



TALLINNA TEHNICAÜLIKOOL

INSENERITEADUSKOND

Ehituse ja arhitektuuri instituut

PARKIMISMAJA BETOON- KANDEKONSTRUKTSIOONIDE ANALÜÜS

ANALYSIS OF CONCRETE STRUCTURES OF PARKING GARAGE

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Aleksandr Anissimov

Üliõpilaskood: 144585

Juhendaja: vanemlektor Johannes Pello

Tallinn 2022

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.

"....." 202..

Autor:

/ allkiri /

Töö vastab magistritööle esitatud nõuetele

"....." 202..

Juhendaja:

/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

"....."202 .

Kaitsmiskomisjoni esimees

/ nimi ja allkiri /

TalTech Ehituse ja arhitektuuri instituut

LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

Üliõpilane: Aleksandr Anissimov 144585

Õppekava, peeriala: EAEI02/09 Ehitiste projekteerimine ja ehitusjuhtimine

Juhendaja(d): vanemlektor, Johannes Pello, +372 510 9685

Lõputöö teema:

(eesti keeles) PARKIMISMAJA BETOON-KANDEKONSTRUKTSIOONIDE ANALÜÜS

(inglise keeles) ANALYSIS OF CONCRETE STRUCTURES OF PARKING GARAGE

Lõputöö põhieesmärgid:

1. Määrata parkimismaja konstruktsioonidele (vahelaeplaat, -tala, post) mõjuvad koormused
2. Määrata konstruktsioonides (vahelaeplaat, -tala, post) mõjuvad sisejõud
3. Teostada vahelaeplaadi, -tala ja posti kande ja kasutuspiiriseisundi järgsed arvutused
4. Koostada arvutatud elementide joonised.

Lõputöö etapid ja ajakava:

Nr	Ülesande kirjeldus	Tähtaeg
1.	Konstruktsioonidele mõjuvate koormuste ja sisejõudude arvutamine	15.10.22
2.	Konstruktsioonide kande- ja kasutuspiiriseisundi arvutused	15.11.22
3.	Arvutuste vormistamine ja jooniste koostamine	15.12.22

Töö keel: Eesti

Lõputöö esitamise tähtaeg: ".....".....2022 a

Üliõpilane: Aleksandr Anissimov ".....".....2022 a

/allkiri/

Juhendaja: Johannes Pello ".....".....2022 a

/allkiri/

Lihtlitsents lõputöö reprodutseerimiseks ja lõputöö üldsusele kättesaadavaks tegemiseks¹

Mina Aleksandr Anissimov (sünnikuupäev: 02.09.1989)

1. Annan Tallinna Tehnikaülikoolile tasuta loa (lihtlitsentsi) enda loodud teose Parkimismaja betoon-kandekonstruktsioonide analüüs

mille juhendaja on Johannes Pello,

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.

¹*Lihtlitsents ei kehti juurdepääsupiirangu kehtivuse ajal, välja arvatud ülikooli õigus lõputööd reprodutseerida üksnes säilitamise eesmärgil.*

_____ (allkiri)

_____ (kuupäev)

SISUKORD

SISSEJUHATUS	8
1. HOONE TUTVUSTUS.....	10
1.1 Hoone kirjeldus.....	10
1.2 Tehnilised põhinõuded	10
1.3 Konstruksiooni arvutuse põhimõtted.....	11
2. EELPINGEARMATUURIGA TALA ARVUTUS	13
2.1 Lähteandmed eelpingetala projekteerimiseks.....	13
2.2 Koormused talale	14
2.2.1 Koormuskombinatsioonid	14
2.3 Materjalide omadused.....	15
2.4 Armeerimine.....	16
2.5 Redutseeritud ristlõige	16
2.6 Alg-eelpingestusjõud P ₀	18
2.6.1 Maksimaalne alg-eelpingestusjõud	18
2.6.2 Pingekadu temperatuuri muutusest.....	19
2.6.3 Pingekadu ankrute järeleandvusest	19
2.6.4 Pingekadu kiirest relaksatsioonist.....	19
2.6.5 Eelpingekadu betooni elastsest deformatsioonist	21
2.6.6 Alg-eelpingestusjõud	22
2.7 Lõplik eelpingestusjõud P _{m,∞} tala silde keskel	23
2.7.1 Suhteline mahukahanemisdeformatsioon	23
2.7.2 Betoonoristlõike ja pingearmatuuri ristlõikepinna raskuskeskmete vahekaugus 25	
2.7.3 Relaksatsiooni põhjustatud pingekadu.....	25
2.7.4 Roomet põhjustav betooni pinge tala omakaalust ja algeelpingestusest	27
2.7.5 Roome põhjustatud pingekadu	28
2.7.6 Betooni roome, mahukahanemise ja relaksatsiooni põhjustatud pingekadu	28
2.7.7 Lõplik eelpinge.....	29
2.7.8 Lõplik eelpingestusjõud	29
2.8 Tala paindekandevõime kontroll	30
2.9 Tala kasutuspiiriseisundi kontrollid	31
2.9.1 Pragudekindluse kontroll	31
2.9.2 Läbipainde arvutamine.....	33
2.9.3 Betooni pingepiirangu kontroll	35
2.10 Eelpingearmatuuri ankurduse kontroll.....	36

2.10.1	Lõhestusjõud ankurdustsoonis	36
2.10.2	Lõhestusjõud tala otsas.....	40
2.11	Tala põikjõukandevõime kontroll	41
2.12	Betooni suurim eelsurvepinge pärast pingestamist.....	42
3.	POSTI ARVUTUS.....	44
3.1	Lähteandmed posti projekteerimiseks	44
3.2	Koormused	44
3.3	Posti üldine ekstsentrilisus.....	45
3.3.1	Esimest järku ekstsentrilisus.....	46
3.3.2	Ekstsentrilisus geomeetristest konstruktsioonihälvetest	46
3.3.3	Teist järku ekstsentrilisus	47
3.4	Posti kandevõime kontroll.....	49
3.5	Posti raudbetoonkonsooli arvutus	51
3.6	Posti pea lisaarmeeringu arvutus.....	57
3.7	Posti armatuuri konstrueerimisnõuded	59
4.	MONOLIITSE VAHELAE ARVUTUS	61
4.1	Koormused	61
4.2	Sisejõudude leidmine	61
4.3	Paindearmatuuri konstrueerimine	62
4.3.1	Minimaalne armatuuri kaitsekiht	62
4.3.2	Vahelaeplaadi kasuskõrgused	63
4.3.3	Materjalide omadused	63
4.3.4	Paindearmatuuri arvutamine.....	64
4.4	Põikjõukindluse kontroll	65
4.5	Pragudekindluse kontroll	66
4.6	Prao avanemislaiuse kontroll.....	68
4.7	Konstruktiivsed nõuded vahelaeplaadi armeerimisel	70
4.7.1	Vaba serva armeerimine	70
4.7.2	Ankurduspikkused ja ülekattejätk.....	71
5.	POSTI VUNDAMENDI ARVUTUS	73
5.1	Lähteandmed posti vundamendi projekteerimiseks	73
5.2	Vundamendi talla kandevõime	73
5.3	Vundamendi kõrguse määramine läbisurumisarvutusest.....	74
5.4	Vundamendi paindearmatuuri arvutus.....	77
5.5	Vundamendi armatuuri ankurdus.....	78
	KOKKUVÕTE	81

SUMMARY	82
KASUTATUD KIRJANDUS	84
GRAAFILINE OSA	85

SISSEJUHATUS

Iga aastaga autode arv kasvab, mis omakorda toob kaasa tiheasustusega linnades nõudluse kasvu parkimiskohtade järele, kuid kõrge hinna või maa vähesuse tõttu ei ole tühjale maale parkimisala korraldamine tõhus. Parkimiskohtade vähesus toob endaga ebamugavusi ja negatiivset mõjutab linnaelanikke. Nad peavad kulutama oma närve ja aega, et leida koht, kus saab oma autot parkida. Mitmekorruselised parkimismajad on suurepärane ülaltoodud probleemide lahendus. Need mahutavad rohkem autosid kui maapealsed parkimisalad. Projekteerijal on võimalus orgaaniliselt sobitada parkimismaja tänava arhitektuuri. Suletud parklasse pargitud autod vähem puutuvad kokku keskkonnaga ja on palju väiksema tõenäosusega langevad vandalismi ohvriteks.

Analüüsiks olid valitud raudbetoon- ja pingebetoon elemendid.

Raudbetoonkonstruktsioonid on kaasaegse ehituse aluseks. Antud konstruktsioonid on laialdaselt kasutatavad erinevat tüüpi konstruktsioonide projekteerimisel. Selle peamiseks põhjusteks on kättesaadavus, madalad nõuded betooni hooldusele, tulekindlus, heliisolatsioon ja suhteliselt odav hind. Ülaltoodud omadused on raudbetoonkonstruktsioonide populaarsuse põhjuseks.

Käesoleva magistritöö eesmärgiks on analüüsida neljakorruselise parkimismaja betoonkonstruktsioonid. Analüüsimiseks on välja valitud enimkoormatud konstruktsioonelemendid: eelpingestatud tala, post, vahelagi ja vundament. Kõik arvutused on tehtud vastavuses kehtivate standardite ja eeskirjadega.

Magistritöö koosneb viiest osast, mis puudutavad tala, posti, monoliitse vahelae ja posti vundamenti detailseid arvutusi.

Esimeses osas on antud üldinfo uuritava objekti kohta, sellele esitatavad tehnilised nõuded, samuti kirjeldatakse hoonele mõjuvaid koormuste tüüpe ja liike.

Teises osas on esitatud eelpingestatud tala arvutus. Selleks leitakse esialgu arvutuslikud koormused ja arvutatakse välja erinevad kombinatsioonid. Saadud koormusi kasutades tehakse kõiki vajalikke kontrole, nagu maksimaalse momendi kontrollimine tala keskel,

pragunemisohu, läbipaine üle lubatud piiri, betooni piirpinge kontrollimine, piisava eelpingestatud trosside ankurduse kontrollimine.

Kolmandas osas uurimiseks on käsitletud enim koormatud post. Leitakse sellele mõjuvad koormused. Arvutatakse pikijõu ekstsentrilisus, teostatakse posti kande võimekontrolli. Kontrollitakse posti konsoolosa kandevoimet, millele tala toetub. Teostatakse posti ülemise osa kohalikku muljumise kontrolli. Vaadeldakse ka posti armatuuri konstrueerimise nõudeid.

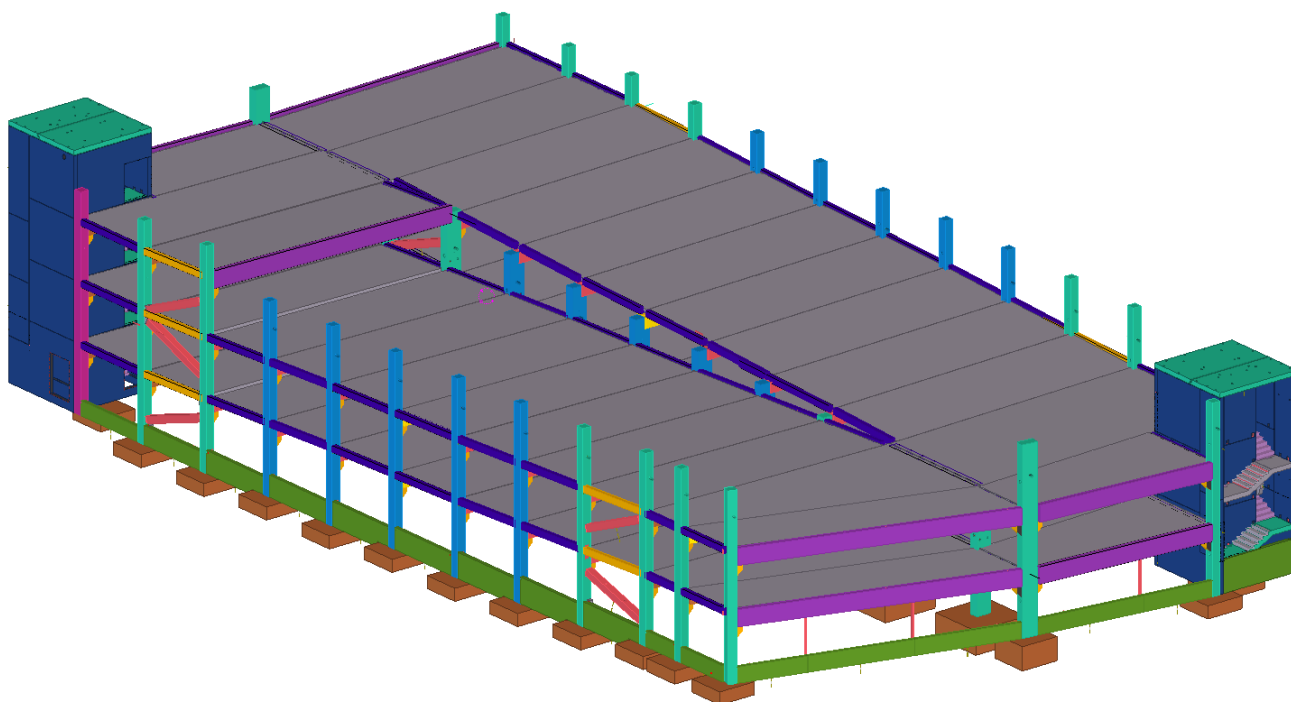
Neljandas osas on esitatud monoliitse vahelae arvutus. Suurim moment ja lõikejõud on leitud Robot Structural Analysis Professional 2019 tarkvara abil. Seejärel teostatakse vajaliku armatuuri dimensioneerimine ja koguse arvutust. Teostakse painde ja põikjõukindluse kontrolli. Vaadeldakse konstruktiivseid nõudeid vahelaepaadi armeerimisel.

Viimases viiendas osas analüüsitakse posti all olevat vundamenti, mis oli käsitletud kolmandas osas. Leitakse selle kandevoime ja tehakse vajumise arvutus. Samuti määratakse vajalik vundamendi armeerimine.

1. HOONE TUTVUSTUS

1.1 Hoone kirjeldus

Uuringuks olid välja valitud neljakorruseline kergliiklussõidukite jaoks mõeldud parkimismaja, mis koosneb monteeritavatest elementidest nagu raudbetoonist postid, eelpingestatud talad, raudbetoonist diagonaalid, seinaelemendid ja monoliitse vahelae elemendid. Vundamendiks on iga posti jaoks eraldi valatud plaadid. Parkimismajas on kaks liftiga trepikoda, mille kaudu parkimismaja kasutajad saavad liikuda. Hoone stabiilsus/jäikus tagatakse trepikodade, raudbetoonist diagonaalide ja postide abil. Parkimismaja brutopind on 9550 m². Laius 32 m, pikkus 63,6 m ja kõrgus 13,5 m Parklas on 258 parkimiskohta.



Joonis 1.1- 3D hoone vaate

1.2 Tehnilised põhinõuded

Parkimismaja projekteeriti arvestades 50-aastase konstruktsiooni kasutuseaga. Antud kasutusiga saavutatakse soovitud omaduste ja kaitsekihtide vajaliku paksusega materjalide valimisel.

Parkimismaja on kütmata hoone ja kõik elemendid alluvad temperatuuritsüklitele. Monoliitsed pörandad ja kandepostid puutuvad kokku kloriididega, mis sattuvad parklasse sisenevate autode ratastelt. Kuna parkla on avatud, on selle ülemine osa pidevas kokkupuutes veega. Eeltoodud riskidest lähtuvalt saab standardi [1] abil määratleda järgmised keskkonnaklassid.

- Postid XC3, XD3, XF4
- Talad XC3, XF2
- Monoliitne vahelagi XC4, XD3, XF4

1.3 Konstruksiooni arvutuse põhimõtted

Konstruksiooni arvutusega kontrollitakse, et ei ületataks mingi piirseisundi tingimusi. Kontrollida tuleb kõiki võimalikke arvutusolukordi ja neile vastavaid võimalikke koormusjuhte. Üldjuhul tehakse vahet kande- ja kasutuspiirseisundite vahel.

Kandepiirseisundid seostuvad konstruksiooni purunemise, staatilise tasakaalu kaotuse, stabiilsuse kaotuse või muude kahjustustega, millest tulenevad konstruksiooni kande võime kaotus ja oht inimestele. Kandepiirseisundi koormuskombinatsioon on

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1.1)$$

kus $G_{k,j}, Q_{k,1}, Q_{k,i}$ – koormuste normsuurused

$\gamma_{G,j}$ – alaliskoormuse osavarutegur,

$\gamma_{Q,1}$ – domineeriva muutuvkoormuse osavarutegur

$\gamma_{Q,i}$ – mittedomineeriva muutuvkoormuse osavarutegur

$\psi_{0,i}$ – kombinatsioonitegurid ($\psi_0 = 0,7$, $\psi_1 = 0,7$ ja $\psi_2 = 0,6$)

γ_G – alaliskoormuste osavarutegur, $\gamma_G = 1,2$

γ_Q – muutuvkoormuste osavarutegur, $\gamma_Q = 1,5$

Kasutuspiirseisundid lähtuvad konstruksiooni normaalse kasutamise nõuetest, inimeste mugavusest ja ehitiste välimusest (deformatsioonid, vibratsioonid, mittekandvate elementide kahjustused). Johtuvalt sellest, kas koormuse põhjustatud tagajärjed jäävad alles ka pärast koormuse mõju eemaldamist või kaovad, võib kasutuspiirseisund olla taastumatu või taastuv. Kasutuspiirseisundis kasutatakse kolm koormuskombinatsiooni:

Normkombinatsioon (kasutuspiirseisundi normatiivne koormuskombinatsioon, harv). Üldjuhul rakendatakse normkombinatsiooni taastumatute kasutuspiirseisundite puhul.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1.2)$$

kus $G_{k,j}$ – alaliskoormuste normsuurused
 P – eelpingestusjõud
 $Q_{k,1}$ – domineeriva alaliskoormuste normsuurus
 $Q_{k,i}$ – mittedomineeriva alaliskoormuste normsuurus
 Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 – kombinatsioonitegurid ($\psi_0 = 0,7$, $\psi_1 = 0,7$ ja $\psi_2 = 0,6$)

Tavakombinatsioon (kasutuspiirseisundi tavaline koormuskombinatsioon). Üldjuhul rakendatakse taastuvate kasutuspiirseisundite puhul.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (1.3)$$

Tõenäoline Üldjuhul rakendatakse tõenäolist kombinatsiooni koormuse pikaajalise toime ja konstruktsiooni välimusega seonduvate kasutuspiirseisundite korral.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (1.4)$$

Parkimismaja kulub koormusgruppi F vastavalt standardile [2] ja kombinatsioonitegurid on järgmised:

$$\psi_0 = 0,7; \psi_1 = 0,7; \psi_2 = 0,6.$$

Hoone konstruktsioonidele mõjuvad normatiivsed omakaalukoormused, kasuskoormused ja neile vastavad ülekoormustegurid, mis on määratud Eesti Vabariigi standardi [3]. Omakaalukoormuse osavarutegur kandepiirseisundis on $\gamma = 1,2$ ja kasuskoormuse osavarutegur kandepiirseisundis on $\gamma = 1,5$. Kuna tegu parkimismajaga, mis on ette nähtud kergete sõidukite jaoks (sõiduki brutokaal ei ületa 30 kN, istekohtade arv ei ületa 8) peab arvestama liikluspindade kasuskoormustega $qk = 2 \text{ kN/m}^2$ ja koondatud koormus $Qk = 10 \text{ kN}$.

