vt. AR-07.
Akende spetsifikatsioon vt. AR-8-01.
Klaasseinte spetsifikatsioon vt. AR-8-02.
Välisuste spetsifikatsioon vt. AR-8-03.
Katuseakende spetsifikatsioon vt. AR-8-04.
Suitsuluukide spetsifikatsioon vt. AR-8-05.

Objekti tellija		MTÜ Lõuna-Eesti Erihooldusteenuste Keskus		Objekti nimetus						
Tellija esindaja		Kaja Solom	/alkirjastatud digitaalselt/	Erihooldusteenuste peremajad. Kraavi tn 2b						
Vastutav spetsialist		Triinu Nurmik	/alkirjastatud digitaalselt/	Objekti aadress						
Arhitekt		Triinu Nurmik	/alkirjastatud digitaalselt/	Kraavi tn 2a//2b, Võru linn, Võru linn, Võru maakond						
				Joonise nimetus						
				Vaated kirdest ja edelast						
info@projekto2.ee		PROJEKT ARHITEKT & INSENER 			Stadium	Töö nr.	Eriala	Joonise nr.	Mõõtkava	Kuupäev
Tartu	Tallinn				PP	4675	AR	AR-6-01	1:100	24.08.2018
Turu tn 34	Lelle tn 24-39									
tel. 7420999	tel. 6440564									
MTR reg.nr. EEP001664/ projekteerimine					Faili nimi					
					4675_PP_Võru_erihoolekanne					



Märkused:
Hoone ±0.00=74.95 abs. km
Kandekonstruktsioonide tüüpkonstruktsioonid vt. EK-osa.

Fassaadi materjalid ja värvitoonid:

- 1) sein ja katus - kiltkivi 500x300 mm, must, nt. CupaPizarra
- 2) sokkel - krohv, toon: hall
- 3) aken - PVC, toon: hall RAL7004
- 4) välisüks - alumiiniumprofiilis klaasuks, toon: hall RAL7004
- 5) vihmaveerennid ja -torud (peidetud) - toon: tumehall RR23
- 6) katteplekid - PURAL-kattega, toon: tumehall RR23
- 7) varikatus - lamineeritud-karastatud klaas, roostevaba terasest tõmbid, vt. AR-07-5

Projekti erinevate osade lahknevuse korral konsulteerida projekteerijaga.

Sõlmed vt. AR-07.
Akende spetsifikatsioon vt. AR-8-01.
Klaasseinte spetsifikatsioon vt. AR-8-02.
Välisuste spetsifikatsioon vt. AR-8-03.
Katuseakende spetsifikatsioon vt. AR-8-04.
Suitsuluukide spetsifikatsioon vt. AR-8-05.

Objekti tellija	MTÜ Lõuna-Eesti Erihooldusteenuste Keskus		Objekti nimetus		
Tellijä esindaja	Kaja Solom	/allkirjastatud digitaalselt/	Erihooldusteenuste peremajad. Kraavi tn 2b		
Vastutav spetsialist	Triinu Nurmik	/allkirjastatud digitaalselt/	Objekti aadress		
Arhitekt	Triinu Nurmik	/allkirjastatud digitaalselt/	Kraavi tn 2a//2b, Võru linn, Võru linn, Võru maakond		
info@projekto2.ee			Joonise nimetus		
Tartu Turu tn 34 tel. 7420999			Vaated kagust ja loodest		
Tallinn Lelle tn 24-39 tel. 6440564			Stadium	Töö nr.	Eriala
MTR reg.nr. EEP001664/ projekteerimine			PP	4675	AR
			Joonise nr.	Mõõtka	Kuupäev
			AR-6-02	1:100	24.08.2018
			Faili nimi		
			4675_PP_Võru_erihoolekanne		

LISA 6 Töös kasutatavate terastalade põhiandmed

Profiilide omadused vastavalt ehituskonstruktori käsiraamatu pt. 12 järgi. [1]

Magistritöös kasutatud profiilide andmed: IPE220 ja IPE330

	G kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	W _{pl,y} cm ³	I _w cm ⁶	I _z cm ⁴	I _t cm ⁴
IPE220	26,2	33,4	220	110	5,9	9,2	12	285	22 700	2,48	9,1
IPE330	49,1	62,6	330	160	7,5	11,5	18	804	199 000	3,55	28,3



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
INSENERITEADUSKOND

TTÜ Tartu kolledž

ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJAD. KRAAVI TN 2B PÕHIPROJEKT

KONSTRUKTSIOONIDE OSA

PROJEKTEERIJA:

VAHUR VASK

AADDRESS:

KRAAVI TN 2a//2b

VÕRU LINN

VÕRU MAAKOND

Tartu 2019

KAUSTA KOOSSEIS

A. SELETUSKIRI

1	KONSTRUKTSIOONID	3
1.1	ÜLDANDMED	3
1.2	TEHNILISED PÕHINÕUDED HOONE KANDEKONSTRUKTSIOONIDELE	4
1.3	HOONE KANDEKONSTRUKTSIOONIDE LÜHIISELOOMUSTUS	6
1.4	MAA-ALUSED KONSTRUKTSIOONID	7
1.5	MAAPEALSED KONSTRUKTSIOONID	9
1.6	PAIGALVALATAVAD BETOONKONSTRUKTSIOONID	10
1.7	TERASKONSTRUKTSIOONID	13
1.8	PUITKONSTRUKTSIOONID	17
1.9	KIVIKONSTRUKTSIOONID	19

B. GRAAFILINE OSA

NR	JOONISE NIMETUS	MÕÕTKAVA	KUUPÄEV
01	TALDMIKU PLAAN	1 : 100	27.05.2018
02	PÕRANDA PLAAN	1 : 100	27.05.2018
03	SEINTE PLAAN	1 : 100	27.05.2018
04	SILLUSTE PLAAN	1 : 100	27.05.2018
05	VAHELAE PLAAN	1 : 100	27.05.2018
06	KATUSEKANDJATE PLAAN	1 : 100	27.05.2018
07	KONSTRUKTSIOONIDE LAOTISED TELGEDEL 1 JA 2	1 : 100	27.05.2018
08	KONSTRUKTSIOONIDE LAOTISED TELGEDEL 2...3 JA 3	1 : 100	27.05.2018
09	KONSTRUKTSIOONIDE LAOTISED TELGEDEL 3...4 JA 4	1 : 100	27.05.2018
10	KONSTRUKTSIOONIDE LAOTISED TELJEL 5	1 : 100	27.05.2018
11	KONSTRUKTSIOONIDE LAOTISED TELGEDEL A...E	1 : 100	27.05.2018
12	KONSTRUKTSIOONIDE LAOTISED TELGEDE B...D VAHEL	1 : 100	27.05.2018
13	LÕIGE A-A JA B-B	1 : 50	27.05.2018
14	DETAILID 1...4	1 : 10	27.05.2018
15	ÕÕNESBETOONPLOKKIDE DETAILID 5...11	1 : 20	27.05.2018
16	PINNASEL PÕRAND PP-1	1 : 10	27.05.2018
17	VÄLISSEIN VS-1	1 : 10	27.05.2018
18	VÄLISSEIN VS-2	1 : 10	27.05.2018
19	SISESEIN SS-1	1 : 10	27.05.2018
20	SISESEIN SS-2	1 : 10	27.05.2018
21	VAHELAGE VL-1	1 : 10	27.05.2018
22	KATUSLAGI KL-1	1 : 10	27.05.2018
23	KATUSLAGI KL-2	1 : 10	27.05.2018

SELETUSKIRI

1 KONSTRUKTSIOONID

1.1 ÜLDANDMED

Kõik kasutatavad materjalid ja paigaldatavad ehitustooted peavad omama Eesti vabariigis kehtivaid tootesertifikaate.

Paigaldatavad tulepüüvad tooted peavad omama tuleohutuselast vastavussertifikaati.

Kasutatavad materjalid ja paigaldatavad ehitustooted paigaldada vastavalt tootja juhenditele ja tüüpsõlmedele. Kui projektis on antud toote või materjali paigaldussõlme lahendus, siis juhinduda käesolevast projektist.

Projektis näitena valitud ehitusmaterjalide ja toodete asendamine ning lahenduste muutmine kooskõlastada projekti autoriga ja hoone Tellijaga ning vajadusel kooskõlastavate ametkondadega.

Töövõtja kohustub esitama omanikujärelvalvele kasutatavate materjalide ja toodete kohta nende tootja poolt väljastatud tehnilised andmed, vastavussertifikaadid ja paigaldusjuhendid (Paigaldussõlmed).

Töövõtja kohustub kaetavate tööde osas vormistama koos omanikujärelvalvega kaetud tööde aktid.

Käesoleva projektlahenduse mittekohasel käsitlemisel või rakendamisel on vajalik projekteerija eelnev kooskõlastus, selle eiramisel kaotab projektlahendus kehtivuse.

1.1.1 PROJEKTEERIMISTÖÖ PIIRITLUS

Käesolevas ehitusprojektis on kirjeldatud Lõuna-Eesti Erihooldusteenuste peremajade konstruktiivse osa põhimõttelisi lahendusi põhiprojekti mahus.

1.1.2 ALUSDOKUMENDID

1.1.2.1 LÄHTEANDMED

1. Tellija poolne lähteülesanne ja tehnilised tingimused
2. Erihooldusteenuste peremajad. Kraavi tn 2b arhitektuurne põhiprojekt (Töö nr: 4675, august 2018).
Projekteerija: Projekt O2 OÜ.
3. Eriosade põhiprojektid.

1.1.2.2 EHITUSUURINGUD

Geoloogiline uuring

Töö nimetus: VÕRU, KRAAVI TN 2A JA 2B

Teostamise aeg: 03.2018

Teostaja: OÜ Alus-geoloogia

Kontaktandmed: Ilmataslu 3c, Tartu 51014; alusgeol@gmail.com; tel. +372 510 8664

Registreeringu nr.: MTR EG, EH, EP10270172-0001

Geodeetiline uuring

Töö nimetus: F.R.Kreutzwaldi tn 109 ja Kraavi tn 2a//2b geodeetiline maa-ala plaan

Teostamise aeg: 16.08.2018

Teostaja: GEOMEL OÜ

Kontaktandmed: Jüri 32a, Võru 65609; info@geomel.ee; tel. +372 5391 2233

Registreeringu nr.: EEG000121

Registreeringu kuupäev: 19.09.2017

1.1.2.3 NORMDOKUMENDID

Seadused ja määrused

- Ehitusseadustik. Riigikogu seadus, vastu võetud 11.02.2015.
- Tuleohutuse seadus. Riigikogu seadus, vastu võetud 05.05.2010.
- Majandus- ja taristuministri määrus nr 97 / 17.07.2015 „Nõuded ehitusprojektile“
- Majandus- ja taristuministri määrus nr 57 / 05.06.2015 „Ehitise tehniliste andmete loetelu ja arvestamise alused“
- Siseministri määrus nr 17 / 30.03.2017 „Ehitisele esitatavad tuleohutusnõuded ja nõuded tuletõrje veevarustusele“

- Majandus- ja taristuministri määrus nr 55 / 03.06.2015 „Hoone energiatõhususe miinimumnõuded“
- Sotsiaalministri määrus nr 42 / 04.03.2002 „Müra normtasemed elu- ja puhkealal, elamutes ning ühiskasutusega hoonetes ja müra taseme mõõtmise meetodid“

Standardid

- EVS 932:2017 Ehitusprojekt
- EVS 812-7:2018 Ehitiste tuleohutus. Osa 7: Ehitistele esitatavad tuleohutusnõuded.
- EVS 842:2003 Ehitiste heliisolatsiooninõuded. Kaitse müra eest.
- EVS-EN 1990:2002 Eurokoodeks. Ehituskonstruksioonide projekteerimise alused.
- EVS-EN 1991-1-1:2002 Eurokoodeks 1. Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-1: Üldkoormused. Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused.
- EVS-EN 1991-1-3:2004 Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-3 Üldkoormused. Lumekoormus.
- EVS-EN 1991-1-4:2005 Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-4 Üldkoormused. Tuulekoormus.
- EVS-EN 1992-1-1:2005 Eurokoodeks 2: Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele.
- EVS-EN 1992-1-2:2005 Eurokoodeks 2: Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-2: Üldreeglid. Tulepüsivus.
- EVS-EN 1993-1-1:2005 Eurokoodeks 3: Teraskonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks.
- EVS-EN 1993-1-2:2006 Eurokoodeks 3: Teraskonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-2: Üldeeskirjad. Tulepüsivusarvutus.
- EVS-EN 1993-1-8:2005 Eurokoodeks 3: Teraskonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-8: Liidete projekteerimine.
- EVS-EN ISO 12944 Värvid ja lakid. Teraskonstruksioonide korrosioonitõrje värvkattesüsteemidega
- EVS-EN 1090-1:2009+A1:2011 Teras- ja alumiiniumkonstruktsioonide valmistamine. Osa 1: Kandeelementide vastavushindamine.
- EVS-EN 1090-2:2008+A1:2011 Teras- ja alumiiniumkonstruktsioonide valmistamine. Osa 2: Tehnilised nõuded teraskonstruksioonidele.
- EVS-EN 1995-1-1:2007 Eurokoodeks 5: Puitkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldist. Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks.
- EVS-EN 1995-1-2:2006 Eurokoodeks 5: Puitkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-2: Üldreeglid. Tulepüsivusarvutus.
- EVS-EN 1996-1-1:2005+A1:2012 Eurokoodeks 6: Kivikonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid sarrustatud ja sarrustamata kivikonstruktsioonide projekteerimiseks.
- EVS-EN 1996-2:2006 Eurokoodeks 6: Kivikonstruktsioonide projekteerimine. Osa 2: Projekteerimiskaalutlused, materjalide valimine ja müüritööde teostamine.
- EVS-EN 13670:2010 Betoonkonstruktsioonide ehitamine.
- EVS-EN 206:2014+A1:2016 Betoon. Spetsifitseerimine, toimivus, tootmine ja vastavus.
- EVS-EN 1997-1:2005 Geotehniline projekteerimine. Osa 1: Üldeeskirjad.

Juhendid

- BÜ4 2010 Betoon ja raudbetoon. Betoonpinnad.
- Betoon ja raudbetoon. Projekti ehituskirjeldus ja joonised BÜ3 2006
- Materjalitootjate projekteerimisjuhised.

1.2 TEHNILISED PÕHINÕUDED HOONE KANDEKONSTRUKTSIOONIDELE

1.2.1 PROJEKTEERITUD KASUTUSIGA

Hoone projekteeritud kasutusea kategooria ja projekteeritud kasutusiga on määratud standardi EVS-EN 1990:2002 tabeli 2.1 järgi, mille kohaselt on hoone projekteeritud kasutusea kategooria 4 ja vastav projekteeritud kasutusiga 50 aastat. Betoonkonstruktsioonide konstruktsiooniklass S4. Konstruktsioonide tööea jooksul peavad kandvad tarindid ja tarindiosad säilitama oma töökõlblikkuse.

Ehitise kavandatava tööea tagamise eelduseks on:

- Projektijärgselt teostatud ehitustööd, kasutades selleks ettenähtud kvaliteediga tooteid ja töö teostamise nõudeid ning ehitust on nõuetekohaselt kontrollitud ja dokumenteeritud.

- Ehitise, tarindite sihipärane kasutamine ja nõuetekohane hooldus, sh. toodete valmistaja juhiste järgimine.

1.2.2 TAGAJÄRGEDE JA TÖÖKINDLUSKLASS

Tagajärgede klass standardi EVS-EN 1990:2002+NA 2002 jaotise B.3 tabeli B.1 järgi on CC2 (elu- või büroohooned, ühiskondlikud hooned, kus kaotused on keskmised) ja töökindlusklass tabeli B.3 järgi RC2

1.2.3 TEOSTUSKLASS JA JÄRELVALVEKLASS

Teostusklass on EXC2. Ehitusaegne järelvalveklass standardi EVS-EN 1990:2002+NA 2002 jaotise B.5, tabeli B5 järgi on IL2 (tavaline järelvalve). Jaotise B.4 järgi on projekteerimise järelvalveklass on DSL2 (tavaline järelvalve).

1.2.4 KOORMUSED

Hoonele mõjuvad vertikaalkoormused on konstruktsiooni omakaal, kasuskoormus, lumekoormus, tuulekoormus ja alalised koormused mittekandvatest pealiskihistest, viimistlusest, kergvaheseintest ning tehnoseadmetest. Horisontaalne koormus on tuulekoormus. Koormused vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-1:2002.

1.2.4.1 KASUSKOORMUSED, TEHNOLOOGILISED JA SEADMETE KOORMUSED

Ruumi liik	Pinna klass	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
Vertikaalsed koormused			
Ruumid eluhoonetes; köögid ja tualettruumid	A	2,0	2,0
Katused	H	0,75	1,5
Tehnoruum*		3,0	10,0

* Koormused täpsustatakse vastavalt valitud seadmetele
Tagasitõite mahukaal arvestatud 18 kN/m³.

1.2.4.2 LUMEKOORMUS

Vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-3:2004.

Lumekoormus maapinnal $S_k = 1,5$ kN/m²

Lumekoormuse kujutegur kuni 30° kaldega katustel $\mu = 0,8$

Osavarutegur kandepiiriseisundis 1,50 ja kasutuspiiriseisundis 1,0. Lumekoti maksimaalne kujutegur $\mu = 2,5$.

1.2.4.3 TUULEKOORMUS

Vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-4:2005

Tuulekoormuse maastikutüüp III

Tuulekiiruse baasväärtus $V_{ref} = 21$ m/s

Keskmine tuulerõhu baasväärtus $q_{ref} = 276$ N/m²

1.2.4.4 MUUD KOORMUSED

Ehituskonstruktsioonide omakaal vastavalt kavandatud konstruktsioonidele.

Koormuste osavarutegurid:

Alalised koormused: 1,20

Muutuvad koormused: 1,50

1.2.5 KANDEKONSTRUKTSIOONIDE TOLERANTS- JA KVALITEEDIKLASSID

Kandekonstruktsioonide arvutamisel on arvestatud järgmiste maksimaalsete siiretega: talade vertikaalsiire L/250, postide horisontaalsiire H/300. Puitkonstruktsioonidel peakanduritel lõplik läbipaine kuni L/400.

Tolerantsiklassid

Üldised nõuded:

- „Tarindi RYL 2010“, „Ehitustööde kvaliteedi üldnõuded. Hoone kande- ja piirdetarindid“, Eesti Ehitusteabe Fond, Tallinn, 2012.

Kivikonstruktsioonid:

- Jälgida Eesti standardis EVS-EN 13670-1:2010, „Betoonstruktsioonide ehitamine“ esitatud nõudeid ja tolerantside väärtuseid, samuti Hea Ehitustava nõudeid lähtudes By 39, By 40m By 45, By 47, By 48, By 50, By 51.

- Geomeetrilised tolerantsid vastavalt standardile EVS-EN 13670:2010, „Betoonstruktsioonide ehitamine, peatükk 10 või By 47.
- Antud hoone kuulub 2. järelvalveklassi ja sellele on kohaldatud 1. tolerantsiklassi nõuded (normaaltolerantsid).
- Nähtavate betoonpindade kvaliteet peab vastama BÜ4 klassi A nõuetele. Mittenähtavate betoonpindade kvaliteet peab vastama BÜ4 klassi C nõuetele. Betoonpõrandate tolerantside osas juhinduda üldiselt By 45 klassi A nõuetest.

Kivikonstruktsioonid:

Kui projektis ei ole esitatud viiteid kiviplokkide tootja juhenditele, siis juhinduda kivikonstruktsioonide puhul standardist:

- Müüritööde tolerantsid peavad vastama standardile „EVS-EN 1996-2:2006+NA:2009, Eurokoodeks 6: KIVIKONSTRUKTSIOONIDE PROJEKTEERIMINE, Osa 2: Projekteerimise alused, materjalide valik ja tööde tegemine.

Kui projektis on viidatud konkreetsele tootjale, siis juhinduda tootja juhistest:

- „Columbia-kivi“/„Fibo-plokk“/„Bauroc“ vms. toote- ja paigaldusjuhised ja nendes esitatud tolerantsidest.

Või

- „Tarindi RYL2010“, peatüki 5, jaotises 51 „Müüritööd“ esitatud tolerantsidest;
- Hoonele on kohaldatud 1. tolerantsiklassi nõuded (Normaaltolerantsid).

Teraskonstruktsioonid:

- Lubatud tolerantside arvvaartused lähtuvad EVS 1090-1:2003 nõuetest, kui ei ole käesolevas peatükis määratud teisiti.
- Elementide geomeetrilised, valmistus- ja paigaldustolerantsid peavad vastama Soome Ehitusseadustiku B7 (p. 9.5.3.2), standardi SFS 3200 (p. 4.3) ning normide ENV1090-1, prENV 1090-4, ENV-1993-1-1 nõuetele.

Puitkonstruktsioonid:

- „Tarindi RYL2010“, osa 71, 2. tolerantsiklass.

Kvaliteediklassid

Hoone kuulub kvaliteediklassi 2 – tavaklass RYL 2010 lk. 19.

- Nõuded raudbetoonkonstruktsioonide pindadele vastavalt BÜ4 juhistele

1.2.6 KANDEKONSTRUKTSIOONIDE TULEKINDLUSKLASSID

Vastavalt ehitisele esitatavate tuleohutusnõuetele on rajatavate kandekonstruktsioonide nõutav tulepüsivusklass R30. Kivikonstruktsioonide tulepüsivus tagatakse nõuetele vastavate müürimaterjalide valikuga. Puitkonstruktsioonide ristlõiked valitakse R30 tulepüsivuse saavutamiseks (vastavalt standardile EVS-EN 1995-1-2:2006). Kandvate raudbetoonarindite nõutav tulepüsivus tagatakse ristlõigete piisavate mõõtmete ja töötava armatuuri nõuetekohase betoonkaitsekihiga. Kandvate terastarindite tulepüsivus saavutatakse nõuetekohaste kattekihtide abil.

1.3 HOONE KANDEKONSTRUKTSIOONIDE LÜHIISELOOMUSTUS

Hoone on ühe korruselise ja ristkülikukujulise põhiplaaniga.

1.3.1 KANDVAD EHITISEOSAD JA ELEMENDID

Hoone rajatakse madalvundamendile. Kandvad välis- ja siseseinad ning sokliseinad moodustavad täisbetoneeritud õõnesbetoonplokid (190 mm). Vahelagedes ja katuse kandekonstruktsioonides kasutatakse tugevussorteeritud puittalasid.

1.3.2 EHITISE ÜLDJÄIKUS

Hoone üldjäikus tagatakse täisbetoneeritud õõnesbetoonplokki sise- ja välisseinte ning katusekonstruktsiooni koostöös.

1.4 MAA-ALUSED KONSTRUKTSIOONID

1.4.1 EHITUSGEOLOOGILISED TINGIMUSED, PINNASE OMADUSED

Looduslikud tingimused

Vaadeldav krunt paikneb Võru orundi alal, Võrusoo äärealal. Maapind on tasase reljeefiga, abs kõrgused jäävad krundil vahemikku 73,58...74,86 m kaldega kirdest edelasse.

Pinnakatte moodustab uuringusügavuses valdavalt erineva konsistentsiga kruusane sauerikas möll (savimöllmoreen), mis on kaetud suhteliselt õhukeste liiva-kruusa kihtidega.

Geotehnilised tingimused

Kiht 1: Turbamuld ja muld. Kihi paksus ~0,30 m.

Kiht 2: Kruusane peenliiv kuni möllikas peenliiv. Kollakaspruun, kohati siniste viirgudega, kesktihe, märg kuni veeküllastunud. Kiht on kogu alal ilmselt muutliku koostise- ja paksusega. Puuraukude kohal kihi paksus vahemikus 0,65...1,10 m. Keskmiselt kokkusurutav.

Kiht 3: Jämekruus. Hallikaspruun, tihe, veeküllastunud kiht paksusega 0,5...0,8 m. Vähe kokkusurutav.

Kiht 4: Kruusane sauerikas möll (savimöllmoreen). Kollakaspruun, väheplastne, sitke, sisaldab jämpurdu, kruusateri, veeriseid ja munakaid. Kihi paksus 2,2...4,0 m. Pinnas on keskmiselt kokkusurutav.

Kiht 5: Kruusane sauerikas möll (savimöllmoreen). Kollakaspruun, väheplastne, poolköva, sisaldab jämpurdu, kruusateri, veeriseid ja munakaid. Kiht on vähe kokkusurutav. Algab sügavusel 4,1...6,2 m.

Kihi nr	Pinnas	Deformatsiooni- moodul E (MPa)	Mahukaal γ (kN/m ³)	Sisehõõrdenurk ϕ (kraad)	Nidusus c (kPa)	Filtratsiooni- moodul k (m/ööp)
1	Turbamuld ja muld					
2	Kruusane peenliiv kuni möllikas peenliiv	12	20,5	27	5	2
3	Jämekruus	30	21	38	5	20
4	Kruusane sauerikas möll (savimöllmoreen)	10	21,5	22	12	0,1
5	Kruusane sauerikas möll (savimöllmoreen)	17	22	28	15	0,05

1.4.2 PINNASEVESI

Välitööde teostamise ajal (15.03.2018) oli pinnasevee tase 0,5 sügavusel maapinnast, abs. kõrgusel 73,85...74,20 m.

Vesi püsib saviste, suhteliselt väikese veejuhtivusega, moreenpinnaste peal lasuvates liiva- ja kruusakihis. Pinnasvee ärajuhtimiseks on piirkonda rajatud kraavitus. Maksimumaegadel – lumesula ja kestavte sadude järgselt võib tase tõusta 0,2 m sügavusele maapinnast.

Kuna pinnasevee tase jääb taldmiku põhjast kõrgemale, siis on ette nähtud drenaažisüsteem.

1.4.3 VUNDAMENT

Hoonele projekteeritakse kandvate seinte alla lintvundamendid. Vundeerimissügavuseks valitakse absoluutkõrgus 73,25m, mis jääb maapinnast ca 1.7m sügavusele. Vundeeritakse liivakihile. Taldmiku plaani vt. joonis 1: Taldmiku plaan. Sokli tüüplõige VS-1 vt. jooniselt 17. Torustike, juhtmete, kaablite ja seadmete asukohad selgitatakse välja enne tööde alustamist.

Vundamentide kaevikud ja kraavid kaevatakse projekti konstruktiivse osa joonistel ja ehituskirjelduses näidatud sügavuseni. Ehitusplats süvendatakse, täidetakse ja tihendatakse selliselt, et oleks võimalik rajada projektikohaseid pinna- ja pealisehitisi.

Reeglina kasutada tagasitäitematerjalina jämedat või keskteralist liiva. Täitematerjal ei tohi sisaldada pehmet savi, puidu- või raadamisjäätmek, jääd, lund või muid kahjustavaid aineid ning jäätmek. Konkreetse täitematerjali puhul määrata terastikuline koostis, proctortihedus ja optimaalne veesisaldus tihendamiseks, tugevusparameetrid ϕ' ja c' proctortihedusele vastava poorsuse juures. Täite tihendamine peab toimuma optimaalse veesisalduse juures ja tihendamisega saavutama liiva kuivmahukaalu vähemalt allpool toodud tabelis antud %-i proctortihedusest. Tihendama peab kihtide kaupa. Kihtide paksus ja tihendamise kord (rulliga ülesõitude arv) sõltub tihendamiseks kasutatavast seadmest ning täiteliiva omadustest. Vajadusel tuleb see määrata katseliselt.

