



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
INSENERITEADUSKOND
Tartu Kolledž

**KASARMU TÄNAVA KORTERMAJA MONOLIITSE
RAUDBEToon VAHELAE ARVUTUS JA MATERJALI
KULU VÕRDLUS**

**CALCULATION OF A REINFORCED CONCRETE MASSIVE
SLAB CEILING AND COMPARISON OF MATERIAL
CONSUMPTION FOR THE APARTMENT BUILDING AT
KASARMU STREET**

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Elina Amon

Üliõpilaskood: 177571EAEI

Juhendaja: Mihkel Kiviste, professor

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.

"....." 2022.

Autor:

/ allkiri /

Töö vastab bakalaureusetöö/magistritööle esitatud nõuetele

"....." 2022.

Juhendaja:

/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

"....."2022.

Kaitsmiskomisjoni esimees

/ nimi ja allkiri /

Lihtlitsents lõputöö reprodutseerimiseks ja lõputöö üldsusele kättesaadavaks tegemiseks¹

Mina, Elina Amon

1. Annan Tallinna Tehnikaülikoolile tasuta loa (lihtlitsentsi) enda loodud teose Kasarmu tänava kortermaja monoliitse raudbetoon vahelae arvutus ja materjali kulu võrdlus,

mille juhendaja on Mihkel Kiviste

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

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

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

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

_____ (kuupäev)

¹ Lihtlitsents ei kehti juurdepääsupiirangu kehtivuse ajal vastavalt üliõpilase taotlusele lõputööle juurdepääsupiirangu kehtestamiseks, mis on allkirjastatud teaduskonna dekaani poolt, välja arvatud ülikooli õigus lõputööd reprodutseerida üksnes säilitamise eesmärgil. Kui lõputöö on loonud kaks või enam isikut oma ühise loomingu tegevusega ning lõputöö kaas- või ühisautor(id) ei ole andnud lõputööd kaitsvale üliõpilasele kindlaksmääratud tähtajaks nõusolekut lõputöö reprodutseerimiseks ja avalikustamiseks vastavalt lihtlitsentsi punktidele 1.1. ja 1.2, siis lihtlitsents nimetatud tähtaja jooksul ei kehti.

TalTech Tartu Kolledž
LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

Üliõpilane: Elina Amon, 17757EAEI
Õppekava, peeriala: EAEI02/17, Ehitiste projekteerimine ja ehitusjuhtimine
Spetsialiseerumine: ehitiste projekteerimine ja arhitektuur

Juhendaja(d): Professor, Mihkel Kiviste

Lõputöö teema:

Kasarmu tänava kortermaja monoliitse raudbetoon vahelae arvutus ja materjali kulu võrdlus

Calculation of a reinforced concrete massive slab ceiling and comparison of material consumption for the apartment building at Kasarmu street

Lõputöö põhieesmärgid:

1. Monoliitse vahelae konstruktiivne lahendamine
2. Erinevate vahelagede lahenduste materjali kulu võrdlemine

Lõputöö etapid ja ajakava:

Nr	Ülesande kirjeldus	Tähtaeg
1.	Arhitektuurse üldkontseptsiooni koostamine	13.03.22
2.	Monoliitse vahelae konstruktiivse osa arvutamine	17.04.22
3.	Materjali kulu võrdlemine, töö vormistamine	20.05.22

Töö keel: eesti **Lõputöö esitamise tähtaeg:** "20"mai 2022.a

Üliõpilane: Elina Amon ".....".....20.....a
/allkiri/

Juhendaja: Mihkel Kiviste ".....".....20.....a
/allkiri/

SISUKORD

SISSEJUHATUS	7
ABSTRACT	8
1. VARASEMATE MAGISTRITÖÖDE ÜLEVAADE	10
2. HOONE ÜLDANDMED JA ARHITEKTUURNE ÜLDLAHENDUS	13
2.1 Üldandmed	13
2.1.1 Objekti asukoht	13
2.1.2 Ehitise lühikirjeldus	13
2.2 Alusdokumendid	13
2.2.1 Lähteandmed.....	13
2.2.2 Ehitusuuringud	13
2.2.3 Normdokumendid	13
2.3 Paiknemine	14
2.4 Üldkontseptsioon	14
2.4.1 Tehnilised näitajad	14
2.4.2 Vundament	15
2.4.3 Põrand pinnasel	15
2.4.4 Välisseinad	16
2.4.5 Siseseinad.....	16
2.4.6 Vahelaed.....	17
2.4.7 Katus, katuslagi	18
2.4.8 Avatäited	18
2.4.9 Trepid.....	19
2.4.10 Liftid	19
2.4.11 Rõdud, varikatused.....	19
2.4.12 Tuleohutus	19
3. RAUSBETOON VAHELAE KONSTRUKTIIVSED LAHENDUSED	21
3.1 Monoliitsest raudbetoonist post-ribiplaat vahelaie konstruktiivsed arvutused	21
3.1.1 Betooni kaitsekiht	21
3.1.2 Konstruktsiooni mõõtmed.....	22
3.1.3 Laeplaadi arvutus.....	24
3.1.4 Raudbetootala arvutus	32
3.1.5 Posti arvutus	46
4. MONOLIITSE JA MONTEERITAVA VAHELAE TULEMUSTE VÖRDLUS JA ANALÜÜS	54
4.1 Piki ja risti hoonet monoliitsete vahelaie variantide arvutustulemused	54
4.1.1 Kahe monoliitse vahelaie materjali kulu	56

4.1.2 Kahe monoliitse vahelae variandi tulemuste analüüs.....	58
4.2 Monteeritavatest eelpingestatud õõnespaneelidest vahelagi	60
4.2.1 Monteeritava vahelae materjali kulu	61
4.2.2 Monoliitse vahelae ja monteeritava vahelae tulemuste analüüs	62
KOKKUVÕTE	64
KASUTATUD KIRJANDUSE LOETELU	66
GRAAFILINE OSA.....	68
LISAD	69

SISSEJUHATUS

Käesolev magistritöö on edasiarendus Disainistuudio III aine raames valminud eskiislahendusele, mis sisaldab viiekorruselise hoone ruumilahendust ning arhitektuurset väljanägemist. Projekteeritav hoone asub Tartu linnas, Kasarmu tänaval.

Töö eesmärk on lahendada käsitsi arvutuste teel hoone monoliitne raudbetoonist vahelagi piki hoonet läbiva post-ribiplaat lahendusena ning välja tuua erinevate variantide võrdluseks ka risti hoonet läbiva ribiplaat vahelae lahendused. Töös võrreldakse omavahel kahe monoliitse vahelae variandi materjali kulu ning seejärel ökonoomsema monoliitse lahenduse ja monteeritava lahenduse materjali kulu. Teiste kandekonstruktsioonide konstruktiivseid lahendusi ja arvutusi käesolevas töös ei käsitleta.

Magistritöö koosneb neljast peatükist. Esimeses peatükis antakse varasematest magistritöödest ülevaade, mille sisu on seotud käesoleva töö teemaga. Teises peatükis kirjeldatakse lühidalt projekteeritavat hoonet ja objekti asukohta ning käsitletakse hoone arhitektuurset üldlahendust. Kolmas peatükk käsitleb raudbetoon vahelae konstruktiivseid lahendusi. Osas teostatakse monoliitse raudbetoonist post-ribiplaat vahelae konstruktiivsed arvutused, kuhu kuuluvad laeplaadi arvutus, raudbetootala arvutus ning posti arvutus. Neljandas peatükis tuuakse välja piki ja risti hoonet monoliitsete vahelae variantide arvutustulemused, tehakse monteeritava vahelae paneelide valik ning võrreldakse kogu vahelae jaoks mineva materjali kulu. Samuti analüüsitakse peatükis saadud tulemusi. Töö lõpus on esitatud joonised. Graafilise osa teostamisel on kasutatud AutoCad programmi. Lisadena on kaasas Disainistuudi III aine raames valminud plakatid.

ABSTRACT

The goal of this master's thesis was to solve monolithic reinforced concrete ceiling longitudinally using solid slabs with beams and posts. Then comparing it to solid slabs with beams perpendicularly. The second part of the thesis was finding and comparing the consumption of the material of monolithic ceiling and prefabricated ceiling.

An architectural solution has been made in the beginning of the thesis to get a better overview of the building. Method of calculation was used to find the solutions for the ceilings. The first step was to assign structural measurements. Then the calculations of the ceiling slab, the beam and the post holding up the solid slab were made. The weight bearing loads and internal forces were found in the beginning of every calculation for the structural elements. Next step included the dimensioning of the slab, the beam and the post holding the slab along the armature. Dimensioning of across the armature for the beam and post were made as well.

On the basis of the calculation results obtained for the two different monolithic ceiling options and prefabricated ceiling slab picks, the concrete volume and the total length of the armature for each of the three, as well as the corresponding total mass, were found. Finally, a material cost analysis of the two monolithic ceilings was carried out, followed by a material cost analysis of the more economical monolithic solution and the prefabricated solution.

It was found, that the monolithic ceiling's cross-sections were noticeably smaller and less material consuming using the perpendicular method. Differences in slab thicknesses were 11.5% and differences in the beam's heights and widths 28.6% and 20% respectively. The consumption of the concrete stayed in the same order of magnitude for both options, with perpendicular option using 10% less concrete. The difference in total armature fitting lengths for the monolithic ceilings came to be 21.9%. Taking into account the diameters and the lengths for the rods needed, the total mass of the armatures were found. The difference of the two methods was 20.8%. In summary, it can be said, that using the perpendicular method of solid slabs with beams is 1/5 more economical than ceilings made by longitudinal method of using solid slab with beams and posts.

When comparing the results of economical monolithic ceiling and prefabricated ceiling, it turned out that the prefabricated ceiling requires a lot less material. The consumption of the concrete remained in the same order of magnitude, with the difference being

10.3%. The armature length difference for the monolithic and prefabricated ceilings came to be 70.5%. According to the diameters and the lengths of the rods, the total mass of the armature was found, with a difference of 65%. By the consumption of the material, it can be concluded, that more cost-effective way is the prefabricated ceiling.

From the results, it can be concluded, that only by changing the directions of the structures that change the lengths of the bridges, both the sizes of cross-sections and the amounts of material consumed change significantly. For the monolithic method, additional reinforcement is required due to design requirements, which is not the case for prefabricated slabs.

1. VARASEMATE MAGISTRITÖÖDE ÜLEVAADE

Kirjanduse tutvumisel selgus, et betoonist vahelagede arvutusi on ka varasemalt tehtud. Enamasti on kõikidel töödel juures midagi, millega teistest töödest natuke erineda. Järgnevalt on välja toodud kümne magistritöö lühike ülevaade, mille sisu on seotud käesoleva töö teemaga.

Tallinna Tehnikaülikooli Tartu Kolledžis on aastal 2014 tehtud magistritöö monoliitsete raudbetoonist vahelagede projekteerimise kohta [1]. Töös käsitleti rekonstrueeritava hooneosa keldrikorruse vahelage ja esimese korruse vahelage. Tulemuste saamiseks leiti mõjuvad koormused ning teostati vajalikud konstruktsiooniarvutused. Arvutustes kasutati kohati arvutusprogramme XPLA ja Mathcad. Projekteeritud vahelaeplaatide kohta oli esitatud materjalikulu ligikaudsed väljavõtted. Töös järeldati, et armatuuriterase kulu 1 m³ betooni kohta on võrreldav analoogsete konstruktsioonelementide materjalikuluga [1].

Eesti Maaülikoolis on aastal 2014 tehtud magistritöö büroohoone vahe- ja katuslagede kandekonstruktsioonide maksumuste võrdluse kohta [2]. Vahelae korral võrreldi omavahel monoliitset ja monteeritavat raudbetoonvahelage. Katuslae korral võrreldi omavahel monteeritavat raudbetoonkonstruktsiooni ning liimpuit- ja teraskandekonstruktsioone. Tulemuste saamiseks teostati tarindite arvutused, määrati materjali kulu ning hinnati konstruktsioonide maksumust. Arvutustes kasutati kohati arvutusprogramme Poimu ja Mathcad. Töös järeldati, et postivõrguga 6x9 meetrit on monteeritava vahelae maksumus märgatavalt odavam kui monoliitne vahelagi [2]. Väiksemate postivõrkude korral on hinnaerinevused väikesed [2]. Katuslae puhul ei suuda monteeritav raudbetoonkatuslagi suure maksumuse erinevuse tõttu konkureerida teras- ja liimpuittalade konstruktsioonidega [2].

Eesti Maaülikoolis on aastal 2015 tehtud magistritöö elamute vahelagede lahenduste võrdluse kohta [3]. Töös võrreldi arvutustulemuste põhjal elamute vahelagede maksumust erinevate sillete ja materjalide kasutamise korral ning toodi välja alternatiivseid võimalusi vahelagede ehitamiseks. Arvutustes kasutati kohati arvutusprogrammi Mathcad. Töös käsitleti kaheksat erineva kandekonstruktsiooniga vahelage. Vahelagedele teostati tugevusarvutused, leiti materjalide kulud ning vahelagede maksumused. Töös järeldati, et majanduslikult otstarbekam on ehitada puitvahelagi [3]. Kriteeriumitega vahelagede puhul on 4 meetrise silde korral konkurentsivõimeline ka monoliitne raudbetoonvahelagi ning 6 meetrise silde korral on monoliitne raudbetoonvahelagi hinna poolest võrdne monteeritava

raudbetoonvahelaega [3]. Suuremate sillete puhul on monteeritaval raudbetoonvahelael eelis [3].

Tallinna Tehnikaülikooli Tartu Kolledžis on aastal 2015 tehtud magistritöö Näituse tn 27 kortermaja-ärihoone monoliitsest raudbetoonist vahelaeprojekteerimise kohta [4]. Töös projekteeriti kahe erineva paksusega vahelaeplaadid ning võrreldi selleks kuluva materjalide kulu ning hindasid. Arvutustes kasutati kohati arvutusprogramme Robot Structural Analysis ja Mathcad. Arvutusprogrammiga saadud tulemusi võrreldi käsitsi arvutamisel saadud tulemustega. Analüüsist selgus, et arvutusprogrammiga saadud tulemused on ligilähedased käsitsi arvutustel saadud tulemustega [4]. Tulemustest järeldus, et paksema raudbetoonplaadi dimensioneerimine on ökonoomsem lahendus ning armatuurraua suhteline kulu kuupmeetri kohta on madalam [4].

Tallinna Tehnikaülikooli Tartu Kolledžis on aastal 2017 tehtud magistritöö Põlva Maksimarket peamiste kandevkonstruktsioonide dimensioneerimise kohta [5]. Tulemuste saamiseks leiti mõjuvad koormused ning teostati vajalikud konstruktsiooniarvutused katusekandjatele, postidele ja vundamentidele. Arvutustes kasutati kohati arvutusprogramme Robot Structural Analysis ja Mathcad.

Tallinna Tehnikaülikoolis on aastal 2018 tehtud magistritöö 6-korruselise hotellihoone raudbetoonkonstruktsioonide analüüsi kohta [6]. Töös käsitleti monoliitsest raudbetoonist parklakorruse lae, plaatvundamendi ning kõige raskemini koormatud posti arvutusi. Arvutustes kasutati kohati arvutusprogrammi Robot Structural Analysis. Töö eesmärgiks oli projekteerida võimalikult ökonoomsed konstruktsioonid ning see sai täidetud.

Tallinna Tehnikaülikoolis on aastal 2019 tehtud magistritöö korterelamu betoonkonstruktsioonide arvutuste kohta [7]. Töös projekteeriti monoliitsed raudbetoonikonstruktsioonid – vundament, keldrikorruse seinad, postid, talad ja vahelaeplaat. Tulemuste saamiseks leiti mõjuvad koormused ning teostati vajalikud konstruktsiooniarvutused. Arvutustes kasutati kohati arvutusprogrammi Robot Structural Analysis.

Tallinna Tehnikaülikooli Virumaa Kolledžis on aastal 2020 tehtud õppekava lõputöö tööstushoone raudbetoonist kandekonstruktsioonide arvutuste kohta [8]. Töös projekteeriti ribiplaat vahelagi. Tulemuste saamiseks leiti mõjuvad koormused ning teostati vajalikud konstruktsiooniarvutused. Töös oli esitatud ülevaatlik tabel ehituse maksumuse kohta, kuhu oli arvestatud ehitusplatsi kulud, kandetarindite kulud ja muud kulud.

Tallina Tehnikaülikoolis on aastal 2020 tehtud magistritöö seitsmekorruselise elamu betoonist kandekonstruktsioonide analüüsi kohta [9]. Töös projekteeriti esimese korruse põrandaplaat, põranda plaati kandvad talad, kõige raskemini koormatud post ja selle vundament. Tulemuste saamiseks leiti mõjuvad koormused ning teostati vajalikud konstruktsiooniarvutused. Arvutustes kasutati kohati arvutusprogrammi SCIA Engineer 19.1. Töös võrreldi käsitsi arvutatud tulemusi arvutusprogrammi väärtustega. Tulemustest järeldus, et arvutusprogrammi võimalus pakkuda vajalikku armatuuri koguse on sobiv viis käsitsi arvutatud väärtuste korrektsuste hindamiseks [9].

Tallinna Tehnikaülikoolis on aastal 2021 tehtud magistritöö monteeritavast raudbetoonist ja pingebetoonist büroohoone kandekonstruktsioonide analüüsi kohta [10]. Töös dimensioneeriti ning võrreldi eelpingestatud ja pingestamata monteeritavat raudbetootala. Üheks töö osaks oli ka posti kandevõime arvutamine. Tulemuste saamiseks leiti mõjuvad koormused ning teostati vajalikud konstruktsiooniarvutused. Arvutustes kasutati kohati arvutusprogramme FEM-Design 19 ja Robot Structural Analysis. Töös järeldati, et pingebetooni kasutamine võimaldab säästa terast, mis omakorda mõjutab otseselt ehituse maksumust ning vähendab keskkonnamõju [10].

2. HOONE ÜLDANDMED JA ARHITEKTUURNE ÜLDLAHENDUS

2.1 Üldandmed

2.1.1 Objekti asukoht

Projektis kajastuv hoone asub Tartu maakonnas, Tartu linnas, aadressil Kasarmu tn 3. Katastritunnus 79512:033:0024.

2.1.2 Ehitise lühikirjeldus

Tegemist on Kasarmu tänavale Disainistuudio III õppeaine raames planeeritud viiekorruselise korterelamuga, mille põhiplaan on ruudukujuline. Hoone esimesel korrusel asuvad ilusalong, butiik, büroopind, panipaigad ja tehnoruum. Teise, kolmanda, neljanda ja viienda korruse moodustavad 2-, 3- ja 4-toalised korterid. Hoones on kokku 16 korterit ning kõikide elukorruste plaanilahendus on sama. Iga korteri juurde kuulub 1 rõdu.

2.2 Alusdokumendid

2.2.1 Lähteandmed

Käesoleva projekti lähteandmeteks on Disainistuudio III õppeaine raames valminud hoonestuskava eskiisprojekt. Eskiisi loomiseks oli ette antud ligikaudu pool Kasarmu tn 3 krundist.

2.2.2 Ehitusuuringud

Ehitusuuringud puuduvad.

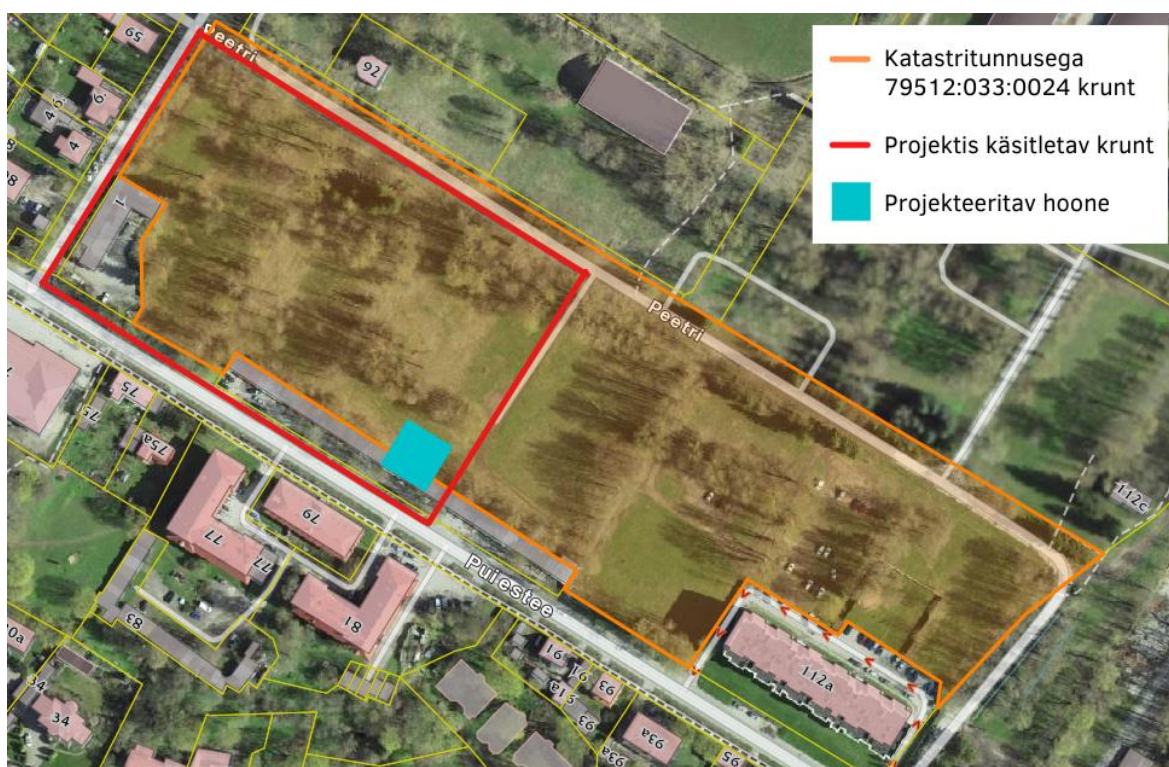
2.2.3 Normdokumendid

Hoone projekteerimisel kasutati järgmisi seaduseid, määruseid, standardeid:

- Ehitusseadustik [11];
- Majandus- ja taristuministri määrused nr 51 [12], nr 84 [13], nr 85 [14] ja nr 97 [15];
- Standardid EVS 932:2017 [16] ja EVS 812-7:2018 [17].

2.3 Paiknemine

Kinnistu asub Tartu linnas Raadi-Kruusamäe linnaosas Kasarmu tänaval. Krunt piirneb loodest Kasarmu, kirdest Peetri ja edelast Puiestee tänavaga. Kasarmu tn. 3 kinnistul olemasolev hoonestus puudub. Krundi naaberkiinnistutel on kagus kaugemal kortermajad, edelas garaažikooperatiiv ning loodes autoremonditöökoja hooned. Perspektiivselt on kavas garaažid ja autoremonditöökoda lammutada ning nende krundid liita Kasarmu tn. 3 krundile, et moodustada projektis käsitletav planeeringualune maatükk. Projekteeritav hoone asub lähteülesandes ette antud perspektiivse krundi kagupoelses nurgas.



Joonis 2.1 Katastritunnusega ja projektis käsitletava krundi piirid ning projekteeritava hoone asukoht

2.4 Üldkontseptsioon

2.4.1 Tehnilised näitajad

Katastritunnus	79512:033:0024
Hoone kasutusotstarve	11222; Muu kolme või enama korteriga elamu 12201; Büroohoone 12319; Muu kaubandushoone 12331; Ilu- ja isikuteenuste hoone
Katastritunnusega krundi pindala	42572,0 m ²

Käsitletava krundi pindala	21653,0 m ²
Ehitisealune pindala	532 m ²
Suletud netopind	420,0 m ²
Suletud brutopind	473,5 m ²
Köetav pind	420,0 m ²
Maapealsete korruste arv	5
Maa-aluste korruste arv	0
Absoluutkõrgus	67,26 m
Hoone kõrgus maapinnast	17,760 m
Hoone pikkus	22,0 m
Hoone laius	22,0 m
Hoone eluiga	50 aastat
Tulepüsimisklass	TP-1

2.4.2 Vundament

Hoone rajatakse armeeritud betoontaldmikul täisbetoneeritud betoonkivist lintvundamendile. Vundament on planeeritud ühesuguse konstruktsiooniga vastavalt ümber kortermaja välisperimeetri ja keskosas läbi hoone kahest kohast paralleelselt Puiestee tänava küljega kandvate Columbia kivi seinte all. Taldmik rajatakse tihendatud killustikalusele, mille sügavus maapinnast on 1,2 m. Vundamendi vertikaalne osa soojustatakse kogu välisperimeetri ulatuses 100 mm paksuse soojustusega. Horisontaalset soojustust pole ette nähtud.