Lisaks mõjub konstruktsioonile lumekoormus, mis on määratud [4] standardi järgi.

2. EELPINGEARMATUURIGA TALA ARVUTUS

Analüüsimiseks on välja valitud eelpingestatud tala, mis asub kolmandal korrusel teljel A/B – 12.

2.1 Lähteandmed eelpingetala projekteerimiseks

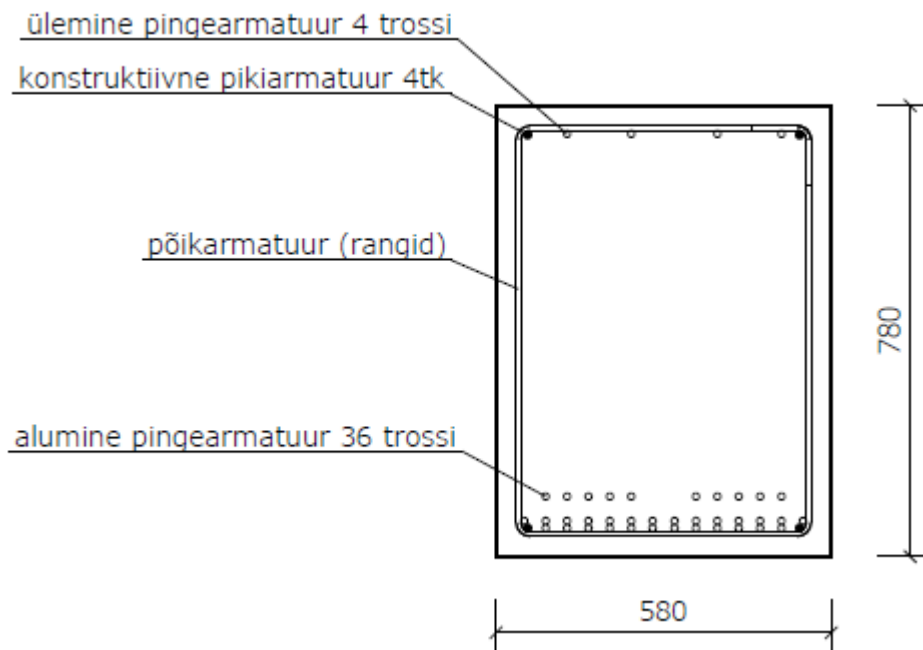
- Betooni tugevusklass C50/60
- Kivistamise kiirendamiseks betooni kuumutatakse ($\Delta t=50^{\circ}\text{C}$)
- Eelpingetalad valmistatakse köetavatel eelpingeliinidel pikkusega kuni 62 m
- Sarrustrosside esialgne eelpinge ei ületa: $\sigma_0 \leq 1300 \text{ MPa}$
- Betooni keskkonnaklassid XC3, XF2

Tala mõõdud:

Tala kõrgus: $H = 780 \text{ mm}$

Tala laius: $B = 580 \text{ mm}$

Tala pikkus: $L = 15200 \text{ mm}$



Joonis 2.1- Eelpingetala ristlõige

2.2 Koormused talale

Talade kaugus $s = 5 \text{ m}$

Tala omakaal $g_k, tala = (H \times B) \times \rho = 0,78 \times 0,58 \times 25 = 11,3 \text{ kN/m}$

kus ρ – betooni kuivtihedus, $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

Monoliitse vahelae omakaal $g_k, vahelagi = h \times \rho \times s = 0,22 \times 25 \times 5 = 27,5 \text{ kN/m}$

Riputavad tehnosüsteemid $g_k, teh = 0,5 \times s = 0,5 \times 5 = 2,5 \text{ kN/m}$

Liikumiskoormus (auto kuni 30 kN) $q_k, auto = 2,0 \times s = 2,0 \times 5 = 10 \text{ kN/m}$

Lumekoormus $q_k, lumi = 1,2 \times s = 1,2 \times 5 = 6 \text{ kN/m}$

2.2.1 Koormuskombinatsioonid

Kasutuspiiriseisundi koormuskombinatsioonid

Normatiivne kombinatsioon

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$p_{k,norm} = [1,0(g_{k,tala} + g_{k,vahelagi} + g_{k,teh}) + 1,0(q_{k,auto})] = 1 \times (11,3 + 27,5 + 2,5) + 1 \times 10 \\ = 51 \text{ kN/m}$$

Paindemoment ava keskel

$$M_{Ed,norm} = \frac{p_{k,norm} \times l_{eff}^2}{8} = \frac{51 \times 15,2^2}{8} = 1473 \text{ kNm}$$

Tõenäoline kombinatsioon

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$$p_{k,tõen} = [1,0 \times (g_{k,tala} + g_{k,vahelagi} + g_{k,teh}) + 0,6 \times (q_{k,auto})] \\ = 1 \times (11,3 + 27,5 + 2,5) + 0,6 \times 10 = 47 \text{ kN/m}$$

Paindemoment ava keskel

$$M_{Ed,tõen} = \frac{p_{k,tõen} \times l_{eff}^2}{8} = \frac{47 \times 15,2^2}{8} = 1357 \text{ kNm}$$

Toereaktsioonid:

$$F_{Ed,töen} = \frac{p_{k,töen} \times l_{eff}}{2} = \frac{47 \times 15,2}{2} = 357 \text{ kN}$$

Kandepiirseisundi koormuskombinatsioon

Alaliste või ajutiste arvutusolukordade koormuskombinatsioon:

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

Arvutuslik koormus

$$p_d = [1,2 \times (g_{k,tala} + g_{k,vahelagi} + g_{k,teh}) + 1,5 \times (q_{k,auto})] \\ = 1,2 \times (11,3 + 27,5 + 2,5) + 1,5 \times 10 = 65 \text{ kN/m}$$

Paindemoment ava keskel

$$M_{Ed} = \frac{p_d \times l_{eff}^2}{8} = \frac{65 \times 15,2^2}{8} = 1887 \text{ kNm}$$

Toereaktsioonid:

$$F_{Ed} = \frac{p_d \times l_{eff}}{2} = \frac{65 \times 15,2}{2} = 494 \text{ kN}$$

2.3 Materjalide omadused

Betooni C50/60 omadused:

- keskmine normsurvetugevus: $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
- keskmine elastsusmooduli väärtus: $E_{cm} = 37 \text{ GPa}$
- keskmine survetugevus: $f_{cm} = 58 \text{ MPa}$
- keskmine tõmbetugevus: $f_{ctm} = 4,1 \text{ Mpa}$
- kaitsekiht: $c_{nom} = 35 \text{ mm}$

Pingearmatuuri omadused:

- Valin seitse traadiga trossid (prEN10138-3:2006) teras Y1860-S7:
- relaksatsiooniklass II: $\rho_{1000} = 2,5\%$
- eelpingestusterase normtõmbetugevus: $f_{pk} = 1860 \text{ MPa} = 1860 \text{ N/mm}^2$
- normatiivne 0,1% pikenemise kontrollpinge: $f_{p0.1k} = 1635 \text{ MPa}$
- suhteline pikenemine maksimaalkoormusel: $\varepsilon_{uk} \geq 3,5\%$

- traatide ja varraste elastsusmooduli: $E_p = 195 \text{ kN/mm}^2$

2.4 Armeerimine

Alumine pingearmatuur:

- pingearmatuuri läbimõõt: $d = 12,5 \text{ mm}$
- ühe trossikimbu pindala alapinnas: $1 \times A_p = 93 \text{ mm}^2$
- trosside arv alapinnas: $n = 36 \text{ tk}$
- kogu armatuuri pindala alapinnas: $A_p = 3348 \text{ mm}^2$

Ülemine pingearmatuur:

- pingearmatuuri läbimõõt: $d = 12,5 \text{ mm}$
- ühe trossikimbu pindala alapinnas: $1 \times A_p = 93 \text{ mm}^2$
- trosside arv ülapinnas: $n = 4 \text{ tk}$
- kogu armatuuri pindala alapinnas: $A_{p2} = 372 \text{ mm}^2$

2.5 Redutseeritud ristlõige

Arvutan normalpraota ristlõike geomeetriliste karakteristikut

Betoonristlõike pindala

$$A_c = B \times H = 780 \times 580 = 452,4 \times 10^3 \text{ mm}^2 \quad (2.1)$$

Staatiline moment:

$$S_{c0} = B \times \frac{H^2}{2} = 780 \times \frac{580^2}{2} = 176,4 \times 10^6 \text{ mm}^3 \quad (2.2)$$

Pingearmatuuri ja betooni elastsusmoodulite suhe:

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{195000}{37000} = 5,27 \quad (2.3)$$

Pingearmatuuri redutseeritud pinnad:

$$A_{p,red} = \alpha_p \times A_p = 5,27 \times 3348 = 17644 \text{ mm}^2 \quad (2.4)$$

$$A_{p2,red} = \alpha_p \times A_{p2} = 5,27 \times 372 = 1960 \text{ mm}^2$$

Redutseeritud ristlõike pindala:

$$A_{red} = A_c + A_{p,red} + A_{p2,red} = 452,4 \times 10^3 + 17644 + 1960 = 472 \times 10^3 \text{ mm}^2 \quad (2.5)$$

Pingearmatuuri A_{p2} raskuskeskme kaugus ristlõike surutud servast:

$$d_{p2} = d/2 + \phi_{rang} + c_{nom} = 12,5/2 + 8 + 35 = 49 \text{ mm} \quad (2.6)$$

Pingearmatuuri A_p raskuskeskme kaugus ristlõike surutud servast:

$$\begin{aligned} d_p \\ = H - \frac{n_1 \times d_{p2} \times (1 \times A_p) + n_2 \times (d_{p2} + d) \times (1 \times A_p) + n_3 \times (d_{p2} + 2 \times d + 42) \times (1 \times A_p)}{A_p} \\ = 780 - \frac{12 \times 49 \times 93 + 14 \times (49 + 12,5) \times 93 + 10 \times (49 + 2 \times 12,5 + 42) \times 93}{3348} = 708 \text{ mm} \end{aligned}$$

Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast:

$$\begin{aligned} y_{0,red} &= \frac{S_{0,red} + A_{p,red}(h - d_p) + A_{p2,red}(h - d_{p2})}{A_{red}} = \\ &= \frac{176,4 \times 10^6 + 17644 \times (780 - 708) + 1960 \times (780 - 49)}{472 \times 10^3} = 379 \text{ mm} \end{aligned} \quad (2.7)$$

Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike surutud servast:

$$y_{0,c} = H - y_{0,red} = 780 - 379 = 401 \text{ mm} \quad (2.8)$$

Pingearmatuuri kaugus redutseeritud ristlõike kaugus raskuskeskmest:

$$y_p = y_{0,red} - (H - d_p) = 379 - (780 - 708) = 307 \text{ mm} \quad (2.9)$$

$$y_{p2} = H - d_{p2} - y_{0,red} = 780 - 49 - 379 = 352 \text{ mm} \quad (2.10)$$

Pingearmatuuri A_{p1} ja A_{p2} kogu ristlõikepindala:

$$A_{p,kokku} = A_{p1} + A_{p2} = 3348 + 372 = 3720 \text{ mm}^2 \quad (2.11)$$

A_p kaugus ristlõike altservast (pingearmatuuri tsentri kaugus):

$$y_{p0} = \frac{A_p \times (H - d_p) + A_{p2} \times (H - d_{p2})}{A_{p,kokku}} = \frac{3720 \times (780 - 708) + 372 \times (780 - 49)}{3720} = 145 \text{ mm}$$

Betoonristlõike inertsimoment:

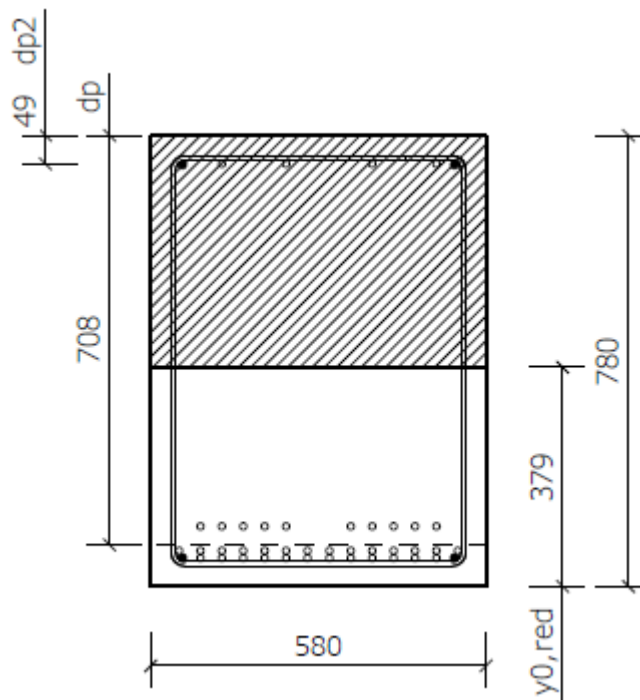
$$\begin{aligned} I_c &= \frac{B \times H^3}{12} + A_c \times (0,5H - y_{0,red})^2 = \\ &= \frac{580 \times 780^3}{12} + 452,4 \times 10^3 \times (0,5 \times 780 - 379)^2 = 22990 \times 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Betoonristlõike inertsimoment redutseeritud ristlõike raskuskeskme läbiva telje suhtes:

$$\begin{aligned} I_{red} &= I_c + A_{p,red}y_p^2 + A_{p2,red}y_{p2}^2 = \\ &22990 \times 10^6 + 17644 \times 307^2 + 1960 \times 352^2 = 24895 \times 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned} \quad (2.12)$$

Betoonristlõike vastupanumoment redutseeritud ristlõike raskuskeskme läbiva telje suhtes:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{24895 \times 10^6}{379} = 65,69 \times 10^6 \text{ mm}^3 \quad (2.13)$$



Joonis 2.2- Redutseeritud ristlõige

2.6 Alg-eelpingestusjõud P0

2.6.1 Maksimaalne alg-eelpingestusjõud

Pingearmatuurile lubatav suurim pinge

$$\sigma_{p,max} = \min\{0,8f_{pk}; 0,9f_{p0,1k}\} \quad (2.14)$$

kus f_{pk} - eelpingestusterase normtõmbetugevus, $f_{pk} = 1860 \text{ Mpa}$

$f_{p0,1k}$ - eelpingestusterase normatiivne 0,1% kontrollpinge, $f_{p0,1k} = 1635 \text{ Mpa}$

$$\min\{0,8 \times 1860; 0,9 \times 1635\} = \min\{1488; 1472\} = 1472 \text{ Mpa}$$

Algeelpingeks on valitud armatuurile A_{p1} ja A_{p2} vastavalt:

$$\sigma_{01} = 1250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{02} = 1100 \text{ MPa}$$

2.6.2 Pingekadu temperatuuri muutusest

$$\Delta\sigma_{p\theta} = 0,5 \times E_p \times \alpha_c \times (T_{max} - T_0) \quad (2.15)$$

kus E_p – pingestusterase elastsusmoodul, $E_p = 195 \text{ kN/mm}^2$

α_c – betooni soojuspaisumise joontegur, $\alpha_c = 1 \times 10^{-5} \text{ K}^{-1}$

$T_{max} - T_0$ – betooni maksimum- ja algtemperatuuri erinevus pingearmatuuri kohal $^{\circ}\text{C}$

$$\Delta\sigma_{p\theta} = 0,5 \times 195 \times 10^3 \times 1 \times 10^{-5} \times 50 = 48,75 \text{ MPa}$$

2.6.3 Pingekadu ankrute järeleandvusest

$$\Delta\sigma_{psl} = \frac{\Delta l_{sl}}{l_{tot}} \times E_p \quad (2.16)$$

kus Δl_{sl} – ankrute järeleandvus, $\Delta l_{sl} = 2 \text{ mm}$

l_{tot} – pingutatava armatuuri pikkus, $l_{tot} = 62 \text{ m}$

E_p – pingestusterase elastsusmoodul, $E_p = 195 \text{ kN/mm}^2$

$$\Delta\sigma_{psl} = \frac{0,002}{62} \times 195 \times 10^3 = 6,3 \text{ MPa}$$

2.6.4 Pingekadu kiirest relaksatsioonist

Kuna betooni eelpingestuseelne temperatuurireziim ei ole teada, siis on oletatud, et termotöötamise kestus $\Delta t = t = 48 \text{ tundi}$ ja keskmine temperatuur selle ajal $T_{\Delta t} = 40^{\circ}\text{C}$.