Kommunikatsioonikaevandite täitmine ning liiklusterritooriumide alustarindi- ja täitetööd tehakse vastavalt ehitusprojektidele, silmas pidades norme ja nõudeid. Instruksioonikohased kihipaksused ja tihenduskorrad on eri materjalidel ja tihendusseadmetel järgmised:

Tihendusseade	Staatiline mass	Tihenduskordade min. arv	Kihi paksus Kivid, kruus, väikesed kivid, jäme kivipuru, liiv (kiviklibu)
Vibr. Plaat	100 kg	4	0,15 m
Vibr. Plaat + trakt.	400 kg	4	0,30 m
Vibrorull	3 t	6	0,6 m – 0,35 m
	5 t	6	0,8 m – 0,50 m
	8 t	6	1,0 m – 0,60 m

Eri taastäitmiskohtade tihendamise- ja kandenõuded on järgmised (RIL 132):

Vundamendi alus	D > 93%	E1 > 50 MN/m ²	E2/E1 < 2.2
Põrandate alus ja	D > 93%	E1 > 50 MN/m ²	E2/E1 < 2.2
Koormusmuutus			

Asendiplaanilised rajatised:

Filterkiht	D > 90%,	E2 > 50 MN/m ² ,	E2/E1 < 2.2
Jagav kiht	D > 92%,	E2 > 87 MN/m ² ,	E2/E1 < 2.2
Kandev kiht	D > 95%,	E2 > 120 MN/m ² ,	E2/E1 < 2.2

Täitmistööd talvistes tingimustes tehes järgitakse RIL 132 punkti 7.15.

Vundamendisüvendi tagasitäide tehakse konstruktsioonitüübi kohaselt, või kui viimane on täpselt määratletud, kasutatakse kihtidena tihendatavat mineraalset pinnast (liiva, kruusa, killustikku), mis tihendatakse tihedusastmeni $D \geq 95\%$.

Torupaigalduskraavide täitmine vastavalt eriosa ehituskirjeldusele ja joonistele.

Töövõtuala täidetakse ja tasandatakse selliselt, et pinna- ja pealiskonstruktsioonid saab teha projekti kohaselt. Ehitusest väljapoole jääv täitmine ja tasandamine tehakse järgides asendiplaani joonisel olevaid kõrgusi ja kaldeid.

1.4.4 VERTIKAALSED JA HORISONTAALSED KANDEKONSTRUKTSIOONID NING PÕHILISED PIIRDETARINDID

Pinnasel põranda tüüloige **PP-1 (Joonis 16)** – Tihendatud liivaalus 200mm, vahtpolüstüreen 200mm ($\lambda=0,032$ W/mK), 2 kihti PE-kile, 100mm R/B plaat, viimistlus vastavalt arhitektuursele osale.

Sokli tüüploige on **VS-1 (Joonis 17)** – Õõnesbetoonplokid (190 mm; Columbia-kivi) kaetud võõrühdroisolatsiooniga, vahtpolüstüreen soojustus välisperimeetril (150 mm) ja viimistlus vastavalt arhitektuursele osale õhekrohv.

1.4.5 ERIMEETMED

Kuna pinnasevee tase on kõrgemal, kui vundamendi taldmiku sügavus, siis tuleb enne vundamendisüvendite kaevamist rajada vundamentide alast väljapoole süvendid, millest saaks vett välja pumbata ja veetaset hoida alandatuna. Pinnas on tundlik struktuuri rikkumise suhtes, selle välistamiseks tuleb kaevetöid teostada hoolikalt. Märjal pinnasel peaks ehitustehnikaga liikumine olema minimaalne.

1.5 MAAPEALSED KONSTRUKTSIOONID

1.5.1 KANDVAD JA JÄIGASTAVAD KONSTRUKTSIOONID

Hoone maapealsed vertikaalsed kandekonstruktsioonid on 190mm (nt Columbia-kivi) armeeritud ja täisbetoneeritud õõnesbetoonplokkidest välis- ja siseseinad. Hoone kandvate ja mittekanadvate laotavate seinte plaan vt. joonisel 3: Seinte plaan. Konstruktsioonide tulepüsivusnõue on R30. Müürid laduda vastavalt tootja juhistele. Suuremate avade sildamiseks on kavandatud monoliitsed raudbetoonsillused. Ukse- ja aknaavade sildamiseks kasutatakse enamasti sarrusplokke. Silluste plaani ja lõikeid vt. joonisel 4.

1.5.2 PÕHILISED PIIRDEKONSTRUKTSIOONID

Piirdekonstruktsioonide tehnilised andmed vt. tüüplõigete joonistelt.

Välisseinte tüüplõige on **VS-2 (Joonis 18)** – Kandekonstruktsioon 190 mm õõnesbetoonplakk (Columbia-kivi), kaetud väljastpoolt polüuretaan soojustusplaadiga. Vertikaalne puitvooder, mis kinnitatakse õõnesbetoonplakki roostevaba poldiga, lisatakse horisontaalne puitvooder ning viimistlus vastavalt arhitektuursele osale looduslik kiltkivi.

Kandvate siseseinte tüüplõige **SS-1 (Joonis 19)** – Täisbetoneeritud õõnesbetoonplokkid (190mm; Columbia-kivi), viimistletakse vastavalt arhitektuursele osale.

Vahelae tüüplõige **VL-1 (Joonis 21)** – Vahelae kandev konstruktsioon on tugevussorteeritud puittalad ristlõike mõõtmetega 50x200/75x250 mm, sammuga 600/625 mm (olenevalt silde pikkusest, vt vahelae plaani joonisel 5), talade vahel helisolatsiooniks tselluvill. Talade all puitroovitus ja kahes kihis kipsplaadid, millest sisemine on tuletõkkekipsplaat ja välimine on erikõva (nt. Knauf KEK). Viimistlus vastavalt arhitektuursele osale.

Pööningu (katuse kelba ja köögi osas) kohal oleva katuslae tüüplõige **KL-1 (Joonis 22)** – Katuslae kandekonstruktsioonis sõrmjätkatud katusetalasid, ristlõike mõõtmetega 100x200 mm. Talade vahel mineraalvill ($\lambda = 0,032 \text{ W/mK}$), sissepoole lisatud täiendav kiht soojustust (50 mm; $\lambda = 0,032 \text{ W/mK}$), puitroovitus, 2x tuletõkkekipsplaati (nt. Knauf Red GKF). Katusekatte materjal vastavalt arhitektuursele osale looduslik kiltkivi.

Ühiskasutatavate ruumide (söögi- ja elutoa) kohal oleva katuslae tüüplõige **KL-2 (Joonis 23)** – Katuslae kandekonstruktsioonis kasutatakse sõrmjätkatud katusetalasid, ristlõikega 100x200 mm. Talade vahel mineraalvill ($\lambda = 0,032 \text{ W/mK}$), sissepoole lisatud täiendav kiht soojustust (50 mm; $\lambda = 0,032 \text{ W/mK}$), puitroovitus, 2x tuletõkkekipsplaati (nt. Knauf Red GKF), roovitus (50 mm) ja akustiline kipsplaat. Katusekate vastavalt arhitektuursele osale looduslik kiltkivi.

1.5.3 MITTEKANADVAD SEINAKONSTRUKTSIOONID

Eluruumide vahelised mittekanadvad seinad laotakse õõnesbetoonplokkidest, 140 mm (nt Columbia-kivi) ning õhumüra isolatsiooni eesmärkidel täidetakse betooniga. Abiruumide vahelised siseseinad laotakse samuti 140mm õõnesbetoonplokkidest, seinte helipidavus pole nõutud. Müürid laotakse vastavalt tootja juhistele.

Tubadevaheliste mittekanadvate seinte tüüplõige **SS-2 (Joonis 20)** – 140mm õõnesbetoonplokkid, kus õhumüra isolatsioon nõutud, seal täisbetoneeritud, viimistletakse vastavalt arhitektuursele osale.

1.5.4 KATUSEKONSTRUKTSIOONID

Katusekonstruktsiooni kanadvad elemendid on saepuidust sõrmjätkatud talad. Elutoa ja köögi kohal, katuslae kandekonstruktsioonis ja katuse kelba osas sarikate mõõtmed 100x200 mm roodsarikas 100x240 mm. Katusekanadvate plaan joonisel 6. Katuste tüüplõiked vt KL-1 ja KL-2 (joonised 22 ja 23).

1.5.5 TERRASSID

Mõlemale poole hoone külgedele rajatakse terrass. Horisontaalne kandeelement on raudbetoonplaat paksusega 100 mm, plaadi all külmakergete vältimiseks vahtpolüstüreen 150 mm.

1.6 PAIGALVALATAVAD BETOONKONSTRUKTSIOONID

1.6.1 BETOON

Kasutatav betoonisegu peab vastama standardi EVS-EN 206:2014+A1:2016 nõuetele.

Raudbetooni kestvus ja armatuuri korrosioonikaitse tagatakse keskkonnaklassile vastava betooni tugevusklassi ja betoonkaitsekihiga. Keskkonnaklasside kirjeldused on järgmised (vastavalt standardile EVS-EN 1992-1-1:2005):

- raudbetoonitarindid siseruumides vastavalt keskkonnaklassile XC1;
- vundamendid kokkupuutel pinnasega vastavalt keskkonnaklassile XC2;

Betoonimassi maksimaalne vesi-tsemendisuhe, minimaalne tsemendisisaldus ja õhusisaldusprotsent määratakse tarindi keskkonna ja külmakindluse klassist lähtuvalt.

Betooni plastsus ja tihendamismeetod tuleb valida nii, et betooni tihedus ja kvaliteedinõuded oleksid täidetud kogu mahus ühtlaselt ning betoon oleks võimalikult vähe mahus kahanev. Kohtades, kus betoonimassi tihendamine on raskendatud (tarindi mõõtmed ja sarruse tihedus või suur hulk) on otstarbekas kasutada isetihenduva betoonisegu.

Kontroll betooni omaduste üle peab vastama kehtivatele nõuetele. Vajalikud testid ja uuringud kasutatud betooni margi ja tugevuse hindamiseks tuleb teha vastavalt normidele EVS-EN 12350-1:2009, EVS-EN 12390-3:2009 ning EVS-EN 12504-1:2009.

Värsket betoonisegu tuleb hoida leondumise ja läbikülmumise eest. Külma ilmaga tuleb betoonis kasutatav täiteaine ja vesi soojendada temperatuurini, mis tagab kasutatava betoonimassi temperatuuri vähemalt +5°C. Paigaldatud betoonisegu soojendamist jätkatakse senikaua, kuni betoonimass saavutab projektijärgse tugevuse, mis on vajalik lahtirakestamiseks. Lahtirakestatud ja eelnevalt soojendatud konstruktsiooni koormamisel tuleb arvestada betooni tugevuse kasvu aeglustumisega külmas keskkonnas.

Betoonkonstruktsioonidele rakendatav hooldusklass on 4. hooldusklass (EVS-EN 13670:2010). Betoonkonstruktsioonide lahtirakestamist võib valdavalt alustada, kui betoon on saavutanud 70% projektijärgsest tugevusest (eritingimused märgitakse tööjoonistele).

Järelhooldust tuleb alustada vahetult pärast betoneerimist, järelhoolduse kestvus täpsustatakse sõltuvalt keskkonna tingimustest ja betooni kivinemise kiirusest.

Märga hooldust võib kasutada vaid eeldusel, et hooldus tagatakse kogu pinna ulatuses, pidevalt ja ilma katkestusteta kogu hooldeaaja vältel. Niisutamiseks kasutatava vee temperatuur peab olema sama, mis tarduval betoonil.

1.6.2 SARRUS

Konstruktsioonid sarrustatakse tööjooniste ja märgitud nõuete alusel järgides By 50 kvaliteedi-nõudeid.

1.6.2.1 MATERJALID

- Sarrusteras peab vastama ehitustööde projekti nõuetele. Omadusi tuleb katsetada ja dokumenteerida vastavalt standardile EN 10080 (B500B). Samad nõuded rakenduvad ka sarrusena kasutatavatele roostevabale terasele, kui ehitustööde projektis ei ole öeldud teisiti.
- Iga toode peab olema selgesti tuvastatav.
- Tuleb kasutada ehitustööde projektis kindlaksmääratud ankurdusseadmeid ja jätkudetaile.
- Sarruse pinnal ei tohi olla lahtist roostet ega kahjulikke aineid, mis võiksid kahjustada terast, betooni või nende vahelist naket. Kerge pinnarooste on vastuvõetav.
- Galvaanitud sarruse kasutamisel peab tsingitud pinnakatte passiivsus olema piisav, et vältida

tsemendiga reageerimist. Vastasel korral tuleb betooni valmistamisel kasutada tsementi, millel ei ole kahjulikku mõju betooni ja galvaanitud sarruse vahelisele nakkele.

- Sarrusena võib kasutada ka terasest erinevaid materjale, nagu komposiitsüsinik-, klaas- või aramiidkiudu, kuid nende sobivus peab olema tõestatud ja vastama ehitustööde projektis antud nõuetele.
- Sarrusele määratletud kaitsekihi tagamiseks tuleb kasutada sobivaid tugesid ja vahetükke. Tsemendipõhised vahetükid peaksid olema vähemalt sama tugevad ja tagama vähemalt samaväärse sarruse korrosioonikaitse kui konstruktsiooni valamisel kasutatud betoon.

1.6.2.2 SARRUSE PAINUTAMINE, LÕIKAMINE, TRANSPORT JA LADUSTAMINE

- Sarrust tuleb lõigata ja painutada vastavalt ehitustööde projektile: painutatud varrastel ei tohi olla pragusid ega teisi kahjustusi. Seejuures rakenduvad järgmised nõuded:
 - a) Painutamine peab toimuma ühe tööoperatsioonina. Automaatse painutusmasina kasutamisel võib painutamine toimuda pidevalt või astmeliselt.
 - b) Madalamal temperatuuril, kui -5 °C võib terast painutada ainult siis, kui see on ehitustööde projektis ette nähtud ja painutamisel peetakse kinni täiendavatest ettevaatusabinõudest.
 - c) Varraste kuumpainutus on lubatud ainult siis, kui see on ehitustööde projektis ette nähtud.
- Varraste painutamisel kasutatava painutusspindli läbimõõt peab vastama ehitustööde projektile.
- Keevissarruse ja -võrkude keevitamisjärgsel painutamisel peab kasutatava painutusspindli läbimõõt vastama ehitustööde projektile.
- Sarrusterasest vardaid, keevisvõrke ja karkasse ei tohi transpordil, ladustamisel (pinnasest eemal), käitlemisel ja paigaldamisel vigastada.
- Painutatud varraste sirgestamine on lubatud, kui see on ehitustööde projektis ette nähtud ja kui:
 - a) Esmasel painutamisel kasutatud painutusspindli läbimõõt on vähemalt kaks korda suurem kui antud terase puhul lubatav spindli minimaalne läbimõõt, kui just väiksema läbimõõduga spindel ei ole standardi EN 10080 kohase tagasipaindekatses põhjal dokumenteeritud.
 - b) Väiksema läbimõõduga spindel on standardi EN 10080 tagasipaindekatses põhjal dokumenteeritud, peaks tegelikult kasutatava spindli läbimõõt olema tagasipaindekatsel kasutatud spindli läbimõõdust vähemalt 1,3 korda suurem.
 - c) Kasutatakse kohtpingete tekkimist piiravat eriseadet.
 - d) Kasutatakse sirgestamiskorda.
 - e) Kontrollitakse, et sirgestatud varrastel ei oleks pragusid ega teisi kahjustusi.
- Vihti keritud sarrust võib kasutada ainult siis, kui on olemas sirgestamiseks sobivad seadmed ja kasutatav menetlus vastab valmistaja juhistele. Lahtikeritud ja sirgestatud vardad peavad standardi EN 10080 kohasel katsetamisel vastama asjakohastes standardites sarrusele esitatavatele nõuetele.

1.6.2.3 KEEVITAMINE

- Kui ehitustööde projektis ei ole sätestatud teisiti, on standardis EN 10080 keevitatavaks liigitatud sarrusterase keevitamine lubatud.
- Kui ehitustööde projektis ei ole sätestatud teisiti, peab kandvate keevisliidete sarrusterase keevitus, nii omavahel kui ka konstruktsiooniterasega, vastama ehitustööde projektile ja standardile EN ISO 17660-1.
- Kui ehitustööde projektis ei ole sätestatud teisiti, on mittekanvates keevisliidetes standardile EN ISO 17660-2 vastav punktkeevitus lubatud.

1.6.2.4 JÄTKUD

- arrus tuleb paigaldada vastavalt ehitustööde projektile, mis peab sisaldama üksikasjalikke andmeid kaitsekihi, asetuse, jätkude, ülekate, ülekate pikkuse ja varraste paigutuse kohta.
- Seal, kus see on ehitustööde projektis lubatud, võib sarruse paigaldada jooksvates meetrites. Sel juhul peavad jätkud olema õigesti jaotatud, samas lõikes võib jätkata maksimaalselt 25% varrastest ja järgnevate jätkude vahekaugus pikisuunas ei tohiks olla väiksem kui ülekate pikkus. Ülekate minimaalne pikkus peab olema sedastatud.
- Sarrus tuleb kinnitada ja kaitsta nii, et sarruse lõppasend jääks standardis antud tolerantside

piiresse. Sarruse paigaldamisel võib kasutada sidumistraati või punktkeevitust. Kui pole teisiti määratletud, peaksid ülekattega vardad olema omavahel kontaktis ning talades ja postides kokku seotud.

- Määratletav kaitsekihi paksus esitatakse nimiväärtusena c_{nom} ja see kehtib mis tahes sarruse, sealhulgas ka võimaliku montaažisarruse pinna kohta.

1.6.3 TOESTIK JA RAKETIS

Raketis ja selle tugikonstruktsioon tuleb teha korduvat betoneerimist taluvast (kujupüsivast) materjalist, mis tagab konstruktsioonile esitatavate tolerantsi, pinnasileduse ja tugevusnõuete täitmise, järgida EVS-EN 13670:2010 nõuded. Toestik ja raketis peavad taluma kõiki neile mõjuvaid ettenähtud koormusi kogu ehitamise vältel ning olema piisavalt jäigad, et hälbed ei ületaks sätestatud tolerantse ja konstruktsioonelementide terviklikkus oleks tagatud.

Raketis peab olema tihe, liitekohtades ei tohi olla pinnakõrguse erinevusi.

Valitud määrded ja nende kasutamiseviis ei tohi kahjustada betooni, sarrusterast, pingestusterast või raketist ega jäävkonstruktsioone. Määrded ei tohi olla kahjulikud jäävkonstruktsiooni pinna kvaliteedile, värvile või edaspidi pealekantavatele pinnakatetele.

Vahtpolüstüreenist soojustuskihile või muule pehmele konstruktsioonipinnale tehtavad raketised peavad olema sellised, et need ei vigastaks ega kahjustaks soojaisolatsiooni.

1.6.4 TOLERANTSID

Kirjeldus	Lubatud hälve Δ	
RISTLÕIKED		
	1. tolerantsiklass	2. tolerantsiklass
Ristlõike mõõtmed Kehtivad taladele, plaatidele ja postidele Kui $l_i < 150$ mm $l_i = 400$ mm $l_i \geq 2500$ mm l_i - põiklõike mõõt	$\Delta = \pm 10$ mm $\Delta = \pm 15$ mm $\Delta = \pm 30$ mm	$\Delta = \pm 5$ mm $\Delta = \pm 10$ mm $\Delta = \pm 30$ mm
AVADE TOLERANTSID		
Avade ja torude läbiviigud Δ_x ja Δ_y – hälve abipidejoonsest x- ja y-suunas Δ_D – läbimõõdu hälve	$\Delta_{x,y} = \pm 25$ mm $\Delta_D = \pm 10$ mm	
ANKURDUSPOLDID JA LIHTSAD TARIELEMENDID		
Poltide asetus ja poltide grupi tsenter Poltide puhasvahe grupis Väljaulatus Kalle l_3 – poldi vaba pikkus	$\Delta = \pm 10$ mm $\Delta = \pm 3$ mm $\Delta = + 25$ mm /- 5 mm $\Delta = 5$ mm või $l_3/200$ (neist suurem)	
ANKURDUSPLAADID JA SARNASED TARIELEMENDID		
Hälve plaanis Hälve kõrguses	$\Delta_{x,y} = \pm 20$ mm $\Delta_z = \pm 10$ mm	

1.6.5 BETONEERIMISE JÄRELTOOD

Valujäägid ja servade ebatasasused, mis on tekkinud valamisel ja mõjuvad elemendi kasutamisel ebasoodsalt, lubamatult või rikuvad väljanägemist, tuleb kõrvaldada.

Kõik nähtavale jäävad terasosad peavad olema puhastatud mustusest, õlist, roostest jms. vastavalt nõuetele. Mustast terasest sidemed peavad oleme kaetud roostet vältiva inhibiitoriga. Nähtavale jäävad betoonipinnad tuleb puhastada võimalikust mustusest, vormimäärdest, roostest jms. Vääralt paigaldatud või nõuetele mittevastava betooni eemaldamise ja parandamise jaoks tuleb saada luba projekteerijalt ja nähtavalejäävate pindade puhul juhised ka arhitektilt. Järgida tuleb ülevõetud standardi EVS-EN 1504 "Betonkonstruktsioonide kaitsmiseks ja parandamiseks kasutatavad tooted. Määratlused, nõuded, kvaliteedi-kontroll ja vastavuse hindamine" osades 1, 2, 4, 5, 8 ja 10 toodud juhiseid.

1.7 TERASKONSTRUKTSIOONID

1.7.1 ÜLDIST

Antud seletuskirja osa on koostatud terasest konstruktsioonide ja ehitise osade valmistamis- ning kvaliteedinõuete selgitamiseks, mis projekteeritakse ja valmistatakse lähtuvalt konstruktsioonijoonistest.

Teraskonstruktsioonide ehitamisel (sealhulgas elementide lõikamine, painutamine, töötlemine, koostamine ja keevitamine) jälgida standardis EVS-EN 1090-2:2008 esitatud nõudeid ja tolerantside väärtuseid.

Tarindid projekteeritakse, valmistatakse ja paigaldatakse kehtivate või seletuskirjas mainitud määruste, normide ning hea ehitustava kohaselt, järgides vastavate ametiisikute ja projekteerija nõudeid.

Teraselementide gabariidi-ja detailijoonised (koos seletuskirja üldnõuetega) on aluseks vajadusel nende tootejooniste koostamiseks.

Teraskonstruktsioonide kooste-ja paigaldustöödel tuleb järgida Ehitustööde üldiseid kvaliteedinõudeid TarindiRYL2000.

1.7.2 KESKKONNATINGIMUSED JA MATERJALID

Kõik ilmastiku käes olevad maapinnaga kokkupuutuvad konstruktsioonid kuuluvad keskkonna saasteklassi C4 (agressiivne) ja ülejäänud ilmastiku käes olevad konstruktsioonid saasteklassi C3 (möödukas) (Standard ISO/FDIS 12944-2); hoone sees olevad teraskonstruktsioonid leebesse keskkonna saasteklassi C2 (Standard ISO/FDIS 12944-2).

Kasutatavate teraselementide ja -toorikute materjalid on järgmised:

- Toruprofiilid ja kinnituslehed S235 ja S355;
- Valtsprofiilid S235 ja S355;
- Sõlmlehtede terase klass vastav põhimaterjalile.

Välispiirete soojustuskihis paiknevad või seda läbivad terasprofiilid ja elemendid ning nende kinnitid peavad olema kuumtsingitud. Kõik õõnsad teraselemendid peavad olema enne paigaldamist hermetiseeritud.

1.7.3 TOLERANTSID

Nimetatud tolerantsid on kasutamiseks kõigi terastarindite valmistamisel v.a juhtudel, kui joonisel on näidatud teisiti.

Joonisel on näidatud elementide mõõtmed vastavalt temperatuurile +20 °C.

Järgnevalt tolerantside üldnõuded vastavalt EVS-EN 1090-2:2008+A1:2011 (täpsemalt vt. nimetatud normidest). Kui tolerantsiklassi pole spetsifitseeritud, siis rakendub 1. klass.