2.4.3 Põrand pinnasel

Põrand pinnasel rajatakse armeeritud monoliitse betoonplaadina tihendatud mineraalpinnasele minimaalse paksusega 200 mm. Põrand soojustatakse kogu ulatuses kahes kihis 100 + 100 mm soojustusega. Põrand eraldatakse kandvatest konstruktsioonidest servalindi abil. Kandvate seinte vahelisse ossa lõigatakse betoonplaati mahukahanemisvuugid, jagades plaadi ühesuurusteks osadeks. Soovitavalt planeerida vuukide asukohad kergseinte alla.

PP-01

- Põranda viimistlus
- Monoliitbetoon 100 mm
- Ehituskile 0,2 mm
- Soojustus EPS 100 100 mm
- Soojustus EPS 100 100 mm
- Tihendatud mineraalpinnas 200 mm

- Olemasolev looduslik puutumata pinnas

2.4.4 Välisseinad

Hoone välisseinad on projekteeritud 240 mm paksustest Columbia plokkidest. Õõnesplokid armeeritakse ja betoneeritakse. Müüritise deformatsioonivuugid jäetakse üksteisest mitte rohkem kui 6 m kaugusele.

Välisseinad jagunevad fassaadi viimistluse järgi kolmeks.

VS-01

- Armeeritud polümeerne õhekrohv 5 mm
- Mineraalvill 200 mm
- Betoon-õõnesplokki 240 mm
- Siseviimistlus (krohvitud, värvitud)

VS-02

- Marmoroc fassaadikivi 25mm
- Liiteplekk seinaga
- Paigaldusliist
- Tuuletõkkekips 9 mm
- Mineraalvill 50 mm
- Horisontaalne terasroov 50 mm
- Mineraalvill 150 mm
- Vertikaalne terasroov 150 mm
- Betoon-õõnesplokki 240 mm
- Siseviimistlus (krohvitud, värvitud)

VS-03

- Vertikaalne voodrilaudis 20 mm
- Horisontaalne puitroov tuulutusvahedega 15 mm
- Vertikaalne puitroov tuulutusvahedega 25 mm
- PIR soojustus 140 mm
- Betoon-õõnesplokki 240 mm
- Siseviimistlus (krohvitud, värvitud)

2.4.5 Siseseinad

Siseseinad jagunevad kolmeks. Hoonesisesed vahelagesid kandvad seinad on tüüp SS-01, mis läbivad korruseid kahest kohast. Korterite vahelised helipidavad ning liftišahti

kandvad seinad on tüüp SS-02 ning korterite sisesed kergvaheseinad on tüüp SS-03. Niisketes ruumides kasutatakse niiskuskindlat kipsplaati.

SS-01

- Siseviimistlus (krohvitud, pahteldatud, värvitud / niiskes ruumis hüdroisolatsioon, keraamiline plaat)
- Betoon-õõnesplokki 240 mm
- Siseviimistlus (krohvitud, pahteldatud, värvitud / niiskes ruumis hüdroisolatsioon, keraamiline plaat)

SS-02

- Siseviimistlus (krohvitud, pahteldatud, värvitud / niiskes ruumis hüdroisolatsioon, keraamiline plaat)
- Betoon-õõnesplokki 190 mm
- Siseviimistlus (krohvitud, pahteldatud, värvitud / niiskes ruumis hüdroisolatsioon, keraamiline plaat / liftišahtis tolmutõke)

SS-03

- Siseviimistlus (pahteldatud, värvitud / niiskes ruumis hüdroisolatsioon, keraamiline plaat)
- Erikõva kipsplaat 12,5 mm
- Metallkarkass 66 mm, vahel kivivill
- Erikõva kipsplaat 12,5 mm
- Siseviimistlus (pahteldatud, värvitud / niiskes ruumis hüdroisolatsioon, keraamiline plaat)

2.4.6 Vahelaed

Projektis käsitletakse kahte erinevat vahelagede konstruktsiooni. Välja on toodud kaks võimalikku varianti vahelagede teostamiseks.

Variants 1: hoone vahelaed on monteeritavatest õõnespaneelidest.

VL-01

- Põranda viimistlus
- Pealevalu monoliitbetoon 80 mm
- Ehituskile
- Mineraalvillast sammumüra isolatsioon 40 mm
- Õõnespaneel 220 mm
- Lae viimistlus

Variant 2: hoone vahelaed on armeeritud monoliitsetest ribiplaatidest.

VL-02

- Põranda viimistlus
- Pealevalu monoliitbetoon 80 mm
- Ehituskile
- Mineraalvillast sammumüra isolatsioon 40 mm
- Armeeritud monoliitbetoon 130 mm (ribiplaat piki hoonet) või 115 mm (ribiplaat risti hoonet)
- Lae viimistlus

2.4.7 Katus, katuslagi

Projekteeritaval hoonel on lamekatus. Katuslagi on kavandatud monteeritavatest õõnepaneelidest.

Katuslagede konstruktiivne lahendamine ei kuulu käesoleva töö koosseisu.

KL-01

- 2 x SBS rullmaterjal
- Tuulutussoontega mineraalvillaplaat 30 mm
- Kaldega soojustus EPS 60 Silver ...-150 mm
- Soojustus EPS 60 Silver 150 mm
- Soojustus EPS 60 Silver 150 mm
- Aurutõke
- Õõnespaneel 220 mm
- Lae viimistlus

2.4.8 Avatäited

Ehitise elamukorruste avatäideteks on ette nähtud kolmekordsed sisemise selektiivklaasiga klaaspakettaknad. Korteritel on sissepoole kaldavatavad plastaknad ja pöörd-kaldavatavad rõduksed. Esimesel korrusel on alumiiniumprofiilil mitteavatavad kolmekordsed sisemise selektiivklaasiga klaaspakettaknad. Raamid ja lengid on väljast musta värvi, seest valged.

Hoone esimese korruse kirde-, edela- ja loodeküljele on kavandatud klaasitud alumiiniumprofiilil välisüksed. Kaguküljel asuvate tehnoruumi ja personaliruumi ukсед on värvitud terasüksed.

Korterite välisüksed on tulepüsivad puitüksed. Korterites sees on puidust värvitud profiilüksed.

Viienda korruse trepikoja lakke on ette nähtud elektriliselt avatav katuseluuk, mis on mõeldud ka suitsueemalduseks.

2.4.9 Trepid

Hoonel on kõiki korruseid läbiv trepp. Trepimarsid ja mademed on monteeritavast raudbetoonist. Trepp, marsid ning koridor plaaditakse keraamiliste plaatidega. Trepipiirded on värvitud terasest.

Välis-trepid puuduvad.

2.4.10 Liftid

Hoonel on trepikoja keskel paiknev lift, mis võimaldab ligipääsu kõikidele korrustele.

2.4.11 Rõdud, varikatused

Iga korteri elutoast on pääs rõdule. Rõdud on alt ja pealt poolt kaetud laudisega. Rõdupiirded on värvitud metallist.

Hoone sissepääsude kohale on kavandatud varikatused.

2.4.12 Tuleohutus

Projekteeritav hoone peab vastama standardis EVS 812-7:2018 „Ehitise tuleohutus. Osa 7: Ehitisele esitatavad tuleohutusnõuded“ esitatud nõuetele.

Hoone kasutusviisid tuleohututusse järgi on I (eluhooned), IV (kogunemishooned) ja V (kontorid). Eripõlemiskoormus jääb vahemikku 600-1200 megadžauli ruutmeetri kohta. Viiekorruseline hoone kuulub TP-1 (tulekindel) tuleohutusklassi.

Tuletõkkesektsioonid

Hoonel on igast korterist moodustatud omaette tuletõkkesektsioon. Eraldi sektsioonid on moodustatud ka esimesel korrusel olevast tehnoruumist, butiigist ning panipaikadest.

Suitsutsoonid

Hoone trepikoda on eraldi suitsutsoon. Suits eemaldatakse loomulikul teel läbi trepikoja laes oleva suitsuluugi.

Iga korter moodustab eraldi sektsiooni. Suits eemaldatakse akende ning rõduuste kaudu.

Evakuatsiooniteed

Elamukorruste jaoks on hoonel üks evakuatsioonipääs. Esimesel korrusel olevatel äripindadel on eraldi pääsud evakueerumiseks otse maapinnale. 2.- 5. korruse korteritel on hädaväljapääsud rõdule.

3. RAUDBETOON VAHELAE KONSTRUKTIIVSED LAHENDUSED

3.1 Monoliitsest raudbetoonist post-ribiplaat vahelae konstruktiivsed arvutused

Raudbetoon post-ribiplaat vahelagi koosneb ühes suunas töötavatest plaatidest, mis toetuvad ühest küljest raudbetootala peale ja teisest küljest seinale. Arvutused on tehtud hoone kõige kriitilisemas kohas. Ala on piiritletud kogu hoone pikkuses telje vahelaga 1-4 ning laiusel telje vahelaga A-B või C-D kuna alad on identsed.

Monoliitse vahelae arvutuste tegemisel on kasutatud Betoonstruktsioonid I aines läbitud loengukonspekti [18] ning osalisel määral Raudbetoonkonstruktsioonide üldkursus I loengukonspekti [19]. Töö on valminud tuginedes konstruktori käsiraamatule [20] ja standardile EVS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015+NA:2015 [21].

3.1.1 Betooni kaitsekiht

Nõutav kaitsekiht leitakse vastavalt ehitise keskkonnaklassile ja konstruktsiooniklassile. Rajatava monoliitse raudbetoonvahelae keskkonnaklass on XC1 [21]. Kuna hoone arvestuslik eluiga on 50 aastat, siis sellest tulenevalt on soovitatav konstruktsiooniklass S4 [21].

Kaitsekihi hälbe Δc_{dev} soovitatav väärtus on 10 mm. Nakkenõudeid arvestav minimaalne kaitsekiht $c_{min,b}$ võetakse varda läbimõõtu. [21]

Tabel 3.1 Armatuurterase kestvusest tulenevad minimaalse kaitsekihi $c_{min,dur}$ väärtused vastavalt standardile EN 10080 [21]

Keskkonnanõuded kaitsekihile $c_{min,dur}$ (mm)							
Konstruktsiooniklass	Keskkonnaklass vastavalt tabelile 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Minimaalne kaitsekiht:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}\} \quad (3.1)$$

$$c_{min} = \max\{10 \text{ mm}; 15 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\}$$

$$c_{min} = 15 \text{ mm}$$

Betooni kaitsekiht:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (3.2)$$

$$c_{nom} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

3.1.2 Konstruksiooni mõõtmed

LAEPLAAT

Plaadi laius:

$$l_n = \frac{b}{2} \quad (3.3)$$

$$l_n = \frac{7105}{2} = 3552,5 \approx 3550 \text{ mm}$$

kus b – kahe kandva seina vaheline laius, mm.

Plaadi eeldatav kasuskõrgus :

$$d = \frac{l_n}{32} \quad (3.4)$$

$$d = \frac{3550}{32} = 110,9 \approx 110 \text{ mm}$$

kus l_n – plaadi laius, mm.

Plaadi paksus:

$$h_n = d + \frac{\emptyset}{2} + c_{min} \quad (3.5)$$

$$h_n = 110 + \frac{10}{2} + 15 = 130 \text{ mm}$$

kus d – plaadi eeldatav kasuskõrgus, mm,
 \emptyset – armatuuri eeldatav läbimõõt, mm,
 c_{min} – minimaalne armatuuri kaitsekiht, mm.

TALA

Tala sille:

$$l_1 = \frac{l}{2} \quad (3.6)$$
$$l_1 = \frac{21120}{2} = 10560 \text{ mm}$$

kus l – kahe kandva seina vaheline pikkus, mm.

Tala kõrgus:

$$h_1 = \left(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{15} \right) \cdot l_1 \quad (3.7)$$
$$h_1 = \left(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{15} \right) \cdot 10560 = (880 \dots 704) \rightarrow 700 \text{ mm}$$

kus l_1 – tala sille, mm.

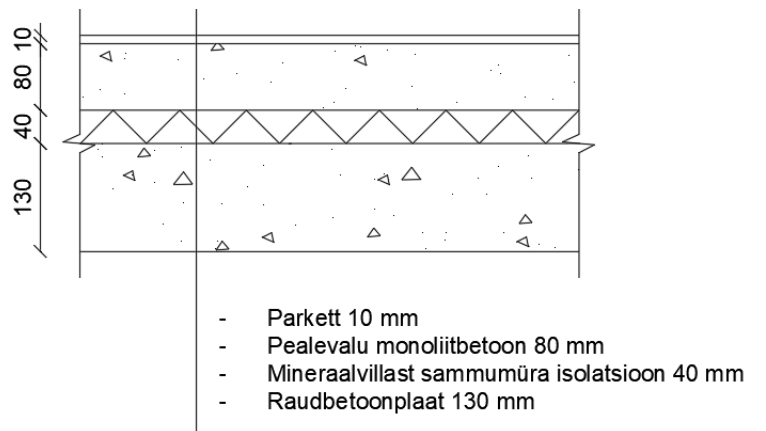
Tala laius:

$$b_1 = (0,3 \dots 0,5) \cdot h_1 \quad (3.8)$$
$$b_1 = (0,3 \dots 0,5) \cdot 700 = (210 \dots 350) \rightarrow 250 \text{ mm}$$

kus h_1 – tala kõrgus, mm.

3.1.3 Laeplaadi arvutus

3.1.3.1 Laeplaadi koormused



Joonis 3.1 Vahelae VL-02 lõige

Normatiivne koormus ruutmeetri kohta:

$$g_k = h \cdot \gamma \quad (3.9)$$

kus h – materjali kihi paksus, mm,
 γ – materjali mahukaal, kN/m³.

VL-02

- Parkett	10 mm	$g_k = 0,01 \cdot 7 = 0,07 \text{ kN/m}^2$
- Monoliitbetoon	80 mm	$g_k = 0,08 \cdot 25 = 2,00 \text{ kN/m}^2$
- Sammumüra vill	40 mm	$g_k = 0,04 \cdot 0,5 = 0,02 \text{ kN/m}^2$
- Monoliitbetoon	130 mm	$g_k = 0,13 \cdot 25 = 3,25 \text{ kN/m}^2$

KOKKU

$$g_{VL-02,k} = 5,34 \text{ kN/m}^2$$

Kasuskoormus:

Eluruumi kasuskoormus 2,0 kN/m² [20] + vahelagedele lisatakse kergseinad täiendava ühtlaselt jaotatud kasuskoormusena 0,5 kN/m²

$$q_k = 2 + 0,5 = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

Arvutusliku kogukoormuse saamiseks korrutatakse normatiivsed koormused materjalide osavaruteguritega:

1. alalise koormuse osavarutegur $\gamma_G = 1,2$

2. muutuva koormuse osavarutegur $\gamma_Q = 1,5$ [20].

Arvutuslik kogukoormus:

$$q_d = \gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k \quad (3.10)$$

$$q_d = 1,2 \cdot 5,34 + 1,5 \cdot 2,5 = 10,16 \text{ kN/m}^2$$

3.1.3.2 Laeplaadi sisejõud

Laeplaadi toetuspikkuseks a võib võtta poole seina paksusest: $a = 240/2 = 120$ mm.

Äärmiste plaatide arvutuslik sildeava:

$$l_{01} = \frac{a}{3} + l_n - \frac{b_1}{2} \quad (3.11)$$

$$l_{01} = \frac{120}{3} + 3550 - \frac{250}{2} = 3465 \text{ mm}$$

kus a – laeplaadi toetuspikkus, mm,

l_n – plaadi laius, mm,

b_1 – tala laius, mm.

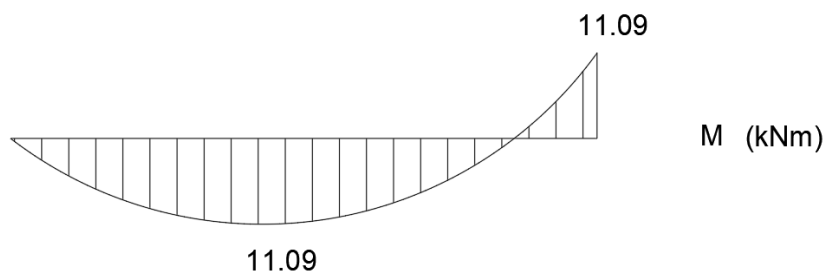
Äärmise ava (+) ja vahetoe (-) paindemoment:

$$M_{Ed} = \pm \frac{q_d \cdot l_{01}^2}{11} \quad (3.12)$$

$$M_{Ed} = \pm \frac{10,16 \cdot 3,465^2}{11} = \pm 11,09 \text{ kNm}$$

kus q_d – arvutuslik kogukoormus kN/m^2 ,

l_{01} – äärmiste plaatide arvutuslik sildeava, m.



Joonis 3.2 Laeplaadi paindemomendi epüür

3.1.3.3 Laeplaadi armatuuri dimensioneerimine

Kasuskõrgus:

$$d_1 = h_n - \frac{\emptyset}{2} - c_{min} - \Delta_{c,dev} \quad (3.13)$$
$$d_1 = 130 - \frac{10}{2} - 15 - 10 = 100 \text{ mm}$$

kus h_n – plaadi paksus, mm,
 \emptyset – armatuuri eeldatav läbimõõt, mm,
 c_{min} – minimaalne armatuuri kaitsekiht, mm,
 $\Delta_{c,dev}$ – kaitsekihi lubatav hälve.

LAEPLAADI ARMATUUR ÄÄRMISES SILDEAVAS

Suhteline moment:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1^2} \quad (3.14)$$
$$\mu = \frac{11,09}{1 \cdot 13,3 \cdot 10^3 \cdot 3,465 \cdot 0,100^2} = 0,0241$$

kus α – tegur, mis võtab arvesse koormuse kestuse ja koormuse rakendusviisi ebasoodsat mõju tugevusele, $\alpha_{cc} = \alpha_{ct} = 1,0$ [21],
 M_{Ed} – arvutuslik paindemoment, kNm,
 f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, MPa,
 $b = l_n$ – plaadi arvutuslik laius, m,
 d_1 – ristlõike kasuskõrgus, m.

Vastavalt tabelile 3.2 on teguri μ_c väärtus 0,394. Kuna $\mu = 0,0241 < \mu_c = 0,394$, siis on ristlõige normaalarmeeritud ning survearmatuur ei ole vajalik.

Tabel 3.2 Survetsooni tegurid vastavalt Ehituskonstruktori käsiraamatule [20]

f_{yk} MPa	ξ_c	ξ_{c2}	ω_c	μ_c	Armatuuriteras
295	0,732	1,578	0,585	0,414	A-II
390	0,674	1,940	0,539	0,394	A-III
400	0,668	1,988	0,534	0,392	EN*
450	0,641	2,268	0,513	0,381	EN*
490	0,622	2,556	0,497	0,374	Bp-1
500	0,617	2,639	0,493	0,372	EN*, A500HW, B500K
550	0,594	3,157	0,475	0,362	EN*
600	0,573	3,927	0,458	0,353	EN*, B600KX
650	0,553	5,194	0,443	0,345	EN*
700	0,535	7,667	0,428	0,336	A700HW

Suhteline arvutuskõrgus:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} \quad (3.15)$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0241} = 0,0244$$

kus μ – suhteline moment.

Pikitõmbearmatuuri ristlõikepindala intensiivsus:

$$A_{s1} = \frac{\alpha \cdot \omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1}{f_{yd}} \quad (3.16)$$

$$A_{s1} = \frac{1 \cdot 0,0244 \cdot 13,3 \cdot 3465 \cdot 100}{340} = 330,72 \text{ mm}^2/\text{m}$$

kus α – tegur, mis võtab arvesse koormuse kestuse ja koormuse rakendusviisi ebasoodsat mõju tugevusele, $\alpha_{cc} = \alpha_{ct} = 1,0$,

ω – suhteline arvutuskõrgus,

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, MPa,

$b = l_n$ – plaadi arvutuslik laius, mm,

d_1 – ristlõike kasuskõrgus, mm,

f_{yd} – armatuuriterase arvutuslik voolavustugevus, MPa.

Pikitõmbearmatuuriks valitakse vardad $\emptyset 10$ ($A_s = 79 \text{ mm}^2$).

Sellisel juhul paigaldatakse vardad sammuga:

$$s_j = \frac{A_s}{A_{s1}} \quad (3.17)$$

$$s_j = \frac{79}{330,72} = 0,239 \text{ m} = 239 \text{ mm}$$

kus A_s – ühe varda ristlõikepindala, mm^2 ,
 A_{s1} – pikitõmbearmatuuri ristlõikepindala, mm^2 .

Plaat armeeritakse pikisuunas varrastega $\varnothing 10$ A-III sammuga 230 mm.

Plaadis on ette nähtud põiksuunaline jaotusarmatuur, mille pind peaks olema vähemalt 20% töötava armatuuri pinnast.

$$a_{sj} = 0,2 \cdot A_{s1} \quad (3.18)$$

$$a_{sj} = 0,2 \cdot 330,72 = 66,14 \text{ mm}^2$$

kus A_{s1} – pikitõmbearmatuuri ristlõikepindala, mm^2 .

Jaotusarmatuuriks valitakse vardad $\varnothing 6$ ($A_s = 28 \text{ mm}^2$).

Kasutades valemit (3.17) paigaldatakse vardad sammuga:

$$s_j = \frac{28}{66,14} = 0,423 \text{ m} = 423 \text{ mm}$$

Plaat armeeritakse põiksuunas varrastega $\varnothing 6$ A-III sammuga 420 mm.

Konstruktiiivsete nõuete kontroll:

Pikitõmbearmatuuri vähim lubatud ristlõikepindala:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d_1 \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d_1 \quad (3.19)$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,2}{390} \cdot 3465 \cdot 100 = 508,2 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = 0,0013 \cdot 3465 \cdot 100 = 450,45 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$508,2 \text{ mm}^2/\text{m} > 450,45 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s1} = 330,72 \text{ mm}^2/\text{m} < A_{s,min} \rightarrow A_{s,min} = 508,2 \text{ mm}^2/\text{m}$$

kus f_{ctm} – betooni tõmbetugevus, MPa,
 f_{yk} – armatuuri normvoolavustugevus, MPa,
 b_t – tõmbele töötava betooni osa laius, mm,

d_1 – ristlõike kasuskõrgus, mm

Kasutades valemit (3.17) on uus pikitõmbearmatuuri varraste paigaldamise samm:

$$s_j = \frac{79}{508,2} = 0,155 \text{ m} = 155 \text{ mm}$$

Plaadi dimensioneerimisel saab määravaks konstruktiivne nõue ning seetõttu armeeritakse plaat pikisuunas varrastega $\varnothing 10$ A-III ($A_s = 79 \text{ mm}^2$) sammuga 150 mm.

Kasutades valemit (3.18) on uus jaotusarmatuuri ristlõikepindala:

$$a_{sj} = 0,2 \cdot 508,2 = 101,64 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Jaotusarmatuuriks valitakse vardad $\varnothing 6$ ($A_s = 28 \text{ mm}^2$).

Kasutades valemit (3.17) on uus jaotusarmatuuri varraste paigaldamise samm:

$$s_j = \frac{28}{101,64} = 0,275 \text{ m} = 275 \text{ mm}$$

Plaadi dimensioneerimisel saab määravaks konstruktiivne nõue ning seetõttu armeeritakse plaat põiksuunas varrastega $\varnothing 6$ A-III ($A_s = 28 \text{ mm}^2$) sammuga 270 mm.

Pikiarmatuuri suurim lubatud ristlõikepindala:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c \quad (3.20)$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot (3465 \cdot 130) = 18018 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s1} = 508,2 \text{ mm}^2/\text{m}$$

kus A_c – betoonristlõike pindala $l_{01} \cdot h_n$.

Varraste suurim lubatud samm s_{max} :

- töötaval armatuuril

$$s_{max} = 2 \cdot h_n \quad (3.21)$$

$$s_{max} = 2 \cdot 130 = 260 \text{ mm} > s = 150 \text{ mm}$$

- jaotusarmatuuril

$$s_{max} = 3 \cdot h_n \quad (3.22)$$

$$s_{max} = 3 \cdot 130 = 390 \text{ mm} > s = 270 \text{ mm}$$

kus h_n – plaadi paksus, mm.

Vastavalt konstruktiivsetele nõuetele armeeritakse plaat pikisuunas varrastega Ø10 A-III ($A_s = 79 \text{ mm}^2$) sammuga 150 mm ja põiksuunas varrastega Ø6 A-III ($A_s = 28 \text{ mm}^2$) sammuga 270 mm.

LAEPLAADI ARMATUUR ÜLAPINNAS RIBI KOHAL

Kuigi survearmatuur pole vajalik, siis tuleb konstruktiivsetest nõuetest lähtudes paigutada plaadi ülapinda armatuur, mis aitab vältida pragude teket.

Armatuuriks valitakse vardad Ø10 ($A_s = 79 \text{ mm}^2$).