Termotöötamise mõju arvesse võttev ekvivalentkestus:

$$t_{eq} = \frac{1,14 T_{max}^{-20}}{T_{max} - 20} \times (T_{\Delta t} - 20) \times \Delta t \quad (2.17)$$

kus Δt – termilise töötamise kestus tundides, $\Delta t = 48$

$T_{\Delta t}$ – keskmine temperatuur ajavahemikul Δt ,

T_{max} – maksimaalne temperatuur ajavahemikul Δt , $T_{max} = 50^{\circ}\text{C}$;

$$t_{eq} = \frac{1,14^{50-20}}{50-20} \times (40-20) \times 48 = 1630 \text{ tundi}$$

$$t = t + t_{eq} = 48 + 1630 = 1678 \text{ tundi}$$

Leian pingekadu põhjustav eelpinge

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{psl} - \Delta\sigma_{p\theta} \quad (2.18)$$

kus σ_0 - algeeltinge, $\sigma_{01} = 1250 \text{ MPa}$, $\sigma_{02} = 1100 \text{ MPa}$

$\Delta\sigma_{psl}$ - pingekadu ankrute järeleandvusest, $\Delta\sigma_{psl} = 6,3 \text{ MPa}$

$\Delta\sigma_{p\theta}$ - pingekadu temperatuuri muutusest $\Delta\sigma_{p\theta} = 48,75 \text{ MPa}$

$$\sigma_{pi,1} = 1250 - 48,75 - 6,3 = 1195 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pi,2} = 1100 - 48,75 - 6,3 = 1045 \text{ MPa}$$

Suhteline eelpinge

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} \quad (2.19)$$

kus f_{pk} - on pingestusterase normtõmbetugevus, $f_{pk} = 1860 \text{ Mpa}$

σ_{pi} - pingekadu põhjustav eelpinge, $\sigma_{pi,1} = 1195 \text{ Mpa}$, $\sigma_{pi,2} = 1045 \text{ Mpa}$

$$\mu_1 = \frac{1195}{1860} = 0,642$$

$$\mu_2 = \frac{1045}{1860} = 0,562$$

Suhteline eelpingekadu

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1 \times \mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \times (1-\mu)} \times 10^{-5} \quad (2.20)$$

kus t - ajavahemik tundides terasarmatuuri eeltõmbamisest kuni pingestusjõu ülekandmiseni betoonile, $t=1678$ tundi

ρ_{1000} - pingekao suurus % 1000 tundi pärast tõmbamist, $\rho_{1000} = 2,5\%$

μ - suhteline eelpinge, $\mu_1 = 0,642$, $\mu_2 = 0,562$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr,1}}{\sigma_{pi,1}} = 0,66 \times 2,5 \times e^{9,1 \times 0,642} \times \left(\frac{1678}{1000}\right)^{0,75 \times (1-0,642)} \times 10^{-5} = 0,007$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr,2}}{\sigma_{pi,2}} = 0,66 \times 2,5 \times e^{9,1 \times 0,562} \times \left(\frac{1678}{1000}\right)^{0,75 \times (1-0,562)} \times 10^{-5} = 0,003$$

Pingekadu kiirest relaksatsioonist

$$\Delta\sigma_{pir,1} = \frac{\Delta\sigma_{pr,1}}{\sigma_{pi,1}} \times \sigma_{pi,1} = 0,007 \times 1195 = 8,37 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pir,2} = \frac{\Delta\sigma_{pr,2}}{\sigma_{pi,2}} \times \sigma_{pi,2} = 0,003 \times 1045 = 3,14 \text{ MPa}$$

2.6.5 Eelpingekadu betooni elastsest deformatsioonist

Leian eelpinge vahetult enne betooni pingestamist

$$\text{- Armatuuris } A_{p1}\sigma_{01I} = \sigma_{01} - \Delta\sigma_{psl} - \Delta\sigma_{p\theta} - \Delta\sigma_{pir,1} = 1250 - 6,3 - 48,75 - 8,37 = 1187 \text{ MPa}$$

$$\text{- Armatuuris } A_{p2}\sigma_{02I} = \sigma_{02} - \Delta\sigma_{psl} - \Delta\sigma_{p\theta} - \Delta\sigma_{pir,2} = 1100 - 6,3 - 48,75 - 3,14 = 1042 \text{ MPa}$$

$$\text{Eelpingevtusjõud ristlõikes: } P_{0I} = A_{p1}\sigma_{01I} + A_{p2}\sigma_{02I} = 1187 \times 3348 + 1042 \times 372 = 4362 \text{ kN}$$

Pingearmatuuri A_{p1} ja A_{p2} kaugused redutseeritud ristlõike raskuskeskmest:

$$y_{p1} = 307 \text{ mm}$$

$$y_{p2} = 352 \text{ mm}$$

Eelpingestusjõu ekstsentrilisus:

$$e_{0p} = \frac{\sigma_{01I} \times A_{p1} \times y_{p1} - \sigma_{02I} \times A_{p2} \times y_{p2}}{P_0} = \frac{1187 \times 3348 \times 307 - 1042 \times 372 \times 352}{4362} = 248 \text{ mm}$$

Leian betooni eelsurvepinge armatuuri A_{p1} kohal jõust P_{0II} :

$$\sigma_{cp,1} = \frac{P_{0I}}{A_{red}} + \frac{P_{0I} \times e_{0p} \times y_{p1}}{I_{red}} = \frac{4362 \times 10^3}{472 \times 10^3} + \frac{4362 \times 10^3 \times 248 \times 307}{24895 \times 10^6} = 23 \text{ MPa}$$

Leian betooni eelsurvepinge armatuuri A_{p2} kohal jõust P_{0II} :

$$\sigma_{cp,2} = \frac{P_{0I}}{A_{red}} - \frac{P_{0I} \times e_{0p} \times y_{p2}}{I_{red}} = \frac{4362 \times 10^3}{472 \times 10^3} - \frac{4362 \times 10^3 \times 190 \times 249}{13790 \times 10^6} = -6,1 \text{ MPa}$$

Kuna $\sigma_{cp,2} < 0$, siis võtame armatuurile $A_{p2}\Delta\sigma_{pc,2} = 0$. Elastse deformatsiooni kadu ei teki.

Elastsest deformatsioonist põhjustatud pingekadu

$$\Delta\sigma_{pel} = \alpha_p \times \sigma_{cp} \quad (2.21)$$

kus α_p – pingestusterase ja betooni elastsusmoodulite suhe, $\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{195000}{37000} = 5,27$

σ_{cp} – pingearmatuuriga külgneva betooni pinge eelpingestusjõust

$$\Delta\sigma_{pc,1} = \alpha_p \times \sigma_{cp,1} = 5,27 \times 23 = 121 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pc,2} = 0 \text{ MPa}$$

2.6.6 Alg-eelpingestusjõud

Lubataav maksimaalne algeelpinge

$$\sigma_{pm0,max} = \min\{0,75f_{pk}; 0,85f_{p0,1k}\} > \sigma_{pm0} \quad (2.22)$$

kus f_{pk} – eelpingestusterase normtõmbetugevus, $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$

$f_{p0,1k}$ – eelpingestusterase normatiivne 0,1% kontrollpinge, $f_{p0,1k} = 1635 \text{ MPa}$

$$\min\{0,75 \times 1860; 0,85 \times 1635\} = \min\{1395; 1390\} = 1390 \text{ MPa} > \sigma_{pm0}$$

Kogu alg-eelpingekadu

$$\Delta\sigma_{pi,1} = \Delta\sigma_{psl} + \Delta\sigma_{p\theta} + \Delta\sigma_{pir,1} + \Delta\sigma_{pc,1} = 6,3 + 48,75 + 8,37 + 121 = 184 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pi,2} = \Delta\sigma_{psl} + \Delta\sigma_{p\theta} + \Delta\sigma_{pir,2} + \Delta\sigma_{pc,2} = 6,3 + 48,75 + 3,14 + 0 = 58 \text{ MPa}$$

Keskmine algeelpinge

$$\sigma_{pm0,1} = \sigma_{01} - \Delta\sigma_{pi,1} = 1250 - 184 = 1066 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pm0,2} = \sigma_{02} - \Delta\sigma_{pi,2} = 1100 - 58 = 1042 \text{ MPa}$$

Võrdleme keskmine algeelpinge ja lubataav maksimaalne algeelpinge.

$$\sigma_{pm0,max} = 1390 \text{ MPa} > \sigma_{pm0,1} = 1066 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pm0,max} = 1390 \text{ MPa} > \sigma_{pm0,2} = 1042 \text{ MPa}$$

Tingimus on täidetud

Keskmine alg-eelpingestusjõud

$$P_{m0(x)} = \sigma_{pm0(x)} \times A_{p(x)} \quad (2.23)$$

$$P_{m0,1} = \sigma_{pm0,1} \times A_{p1} = 1066 \times 3348 \times 10^{-3} = 3569 \text{ kN}$$

$$P_{m0,2} = \sigma_{pm0,2} \times A_{p2} = 1042 \times 372 \times 10^{-3} = 388 \text{ kN}$$

$$P_{m0} = P_{m0,1} + P_{m0,2} = 3957 \text{ kN}$$

Alg-eelpingestusjõu ekstsentrilisus

$$e_{m0p} = \frac{P_{m0,1} \times y_{p1} - P_{m0,2} \times y_{p2}}{P_{m0}} = \frac{3569 \times 307 - 388 \times 352}{3957} = 242 \text{ mm}$$

2.7 Lõplik eelpingestusjõud $P_{m,\infty}$ tala silde keskel

Betooni roome ja mahukahanemise ning pingestusterase relaksatsiooni põhjustatud eelpingekao kohas x võib lihtsustatult arvutada valemiga:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r,(x)} = \frac{\varepsilon_{cs} \times E_p + 0,8 \times \Delta\sigma_{pr,(x)} + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \varphi(t, t_0)_{(x)} \times \sigma_{c,QP,(x)}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \frac{A_p}{A_c} \times \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \times z_{cp}^2\right) \times [1 + 0,8 \times \varphi(t, t_0)_{(x)}]} \quad (2.24)$$

kus ε_{cs} – suhteline mahukahanemisdeformatsioon;

E_p – pingestusterase elastsusmoodul, $E_p = 195 \text{ kN/mm}^2$

E_{cm} – betooni elastsusmoodul, $E_{cm} = 37 \text{ GPa}$

$\Delta\sigma_{pr,(x)}$ – pingestusterase relaksatsiooni põhjustatud pingemuutuse absoluutväärtus pingearmatuuri lõikes x hetkeks t

$\varphi(t, t_0)$ – roometegur hetkel t , kui koormus on rakendatud hetkel t_0

$\sigma_{c,QP}$ – omakaalu, algeelpingestuse ja vajadusel muu tõenäolise koormuse põhjustatud pinge pingearmatuuri ümbritsevas betoonis;

A_p – kogu pingearmatuuri ristlõikepindala kohas x ;

A_c – betoonristlõike pindala, $A_c = 452,4 \times 10^3 \text{ mm}^2$;

I_c – betoonristlõike inertsimoment, $I_c = 22990 \times 10^6 \text{ mm}^4$;

z_{cp} – betoonristlõike ja pingearmatuuri ristlõikepinna raskuskeskmete vahekaugus.

2.7.1 Suhteline mahukahanemisdeformatsioon

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (2.25)$$

kus $\varepsilon_{cs,\infty}$ – üldine lõplik mahukahanemisdeformatsioon

$\varepsilon_{cd,\infty}$ – kuivkahanemisdeformatsiooni lõppväärtus

$\varepsilon_{ca,\infty}$ – autogeense kahanemisdeformatsiooni lõppväärtus, $\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6}$;

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \times \varepsilon_{cd,0} \quad (2.26)$$

kus k_h – h₀ st sõltuv tegur

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} \quad (2.27)$$

kus A_c – betoontistlõike pindala, $A_c = 452,4 \times 10^3 \text{ mm}^2$

u – ristlõike ümbermõõt, $u = 2 \times (780 + 580) = 2720 \text{ mm}$

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = \frac{2 \times 452,4 \times 10^3}{2720} = 333 \text{ mm}$$

Leian k_h kasutades interpoleerimise meetodi:

$$k_h = 0,70 + \frac{500 - 333}{500 - 300} \times (0,75 - 0,70) = 0,74$$

$\varepsilon_{cd,0}$ – kuivkahanemisdeformatsiooni baassuurus arvutatakse valemiga:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \times \left[(220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times \exp\left(-\alpha_{ds2} \times \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH} \quad (2.28)$$

kus α_{ds1} – tsemendi liigist olenev tegur, kui tsemendi klass N $\alpha_{ds1} = 4$

α_{ds2} – tsemendi liigist olenev tegur, kui tsemendi klass N $\alpha_{ds2} = 0,12$

$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$

$$\beta_{RH} = 1,55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (2.29)$$

kus RH – on ümbritseva keskkonna suhteline niiskus, $RH = 50\%$;

RH_0 – on absoluutne niiskus, $RH_0 = 100\%$;

$$\beta_{RH} = 1,55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,55 \times \left[1 - \left(\frac{50}{100} \right)^3 \right] = 1,36$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \times \left[(220 + 110 \times 4) \times \exp\left(-0,12 \times \frac{58}{10}\right) \right] \times 10^{-6} \times 1,36 = 0,380 \times 10^{-3}$$

Leian kuivkahanemisdeformatsiooni lõppväärtus:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \times \varepsilon_{cd,0} = 0,74 \times 0,380 \times 10^{-3} = 0,281 \times 10^{-3}$$

Arvutan autogeense kahanemisdeformatsiooni lõplik väärtus

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} \quad (2.30)$$

kus f_{ck} – normsurvetugevus, $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \times (50 - 10) \times 10^{-6} = 0,1 \times 10^{-3}$$

Leian üldine lõplik mahukahanemisdeformatsioon:

$$\varepsilon_{cs,\infty} = \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{ca,\infty} = 0,281 \times 10^{-3} + 0,1 \times 10^{-3} = 0,381 \times 10^{-3}$$

2.7.2 Betoonristlõike ja pingearmatuuri ristlõikepinna raskuskeskmete vahekaugus

$$z_{cp} = y_{c0} - y_{p0}$$

kus y_{c0} - betoonristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike altservast, $y_{c0} = 390 \text{ mm}$

y_{p0} - A_p kaugus ristlõike altservast (pingearmatuuri tsentri kaugus), $y_{p0} = 145 \text{ mm}$

$$z_{cp} = 390 - 145 = 245 \text{ mm}$$

2.7.3 Relaksatsiooni põhjustatud pingekadu

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1 \times \mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \times (1-\mu)} \times 10^{-5} \times \sigma_{pi} \quad (2.31)$$

kus ρ_{1000} - pingekao suurus % 1000 tundi pärast tõmbamist, $\rho_{1000} = 2,5\%$

μ - suhteline eelpinge $\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$

f_{pk} - on pingestuserase normtõmbetugevus, $f_{pk} = 1860 \text{ Mpa}$

σ_{pi} - algeelpingestuse ja alalise koormuse põhjustatud pinge pingearmatuuris:

$$\sigma_{pi} = \sigma_p = \sigma_{pm0,(x)} + \alpha_p \times \sigma_{cg} \quad (2.32)$$

kus $\sigma_{pm0,(x)}$ - keskmine algeelpinge: $\sigma_{pm0,1} = 1195 \text{ Mpa}$ $\sigma_{pm0,2} = 1045 \text{ Mpa}$

α_p - pingearmatuuri ja betooni elastsusmoodulite suhe: $\alpha_p = 5,27$

σ_{cg} - betooni tõmbepinge pingearmatuuri A_{p1} nivool koormusest, $\sigma_{cg} = \frac{M_g \times y_p(x)}{I_{red}}$

$t = 5 \times 10^5 \text{ tundi}$

Talale tulenev normatiivne alaline koormus: $g_{r,k} = 30 \text{ kN/m}$

Tala normatiivne omakaal: $g_{t,k} = 11,3 \text{ kN/m}$

Effektiivne ava pikkus: $l_{eff} = l = 15,2 \text{ m}$

Talale rakendatud koormus tõenäolises kombinatsioonis:

$$g_k = g_{r,k} + g_{t,k} = 30 + 11,3 = 41,3 \text{ kN/m}$$

Paindemoment silde keskel:

$$M_g = \frac{g_k \times l_{eff}^2}{8} = \frac{41,3 \times 15,2^2}{8} = 1192,74 \text{ kNm}$$

Pingearmatuuri kaugus redutseeritud ristlõike kaugus raskuskeskmest:

$$y_{p1} = y_{0,red} - (H - d_p) = 379 - (780 - 708) = 307 \text{ mm}$$

$$y_{p2} = H - d_{p2} - y_{0,red} = 780 - 49 - 379 = 352 \text{ mm}$$

Betoonristlõike inertsimoment redutseeritud ristlõike raskuskesset läbiva telje suhtes:

$$I_{red} = 24895 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Leian betooni tõmbepinge pingearmatuuri A_{p1} , A_{p2} nivool koormusest:

$$\sigma_{cg1} = \frac{M_g \times y_{p,1}}{I_{red}} = \frac{1192,74 \times 10^6 \times 307}{24895 \times 10^6} = 14,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cg2} = \frac{M_g \times y_{p,2}}{I_{red}} = \frac{1192,74 \times 10^6 \times 352}{24895 \times 10^6} = 16,87 \text{ MPa}$$

Algeelpingestuse ja alalise koormuse põhjustatud pinge pingearmatuuris A_{p1} , A_{p2} :

$$\sigma_{pi1} = \sigma_{pm0,1} + \alpha_p \times \sigma_{cg1} = 1195 + 5,27 \times 14,71 = 1273 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pi2} = \sigma_{pm0,2} + \alpha_p \times \sigma_{cg2} = 1045 + 5,27 \times 16,87 = 1134 \text{ MPa}$$

Suhteline eelpinge:

$$\mu_1 = \frac{\sigma_{pi,1}}{f_{pk}} = \frac{1273}{1860} = 0,7$$

$$\mu_2 = \frac{\sigma_{pi,2}}{f_{pk}} = \frac{1134}{1860} = 0,62$$

Leian relaksatsiooni põhjustatud pingekadu $\Delta\sigma_{pr1}$, $\Delta\sigma_{pr2}$:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{pr1} &= 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1 \times \mu_1} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \times (1 - \mu_1)} \times 10^{-5} \times \sigma_{pi1} = \\ &0,66 \times 2,5 \times e^{9,1 \times 0,7} \times \left(\frac{5 \times 10^5}{1000}\right)^{0,75 \times (1 - 0,7)} \times 10^{-5} \times 1301,2 = 50,76 \text{ MPa} \\ \Delta\sigma_{pr2} &= 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{9,1 \times \mu_2} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \times (1 - \mu_2)} \times 10^{-5} \times \sigma_{pi2} = \\ &0,66 \times 2,5 \times e^{9,1 \times 0,62} \times \left(\frac{5 \times 10^5}{1000}\right)^{0,75 \times (1 - 0,62)} \times 10^{-5} \times 1158,5 = 31,69 \text{ MPa} \end{aligned}$$

2.7.4 Roomet põhjustav betooni pinge tala omakaalust ja algeelpingestusest

$$\sigma_{c,QP,(x)} = \sigma_{cp0} - \sigma_{cg1} \quad (2.33)$$

kus σ_{cp0} – algeelpingestuse põhjustatud betooni pingearmatuuri nivool

$$\sigma_{cp0} = \frac{P_{m0}}{A_{red}} + \frac{P_{m0} \times e_{0p} \times y_{p,(x)}}{I_{red}} \quad (2.34)$$

kus σ_{cg1} – tala omakaalu põhjustatud betooni pinge

Üldine alg-eelpingestusjõud:

$$P_{m0} = P_{m0,1} + P_{m0,2} = 3569 + 388 = 3957 \text{ kN}$$

Pingearmatuuri kaugus redutseeritud ristlõike kaugus raskuskeskmest:

$$y_{p1} = y_{0,red} - (H - d_p) = 379 - (780 - 708) = 307 \text{ mm}$$

$$y_{p2} = H - d_{p2} - y_{0,red} = 780 - 49 - 379 = 352 \text{ mm}$$

Alg-eelpingestusjõu ekstsentrilisus:

$$e_{0p} = \frac{P_{m0,1} \times y_{p,1} - P_{m0,2} \times y_{p,2}}{P_{m0}} = \frac{3569 \times 0,307 - 388 \times 0,352}{3957} = 0,242 \times 10^3 \text{ m} = 242 \text{ mm}$$

$$A_{red} = 472 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I_{red} = 24895 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Algeelpingestuse põhjustatud betooni pingearmatuuri A_{p1} ja A_{p2} nivool:

$$\sigma_{cp0,1} = \frac{P_{m0}}{A_{red}} + \frac{P_{m0} \times e_{0p} \times y_{p,1}}{I_{red}} = \frac{3957 \times 10^3}{472 \times 10^3} + \frac{3957 \times 10^3 \times 242 \times 307}{24895 \times 10^6} = 20,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp0,2} = \frac{P_{m0}}{A_{red}} - \frac{P_{m0} \times e_{0p} \times y_{p,2}}{I_{red}} = \frac{3957 \times 10^3}{472 \times 10^3} - \frac{3957 \times 10^3 \times 242 \times 352}{24895 \times 10^6} = -5,16 \text{ MPa}$$