Kriteerium	Parameeter	Lubatud hälve	
		Klass 1	Klass 2
ÜKSIKELEMENDID JA -VARDAD			
Pikkus	Pikkus mõõdetuna piki telge: -üldjuhul: -kui elemendi otsad on mõeldud kontaktpingete vastuvõtmiseks:	$\Delta = \pm (L/5000+2)$ mm $\Delta = \pm 1$ mm	$\Delta = \pm (L/10000+2)$ mm $\Delta = \pm 1$ mm
Sirgus	Valmis- või presskanditud profiili hälve Δ teljest:	$\Delta = \pm L/750$, kuid $ \Delta = \geq 5$ mm	$\Delta = \pm L/750$, kuid $ \Delta = \geq 3$ mm
Kõverus või ette nähtud kõverus plaanis	Keskkohta hälve f :	$\Delta = \pm L/500$, kuid $ \Delta = \geq 6$ mm	$\Delta = \pm L/1000$, kuid $ \Delta = \geq 4$ mm
Pindade viimistlus kontaktsurve jaoks	Šablooni ja pinna vaheline pilu Δ :	$\Delta=0,5$ mm konaruste kõrgus ei tohi ületada 0,5 mm	$\Delta=0,25$ mm konaruste kõrgus ei tohi ületada 0,25 mm
Otste täisnurksus	Täisnurksus pikitelje suhtes: -kontaktsurve jaoks	$\Delta = \pm D/1000$	$\Delta = \pm D/1000$

	mõeldud otsad: -otsad, kus kontaktsurve puudub:	$\Delta = \pm D/100$	$\Delta = \pm D/300$, kuid $ \Delta \leq 10 \text{ mm}$
Väändumine	Üldhälve Δ elemendi pikkusel L:	$\Delta = \pm L/700$, kuid $4 \text{ mm} \leq \Delta \leq 20 \text{ mm}$	$\Delta = \pm L/1000$, kuid $3 \text{ mm} \leq \Delta \leq 15 \text{ mm}$
VÄLJALÕIKED JA AVAD:			
Kinnitusvahendite aukude asukoht	Üksiku augu telje hälve Δ kavandatavast kohast aukude grupis:	$\Delta = \pm 2 \text{ mm}$	$\Delta = \pm 1 \text{ mm}$
Kinnitusvahendite aukude asukoht	Üksiku augu ja lõigatud otsa vahekauguste hälve Δ :	$-\Delta = 0 \text{ mm}$ $+\Delta \leq 3 \text{ mm}$	$-\Delta = 0 \text{ mm}$ $+\Delta \leq 2 \text{ mm}$
Aukude grupi asukoht	Aukude grupi hälve Δ ettenähtud kohast:	$\Delta = \pm 2 \text{ mm}$	$\Delta = \pm 1 \text{ mm}$
Aukude grupi samm	Aukude gruppide tsentrite vahekauguste c hälve Δ : - üldjuhul - kui üksikelement kinnitatakse kahe kinnitigrupiga:	$\Delta = \pm 5 \text{ mm}$ $\Delta = \pm 2 \text{ mm}$	$\Delta = \pm 2 \text{ mm}$ $\Delta = \pm 1 \text{ mm}$
Aukude grupi pööre	Hälve Δ : - kui $h \leq 1000 \text{ mm}$ - kui $h > 1000 \text{ mm}$	$\Delta = \pm 2 \text{ mm}$ $\Delta = \pm 4 \text{ mm}$	$\Delta = \pm 1 \text{ mm}$ $\Delta = \pm 2 \text{ mm}$
Aukude ovaalsus	$\Delta = L_1 - L_2$	$\Delta = \pm 1 \text{ mm}$	$\Delta = \pm 0,5 \text{ mm}$
Sisselõiked:	Sisselõike sügavuse ja pikkuse hälve Δ : - sügavus d - pikkus L	$-\Delta = 0 \text{ mm}$ $+\Delta \leq 3 \text{ mm}$ $-\Delta = 0 \text{ mm}$ $+\Delta \leq 3 \text{ mm}$	$-\Delta = 0 \text{ mm}$ $+\Delta \leq 2 \text{ mm}$ $-\Delta = 0 \text{ mm}$ $+\Delta \leq 2 \text{ mm}$
Lõigatud äärte täisnurksus:	Hälve $\Delta 90^\circ$ nurgast:	$\Delta = \pm 0,1t$	$\Delta = \pm 0,05t$
ELEMENTIDE JA KONSTRUKTSIOONI PAIGALDUS			
POSTIDE ASUKOHAD			
Asukoht	Posti telje paiknemise hälve plaanis postijala tasemel ettenähtud asukoha suhtes	$\Delta = \pm 10 \text{ mm}$	$\Delta = \pm 5 \text{ mm}$
Hoone kogupikkus	Otsmiste postide vahekaugus kõigil telgedel vundamendi tasemetel: $L \leq 30 \text{ m}$ $30 \text{ m} < L < 250 \text{ m}$ $L \geq 250 \text{ m}$	$\Delta = \pm 20 \text{ mm}$ $\Delta = \pm 0,25(L+50) \text{ mm}$ $\Delta = \pm 0,1(L+500) \text{ mm}$ [L meetrites]	$\Delta = \pm 16 \text{ mm}$ $\Delta = \pm 0,2(L+50) \text{ mm}$ $\Delta = \pm 0,1(L+350) \text{ mm}$ [L meetrites]
Postisamm	Naaberpostide telgede vahekaugus vundamendi tasemel $L \leq 5 \text{ m}$ $L > 5 \text{ m}$	$\Delta = \pm 10 \text{ mm}$ $\Delta = \pm 0,2(L+45) \text{ mm}$ [L meetrites]	$\Delta = \pm 7 \text{ mm}$ $\Delta = \pm 0,2(L+30) \text{ mm}$ [L meetrites]
Postirea üldine sirgus	Postide tsentrite hälve ettenähtud teljest:	$\Delta = \pm 10 \text{ mm}$	$\Delta = \pm 7 \text{ mm}$
Postide välispindade	Posti välispinna	$\Delta = \pm 10 \text{ mm}$	$\Delta = \pm 7 \text{ mm}$

rihtimine:	asukoha hälve naaberpostide välispindu ühendavast sirgjoonest:		
ÜHEKORRUSELISTE HOONETE POSTID			
Ühekorruseliste hoonete postide tavaline kalle	Kogukalle:	$\Delta = \pm h/300$	$\Delta = \pm h/500$
MITMEKORRUSELISED POSTID			
Posti paiknemine iga korruse tasemel võrreldes postijala tsentriga	Posti hälve plaanis posti baastaseme tsentrist lähtuva vertikaaltelje suhtes: h – korruse kõrgus	$ \Delta = \sum h/(300\sqrt{n})$	$ \Delta = \sum h/(500\sqrt{n})$
Posti kalle naaberkorruste vahel	Posti asukoha hälve plaanis alumise naaberkorruse pörandatase tasemel posti tsentrist kulgeva vertikaaltelje suhtes:	$\Delta = \pm h/500$	$\Delta = \pm h/1000$
Jätkuvposti sirgus kahe naaberkorruse vahel:	Posti hälve sirgjoonest kahe naaberkorruse vahel:	$\Delta = \pm h/750$	$\Delta = \pm h/1000$
Jätkatud posti sirgus kahe naaberkorruse vahel:	Posti jätku paiknemine plaanis naaberkorruste tasandites olevate posti otste tsentreid ühendava sirgjoone suhtes. kus s - jätku kaugus korruse tasandist ja h - korruse kõrgus	$\Delta = \pm s/750$ kuid $s \leq h/2$	$\Delta = \pm s/1000$ kuid $s \leq h/2$
HOONED			
Kõrgus	Kogukõrguse hälve vundamendi tasandilt: $h \leq 20$ m $20 \text{ m} < h < 100$ m $h \geq 100$ m	$\Delta = \pm 20$ mm $\Delta = \pm 0,5(h+20)$ mm $\Delta = \pm 0,2(h+200)$ mm [h meetrites]	$\Delta = \pm 10$ mm $\Delta = \pm 0,25(h+20)$ mm $\Delta = \pm 0,1(h+200)$ mm [h meetrites]
Korruse kõrgus	Naaberkorruste kõrguste erinevus:	$\Delta = \pm 10$ mm	$\Delta = \pm 5$ mm
Kalle	Kõrgus tala vastasotsa kõrgusega võrreldes:	$\Delta = \pm L/500$, kuid $ \Delta \leq 10$ mm	$\Delta = \pm L/1000$, kuid $ \Delta \leq 5$ mm
Posti jätk	Mitte ette nähtud ekstsentrilisus e :	5 mm	3 mm
Postijalg	Postijala taseme hälve asendi spetsifitseeritud tasandi suhtes:	$\Delta = \pm 5$ mm	$\Delta = \pm 5$ mm
Suhtelised kõrgustasemed	Naabertalade samapoolsete otste kõrgustasemete hälbed	$\Delta = \pm 10$ mm	$\Delta = \pm 5$ mm
Liidete kõrgustasemed	Tala ja posti liite hälve määratletud pörandataseme suhtes	$\Delta = \pm 10$ mm	$\Delta = \pm 5$ mm
HOONETE TALAD			
Talade samm	Monteeritud	$\Delta = \pm 10$ mm	$\Delta = \pm 5$ mm

	naabertalade vahekauguste hälve Δ ettenähtud vahekaugusest, möödetuna talade mõlemast otsast		
Asukoht postide kohal	Posti ja tala liite asukoha hälve Δ ettenähtud asukohast posti suhtes	$\Delta = \pm 5 \text{ mm}$	$\Delta = \pm 3 \text{ mm}$
Sirgus plaanis	Monteeritud tala või konsooli, pikkusega L , sirgushälve Δ	$\Delta = \pm L/500$	$\Delta = \pm L/1000$
Kumerus	Monteeritud tala või sõrestiku, pikkusega L , kumeruse hälve etteantud kumerusest (eeltõusust) f :	$\Delta = \pm L/300$	$\Delta = \pm L/500$
Konsooli eeltõus	Monteeritud konsooli, pikkusega L , eeltõusu hälve etteantud eeltõusust:	$\Delta = \pm L/200$	$\Delta = \pm L/300$

1.7.4 KEEVISLIITED

Ehitusplatsil tehtavate keevisliidete juures tuleb järgida standardi EVS-EN 3834 nõudeid.

Keevisliited peavad olema tehtud maksimaalsel võimalikul pikkusel ja keevise minimaalne kõrgus peab olema võrdne liidetavatest elementidest õhema elemendi paksusega, maksimaalse kõrgusega 5 mm, kui joonisel ei ole näidatud teisiti.

Keevisid tuleb teha põhimaterjalile vastavate materjalidega. Keevitustmaterjalid peavad olema kooskõlas vastavate Euroopa standardite nõuetega. Keevitustmaterjalid peavad olema sobivad keevitusprotsessi, keevitatava materjali ja keevitusmeetodi seisukohalt. Kui ühendatakse kahte erinevat terast, siis valitakse keevitusmaterjalid tugevama terase järgi.

Keevitustööde tegijalt eeldatakse standarditele vastavat pädevust (nelikattorudest konstruktsioonide koostajal standardis EVS-EN ISO 9606-1:2013 kirjeldatud pädevus); tingimused keevitustööde tegemisel ehitusplatsil peavad olema sellised, et oleks täidetavad kõik etteantud tugevus- ja kvaliteeditingimused. Keevistööd tehakse sellises järjekorras, et oleks minimiseeritud keevitamise tekkivate pingete ja kujumuutuste negatiivne mõju.

Keevitatavad elemendid tuleb soojendada temperatuurini ca $+40^{\circ}\text{C}$ vähemalt 75mm ulatuses ühenduskohast juhul, kui elemendi pind on niiske või konstruktsiooni temperatuur on alla $+5^{\circ}\text{C}$.

Keeviselektroodide mark peab vastama liidetavate elementide terase margile. Keevisühendused puhastatakse šlakist ja krunditakse või kaetakse keskkonnaklassile vastava tsinkprotektoriga.

1.7.5 POLTÜHENDUSED

Poldid peavad vastama standardile EVS-EN ISO 4014:2011. Käesolevas projektis kasutatakse polte tugevusklassiga 8.8, kui joonisel pole näidatud teisiti. Juhul kui kasutatav polt erineb joonistel antud mõõdetest, peab diameeter ja keermestamata osa pikkus vastama antud poldile. Mutrid peavad vastama standardile EVS-EN ISO 4032:2012. Käesolevas projektis kasutatakse mutreid tugevusklassiga 8.8, kui joonisel pole näidatud teisiti. Seibid peavad vastama standardi EVS-EN ISO 7089 klassile 200 HV.

Siseruumides, kus ei ole korrosiooniohtu, võib kasutada elektriliselt tsingitud polte, kruvisid. Väliskeskkonnas (C3) paiknevad poltliited tehakse kuumtsingitud või eriterasest poltidega.

Seibide materjal peab olema selline, et liitekohas ei tekiks korrosiooniohtu.

Lisaks tuleb jälgida, et:

- mutrite all tuleb alati kasutada seibe;
- poldi pea peab paiknema õhema ühendatava elemendi pool;
- poldi pea all peab olema seib, kui polti pingutatakse pea poolt või poldi pea poolne ava on ovaalne;
- kui liitekohas on rohkem kui kaks polti, tuleb neid pingutada "risti" ning peale viimase paari pingutamist kontrollida kõikide liites olevate poltide pingust;
- tuleb veenduda, et liitekoht oleks ühtlaselt kokku surutud; kui liitel pole piisavat tihedust, tuleb ühendust korrigeerida.

Poltide ja mutrite pingutusmoment (Nm)					
Keere	4.6	5.8	8.8	10.9	12.9
M3	0.5				
M4	1.2				
M5	2.4	4.1	6.5		
M6	4.2	6.9	11		
M8	10	17	27		
M10	20	33	53	74	89
M12	34	57	91	128	154
M14	54	91	145	204	244
M16	83	139	222	313	375
M20	163	271	434	610	732
M22	219	365	584	822	986
M24	281	469	750	1050	1270
M27	406	677	1080	1520	1830
M30	555	925	1480	2080	2500
M33	748	1250	1990	2800	3360
M36	965	1610	2570	3620	4340

1.7.6 KORROSIOONIKAITSE JA VIIMISTLUS

Elementide ja konstruktsioonide korrosioonikaitse ning viimistlus tehakse vastavalt nende kuulumisele tähistatud keskkonna saasteklassi tehases või platsil.

Ehitusplatsile toodavad teraselementid peavad olema krunditud (tehase alusvärv ca 15 µm kihina).

Pärast elementide ühendamist ja vajalike keevisliidete tegemist ehitusplatsil pinnad puhastatakse roostest, õlist, rasvast ja ebatasasustest.

Ehitusplatsil tehtavatel värvimistöodel peab õhu suhteline niiskuse olema alla 80% ning temperatuur min +5°C (kuid vähemalt 3°C kastepunktist ülalpool). Värvimistemperatuuri tuleb täpsustada lähtuvalt kasutatava värvi valmistaja juhendist.

Teraspindadel kasutatav viimistluskombinatsioon: nõutav kestvusjärg > 15 aastat (tööea klass H).

Keskkonnaklassi C1 ja C2 kuuluvate teraselementide käsitusvajadus:

- puhastusaste (aluspinna ettevalmistus) Sa 2 ½ (standard ISO/FDIS 12944-2);
- alus(krunt-)värv EP 1...2 kihti, kogupaksusega min 80 µm (standard ISO/FDIS 12944-5);
- kattevärv EP 2...3 kihti, kogupaksusega min 80 µm (standard ISO/FDIS 12944-5).

Keskkonnaklassi C3 kuuluvate teraselementide käsitusvajadus:

- puhastusaste (aluspinna ettevalmistus) Sa 2 ½ (standard ISO/FDIS 12944-2);
- alus(krunt-)värv EP 1...2 kihti, kogupaksusega min 80 µm (standard ISO/FDIS 12944-5);
- kattevärv EP 2...3 kihti, kogupaksusega min 120 µm (standard ISO/FDIS 12944-5).

1.8 PUITKONSTRUKTSIOONID

1.8.1 ÜLDIST

Üldnõuded ja -juhised vastavalt EVS-EN 1995-1-1:2005. Kandekonstruktsioonide puidu tugevusklass C24 (kui joonisel ei ole teisiti näidatud), suhteline niiskus max. 20%, kvaliteediklass AB, viimistlusklassi kaetud

konstruktsioonidel ei määrata. Puitkonstruktsioonide kokkupuutepinnad kivimüüri ja betooniga hüdroisoleerida (SBS rullmaterjal).

Mittekandvatele puitelementidele tugevusklass C16, kvaliteediklass AB suhteline niiskus max. 20%.

Puidul ja puidupõhistel materjalidel peab olema kas EN350-2 nõuetekohane looduslik kestvus asjakohase ohuklassi (antud EN 335-1 kuni 3) jaoks või tehtud antiseptimine EN 351-1 ja EN 460 nõuete kohaselt.

Puitmaterjali standardid EVS-EN 336, EVS-EN 338, EVS-EN 384, EVS-EN 408 ning liimpuidul EVS-EN 14080:2013.

1.8.2 TOLERANTSID

Katusekonstruktsiooni puitosade ehitusel peavad valmis tarindi tolerantsid rahuldama 2. tolerantsiklassi tingimusi (TarindiRYL 2010, osa 71):

katusekandurid:

kandurite vahe	± 5 mm
kõrgusmärk toel	± 4 mm
kanduri ristlõike kõrvalekalle püstsirgest	± h/200+5mm (h-ristlõike kõrgus)
kanduri sirgsus	± 1,5 ‰
sirgsus kui katuslage koormab omakaal	± 3,0 ‰

põrandakandurid ning põrandakatte alustarindid:

kandurite vahe	± 5 mm
trepiava vm suurus	± 5 mm
trepiava vm asukoht	± 5 mm
kõrgusmärk toel	± 4 mm
kanduri ristlõike kõrvalekalle püstsirgest	± h/100+4mm (h-ristlõike kõrgus)
kanduri sirgsus	± 1,5 ‰
sirgsus ja kõrvalekalle alustarindite omakaalust	± 1,5 ‰

puittarindseinad:

kõrvalekalle põhisirgest	± 5 mm
kandesammaste vahe	± 5 mm
akna või ukseava suurus	± 5 mm
akna või ukseava asukoht	± 5 mm
vaba vahe (vastasseinast)	± 5 mm
seinatarindi sirgsus	± 1,5 ‰
seinatarindi kõrvalekalle püstsirgest	
kõrgus kuni 3m	± 5 mm
kõrgus üle 3m	± 8 mm

talatarindi põhikarkass:

kõrvalekalle põhisirgest	± 12 mm
vaba vahe	± 12 mm
toe kõrgus toestusel	± 8 mm
tala ristlõike hälve püstsirgest	± h/200+5mm (h-ristlõike kõrgus)
sirgsus	± 1,5 ‰
sirgsus ja kõrvalekalle eeltõusust tala omakaalu toimet	± 1,5 ‰

posttarindi põhikarkass:

kõrvalekalle põhisirgest	± 12 mm
vaba vahe	± 12 mm
posti ülaotsa ja/või toestuspindade kõrgus	± 8 mm
sirgsus	± 1,5 ‰
kõrvalekalle püstsirgest	

kõrgus kuni 6m
kõrgus üle 6m

$\pm 5 \text{ mm}$
 $\pm 8 \text{ mm}$

1.9 KIVIKONSTRUKTSIOONID

Antud seletuskirja osas on kirjeldatud ehitustöödel tehtavate müüritistele ning nende materjalidele esitatavaid üld- ja kvaliteedinõudeid.

Müüritised tehakse (laotakse ja sarrustatakse) kehtivate või seletuskirjas mainitud määruste, normide ning hea ehitustava kohaselt, järgides projekteerija ning müürikivi kohaseid valmistaja nõudeid ja juhiseid. Müüritöödel õhutemperatuuril alla $+5^{\circ}\text{C}$ järgida vastavaid tootjapoolseid juhiseid.

Konstruksioonide valmistamisel, paigaldamisel, materjali valikul ja järelevalvel lähtuda standardist EVS EN 1996-2:2006+NA:2009, lisaks Ehitustööde üldistest kvaliteedinõuetest (Tarindi RYL 2010 Kande- ja piirdetarindid, Sisetööde RYL 2013 Viimistlustööd ja sisetarindid) ja Eurocode 6 nõuetest.

Tehtavad müüritised on eeldatud kuuluvana kvaliteediklassi 2 (elu-, äri- ja büroo- või vastavate hoonete ehitisosad).

Alljärgnevad andmed on väljavõtte müüritööde üldistest kvaliteedinõuetest, mis on toodud kvaliteedinõuete kogumikus Tarindi RYL 2010.

Kirjeldus	Lubatud hälve
POSTID JA SEINAD	
Posti ristlõike mõõtmed, seinapaksus külgmõõtmest	$\Delta = \pm 5\%$
Posti ristlõike mõõtmed, seinapaksus maksimaalselt	$\Delta = \pm 8 \text{ mm}$
Kõverus	$\Delta = \pm 3 \text{ ‰}$
Kalle	$\Delta = \pm 3 \text{ ‰}$
Maksimaalne kalle	$\Delta = \pm 18 \text{ mm}$
Kalle kolme korruse ulatuses	$\Delta = \pm 50 \text{ mm}$
Kalle teiste ehitisosadega piirnemisel	$\Delta = \pm 1,5 \text{ ‰}$
Kõrvalekalle asukohast	$\Delta = \pm 8 \text{ mm}$
Vahekaugus kõrvalasuvatest ehitisosadest	$\Delta = \pm 8 \text{ mm}$
SEINAAVAD	
Seinaava mõõtmed	$\Delta = \pm 5 \text{ mm}$
Kõrvalekalle asukohast	$\Delta = \pm 8 \text{ mm}$
VUUGID JA SEOTIS	
Vuugi ja kivirea kõrguse hälve keskjoonest	$\Delta = \pm 3 \text{ mm}$

Seostatud müüri vuukide hälve püstsirgest	$\Delta = \pm 8 \text{ mm}$
Seostamata müüri vuukide hälve püstsirgest	$\Delta = \pm 5 \text{ mm}$
Vuugi sügavus müüripinnast	$\Delta = \pm 3 \text{ mm}$
Rõhtvuugi paksus	$\Delta = \pm 3 \text{ mm}$
Püstvuugi paksus	$\Delta = \pm 5 \text{ mm}$

1.9.1 MÜÜRIMÖRDID, TÄITEBEToonID

Müüritiste tegemisel kasutatav põhimördi mark peab olema betoon-õõnesplokkidest seinal min M10. Tehases valmistatud müürimördid peavad olema valmistatud normi EN 998-2 kohaselt. Kivide õõnte täitmisel betooniga (min C25/30), peab lähtuma normi EPN-ENV 2 nõuetest.

1.9.2 SARRUSTAMINE

Müüritiste konstruktiivne rõhtarmatuur tehakse vastavalt konstruktsiooniosa joonistel antud nõuetele ning müürikivide valmistaja nõuetele ja juhistele.

Kui tootjapoolsed nõuded ei käsitle sarruse paiknemist, tuleb seda teha alati seinte nurkades ja liitumiskohtades.

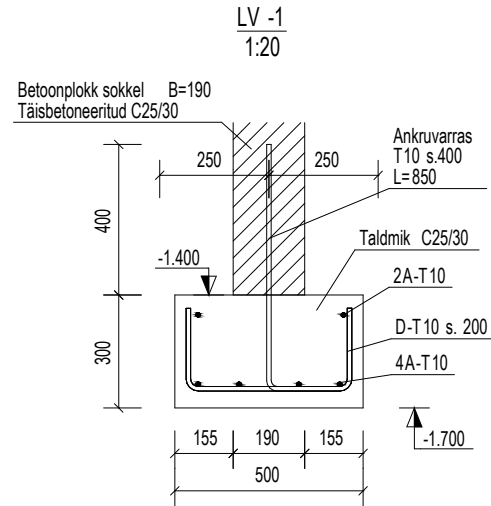
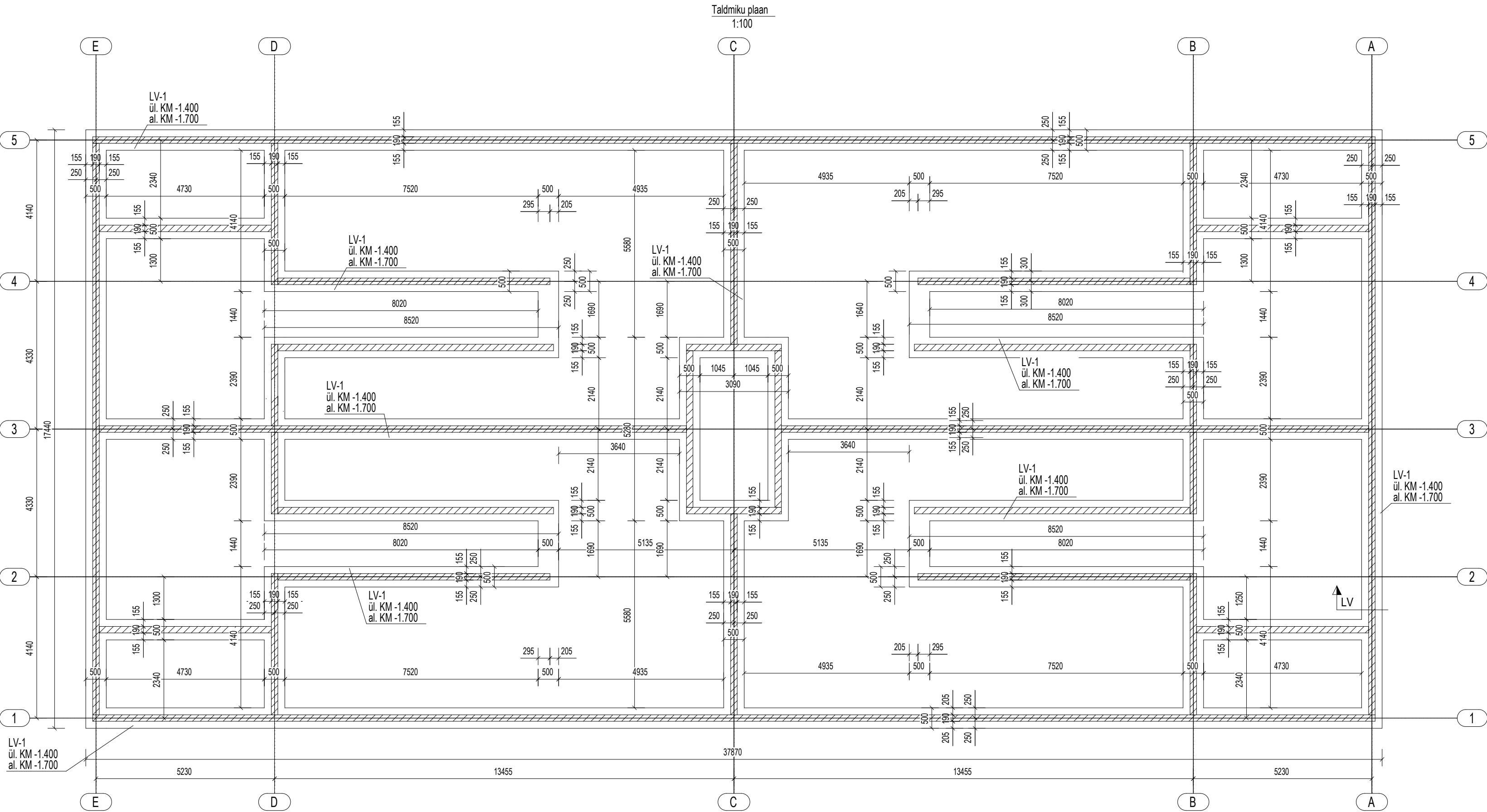
1.9.3 MUU

Ehitamisel täidetakse ka: MaaRYL 2010 p-i 11 Raadamine ja lammutamine, p-i 12 Kaevetööd, p-i 15 Täitmine nõudeid ning TarindiRYL 2010 p-i 21 Raketisetööd, p-i 22 Sarrustamine, p-i 23 Betoneerimine nõudeid.

SELETUSKIRJA KOOSTAS:

Projekteerija: Vahur Vask

LINTVUNDAMENTIDE KOKKUVÕTE						
Pos	Kõrgus [mm]	Laius [mm]	Pikkus [m]	Maht [m³]	Kogus [tk]	MÄRKUSED
LV-1	300	500	282.06	42.31		
Kokku:				42.31		



MÄRKUSED:

- ENNE VUNDAMENDISÜVENDITE KAEVAMIST TULEB RAJADA VUNDAMENTIDE ALAST VÄLJAPOOLE SÜVENDID, MILLEST SAAKS VETT VÄLJA PUMBATA JA VEETASET HOIDA ALANDATUNA, ET VÄLTIDA VEEKÜLLASTUNUD PEENEMA LIVA HEELJUNDUMIST. STRUKTUURI RIKKUMISE VÄLTIMISEKS TULEKS KAEVETOODE TEGEMISEL LIKUDA MARJAL PINNASEL MINIMAALSELT.
1. Suhteline kõrgusmärk ±0.00=abs. KM. 74.95.
 2. Kõik kõrgused on antud suhtelistes kõrgustes.
 3. Geoloogiline uuring on teostatud 2018. a märtsis Alus-geoloogia OÜ poolt (Töö nr 1808).
 4. Vundamendid valada betoonist tugevusklassiga C25/30 (keskkonnaklass XC2).
 5. Värsket betonisegu tuleb hoida lõundumise ning suvel liige varjase ja intensiivse kuivamise eest, talvel läbikülmutumise eest.
 6. Vundamentide armeeringud on antud näidisena. Armeeringud täpsustatakse tööprojekti.
 7. Saruse tähistus: T - B500B. Saruse jätkamisel ülekatte 400. Uhes ristlõikes võib jätkata kuni 50% varrastest.
 8. Painutuspiindli minimaalne läbimõõt on 4D, kui sarusvarda D<=16 mm; 7D kui D>16mm.
 9. Vundamentide pikisarus tuleb ankurdada naaber (ristuvas) vundamendis min. varda ankurduspikkuse võrra.
 10. Saruse nimikaitsekihit vundamenti põhjast on 50 mm, mujal 35 mm.
 11. Keskmine pinnasevee tase on maapinnast 0.5...0.6 m sügavusel.
 12. Vundamentide armeeringist võib alustada pärast kõiki avade, hülsside ja kommunikatsioonide paigaldamist vastavalt tööjoonistele.
 13. Pinnasesse jäävad seinad ning taselemendid katta hüdroisolatsiooniga.
 14. Põranda tasapinda tõnesbetoonplokki müüritisse paigaldada horisontaalne hüdroisolatsioon vee kapillaartõusu tõkestamiseks.
 15. Üldised nõuded vt. projekti seletuskiri.
 16. Sokli tüüploiget vt. jooniselt 17. Välissein VS-1.