Vastavalt valemile (3.19) on eelnevalt leitud pikitõmbearmatuuri vähim lubatud ristlõikepindala:

$$A_{s,min} = 508,2 \text{ mm}^2/m$$

Kasutades valemit (3.17) on armatuuri varraste paigaldamise samm:

$$s_j = \frac{79}{508,2} = 0,155 \text{ m} = 155 \text{ mm}$$

Plaat armeeritakse ülapinnas varrastega Ø10 A-III ($A_s = 79 \text{ mm}^2$) sammuga 150 mm.

Konstruktiivsete nõuete kontroll:

Kasutades valemit (3.22) on varraste suurim lubatud samm s_{max} :

$$s_{max} = 3 \cdot 130 = 390 \text{ mm} > s = 150 \text{ mm}$$

Kuna siin luges vähim lubatud ristlõikepindala, siis on sarnaselt alumise pinnaga jaotusarmatuur Ø6 ja sammuga 270 mm.

Plaat armeeritakse ülapinnas ribi kohal varrastega Ø10 A-III ($A_s = 79 \text{ mm}^2$) sammuga 150 mm ja põiksuunas varrastega Ø6 A-III ($A_s = 28 \text{ mm}^2$) sammuga 270 mm.

Armatuuri toepikkus viiakse 1/4 sildeava kauguseni ribide servast.

$$\frac{3465}{4} = 866,25 \text{ mm} \approx 870 \text{ mm}$$

LAEPLAADI ARMATUUR ÜLAPINNAS ÄÄRMISTE TUGEDE KOHAL

Kuna arvutustes ei ole arvesse võetud äärmisel toel tegelikult esineda võivat plaadi osalist kinnitust, siis peab toearmatuur suutma vastu võtta vähemalt 15% külgsuuna ala suurimast paindemomendist [20].

$$M_{Ed} = 0,15 \cdot M_{Ed} \quad (3.23)$$

$$M_{Ed} = 0,15 \cdot 11,09 = 1,66 \text{ kNm}$$

Kasutades valemit (3.14) on suhteline moment:

$$\mu = \frac{1,66}{1 \cdot 13,3 \cdot 10^3 \cdot 3,465 \cdot 0,100^2} = 0,0036$$

Kuna $\mu = 0,0036 < \mu_c = 0,394$, siis on ristlõige normaalarmeeritud ning survearmatuur ei ole vajalik.

Kasutades valemit (3.15) on suhteline arvutuskõrgus:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0036} = 0,0036$$

Kasutades valemit (3.16) on pikitõmbearmatuuri ristlõikepindala intensiivsus:

$$A_{s1} = \frac{1 \cdot 0,0036 \cdot 13,3 \cdot 3465 \cdot 100}{340} = 48,80 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Pikitõmbearmatuuriks valitakse vardad Ø10 ($A_s = 79 \text{ mm}^2$).

Kasutades valemit (3.17) paigaldatakse vardad sammuga:

$$s_j = \frac{79}{48,80} = 1,619 \text{ m} = 1619 \text{ mm}$$

Plaat armeeritakse ülapinnas äärmiste tugede kohal varrastega Ø10 A-III ($A_s = 79 \text{ mm}^2$) sammuga 1610 mm.

Konstruktivsete nõuete kontroll:

Kasutades valemit (3.21) on varraste suurim lubatud samm s_{max} :

$$s_{max} = 2 \cdot 130 = 260 \text{ mm} < s = 1610 \text{ mm} \rightarrow s = 260 \text{ mm}$$

Uus pikitõmbearmatuuri ristlõikepindala intensiivsus:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{s} \quad (3.24)$$

$$A_{s1} = \frac{79}{260 \cdot 10^{-3}} = 303,85 \text{ mm}^2/m$$

Vastavalt valemile (3.19) on eelnevalt leitud pikitõmbearmatuuri vähim lubatud ristlõikepindala:

$$A_{s1} = 303,85 \text{ mm}^2/m < A_{s,min} \rightarrow A_{s,min} = 508,2 \text{ mm}^2/m$$

Kasutades valemit (3.17) on uus pikitõmbearmatuuri varraste paigaldamise samm:

$$s_j = \frac{79}{508,2} = 0,155 \text{ m} = 155 \text{ mm} < 260 \text{ mm}$$

Kuna siin luges vähim lubatud ristlõikepindala, siis on sarnaselt alumise pinnaga jaotusarmatuur $\emptyset 6$ ja sammuga 270 mm.

Vastavalt konstruktiivsetele nõuetele armeeritakse plaat ülalinnas äärmiste tuge kohal varrastega $\emptyset 10$ A-III ($A_s = 79 \text{ mm}^2$) sammuga 150 mm ja põiksuunas varrastega $\emptyset 6$ A-III ($A_s = 28 \text{ mm}^2$) sammuga 270 mm.

Armatuuri toepikkus viiakse 1/5 sildeava kauguseni toe servast.

$$\frac{3465}{5} = 693 \text{ mm} \approx 700 \text{ mm}$$

3.1.4 Raudbetoontala arvutus

3.1.4.1 Tala koormused

Alaline koormus:

$$g_{1d} = l_n \cdot g_d + (h_1 - h_n) \cdot b_1 \cdot \rho_c \cdot \gamma_G \quad (3.25)$$

$$g_{1d} = 3,550 \cdot (5,34 \cdot 1,2) + (0,7 - 0,130) \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 1,2 = 27,02 \text{ kN/m}$$

kus l_n – plaadi laius, m,
 g_d – arvutuslik alaline koormus kN/m^2 ,
 h_1 – tala kõrgus, m,
 h_n – plaadi paksus, m,
 b_1 – tala laius, m,
 ρ_c – betooni mahukaal, kN/m ,
 γ_G – alalise koormuse osavarutegur.

Muutuv koormus:

$$p_{1d} = l_n \cdot q_d \quad (3.26)$$

$$p_{1d} = 3,550 \cdot (2,5 \cdot 1,5) = 13,31 \text{ kN/m}$$

kus l_n – plaadi laius, m,
 q_d – arvutuslik muutuv koormus, kN/m^2 .

Arvutuslik kogukoormus:

$$q_{1d} = g_{1d} + p_{1d} = 27,02 + 13,31 = 40,33 \text{ kN/m}$$

3.1.4.2 Tala sisejõud

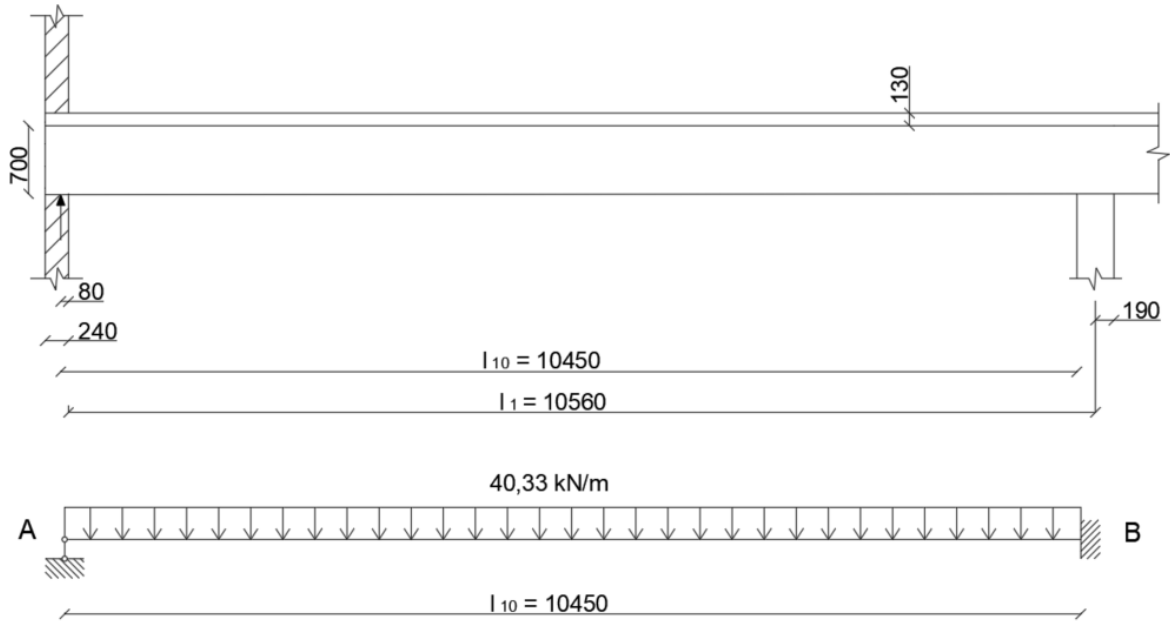
Tala toetuspikkuseks a võetakse seina paksus: $a = 240 \text{ mm}$.

Arvutuslik sildeava:

$$l_{10} = \frac{a}{3} + l_1 - \frac{b_2}{2} \quad (3.27)$$

$$l_{10} = \frac{240}{3} + 10560 - \frac{380}{2} = 10450 \text{ mm}$$

kus a – tala toetuspikkus, mm,
 l_1 – tala sille, mm,
 b_2 – posti laius, mm.



Joonis 3.3 Raudbetoontala arvutusskeem

Tala paindemoment avas ja vahetoel $\beta = 0,091$:

$$M_{Ed} = \pm 0,091 \cdot q_{1d} \cdot l_{10}^2 \quad (3.28)$$

$$M_{Ed} = \pm 0,091 \cdot 40,33 \cdot 10,450^2 = \pm 400,78 \text{ kNm}$$

kus q_{1d} – muutuv koormus
 l_{10} – arvutuslik sildeava

Toel A põikjõutegur $\beta = 0,4$:

$$V_{Ed,A} = 0,4 \cdot q_{1d} \cdot l_{10} \quad (3.29)$$

$$V_{Ed,A} = 0,4 \cdot 40,33 \cdot 10,450 = 168,58 \text{ kN}$$

Toel B põikjõutegur $\beta = 0,6$:

$$V_{Ed,B} = -0,6 \cdot q_{1d} \cdot l_{10} \quad (3.30)$$

$$V_{Ed,B} = -0,6 \cdot 40,33 \cdot 10,450 = -252,87 \text{ kN}$$

Toemomendi ulatus:

$$\frac{p}{g} = \frac{p_{1d}}{g_{1d}} = \frac{13,31}{27,02} = 0,493, \text{ interpolateerides} \rightarrow l_{m0} = 0,167 \cdot l_{10} \quad (3.31)$$

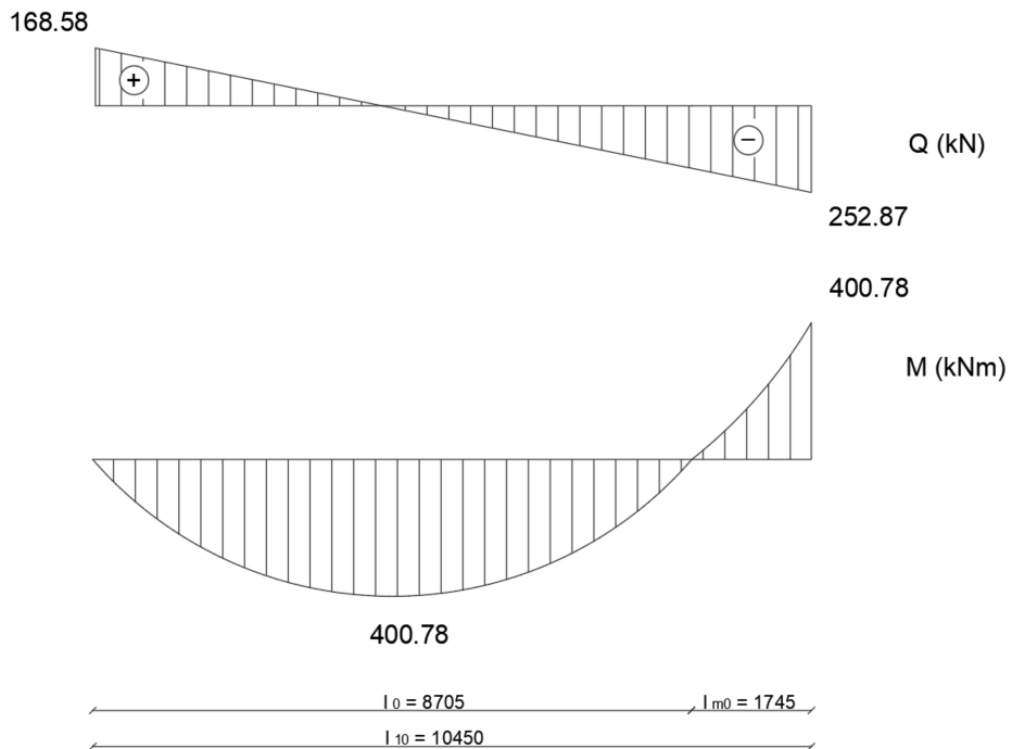
$$l_{m0} = 0,167 \cdot 10,450 = 1,745 \text{ m}$$

Paindemomendi nullpunktide vahekaugus:

$$l_0 = l_{10} - l_{m0} \quad (3.32)$$

$$l_0 = 10,450 - 1,745 = 8,705 \text{ m}$$

kus l_{10} – arvutuslik sildeava, m,
 l_{m0} – toemomendi ulatus, m.



Joonis 3.4 Raudbetoontala sisejõudude epüürid

3.1.4.3 Tala pikiarmatuuri dimensioneerimine

Pikiarmatuuri kasuskõrgus:

$$d_1 = h - \phi_r - \frac{\phi}{2} - c_{min} - \Delta c_{dev} \quad (3.33)$$

$$d_1 = 830 - 10 - \frac{28}{2} - 15 - 10 = 781 \text{ mm}$$

kus h – tala + plaadi kõrgus, mm,
 ϕ_r – rangide eeldatav läbimõõt, mm,

\emptyset – armatuuri eeldatav läbimõõt, mm,

c_{min} – minimaalne kaitsekiht, mm,

Δc_{dev} – kaitsekihi lubatav hälve, mm.

PIKIARMATUUR AVAS

$$b = l_n = 3550 \text{ mm}$$

$$b_w = b_1 = 250 \text{ mm}$$

$$l_0 = 8705 \text{ mm}$$

Plaadi arvutuslaius:

$$b_{12} = \frac{b - b_w}{2} \quad (3.34)$$

$$b_{12} = \frac{3550 - 250}{2} = 1650 \text{ mm}$$

$$b_{eff,12} = \min[0,2 \cdot b_{12} + 0,1 \cdot l_0; 0,2 \cdot l_0; b_{12}] \quad (3.35)$$

$$b_{eff,12} = \min[0,2 \cdot 1650 + 0,1 \cdot 8705; 0,2 \cdot 8705; 1650]$$

$$b_{eff,12} = \min[1200,5; 1741; 1650] \rightarrow 1200,5 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{eff,12} + b_w \leq b$$

$$b_{eff} = 2 \cdot 1200,5 + 250 = 2651 \text{ mm} < 3550 \text{ mm}$$

Nulljoone asukoha kontroll:

$$b = b_{eff} = 2651 \text{ mm}$$

$$h_f = h_n = 130 \text{ mm}$$

$$\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_f \cdot (d_1 - 0,5 \cdot h_f) \quad (3.36)$$

$$1 \cdot 13,3 \cdot 10^3 \cdot 2,651 \cdot 0,13 \cdot (0,781 - 0,5 \cdot 0,13) = 3281,84 \text{ kNm} > M_{Ed} = 400,78 \text{ kNm}$$

kus α – tegur, mis võtab arvesse koormuse kestuse ja koormuse rakendusviisi

ebasoodsat mõju tugevusele, $\alpha_{cc} = \alpha_{ct} = 1,0$,

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, MPa,

$b = b_{eff}$ – plaadi arvutuslaius, m,

$h_f = h_n$ – plaadi paksus, m,

d_1 – ristlõike kasuskõrgus, m.

Seega asub nulljoon plaadis ja tõmbearmatuuri pindala saab leida nagu survearmatuurita riskülikulisele ristlõikele.

Kasutades valemit (3.14) on suhteline moment:

$$\mu = \frac{400,78}{1 \cdot 13,3 \cdot 10^3 \cdot 2,651 \cdot 0,781^2} = 0,0186$$

Kuna $\mu = 0,0186 < \mu_c = 0,394$, siis on ristlõige normaalarmeeritud ning survearmatuur ei ole vajalik.

Kasutades valemit (3.15) on suhteline arvutuskõrgus:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0186} = 0,0188$$

Kasutades valemit (3.16) on pikitõmbearmatuuri ristlõikepindala intensiivsus:

$$A_{s1} = \frac{1 \cdot 0,0188 \cdot 13,3 \cdot 2651 \cdot 781}{340} = 1522,62 \text{ mm}^2$$

Tala armeeritakse avas varrastega 3 Ø28 A-III ($A_{s1} = 1847 \text{ mm}^2$).

Arvutatud avaarmatuur paigaldatakse kogu tala pikkusel ristlõike alumisse pinda.

PIKIARMATUUR TOEL

1) Armatuur keskmisel toel

Kasutades valemit (3.14) on suhteline moment:

$b = b_1 = 250 \text{ mm}$

$$\mu = \frac{400,78}{1 \cdot 13,3 \cdot 10^3 \cdot 0,25 \cdot 0,781^2} = 0,1976$$

Kuna $\mu = 0,1976 < \mu_c = 0,394$, siis on ristlõige normaalarmeeritud ning survearmatuur ei ole vajalik.

Kasutades valemit (3.15) on suhteline arvutuskõrgus:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1976} = 0,2223$$

Kasutades valemit (3.16) on armatuuri ristlõikepindala intensiivsus:

$$A_{s1} = \frac{1 \cdot 0,2223 \cdot 13,3 \cdot 250 \cdot 781}{340} = 1697,87 \text{ mm}^2$$

Toearmatuuriks valitakse vardad 3 Ø28 ($A_{s1} = 1847 \text{ mm}^2$).

Konstruktiiivsete nõuete kontroll:

Kasutades valemit (3.19) on armatuuri vähim ristlõikepindala:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,2}{390} \cdot 250 \cdot 781 = 286,37 \text{ mm}^2/m$$

$$A_{s,min} = 0,0013 \cdot 250 \cdot 781 = 253,83 \text{ mm}^2/m$$

$$286,37 \text{ mm}^2/m > 253,33 \text{ mm}^2/m$$

$$A_{s1} = 1847 \text{ mm}^2/m > A_{s,min} = 286,37 \text{ mm}^2/m$$

Kasutades valemit (3.20) on armatuuri suurim ristlõikepindala:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot (700 \cdot 250) = 7000 \text{ mm}^2/m > A_{s1} = 1847 \text{ mm}^2/m$$

Toearmatuuriks valitakse vardad 3 Ø28 A-III ($A_{s1} = 1847 \text{ mm}^2$).

Toearmatuur viiakse 1/3 sildeava kauguseni toe servast.

$$\frac{10450}{3} = 3483 \text{ mm} \approx 3480 \text{ mm}$$

2) Armatuur äärmisel toel (sein)

Äärmiste tugele konstruktiiivne toearmatuur peab suutma vastu võtta vähemalt 15% külgneva ala suurimast paindemomendist. Kasutades valemit (3.23) saadakse:

$$M_{Ed} = 0,15 \cdot 400,78 = 60,12 \text{ kNm}$$

Kasutades valemit (3.14) on suhteline moment:

$$\mu = \frac{60,12}{1 \cdot 13,3 \cdot 10^3 \cdot 0,250 \cdot 0,781^2} = 0,0296$$

Kuna $\mu = 0,0296 < \mu_c = 0,394$, siis on ristlõige normaalarmeeritud ning survearmatuur ei ole vajalik.

Kasutades valemit (3.15) on suhteline arvutuskõrgus:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0296} = 0,0301$$

Kasutades valemit (3.16) on armatuuri ristlõikepindala intensiivsus:

$$A_{s1} = \frac{1 \cdot 0,0301 \cdot 13,3 \cdot 250 \cdot 781}{340} = 229,90 \text{ mm}^2/m$$

Toearmatuuriks valitakse vardad 3 Ø10 ($A_{s1} = 236 \text{ mm}^2$).

Konstruktiiivsete nõuete kontroll:

Vastavalt valemile (3.19) on eelnevalt leitud pikitõmbearmatuuri vähim lubatud ristlõikepindala:

$$A_{s1} = 236 \text{ mm}^2/m < A_{s,min} \rightarrow A_{s,min} = 286,37 \text{ mm}^2/m$$

Vastavalt konstruktiivsele nõudele valitakse toearmatuuriks vardad 2 Ø14 ($A_{s1} = 308 \text{ mm}^2$).

Kasutades valemit (3.20) on armatuuri suurim ristlõikepindala:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot (700 \cdot 250) = 7000 \text{ mm}^2/m > A_{s1} = 308 \text{ mm}^2/m$$

Vastavalt konstruktiivsele nõudele valitakse toearmatuuriks vardad 2 Ø14 A-III ($A_{s1} = 339 \text{ mm}^2$).

Toearmatuur viiakse 1/5 sildeava kauguseni sein servast.

$$\frac{10450}{5} = 2090 \text{ mm}$$

3.1.4.4 Tala põikarmatuuri dimensioneerimine

Põikarmatuur on risti ribi teljega - $\alpha = 90^\circ$

Sisejõudude õlg:

$$z = 0,9 \cdot d \tag{3.37}$$

$$z = 0,9 \cdot 781 = 702,9 \text{ mm}$$

kus d – tala pikiarmatuuri kasuskõrgus, mm.

PÕIKARMATUUR TOE A PIIRKONNAS 1/4 SILDEAVA ULATUSES

$$V_{Ed,d} = V_{Ed,A} - q_{1d} \cdot \left(\frac{a}{3} + d\right) \quad (3.38)$$

$$V_{Ed,d} = 168,58 - 40,33 \cdot \left(\frac{0,240}{3} + 0,781\right) = 133,86 \text{ kN}$$

kus q_{1d} – arvutuslik kogukoormus, kN/m,
 a – tala toetuspikkus, mm,
 d – tala pikiarmatuuri kasuskõrgus, mm.

Alumises pinnas paiknevat armatuuri arvestatakse pikiarmatuurina.

Põikjõud peab rahuldama tingimust:

$$V_{Ed,d} \leq V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v_1 \cdot f_{cd} \quad (3.39)$$

$$V_{Ed,d} = 133,86 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 0,5 \cdot 0,25 \cdot 0,781 \cdot 0,552 \cdot 13,3 \cdot 10^3 = 716,72 \text{ kN}$$

kus $b_w = b_1$ – tala laius, mm,
 d – tala pikiarmatuuri kasuskõrgus, mm,
 f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, MPa,
 v_1 – põikjõu toimel pragunenud betooni tugevuse vähendustegur:

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (3.40)$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{20}{250}\right) = 0,552$$

kus f_{ck} – 28 päeva vanuse betooni silindriline normsurvetugevus, MPa.

Betooniga vastuvõetav põikjõud leitakse valemiga ($\sigma_{cp} = 0$):

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} + k_1 \cdot \sigma_{cp}} \cdot b_w \cdot d \quad (3.41)$$

Miinimumväärtusega:

$$V_{Rd,c,min} = v_{min} \cdot b_w \cdot d \quad (3.42)$$

kus tegurid:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{781}} = 1,506 < 2,0$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} = 0,035 \cdot \sqrt{1,506^3 \cdot 20} = 0,289 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{1847}{250 \cdot 781} = 0,0095 < 0,02$$

Betooniga vastuvõetav põikjõud:

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,506 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0095 \cdot 20} \cdot 250 \cdot 781 = 94,16 \cdot 10^3 \text{ N} = 94,16 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,min} = 0,289 \cdot 250 \cdot 781 = 56,43 \cdot 10^3 \text{ N} = 56,43 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 94,16 \text{ kN} > V_{Rd,c,min} = 56,43 \text{ kN}$$

Kuna $V_{Rd,c} = 94,16 \text{ kN} < V_{Ed,d} = 133,86 \text{ kN}$, siis on vajalik arvutuslik põikarmatuur.

Survevarraste kaldenurga θ määramine:

$$\sin 2\theta = \frac{2 \cdot V_{Ed,d}}{b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}} \quad (3.43)$$

$$\sin 2\theta = \frac{2 \cdot 133,86 \cdot 10^3}{250 \cdot 702,9 \cdot 0,552 \cdot 13,3} = 0,208$$

kus $b_w = b_1$ – tala laius, mm,

z – sisejõudude õlg, mm,

v_1 – põikjõu toimel pragunenud betooni tugevuse vähendustegur,

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, MPa.

Kaldenurk:

$$\theta = \frac{1}{2} \arcsin 2\theta \quad (3.44)$$

$$\theta = \frac{1}{2} \arcsin 0,208 = 6,00^\circ; \cot \theta = 9,51 > 2,5 \rightarrow \cot \theta = 2,5$$

Vajalik põikarmatuuri intensiivsus:

$$a_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed,d}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta} \quad (3.45)$$

$$a_{sw} = \frac{133,86 \cdot 10^3}{205 \cdot 702,9 \cdot 2,5} = 0,372 \text{ mm}^2/\text{mm} = 372 \text{ mm}^2/\text{m}$$

kus f_{ywd} – põikarmatuuri arvutusvoolavustugevus, MPa,
 z – sisejõudude õlg, mm,
 θ – survevarraste kaldenurk, °.