Tala omakaalu põhjustatud betooni pinge

$$\sigma_{cg1} = \frac{M_{g1} \times y_{p1}}{I_{red}} \quad (2.35)$$

M_{g1} - tala omakaalust põhjustatud paindemoment

$$M_{g1} = \frac{g_{t,k} \times l_{eff}^2}{8} = \frac{11,3 \times 15,2^2}{8} = 326,3 \text{ kNm}$$

Tala omakaalu põhjustatud betooni pinge:

$$\sigma_{cg1} = \frac{M_{g1} \times y_{p,1}}{I_{red}} = \frac{326,3 \times 10^6 \times 307}{24895 \times 10^6} = 4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cg2} = \frac{M_{g1} \times y_{p,2}}{I_{red}} = \frac{326,3 \times 10^6 \times 352}{24895 \times 10^6} = 4,61 \text{ MPa}$$

Roomet põhjustav betooni pinge tala omakaalust ja algeelpingestusest

$$\sigma_{c,QP,1} = \sigma_{cp0,1} - \sigma_{cg1} = 20,19 - 4 = 16,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,QP,2} = \sigma_{cp0,2} + \sigma_{cg2} = -5,16 + 4,61 = -0,55 \text{ MPa}$$

2.7.5 Roome põhjustatud pingekadu

Betooni C50/60 (tsemendiklass N) lõplikuks roometeguriks $t_0 = 5$ päeva

Mötteline mõõde

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (2.36)$$

kus A_c – betoonristlõike pindala, $A_c = 452,4 \times 10^3 \text{ mm}^2$

u – keskkonna mõjule allutatud ristlõikeosa ümbermõõt, $u = 2,72 \times 10^3 \text{ mm}$

$$h_0 = \frac{2 \times 452,4 \times 10^3}{2,72 \times 10^3} = 333$$

graafiku alusel $\varphi(\infty, t_0) = 1,6$

Roome põhjustatud pingekadu:

$$\frac{E_p}{E_{cm}} \times \varphi(\infty, t_0) \times \sigma_{c,QP,1} = 5,27 \times 1,6 \times 16,19 = 137 \text{ MPa}$$

Roomekadu algeelpingestusest ja koormusest:

$$\frac{E_p}{E_{cm}} \times \varphi(\infty, t_0) \times \sigma_{c,QP,2} = 5,27 \times 1,6 \times (-0,55) = -4,64 \text{ MPa}$$

2.7.6 Betooni roome, mahukahanemise ja relaksatsiooni põhjustatud pingekadu

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} \times E_p + 0,8 \times \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \varphi(\infty, t_0) \times \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \frac{A_p}{A_c} \times \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \times z_{cp}^2\right) \times [1 + 0,8 \times \varphi(\infty, t_0)]} \quad (2.37)$$

kus ε_{cs} – üldine lõplik mahukahanemisindeformatsioon, $\varepsilon_{cs} = 0,381 \times 10^{-3}$

E_p – traatide elastsusmoodul, $E_p = 195 \text{ kN/mm}^2$

$\Delta\sigma_{pr}$ – relaksatsiooni põhjustatud pingekadu, $\Delta\sigma_{pr1} = 50,76 \text{ MPa}$, $\Delta\sigma_{pr2} = 31,69 \text{ MPa}$

$\frac{E_p}{E_{cm}}$ – pingearmatuuri ja betooni elastsusmoodulite suhe, $\frac{E_p}{E_{cm}} = 5,27$

$\varphi(\infty, t_0)$ – lõplik roometegur, $\varphi(\infty, t_0) = 1,6$

$\sigma_{c,QP}$ – roomet põhjustav betooni pinge tala omakaalust ja algeelpingestusest,

$\sigma_{c,QP,1} = 16,19 \text{ MPa}$; $\sigma_{c,QP,2} = -0,55 \text{ MPa}$

A_p - kogu armatuuri pindala, $A_p = 3720 \text{ mm}^2$

A_c – betoonristlõike pindala, $A_c = 452,4 \times 10^3 \text{ mm}^2$

I_c - betoonristlõike inertsimoment, $I_c = 22990 \times 10^6 \text{ mm}^4$

z_{cp} - betoonristlõike ja pingearmatuuri ristlõikepinna raskuskeskmete vahekaugus,

$z_{cp} = 245 \text{ mm}$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r1} = \frac{0,381 \times 10^{-3} \times 195 \times 10^3 + 0,8 \times 50,76 + 5,27 \times 1,6 \times 16,19}{1 + 5,27 \times \frac{3720}{452,4 \times 10^3} \times \left(1 + \frac{452,4 \times 10^3}{22990 \times 10^6} \times 245^2\right) \times [1 + 0,8 \times 1,6]} = 207 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r2} = \frac{0,381 \times 10^{-3} \times 195 \times 10^3 + 0,8 \times 31,69 + 5,27 \times 1,6 \times (-0,55)}{1 + 5,27 \times \frac{3720}{452,4 \times 10^3} \times \left(1 + \frac{452,4 \times 10^3}{12710 \times 10^6} \times 188^2\right) \times [1 + 0,8 \times 1,6]} = 78 \text{ MPa}$$

2.7.7 Lõplik eelpinge

Armatuuri A_{p1} lõplik eelpinge:

$$\sigma_{p1m,\infty} = \sigma_{01} - \Delta\sigma_{pi,1} - \Delta\sigma_{p,c+s+r1} = 1250 - 184 - 207 = 859 \text{ MPa} \quad (2.38)$$

Armatuuri A_{p2} lõplik eelpinge:

$$\sigma_{p2m,\infty} = \sigma_{02} - \Delta\sigma_{pi,2} - \Delta\sigma_{p,c+s+r2} = 1100 - 58 - 78 = 964 \text{ MPa}$$

kus σ_0 – algeelpinge, $\sigma_{0,1} = 1250 \text{ MPa}$ $\sigma_{0,2} = 1100 \text{ MPa}$

$\Delta\sigma_{pi}$ – alg-eelpingekadu, $\Delta\sigma_{pi,1} = 184 \text{ MPa}$, $\Delta\sigma_{pi,2} = 58 \text{ MPa}$

$\Delta\sigma_{p,c+s+r1} = 207 \text{ MPa}$, $\Delta\sigma_{p,c+s+r2} = 78 \text{ MPa}$

2.7.8 Lõplik eelpingestusjõud

Armatuur $A_{p1} = 3348 \text{ mm}^2$:

$$P_{1m,\infty} = \sigma_{p1m,\infty} \times A_{p1} = 859 \times 3348 = 2875932 \text{ N} = 2876 \text{ kN}$$

Armatuur $A_{p2} = 372 \text{ mm}^2$:

$$P_{2m,\infty} = \sigma_{p2m,\infty} \times A_{p2} = 964 \times 372 = 358608 \text{ N} = 357 \text{ kN}$$

$$P_{m,\infty} = P_{1m,\infty} + P_{2m,\infty} = 2876 + 357 = 3233 \text{ kN}$$

2.8 Tala paindekandevõime kontroll

$$M_{Rd} = \eta \times f_{cd} \times by \times (d_p - 0,5y) - \sigma_{p2} \times A_{p2} \times (d_p - d_{p2}) \quad (2.39)$$

kus η – survetugevuse efektiivsuse tegur, $\eta = 1$

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, $f_{cd} = 33,3 \text{ MPa}$

b – tala laius, $b = 580 \text{ mm}$

y – survetsooni arvutuslik kõrgus, $y = \lambda \times x$, $y = 257 \text{ mm}$

λ – survetsooni avutuskõrguse tegur, $\lambda = 0,8$

x – survetsooni kõrgus, $x = 321 \text{ mm}$

σ_{p2} – pingearmatuuri A_{p2} pinged: $\sigma_{p2} = \sigma_{p2c} = \sigma_{p2m} - \sigma'_{pc,u}$

Armatuuri A_{p2} lõplik eelpinge, pingearmatuuri arvutuslik eelpinge pärast kõiki eelpingekadusid: $\sigma_{p2m} = \sigma_{p2m,\infty} = 964 \text{ MPa}$

$$\sigma'_{pc,u} = \varepsilon_{cu} \times E_p \quad (2.40)$$

kus ε_{cu} – tsentrilisel survele betooni piirdeformatsioon, $\varepsilon_{cu} = 0,0022$;

E_p – traatide elastsusmoodul, $E_p = 195 \text{ kN/mm}^2$

$$\sigma'_{pc,u} = \varepsilon_{cu} \times E_p = 0,0022 \times 195 \times 10^3 = 429 \text{ MPa}$$

Pingearmatuuri A_{p2} pinged:

$$\sigma_{p2} = \sigma_{p2c} = \sigma_{p2m} - \sigma'_{pc,u} = 964 - 429 = 535 \text{ MPa}$$

kus d_p – pingearmatuuri A_p raskuskeskme kaugus ristlõike surutud servast, $d_p = 708 \text{ mm}$

d_{p2} – pingearmatuuri A_{p2} raskuskeskme kaugus ristlõike surutud servast, $d_{p2} = 49 \text{ mm}$

A_{p2} – ülemine pingearmatuur, $A_p = 372 \text{ mm}^2$

Leian survetsooni esialgse kõrguse:

$$x = \frac{f_{pd} \times A_p + \sigma_{p2c} \times A_{p2}}{\lambda \times \eta \times f_{cd} \times b} \quad (2.41)$$

kus f_{pd} – pingestusterase arvutus tõmbe tugevus

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} \quad (2.42)$$

kus $f_{p0,1k}$ – normatiivne 0,1% pikenemise kontrollpinge, $f_{p0,1k} = 1635 \text{ MPa}$;

γ_s – terase osavarutegur, $\gamma_s = 1,15$;

$$f_{pd} = \frac{1635}{1,15} = 1422 \text{ MPa}$$

A_p – alumine pingearmatuur, $A_p = 3348 \text{ mm}^2$;

A_{p2} – ülemine pingearmatuur, $A_{p2} = 372 \text{ mm}^2$;

b – tala laius, $b = 580 \text{ mm}$

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, $f_{cd} = 33,3 \text{ MPa}$

η – survetugevuse efektiivsuse tegur, $\eta = 1$

λ – survetsooni avutuskõrguse tegur, $\lambda = 0,8$

σ_{p2c} – armatuuri A_p liigikaudne pinge piir seisundis, $\sigma_{p2c} = 535 \text{ MPa}$

$$x = \frac{1422 \times 3348 + 535 \times 372}{0,8 \times 1 \times 33,3 \times 580} = 321 \text{ mm}$$

Kui $x < \xi_{p,c} \times d_p$, siis võib kasutada M_{Rd} valemis $\sigma_{p2} = \sigma_{p2c}$

$\xi_{p,c}$ - survetsooni suhteline piirkõrgus

$$\Delta\sigma_p = \frac{E_s}{E_p} \times (f_{pd} - \sigma_{pm}) \quad (2.43)$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{200000}{195000} \times (1422 - 964) = 470 \text{ MPa}$$

$$\xi_{p,c} = 0,598$$

$$321 < 0,598 \times 708 = 321 < 423 \Rightarrow \sigma_{p2} = \sigma_{p2c} = 535 \text{ MPa}$$

Leian ristlõike arvutuslik paindekandevõime

$$M_{Rd} = \eta \times f_{cd} \times b y \times (d_p - 0,5y) - \sigma_{p2} \times A_{p2} \times (d_p - d_{p2})$$

$$M_{Rd} = 1 \times 33,3 \times 580 \times 257 \times (708 - 0,5 \times 257) - 535 \times 372 \times (708 - 49) = 2745 \text{ kNm}$$

$M_{Ed} = 1877 \text{ kNm} < M_{Rd} = 2745 \text{ kNm}$ Tala paindekandevõime on tagatud 72,6%

2.9 Tala kasutuspiir seisundi kontrollid

2.9.1 Pragudekindluse kontroll

Ristlõike töötamisel eristatakse kahte olukorda:

pragunenemata olukord, kui $M_{Ek} \leq M_{cr}$;

täispragunenud olukord, kui $M_{Ek} > M_{cr}$.

kus M_{Ek} – suurim paindemoment (tõenäoline koormuskombinatsioon), $M_{Ek} = 1357 \text{ kNm}$

M_{cr} – normaalpragu põhjustav paindemoment;

$$M_{cr} = M_{cr,c} + M_{cr,p} \quad (2.44)$$

kus $M_{cr,c}$ – betooniga vastuvõetav paindemoment,

$$M_{cr,c} = f_{ctm} \times W_{red} \quad (2.45)$$

f_{ctm} – betooni keskmine tõmbetugevus, betooni tugevusklass C50/60, siis $f_{ctm} = 4,1 \text{ MPa}$

W_{red} – betoonristlõike vastupanumoment redutseeritud ristlõike tõmmatud serva suhtes, $W_{red} = 48,91 \times 10^6 \text{ mm}^3$

$M_{cr,p}$ – eelpingestusjõuga vastuvõetav paindemoment

$$M_{cr,p} = P_{m,\infty} \times (e_{0p} + r) \quad (2.46)$$

r – tõmmatud servale vastava tuumapunkti kaugus redutseeritud ristlõike raskuskeskmest:

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} \quad (2.47)$$

A_{red} - redutseeritud ristlõike pindala, $A_{red} = 472 \times 10^3 \text{ mm}^2$

e_{0p} – lõpliku eelpingestusjõu ekstsentrilisus

$$e_{0p} = \frac{P_{1m,\infty} \times y_{p1} - P_{2m,\infty} \times y_{p2}}{P_{m,\infty}} \quad (2.48)$$

kus $P_{1m,\infty}$ – eelpingestusjõud armatuuris A_{p1} , $P_{1m,\infty} = 2876 \text{ kN}$

$P_{2m,\infty}$ – eelpingestusjõud armatuuris A_{p2} , $P_{2m,\infty} = 357 \text{ kN}$

$P_{m,\infty}$ – lõplik eelpingestusjõud, $P_{m,\infty} = 3233 \text{ kN}$

y_{p1} - pingearmatuuri A_{p1} kaugus redutseeritud ristlõike kaugus raskuskeskmest, $y_{p1} = 307 \text{ mm}$

y_{p2} - pingearmatuuri A_{p2} kaugus redutseeritud ristlõike kaugus raskuskeskmest, $y_{p2} = 352 \text{ mm}$

Eelpingestusjõu ekstsentrilisus praota ristlõike keskeljst:

$$e_{0p} = \frac{P_{1m,\infty} \times y_{p1} - P_{2m,\infty} \times y_{p2}}{P_{m,\infty}} = \frac{2876 \times 10^3 \times 307 - 357 \times 10^3 \times 352}{3233 \times 10^3} = 234 \text{ mm}$$

Leian betooniga vastuvõetav paindemoment:

$$M_{cr,c} = f_{ctm} \times W_{red} = 4,1 \times 65,69 \times 10^6 = 269 \text{ kNm}$$

Tõmmatud servale vastava tuumapunkti kaugus redutseeritud ristlõike raskuskeskmest:

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{65,69 \times 10^6}{472 \times 10^3} = 139 \text{ mm}$$

Arvutan eelpingestusjõuga vastuvõetav paindemoment:

$$M_{cr,p} = P_{m,\infty} \times (e_{0p} + r) = 3233 \times (234 + 139) \times 10^{-3} = 1206 \text{ kNm}$$

Leian normaalpragu põhjustav paindemoment:

$$M_{cr} = M_{cr,c} + M_{cr,p} = 269 + 1206 = 1475 \text{ kNm}$$

$$M_{cr} = 1475 \text{ kNm} \quad M_{Ek} = 1357 \text{ kNm}$$

$M_{Ek} < M_{cr}$ - pingebetoonelemendi ristlõikes normaalpragu ei teki

2.9.2 Läbipainde arvutamine

Elemendis pragu ei teki $M_{Ek} < M_{cr}$, arvutatakse elemendi eeltõus ja väliskoormusest põhjustatud läbipaine.

$$f = \frac{5 \times p_k \times l_{eff}^4}{384 \times E_{c,eff} \times I_{red}} \quad (2.49)$$

kus p_k – tõenäoline koormus, $p_k = 47 \text{ kN/m}$

l_{eff} – efektiivne ava pikkus, $l_{eff} = 15,2 \text{ m}$

$E_{c,eff}$ - pikiajalisel koormamisel betooni tegelik elastsusmoodul,

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t)} \quad (2.50)$$

$\varphi(\infty, t_0)$ – lõplik roometegur, $\varphi(\infty, t_0) = 1,6$

$$E_{c,eff} = \frac{37000}{1 + 1,6} = 14230 \text{ MPa}$$

I_{red} - betoonristlõike inertsimoment redutseeritud ristlõike raskuskeskme läbiva telje suhtes, $I_{red} = 24895 \times 10^6 \text{ mm}^4$

$$f = \frac{5 \times p_k \times l_{eff}^4}{384 \times E_{c,eff} \times I_{red}} = \frac{5 \times 47 \times 15200^4}{384 \times 14230 \times 24895 \times 10^6} = 92 \text{ mm} \quad (2.51)$$

Eeltõus eelpingestusjõust:

$$f_p = \frac{-P_{m,\infty} \times e_{0p} \times l_{eff}}{8 \times E_{c,eff} \times I_{red}} = \left(\frac{-3233 \times 10^3 \times 234 \times 15200}{8 \times 14230 \times 24895 \times 10^6} \right) \times 10^4 = -41 \text{ mm} \quad (2.52)$$

f_{ck} – tõenäolise koormuskombinatsioonile vastav arvutusega leitud läbipaine

$$f_{ck} = f + f_p = 92 - 41 = 51 \text{ mm}$$

Võtan arvesse mahukahanemise mõju kasutades valemit:

$$\frac{1}{r_{cs}} = \frac{\varepsilon_{cs} \times \alpha_p \times S}{I} \quad (2.53)$$

kus ε_{cs} – üldine lõplik mahukahanemisdeformatsioon, $\varepsilon_{cs} = 0,381 \times 10^{-3}$