TTÜ INSENERITEADUSKOND

Magistritöö

Leht/Lehti:
1/23

Koostaja:

Vahur Vask

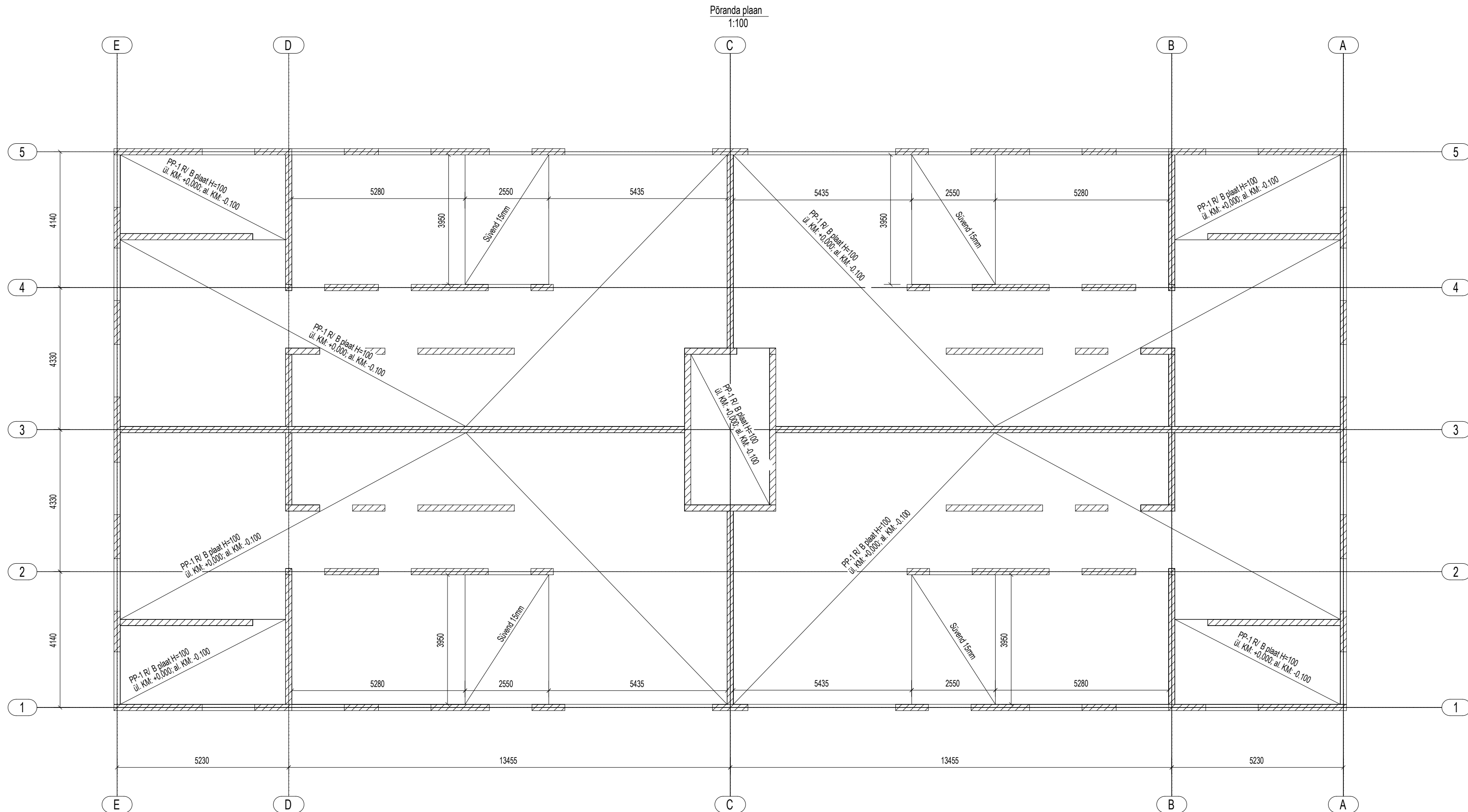
Juhendaja:

Illimar Kalk

Taldmiku plaan

Ehituse ja arhitektuuri instituut

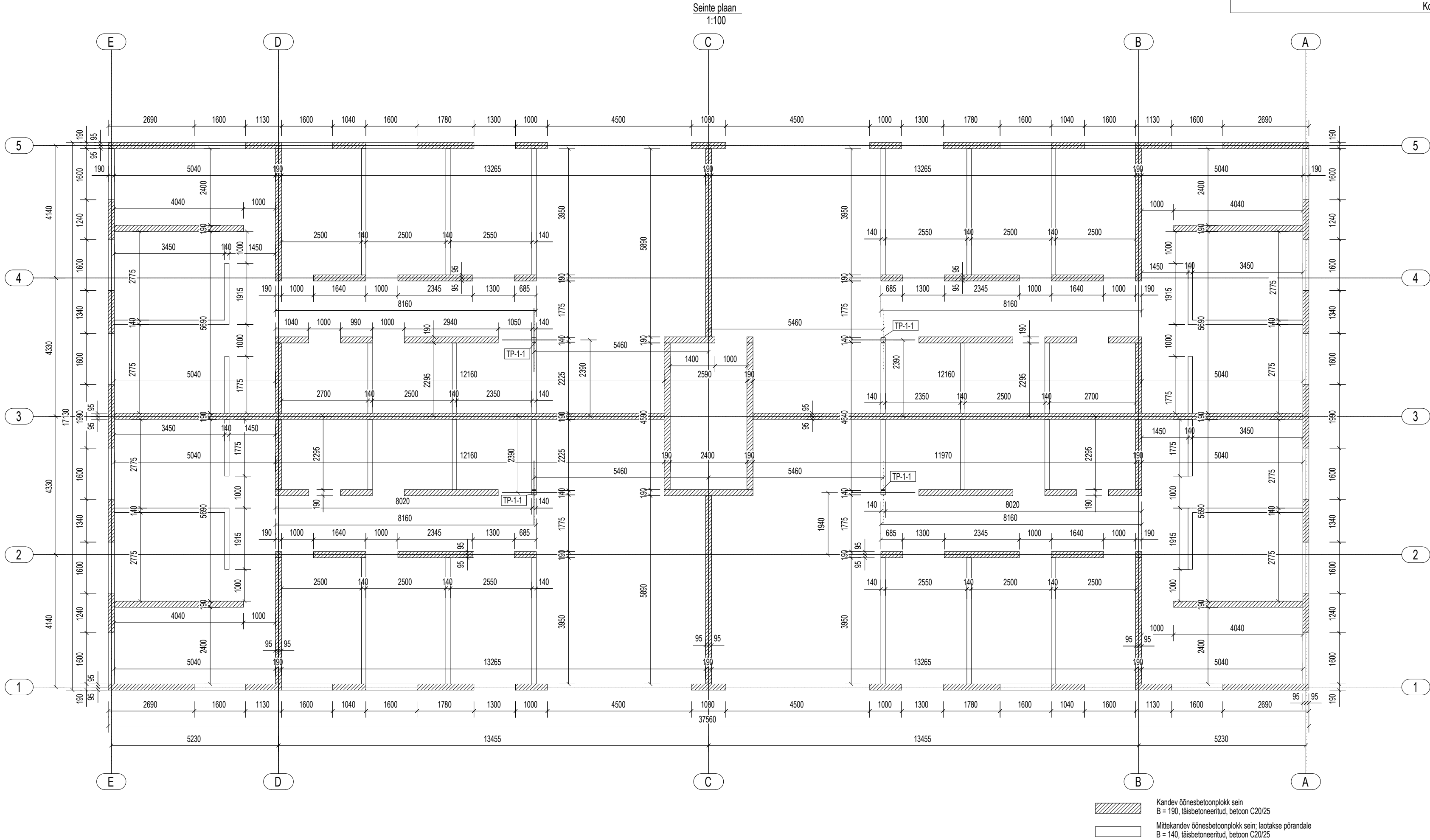
LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA
KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT



- MÄRKUSED:
- Suhteline kõrgusmärk $\pm 0.00 = \text{abs. KM. 74.95 m}$
 - Kõik kõrgused on antud suhtelistes kõrgustes.
 - Põrandad valada betoonist tugevusklassiga C25/30 (keskkonnaklass XC1).
 - Põrandatasevusklass A vastavalt juhendile B145.
 - Põrandad armeerida sarnusvõrguga #8/6 s.150/150 B500B plaadi keskel.
 - Aluspõranda alt eemaldada muld. Põranda alla rajada tihendatud mineraalsest materjalist alus, mida täitmise ajal kiht haaval (max 200 mm) tihendatakse. Tihendusaste D min 98%. Tagasiläitel mitte kasutada väljakaevatud pinnast.
 - Põrand eraldada külgnevestest konstruktsioonidest 10 mm elastse vuugilindiga.
 - Põrand jagada mahukahanemisvuukidega osadeks, külgede suhe 1:1...1:2; max küljepikkusega 6 m.
 - Mahukahanemisvuugi sügavus 1/3 plaadi paksusest. Vuugid täita elastse vuugimassiksiga.
 - Enne põranda vala teostamist paigaldada kõik põrandaalused kommunikatsioonid (vastavalt eriosade projektile).
 - Üldised nõuded vt. projekti seletuskiri.
 - Põranda tüüploiget vt. joonisel 16: Põrand pinnasel PP-1.

TTÜ INSENERITEADUSKOND		Magistritöö	Leht/Lehti: 2/23
Koostaja: Vahur Vask		Põranda plaan	
Juhendaja: Illimar Kalk			
Ehituse ja arhitektuuri instituut		LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT	

TERASPOSTIDE KOKKUVÕTE					
Pos	Profiil [mm]	Pikkus [mm]	Mass [kg]	Kogus [tk]	MÄRKUSED
TP-1-1	CFRHS140X140X4	2180	46.65	4	
Kokku:			186.62	4	



- MÄRKUSED:
- Seinad laduda Columbia-kiwi õõnesbetoonplokkidest. Ladumiseks kasutada mõrit M100 (survetugevus 10 MPa)
 - Kõik seinad täis betoneerida, betoon C20/25.
 - Seinad armeerida vertikaalselt vastavalt detaili joonistele, joonis 15. Õõnesbetoonplokkide detailid. Avade kõrval (siluuste ja talade all), seina nurkades ja ristumiskohades olevad vertikaalsed õõned (2 tk) armeerida 2010 B500B sarrusega. Lisaks armeerida kandvad seinad vertikaalselt Ø10 B500B s.400 sarrusega. Müüritise esimene ja viimane rida armeerida õõnesplokkis asuva horisontaalse sarrusega 2010 B500B. Varraste jätkamisel ülekate 400 mm.
 - Seinad armeerida horisontaalselt iga kahe plokirea tagant müüritisvõrguga Ø4Bpl.
 - Kõik müüritise nurgad ja liitumiskohad armeerida täiendavalt horisontaalse müüritisvõrguga Ø4 Bpl iga plokirea pealt vähemalt 1,2 m ulatuses iga suunas. Võrgu jätkamisel pikivarda ülekate vähemalt 300 mm.
 - Columbia-kiwi plokkide ladumisel ja armeerimisel juhendada ka kõikidest tootjapoolsetest juhendmaterjalidest.
 - Avad ja läbiminekud seintest vastavalt eriosade tööjoonistele.
 - Terastarindid siseruumides - keskkonnaklass C1 (EVS-EN ISO 12944-2:2000)
 - Terastarindid puhastada, kruntida ja värvida vastavalt keskkonnaklassile. Värvisüsteemi kestvusklass H (ISO 12944-5). Aluspinna ettevalmistus vastavalt värvisüsteemi tootja nõuetele.
 - Teraselemendid ühendada keevisõmbusega maksimaalsel võimalikul pikkusel.
 - Keevitamisel võtta elektroodide tüüp vastavalt terase margile.
 - Kandetarindite tulepüsivus R30.
 - Üldised nõuded vt. projekti seletuskiri.
 - Välisseina tüüplõiget vt. joonisel 18: Välissein VS-2.

 TTÜ INSENERITEADUSKOND		Magistritöö	Leht/Lehti: 3/23
Koostaja: Vahur Vask		Seinte plaan	
Juhendaja: Illimar Kalk			
Ehituse ja arhitektuuri instituut		LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT	

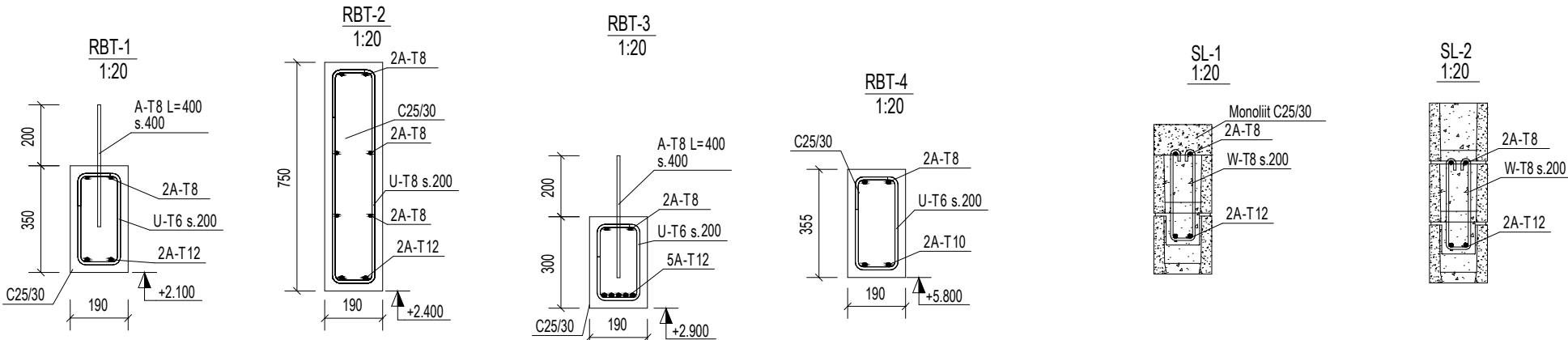
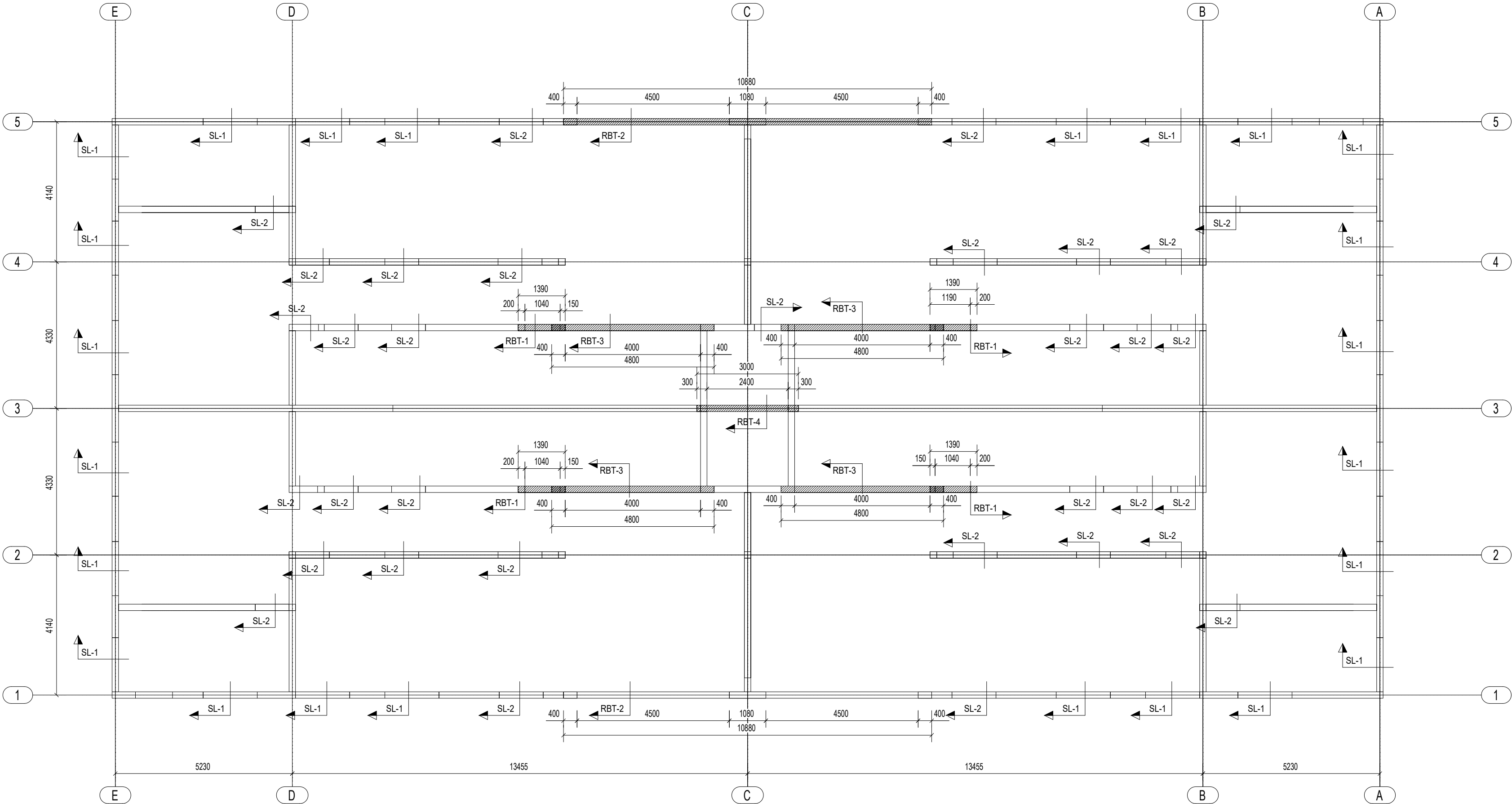
RAUDBETOONTALADE KOKKUVÕTE

Pos	Ristlõige [mmxmm]	Pikkus [mm]	Maht [m³]	Mass [t]	Kogus [tk]	MÄRKUSED
RBT-1	350x190	1390	0.09	0.23	4	
RBT-2	750x190	10880	1.55	3.62	2	
RBT-3	300x190	4800	0.27	0.68	4	
RBT-4	355x190	3000	0.20	0.51	1	
Kokku:			4.74	11.85	11	

ARMEERITUD KIVISILLUSTE KOKKUVÕTE

Pos	Pikkus [mm]	Kogus [tk]	MÄRKUSED
SL-1	1800	24	Akende sillused
SL-2	1400	33	Uste sillused
Kokku:		57	

Silluste plaan
1:100



MÄRKUSED:

- Suhteline kõrgusmärk ±0.00=abs. KM. 74.95.
- Kõik kõrgused on antud suhtelistes kõrgustes.
- Silluste betooni tugevusklass C25/30 (keskkonnaklass XC1).
- Silluste tsepikihv s.200 mm, kui joonisel ei ole näidatud teisiti.
- Sarnuse klass B500B. Sarnuse nimikaitsekõht 25 mm.
- Sarnuse tähistus T - B500B. Sarnuse jätkamisel ülekate 40D. Ühes ristlõikes võib jätkata kuni 50% varrastest.
- Painutuspinde minimaalne läbimõõt on 4D, kui sarnusvarda D<=16 mm; 7D kui D>16mm.
- Kandetarindite tulepüsivus R30.
- Üldised nõuded vt. projekti seletuskiri.

TTÜ INSENERITEADUSKOND

Magistritöö

Leht/Lehti:
4/23

Koostaja:

Vahur Vask

Juhendaja:

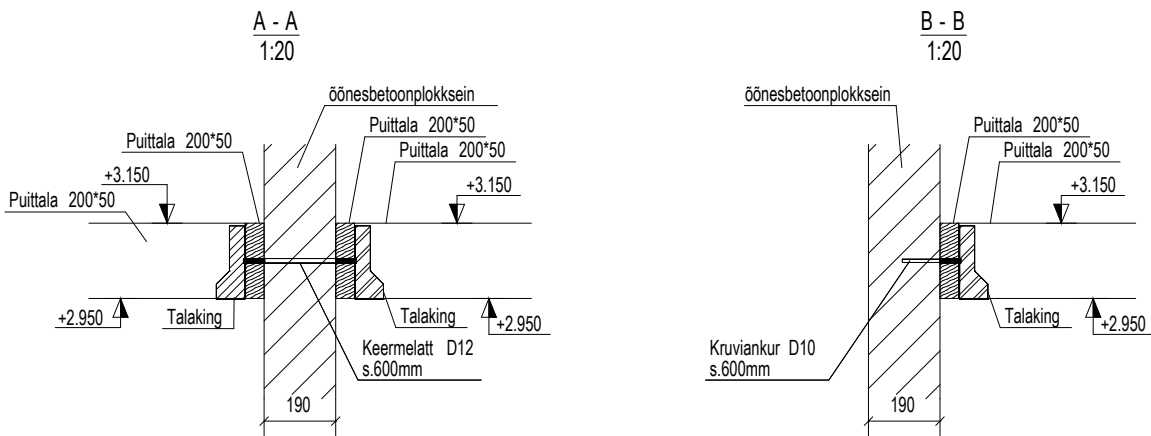
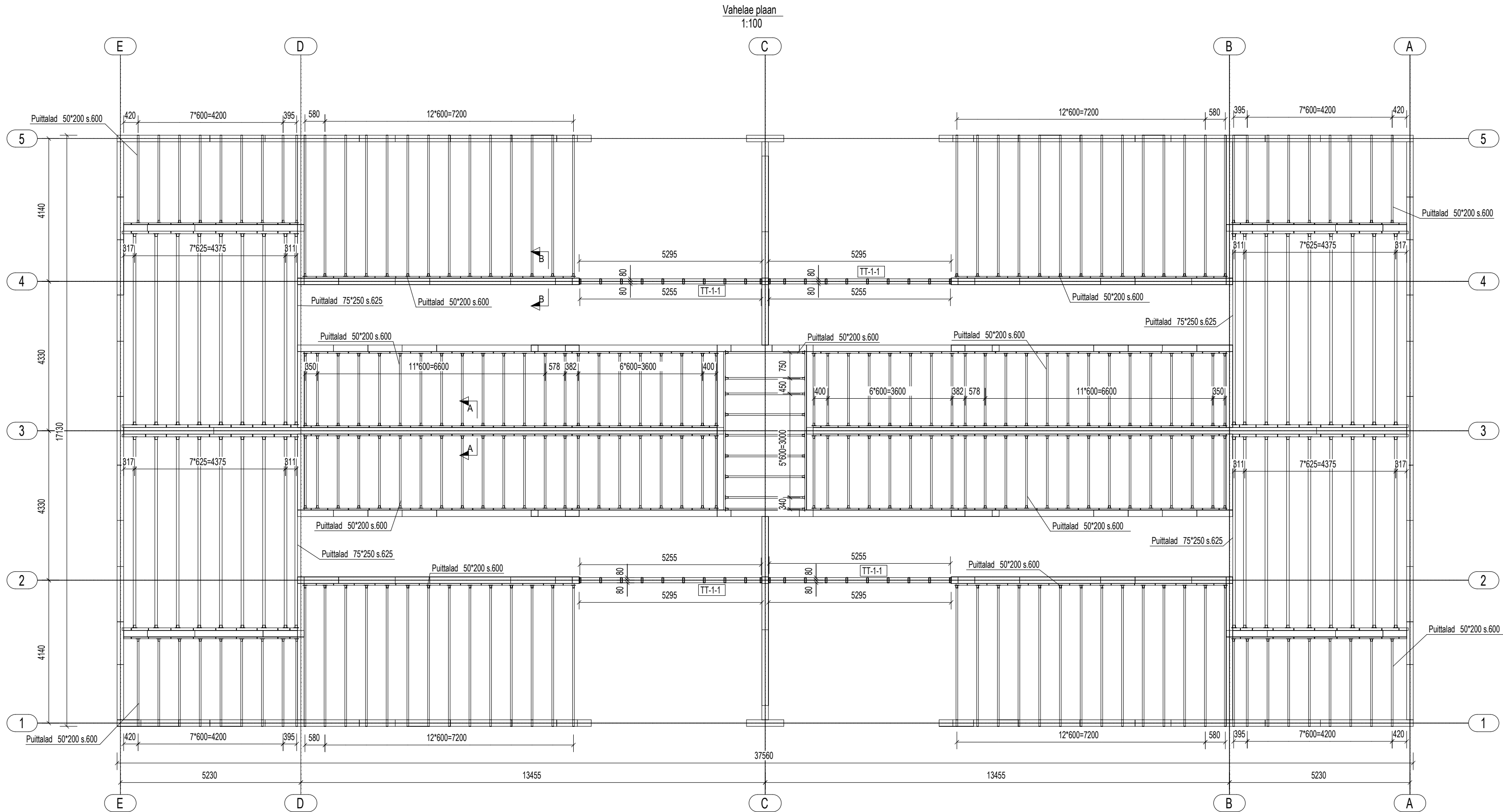
Illimar Kalk

Silluste plaan

Ehituse ja arhitektuuri instituut

LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA
KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT

TERASTALADE KOKKUVÕTE					
Pos	Ristlõige [mmxmmxmm]	Pikkus [mm]	Mass [kg]	Kogus [tk]	MÄRKUSED
TT-1-1	IPE330	5255	258,0	4	
		Kokku:	1032,0	4	
PUITTALADE MATERJALIDE KOKKUVÕTE					
PROFIIL	MATERJAL	PIKKUS [m]			
50*200	C24	682			
75*250	C24	240			
TERASTALA PEAL OLEVA PUITKARKASSI MATERJALIDE KOKKUVÕTE					
PROFIIL	MATERJAL	PIKKUS [m]			
50*150	C24	119			



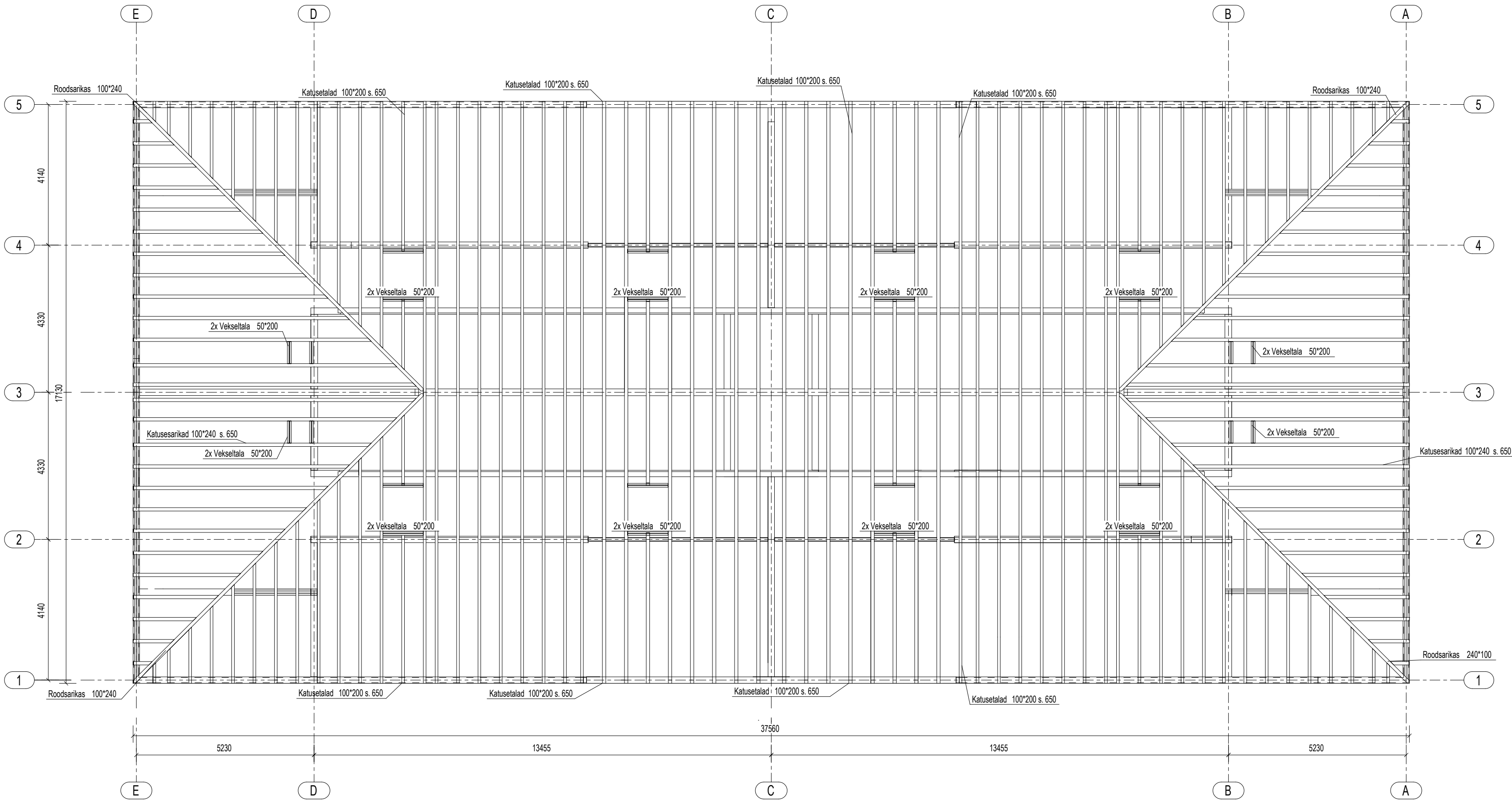
- MÄRKUSED:
- Puitmaterjaliks kasutada tugevussorteeritud konstruktsioonipuitu
 - Metalldetailid ja kinnitustahendid kuumtsingitud või roostevabast terasest
 - Kivipindadega vahetult kokkupuutuv puitmaterjal peab olema isoleeritud bituumenmaterjaliga.
 - Läbiviikude asukohad vastavalt erioase projektile
 - Projekti erinevate osade lahknemisel konsulteerida projekteerijaga.
 - Üldised nõuded vt. projekti seletuskirjast.
 - Vahelae tüüploiget vt. jooniselt Z1: Vahelagi VL-1.