Põikarmatuuriks valitakse kahelõikelised rangid 2 Ø8 A-I ($A_{sw} = 101 \text{ mm}^2$).

Rangide vajalik samm:

$$s = \frac{A_{sw}}{a_{sw}} \quad (3.46)$$

$$s = \frac{101}{372} = 0,272 \text{ m} = 272 \text{ mm} \rightarrow 270 \text{ mm}$$

kus A_{sw} – põikarmatuuri ristlõikepindala, mm^2 ,
 a_{sw} – põikarmatuuri intensiivsus, mm^2/m .

Minimaalne põikarmeermistegur:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (3.47)$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{20}}{390} = 0,00092$$

kus f_{ck} – 28 päeva vanuse betooni silindriline normsurvetugevus, MPa.
 f_{yk} – armatuurterase normvoolavustugevus, MPa.

Põikarmeermistegur:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin\alpha} \quad (3.48)$$

$$\rho_w = \frac{101}{270 \cdot 250 \cdot \sin 90^\circ} = 0,00150 > \rho_{w,min} = 0,00092$$

kus A_{sw} – põikarmatuuri ristlõikepindala, mm^2 ,
 s – rangide samm, mm,
 $b_w = b_1$ – tala laius, mm,
 α – nurk armatuuri ja ribi vahel, °.

Rangide suurim lubatud samm:

$$s_{1,max} = 0,75 \cdot d \quad (3.49)$$

$$s_{1,max} = 0,75 \cdot 781 = 586 \text{ mm} > s = 270 \text{ mm}$$

kus d – tala pikiarmatuuri kasuskõrgus, mm.

Toe A piirkond armeeritakse rangidega 2 Ø8 A-I ($A_{sw} = 101 \text{ mm}^2$) sammuga 270 mm.

Põikarmatuur viiakse toe A piirkonnas 1/4 sildeava kauguseni.

$$\frac{10450}{4} = 2612,5 \text{ mm} \approx 2610 \text{ mm}$$

TOE PÕIKARMATUUR TOE B PIIRKONNAS 1/4 SILDEAVA ULATUSES

$$V_{Ed,d} = V_{Ed,B} = 252,87 \text{ kN}$$

Alumises pinnas paiknevat armatuuri arvestatakse pikiarmatuurina.

$$V_{Rd,max} = V_{Ed,d} = 252,87 \text{ kN}$$

Betooniga vastuvõetav põikjõud on sama nagu toe A piirkonnas

$$V_{Rd,c} = 94,16 \text{ kN}$$

Kuna $V_{Rd,c} = 94,16 \text{ kN} < V_{Ed,d} = 252,87 \text{ kN}$, siis on vajalik arvutuslik põikarmatuur.

Kasutades valemit (4.43) survevarraste kaldenurga θ määramine:

$$\sin 2\theta = \frac{2 \cdot 252,87 \cdot 10^3}{250 \cdot 702,9 \cdot 0,552 \cdot 13,3} = 0,392$$

Kasutades valemit (4.44) on kaldenurk:

$$\theta = \frac{1}{2} \arcsin \cdot 0,392 = 11,54^\circ; \cot \theta = 4,90 > 2,5 \rightarrow \cot \theta = 2,5$$

Kasutades valemit (4.45) on põikarmatuuri intensiivsus:

$$a_{sw} = \frac{252,87 \cdot 10^3}{205 \cdot 702,9 \cdot 2,5} = 0,702 \text{ mm}^2/\text{mm} = 702 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Põikarmatuuriks valitakse kahelõikelised rangid 2 Ø8 A-I ($A_{sw} = 101 \text{ mm}^2$).

Kasutades valemit (4.46) on rangide vajalik samm:

$$s = \frac{A_{sw}}{a_{sw}} = \frac{101}{702} = 0,144 \text{ m} = 144 \text{ mm} \rightarrow 140 \text{ mm}$$

Minimaalne põikarmeerimistegur on sama nagu toe A piirkonnas:

$$\rho_{w,min} = 0,00092$$

Kasutades valemit (4.48) on põikarmeerimistegur:

$$\rho_w = \frac{101}{140 \cdot 250 \cdot \sin 90^\circ} = 0,00289 > \rho_{w,min} = 0,00092$$

Kasutades valemit (4.49) on rangide suurim lubatud samm:

$$s_{1,max} = 0,75 \cdot 781 = 586 \text{ mm} > s = 140 \text{ mm}$$

Toe B piirkond armeeritakse rangidega 2 Ø8 A-I ($A_{sw} = 101 \text{ mm}^2$) sammuga 140 mm.

Põikarmatuur viiakse toe A piirkonnas 1/4 sildeava kauguseni.

$$\frac{10450}{4} = 2612,5 \text{ mm} \approx 2610 \text{ mm}$$

PÕIKARMATUUR TALA KESKPIIRKONNAS 1/2 SILDEAVA ULATUSES

Kuna suurem põikjõud tekib toe B poolses osas, siis lähtutakse posti poolt mõõdetuna 1/4 sildeava kaugusel asuvas lõikes mõjuva põikjõu väärtusest.

$$V_{Ed,1} = V_{Ed,B} - \frac{q_{1d} \cdot l_{10}}{4} \quad (3.50)$$

$$V_{Ed,1} = 252,87 - \frac{40,33 \cdot 10,450}{4} = 147,51 \text{ kN}$$

kus q_{1d} – arvutuslik kogukoormus, kN/m,

l_{10} – arvutuslik sildeava, m.

Alumises pinnas paiknevat armatuuri arvestatakse pikiarmatuurina.

Betooniga vastuvõetav põikjõud on sama, mis toe A ja B piirkonnas.

$$V_{Rd,c} = 94,16 \text{ kN}$$

Kuna $V_{Rd,c} = 94,16 \text{ kN} < V_{Ed,d} = 147,51 \text{ kN}$, siis on vajalik arvutuslik põikarmatuur.

Kasutades valemit (4.43) survevarraste kaldenurga θ määramine:

$$\sin 2\theta = \frac{2 \cdot 147,51 \cdot 10^3}{250 \cdot 702,9 \cdot 0,552 \cdot 13,3} = 0,229$$

Kasutades valemit (4.44) on kaldenurk:

$$\theta = \frac{1}{2} \arcsin 0,229 = 6,62^\circ; \cot \theta = 8,62 > 2,5 \rightarrow \cot \theta = 2,5$$

Kasutades valemit (4.45) on põikarmatuuri intensiivsus:

$$a_{sw} = \frac{147,51 \cdot 10^3}{205 \cdot 702,9 \cdot 2,5} = 0,409 \text{ mm}^2/\text{mm} = 409 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Põikarmatuuriks valitakse kahelõikelised rangid 2 Ø8 A-I ($A_{sw} = 101 \text{ mm}^2$).

Kasutades valemit (4.46) on rangide vajalik samm:

$$s = \frac{101}{409} = 0,247 \text{ m} = 247 \text{ mm} \rightarrow 240 \text{ mm}$$

Minimaalne põikarmeeringistegur on sama nagu toe A ja toe B piirkonnas:

$$\rho_{w,min} = 0,00092$$

Kasutades valemit (4.48) on põikarmeeringistegur:

$$\rho_w = \frac{101}{240 \cdot 250 \cdot \sin 90^\circ} = 0,00168 > \rho_{w,min} = 0,00092$$

Kasutades valemit (4.49) on rangide suurim lubatud samm:

$$s_{1,max} = 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 781 = 586 \text{ mm} > s = 240 \text{ mm}$$

Toe keskpiirkond armeeritakse rangidega 2 Ø8 A-I ($A_{sw} = 101 \text{ mm}^2$) sammuga 240 mm.

3.1.5 Posti arvutus

3.1.5.1 Posti koormus ja sisejõud

Leitakse esimese korruse postile mõjuv koormus kuna seal on see kõige suurem. Post on arvutatud tsentriliselt surutuna.

Koormused omakaaludest:

Katuslae normatiivne koormus ruutmeetri kohta:

KL-01

- SBS rullmaterjal	2 kihti	$g_k = 0,05 \text{ kN/m}^2$
- Mineraalvillaplaat	30 mm	$g_k = 0,03 \cdot 0,85 = 0,026 \text{ kN/m}^2$
- EPS 60 Silver	450 mm	$g_k = 0,45 \cdot 0,5 = 0,23 \text{ kN/m}^2$
- Õõnespaneel	220 mm	$g_k = 2,7 \text{ kN/m}^2$

KOKKU

$$g_{KL-01,k} = 3,006 \text{ kN/m}^2$$

Katuslae koormus (kN):

$$g_{KL-01,k} = 3,006 \cdot 3,550 \cdot 10,560 = 112,69 \text{ kN}$$

Tala koormus, 5 tk (kN):

$$g_{tala,k} = 0,25 \cdot 2,5 \cdot 0,7 \cdot 10,560 \cdot 5 = 23,10 \text{ kN}$$

Posti enda koormus, 4 tk elukorrustel (kN):

$$g_{Post1,k} = 0,38 \cdot 0,38 \cdot 2,5 \cdot 2,180 \cdot 4 = 3,15 \text{ kN}$$

Posti enda koormus, 1 tk ärikorruusel (kN):

$$g_{Post2,k} = 0,38 \cdot 0,38 \cdot 2,5 \cdot 3,3 = 1,19 \text{ kN}$$

Vahelae koormus, 4 tk (kN):

$$g_{VL-02,k} = 5,34 \cdot 3,550 \cdot 10,560 \cdot 4 = 800,76 \text{ kN}$$

Koormused omakaalust kokku:

$$g_k = g_{KL-01,k} + g_{tala,k} + g_{Post1,k} + g_{Post2,k} + g_{VL-02,k}$$

$$g_k = 112,69 + 23,10 + 3,15 + 1,19 + 800,76 = 940,89 \text{ kN}$$

Kasuskoormus

Käsitletav projekt kuulub klassidesse A – eluruumid ja B – bürooruumid. Vastavalt klassidele on eluruumide kasuskoormus $q_k = 2 \text{ kN/m}^2$ ja bürooruumide kasuskoormus $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$. [20]

Vahelagedele lisatakse kergseinad täiendava ühtlaselt jaotatud kasuskoormusena $0,5 \text{ kN/m}^2$.

Postile mõjuv kasuskoormus – eluruumid, 4 tk (kN):

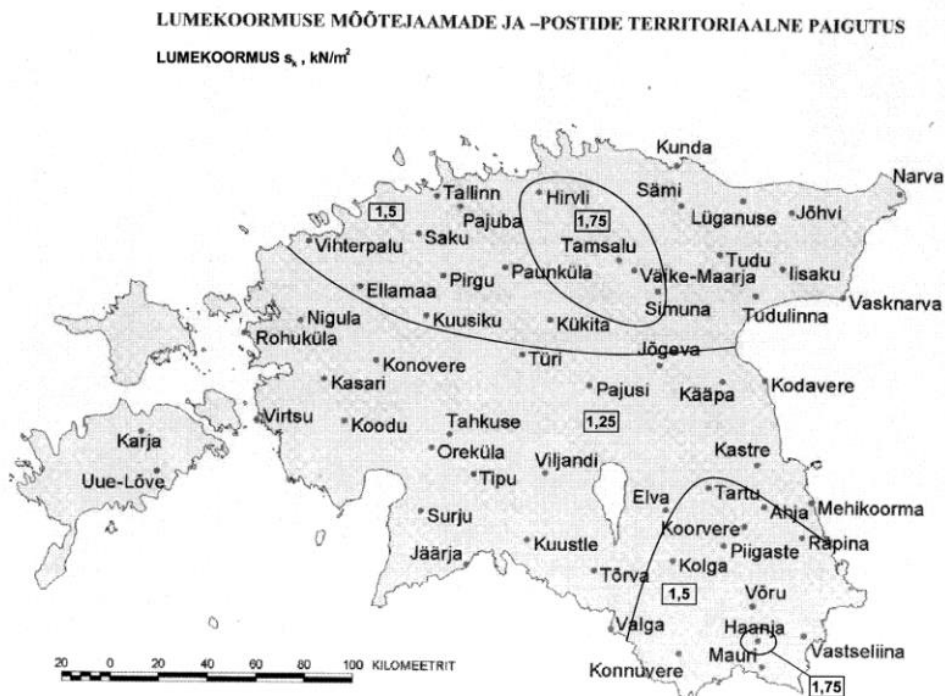
$$q_{elu,k} = (2 + 0,5) \cdot 3,550 \cdot 10,560 \cdot 4 = 374,88 \text{ kN}$$

Postile mõjuv kasuskoormus – bürooruumid (kN):

$$q_{büroo,k} = (3 + 0,5) \cdot 3,550 \cdot 10,560 = 131,21 \text{ kN}$$

Lumekoormus

Joonise (3.5) järgi on Tartu lume normkoormuse väärtus maapinnal: $s_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$.



Joonis 3.5 Lume normkoormus s_k maapinnal kN/m^2 [20]

Lamekatuse lumekoormuse normsuurus määratakse valemiga:

$$s = \mu_i \cdot s_k \quad (3.51)$$

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

kus μ_i – lumekoormuse kujutegur

Postile mõjuv lumekoormus (kN):

$$s = 1,2 \cdot 3,550 \cdot 10,560 = 44,99 \text{ kN/m}^2$$

Tuulekoormus ei mõju.

Koormuskombinatsioonid kandepiirseisundis

Ainult omakaal:

$$N_{ok,Ed} = 1,35 \cdot 940,89 = 1270,20 \text{ kN}$$

Domineeriv kasukoormus:

$$N_{kk,Ed} = 1,2 \cdot 940,89 + 1,5 \cdot (374,88 + 131,21) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 44,99 = 1921,95 \text{ kN}$$

Domineeriv lumekoormus:

$$N_{lk,Ed} = 1,2 \cdot 940,89 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot (374,88 + 131,21) + 1,5 \cdot 44,99 = 1727,95 \text{ kN}$$

Kriitiline koormuskombinatsioon on domineeriva kasukoormusega $\rightarrow N_{Ed} = 1921,95 \text{ kN}$

Pikaajaliseks koormuseks võetakse koormus ainult omakaalust $\rightarrow N_{Ed,1} = 1270,20 \text{ kN}$

3.1.5.2 Posti dimensioneerimine

Posti arvutuspikkus:

$$l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 3300 = 2310 \text{ mm} \quad (3.52)$$

kus l – esimese korruse posti kõrgus

Esialgseks armeerimisteguriks võetakse $\rho_{tot} = 0,01$ ja teguriks $\varphi = 0,8$

Posti esialgne ristlõikepind:

$$A_c = \frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot (f_{cd} + \rho_{tot} \cdot f_{ycd})} \quad (3.53)$$
$$A_c = \frac{1921,95 \cdot 10^3}{0,8 \cdot (13,3 + 0,01 \cdot 340)} = 143858,53 \text{ mm}^2 \approx 143859 \text{ mm}^2$$

kus N_{Ed} – arvutuslik normaaljõud, kN,

φ – tegur,

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, MPa,

ρ_{tot} – armeerimistegur,

$f_{ycd} = f_{yd}$ – armatuuriterase arvutuslik survetugevus, MPa.

$$h = \sqrt{A_c} = \sqrt{143859} = 379 \text{ mm} \rightarrow 380 \text{ mm}$$

$$A_c = h^2 = 380^2 = 144400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{l_0}{h} = \frac{2310}{380} = 6,079$$

$$\frac{N_{Ed,1}}{N_{Ed}} = \frac{1266,88}{1912,95} = 0,659$$

Tabelist 3.3 interpoleerides saadakse tegur:

$$\varphi_c = 0,920$$

Tabel 3.3 Teguri φ_c väärtused [19]

Tegur φ_c								
$N_{Ed,1} / N_{Ed}$	l_0 / h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,82	0,78	0,72
1.0	0,92	0,91	0,90	0,86	0,82	0,76	0,69	0,61

Tabelist 3.4 interpoleerides saadakse tegur:

$$\varphi_{sc} = 0,920$$

Tabel 3.4 Teguri φ_{sc} väärtused [19]

Tegur φ_{sc}								
$N_{Ed,1} / N_{Ed}$	l_0 / h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
$a < 0,15h$ ja $A_{sv} = 0$ või $A_{sv} < A_{s,tot} / 3$								
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,92	0,91	0,89	0,88	0,86	0,83	0,79
1.0	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,79	0,74
$0,25h > a \geq 0,15h$ või sõltumata a -st $A_{sv} \geq A_{s,tot} / 3$								
0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,85	0,82	0,79
0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,81	0,76	0,71
1.0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,77	0,70	0,63

3.1.5.3 Posti armeerimine

POSTI PIKIARMATUUR

Eeldades, et armatuur paikneb nurkades, leitakse vahearmatuuri pindala:

$$A_{sv} = 0 < \frac{A_{s,tot}}{3} \quad (3.54)$$

kus $A_{s,tot}$ – armatuuri kogupindala.

Tegur:

$$\varphi = \sqrt{(1,5 \cdot \varphi_c - \varphi_{sc})^2 - \frac{2 \cdot N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \cdot (\varphi_c - \varphi_{sc}) + 1,5 \cdot \varphi_c - \varphi_{sc}} \quad (3.55)$$

$$\varphi = \sqrt{(1,5 \cdot 0,920 - 0,920)^2 - \frac{2 \cdot 1921,95}{0,1444 \cdot 13,3 \cdot 10^3} \cdot (0,920 - 0,920) + 1,5 \cdot 0,920 - 0,920} = 0,920$$

kus φ_c – tegur,

φ_{sc} – tegur,

N_{Ed} – arvutuslik normaaljõud, kN,

A_c – betoonristlõike pindala, mm²,

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, MPa.

Armatuuri pindala:

$$A_{s,tot} = \frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot f_{ycd}} - \frac{f_{cd} \cdot A_c}{f_{ycd}} \quad (3.56)$$

$$A_{s,tot} = \frac{1921,95 \cdot 10^3}{0,920 \cdot 340} - \frac{13,3 \cdot 144400}{340} = 495,75 \text{ mm}^2$$

kus N_{Ed} – arvutuslik normaaljõud, kN,

φ – tegur,

$f_{ycd} = f_{yd}$ – armatuuriterase arvutuslik survetugevus, MPa,

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, MPa,

A_c – betoonristlõike pindala, mm².

Konstruktivsete nõuete kontroll:

Pikiarmatuur peab olema vähemalt läbimõõduga 12 mm.

Vähim pikiarmatuuri kogupindala:

$$A_{s,min} = \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \quad (3.57)$$

$$A_{s,min} = \frac{0,10 \cdot 1921,95 \cdot 10^3}{340} = 565,28 \text{ mm}^2 > A_{s,tot} = 495,75 \text{ mm}^2$$

kus N_{Ed} – arvutuslik normaaljõud, kN,
 f_{yd} – armatuuriterase arvutuslik voolavustugevus, MPa.

Või

$$A_{s,min} = 0,002 \cdot A_c \quad (3.58)$$

$$A_{s,min} = 0,002 \cdot 144400 = 288,80 \text{ mm}^2$$

kus A_c – betoonristlõike pindala, mm^2 .

Suurim pikiarmatuuri pindala väljaspool ülekattejätkusid:

$$A_{s,max} = 0,06 \cdot A_c \quad (3.59)$$

$$A_{s,max} = 0,06 \cdot 144400 = 8664 \text{ mm}^2$$

kus A_c – betoonristlõike pindala, mm^2 .

Konstruktiiivsete nõuete järgi peab olema armatuuri vähim kogupindala 565,28 mm^2 ning lõplikuks posti pikiarmatuuriks valitakse vardad 4 Ø14 A-III ($A_s = 616 \text{ mm}^2$)

POSTI PÕIKARMATUUR

Põikarmatuuri läbimõõt peab olema vähemalt 6 mm ja vähemalt 1/4 pikiarmatuuri suurimast läbimõõdust.

Põikarmatuuri samm piki posti ei tohiks olla suurem kui

- 15-kordne pikivarda minimaalne diameeter ($15 \cdot 12 = 180 \text{ mm}$),
- posti ristlõike vähim mõõde (250 mm),
- 400 mm.

Plaadi peal ja all paiknevates postiosades, mille pikkus on võrdne posti ristlõike suurima mõõtmega tuleb suurimat lubatud sammu korrutada teguriga 0,6.

$$s = 0,6 \cdot 180 = 108 \text{ mm}$$

Posti põikarmatuuriks plaadi peal ja all paiknevates postiosades valitakse rangid Ø6 A-I ($A_{sw} = 28 \text{ mm}^2$) sammuga 110 mm ning posti keskosas valitakse rangid Ø6 A-I ($A_{sw} = 28 \text{ mm}^2$) sammuga 180 mm.

3.1.5.4 Posti ja tala ühendussõlm

Posti ja tala ühendussõlm on arvutustes arvestatud liigendsõlmena. Posti pea ja tala vahele paigaldatakse terasleht. Teraslehe paksuseks võetakse 20 mm.

Ruudukujulise terasplaadi arvutuslikud mõõdud:

$$A = \frac{N_{Ed}}{f_{ycd}} \quad (3.60)$$
$$A = \frac{1921,95 \cdot 10^3}{350} = 5491,29 \text{ mm}^2$$

kus N_{Ed} – arvutuslik normaaljõud, kN,

f_{ycd} – armatuuriterase arvutuslik survetugevus, MPa.

$$a = \sqrt{A} = \sqrt{5491} = 74,1 \text{ mm} \approx 75 \text{ mm}$$

Terasleheks valitakse S355 mõõtudega 20x75x75 mm.

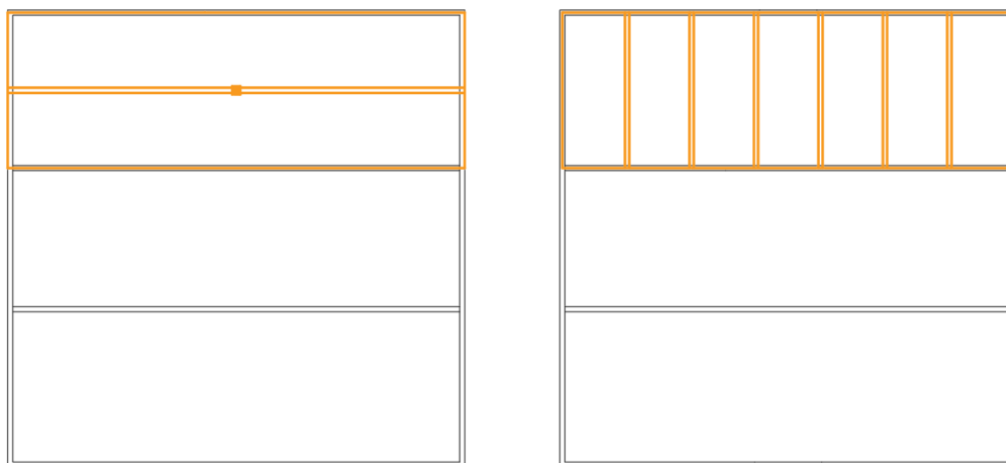
4. MONOLIITSE JA MONTEERITAVA VAHELAE TULEMUSTE VÕRDLUS JA ANALÜÜS

4.1 Piki ja risti hoonet monoliitsete vahelae variantide arvutustulemused

Kuigi post-ribiplaat vahelae puhul läbis kortereid ainult üks tala, siis tuli mainitud variandi tala silde pikkuse tõttu tala ristlõige siiski piisavalt suur, et kaaluda ka teisi võimalusi.

Erinevalt projekteeritud variantides muutuvad nii materjali kulu kui ka visuaalne tulemus, samuti ka maksumus, mida käesolev töö ei käsitle. Seetõttu on leitud lisaks piki hoonet läbivale post-ribiplaat vahelae lahendusele ka risti hoonet läbiv ribiplaat-vahelae konstruktiivne lahendus ning saadud tulemused on esitatud võrdlustabelis 4.1. Parema ettekujutuse jaoks on välja toodud selgitav joonis 4.1.

Ribiplaat vahelae lahendused on leitud vastavalt ala-alapeatükkidele 3.1.3 (Laeplaadi arvutus) ja 3.1.4 (Raudbetoontala arvutus).