S – armatuuri ristlõikepinna staatiline moment normaallõike raskuskeset läbiva telje suhtes,

$$S = A_p \times (d_p - y_{0,c})$$

A_p – alumine pingearmatuur, $A_p = 3348 \text{ mm}^2$;

d_p – pingearmatuuri A_p raskuskeskme kaugus ristlõike surutud servast, $d_p = 708 \text{ mm}$

$y_{0,c}$ – Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike surutud servast, $y_{0,c} = 401 \text{ mm}$

$$S = 3348 \times (708 - 401) = 1028 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\alpha_e = \frac{E_p}{E_{c,eff}} = \frac{195000}{14230} = 13,7$$

$E_{c,eff}$ – efektiivne elastsusmoodul, $E_{c,eff} = 14230 \text{ MPa}$

I_I – normaallõike inertsimoment, $I = 22990 \times 10^6 \text{ mm}^4$

$$\frac{1}{r_{cs}} = \frac{0,000381 \times 13,7 \times 1028 \times 10^3}{22990 \times 10^6} = 2,33 \times 10^{-7} \text{ 1/mm}$$

Mahukahanemise põhjustatud läbipaine silde keskel

$$f_{cs} = \frac{1}{r_{cs}} \frac{l^2}{8} = 2,33 \times 10^{-7} \times \frac{15200^2}{8} = 7 \text{ mm}$$

Üldine läbipaine

$$f_{c,tot} = f_{ck} + f_{cs} = 51 + 7 = 58 \text{ mm}$$

Tala läbipainde piirsuurus on $f_{k,adm} = \frac{l_{eff}}{250} = \frac{15200}{250} = 60,8 \text{ mm}$

$$f_{c,tot} = 58 \text{ mm} < f_{k,adm} = 60,8 \text{ mm}$$

Tekkiv läbipaine on lubatud piires

2.9.3 Betooni pingepiirangu kontroll

Kui $0,45 \times f_{ck} < \sigma_{cp,max}$ - tuleb võta arvesse roome mittelineaarsust

$0,45 \times f_{ck} > \sigma_{cp,max}$ - võib roome mittelineaarsust mitte arvestada

kus f_{ck} - 28 päeva vanuse betooni (C50/60) silindriline normsurvetugevus, $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

$$0,45 \times f_{ck} = 0,45 \times 50 = 22,5 \text{ MPa}$$

Leian pinged tala ülemises servas

Eeltingestusjõu ekstsentrilise praota ristlõike keskteljest:

$$\sigma_{cp,max} = \frac{P_{k,sup}}{A_{red}} + \frac{(M_{töen} - P_{k,sup} \times e_{0p}) \times (h - y_{0,red})}{I_{red}} \quad (2.54)$$

kus $P_{k,sup}$ - eeltingejõu ülemine normväärtus, $P_{k,sup} = r_{sup} \times P_{m,\infty}$

r_{sup} - eeltõmmatud armatuuril, $r_{sup} = 1,05$

$P_{m,\infty}$ - lõplik eeltinge, $P_{m,\infty} = 3233 \text{ kN}$

$$P_{k,sup} = 1,05 \times 3233 = 3395 \text{ kN}$$

A_{red} - redutseeritud ristlõike pindala, $A_{red} = 472 \times 10^3 \text{ mm}^2$

$M_{töen}$ - paindemoment ava keskel (tõenäoline kombinatsioon), $M_{töen} = 1357 \text{ kNm}$

I_{red} - Betoonristlõike inertsimoment redutseeritud ristlõike raskuskeskme läbiva telje suhtes, $I_{red} = 24895 \times 10^6 \text{ mm}^4$

h - tala kõrgus, $h = 780 \text{ mm}$

$y_{0,red}$ - Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast,

$$y_{0,red} = 379 \text{ mm}$$

e_{0p} - Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast,

$$e_{0p} = 234 \text{ mm}$$

$$\sigma_{cp,max} = \frac{3395 \times 10^3}{472 \times 10^3} + \frac{(1357 \times 10^6 - 3395 \times 10^3 \times 234) \times (780 - 379)}{24895 \times 10^6} = 16,3 \text{ MPa}$$

$$< 0,45 \times f_{ck}$$

2.10 Eelpingearmatuuri ankurduse kontroll

Eeltõmmatud pingearmatuuriga elemendi ankurdustsooni kontroll seisneb järgmises:

- lokaalse lõhestusjõudude kontroll pingete ühtlustumise ala ulatuses
- elemendi otsas tekkivate lõhestusjõudude kontroll
- pingearmatuuri ja betooni vahelise nakkekandevõime kontroll ankurdustsoonis

2.10.1 Lõhestusjõud ankurdustsoonis

Lokaalsete lõhestusjõudude mõjuala ulatus määratakse vastavalt pingearmatuuri tsentri ja betooni pinna vahekaugusele ning eelpingestusjõu ülekandepikkusele.

$$l_{bs} = \sqrt{h_{bs}^2 + (0,6 \times l_{pt1})^2} \quad (2.55)$$

kus h_{bs} – kahekordne eelpingestusjõu resultandi rakenduspunkti kaugus lähimast betooni pinnast kontrollitavas sihis, $h_{bs} = 2 \times \alpha_s = 2 \times 72 = 144 \text{ mm}$

l_{pt1} – ülekandepikkuse madalam arvutusväärtus: $l_{pt1} = 0,8 \times l_{pt}$

l_{pt} – ülekandepikkuse baasväärtus,

$$l_{pt} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \phi \times \frac{\sigma_{pm0,1}}{f_{bpt}} \quad (2.56)$$

kus α_1 – tegur, hetkelisel vabastamisel, $\alpha_1 = 1,25$

α_2 – tegur, 7-traadilistel trossidel, $\alpha_2 = 0,19$

ϕ – pingearmatuuri nimiläbimõõt, $\phi = 12,5 \text{ mm}$

$\sigma_{pm0,1}$ – pingearmatuuri (armatuur A_{p1}) pinge kohe pärast vabastamist, $\sigma_{pm0,1} = 1066 \text{ MPa}$

f_{bpt} – konstantne nakkepinge, millega kandub eelpingestusjõud betoonile pingearmatuuri vabastamisel,

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \times \eta_1 \times f_{ctd}(t) \quad (2.57)$$

kus η_{p1} – tegur, mis võtab arvesse pingearmatuuri liiki ja nakketingimusi vabastamise ajal, $\eta_{p1} = 3,5$

η_1 – tegur, heade nakketingimuste korral, $\eta_1 = 1,0$

$f_{ctd}(t)$ – betooni arvutuslik tõmbetugevus vabastamise aja,

$$f_{ctd}(t) = 0,7 \times \alpha_{ct} \times \frac{f_{ctm}(t)}{\gamma_c} \quad (2.58)$$

kus α_{ct} – betooni tugevusele ebasoodsaid mõjusid arvestav tegur: $\alpha_{ct} = 1,0$ (Eestis)

γ_c – betooni osavarutevus: $\gamma_c = 1,5$

$f_{ctm}(t)$ – tõmbetugevus hetkel t ,

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \times f_{ctm} \quad (2.59)$$

kus f_{ctm} – betooni tõmbetugevuse keskmine suurus, betoon C50/60: $f_{ctm} = 4,1 \text{ MPa}$

$\beta_{cc}(t)$ – betooni vanusest olenev tegur,

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \times \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (2.60)$$

kus s – tsemendi liigist ja tugevusklassist olenev tegur, CEM 42,5/ klass N $s = 0,25$

t – betooni vanus päevades; oletades keskmises betooni temperatuuriks $T_t = 40^\circ\text{C}$. Ajavahemik kuni betooni eelpingestamiseni $t=2$ päeva.

$$t = t_T = e^{-[4000/(273+T_t)-13,65]} \times t = e^{-[4000/(273+40)-13,65]} \times 2 = 4,7 \text{ päeva}$$

Leian betooni vanusest olenevat tegurit

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \times \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} = \exp \left\{ 0,25 \times \left[1 - \left(\frac{28}{4,7} \right)^{1/2} \right] \right\} = 0,696$$

Arvutan tõmbetugevuse hetkel t

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \times f_{ctm} = (0,696)^1 \times 4,1 = 2,9 \text{ MPa}$$

Betooni arvutuslik tõmbetugevus vabastamise ajal:

$$f_{ctd}(t) = 0,7 \times \alpha_{ct} \times \frac{f_{ctm}(t)}{\gamma_c} = 0,7 \times 1,0 \times \frac{2,9}{1,5} = 1,35 \text{ MPa}$$

Leian konstantne nakkepinge, millega kandub eelpingestusjõud betoonile pingearmatuuri vabastamisel

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \times \eta_1 \times f_{ctd}(t) = 3,5 \times 1,0 \times 1,35 = 4,72 \text{ MPa}$$

Arvutan ülekandepikkuse baasväärtus:

$$l_{pt} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \phi \times \frac{\sigma_{pm0,1}}{f_{bpt}} = 1,25 \times 0,19 \times 12,5 \times \frac{1066}{4,72} = 670 \text{ mm}$$

Ülekandepikkuse madalam arvutusväärtus:

$$l_{pt1} = 0,8 \times l_{pt} = 0,8 \times 670 = 513 \text{ mm}$$

Leian lokaalsete lõhestusjõudude mõjuala ulatus:

$$l_{bs} = \sqrt{h_{bs}^2 + (0,6 \times l_{pt1})^2} = \sqrt{144^2 + (0,6 \times 513)^2} = 340 \text{ mm} < l_{pt1} = 513 \text{ mm}$$

$$l_{bs} = 340 \text{ mm}$$

Leian tekkiv lõhestusjõud:

$$N_{bs} = \frac{0,5 \times (n_1 + n_2) \times t_2 - n_1 \times t_1}{z_{bs}} \times F_d \quad (2.61)$$

kus n_1 – eelpingestusjõu resultandi rakenduspunktist ülalpool asuvate trosside arv, $n_1 = 10$

n_2 – eelpingestusjõu resultandi rakenduspunktist allpool asuvate trosside arv: $n_2 = 26$

t_1 – eelpingestusjõu resultandi rakenduspunkti ja sellest ülespoole jääva pingearmatuuri raskuskeskme vahekaugus: $t_1 = 42 \text{ mm}$ (joonis 2.3)

t_2 – pool eelpingestusjõu resultandi rakenduspunkti ja lähima betoonipinna vahekaugusest vaadeldavas sihis: $t_2 = 36 \text{ mm}$ (joonis 2.3)

z_{bs} – lõhestusjõu õlg, $z_{bs} = 0,5 \times l_{bs} = 0,5 \times 340 = 170 \text{ mm}$

F_d – arvutuslik eelpingestusjõud ühes trossis vahetult enne jõu ülekandmist betoonile,

$$F_d = \gamma_{p,unfav} \times \sigma_0 \times A_{p0}$$

$\gamma_{p,unfav}$ – eelpingestusekoormuse osavarutegur: $\gamma_{p,unfav} = 1,2$

σ_0 – trosside algeelpinge enne eelpinge ülekandmist betoonile: $\sigma_0 = \sigma_{0II} = 1187 \text{ MPa}$

A_{p0} – ühe trossi ristlõikepindala: $A_{p0} = 93 \text{ mm}^2$

$$F_d = \gamma_{p,unfav} \times \sigma_0 \times A_{p0} = 1,2 \times 1187 \times 93 = 132 \text{ kN}$$

Lõhestusjõud:

$$N_{bs} = \frac{0,5 \times (n_1 + n_2) \times t_2 - n_1 \times t_1}{z_{bs}} \times F_d = \frac{0,5 \times (10 + 26) \times 36 - 10 \times 42}{170} \times 132 \times 10^3 \\ = 177 \text{ kN}$$

Leitud lõhestusjõule N_{bs} vastava maksimaalse betooni tõmbepinge saab määrata avaldisega

$$\sigma_{bs} = \frac{2 \times N_{bs}}{b_{bs} \times l_{bs}} = \frac{2 \times 177 \times 10^3}{580 \times 340} = 1,8 \text{ MPa} \quad (2.62)$$

kus b_{bs} – betoonristlõike laius, $b_{bs} = 580 \text{ mm}$

N_{bs} – lõhestusjõud, $N_{bs} = 177 \text{ kN}$

l_{bs} – lokaalsete lõhestusjõudude mõjuala ulatus, $l_{bs} = 340 \text{ mm}$

$$f_{ctd}(t) = 1,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ls} = 1,8 \text{ MPa} > f_{ctd}(t) = 1,35 \text{ MPa}$$

Betooni tõmbepinge ületab betooni arvutuslikku tõmbetugevust eelpingestusjõu betoonile ülekandmise hetkel, tuleb tõmbejõu vastuvõtmiseks paigaldada täiendav armatuur ristlõikepindalaga, mida saab leida järgmise valemiga

$$A_{sbs} = \frac{N_{bs}}{f_y} = \frac{177 \times 10^3}{500} = 354 \text{ mm}^2 \quad (2.63)$$

kus N_{bs} – lõhestusjõud, $N_{bs} = 177 \text{ kN}$

f_y – armatuurterase voolavustugevus (klass B500B), $f_y = 500 \text{ MPa}$

Armatuur A_{sbs} jagatakse elemendi otsast arvestades alale $l_{bs}/3$ kuni l_{bs} .

Armeerimist alustatakse tala otsast kaugusel:

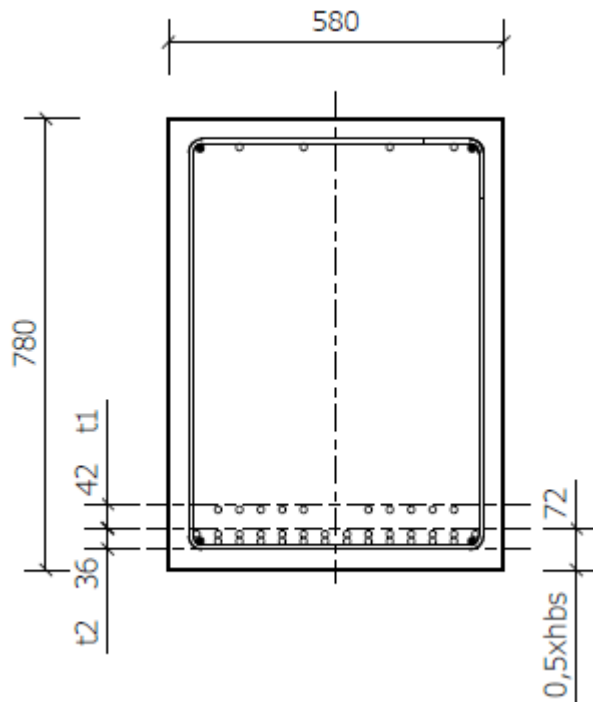
$$\frac{l_{bs}}{3} = \frac{340}{3} = 113 \text{ mm} \Rightarrow 115 \text{ mm}$$

Armatuur tuleb paigaldada lõigule:

$$2 \times l_{bs}/3 = 2 \times 340/3 = 227 \text{ mm} \Rightarrow 230 \text{ mm}$$

Valin rangi $2\emptyset 8$, $A_s = 100 \text{ mm}^2$, rangide arv $n = \frac{A_{sbs}}{A_{s\emptyset 8}} = \frac{354}{100} = 3,54 \text{ tk} \Rightarrow 4 \text{ tk}$

Rangide samm: $s = \frac{115}{3} = 38 \text{ mm} \Rightarrow 40 \text{ mm}$



Joonis 2.3- Eelpingestusjõu resultandi rakenduspunkt

2.10.2 Lõhestusjõud tala otsas

Vertikaalsuunaline lõhestusjõud

Betooni alg-eelpingestusjõust tala otstes, $\sigma_{cp,min} = -5,16 \text{ MPa}$ $\sigma_{cp,max} = 20,19 \text{ MPa}$

Leian otsa lõhenemist tekitav paindemoment

$$M_{sl} = 5,16 \times 153,5 \times 440 \times 0,5 \times 205 = 36 \text{ kNm}$$

Vertikaalsuunalise lõhestusjõu mõjuala ulatus

$$l_{sl} = \sqrt{h^2 + (0,6 \times l_{pt1})^2} = \sqrt{780^2 + (0,6 \times 513)^2} = 839 \text{ mm} > l_{pt1} = 513 \text{ mm} \quad (2.64)$$

kus h – elemendi kõrgus, $h = 780 \text{ mm}$

l_{pt1} – ülekandepikkuse madalam arvutusväärtus, $l_{pt1} = 513 \text{ mm}$

Otsa lõhenemist tekitava jõu õlg $z_{sl} = 0,5 \times l_{sl} = 0,5 \times 839 = 419,5 \text{ mm}$

Lõhestusjõud tala otsas

$$N_{sl} = \frac{M_{sl}}{z_{sl}} = \frac{36 \times 10^3}{0,4195} = 85,8 \text{ kN}$$

Lõhestusjõule vastav maksimaalne betooni tõmbepinge

$$\sigma_{ls} = \frac{8 \times N_{sl}}{b_{sl} \times l_{sl}} = \frac{8 \times 85,8 \times 10^3}{580 \times 513} = 2,6 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd}(t) = 1,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ls} = 2,6 \text{ MPa} > f_{ctd}(t) = 1,35 \text{ MPa}$$

Tõmbepinge ületab betooni arvutuslikku tõmbetugevust pingearmatuuri vabastamise ajal, tuleb paigaldada täiendav armatuur ristlõikepindalaga, mida saab leida järgmise valemiga

$$A_{sbs} = \frac{N_{sl}}{f_y} = \frac{85,8 \times 10^3}{500} = 171,6 \text{ mm}^2$$

kus N_{bs} – lõhestusjõud, $N_{sl} = 85,8 \text{ kN}$

f_y – armatuurterase voolavustugevus (klass B500B), $f_y = 500 \text{ MPa}$

Valin armatuuri $2\emptyset 10$, $A_s = 157 \text{ mm}^2$ ja arv $n = \frac{A_{sbs}}{A_{s\emptyset 8}} = \frac{171,6}{157} = 1,09 \text{ tk} \Rightarrow 2 \text{ tk}$