TTÜ INSENERITEADUSKOND		Magistritöö	Leht/Lehti: 5/23
Koostaja: Vahur Vask		Vahelae plaan	
Juhendaja: Illimar Kalk			
Ehituse ja arhitektuuri instituut		LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT	

KATUSEKANDJATE MATERJALIDE KOKKUVÕTE

PROFIIL	MATERJAL	PIKKUS [m]
100*200	C24	935
50*200	C24	24
100*240	C24	294

Katusekandjate plaan
1:100



MÄRKUSED:

1. Puitmaterjaliks kasutada tuguvassorteeritud konstruktsioonipuitu.
2. Metaldetailid ja kinnitused kuumtsingitud või roostevabast terasest.
3. Kivipindadega vahetult kokkupuutuv puitmaterjal peab olema isoleeritud bitumentmaterjaliga.
4. Lõikide asukohad vastavalt eriosade projektile.
5. Üldised nõuded vt. projekti seletuskiri.
6. Katusekonstruktsiooni tüüploiget vt. joonised 22 ja 23: Katusekandjate KL-1 ja KL-2
7. Katusekonstruktsiooni tootmisel 13: Lõige A-A ja B-B



TTÜ INSENERITEADUSKOND

Magistritöö

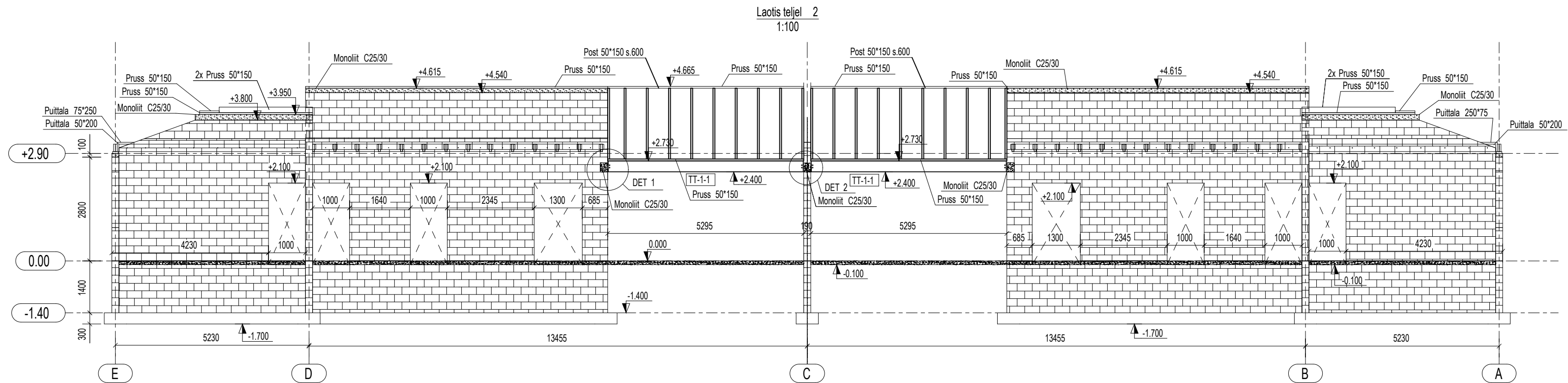
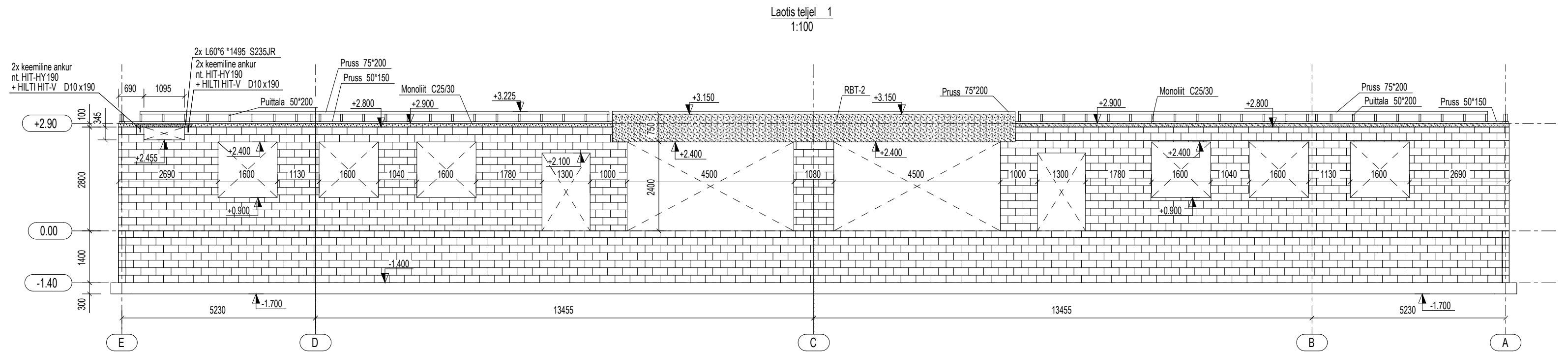
Leht/Lehti:
6/23

Koostaja:
Vahur Vask
Juhendaja:
Illimar Kalk

Katusekandjate plaan

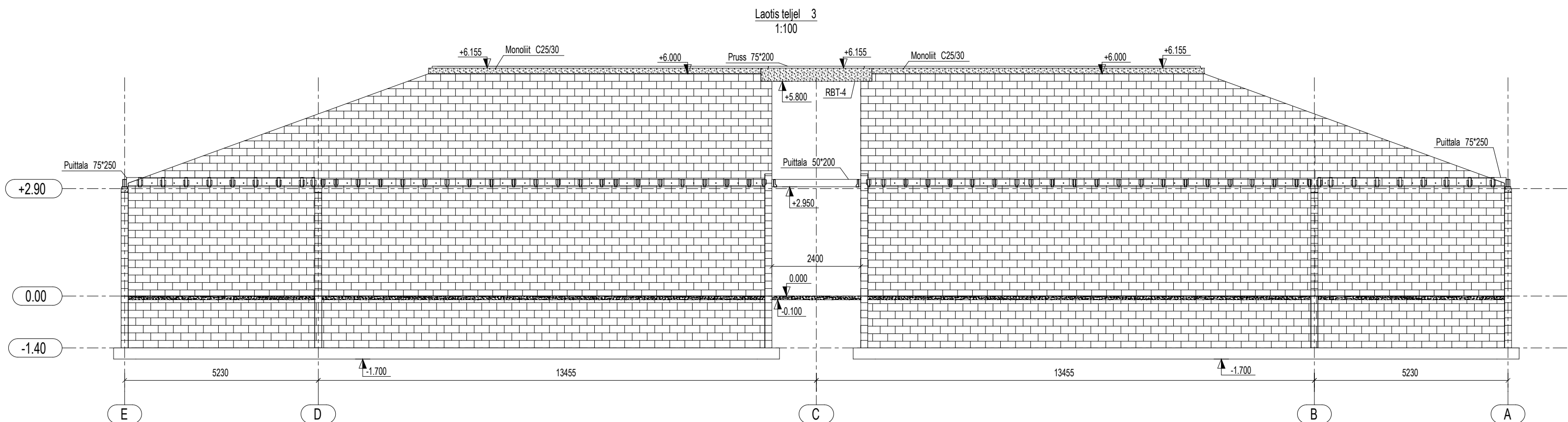
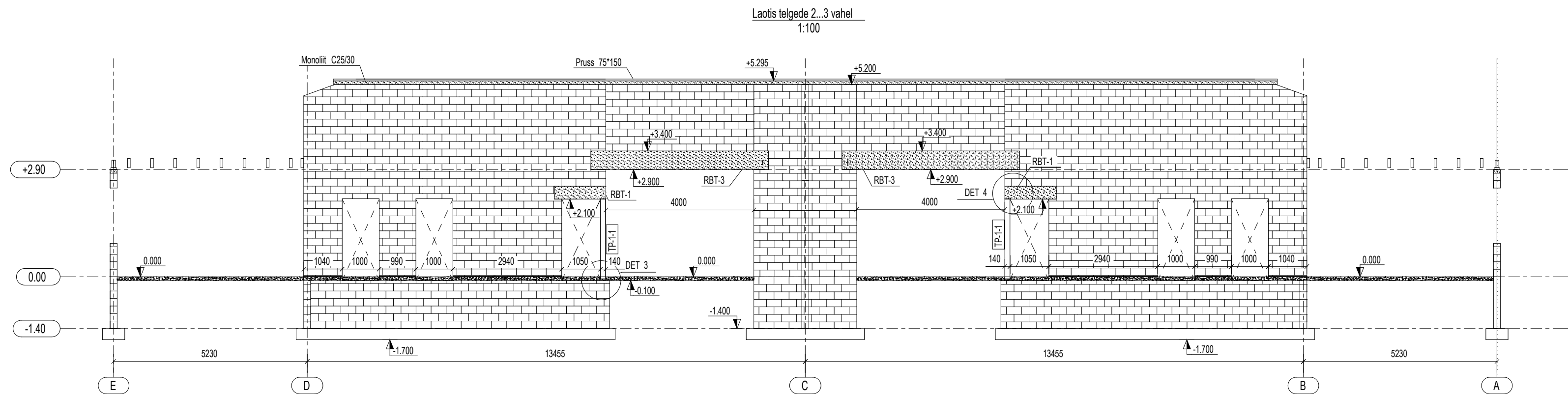
Ehituse ja arhitektuuri instituut

LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA
KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT



- Detailijooniseid vt. joonis 14: Detailid 1...4
1. Suhteline kõrgusmärk ±0.00=abs. KM. 74.95.
 2. Kõik kõrgused on antud suhtelises kõrguses.
 3. Seinad laduda Columbia-kivi rõõnesbetoonplakkidest. Ladumiseks kasutada mörti M100 (survetugevus 10 MPa).
 4. Kõik seinad täis betoneerida, betoon C20/25.
 5. Seinad armeerida vertikaalselt vastavalt detaili joonistele, joonis 15: Õõnesbetoonplakkide detailid.
 6. Silluste toepikkus müüritisele min 200 mm, kui joonisel ei ole näidatud teisiti.
 7. Kivipindadega vahetult kokkupuutuv puitmaterjal peab olema isoleeritud bituumenmaterjaliga.
 8. Pinnasesse jäävad seinad ning teraselemendid katta hüdroisoleerimisega.
 9. Kandelaamfite tulepüsivus R30.

TTÜ INSENERITEADUSKOND		Magistritöö	Leht/Lehti: 7/23
Koostaja: Vahur Vask		Konstruktsioonide laotised telgedel 1 ja 2	
Juhendaja: Illimar Kalk			
Ehituse ja arhitektuuri instituut		LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT	

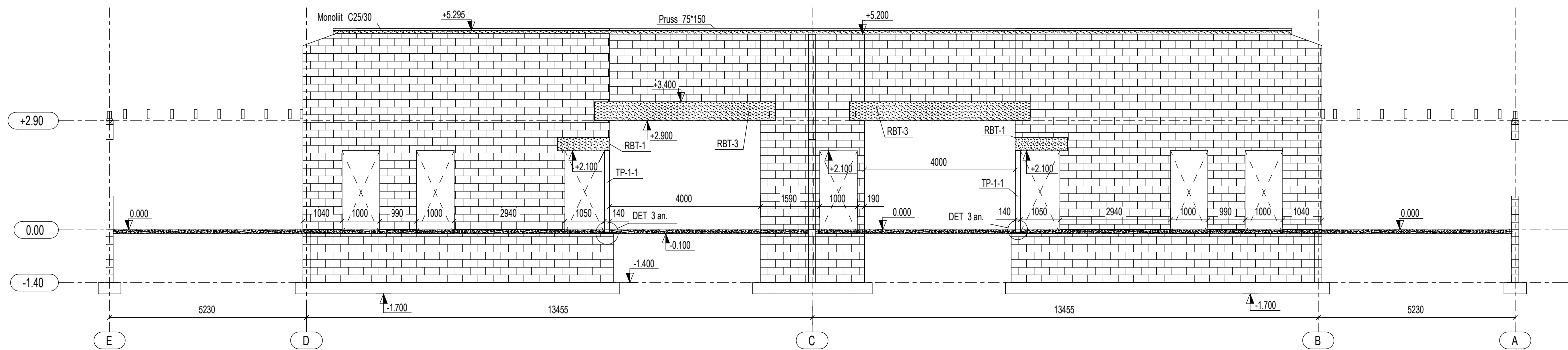


Detailijooniseid vt. joonis 14: Detailid 1...4

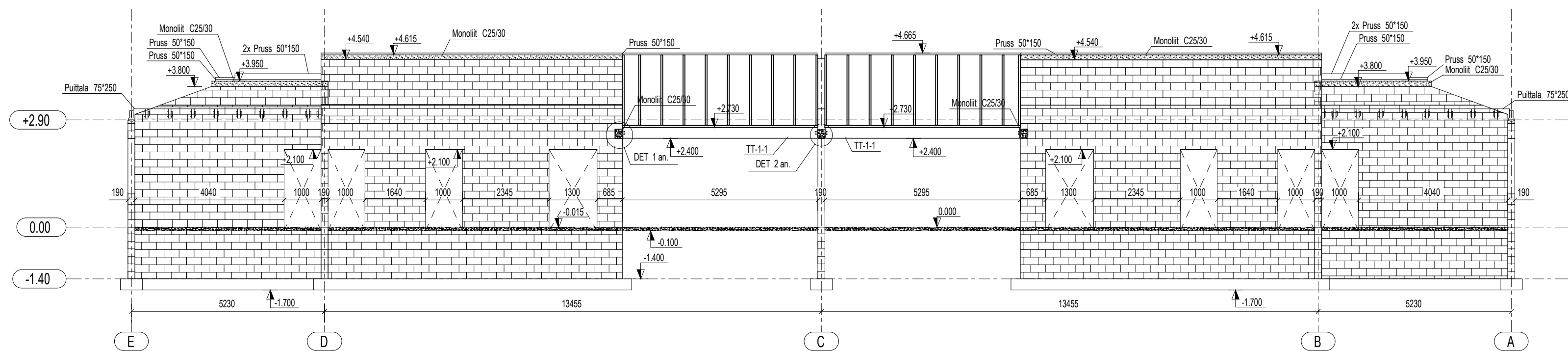
1. Suhteline kõrgusmärk ±0.00=abs. KM. 74.95.
2. Kõik kõrgused on antud suhtelistes kõrgustes.
3. Seinad laduda Columbia-kivi õõnesbetonplokkidest. Ladumiseks kasutada mörti M100 (survetugevus 10 MPa).
4. Kõik seinad täis betoneerida, betoon C20/25.
5. Seinad armeerida vertikaalselt vastavalt detaili joonistele, joonis 15: Õõnesbetonplokkide detailid.
6. Silluste toepikkus müüritisele min 200 mm, kui joonisel ei ole näidatud teisiti.
7. Kivipindadega vahetult kokkupuutuv puulmaterjal peab olema isoleeritud bituumenmaterjaliga.
8. Pinnasesse jäävad seinad ning terasemendid katta hüdroisolatsiooniga.
9. Kandetarindite tulepüsivus R30.

TTÜ INSENERITEADUSKOND		Magistritöö	Leht/Lehti: 8/23
Koostaja: Vahur Vask		Konstruktsioonide laotised telgedel 2...3 ja 3	
Juhendaja: Illimar Kalk			
Ehituse ja arhitektuuri instituut		LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT	

Laotis telgede 3 ja 4 vahel
1:100



Laotis teljel 4
1:100



Detailijooniseid vt. joonis 14: Detailid 1..4

1. Suhteline kõrgusmärk ±0.00=abs. KM. 74.95.
2. Kõik kõrgused on antud suhtelises kõrgustes.
3. Seinad laduda Columbia-kivi õõnesbetoonplokkidest. Ladumiseks kasutada mörti M100 (survetugevus 10 MPa).
4. Kõik seinad täis betoneerida, betoon C20/25.
5. Seinad armeerida vertikaalselt vastavalt detaili joonistele, joonis 15: Õõnesbetoonplokkide detailid.
6. Siluste toepikkus müüritsele min 200 mm, kui joonisel ei ole näidatud teisiti.
7. Kivipindadega vahetult kokkupuutuv puitmaterjal peab olema isoleeritud bituumenmaterjaliga.
8. Pinnasesse jäävad seinad ning teraselemendid katta hüdroisatsiooniga.
9. Kandetarindite tulepusivus R30.

TTÜ INSENERITEADUSKOND

Magistritöö

Leht/Lehti:
9/23

Koostaja:

Vahur Vask

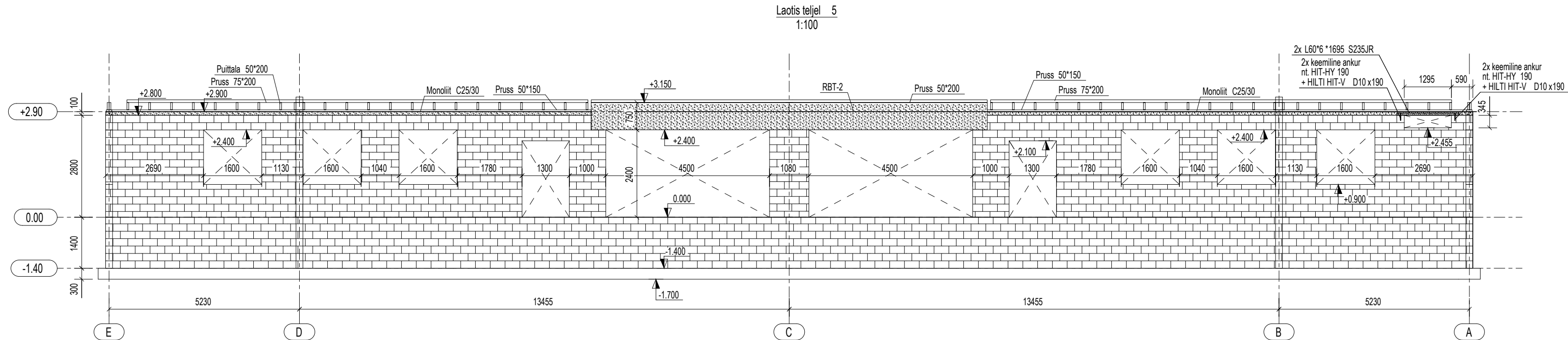
Juhendaja:

Illimar Kalk

Konstruksioonide laotised
telgedel 3...4 ja 4

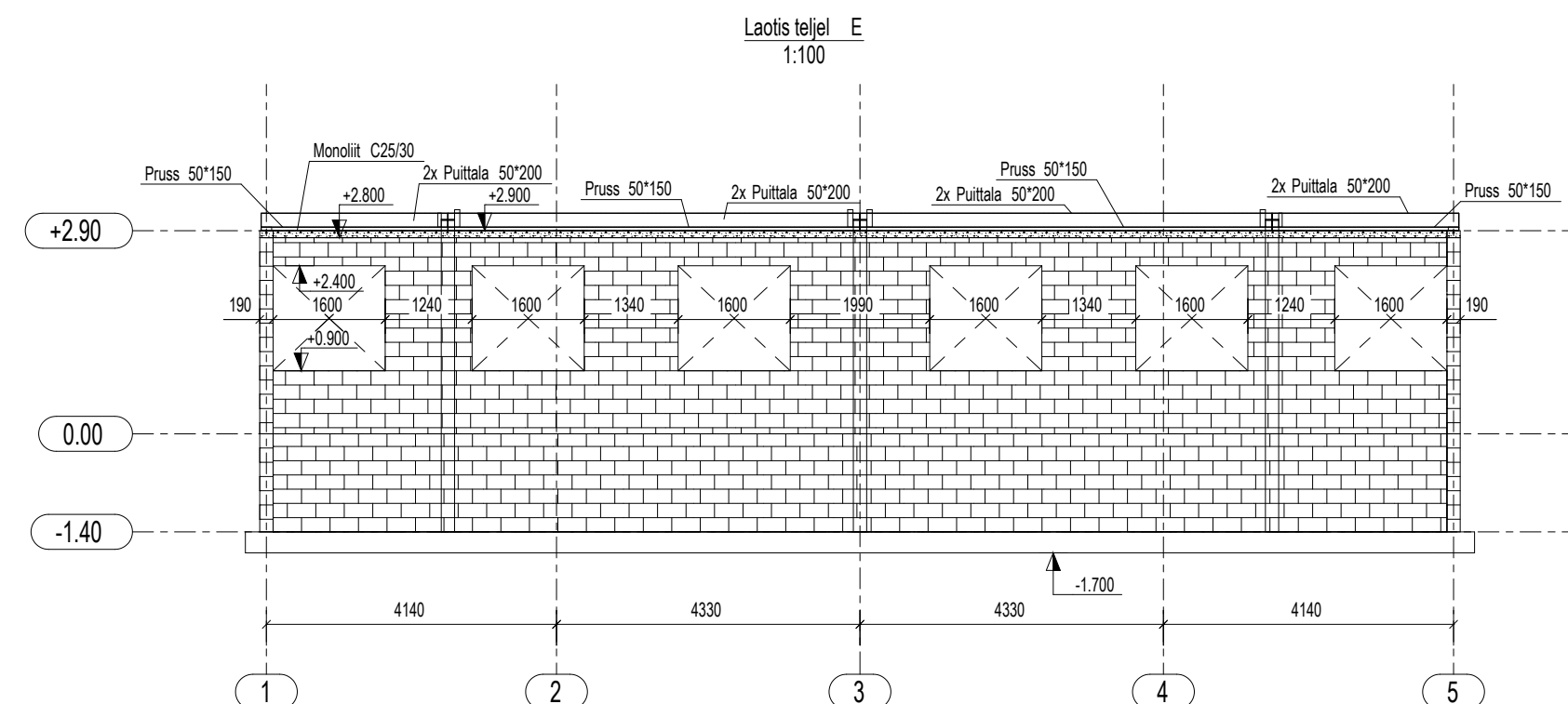
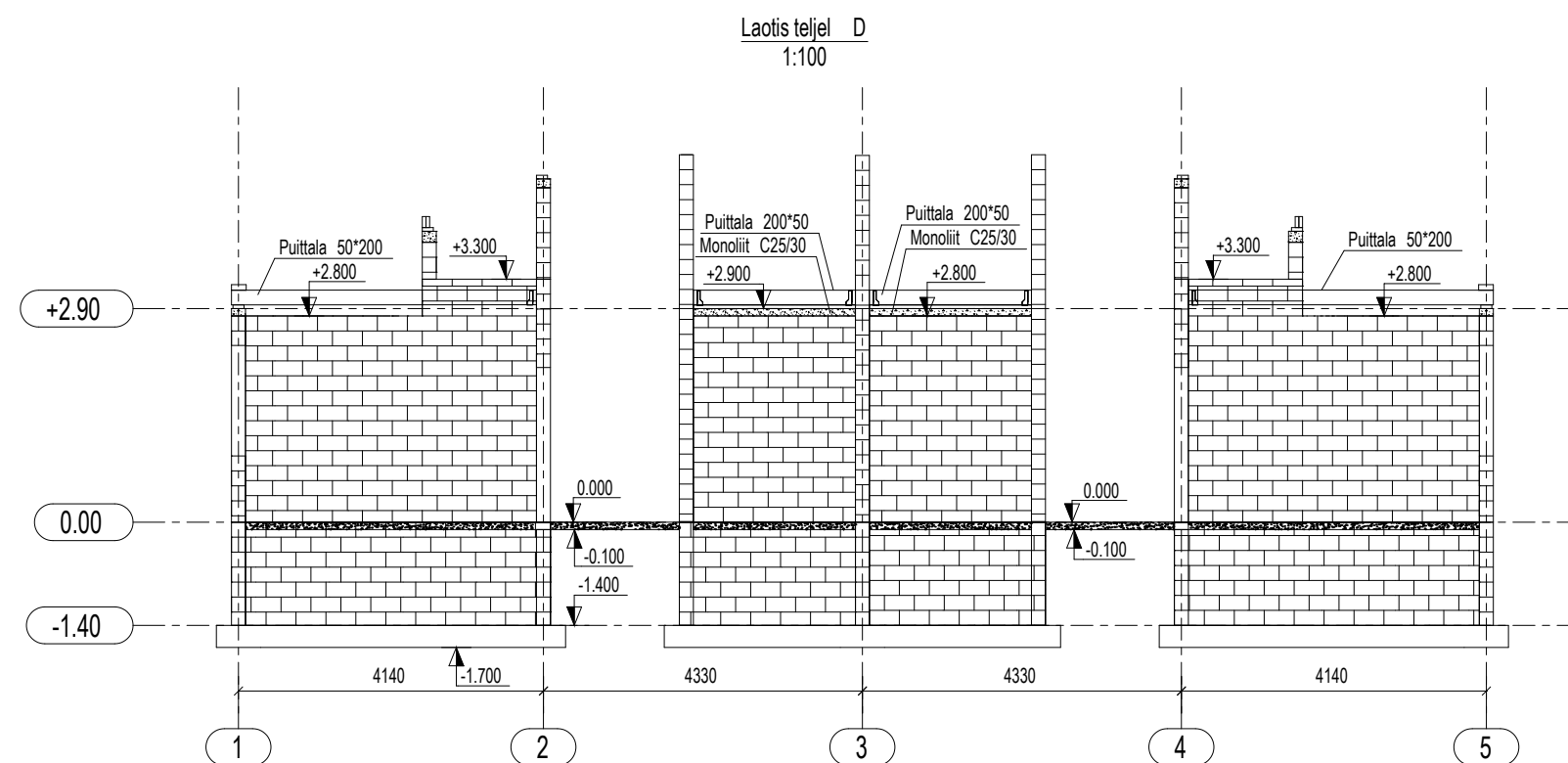
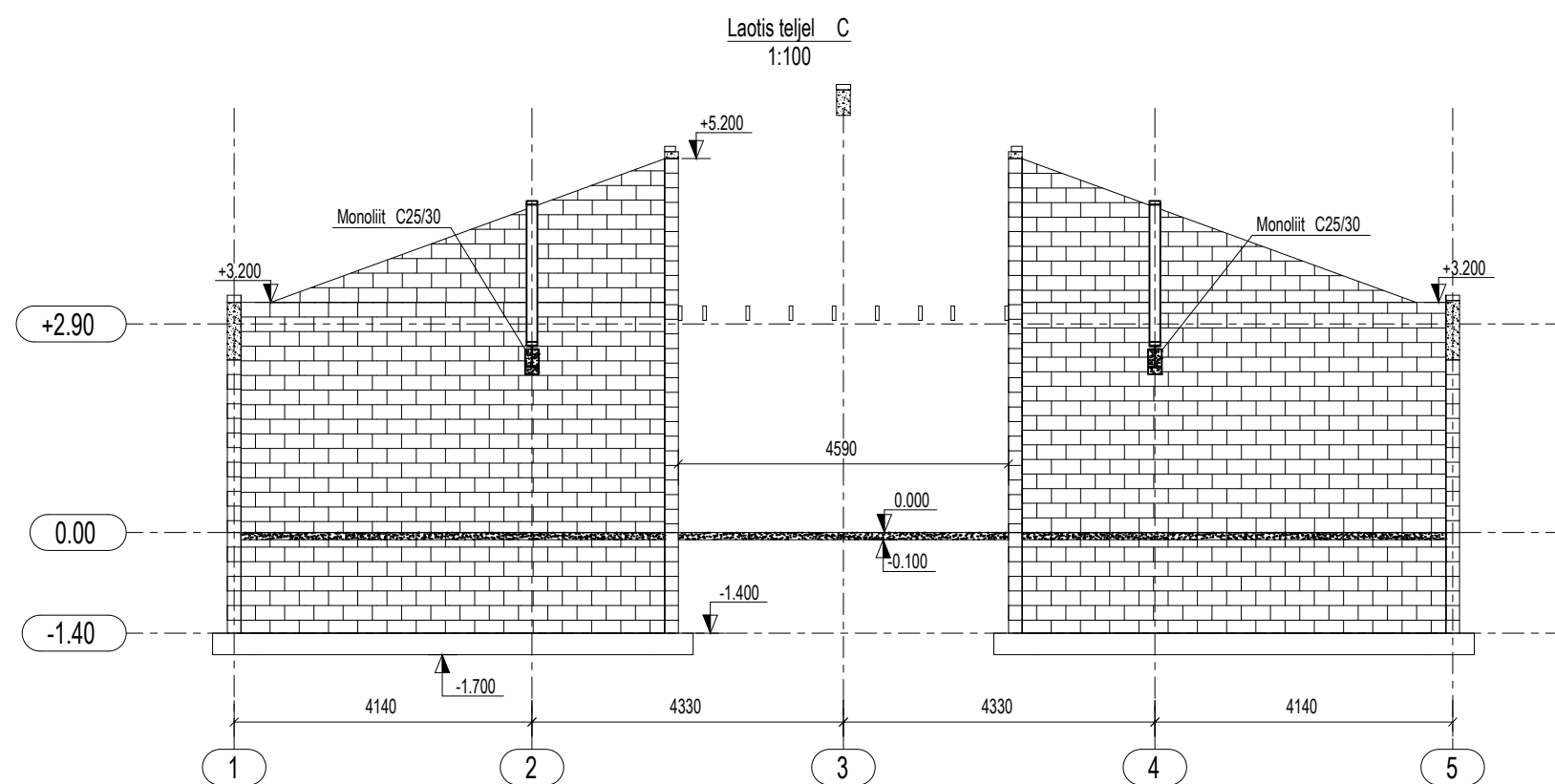
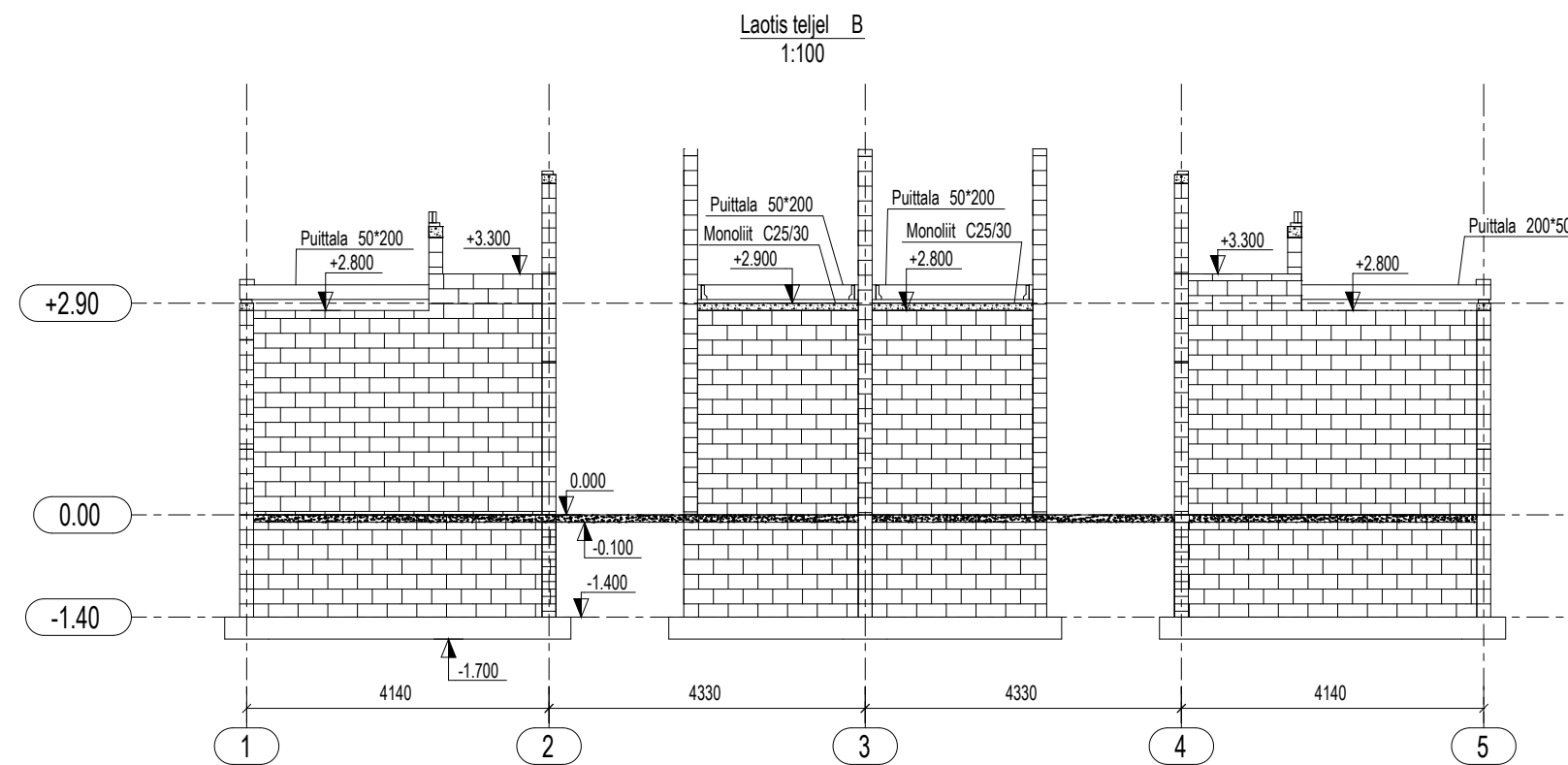
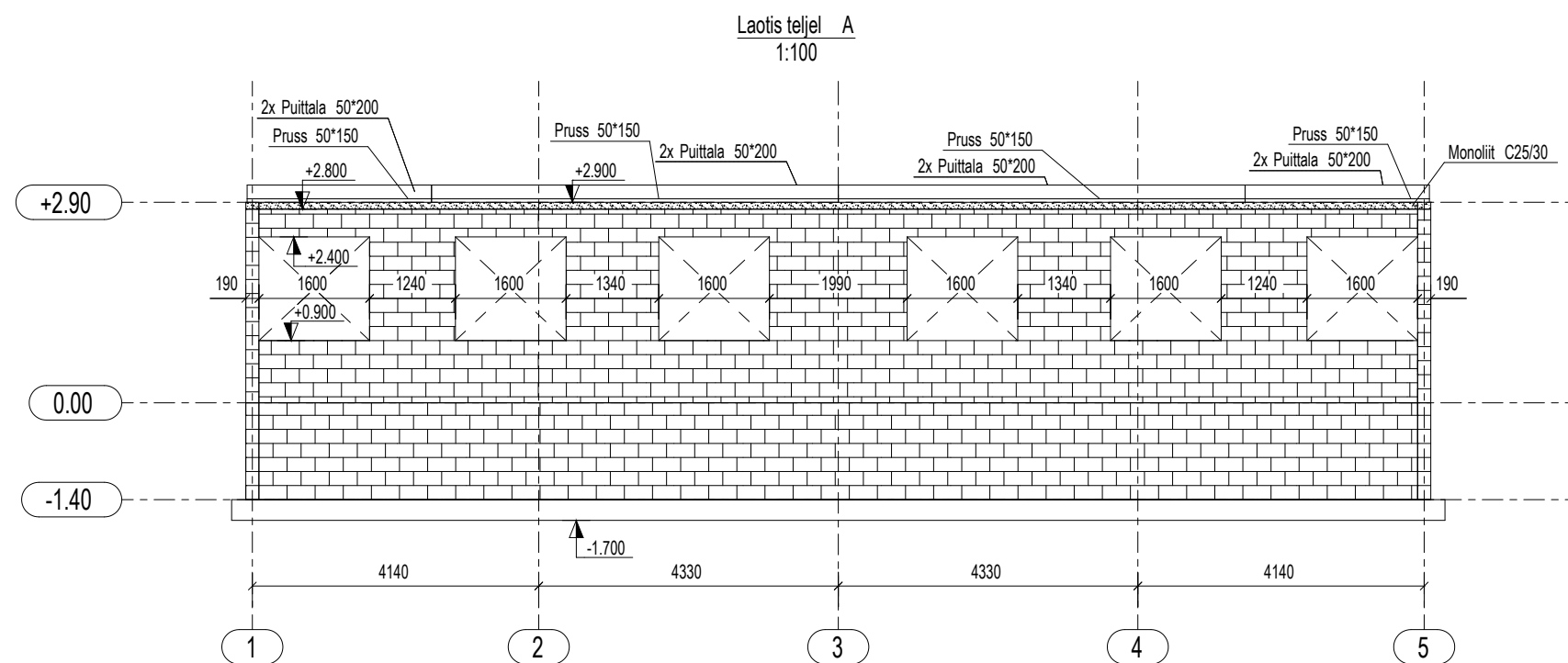
Ehituse ja arhitektuuri instituut

LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA
KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT



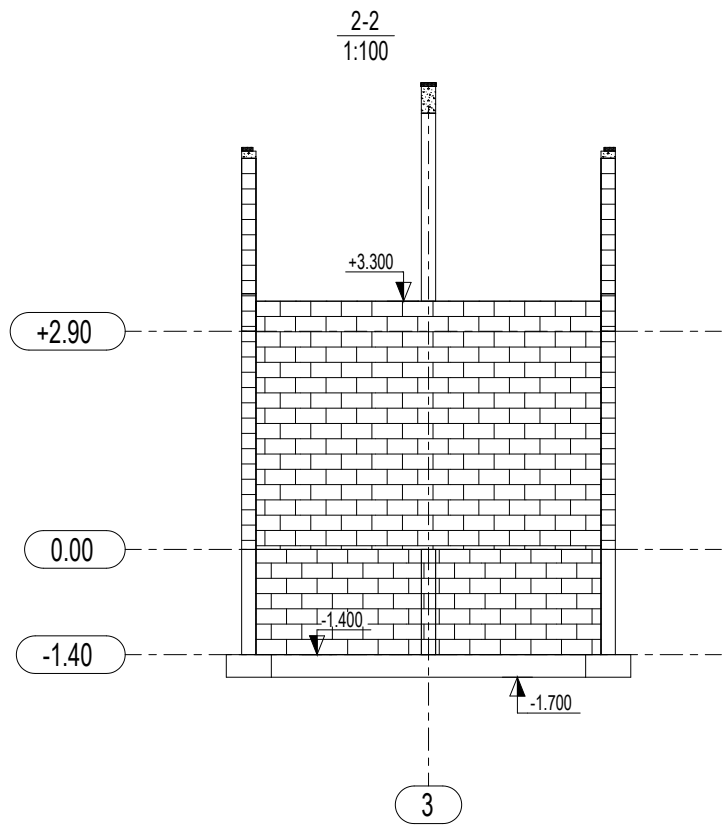
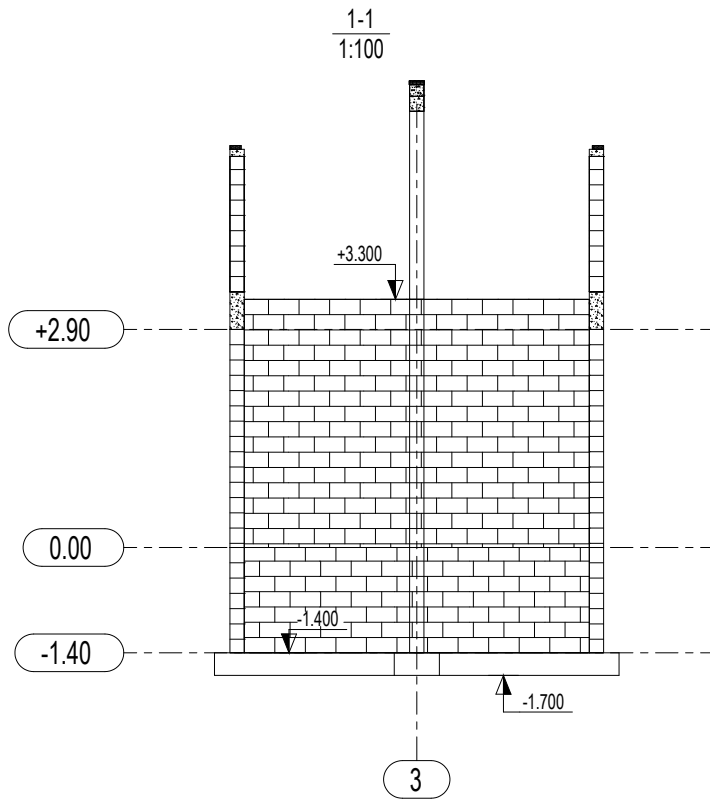
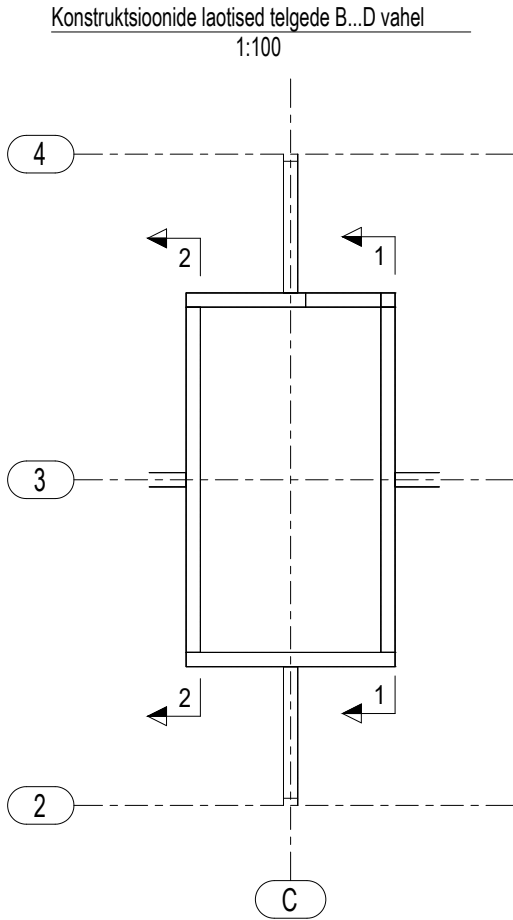
1. Suhteline kõrgusmärk ±0.00=abs. KM. 74.95.
2. Kõik kõrgused on antud suhtelises kõrgustes.
3. Seinad ladude Columbia-kivi õõnesbetoonplokkidest. Ladumiseks kasutada mörti M100 (survetugevus 10 MPa).
4. Kõik seinad täis betoneerida, betoon C20/25.
5. Seinad armeerida vertikaalselt vastavalt detaili joonistele, joonis 15: Õõnesbetoonplokkide detailid.
6. Silustite toepikkus müüritisele min 200 mm, kui joonisel ei ole näidatud teisiti.
7. Kivipindadega vahetult kokkupuutuv puitmaterjal peab olema isoleeritud bituumenmaterjaliga.
8. Pinnasesse jäävad seinad ning terasemendid katta hüdroisolatsiooniga.
9. Kandetarndite tulepüsivus R30.

 TTÜ INSENERITEADUSKOND		Magistritöö	Leht/Lehti: 10/23
Koostaja: Vahur Vask		Konstruktsioonide laotised teljel 5	
Juhendaja: Illimar Kalk			
Ehituse ja arhitektuuri instituut		LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT	



1. Suhteline kõrgusmärg $\pm 0,00\pm 0,05$ km. 74,95.
2. Kõik kõrgused on antud suhtelistes kõrgustes.
3. Seinad laduda Columbia-kihi õõnesbetoonplakkidest. Ladumiseks kasutada mörti M100 (survetugevus 10 MPa)
4. Kõik seinad täita betoneerida, betoon C20/25.
5. Seinad teempea vertikaalselt vastavalt detaili joonile, joonis 15. Õõnesbetoonplakkide detailid.
6. Silluste teempea nurilistele min 200 mm, kui joonisel ei ole näidatud teisiti.
7. Plakkide vahelised kokkuputud putitakse peale olemasolevaid tugevustmaterjaliga.
8. Pinnasest jäävad seinad ning tärastlemised katta hüdroisolatsiooniga.
9. Kandetehnika tulepüsivus R30.