Joonis 4.1 Selgitav joonis mõlema vahelae variandi kohta

Tabel 4.1 Kahe monoliitse vahelae variandi konstruktiivsed tulemused

	Post-ribiplaat lahendus piki hoonet	Ribiplaat lahendus risti hoonet
PLAAT		
Konstruktsiooni mõõtmed		
Laius	3670 mm	3045 mm
Pikkus	21600 mm	7345 mm
Paksus	130 mm	115 mm
Kasuskõrgus	100 mm	85 mm
Armatuur äärmises sildeavas		
Pikiarmatuur	Ø 10 s.150 mm	Ø 10 s.210 mm
Jaotusarmatuur	Ø 6 s.270 mm	Ø 6 s.345 mm
Armatuur keskmistes sildeavades		
Pikiarmatuur	-	Ø 10 s.220 mm
Jaotusarmatuur	-	Ø 6 s.345 mm
Armatuur ülapiinlas ribi kohal		
Pikiarmatuur	Ø 10 s.150 mm	Ø 10 s.210 mm
Jaotusarmatuur	Ø 6 s.270 mm	Ø 6 s.345 mm
Armatuur ülapiinlas äärmiste tugede kohal		
Pikiarmatuur	Ø 10 s.150 mm	Ø 10 s.210 mm
Jaotusarmatuur	Ø 6 s.270 mm	Ø 6 s.345 mm
TALA		
Konstruktsiooni mõõtmed		
Laius	250 mm	200 mm
Kõrgus	700 mm	500 mm
Sille	10560 mm	7105 mm
Kasuskõrgus	781 mm	569 mm
Pikiarmatuur		
Avas	3 Ø 28	3 Ø 22
Toel (ribi)	3 Ø 28	-
Toel (sein)	2 Ø 14	2 Ø 12
Ülapiinlas	2 Ø 8	2 Ø 8
Põikarmatuur		
Seinapiirkonnas	2 Ø 8 s. 270 mm	3 Ø 8 s. 280 mm
Ribipiirkonnas	2 Ø 8 s. 140 mm	-
Keskpiirkonnas	2 Ø 8 s. 240 mm	2 Ø 8 s. 420 mm
POST		Post puudub
Konstruktsiooni mõõtmed		

Ristlõige	380x380 mm	-
Pikkus	3300 mm	-
Pikiarmatuur		
	4 Ø 14	-
Põikarmatuur		
Plaadi peal ja all paiknevates postiosades	Ø 6 s.110 mm	-
Posti keskosas	Ø 6 s.180 mm	-

4.1.1 Kahe monoliitse vahelae materjali kulu

Kuluva materjali jaoks on välja toodud mõlema monoliitse vahelae variandi betooni mahud tabelis 4.2. Vahelaeplaatide, betoontalade ja posti tarbeks kuluva armatuuri pikkused vastavalt armatuuri läbimõõtudele on välja toodud tabelites 4.3, 4.4 ja 4.5.

Tabel 4.2 Kahe monoliitse vahelae variandi betooni mahud

BETOONI MAHT	Post-ribiplaat lahendus piki hoonet	Ribiplaat lahendus risti hoonet
Plaat		
m ³ ühe plaadi kohta	10,31	2,57
Kogus (tk)	2	7
m ³ kokku	20,62	17,99
Tala		
m ³ ühe tala kohta	3,78	0,73
Kogus (tk)	1	6
m ³ kokku	3,78	4,38
Post		
Kogus (tk)	1	0
m ³ kokku	0,48	-
Betooni maht kokku m³	24,88	22,37

Tabel 4.3 Kahe monoliitse vahelae variandi plaadi armatuuri pikkused

ARMATUURI PIKKUS - PLAAT	Post-ribiplaat lahendus piki hoonet	Ribiplaat lahendus risti hoonet
Ühe äärmise plaadi jaoks kuluv armatuur (jm)		
Ø 6	425,03	94,71
Ø 10	763,96	152,57
Vastavalt äärmiste plaatide kogusele kuluv armatuur (jm)		

Kogus (tk)	2	2
Ø 6	850,06	189,42
Ø 10	1527,92	305,14
Ühe keskmise plaadi jaoks kuluv armatuur (jm)		
Ø 6	-	94,71
Ø 10	-	152,57
Vastavalt keskmiste plaatide kogusele kuluv armatuur (jm)		
Kogus (tk)	0	5
Ø 6	-	473,55
Ø 10	-	762,85
Kuluv armatuur kokku (jm)		
Ø 6	850,06	662,97
Ø 10	1527,92	1067,99

Tabel 4.4 Kahe monoliitse vahelae variandi tala armatuuri pikkused

ARMATUURI PIKKUS - TALA			
Post-ribiplaat lahendus piki hoonet		Ribiplaat lahendus risti hoonet	
Ühe tala jaoks kuluv armatuur (jm)			
Ø 8	212,99	Ø 8	38,58
Ø 14	9,16	Ø 12	6,08
Ø 28	86,58	Ø 22	21,8
Armatuuri pikkused vastavalt talade kogusele (jm)			
Kogus (tk)	1	Kogus (tk)	6
Ø 8	212,99	Ø 8	231,48
Ø 14	9,16	Ø 12	36,48
Ø 28	86,58	Ø 22	130,80

Tabel 4.5 Kahe monoliitse vahelae variandi posti armatuuri pikkused

ARMATUURI PIKKUS - POST	Post-ribiplaat lahendus piki hoonet	Ribiplaat lahendus risti hoonet
Armatuuri pikkused vastavalt posti kogusele (jm)		
Kogus (tk)	1	0
Ø 6	27,30	-
Ø 14	13,00	-

Kogu vahelaele kulunud armatuuri pikkus (jm) ja armatuuri mass (kg) on esitatud piki hoonet läbivale post-ribiplaat vahelae lahendusele tabelis 4.6 ja risti hoonet läbivale ribiplaat vahelae lahendusele tabelis 4.7. Materjalide kuludes ei sisaldu armatuur ülekatetele.

Tabel 4.6 Post-ribiplaat vahelae armatuuri kogupikkus ja kogumass

ARMATUURI KOGUPIKKUS JA KOGUMASS			
Post-ribiplaat lahendus piki hoonet			
Armatuuri läbimõõt	Armatuuri mass ühe jm kohta kg/m	Armatuuri pikkus jm	Armatuuri mass kg
Ø 6	0,222	877,36	194,8
Ø 8	0,395	212,99	84,1
Ø 10	0,617	1527,92	942,7
Ø 14	1,208	22,16	26,8
Ø 28	4,834	86,58	418,5
		2727,01	1666,9

Tabel 4.7 Ribiplaat vahelae armatuuri kogupikkus ja kogumass

ARMATUURI KOGUPIKKUS JA KOGUMASS			
Ribiplaat lahendus risti hoonet			
Armatuuri läbimõõt	Armatuuri mass ühe jm kohta kg/m	Armatuuri pikkus jm	Armatuuri mass kg
Ø 6	0,222	662,97	147,2
Ø 8	0,395	231,48	91,4
Ø 10	0,617	1067,99	658,9
Ø 12	0,888	36,48	32,4
Ø 22	2,984	130,8	390,3
		2129,72	1320,3

4.1.2 Kahe monoliitse vahelae variandi tulemuste analüüs

Väiksema silde tõttu on risti hoonet läbivate konstruktsioonide ristlõiked märgatavalt väiksemad. Laeplaadi paksus on 11,5 % väiksem, tala kõrgus on 28,6 % väiksem ja tala laius on 20 % väiksem kui piki hoonet läbiva lahenduse laeplaadi paksus, tala kõrgus ja laius.

Tabelist 4.2 järeldub, et risti hoonet olevate laeplaatide jaoks kulub 12,8 % vähem betooni. Tala pikkust on jooksva meetrina risti hoonet taladel üle 2 korra rohkem kui piki hoonet talal. Seetõttu kulub ka rohkem betooni, kuid väiksema ristlõike tõttu on vahe ainult 15 %. Post-ribiplaat lahenduse puhul tuleb posti arvelt juurde 0,48 m³ betooni. Üldiselt jääb kogu betooni kulu mõlema variandi puhul samasse suurusjärku. Vastavalt risti hoonet lahenduse kasuks on väärtusteks 24,88 m³ ja 22,37 m³, mille vahe on 10%.

Risthoonet olevate laeplaatide Ø6 armatuuri pikkus (jm) on 22 % võrra väiksem ning Ø10 armatuuri pikkus (jm) on 30 % võrra väiksem kui piki hoonet läbivate laeplaatide armatuuri pikkused. Risti hoonet talade armeerimisele kulub Ø8 armatuuri (jm) 8,7 % rohkem. Kuna ülejäänud armatuur on erineva läbimõõduga, siis piki hoonet läbivale talale kulub lisaks 9,16 jm armatuuri läbimõõduga 14 ja 86,58 jm läbimõõduga 28 ning põikhoonet läbivatele taladele kulub lisaks 36,48 jm armatuuri läbimõõduga 12 ja 130,80 jm läbimõõduga 22. Esimese variandi juurde kuuluva posti jaoks läheb 27,30 jm armatuuri läbimõõduga 6 ja 13,0 m läbimõõduga 14.

Tabelites 4.6 ja 4.7 on välja toodud vajamineva armatuuri läbimõõdud koos pikkustega ning igale läbimõõdule vastav armatuuri mass kilogrammides ühe meetri kohta. Kokkuvõtvalt on esitatud mõlema vahelae variandi jaoks kuluv armatuuri kogupikkus (jm) ja kogumass (kg). Risti hoonet läbivale lahendusele kulub jooksvates meetrites 21,9 % vähem ja kilogrammides 20,8 % vähem armatuuri.

Eeltoodut arvesse võttes võib järeldada, et ristlõigete suuruste ja materjali kulu põhjal on ökonoomsem variant risti hoonet läbiv ribiplaat vahelagi.

4.2 Monteeritavatest eelpingestatud õõnespaneelidest vahelagi

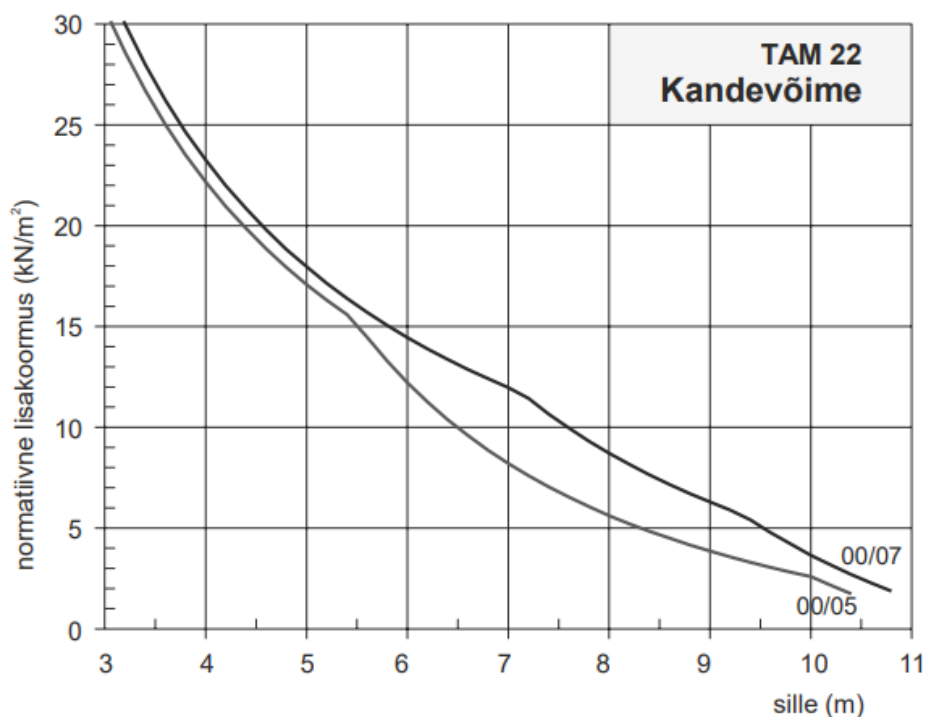
Antud projektis on kasutatud OÜ TMB Element eelpingestatud õõnespaneele TAM 22. TAM-paneelid on armeeritud ainult pikisuunas, põiksuunas on armeerimata. Kuna käesolevas töös toetavad paneeliotsad vaid seintele, siis on paneelides ainult alumised sarrustrossid. Trosside arv paneeli ristlõikes sõltub õõnespaneelile tulevatest koormustest, tehtavatest avadest ja silde pikkusest. Ristlõike paksusega 220 mm õõnespaneeli puhul on sõltuvalt alumiste trosside arvust kandevõime erinevus väike, kuna ristlõige on madal ja seega tekkiv survetsoon samuti.

Välja on toodud TAM 22 paneeli kandevõimegraafik, mis on olemas tootja kodulehel [22].

TAM 22 paneelide tähised:

00 – ülemise sarrustrosside arv

05/07 – alumiste sarrustrosside arv



Joonis 4.2 Paneeli TAM 22 kandevõime graafik (alumiste trosside algeelpinge 900 MPa, kasuskoormuse klass A) [22]

4.2.1 Monteeritava vahelae materjali kulu

Kuluva materjali jaoks on väljatoodud monteeritava vahelae betooni maht tabelis 4.8 ja kuluva pingestustrossi kogupikkus ja kogumass tabelis 4.9. Monteeritava paneeli pingestustrossi mass ühe jooksva meetri kohta on teada saadud kirjavahetuse teel TMB Element OÜ-ga.

Tabel 4.8 Monteeritava vahelae betooni maht

BETOONI MAHT	Õõnespaneelidest lahendus
Monteeritav plaat	
Betooni ristlõike pindala m ²	0,15
Paneeli pikkus m	7,26
m ³ ühe paneeli kohta	1,089
Ligikaudne paneelide kogus (tk)	17,3
m ³ kokku	18,84
Monoliitne osa	
Kõrgus m	0,22
Laius m	1,2
Pikkus m	4,61
m ³ kokku	1,22
Betooni maht kokku m³	20,06

Tabel 4.9 Monteeritava vahelae paneelide jaoks kuluv trossi kogupikkus ja kogumass

TROSSI KOGUPIKKUS JA MASS		Õõnespaneelidest lahendus	
Trossi läbimõõt	Pingestustrossi mass ühe jm kohta kg/m	Pingestustrossi pikkus jm	Trossi mass kg
Pikkus ja mass ühe plaadi kohta			
Ø 12,5	0,730	36,33	26,5
Kogupikkus ja kogumass lahendatava ala kohta, kui ligikaudne paneelide arv on 17,3			
		628,51	458,8

4.2.2 Monoliitse vahelae ja monteeritava vahelae tulemuste analüüs

Vastavalt eelnevalt võrreldud tulemuste põhjal on monoliitse vahelae variantidest ökonoomsem risti hoonet läbiv vahelae lahendus. Teine variant on teha monteeritavatest eelpingestatud õõnespaneelidest vahelagi.

Vastavalt kulub risti hoonet läbivale monoliitsele lahendusele 22,37 m³ betooni ning monteeritavatele paneelidele 20,06 m³. Mahtude vahe on 10,3 %. Väike erinevus tuleneb monteeritava paneeli suurest paksusest ning monoliitse lahenduse juurde kuuluvatest betoontaladest. Oluline on välja tuua, et töös arvatud monoliitse vahelae jaoks kasutatakse betooni tugevusklassiga C20/25 ning monteeritavate paneelide valmistamisel kasutatakse betooni tugevusklassiga C50/60. Tulenevalt tugevusklassidest on monteeritavates paneelides kasutatava betooni maksimaalne vesitsemetsuhte väiksem ning minimaalne tsemendisisaldus kg/m³ kohta suurem kui monoliitse vahelae jaoks vajaminevas betoonis. Sellest saab järeldada, et paneelide tootmisel läheb betooni sisse rohkem tsementi ning selle tõttu on betoon märgatavalt kallim.

Tabelite 4.7 ja 4.9 põhjal on monteeritava vahelae terase kulu jooksvate meetrite kohta 70,5 % väiksem ning kilogrammide kohta 65 % väiksem kui monoliitse vahelae puhul. Suur erinevus tuleneb sellest, et monteeritaval paneelil puudub nii põikarmatuur kui ka armatuur ülapinnas. Samuti ei kulu terast talade peale, mis monoliitse lahenduse puhul olemas on.

Kuigi materjali kulu järgi on kindel, et kokkuhoidlikum variant on monteeritav vahelagi, siis on järgnevalt toodud välja monoliitse ja monteeritava vahelae eelised ja puudused, mida võiks sobiva valiku tegemisel arvesse võtta.

Monoliitse raudbetoonvahelae eelised:

- konstruktsioon jäigastab hoonet tervikuna;
- hea vastupanuvõimega dünaamilistele koormustele [18];
- puudub vajadus kasutada kraanat;
- arhitektuursel kujundamisel on rohkem võimalusi, ruumide kuju pole oluline [18];
- viimistletud lagi jääb ilma vuukideta;
- üldiselt on vahelae paksus väiksem kui monteeritaval vahelael.

Monoliitse raudbetoonvahelae puudused:

- pikk ettevalmistus- ja ehitusperiood betooni kivistumise, raketiste paigaldamise ja armeerimistöõde tegemise tõttu;
- külmal aastaajal on vajadus betoonkütte järele;
- vajadusel tuleb kasutada betoonilisandeid;
- kogu protsess on kulukas;
- kvalifitseeritud tööühma vajadus;
- betoon tuleb valada korraga, muul juhul kandevõime väheneb;
- suvekuudel peab kaitsma kiire kuivamise eest.

Monteeritava raudbetoonvahelae eelised:

- külmal aastaajal on ei nõua paneelide paigaldus erinõudeid;
- lühike ettevalmistus- ja ehitusperiood betooni kivistumise, raketiste paigaldamise ja armeerimistöõde ärajäämise tõttu;
- paneelide tehases tootmise tõttu on kvaliteet parem.

Monteeritava raudbetoonvahelae puudused:

- vastupanuvõimet dünaamilistele koormustele vähendab jätkude järeleandlikkus [18];
- kraana kasutamise vajaduse tõttu ei pruugi igakord selleks ruumi olla;
- kraana kasutamine on kulukas;
- eraldi tööna tuleb paneelide vahelised vuugid monolitiseerida;
- üldiselt on vahelae paksus suurem kui monoliitsel vahelael.

Hetkeseisuga ei saa täielikult hinnata, kumb variant parem oleks. Praegu on töös käsitletav Kasarmu tänav 3 krunt tühi, mis tähendab, et ruumi probleemi pole kummagi lahenduse jaoks. Samuti pole teada, millisel aastaajal vahelae tööd toimuksid, mistõttu ei saa öelda, millised aastaegadest tingitud tegurid tööd mõjutaksid. Kuna hoone põhiplaan on ruudukujuline ja jaotatud kandvate seintega kolmeks, siis on õõnespaneele lihtne monteerida ning raketiste paigaldamine ja armeerimistöõd jääksid ära. Visuaalse poole pealt talad korterite lagedes ei pruugi kõigile meele järgi olla. Suur mõjutegur, millega tuleks arvestada on kogumaksumus.

Võttes arvesse vaid antud töös leitud arvutuslikke tulemusi, siis on võimalik selgelt eristada, millise vahelae lahenduse kasutamine on mainitud variantide seast materjali kulu poolest kõige otstarbekam.

KOKKUVÕTE

Magistritöö eesmärgiks oli lahendada monoliitne raudbetoonist vahelagi piki hoonet läbiva post-ribiplaat lahendusena ning välja tuua erinevate variantide võrdluseks ka risti hoonet läbiva ribiplaat vahelae lahendused. Teine oluline töö osa oli monoliitse ja monteeritava vahelae materjali kulu leidmine ning võrdlemine.

Hoone paremaks ülevaateks on koostatud töö alguses arhitektuurne üldlahendus. Vahelae lahenduste leidmise meetodikaks oli arvutuslik lähenemine. Esialgu määrati konstruktsioonide mõõtmed. Seejärel teostati järjest laeplaadi arvutus, tala arvutus ja post-ribiplaat lahenduse juurde kuuluv posti arvutus. Iga konstruktsioonelemendi arvutuse alguses leiti kõigepealt koormused ja sisejõud. Seejärel teostati plaadi, tala ja posti pikiarmatuuri dimensioneerimised ning tala ja posti puhul ka põikarmatuuri dimensioneerimised.

Võttes aluseks saadud kahe erineva monoliitse vahelae variantide arvutustulemused ja monteeritava vahelae paneelide valik, leiti kõigi kolme kohta kuluv betoonimaht ja armatuuri kogupikkus kui ka sellele vastav kogumass. Lõpuks koostati omavahel kahe monoliitse vahelae variandi materjali kulu analüüs ning seejärel ökonoomsema monoliitse lahenduse ja monteeritava lahenduse materjali kulu analüüs.

Selgus, et monoliitse piki ja risti hoone vahelagede lahenduste puhul tuli risti hoonet läbivate konstruktsioonide ristlõiked märgatavalt väiksemad ja materjali kulus vähem. Laeplaadi paksuste erinevus oli 11,5 % ning tala kõrguste ja laiuste erinevused vastavalt 28,6 % ja 20 %. Betooni kulu jäi mõlemal variandil samasse suurusjärku, risti hoonet lahenduse puhul tuli vajaminev betoonimaht 10 % väiksem. Monoliitsete vahelagede variantide jaoks kuluva armatuuri kogupikkuste vahe tuli 21,9 %. Arvestades vajaminevate varraste läbimõõte ja nende pikkusi leiti mõlemate lahenduste armatuuri kogumass, mille vahe tuli 20,8 %. Kokkuvõtvalt võib öelda, et risti hoonet ribiplaat vahelagi on ligikaudu 1/5 võrra ökonoomsem kui piki hoonet läbiv post-ribiplaat vahelagi.

Ökonoomsema monoliitse vahelae lahenduse ja monteeritava vahelae tulemuste võrdlusel selgus, et monteeritava vahelae peale kulub silmapaistvalt vähem materjali. Betooni kulu jäi siiski samasse suurusjärku, vahe tuli 10,3 %. Monoliitse ja monteeritava vahelae jaoks kuluva armatuuri kogupikkuste vahe tuli 70,5 % ning vastavalt varraste läbimõõtudele ja nende pikkustele leiti armatuuri kogumass, mille vahe tuli 65 %. Materjali kulu põhjal on kindel, et kokkuhoidlikum variant on monteeritav vahelagi.

Tulemustest jäeldub, et ainult konstruktsioonide suuna muutmisest, mis muudavad silde pikkusi, muutuvad märgatavalt nii ristlõigete suurused, kui ka kuluva materjali kogused. Monoliitse variandi puhul tuleb lähtuvalt konstruktiivsetest nõuetest juurde lisaarmatuuri, mis monteeritava paneeli puhul puudub.