2.11 Tala põikjõukandevõime kontroll

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \geq V_{Ed,max} \quad (2.65)$$

kus $V_{Rd,max}$ – arvutuslik põikjõukandevõime

α_{cw} – surutud vöö pingeolukorda arvesse võttev tegur

b_w – ristlõike minimaalne laius, $b_w = 580 \text{ mm}$

z – ühtlase kõrgusega elemendi vaadeldava osa suurimale paindemomendile vastav sisejõudude õlg, $z = 0,9 \times d_p = 0,9 \times 708 = 637 \text{ mm}$

v_1 – põikjõust pragunenud betooni tugevuse vähendustegur

f_{cd} – betooni survetugevuse arvutusväärtus, $f_{cd} = 33,3 \text{ MPa}$

$V_{Ed,max}$ – suurim põikjõud toe servas

Leian teguri α_{cw}

$$\sigma_{cp} = \frac{P_{d,\infty}}{A_c} = \frac{3233 \times 10^3}{452,4 \times 10^3} = 7,15 \text{ MPa}$$

kus $P_{d,\infty}$ – eelpingestusjõud, $P_{d,\infty} = 3233 \text{ kN}$

A_c – betonristlõike pindala, $A_c = 452,4 \times 10^3 \text{ mm}^2$

Saadud tulemus sobib tingimusele $0 < \sigma_{cp} = 7,15 \text{ MPa} \leq 0,25 \times f_{cd} = 0,25 \times 33,3 = 8,3 \text{ MPa}$, järelikult surutud vöö pingeolukorda arvesse võttava teguri saab leida järgmise valemiga:

$$\alpha_{cw} = \left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) = \left(1 + \frac{7,15}{33,3}\right) = 1,22 \quad (2.66)$$

Arvutan vähendusteguri v_1

$$v_1 = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{50}{250}\right) = 0,48 \quad (2.67)$$

f_{ck} – 28 päeva vanuse betooni (C50/60) silindriline normsurvetugevus, $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

Leian Kaldenurk θ lähtudes talas esinevas suuremast põikjõust

$$\theta = \frac{1}{2} \times \arcsin \frac{2 \times V_{Ed,max}}{b_w \times z \times \alpha_{cw} \times v_1 \times f_{cd}}$$

kus $V_{Ed,max}$ – suurim põikjõud toe servas (kandepiirseisundis), $V_{Ed,max} = 494 \text{ kN}$

$$\theta = \frac{1}{2} \times \arcsin \frac{2 \times 494 \times 10^3}{580 \times 637 \times 1,22 \times 0,48 \times 33,3} = 3,9^\circ$$

$\cot\theta = 13,72 > 2,5$ – siis võetakse $\cot\theta = 2,5$

$\tan\theta = 0,07$

Leian põikjõukandevõime

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{1,22 \times 580 \times 637 \times 0,48 \times 33,3}{2,5 + 0,07} = 2803 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 2803 \text{ kN} > V_{Ed,max} = 494 \text{ kN}$$

Põikjõukandevõime on tagatud

Leian põikjõuarmatuuri intensiivsus

$$\alpha_{sw} = \frac{V_{Ed,d}}{f_{ywd} \times z \times \cot\theta} = \frac{494 \times 10^3}{435 \times 637 \times 2,5} = 0,71 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

kus f_{ywd} – põikarmatuuri arvutusvoolavustugevus, $f_{ywd} = 435 \text{ MPa}$

Valin rangid 2Ø8 ($A_s = 100 \text{ mm}^2$)

Rangide samm: $s = \frac{A_{s\emptyset 8}}{\alpha_{sw}} = \frac{100}{0,71} = 130 \text{ mm}$

Tala keskosa rangide kontroll:

Leian põikjõud, mis kehtib 1m toe algusest

$$V_{Ed,ava} = \left(\frac{15,2}{2} - 1 \right) \times \frac{494}{\frac{15,2}{2}} = 429 \text{ kN}$$

$$\alpha_{sw} = \frac{V_{Ed,d}}{f_{ywd} \times z \times \cot\theta} = \frac{429 \times 10^3}{435 \times 637 \times 2,5} = 0,62 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Valin rangid 2Ø8 ($A_s = 100 \text{ mm}^2$)

Rangide samm: $s = \frac{A_{s\emptyset 8}}{\alpha_{sw}} = \frac{100}{0,62} = 150 \text{ mm}$

2.12 Betooni suurim eelsurvepinge pärast pingestamist

Eelpingestusjõu P_{m0} tekitatud betooni pinge ristlõike allservas

$$\sigma_{cp,max} = \frac{P_{m0}}{A_{red}} + \frac{P_{m0} \times e_{m0p} \times y_{0,red}}{I_{red}} \quad (2.68)$$

kus P_{m0} – keskmine algeelpingestusjõud, $P_{m0} = 3957 \text{ kN}$

$A_{,red}$ - redutseeritud ristlõike pindala, $A_{,red} = 472 \times 10^3 \text{ mm}^2$

e_{m0p} - alg-eelpingestusjõud ekstsentrilisus, $e_{m0p} = 242 \text{ mm}$

$y_{0,red}$ - Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast,

$$y_{0,red} = 379 \text{ mm}$$

I_{red} - betoonristlõike inertsimoment redutseeritud ristlõike raskuskeskme läbiva telje suhtes,

$$I_{red} = 24895 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{cp,max} = \frac{3957 \times 10^3}{472 \times 10^3} + \frac{3957 \times 10^3 \times 242 \times 379}{24895 \times 10^6} = 23 \text{ Mpa}$$

f_{cdp} - betooni keskmine pingestustugevus (C50/60), $f_{cdp} = 33,3 \text{ Mpa}$

$f_{cdp} > \sigma_{cp,max} = 33,3 > 23$ Tingimus on täidetud

Eelpingestusjõu P_{m0} tekitatud betooni pinge ristlõike ülaservas:

$$\begin{aligned} \sigma_{cp,min} &= \frac{P_{m0}}{A_{,red}} - \frac{P_{m0} \times e_{m0p} \times (h - y_{0,red})}{I_{red}} = \frac{3957 \times 10^3}{472 \times 10^3} - \frac{3957 \times 10^3 \times 242 \times (780 - 379)}{24895 \times 10^6} \\ &= -0,7 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

kus h – tala kõrgus, $h = 780 \text{ mm}$

f_{ctd} - betooni arvutuslik tõmbetugevus (C50/60), $f_{ctd} = -1,9 \text{ Mpa}$

$f_{ctd} > \sigma_{cp,min} = -1,9 > -0,7$ Tingimus on täidetud

3. POSTI ARVUTUS

Analüsimiseks on välja valitud enimkoormatud post, mis asub B-12 teljel.

3.1 Lähteandmed posti projekteerimiseks

- Betooni tugevusklass C50/60
- Tulepüsivusklass R60
- Betooni keskkonnaklassid XC3, XF4, XD3

Posti mõõdud:

- Posti kõrgus: $l = 9300 \text{ mm}$
- Posti laius: $b = 880 \text{ mm}$
- Posti sügavus: $h = 480 \text{ mm}$

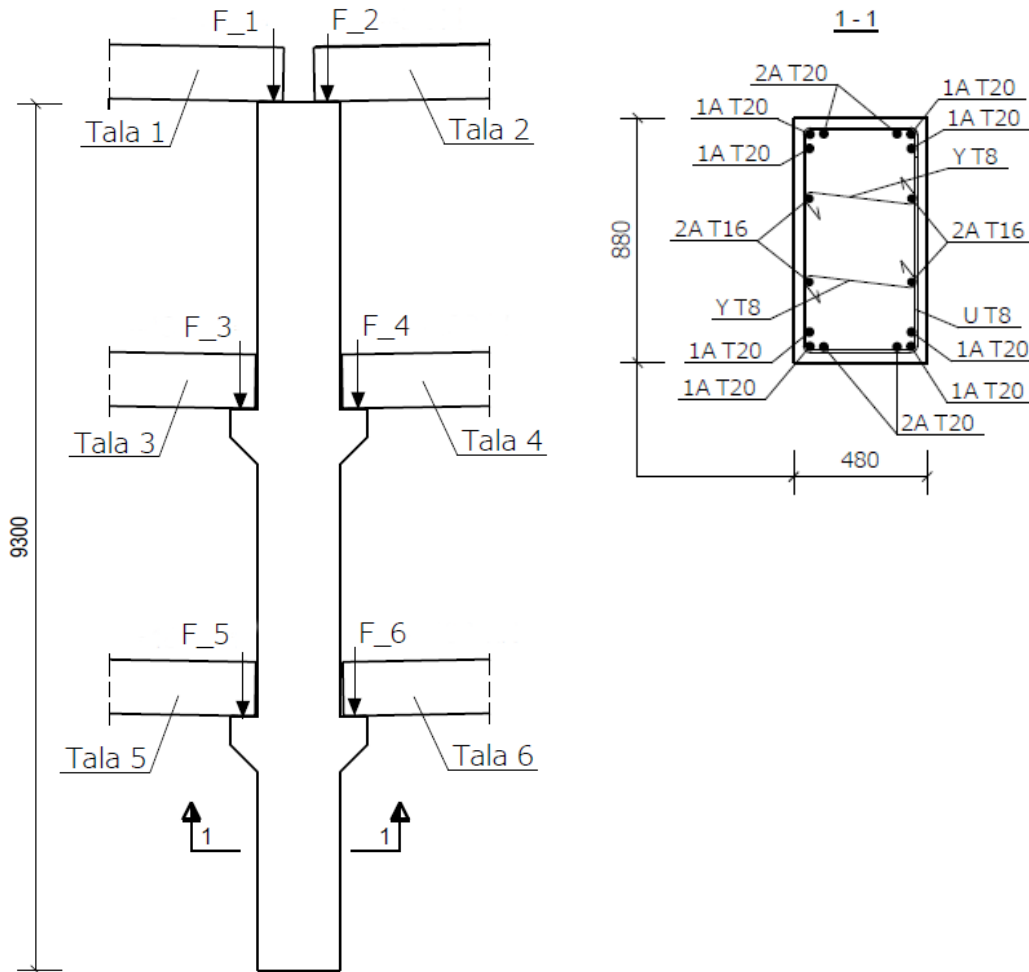
3.2 Koormused

Postile toetuvad kuus kandvad tala ning tekitavad järgmised punktkoormused

$$F_1 = F_2 = F_3 = F_4 = F_5 = F_6 = 494 \text{ kN}$$

Posti omakaal $1,2 \times (b \times h) \times \rho \times l = 1,2 \times 0,88 \times 0,48 \times 25 \times 9,3 = 114 \text{ kN}$

ρ – betooni kuivtihedus, $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$



Joonis 3.1 – Posti arvutuskeem ja ristlõige

3.3 Posti üldine ekstsentrilisus

Arvutusliku paindemomendi ja teist järku paindemomendi avaldada kujul:

$$M_{Ed} = N_{Ed} \times e_{tot} \quad (3.1)$$

kus N_{Ed} – arvutuslik pikijõud, $N_{Ed} = 3078 \text{ kN}$

e_{tot} – ristlõike üldine ekstsentrilisus,

$$e_{tot} = e_0 + e_i + e_2 \quad (3.2)$$

e_0 – esimest järku ekstsentrilisus ilma hälvete mõjuta

$$e_0 = \frac{M_0}{N_{Ed}} \quad (3.3)$$

M_0 – esimest järku arvutuslik paindemoment

e_i – ekstsentrilisus geomeetristest konstruktsioonihälvetest

e_2 – teist järku ekstsentrilisus

3.3.1 Esimest järku ekstsentrilisus

Valitud keskmine post võtab võimalikult väikest momenti, seega arvestan seda liigendkinnitustega. Kuna otste momentide väärtused on võrdsed nulliga, puudub postis esimest järku ekstsentrilisus $e_0 = 0$.

3.3.2 Ekstsentrilisus geomeetristest konstruktsioonihälvetest

Konstruktsioonihälbeid võib esitada kaldena θ kujul:

$$\theta_i = \theta_0 \times \alpha_h \times \alpha_m \quad (3.4)$$

kus θ_0 – baasväärtus, soovitatav väärtus on $\frac{1}{200}$

α_h – kõrguse või pikkuse arvestav vähendustegur,

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1 \quad (3.5)$$

l – posti kõrgus, $l = 9,3 \text{ m}$

α_m – elementide arvu arvestav vähendustegur, $\alpha_m = 1$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \times \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (3.6)$$

m – kogukoormuse vastuvõtmisel koostöötavate vertikaalsete elementide arv, eraldiseisva elemendi korral $m = 1$

Eraldiseisva elemendi korral võib konstruktsioonihälvete tulemi arvesse võtta järgmiselt:

$$e_i = \frac{\theta_i \times l_0}{2} \quad (3.7)$$

kus l_0 – arvutuspikkus, $l_0 = 9,3 \text{ m}$

Leian kõrguse arvestav vähendustegur

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{9,3}} = 0,66$$

Kõrgust arvestatava vähendusteguri väärtus võetakse piirides $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$, seega $\alpha_h = \frac{2}{3} = 0,67$

Arvutan θ_i kalde

$$\theta_i = \frac{1}{200} \times 0,67 \times 1 = 0,00335$$

Ekstsentrilisus geomeetristest konstruktsioonihälvetest

$$e_i = \frac{0,00335 \times 9300}{2} = 15,6 \text{ mm}$$

3.3.3 Teist järku ekstsentrilisus

Posti saledus

Teist järku ekstsentrilisust võib mitte arvestada kui $\lambda_{lim} > \lambda$

$$\lambda_{lim} = 20 \times A \times B \times C \times \frac{1}{\sqrt{n}} \quad (3.8)$$

kus $A = 0,7$

$B = 1,1$

$C = 0,7$

n – suhteline normaaljõud, $n = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}}$

Saledust saab leida valemiga:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (3.9)$$

kus l_0 – arvutuspikkus, $l_0 = 9,3 \text{ m}$

i – intertsiraadius,

$$i_y = 0,289 \times b \quad (3.10)$$

kus b – posti laius, $b = 880 \text{ mm}$

$$i_y = 0,289 \times 880 = 254 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{9300}{254} = 36,61$$

$$n = \frac{3078 \times 10^3}{480 \times 880 \times 33,3} = 0,22$$

$$\lambda_{lim} = 20 \times 0,7 \times 1,1 \times 0,7 \times \frac{1}{\sqrt{0,22}} = 23$$

Teist järku ekstsentrilisusega on vaja arvestada, kuna $\lambda = 36,61 > \lambda_{lim} = 23$

Valin nimikõveruse meetodi teist järku ekstsentrilisuse leidmiseks

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{l_0^2}{\pi^2} \quad (3.11)$$

kus $\frac{1}{r}$ – posti telje kõverus kriitilises lõikes

$$\frac{1}{r} = K_r \times K_\varphi \times \frac{1}{r_0} \quad (3.12)$$

kus K_r – normaaljõust olenev parandustegur

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \quad (3.13)$$

kus n_{bal} – maksimaalsele paindekandevõimele vastav n väärtus, $n_{bal} = 0,4$
 n – suhteline normaaljõud

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} \quad (3.14)$$

kus N_{Ed} – arvutuslik normaaljõud, $N_{Ed} = 3078 \text{ kN}$

A_c – betoonristlõike pindala, $A_c = 422 \times 10^3 \text{ mm}^2$

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, $f_{cd} = 33,3 \text{ MPa}$

K_φ – roomet arvesse võttev tegur

$$n_u = 1 + \omega \quad (3.15)$$

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{A_c \times f_{cd}} \quad (3.16)$$

kus A_s – armatuuri kogupindala, $A_s = 4572 \text{ mm}^2$

f_{yd} – armatuurterase arvutusvoolavustugevus, $f_{yd} = 435 \text{ Mpa}$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \times d} \quad (3.17)$$

kus ε_{yd} – armatuuri piirdeformatsioon,

d – kasuskõrgus, $d = 820 \text{ mm}$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (3.18)$$

kus E_s – armatuuri elastsusmoodul, $E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$

K_φ – roomet arvesse võttev tegur,

$$K_\varphi = 1 + \beta\varphi_{ef} \quad (3.19)$$

kus $\beta\varphi_{ef}$ – tegelik roometegur, $\varphi_{ef} = 1,5$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}$$

kus f_{ck} – 28 päeva vanuse betooni silindriline normsurvetugevus, $f_{ck} = 50 \text{ Mpa}$

λ – posti saledus, $\lambda = 36,61$

Arvutan teist järku ekstsentrilisus

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200000} = 0,002175$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \times d} = \frac{0,002175}{0,45 \times 820} = \frac{1}{169} \text{ 1/m}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{3078 \times 10^3}{880 \times 480 \times 33,3} = 0,219$$

$$n_u = 1 + \frac{A_s \times f_{yd}}{A_c \times f_{cd}} = 1 + \frac{4572 \times 435}{422 \times 10^3 \times 33,3} = 1,142$$

$$K_r = \frac{1,142 - 0,219}{1,142 - 0,4} = 1,244$$

$$K_\varphi = 1 + \beta\varphi_{ef} = 1 + \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}\right) \times 1,5 = 1 + \left(0,35 + \frac{50}{200} - \frac{36,61}{150}\right) \times 1,5 = 1,534$$

$$\frac{1}{r} = K_r \times K_\varphi \times \frac{1}{r_0} = 1,244 \times 1,534 \times \frac{1}{169} = \frac{1}{91}$$

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{l_0^2}{\pi^2} = \frac{1}{91} \times \frac{9300^2}{3.14^2} = 96,4 \text{ mm}$$

Ristlõike üldine ekstsentrilisus

$$e_{tot} = e_0 + e_i + e_2 = 0 + 15,6 + 96,4 = 112 \text{ mm}$$

Üldine paindemoment

$$M_{Ed} = N_{Ed} \times e_{tot} = 3078 \times 0,112 = 345 \text{ kNm}$$

3.4 Posti kandevõime kontroll

Arvutuses eeldatakse, et $A_s = A_{s1} = A_{s2}$; $d_2 = h - d_1$; $f_{yd} = f_{ycd}$

Tugevustingimus on

$$(Ne)_{Ed} \leq (Ne)_{Rd} = f_{cd} \times b \times y \times (d_1 - 0,5 \times y) + f_{ycd} + A_{s2} \times (d_1 - d_2) \quad (3.20)$$

kus b – posti laius, $b = 480 \text{ mm}$

h – posti sügavus, $h = 880 \text{ mm}$

d_1 – armatuuri A_{s1} kasuskõrgus, $d_1 = 820 \text{ mm}$

d_2 – armatuuri A_{s2} kasuskõrgus, $d_2 = 60 \text{ mm}$

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, $f_{cd} = 33,3 \text{ MPa}$

y – survetsooni arvutuslik kõrgus,

$$y = \lambda \times x$$

Posti betooni survetugevusklass on C50/60, siis $\lambda = 0,8$ ja $\eta = 1$.

$$\xi_c = 0,617$$

$$\xi_{c2} = 2,642$$

Esiialgne survetsooni kõrgus

$$x = \frac{N_{Ed}}{0,8\alpha f_{cd}b} = \frac{3078 \times 10^3}{0,8 \times 1,0 \times 33,3 \times 480} = 241 \text{ mm} \quad (3.21)$$

$$x_c = \xi_c \times d_1 = 0,617 \times 820 = 506 \text{ mm} \quad (3.22)$$

$$x < \xi_c \times d_1 \quad \sigma_s = f_{yd}$$

$$x_{c2} = \xi_{c2} \times d_2 = 2,642 \times 60 = 159 \text{ mm}$$

$$x > \xi_{c2} \times d_2 \quad \sigma_{s2} = f_{ycd}$$

$$y = 0,8 \times x = 0,8 \times 241 = 193 \text{ mm} \quad (3.23)$$

Arvutuslik kandevõime:

$$\begin{aligned} (Ne)_{Rd} &= f_{cd} \times b \times y \times (d_1 - 0,5 \times y) + f_{ycd} \times A_{s2} \times (d_1 - d_2) \\ &= 33,3 \times 480 \times 193 \times (820 - 0,5 \times 193) + 435 + 1884 \times (820 - 60) \\ &= 2233 \text{ kNm} \end{aligned}$$

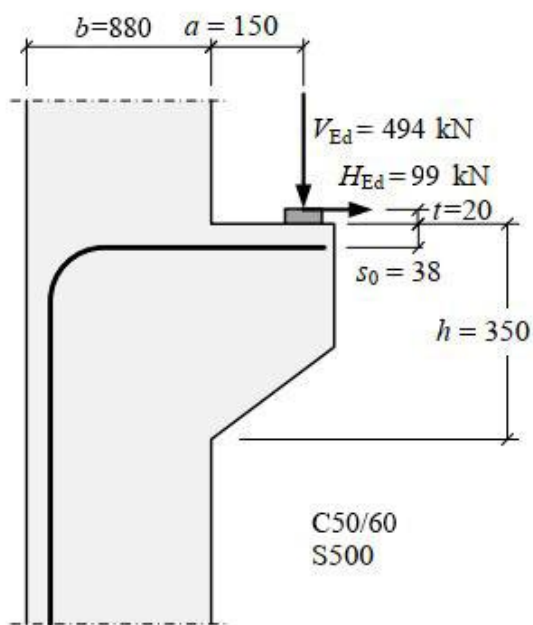
$$(Ne)_{Ed} = 345 \text{ kNm}$$

$$(Ne)_{Ed} < (Ne)_{Rd}$$

Kandevõime on tagatud.