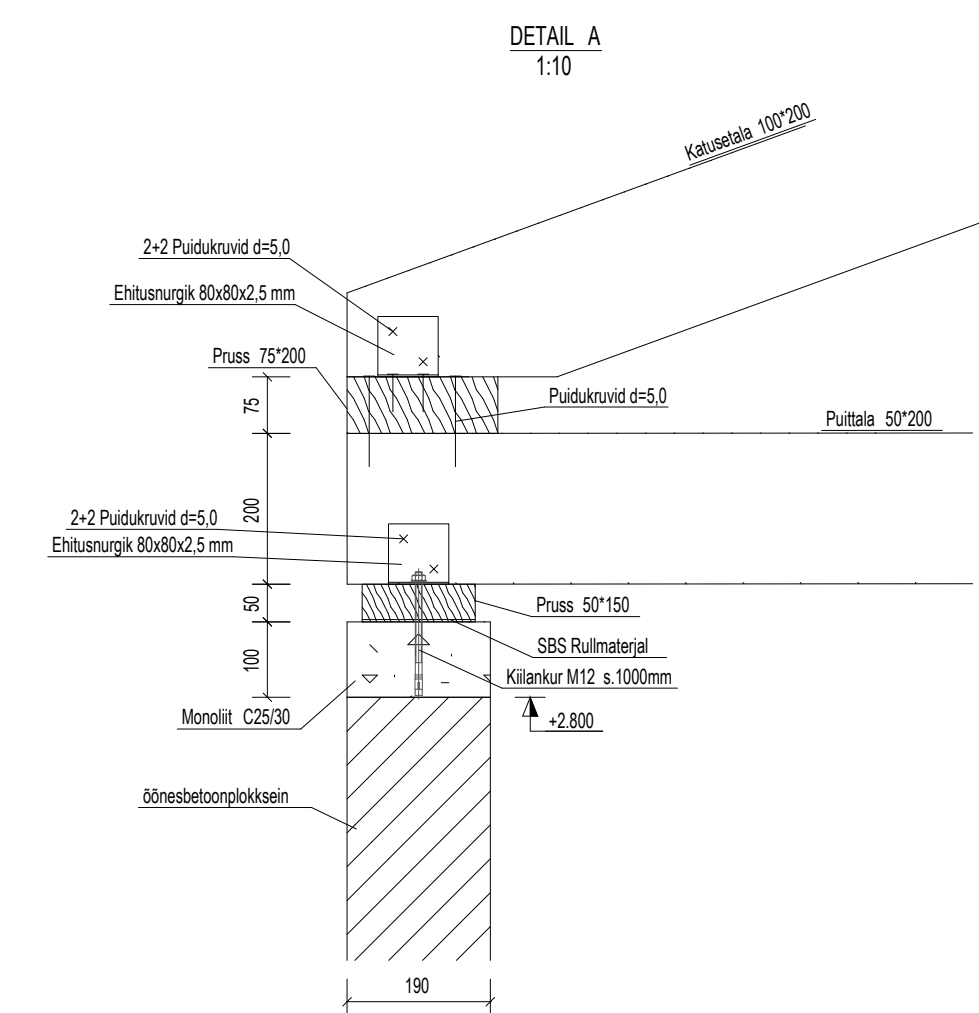
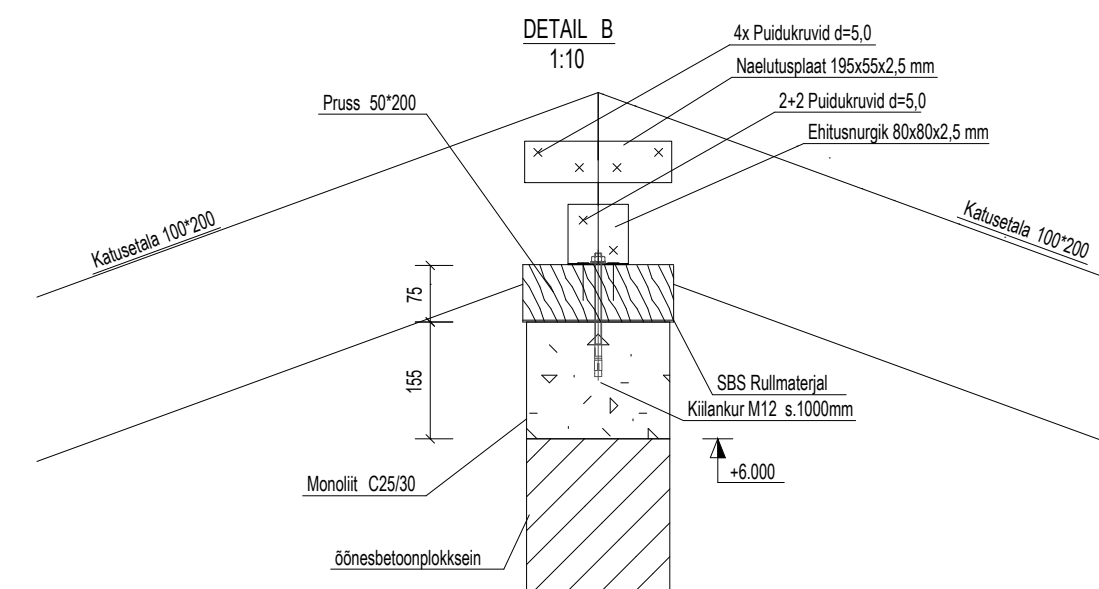
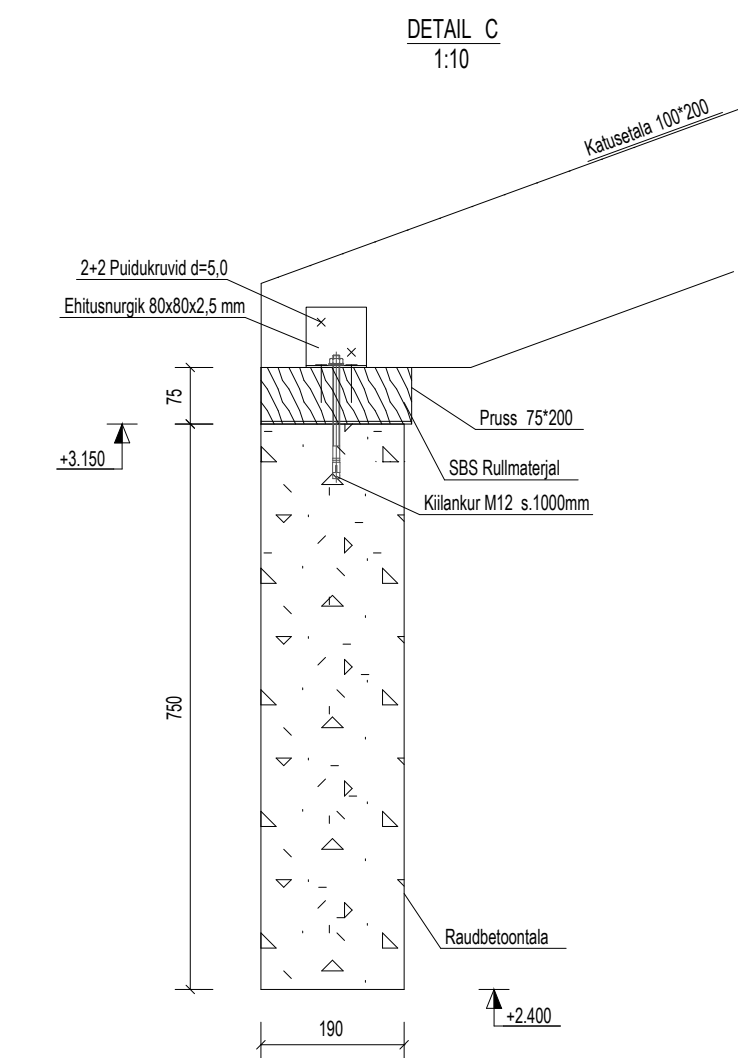
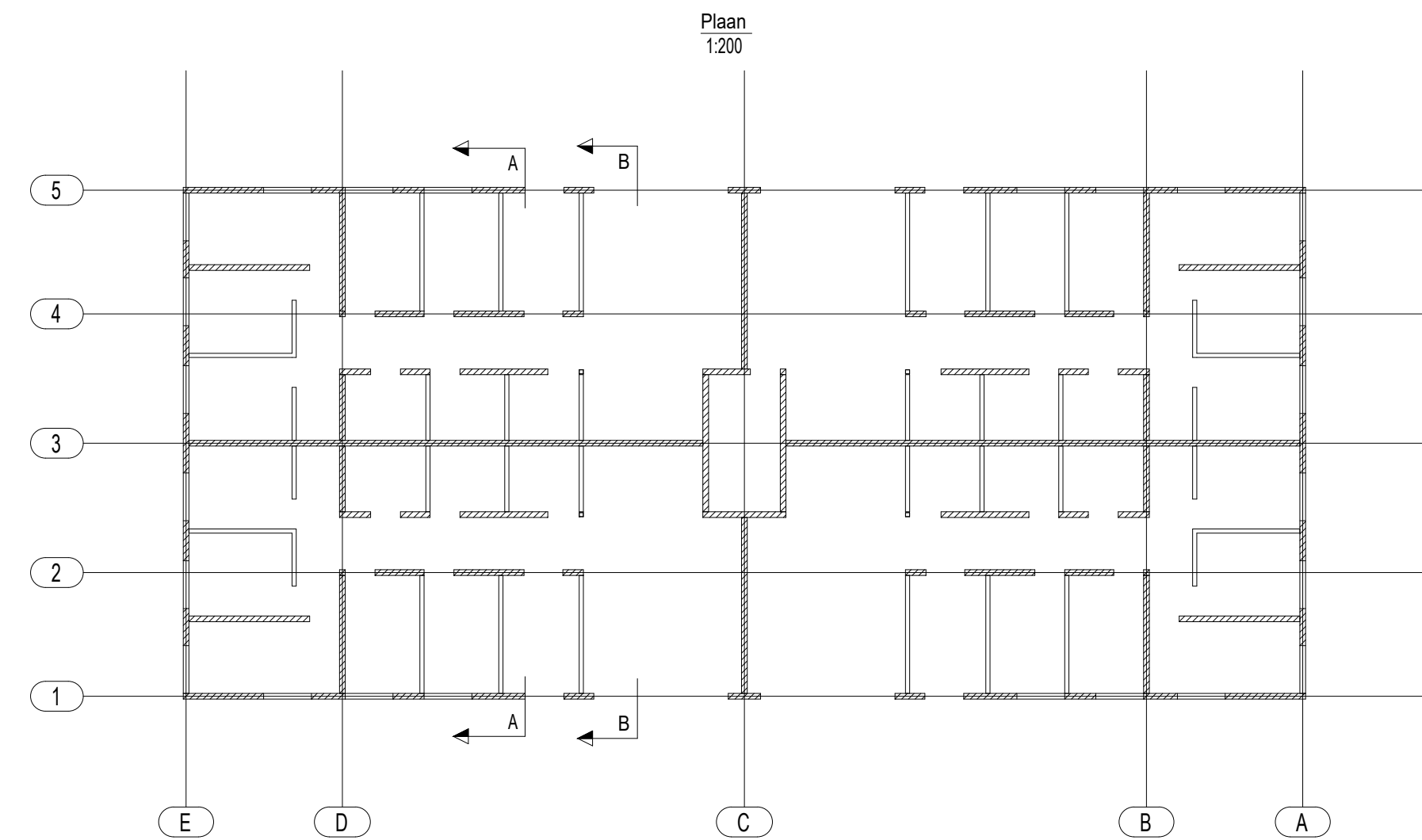
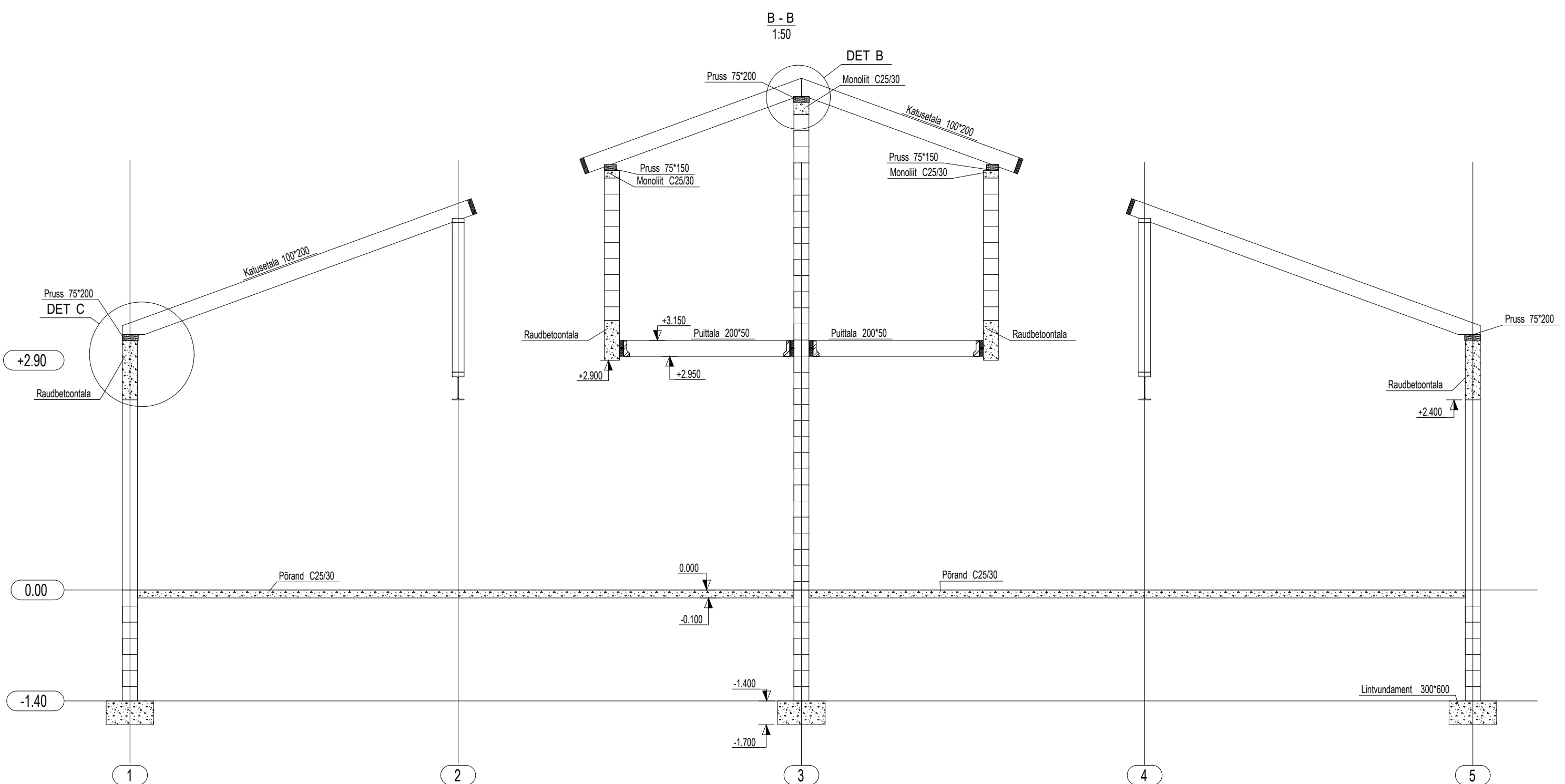
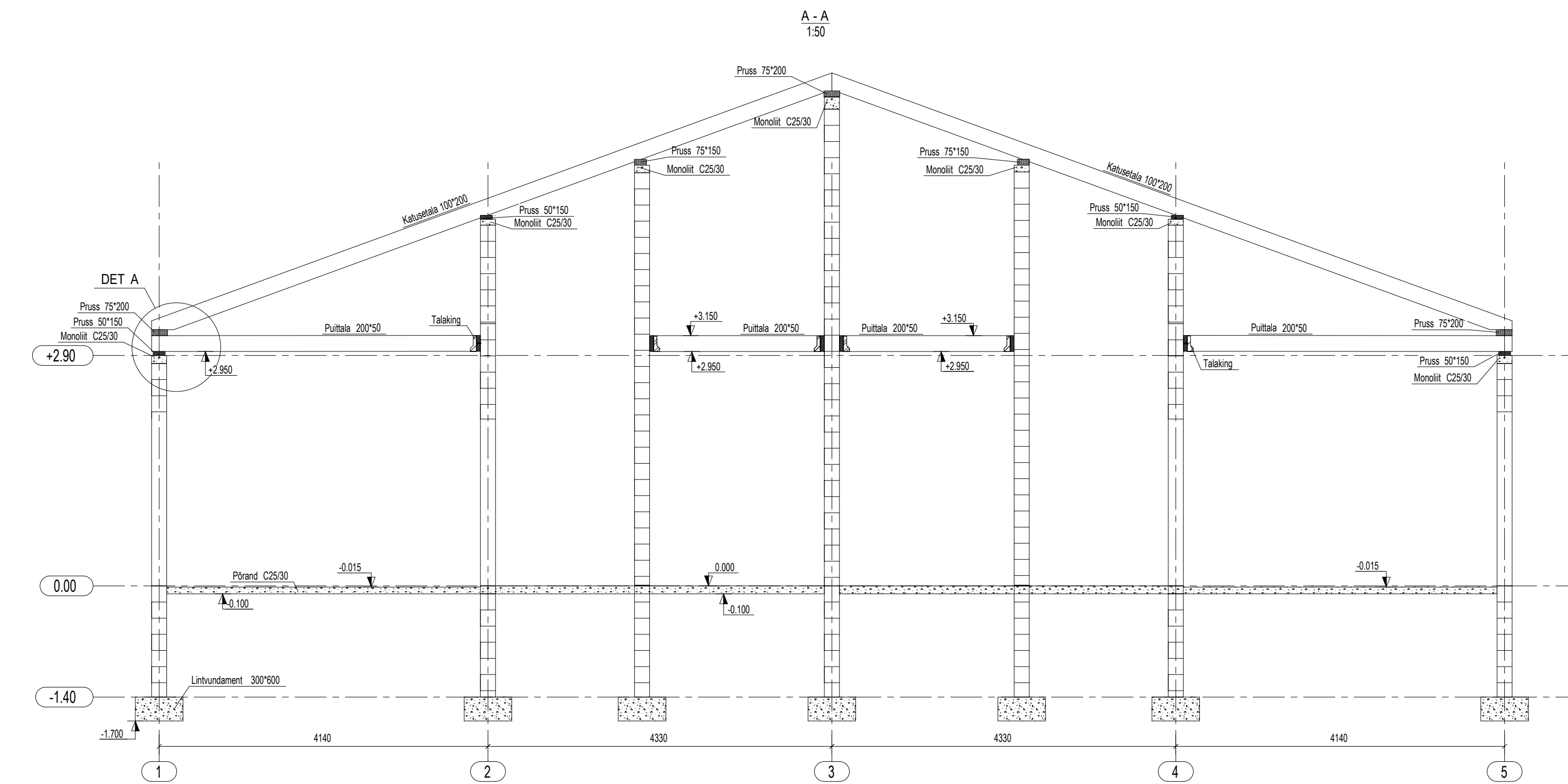
 TTÜ INSENERITEADUSKOND		Magistritöö	Lehti/Lehti: 11/23
Koostaja: Vahur Vask		Konstruksioonide laotised telgedel A... E	
Juhendaja: Ilmar Kalk			
Ehituse ja arhitektuuri instituut		LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT	

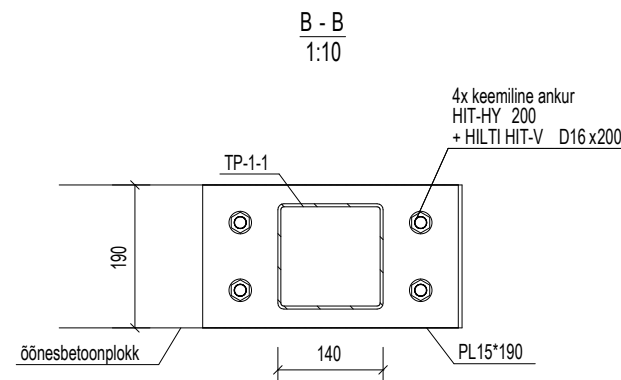
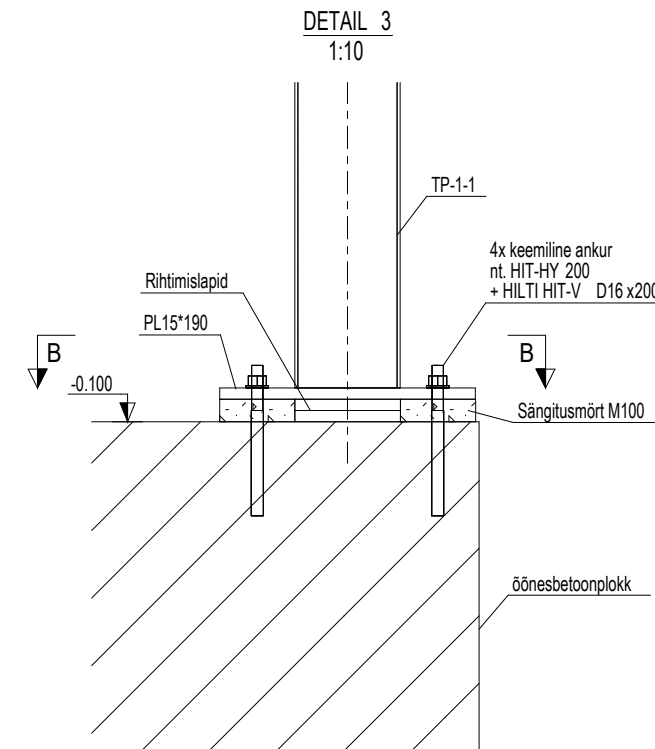
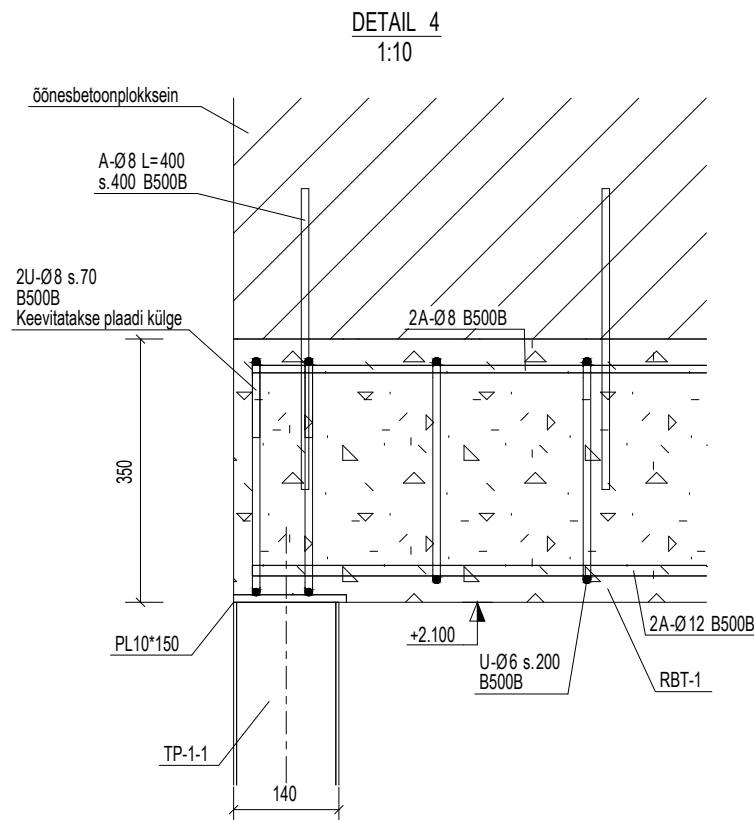
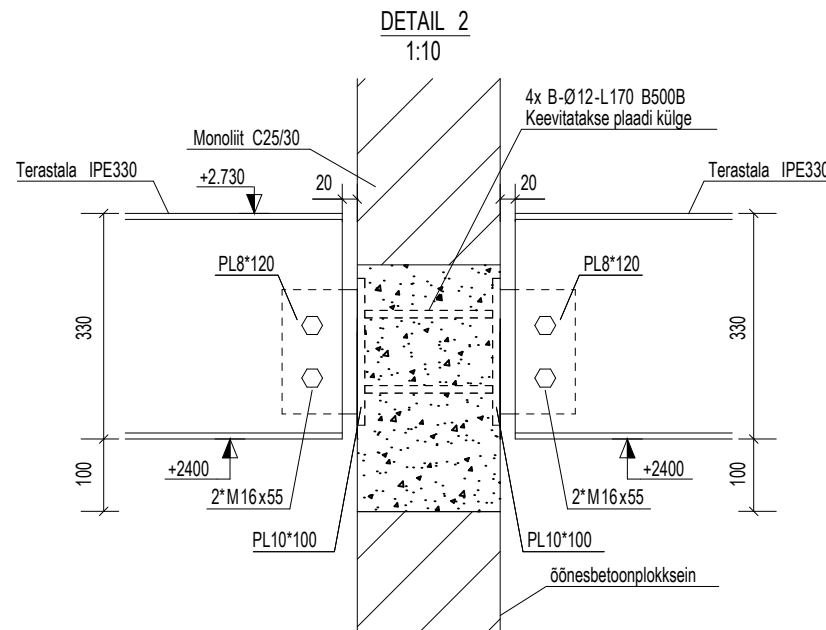
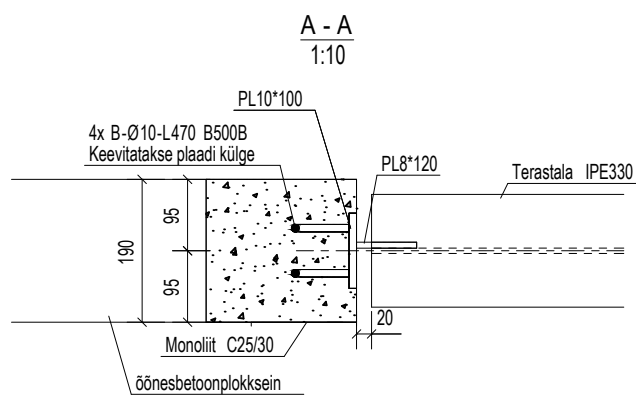
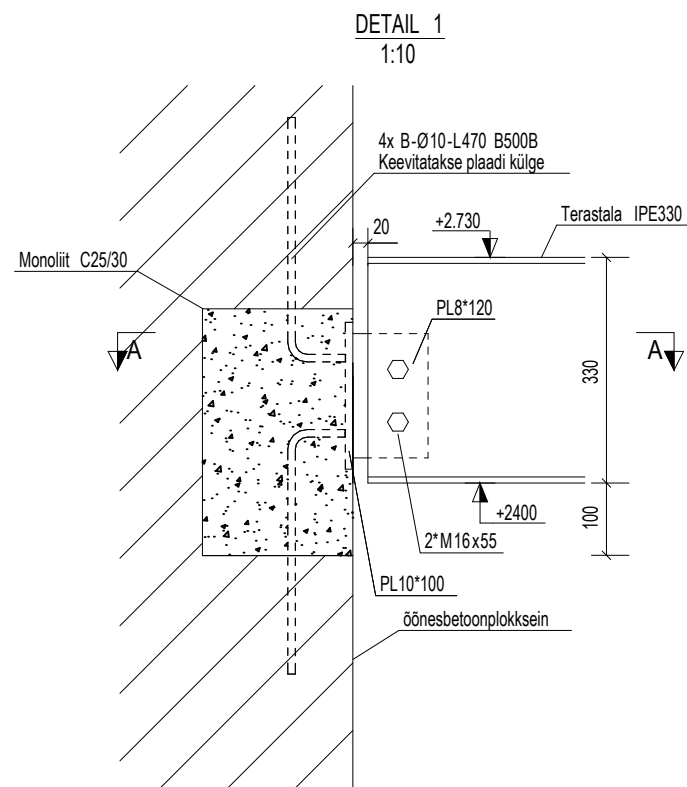


Detailijooniseid vt. joonis 14: Detailid 1...4

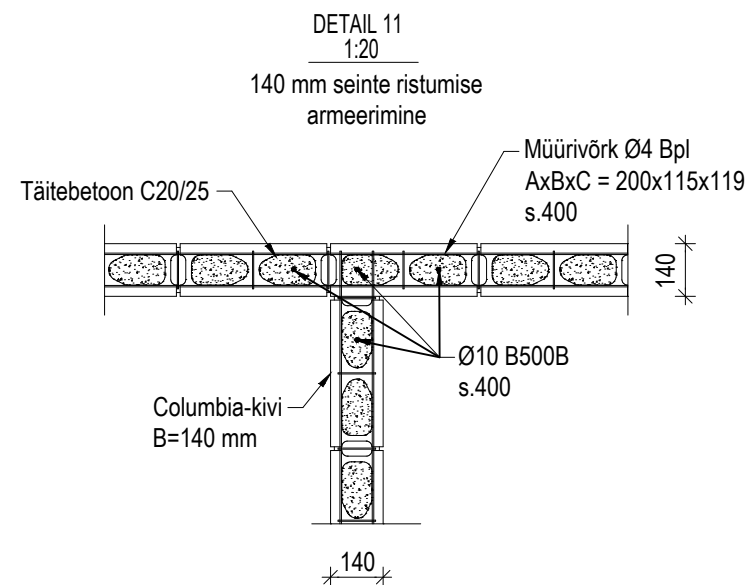
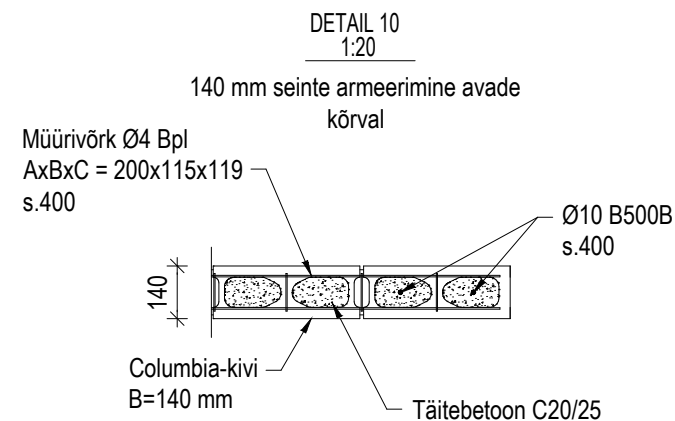
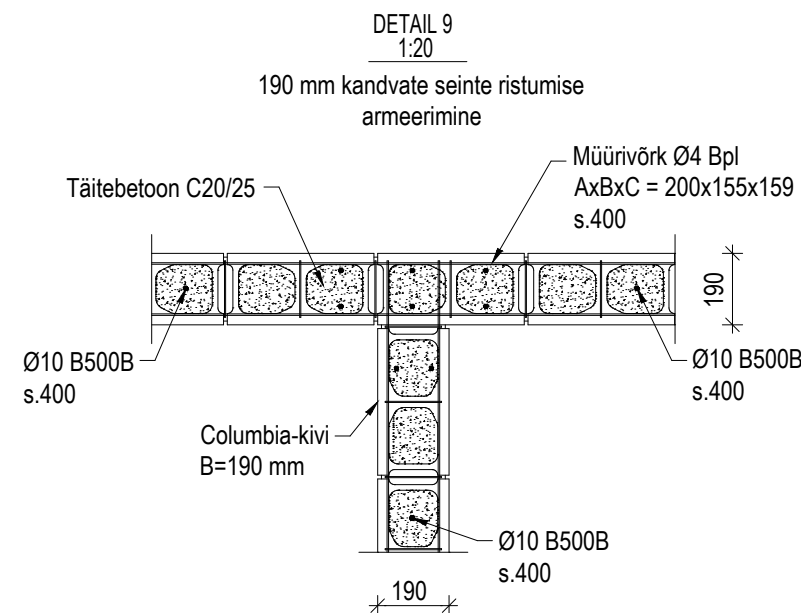
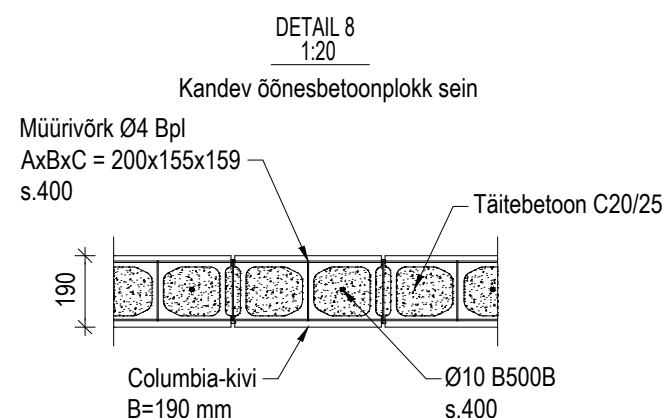
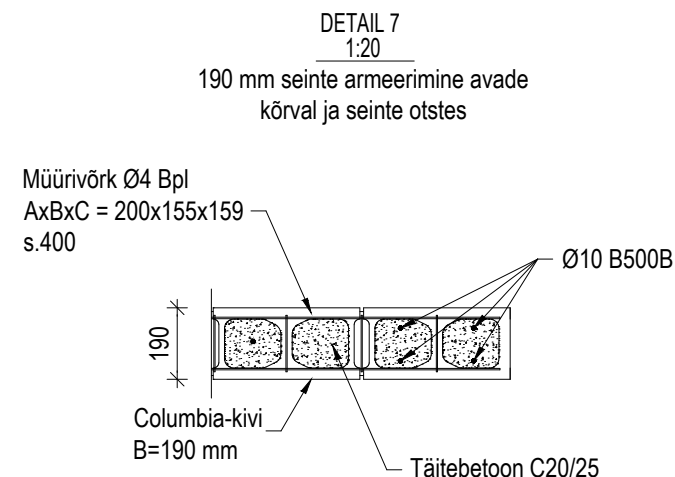
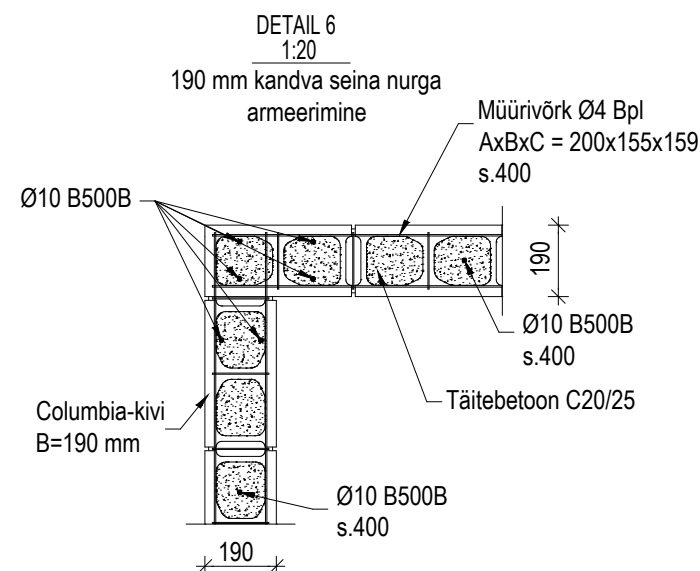
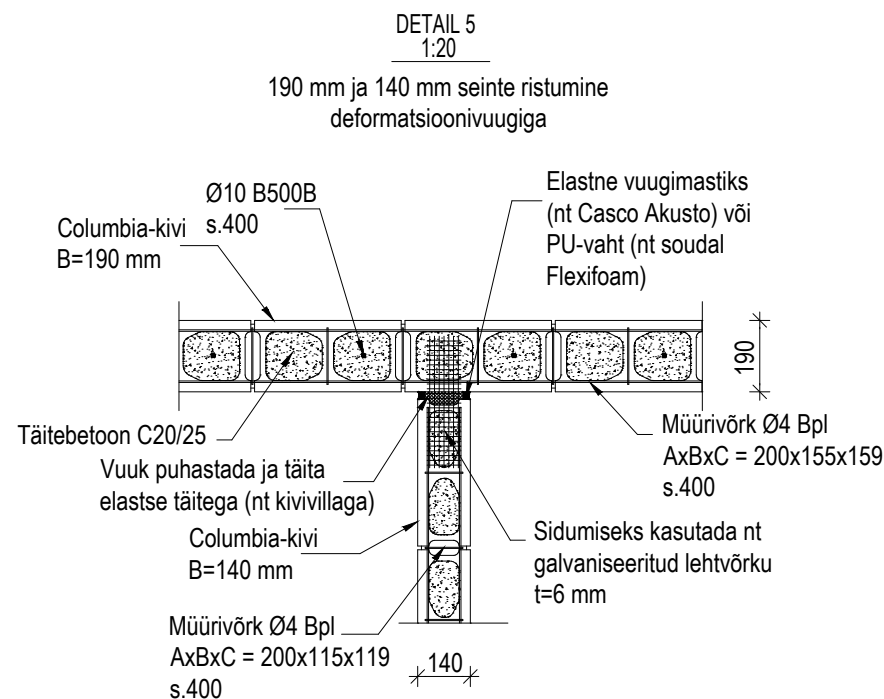
1. Suhteline kõrgusmärk $\pm 0.00 = \text{abs. KM. 74.95}$.
2. Kõik kõrgused on antud suhtelistes kõrgustes.
3. Seinad laduda Columbia-kivi õõnesbetoonplokkidest. Ladumiseks kasutada mörti M100 (survetugevus 10 MPa)
4. Kõik seinad täis betoneerida, betoon C20/25.
5. Seinad armeerida vertikaalselt vastavalt detaili joonistele, joonis 15: Õõnesbetoonplokkide detailid.
6. Silluste toepikkus müüritisele min 200 mm, kui joonisel ei ole näidatud teisiti.
7. Kivipindadega vahetult kokkupuutuv puitmaterjal peab olema isoleeritud bituumenmaterjaliga.
8. Pinnasesse jäävad seinad ning teraselemendid katta hüdroisolatsiooniga.
9. Kandetarindite tulepüsivus R30.