KASUTATUD KIRJANDUSE LOETELU

- [1] Kulasalu, P. Monoliitsete raudbetoonist vahelagede projekteerimine (Veski 6, Tartu). Tartu: Tallinna Tehnikaülikool Tartu Kolledž, 2014.
- [2] Muhhin, A. Büroohoone vahe- ja katuslagede kandekonstruktsioonide maksumuste võrdlus. Tartu: Eesti Maaülikool, 2014.
- [3] Neeme, T. Elamute vahelagede lahenduste võrdlus. Tartu: Eesti Maaülikool, 2015.
- [4] Kirss, A. Näituse tn 27 kortermaja-ärihoone monoliitset raudbetoonist vahelae projekteerimine. Tartu: Tallinna Tehnikaülikool Tartu Kolledž, 2015.
- [5] Neeme, I. Põlva Maksimarket peamiste kandekonstruktsioonide dimensioneerimine. Tartu: Tallinna Tehnikaülikool Tartu Kolledž, 2017.
- [6] Ombler, M. 6-korruselise hotellihoone raudbetoonkonstruktsioonide analüüs. Tallinn: Tallinna Tehnikaülikool, 2018.
- [7] Metsar, O. Kortereelamu betoonkonstruktsioonide arvutus. Tallinn: Tallinna Tehnikaülikool, 2019.
- [8] Soltruk, A. Raudbetoonist tööstushoone kandekonstruktsioonide arvutus. Kohtla-Järve: Tallinna Tehnikaülikool Virumaa Kolledž, 2020.
- [9] Fukson, S. Seitsmekorruselise elamu betoonist kandekonstruktsioonide analüüs. Tallinn: Tallinna Tehnikaülikool, 2020.
- [10] Marakasov, M. Monteeritavast raudbetoonist ja pingebetoonist büroohoone kandekonstruktsioonide analüüs. Tallinn: Tallinna Tehnikaülikool, 2021.
- [11] „Ehitusseadustik“, 11.02.2015
- [12] Majandus- ja taristuministri 02.06.2015 määrus nr 51 „Ehitise kasutamise otstarvete loetelu“
- [13] Majandus- ja taristuministri 01.10.2014 määrus nr 84 „Ehitise tehniliste andmete loetelu ja pindade arvestamise alused“
- [14] Majandus- ja taristuministri 02.07.2015 määrus nr 85 „Eluruumile esitatavad nõuded“
- [15] Majandus- ja taristuministri 17.07.2015 määrus nr 97 „Nõuded ehitusprojektile“

- [16] Ehitusprojekt: Eesti Standard EVS 932:2017. Tallinn: Eesti Standardikeskus
- [17] Ehitise tuleohutus. Osa 7: Ehitisele esitatavad tuleohutusnõuded: Eesti standard EVS 812-7:2018. Tallinn: Eesti Standardikeskus
- [18] Kiviste, M. Betoonkonstruktsioonid I - Loengukonspekt. 2021.
- [19] Otsmaa, V., Pello J. Raudbetoonkonstruktsioonide üldkursus I - Loengukonspekt. 2007.
- [20] Masso, T. Ehituskonstruktori käsiraamat. Tallinn: Ehitame, 2012.
- [21] Eurokoodeks 2: Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele: Eesti standard EVS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015+NA:2015. Tallinn: Eesti Standardikeskus
- [22] Eelpingestatud õõnespaneelid TAM. OÜ TMB Element
[WWW] <https://www.tmbelement.ee/tooted/tam-paneelid/> (06.04.2022)

GRAAFILINE OSA

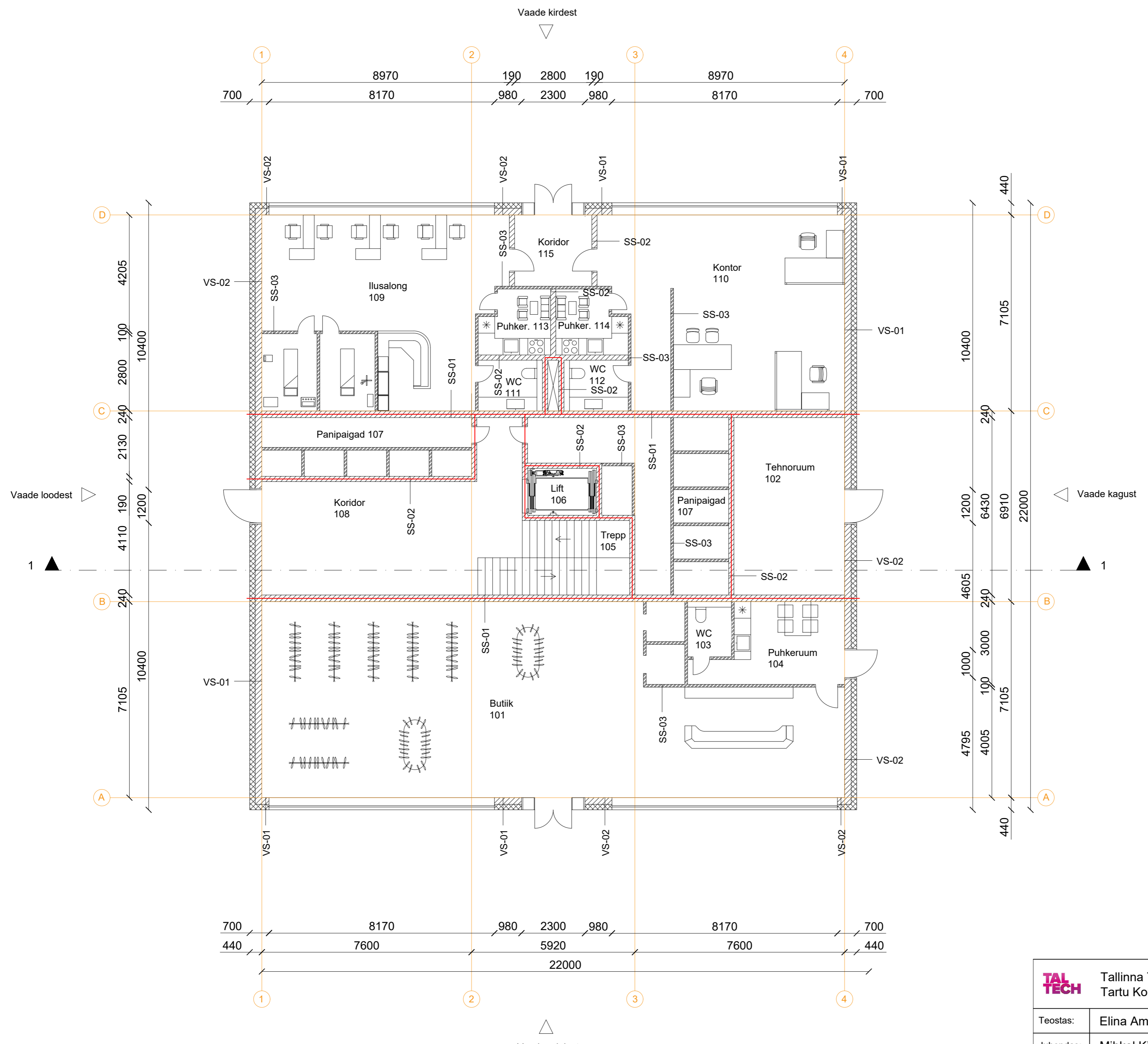
1. KORRUSE PÕHIPLAAN	1:100	A2
2. 2.-5.NDA KORRUSE PÕHIPLAAN	1:100	A2
3. LÕIGE 1-1	1:100	A2
4. VAADE KIRDEST	1:100	A2
5. VAADE KAGUST	1:100	A2
6. VAADE EDELAST	1:100	A2
7. VAADE LOODEST	1:100	A2
8. ÕÕNESPANEELIDE PLAAN	1:100	A2
9. RIBIPLAAT VAHELAE PLAAN	1:100	A2
10. POST-RIBIPLAAT VAHELAE PLAAN	1:100	A2
11. LAEPLAADI ARMEERING	1:25	A3
12. TALA ARMEERING	1:35	A3
13. POSTI ARMEERING	1:25	A3

LISAD

LISA 1	DISAINISTUUDIO III PLAKAT NR. 1	1:550	A1
LISA 2	DISAINISTUUDIO III PLAKAT NR. 2	1:200	A1

1. KORRUSE EKSPLIKATSIOON

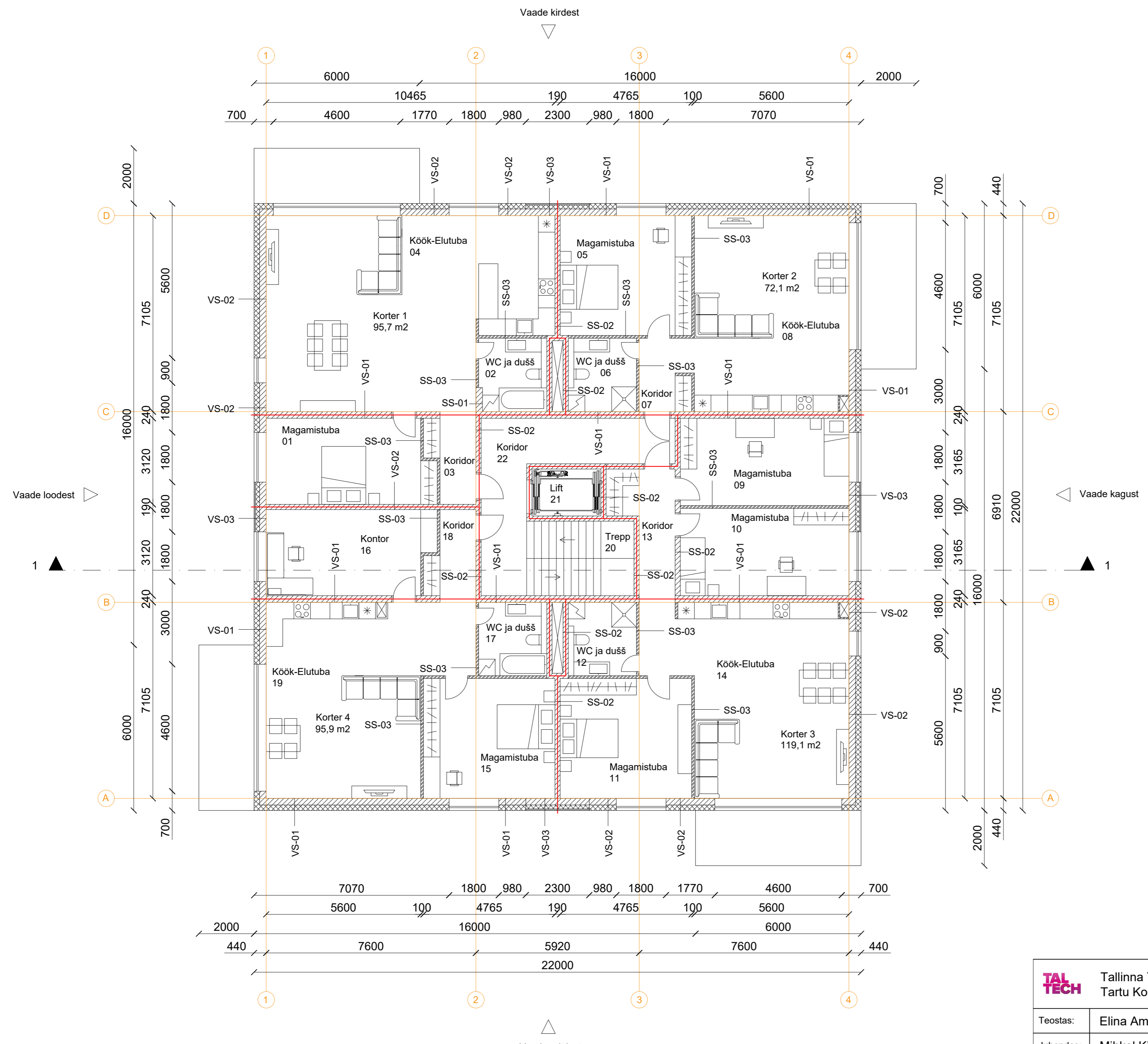
NR	Ruum	Pindala, m2
101	Butiik	132,1
102	Tehnoruum	25,8
103	WC	3,2
104	Puhkeruum	13,5
105	Trepp	10,5
106	Lift	4,3
107	Panipaigad	46,7
108	Koridor	42,6
109	Ilusalong	58,9
110	Kontor	58,9
111	WC	4,3
112	WC	4,3
113	Puhkeruum	5,6
114	Puhkeruum	5,6
115	Koridor	7,2
	KOKKU	423,5



	Tallinna Tehnikaülikool Tartu Kolledž	Magistritöö Joonise nimetus: 1. korruse põhiplaan	Möötkava: 1:100
	Teostas: Elina Amon Juhendas: Mihkel Kiviste		Joonis: 1
Inseneriteaduskond		Arhitektuurne projekt	Kuupäev: 20.05.22

2.- 5.NDA KORRUSE EKSPLIKATSIOON

NR	Ruum	Pindala, m2
Korter 1		
01	Magamistuba	18,4
02	WC ja dušš	6,5
03	Koridor	4,4
04	Köök-Elutuba	66,4
		95,7
Korter 2		
05	Magamistuba	20,7
06	WC ja dušš	6,5
07	Koridor	5,1
08	Köök-Elutuba	39,8
		72,1
Korter 3		
09	Magamistuba	19,3
10	Magamistuba	19,3
11	Magamistuba	20,7
12	WC ja dušš	6,5
13	Koridor	8,3
14	Köök-Elutuba	45,0
		119,1
Korter 4		
15	Magamistuba	20,7
16	Kontor	18,4
17	WC ja dušš	6,5
18	Koridor	5,2
19	Köök-Elutuba	45,1
		95,9
20	Trepp	10,5
21	Lift	4,3
22	Koridor	19,5
KOKKU ÜKS KORRUS		417,1
KOKKU 2.- 5. KORRUS		1668,4



	Tallinna Tehnikaülikool Tartu Kolledž	Magistritöö	Möötkava: 1:100
	Teostas: Elina Amon Juhendas: Mihkel Kiviste		Joonise nimetus: 2.-5. nda korruse põhiplaan
Inseneriteaduskond		Arhitektuurne projekt	Kuupäev: 20.05.22

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

VS-01

- Armeeritud õhekrohv
- Mineraalvill 200 mm
- Columbia-kivi õõnesplokk 240 mm
- Siseviimistlus

VS-02

- Marmoroc fassaadikivi 25 mm
- Liiteplekk seinaga
- Paigaldusliist
- Tuuletõkkekips 9 mm
- Mineraalvill 50 mm
- Horisontaalne terasroov
- Mineraalvill 150 mm
- Vertikaalne terasroov
- Columbia-kivi õõnesplokk 240 mm
- Siseviimistlus

SS-01

- Siseviimistlus
- Columbia-kivi õõnesplokk 240 mm
- Siseviimistlus

SS-02

- Siseviimistlus
- Columbia-kivi õõnesplokk 190 mm
- Siseviimistlus

SS-03

- Siseviimistlus
- Erikõva kipsplaat 12,5 mm
- Metallkarkass 66 mm, vahel kivivill
- Erikõva kipsplaat 12,5 mm
- Siseviimistlus

KL-02

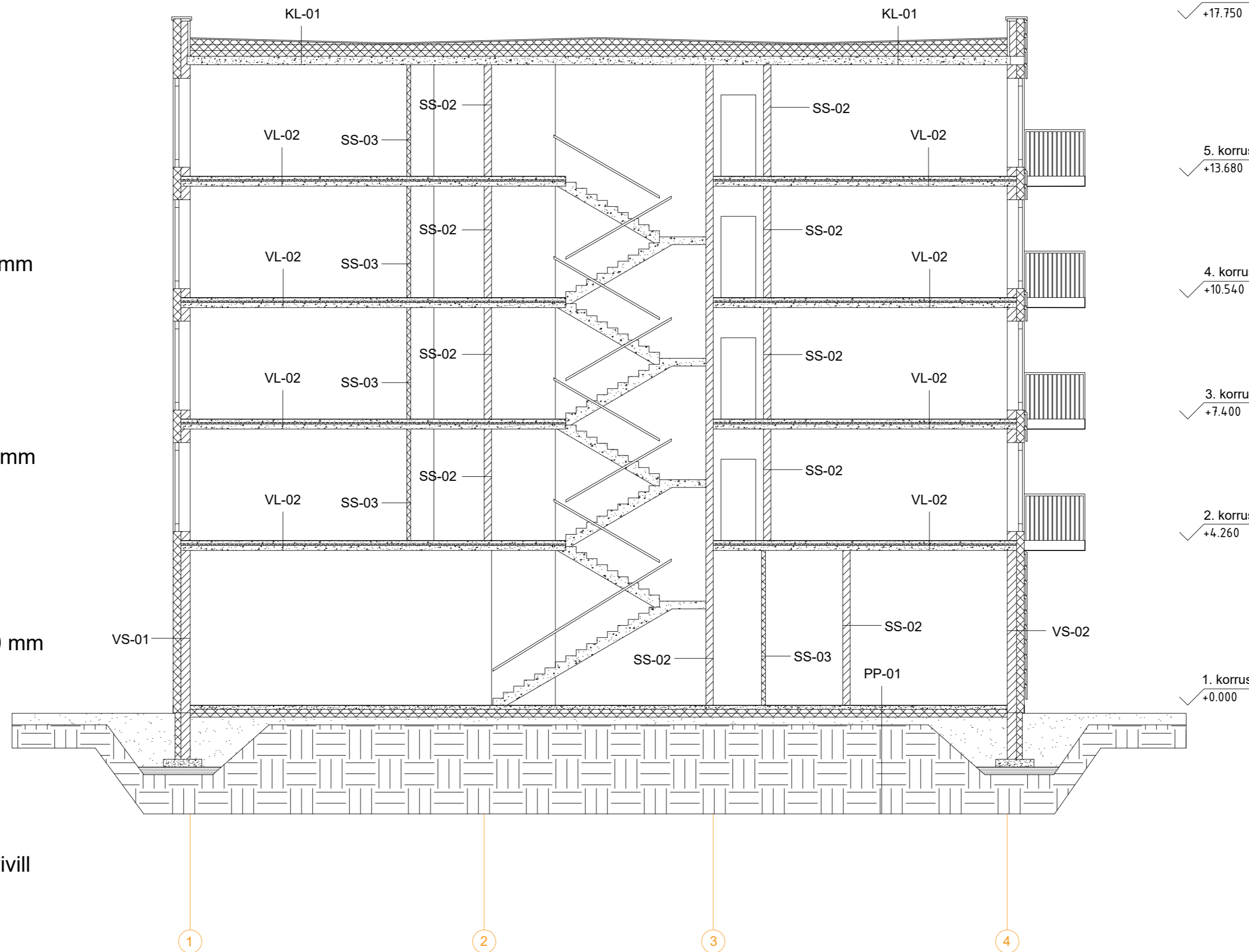
- 2 x SBS rullmaterjal
- Tuulutussoontega mineraalvillaplaat 30 mm
- Kaldega soojustus EPS 60 Silver ...-150 mm
- Soojustus EPS 60 Silver 150 mm
- Soojustus EPS 60 Silver 150 mm
- Aurutõke
- Õõnespaneel 220 mm
- Lae viimistlus

VL-02

- Põranda viimistlus
- Pealevalu monoliitbetoon 80 mm
- Ehituskile
- Mineraalvillast sammumüra isolatsioon 40 mm
- Armeeritud monoliitbetoon
- Lae viimistlus

PP-01

- Põranda viimistlus
- Monoliitbetoon 100 mm
- Ehituskile
- Soojustus EPS 100 100 mm
- Soojustus EPS 100 100 mm
- Tihendatud mineraalpinnas 200 mm
- Olemasolev looduslik pinnas




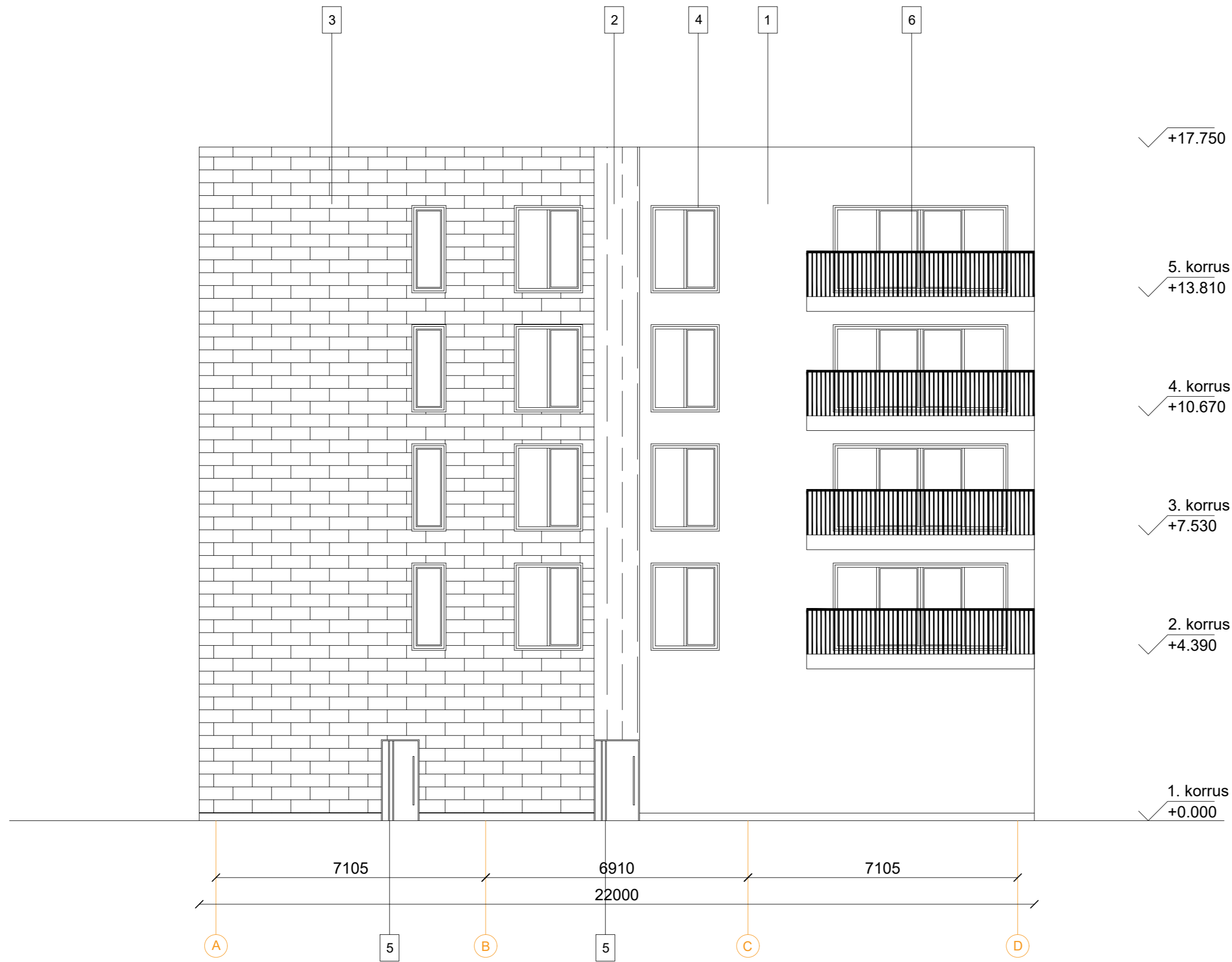
Tallinna Tehnikaülikool Tartu Kolledž		Magistritöö		Mõõtkava: 1:100
Teostas:	Elina Amon	Joonise nimetus: Lõige 1-1		Joonis: 3
Juhendas:	Mihkel Kiviste			
Inseneriteaduskond		Arhitektuurne projekt	Kuupäev: 20.05.22	



Viimistlusmaterjalid


- 1 Õhekrohv
- 2 Vertikaalne puitlaudis
- 3 Fassaadikivi Marmoroc
- 4 Plastaknad
- 5 Alumiiniumprofiilil aknad
- 6 Alumiiniumprofiilil välisuks
- 7 Metallist rõdupiirded

 Tallinna Tehnikaülikool Tartu Kolledž		Magistritöö		Mõõtkava: 1:100
Teostas:	Elina Amon	Joonise nimetus: Vaade kirdest		Joonis: 4
Juhendas:	Mihkel Kiviste			
Inseneriteaduskond		Arhitektuurne projekt	Kuupäev: 20.05.22	



Viimistlusmaterjalid


- 1 Õhekrohv
- 2 Vertikaalne puitlaudis
- 3 Fassaadikivi Marmoroc
- 4 Plastaknad
- 5 Terasuks
- 6 Metallist rõdupiirded

 Tallinna Tehnikaülikool Tartu Kolledž		Magistritöö		Möötkava: 1:100
Teostas:	Elina Amon	Joonise nimetus: Vaade kagust		Joonis: 5
Juhendas:	Mihkel Kiviste			
Inseneriteaduskond		Arhitektuurne projekt	Kuupäev: 20.05.22	



Viimistlusmaterjalid


- 1 Õhekrohv
- 2 Vertikaalne puitlaudis
- 3 Fassaadikivi Marmoroc
- 4 Plastaknad
- 5 Alumiiniumprofiilil aknad
- 6 Alumiiniumprofiilil välisuks
- 7 Metallist rõdupiirded

 Tallinna Tehnikaülikool Tartu Kolledž		Magistritöö		Mõõtkava: 1:100
Teostas:	Elina Amon	Joonise nimetus: Vaade edelast		Joonis: 6
Juhendas:	Mihkel Kiviste			
Inseneriteaduskond		Arhitektuurne projekt	Kuupäev: 20.05.22	