3.5 Posti raudbetoonkonsooli arvutus

Posti raudbetoonkonsoolile toetuvad raudbetoonjalad, mis kannavad monoliitse vahelae. Raudbetoonkonsooli arvutan varrasmeetodiga.



Joonis 3.2 – Raudbetoonkonsooli geomeetria

Lähteandmed

Koormused:

V_{Ed} – arvutuslik vertikaaljõud konsooli ülapiinnale,

$$V_{Ed} = 494 \text{ kN}$$

H_{Ed} – arvutuslik horisontaaljõud konsooli ülapiinnale,

$$H_{Ed} = 0,2 \times 480 = 99 \text{ kN}$$

Konsooli geomeetria:

B – posti ja konsooli laius, $b = 880 \text{ mm}$

a – koormuse rakenduspunkti kaugus posti pinnast, $a = 150 \text{ mm}$

h – konsooli kõrgus, $h = 350 \text{ mm}$

s_0 – konsooli tõmbearmatuuri raskuskeskme kaugus konsooli ülapiinnast

$$s_0 = 30 + \frac{16}{2} = 38 \text{ mm}$$

t – neopreeni paksus, $t = 20 \text{ mm}$

d – konsooli kasuskõrgus

$$d = h - s_0 = 350 - 38 = 312 \text{ mm}$$

Materialide omadused:

f_{ck} – 28 päeva vanuse betooni silindriline normsurvetugevus (C50/60), $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus,

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \times 50}{1,5} = 33,3 \text{ MPa}$$

γ_c – betooni osavarutegur, $\gamma_c = 1,5$

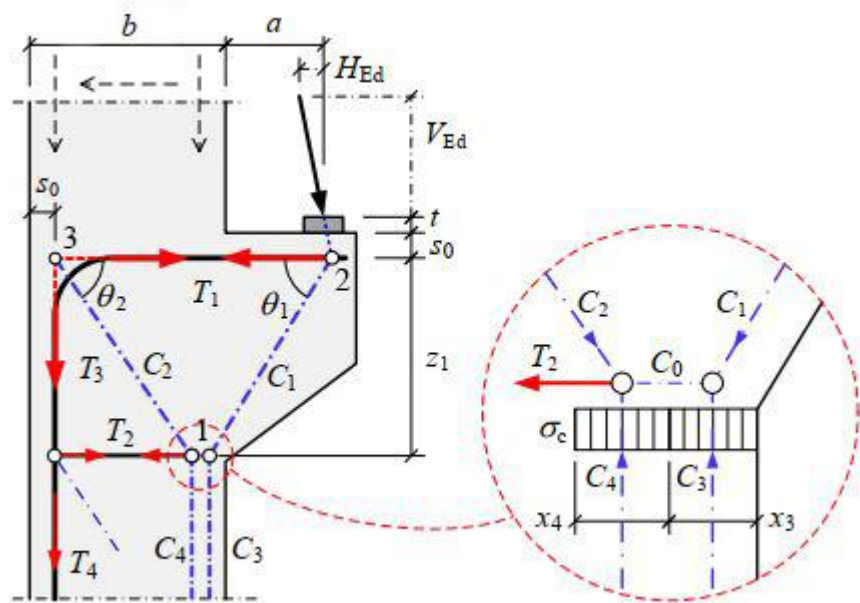
α_{cc} – betooni koormatuse kestust arvestav tegur, $\alpha_{cc} = 1$

f_{yk} – sarrusterase normatiivne voolupiir, $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

γ_s – terase osavarutegur, $\gamma_s = 1,15$

f_{yd} – terase arvutuslik voolupiir,

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$



Joonis 3.3 – Raudbetoonkonsooli varraskeem

Kontroll sõlmes number 1

Kasutan varraskeemi esitatud joonisel 3.3. Sõlm 1 sisaldab surutud vardaid C_1 ja C_3 ning sõlmes puudub tõmbe. Arvutan survepinge sõlmes vastavalt [7]

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 \times v' \times f_{cd} = 1 \times \frac{0,8}{1} \times 33,3 = 26,64 \text{ MPa} \quad (3.24)$$

kus k_1 – abisuurus, $k_1 = 1$

v' – abisuurus

$$v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{50}{250} = 0,8$$

$$\sigma_{Rd,max} = 1 \times 0,8 \times 33,3 = 26,64 \text{ MPa}$$

Leian survejõud T_1

$$c = e \times \tan\beta = (s_0 + t) \times \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} = (38 + 20) \times \frac{99}{494} = 12 \text{ mm}$$

$$x_1 \times \sin\theta_1 = \frac{V_{Ed}}{b \times \sigma_{Rd,max}} = \frac{494 \times 10^3}{880 \times 26,64} = 21 \text{ mm}$$

$$\cot\theta_1 = 0,5 \Rightarrow \theta_1 = 63^\circ$$

$$y = 0,5 \times x_1 \times \sin\theta_1 = 0,5 \times 21 = 11 \text{ mm}$$

$$z_1 = d - y \times \cot\theta_1 = 312 - 11 \times 0,5 = 307 \text{ mm}$$

$$T_1 = \frac{(V_{Ed} \times (a + y + c) + H_{Ed} \times (z_1 + s_0 + t))}{z_1}$$

$$= \frac{(494 \times (150 + 11 + 12) + 99 \times (307 + 38 + 20))}{307} = 396 \text{ kN}$$

$$\cot\theta_1 = \frac{T_1 - H_{Ed}}{V_{Ed}} = \frac{396 - 99}{494} = 0,6$$

$$\theta_1 = \cot^{-1}0,6 = 59^\circ$$

Arvutan uuesti z_1 ja T_1

$$z_1 = d - y \times \cot\theta_1 = 312 - 11 \times 0,6 = 306 \text{ mm}$$

$$T_1 = \frac{(V_{Ed} \times (a + y + c) + H_{Ed} \times (z_1 + s_0 + t))}{z_1}$$

$$= \frac{(494 \times (150 + 11 + 12) + 99 \times (306 + 38 + 20))}{306} = 397 \text{ kN}$$

Edasi vaatan sõlme moodustatud vardadega C_2 , C_4 ja T_2 .

$$T_1 \times z_1 = T_3 \times (b - x_3 - \frac{x_4}{2} - s_0)$$

Eeldan, et $x_4 = x_3 = 2 \times y = 22 \text{ mm}$

$$T_3 = \frac{T_1 \times z_1}{b - x_3 - \frac{x_4}{2} - s_0} = \frac{397 \times 306}{880 - 22 - 11 - 38} = 150 \text{ kN}$$

Leian uue x_4 väärtuse:

$$x_4 = \frac{T_3}{b \times \sigma_{Rd,max}} = \frac{150}{880 \times 26,64} = 6 \text{ mm}$$

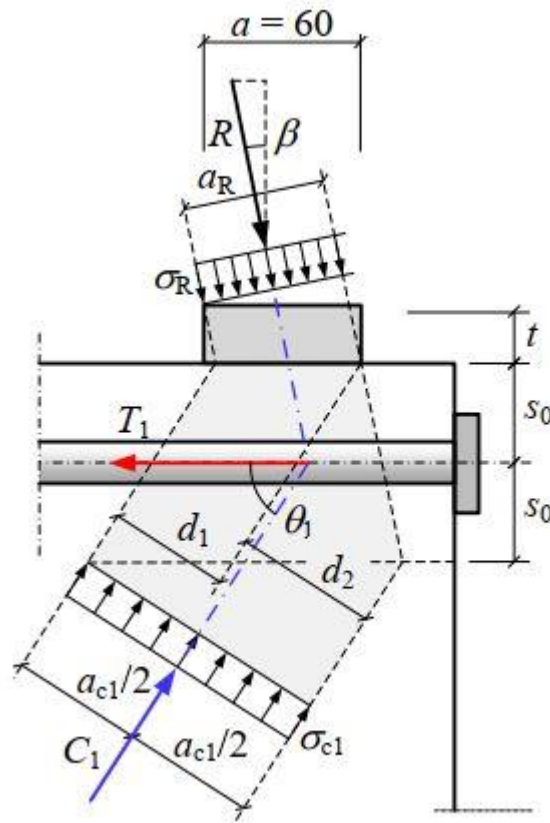
Armatuuri dimensioneerimine

Vajalik tõmbearmatuuri pind

$$A_s = \frac{T_1}{f_{yd}} = \frac{397 \times 10^3}{435} = 913 \text{ mm}^2$$

Valin tõmbearmatuuriks 5 tk $\varnothing 16$ ($A_{s1} = 1005 \text{ mm}^2$)

Kontroll sõlmes number 2



Joonis 3.4 – Sisejõudude jaotus sõlmes number 2

$$\beta = \tan^{-1} \times \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} = \tan^{-1} \times \frac{99}{494} = \tan^{-1} 0,2 = 11,3^\circ$$

$$a_R = (a - t \times \tan \beta) \times \cos \beta = (60 - 20 \times \tan \beta) \times \cos \beta = 54,9 \text{ mm}$$

$$\sigma_R = \frac{R}{b \times a_R} = \frac{\sqrt{V_{Ed}^2 + H_{Ed}^2}}{b \times a_R} = \frac{\sqrt{494^2 + 99^2} \times 10^3}{880 \times 54,9} = 10,43 \text{ MPa}$$

$$\theta_1 = \cot^{-1}0,6 = 59^\circ$$

$$d_1 = (a - t \times \tan\beta) \times \sin\theta_1 = (60 - 20 \times 0,2) \times \sin 59 = 48 \text{ mm}$$

$$d_2 = 2 \times s_0 \times (\cot\theta_1 + \tan\beta) \times \sin\theta_1 = 2 \times 38 \times (\cot 59 + 0,2) \times \sin 59 = 52 \text{ mm}$$

$$a_{c1} = d_1 + d_2 = 48 + 52 = 100 \text{ mm}$$

$$C_1 = \frac{V_{Ed}}{\sin\theta_1} = \frac{494 \times 10^3}{\sin 59} = 776 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c1} = \frac{C_1}{b \times a_{c1}} = \frac{776 \times 10^3}{880 \times 100} = 8,82 \text{ MPa}$$

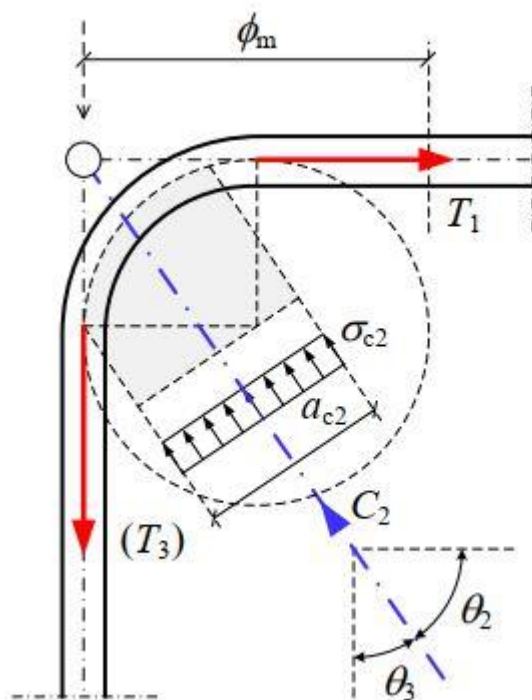
$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \times v' \times f_{cd} = 0,85 \times 0,8 \times 33,3 = 22,64 \text{ MPa} > \sigma_R \text{ ja } \sigma_{c1}$$

Tingimus on täidetud

Kontroll sõlmes number 3

Minimaalne varda painutusdiameeter on määratud lähtudes standardist [7]

$$\phi_m = \frac{F}{f_{cd}} \times \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2 \times \phi} \right) = \frac{T_1}{f_{cd}} \times \left(\frac{1}{s_0} + \frac{1}{2 \times \phi} \right) = \frac{397}{33,3} \times \left(\frac{1}{38} + \frac{1}{2 \times 16} \right) = 229 \text{ mm} \quad (3.25)$$



Joonis 3.5 – Sisejõudude jaotus sõlmes number 3

Võrdlemiseks, kontrollin pinget samas punktis [7] standardi järgi

$$\theta_2 = \tan^{-1} \times \left(\frac{T_3}{T_1} \right) = \tan^{-1} \times \left(\frac{150}{397} \right) = 20,7^\circ$$

$$\theta_3 = 90^\circ - 20,7^\circ = 69,3^\circ$$

$$a_{c2} = \phi_m \times \sin(\min(\theta_2, \theta_3)) = 229 \times \sin 20,7 = 81 \text{ mm}$$

$$C_2 = \frac{T_2}{\cos \theta_2} = \frac{397}{\cos 20,7} = 424 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{C_2}{b \times a_{c2}} = \frac{424 \times 10^3}{880 \times 81} = 6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 \times v' \times f_{cd} = 0,75 \times 0,8 \times 33,3 = 20 \text{ MPa}$$

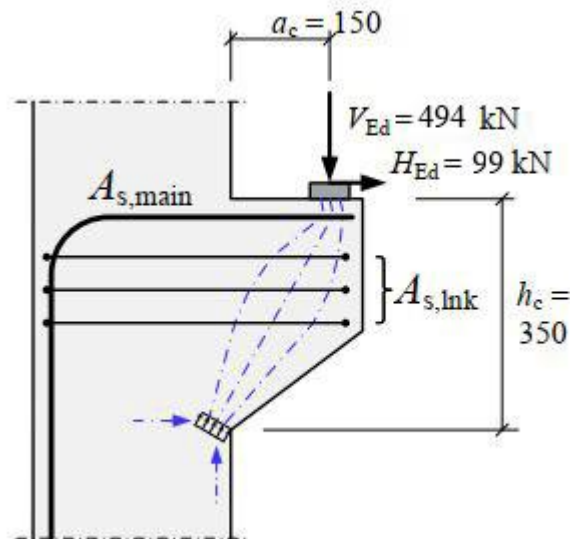
$$\sigma_{Rd,max} > \sigma_{c2}$$

Tingimus on täidetud

Painutusdiameeter peab olema mitte väiksem kui:

$$\phi_{m,\sigma} = \phi_m \times \frac{\sigma_{c2}}{\sigma_{Rd,max}} = 229 \times \frac{6}{20} = 69 \text{ mm}$$

Horisontaalrangide dimensioneerimine



Joonis 3.6 – Teisejärguline armeerimine

$$A_{s,lnk} \geq k_1 \times A_{s,main} = 0,25 \times 5 \times 201 = 251 \text{ mm}^2$$

Valin horisontaalrangideks 3 tk $\phi 8$ ($A_{s1} = 301 \text{ mm}^2$)

3.6 Posti pea lisaarmeeringu arvutus

Posti ülemises osas tuleb arvestada põiksuunalisi tõmbejõudusid ja kohalikku muljumist. Mille vastuvõtmiseks tuleb ette näha lisaarmeering. Arvutus on teostatud [7] standardi järgi.