 TTÜ INSENERITEADUSKOND		Magistritöö	Leht/Lehti: 12/23
Koostaja: Vahur Vask		Konstruksioonide laotised telgede B ja D vahel	
Juhendaja: Illimar Kalk			
Ehituse ja arhitektuuri instituut		LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT	



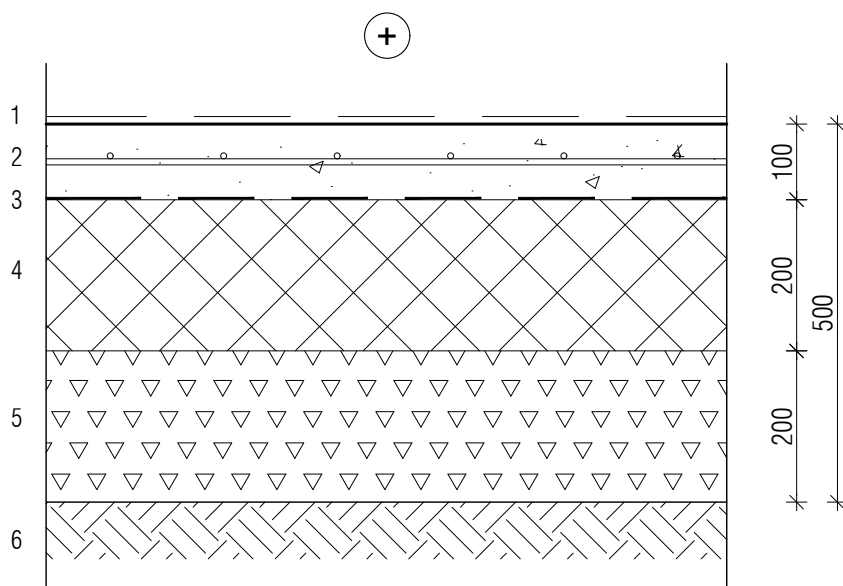


 TTÜ INSENERITEADUSKOND		Magistritöö	Leht/Lehti: 14/23
Koostaja: Vahur Vask		Detailid 1...4	
Juhendaja: Illimar Kalk			
Ehituse ja arhitektuuri instituut		LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT	



 TTÜ INSENERITEADUSKOND		Magistritöö	Leht/Lehti: 15/23
Koostaja: Vahur Vask		Õõnesbetoonplokkide detailid 5...11	
Juhendaja: Illimar Kalk			
Ehituse ja arhitektuuri instituut		LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT	

Põrand pinnasel PP-1 1:10



ÕHUMÜRA ISOLATSIOONI INDEKS

-

SOOJAJUHTIVUSTEGUR

$U=0,15 \text{ W/m}^2\text{K}$

TULEPÜSIVUS

-

SPETSIFIKATSIOON:

1. Viimistlus (arh. osa)
2. R/B plaat - 100 mm
 - bet. tugevusklass C25/30, keskkonnaklass XC1
 - keskel sarrusvõrk #8/8 s. 150/150 B500B
 - plaadis põrandaküttetorustik vastavalt eriosade projektile
 - plaat jagada mahukahanemisvuukidega osadeks: külgede suhe 1:1...1:2; max. küljepikkusega 6 m.
 - plaat eraldada vert. konstruktsioonidest elastse vuugilindiga
 - põranda tasetusklass A vastavalt juhendile BY45
3. 2x PE-Kile
 - $t=0,2\text{mm}$, vuukide ülekate min 200mm)
4. Vahtpolüstüreen - 200mm
 - $\lambda=0,032 \text{ W/mK}$
 - survetugevus 60 kPa (nt. EPS 60 Silver)
5. Tihendatud liivaalus - 200 mm
 - tihendusaste 95%
6. Tihendatud täitepinnas / looduslik pinnas

MÄRKUSED:

1. Põranda alla rajatava 200mm paksuse liivaaluse elastsusmoodul min 40 Mpa.
2. Projekti erinevate osade lahknevuse korral konsulteerida projektierijaga.



TTÜ INSENERITEADUSKOND

Magistritöö

Leht/Lehti:

16/23

Koostaja:

Vahur Vask

Juhendaja:

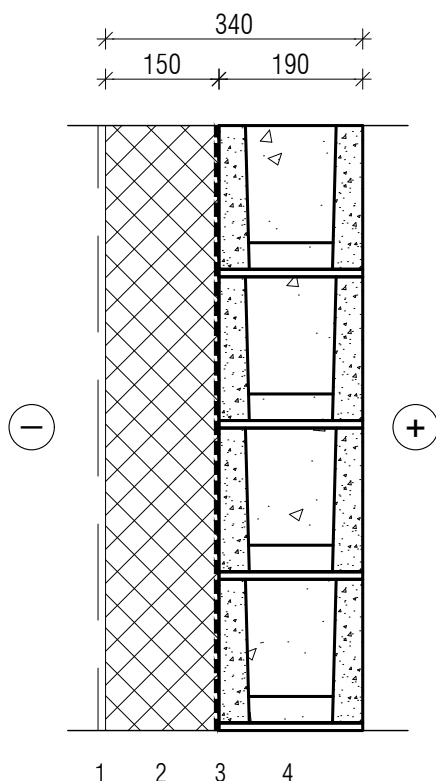
Illimar Kalk

Põrand pinnasel PP-1

Ehituse ja arhitektuuri instituut

LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA
KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT

Välissein VS-1
(Sokkel)
1:10



SPETSIFIKATSIOON:

1. Õhekrohv, viimistlus (arh. osa)
 - 2 kihti armeerimisseguga (nt. Weber.therm) + armeerimisvõrk
2. Vahtpolüstüreen - 150 mm
 - $\lambda = 0,035 \text{ W/mK}$
 - Survetugevus 10% deformatsioonil 120 kPa (nt. EPS 120 Perimeeter Pluss)
3. Elastne võõphüdroisolatsioon
 - Nt. Styrbit 2000 või samaväärne toode
4. Õõnesbetoonplokk - 190mm (nt. Columbia kivi)
 - Õõned täisbetoneeritud (betoon C20/25)

MÄRKUSED:

1. Põranda tasapinda õõnesbetoonplokk müüritisse paigaldada horisontaalne hüdroisolatsioon vee kapillaartõusu tõkestamiseks.
2. Järgida ehitusmaterjalide tootjapoolseid juhiseid.
3. Projekti erinevate osade lahknevuse korral konsulteerida projekteerijaga.

ÕHUMÜRA ISOLATSIOONI INDEKS

-

SOOJAJUHTIVUSTEGUR

$U = 0,21 \text{ W/m}^2\text{K}$

TULEPÜSIVUS

-



TTÜ INSENERITEADUSKOND

Magistritöö

Leht/Lehti:

17/23

Koostaja:

Vahur Vask

Juhendaja:

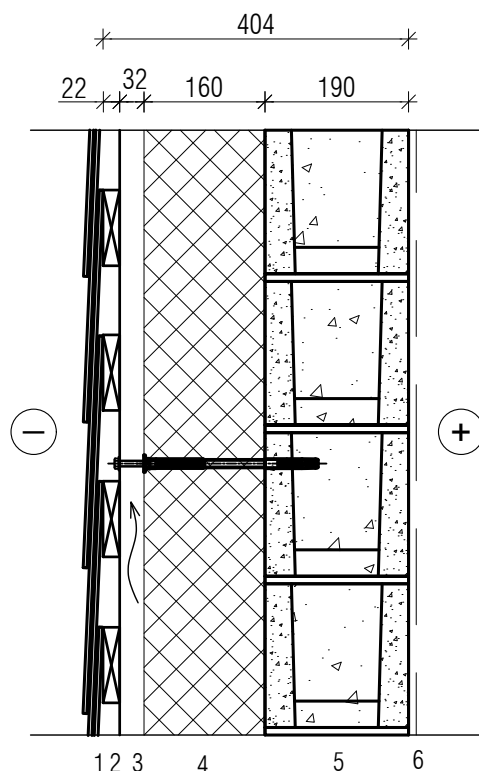
Illimar Kalk

Välissein VS-1

Ehituse ja arhitektuuri instituut

LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA
KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT

Välissein VS-2 1:10



ÕHUMÜRA ISOLATSIOONI INDEKS

$R'w = 56 \text{ dB}$

SOOJAJUHTIVUSTEGUR

$U = 0,13 \text{ W/m}^2\text{K}$

TULEPÜSIVUS

R30

SPETSIFIKATSIOON:

1. Välisviimistlus
 - Kiltkivi vooder vastavalt arhitektursele osale
2. Horisontaalne puitroov 22x100 mm, samm vastavalt kivi mõõdule
3. Vertikaalne puitroov 32x100 mm, s. 1200 mm
 - Kinnitada roostevaba poldiga M8x55 (C2)
4. IKO Enertherm ALU soojustusplaat - 160 mm
 - $\lambda = 0,022 \text{ W/mK}$
 - Paigaldatud PU-vahuga, vuugid teibitud al. teibiga
 - Thermax 10/160 M8 tüübel s. 1200/1200 mm, puurimisava soojustuses täita silikooniga
5. Õonesbetoonplokk - 190mm (nt. Columbia kivi)
 - Õõned täisbetoneeritud (betoon C20/25)
6. Siseviimistlus (arh. osa)

MÄRKUSED:

1. Järgida ehitusmaterjalide tootjapoolseid juhiseid.
2. Projekti erinevate osade lahknevuse korral konsulteerida projekteerijaga.



TTÜ INSENERITEADUSKOND

Magistritöö

Leht/Lehti:

18/23

Koostaja:

Vahur Vask

Juhendaja:

Illimar Kalk

Välissein VS-2

Ehituse ja arhitektuuri instituut

LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA
KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT

ÕHUMÜRA ISOLATSIOONI INDEKS

R'_w = 56 dB

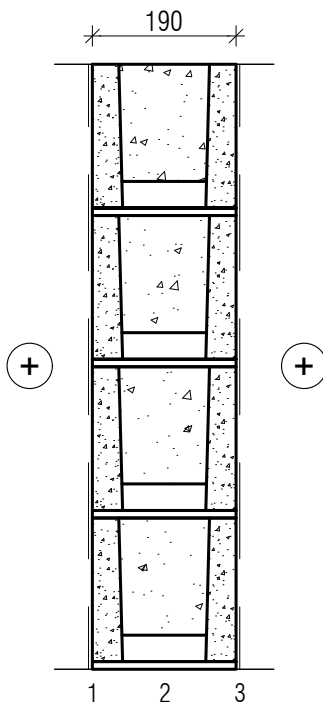
SOOJAJUHTIVUSTEGUR

-

TULEPÜSIVUS

R30

Sisesein SS-1
1:10



SPETSIFIKATSIOON:

1. Viimistlus (arh. osa)
2. Õõnesbetoonplokk - 190mm (nt. Columbia kivi)
 - Õõned täisbetoneeritud (betoon C20/25)
3. Viimistlus (arh. osa)

MÄRKUSED:

1. Järgida ehitusmaterjalide tootjapoolseid juhiseid.
2. Projekti erinevate osade lahknevuse korral konsulteerida projekteerijaga.
3. Õõnesbetoonplokide detailid joonisel 15



TTÜ INSENERITEADUSKOND

Magistritöö

Leht/Lehti:

19/23

Koostaja:

Vahur Vask

Juhendaja:

Illimar Kalk

Sisesein SS-1

Ehituse ja arhitektuuri instituut

LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA
KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT

ÕHUMÜRA ISOLATSIOONI INDEKS

$R'w = 52 \text{ dB}$

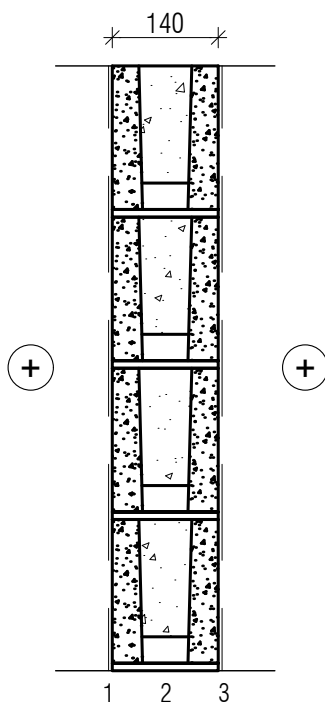
SOOJAJUHTIVUSTEGUR

-

TULEPÜSIVUS

R30

Sisesein SS-2
1:10



SPETSIFIKATSIOON:

1. Viimistlus (arh. osa)
2. Õõnesbetoonplok - 140mm (nt. Columbia kivi)
 - Õõned täisbetoneeritud (betoon C20/25)
3. Viimistlus (arh. osa)

MÄRKUSED:

1. Järgida ehitusmaterjalide tootjapoolseid juhiseid.
2. Projekti erinevate osade lahknevuse korral konsulteerida projekteerijaga.
3. Õõnesbetoonplokide detailid joonisel 15



TTÜ INSENERITEADUSKOND

Magistritöö

Leht/Lehti:

20/23

Koostaja:

Vahur Vask

Juhendaja:

Illimar Kalk

Sisesein SS-2

Ehituse ja arhitektuuri instituut

LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA
KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT

ÕHUMÜRA ISOLATSIOONI INDEKS

$R'w \geq 52$ dB

LÖÖGIMÜRAJUHTIVUSE INDEKS

-

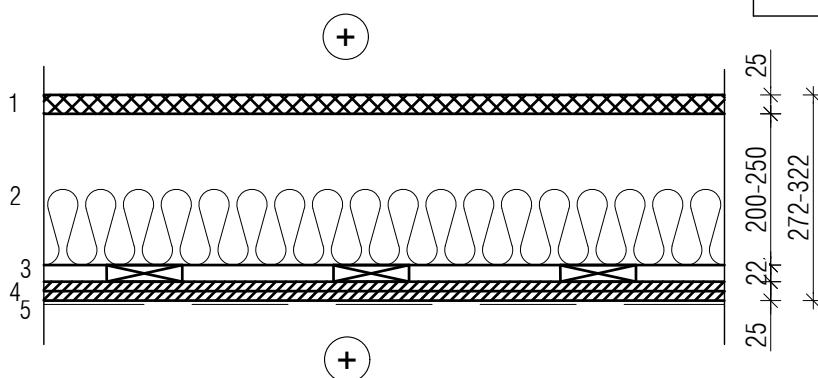
SOOJAJUHTIVUSTEGUR

-

TULEPÜSIVUS

R30

Vahelagi VL-1
1:10



SPETSIFIKATSIOON:

1. OSB plaat - 25 mm
2. Laetala C24 (Vahel tselluvill 100mm) - 50x200/75x250 mm, s.600/625 mm
3. Roovitus - 22x100 mm, s. 300 mm
4. 2x Kipsplaat - 12.5 mm
 - sisemine tuletõkkekipsplaat nt. Knauf Red GKF
 - välimine erikõva kips nt. Knauf KEK
5. Viimistlus (arh. osa)

MÄRKUSED:

1. Järgida ehitusmaterjalide tootjapoolseid juhiseid.
2. Projekti erinevate osade lahknevuse korral konsulteerida projekteerijaga.



TTÜ INSENERITEADUSKOND

Magistritöö

Leht/Lehti:

21/23

Koostaja:

Vahur Vask

Juhendaja:

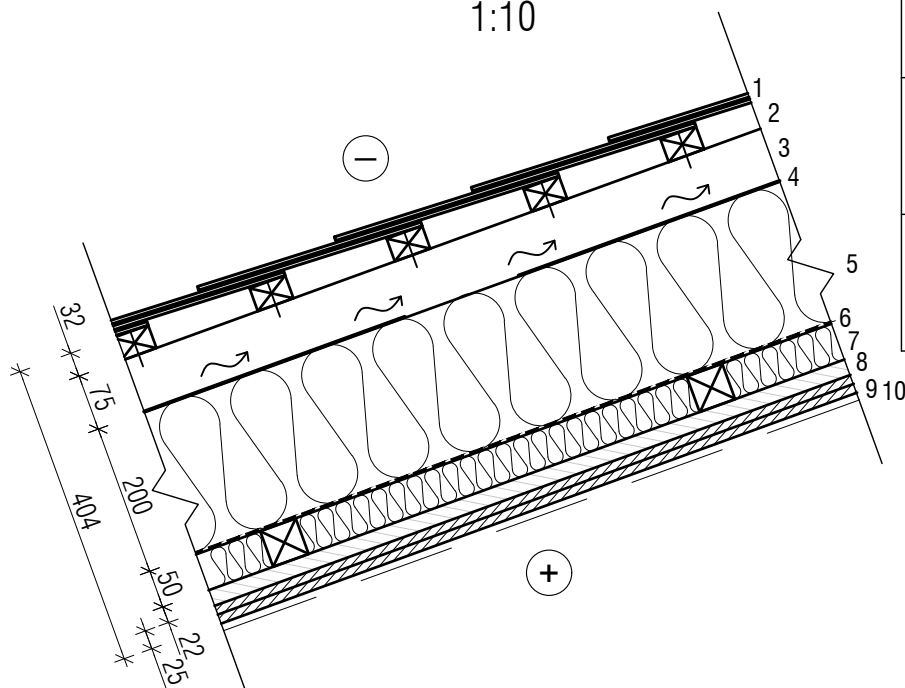
Illimar Kalk

Vahelagi VL-1

Ehituse ja arhitektuuri instituut

LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA
KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT

KATUSLAGI KL-1 1:10



SPETSIFIKATSIOON:

1. Katusekate
 - Vastavalt arhitektuursele osale looduslik kiltkivi
2. Roovitus - 32x50 mm, samm vastavalt katusekivide mõõdule
3. Tuulutus - puitprussid 50x75 mm, s.650 mm, piki talasid
 - Sügavimmutatud
4. Hingav aluskate
5. Katusekandja, sõrmjätkatud C24 - 100x200 mm, s.650 mm (Vahel mineraalvill)
 - $\lambda=0,032 \text{ W/mK}$
6. Aurutõke
7. Puitpruss - 50x50 mm, s.600 mm (Vahel mineraalvill)
 - $\lambda=0,032 \text{ W/mK}$
8. Roovitus - 22x100 mm, s. 300 mm
9. 2x Tuletõkkekipsplaat - 12.5 mm
 - nt. Knauf Red GKF
10. Siseviimistlus (arh. osa)

MÄRKUSED:

1. Katusekattematerjali kinnitamine vastavalt tootja juhiste.
2. Projekti erinevate osade lahknevuse korral konsulteerida projekteerijaga.

ÕHUMÜRA ISOLATSIOONI INDEKS

$R'w=55 \text{ dB}$

LÖÖGIMÜRAJUHTIVUSE INDEKS

-

SOOJAJUHTIVUSTEGUR

$U=0,18 \text{ W/m}^2\text{K}$

TULEPÜSIVUS

R30



TTÜ INSENERITEADUSKOND

Magistritöö

Leht/Lehti:

22/23

Koostaja:

Vahur Vask

Juhendaja:

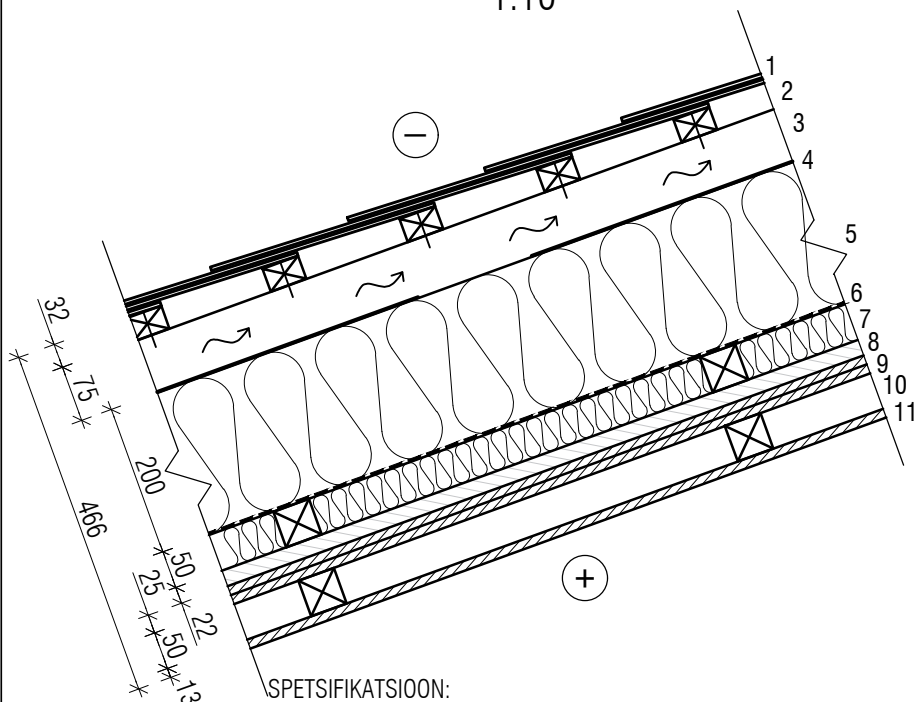
Illimar Kalk

Katuslagi KL-1

Ehituse ja arhitektuuri instituut

LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA
KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT

KATUSLAGI KL-2 1:10



SPETSIFIKATSIOON:

1. Katusekate
 - vastavalt arhitektuursele osale looduslik kiltkivi
2. Roovitus - 32x50 mm, samm vastavalt katusekivide mõõdule
3. Tuulutus - puitprussid 50x75 mm, s.650 mm, piki sarikaid
 - Sügavimmutatud
4. Hingav aluskate
5. Katusekandja, sõrmjätkatud C24 - 100x200 mm, s.650 mm (Vahel mineraalvill)
 - $\lambda=0,032$ W/mK
6. Aurutõke
7. Puitpruss - 50x50 mm, s.600 mm (Vahel mineraalvill)
 - $\lambda=0,032$ W/mK
8. Roovitus - 22x100 mm, s. 300 mm
9. 2x Tuletõkkekipsplaat - 12.5 mm
 - nt. Knauf Red GKF
10. Roovitus - 50x50 mm
11. Akustiline kipsplaat - 12.5 mm

MÄRKUSED:

1. Katusekattematerjali kinnitamine vastavalt tootja juhiste.
2. Projekti erinevate osade lahknevuse korral konsulteerida projekteerijaga.

ÕHUMÜRA ISOLATSIOONI INDEKS

$R'w=55$ dB

LÖÖGIMÜRAJUHTIVUSE INDEKS

-

SOOJAJUHTIVUSTEGUR

$U=0,18$ W/m²K

TULEPÜSIVUS

R30



TTÜ INSENERITEADUSKOND

Magistritöö

Leht/Lehti:

23/23

Koostaja:

Vahur Vask

Juhendaja:

Illimar Kalk

Katuslagi KL-2

Ehituse ja arhitektuuri instituut

LÕUNA-EESTI ERIHOOLDUSTEENUSTE PEREMAJA
KONSTRUKTIIVNE PÕHIPROJEKT