Viimistlusmaterjalid

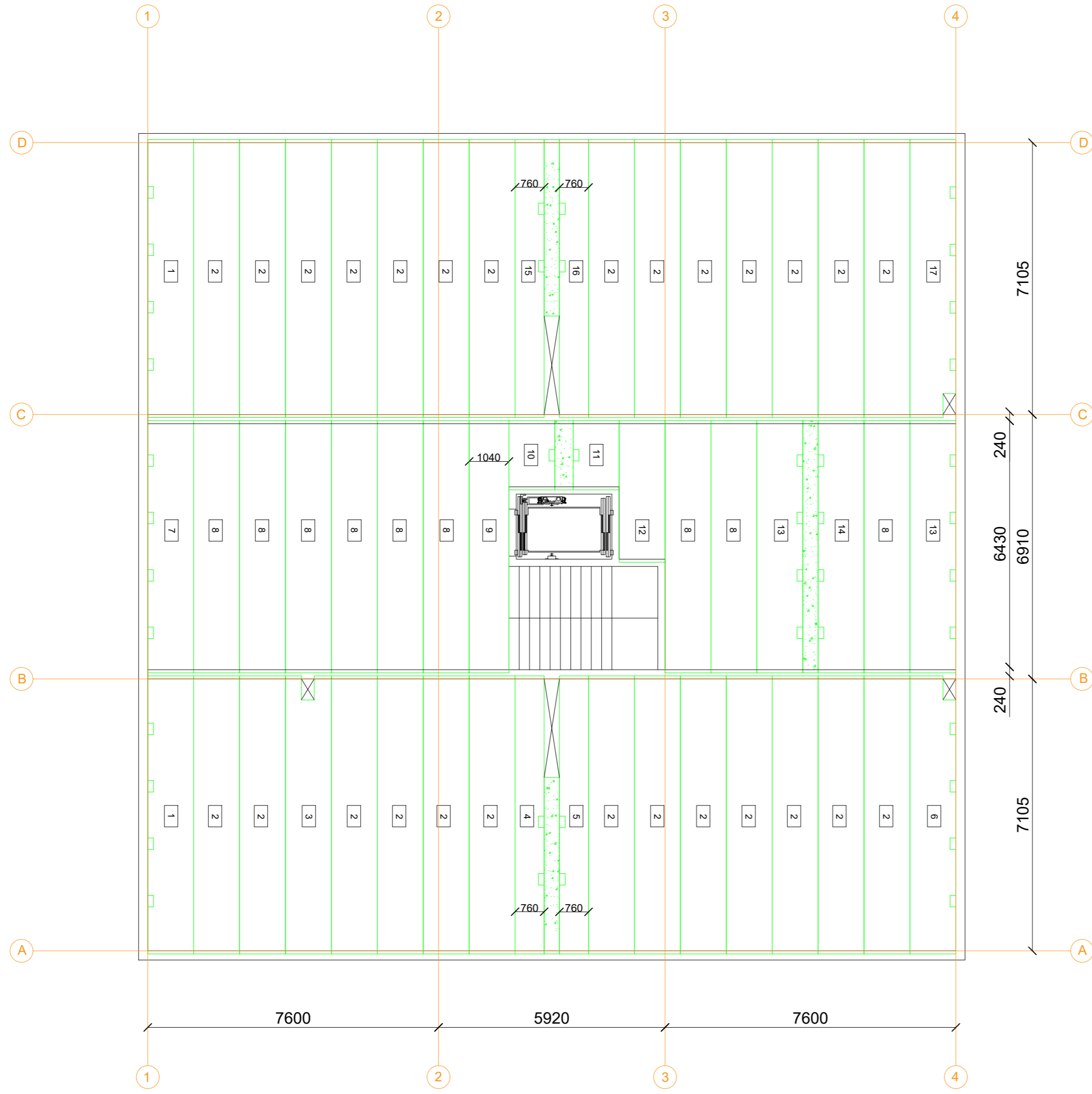
- 1 Õhekrohv
- 2 Vertikaalne puitlaudis
- 3 Fassaadikivi Marmoroc
- 4 Plastaknad
- 5 Alumiiniumprofiilil välisuks
- 6 Metallist rõdupiirded

 Tallinna Tehnikaülikool Tartu Kolledž		Magistritöö		Möötkava: 1:100
Teostas:	Elina Amon	Joonise nimetus: Vaade loodest		Joonis: 7
Juhendas:	Mihkel Kiviste			
Inseneriteaduskond		Arhitektuurne projekt	Kuupäev: 20.05.22	

ÕONESPANEELIDE SPETSIFIKATSIOON

Nr	Pikkus, mm	Laius, mm	Kogus, tk	Märkused
1	7265	1200	2	Servataskud
2	7265	1200	27	
3	7265	1200	1	Väljalõige
4	7265	760	1	Servataskud
5	7265	760	1	Servataskud
6	7265	1200	1	Servataskud, väljalõige
7	6590	1200	1	Servataskud
8	6590	1200	9	
9	6590	1040	1	
10	1810	1200	1	Servataskud
11	1810	1200	1	Servataskud
12	3700	1200	1	
13	6590	1200	2	Servataskud
14	6590	1200	1	Servataskud
15	7265	760	1	Servataskud
16	7265	760	1	Servataskud
17	7265	1200	1	Servataskud, väljalõige

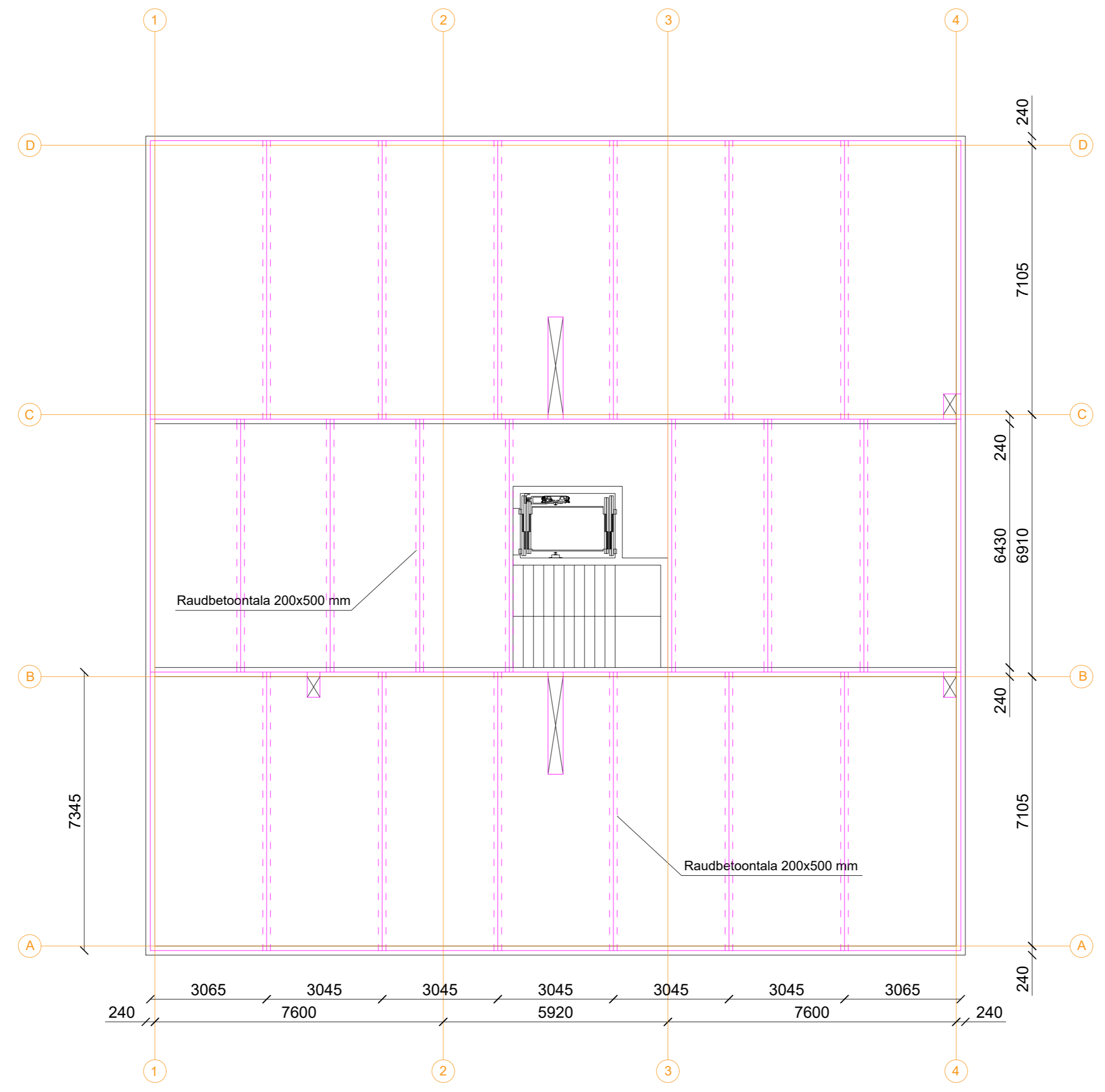
Arvestatud on, et paneelide toetuspikkus on 80 mm



PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

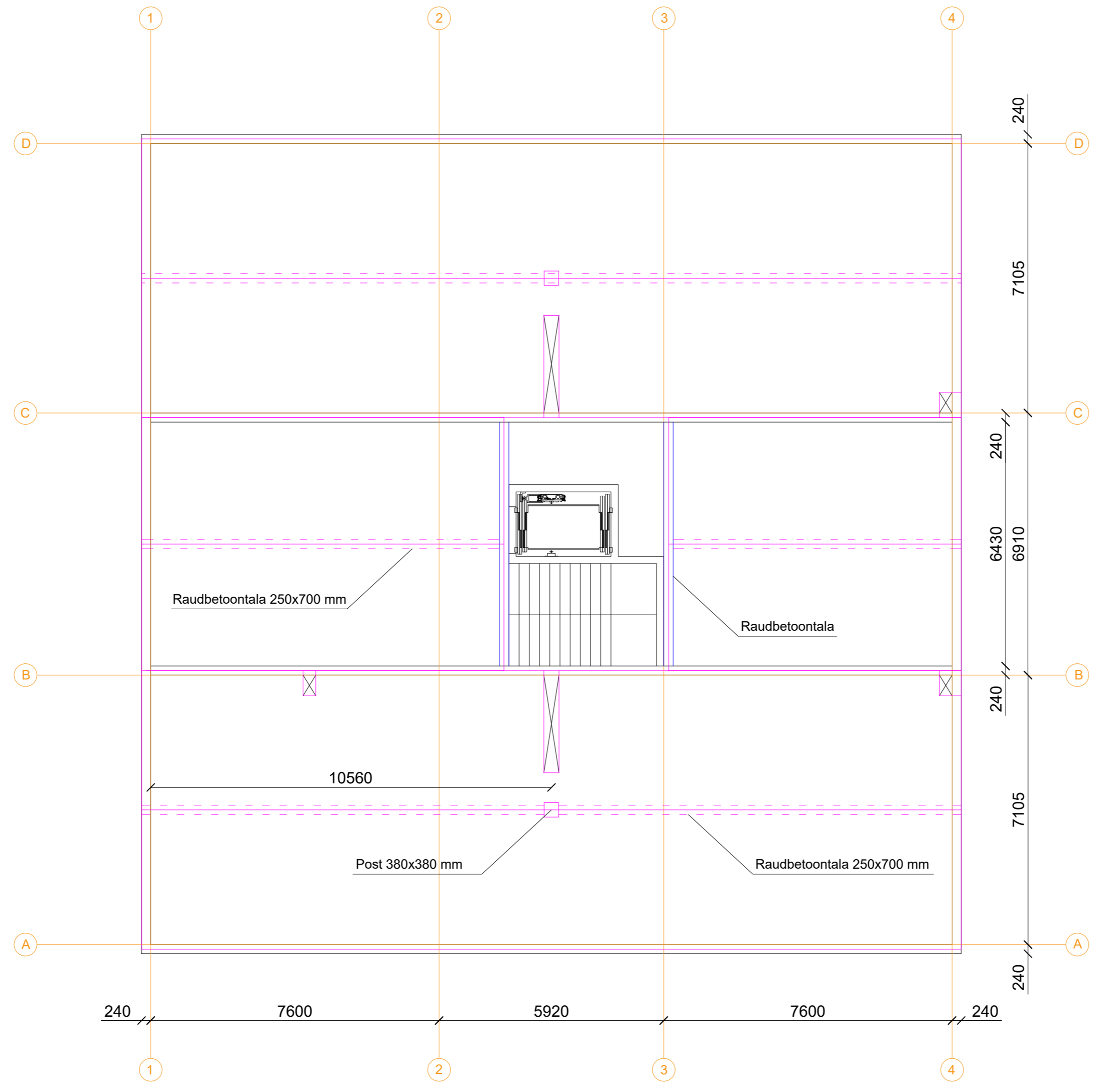
	Tallinna Tehnikaülikool Tartu Kolledž	Magistritöö	Möötkava: 1:100
	Teostas: Elina Amon		Joonise nimetus: Õõnespaneelide plaan
Juhendas: Mihkel Kiviste	Inseneriteaduskond	Konstruktivne projekt	Kuupäev: 20.05.22




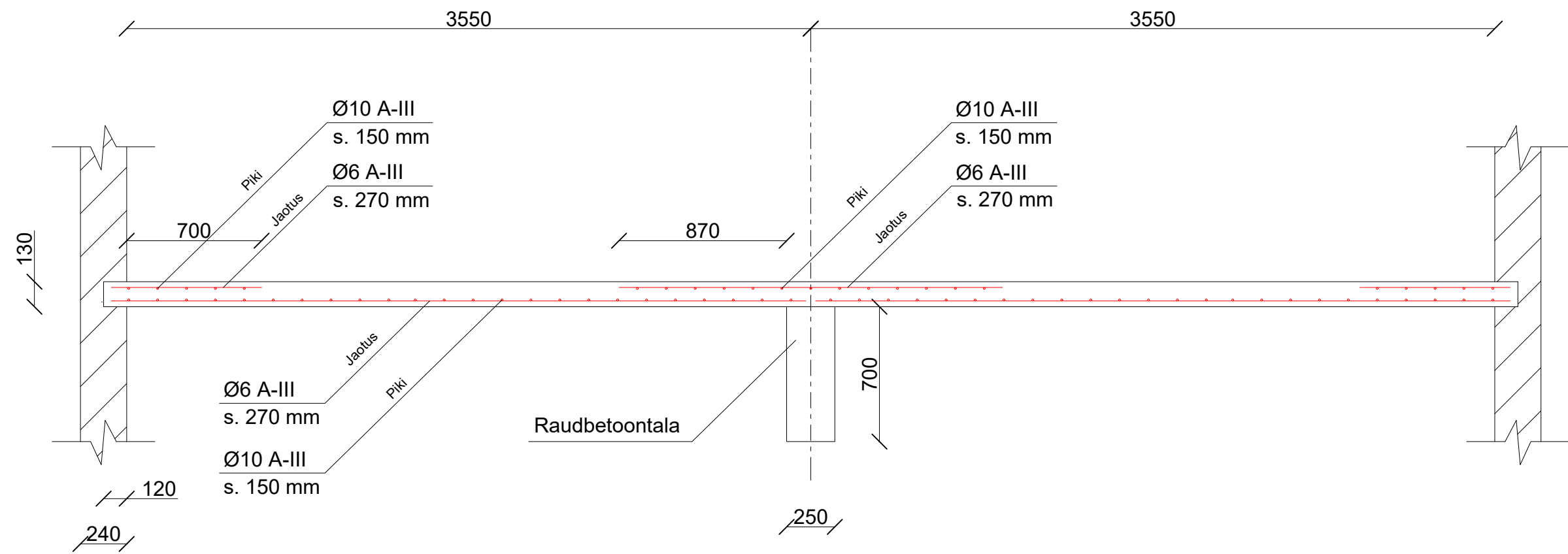
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION


	Tallinna Tehnikaülikool Tartu Kolledž	Magistritöö	Mõõtkava: 1:100
	Teostas: Elina Amon		Joonise nimetus: Ribiplaat vahelae plaan
Juhendas: Mihkel Kiviste	Inseneriteaduskond	Konstruktivne projekt	Kuupäev: 20.05.22



 Tallinna Tehnikaülikool Tartu Kolledž	Magistritöö		Mõõtkava: 1:100
	Teostas: Elina Amon	Joonise nimetus: Post-ribiplaat vahelae plaan	
Juhendas: Mihkel Kiviste	Inseneriteaduskond	Konstruktivne projekt	Kuupäev: 20.05.22

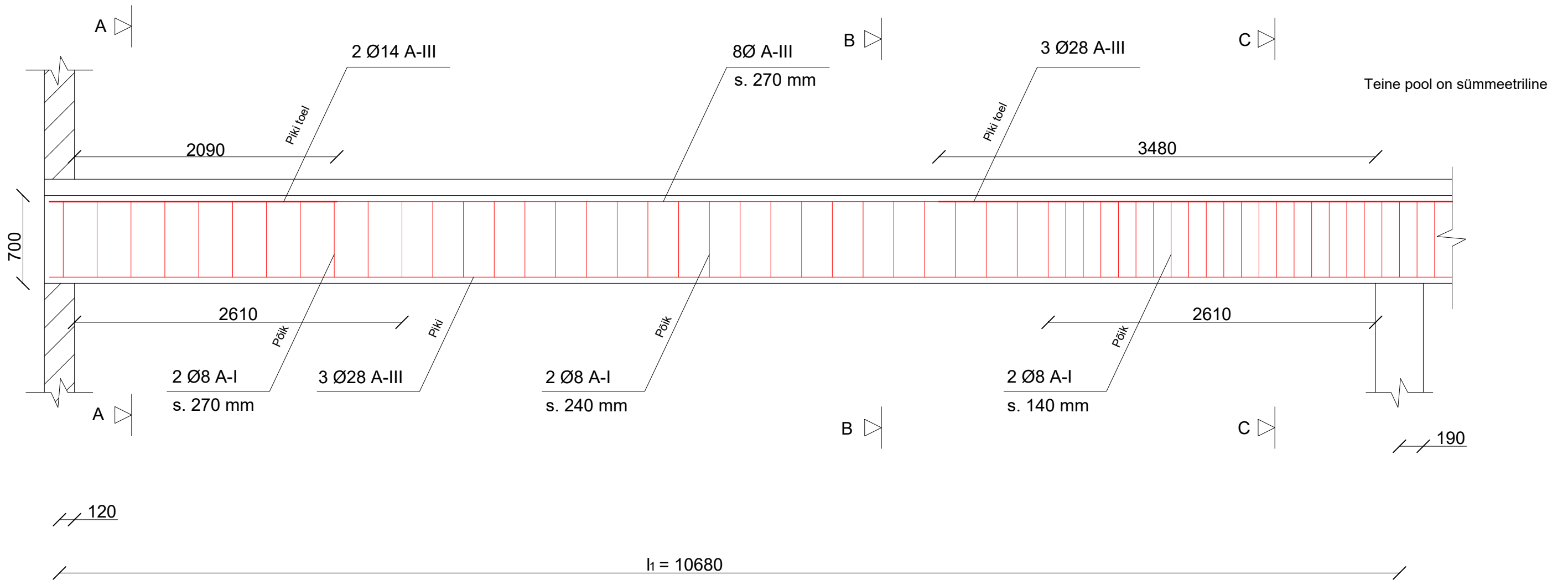


Betooni klass C20/25
 Betooni kaitsekiht 25 mm

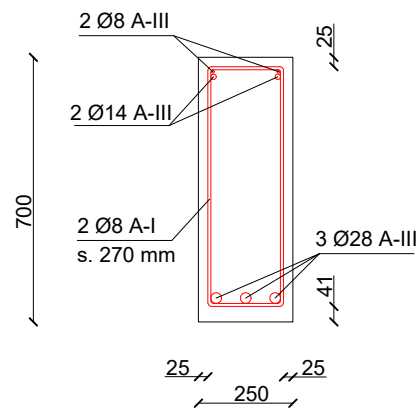
 Tallinna Tehnikaülikool Tartu Kolledž		Magistritöö		Mõõtkava: 1:25
Teostas:	Elina Amon	Joonise nimetus: Laeplaadi armeering		Joonis:
Juhendas:	Mihkel Kiviste			11
Inseneriteaduskond		Konstruktivne projekt	Kuupäev: 20.05.22	

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

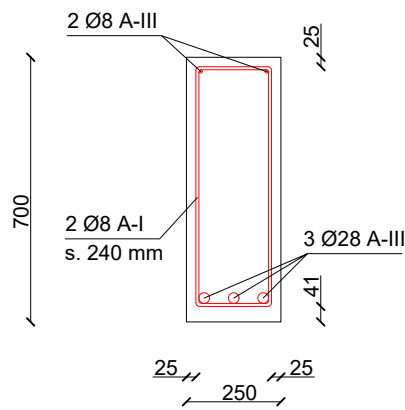
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION



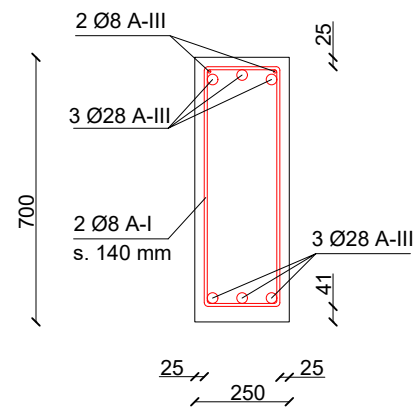
LÕIGE A-A
1:20




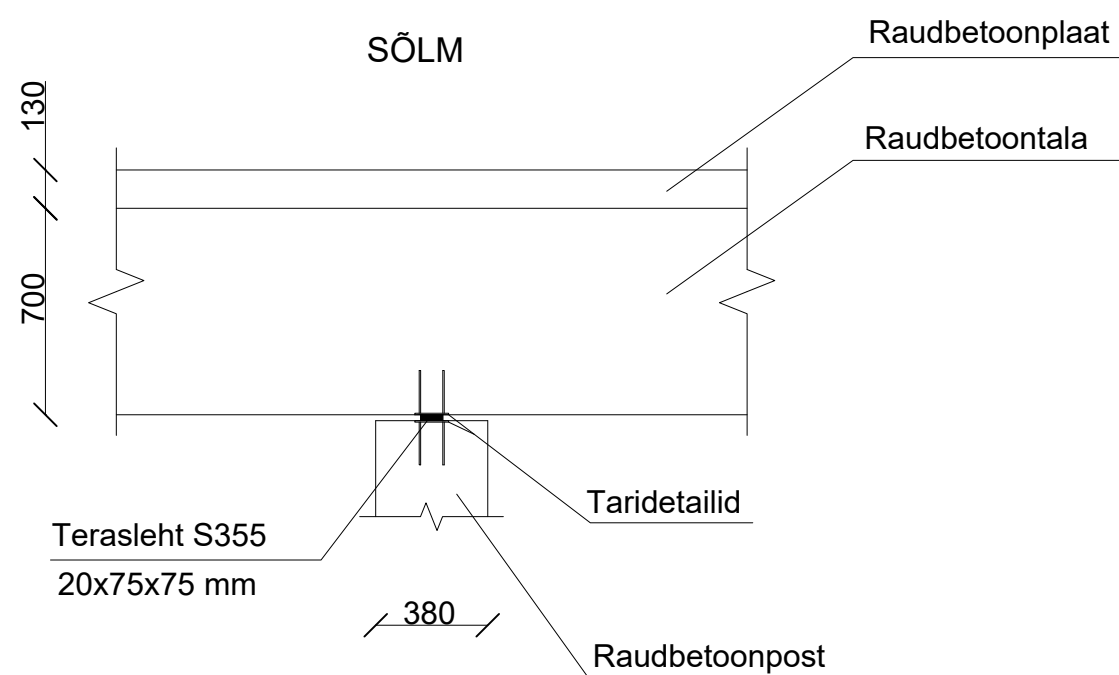
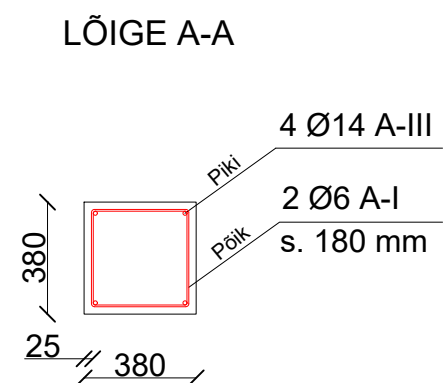
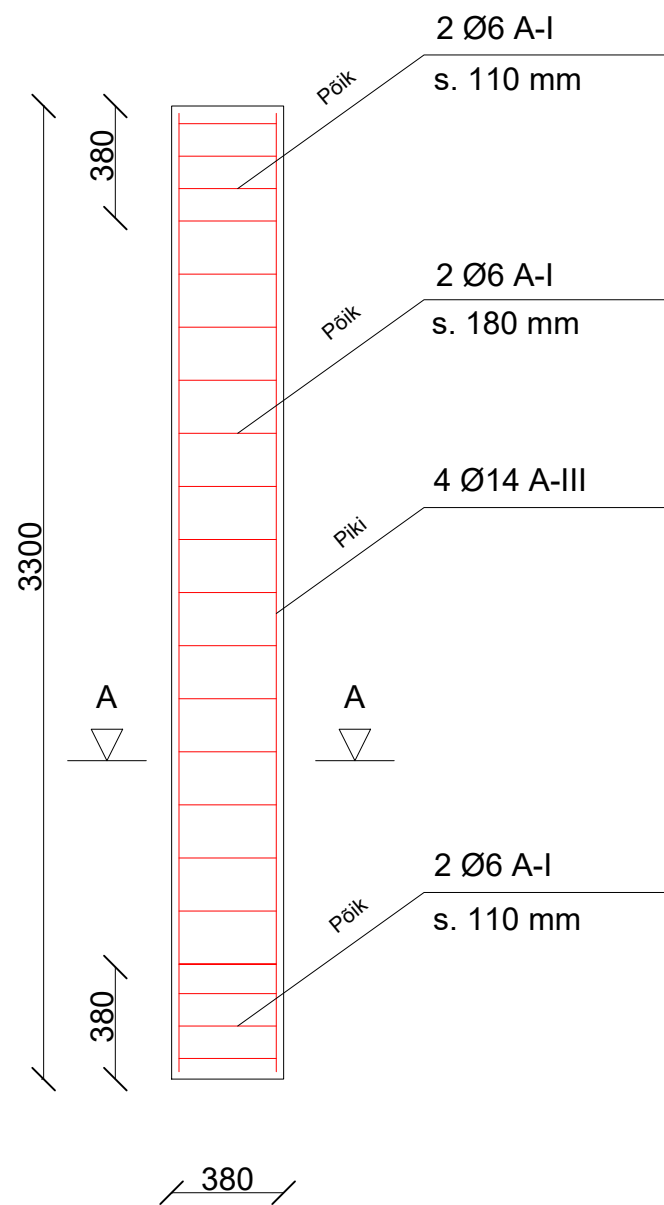
LÕIGE B-B
1:20




LÕIGE C-C
1:20



 Tallinna Tehnikaülikool Tartu Kolledž		Magistritöö		Mõõtkava: 1:35
Teostas:	Elina Amon	Joonise nimetus: Raudbetootala armeering		Joonis: 12
Juhendas:	Mihkel Kiviste			
Inseneriteaduskond		Konstruktivne projekt	Kuupäev: 20.05.22	



 Tallinna Tehnikaülikool Tartu Kolledž		Magistritöö		Mõõtkava: 1:25
Teostas:	Elina Amon	Joonise nimetus: Posti armeering, posti ja tala sõlm		Joonis: 13
Juhendas:	Mihkel Kiviste			
Inseneriteaduskond		Konstruktivne projekt	Kuupäev: 20.05.22	

Piirkond mahutab 6 kortermaja, millest kolmel Puiestee tänava ääres asuvatel on esimesel korrusel ka äripinnad. Ruudukujulise põhiplaaniga hooned on 5-korruselised ja ristkülikulise põhiplaaniga hooned on 4-korruselised. Iga majale on ettenähtud eraldi parkla. Klientidele on parkimiseks Puiestee tänava ääres olevad kohad.

Elina Amon 2022
TalTech Tartu Kolledž
Disainistuudio III

KASARMU KVARTAL

Kasarmu Kvartal Tartus on elamiseks ideaalne asukoht inimesele või perele, kes on mõelnud linnas kodu soetamisele. Jalutuskäigu kaugusel asuvad toidupood, bussipeatused ning kesklinn.

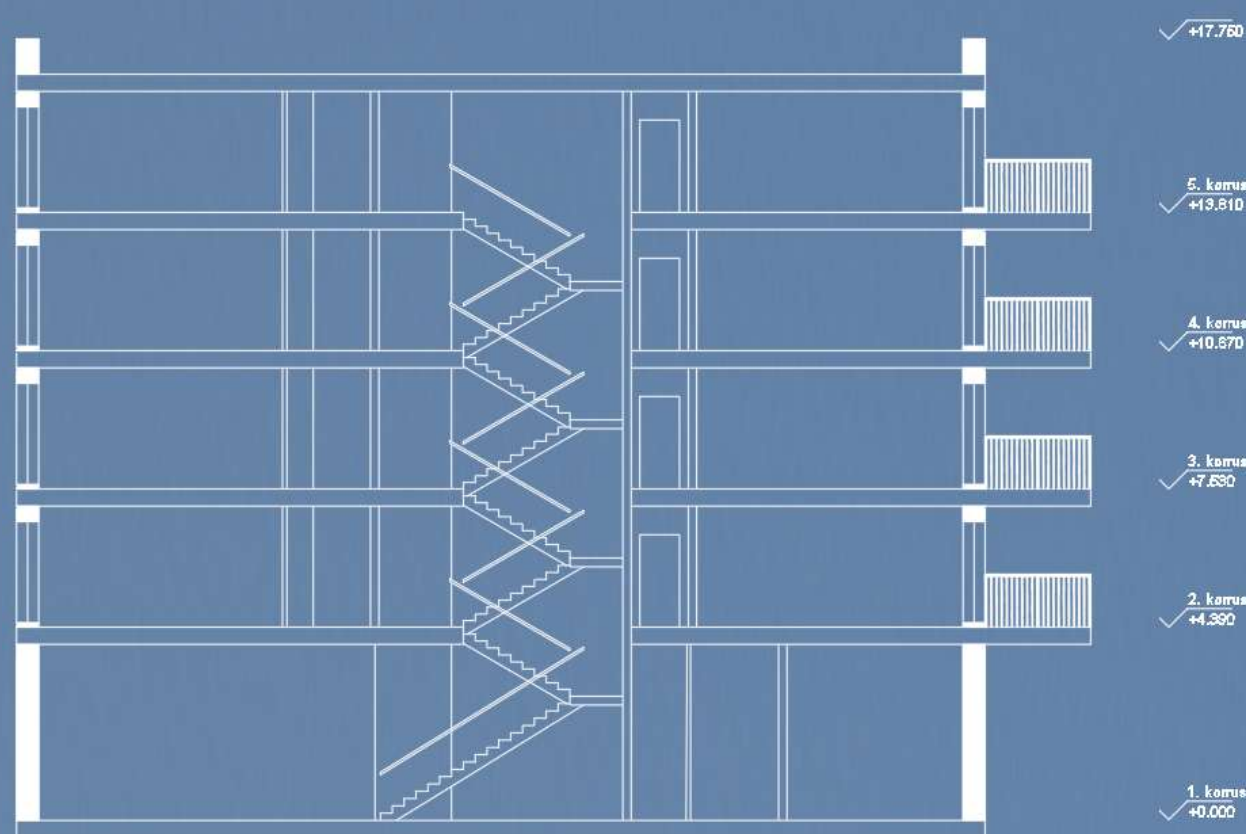
Hoonestuskava projekteerimisel on arvestatud tulevaste Kasarmu Kvartali elanike kõigi võimalike soovidega. Kuna krunt asub igapäevaselt pidevalt sõidetava tee ääres, siis on oluliselt rõhku pandud majade vahel olevale rohealale. Tähelepanu on pööratud erivanusega lastele ning selle jaoks on loodud eraldi aladena mitmed mänguväljakud.

Tehnilised andmed

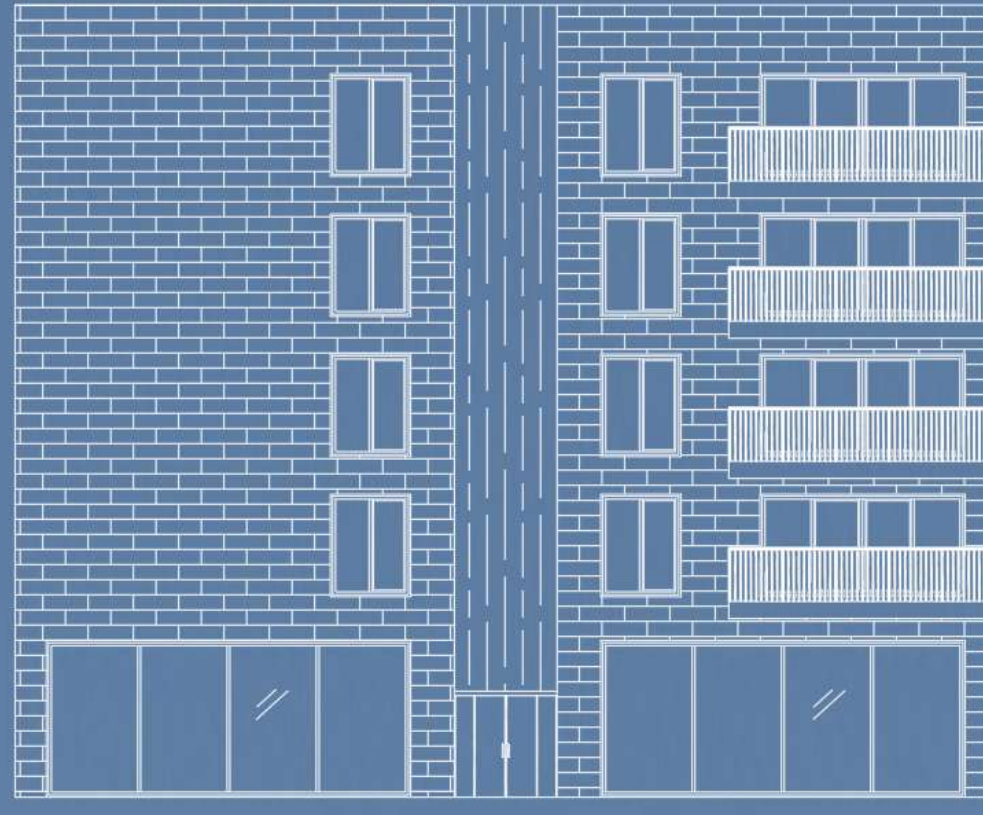
Ehitisealune pind: 541,6 m²
Korruste arv: 5 Kõrgus: 17,760 m
Suletud brutopind: 2185 m²

Lahendatud on ruudukujulise põhiplaaniga viiekorruselise hoone maht. Elamu esimesel korrusel asuvad korterite panipaigad ning 3 rendipinda. Teise, kolmanda, neljanda ja viienda korruse moodustavad 2-, 3- ja 4-toalised korterid. Iga korteri juurde kuulub suur rõdu.

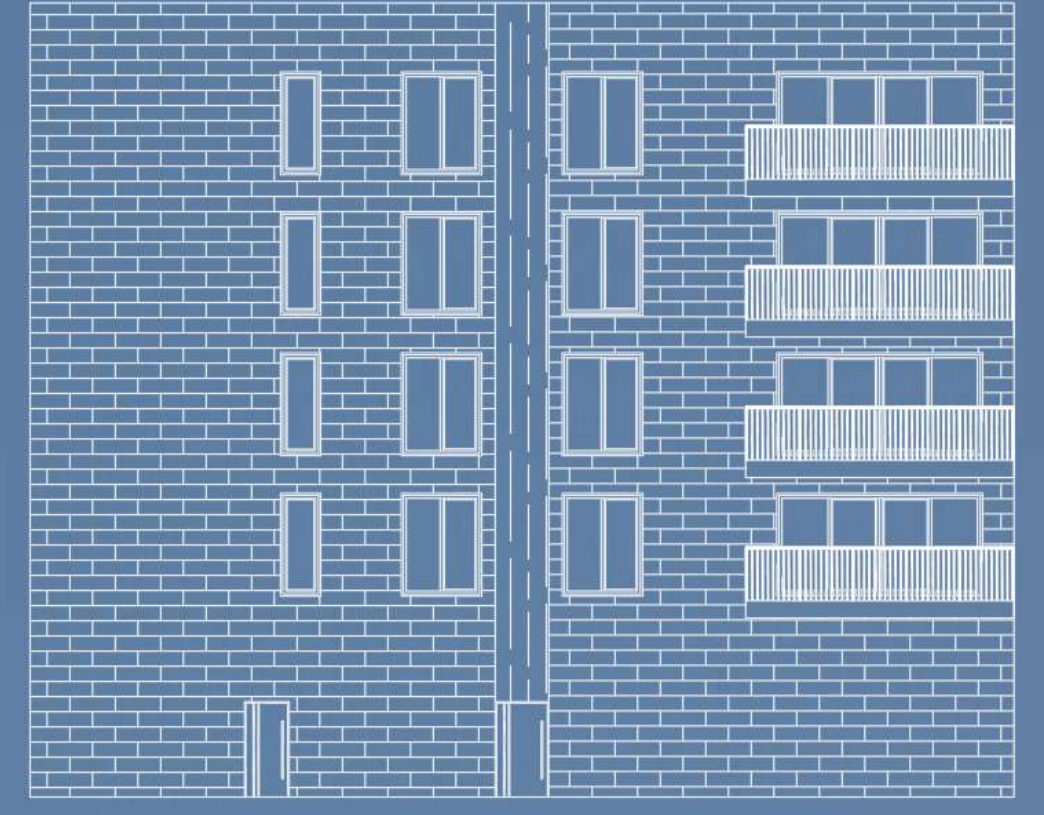
Lõige M 1:200



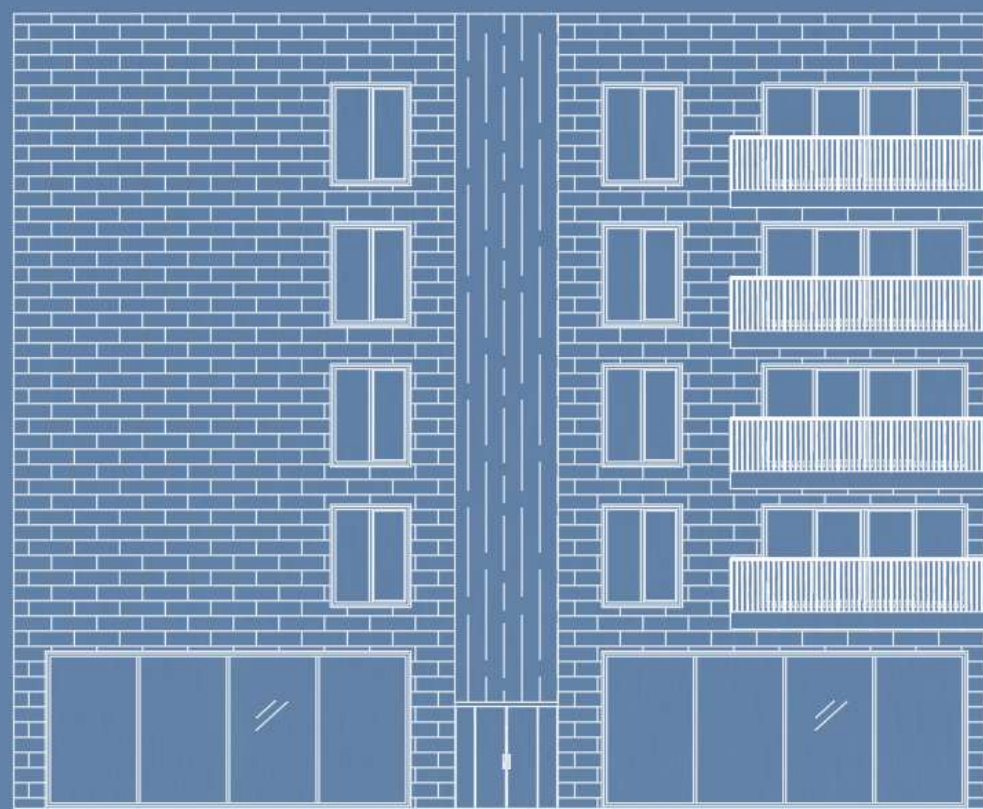
Vaade edelast M 1:200



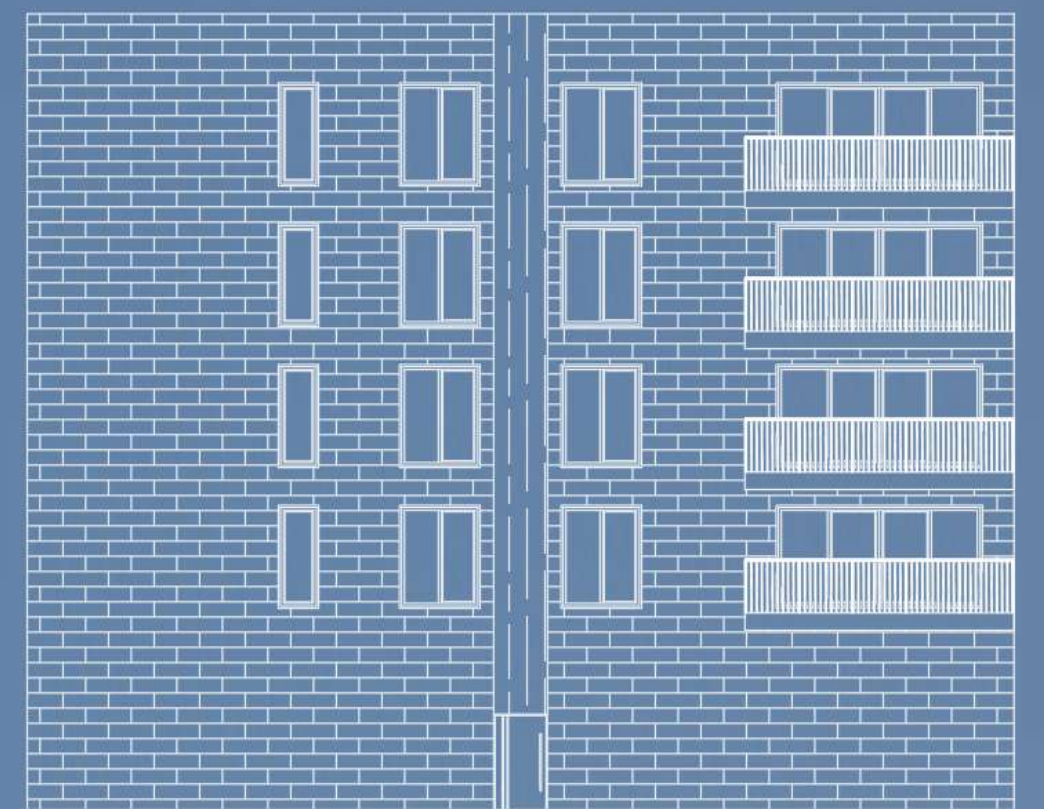
Vaade kagust M 1:200



Vaade kirdest M 1:200

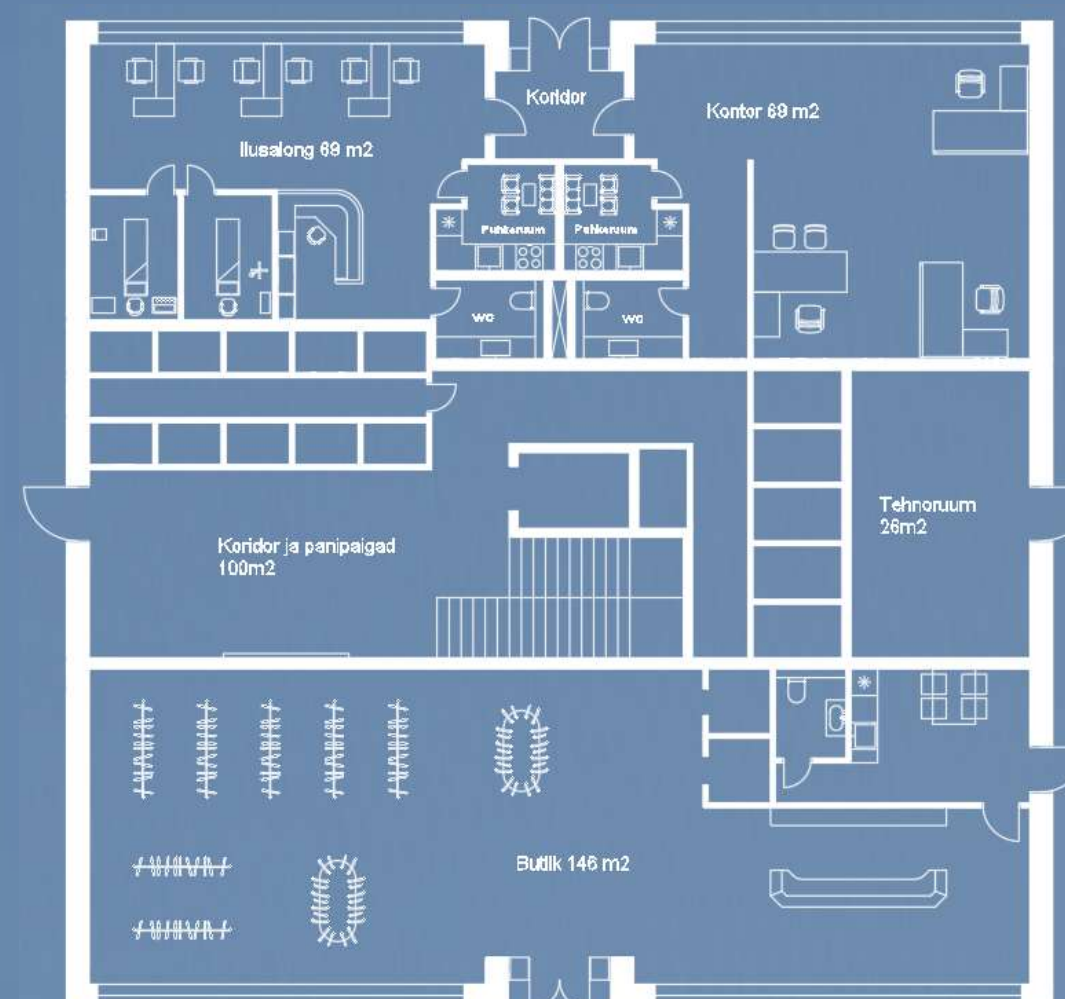


Vaade loodest M 1:200

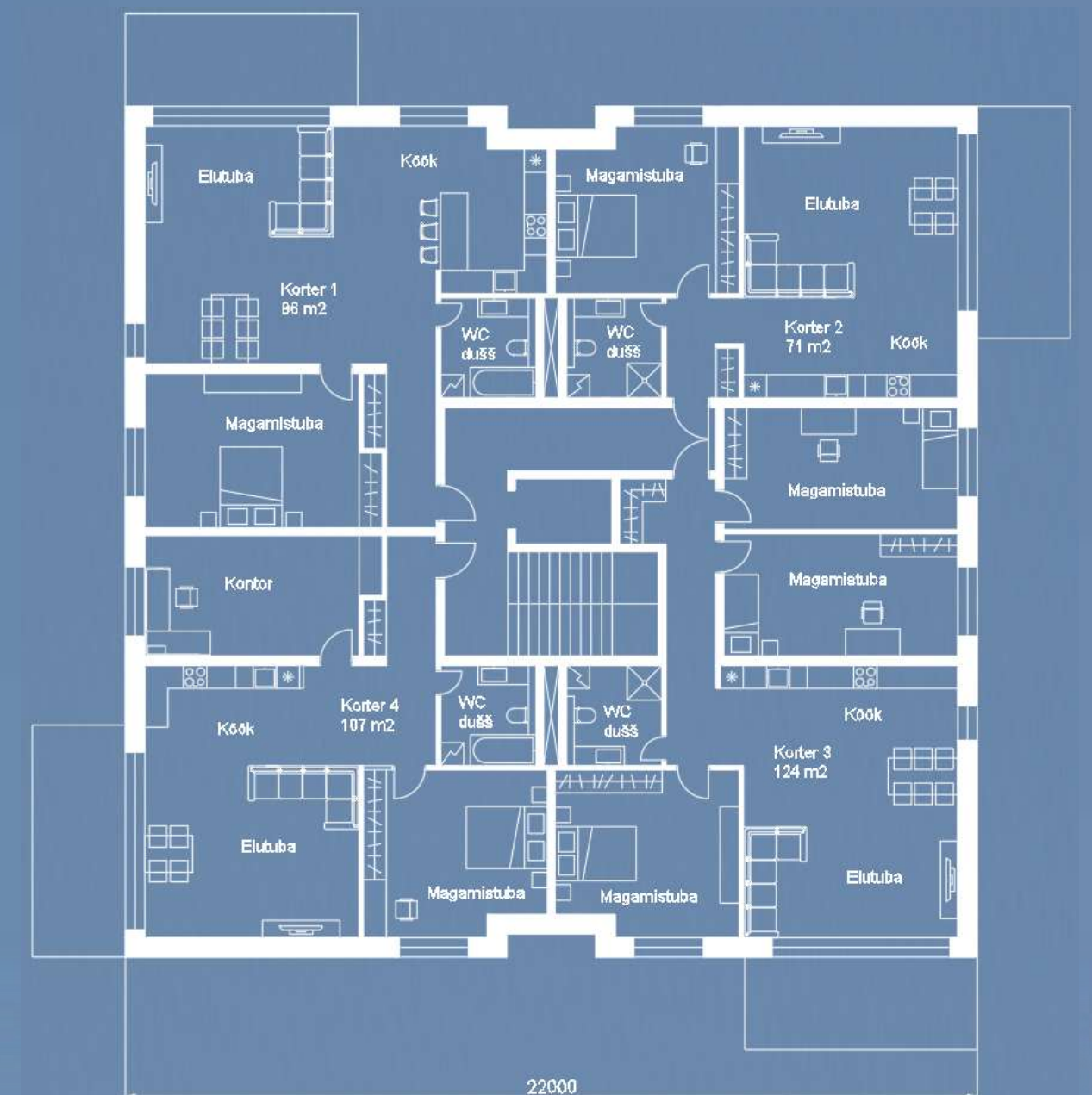


Fassaadi katab peamiselt krohv ja marmorist ning tsemendist tugev fassaadikivi Marmoroc. Parema visuaalse ilme loomiseks on kahe põhimaterjali vahele pandud vertikaalne puit. Esimesel korrusel on kasutatud hoone edela ja kirde poolsetel külgedel palju klaaspinda, et luua äripindade jaoks avatud ruumid võimalikult rohke päevalgusega.

1. korrus M 1:200



2. -5. korrus M 1:200



KASARMU 3

Elina Amon 2022
TalTech Tartu Kolledž
Disainistuudio III