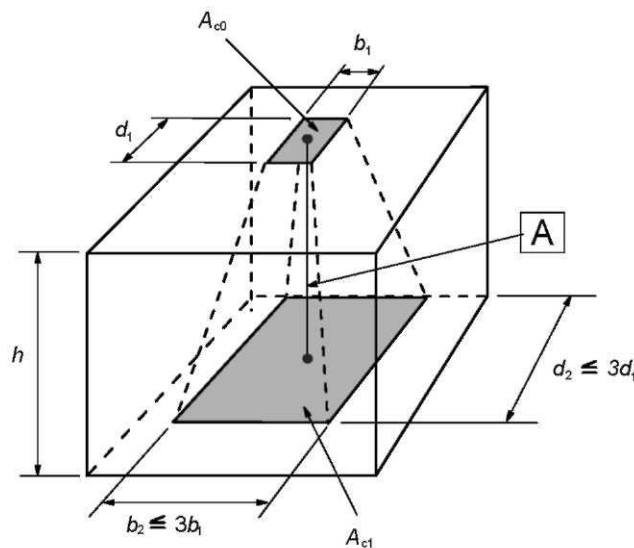
Ühtlaselt jaotuva koormuse korral võib muljumiskandevõimele vastava koondatud jõu määrata järgmiselt

$$F_{Rdu} = A_{c0} \times f_{cd} \times \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3 \times f_{cd} \times A_{c0} \quad (3.26)$$

kus A_{c0} – on koormatud pind

A_{c1} – on suurim pinnale A_{c0} geomeetriliselt sarnane arvutuslik jaotuspind

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, $f_{cd} = 33,3 \text{ MPa}$



Joonis 3.7 – Osaliselt koormatud pinnale rakendatud koormuse arvutuslik jagunemine

Koormused

F_d – survejõud tala toetuspinnalt, $F_{d1} = F_{d2} = 494 \text{ kN}$

$F_d = F_{d1} + F_{d2} = 988 \text{ kN}$

H_d – horisontaaljõud toeplaadile

$H_d = 0,2 \times 1048 = 198 \text{ kN}$

Sõlme geometria

d_1 – toeplaadi mõõt piki tala telge, $d_1 = 240 \text{ mm}$

b_1 - toeplaadi mõõt risti tala teljega, $b_1 = 430 \text{ mm}$

d_2 - posti mõõt piki tala telge, $d_2 = 880 \text{ mm}$

b_2 - posti mõõt risti tala teljega, $b_2 = 480 \text{ mm}$

Arvutan toeplaadi ja posti pindala

A_{c0} - toeplaadi pindala,

$$A_{c0} = 2 \times (b_1 \times d_1) = 2 \times 430 \times 240 = 206400 \text{ mm}^2$$

A_{c1} - posti pindala,

$$A_{c1} = b_2 \times d_2 = 480 \times 880 = 422400 \text{ mm}^2$$

Posti muljumiskandevõimeks saan

$$\begin{aligned} F_{Rdu} &= A_{c0} \times f_{cd} \times \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 206400 \times 33,3 \times \sqrt{\frac{422400}{206400}} = 9832 \text{ kN} < 3 \times 33,3 \times 206400 \\ &= 20620 \text{ kN} \end{aligned}$$

$F_{Rdu} > F_d$ Muljumiskandevõime on tagatud

Leian vajaliku armatuuri koormusest tekiva tõmbejõu vastuvõtmiseks

Tõmbejõud piki tala telge

$$T_1 = \frac{1}{4} \times \frac{d_2 - 2 \times d_1}{d_2} \times F_d = \frac{1}{4} \times \frac{880 - 2 \times 240}{880} \times 988 \times 10^3 = 112 \text{ kN}$$

Tõmbejõud risti tala telge

$$T_2 = \frac{1}{4} \times \frac{b_2 - b_1}{b_2} \times F_d = \frac{1}{4} \times \frac{480 - 430}{430} \times 988 \times 10^3 = 14 \text{ kN}$$

Piki tala telge tõmbejõud jääb määravaks

Summaarse tõmbejõu saamiseks lisan horisontaalse tõmbejõu.

$$T = H_d + T_1 = 198 + 112 = 310 \text{ kN}$$

Kandevõime kontroll

Vajalik lisarangide pindala

$$A_{s.reg} = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{310 \times 10^3}{435} = 713 \text{ mm}^2$$

Valin mõlemas suunas töötavad rangid 11 tk $\emptyset 8$ ($A_{s1} = 50 \text{ mm}^2$) sammuga 80 mm

Lisaks lisan piki telge 6 tk $\emptyset 8$ ($A_{s2} = 50 \text{ mm}^2$) jaotan võrdse sammuga

Teostan kontrolli

$$F_{Rd1} = f_{yd} \times (n_1 \times A_{s1} + n_2 \times A_{s2}) = 435 \times (11 \times 50 + 4 \times 50) = 370 \text{ kN}$$

$T < F_{Rd1} = 310 \text{ kN} < 370 \text{ kN}$ Kandevõime tagatud

3.7 Posti armatuuri konstrueerimisnõuded

- Pikiarmatuuri läbimõõt peaks olema vähemalt 8 mm. Valitud armatuur diameetriga 20 mm
- Pikiarmatuuri kogupindala ei tohiks olla väiksem kui

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,10 \times N_{Ed}}{f_{yd}} \leq A_{s,prov} \right. \\ \left. 0,002 \times A_c \right.$$

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,10 \times 3078 \times 10^3}{435} = 708 \text{ mm}^2 = 845 \text{ mm}^2 \right. \\ \left. 0,002 \times 880 \times 480 = \mathbf{845 \text{ mm}^2} \right.$$

Valitud sarrus läbimõõduga 12 tk $\varnothing 20$ ja 4 tk $\varnothing 16$ ($A_{prov} = 4572 \text{ mm}^2$)

$$A_{prov} = 4572 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 845 \text{ mm}^2$$

- Pikiarmatuuri kogupindala ei tohiks olla suurem kui $A_{s,max} = 0,04 \times A_c \geq A_{s,prov}$

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c = 0,04 \times 480 \times 880 = 16900 \text{ mm}^2$$

$$A_{prov} = 4019 \text{ mm}^2$$

$$A_{prov} = 4572 \text{ mm}^2 < A_{s,max} = 16900 \text{ mm}^2$$

- Põikarmatuuri läbimõõt peaks olema vähemalt 6 mm ja vähemalt $\frac{1}{4}$ pikiarmatuuri suurimast läbimõõdust.

$$\varnothing_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ mm} \\ \frac{20}{4} = 5 \text{ mm} \end{array} \right. = 6 \text{ mm}$$

Posti põikarmatuuriks on valitud rangid läbimõõduga 8 mm.

- Põikarmatuuri samm piki posti ei tohiks olla suurem kui s_{max} . Soovitatav väärtus on vähim kolmest järgnevat:
 - 20-kordne pikivarda minimaalne diameeter
 - posti ristlõike vähim mõõde
 - 400 mm

$$s_{max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 20 \times 20 = 400 \text{ mm} \\ h = 480 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{array} \right. = 400 \text{ mm}$$

Valin rangide sammuks $s = 300 \text{ mm}$

- Keskmistele pikivarrastele on lisatud rangid, kuna survetsoonis paikneva ja põikarmatuuriga kahes suunas fikseerimata pikivarda kaugus fikseeritud pikivardast ei või olla suurem kui 150 mm

4. MONOLIITSE VAHELAE ARVUTUS

Selles peatükis tehakse kandevõime kontroll viimase korruse monoliitsevahelaeplaadile. Mille paksus on 220 mm ja töötab ühes suunas. Monoliitses vahelaes on kasutatud betoon tugevusklassiga C35/45, sarrusterast klassiga B500B ja plaat kuulub keskkonnaklassi XC4, XD3, XF4.

4.1 Koormused

Vahelaep laadile mõjuvateks koormusteks on omakaal ja kasuskoormus. Neid leitakse kasutades standardi [3].

Ühes suunas töötavat plaati saab vaadelda kui 1000 mm laiusega jätkuvtala, kus tugedeks on talad. Plaati arvutatakse plastse skeemi järgi.

Vahelaep laadi omakaal $g_{p,plaat} = h \times \rho = 0,22 \times 25 = 5,5 \text{ kN/m}$

ρ – betooni kuivtihedus, $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

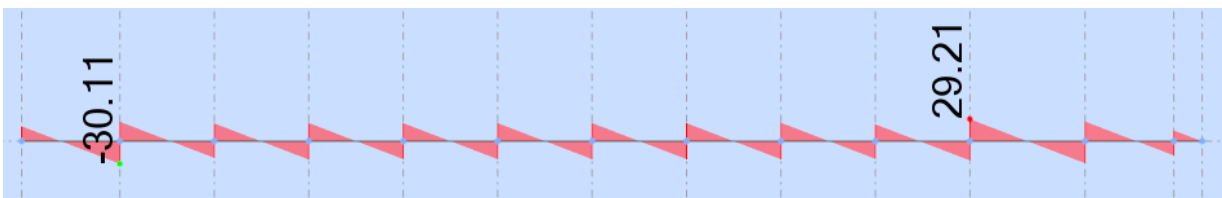
Liikumiskoormus (auto kuni 30 kN) $q_{k,auto} = 2 \text{ kN/m}$

Leian arvutusliku joonkoormuse, mis mõjub moodustatud vahelaest jätkuvtalale kandepiiriseisundis

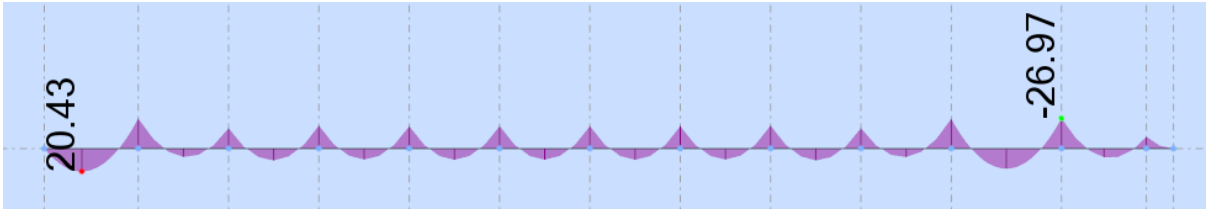
$$p_d = 1,2 \times g_{p,plaat} + 1,5 \times q_{k,auto} = 1,2 \times 5,5 + 1,5 \times 2 = 9,6 \text{ kN/m}$$

4.2 Sisejõudude leidmine

Vahelaep laadi sisejõud on leitud kasutades tarkvara Robot Structural Analysis Professional 2019. Arvutusmudeliks sai valmistatud jätkuvtala mõõtudega 1000x62500, ning iga vahelaep ja tala kontaktpunktis lisatud tugi. Pärast seda jätkuvtalale oli rakendatud leitud arvutuslik joonkoormus $p_d = 9,6 \text{ kN/m}$. Tulemusena sain ühes suunas maksimaalsed paindemomendid ja põikjõud.



Joonis 4.1 – Vahelaep laadi põikjõud (kandepiiriseisundi koormuskombinatsioonist)



Joonis 4.2 – Vahelae plaadi paindemoment (kandepiirseisundi koormuskombinatsioonist)

4.3 Paindearmatuuri konstrueerimine

Paindearmatuur on arvutatud vastavalt leitud alapeatükis 4.2 sisejõududele. Plaadi paindekandevõime kontrollitakse ühes suunas töötavana. All toodud arvutused on teostatud kasutades standardi [7] valemeid ja meetodeid.

4.3.1 Minimaalne armatuuri kaitsekiht

Vaadeldav konstruktsioon on allutatud keskkonnaklassile XC4, XD3, XF4 ja konstruktsioonklassile S4.

Minimaalse armatuuri kaitsekihi saab leida järgmise valemi abil

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

kus c_{min} - minimaalne kaitsekiht

Δc_{dev} - armatuuri paigaldamisel tekkiv hinnatav hälbe, $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

Selleks, et rahuldada nii nakke- kui ka keskkonnatingimusi tuleb arvesse võtta suurima c_{min} väärtuse.

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10\text{mm}\} \quad (4.1)$$

kus $c_{min,b}$ - nakketingimusest tulenev minimaalne kaitsekiht, eeldan, et suurimaks vahelae plaadi esinevaks armatuuriks on $\varnothing 12\text{mm}$. Seega vajalik minimaalne kaitsekihi paksus on $c_{min,b} = 12 \text{ mm}$.

$c_{min,dur}$ - keskkonnatingimustest tulenev minimaalne kaitsekiht, standardi [7] tabeli 4.4N järgi on $c_{min,dur} = 35 \text{ mm}$

$$c_{min} = \max\{12; 35; 10\} = 35 \text{ mm}$$

Minimaalne armatuuri kaitsekiht

$$c_{nom} = 35 + 10 = 45 \text{ mm}$$

4.3.2 Vahelaeplaadi kasuskõrgused

Vahelaeplaadi kasulik kõrgus x-telje suunalise paindearmatuuri leian järgmise valemi abil:

$$d_{1,x} = h_{plaat} - c_{nom} - \Phi_{max} - \frac{1}{2} \times \Phi_{max} \quad (4.2)$$

kus $d_{1,x}$ - x-telje suunalise alumine armatuuri kaugus ristlõike surutud servast

h_{plaat} - plaadi paksus, $h_{plaat} = 220 \text{ mm}$

c_{nom} - minimaalne armatuuri kaitsekiht, $c_{nom} = 45 \text{ mm}$

Φ_{max} - maksimaalne armatuuri läbimõõt, $\Phi_{max} = 12 \text{ mm}$

$$d_{1,x} = 220 - 45 - 12 - 6 = 157 \text{ mm}$$

$$d_{2,x} = c_{nom} + \Phi_{max} + \frac{1}{2} \times \Phi_{max} \quad (4.3)$$

kus $d_{2,x}$ - x-telje suunalise ülemine armatuuri kaugus ristlõike surutud servast

$$d_{2,x} = 45 + 12 + 6 = 63 \text{ mm}$$

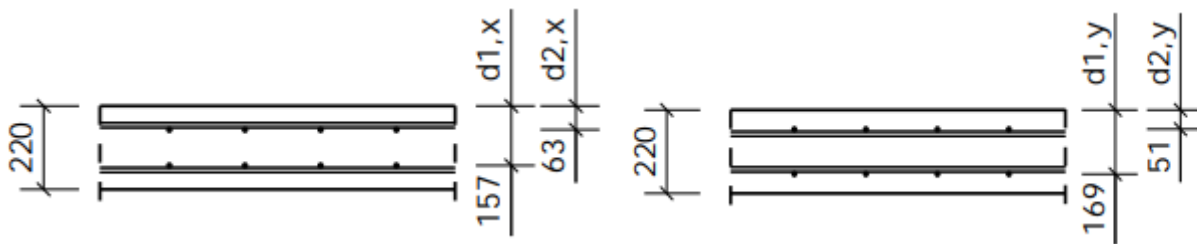
Vahelaeplaadi kasulik kõrgus y-telje suunalise paindearmatuuri leian järgmise valemi abil:

$$d_{1,y} = h_{plaat} - c_{nom} - \frac{1}{2} \times \Phi_{max} = 220 - 45 - 6 = 169 \text{ mm}$$

kus $d_{1,y}$ - y-telje suunalise alumise armatuuri kaugus ristlõike surutud servast

$$d_{2,y} = c_{nom} + \frac{1}{2} \times \Phi_{max} = 45 + 6 = 51 \text{ mm}$$

kus $d_{2,y}$ - y-telje suunalise ülemise armatuuri kaugus ristlõike surutud servast



Joonis 4.3 – x ja y suunalised vahelaeplaadi kasuskõrgused

4.3.3 Materjalide omadused

Vahelaeplaadis on kasutatud betooni tugevusklassiga 35/45, sellel betoonil on järgmised omadused:

Betooni C35/45 omadused:

keskmise normsurvetugevuse: $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

betooni survetugevuse arvutusväärtus: $f_{cd} = 23,3 \text{ MPa}$

keskmise tõmbetugevuse: $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$

kaitsekiht: $c_{nom} = 45 \text{ mm}$

Vahelaeplaadis on kasutatud armatuuri tugevusklassiga B500B, selle armatuuri arvutuslik tõmbetugevus on $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$

4.3.4 Paindearmatuuri arvutamine

Valin suurima paindemomenti, mis mõjub toel $M_{Ed,max} = 27 \text{ kNm}$ (joonis 4.3)

Leian suhteline moment μ järgneva valemi järgi

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \times b \times d_1^2} \quad (4.4)$$

kus M_{Ed} - ristlõikes mõjuv arvutuslik paindemoment, $M_{Ed} = 27 \text{ kNm}$

f_{cd} - betooni survetugevuse arvutusväärtus, $f_{cd} = 23,3 \text{ MPa}$

b - plaadi arvutuslik laius, $b = 1000 \text{ mm}$

d_1 - kasulik kõrgus, $d_{1,y} = 169 \text{ mm}$

$$\mu = \frac{27 \times 10^6}{23,3 \times 1000 \times 169^2} = 0,041$$

Survetsooni suhtelise arvutuskõrguse leian valemiga

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,044} = 0,045 \quad (4.5)$$

Vajalik paindearmatuuri pindala ühe meetri plaadi laiuse kohta

$$A_{s1} = \frac{\omega \times f_{cd} \times b \times d_1}{f_{yd}} = \frac{0,045 \times 23,3 \times 1000 \times 169}{435} = 407 \text{ mm}^2 \quad (4.6)$$

Töötava armatuuri suurim lubatav samm

$$s_{max} = 2 \times h \leq 250 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 2 \times 220 = 440 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 250 \text{ mm}$$

Valin kogu vahelaepinnale armatuur $\emptyset 12 \text{ mm}$ sammuga 200 mm ja lisavarrastena $\emptyset 12 \text{ mm}$ sammuga 200 mm.

Teostan kontrolli:

$$A_{s1,prov} = \frac{\pi \times \emptyset^2}{4} \times \frac{b}{s_{prov}} = \frac{\pi \times 12^2}{4} \times \frac{1000}{200} = 565 \text{ mm}^2 \quad (4.7)$$

kus $A_{s1,prov}$ - paindearmatuuri vajalik pindala ühe meetri plaadi laiuse kohta

\emptyset - valitud armatuuri läbimõõt, $\emptyset = 12 \text{ mm}$

b - plaadi arvutuslik laius, $b = 1000 \text{ mm}$

s_{prov} - valitud paindearmatuuri samm, $s_{prov} = 200 \text{ mm}$

$$A_{s1,prov} = \frac{\pi \times 12^2}{4} \times \frac{1000}{200} = 565 \text{ mm}^2$$

$A_{s1,prov} > A_{s1}$ - tingimus täidetud

Pikiarmeerimisteguri kontroll

$$\rho = \frac{A_{s1,prov}}{b \times d_1} > \begin{cases} \rho_1 = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \\ \rho_{1,min} = 0,0013 \end{cases} \quad (4.8)$$

kus ρ - armatuuri pikiarmeerimistegur

ρ_1 - konstruktiivne minimaalne pikiarmeerimistegur

$\rho_{1,min}$ - minimaalne lubatud pikiarmeerimistegur

f_{ctm} - keskmine tõmbetugevus, $f_{ctm} = 3,2 \text{ Mpa}$

$$\rho = \frac{A_{s1,prov}}{b \times d_1} = \frac{565}{1000 \times 169} = 0,003 > \begin{cases} \rho_1 = 0,26 \times \frac{3,2}{500} = 0,002 \\ \rho_{1,min} = 0,0013 \end{cases}$$

Tingimus on täidetud.

4.4 Põikjõukindluse kontroll

Vahelaeplaadi põikjõukindluse kontroll on teostatud kasutades standardi [7]. Suurim vahelaeplaadis mõjuv põikjõud on $V_{Ed,max} = 30,11 \text{ kN}$ (joonis 4.2)

Kui tingimus $V_{Ed,max} \leq V_{Rd}$ on täidetud, siis põikjõud on vastuvõetud betooniga ja lisa põikarmatuuri vajadust ei ole.

Arvutan betooniga vastuvõetav põikjõud järgmise valemi abil:

$$V_{Rd} = v_{min} \times b \times d_1 \quad (4.9)$$

kus b – plaadi arvutuslik laius, $b = 1000 \text{ mm}$

d_1 – kasulik kõrgus, $d_{1,y} = 169 \text{ mm}$

v_{min} – minimaalne betooniga tekkiv nihkepinge,

$$v_{min} = 0,035 \times \sqrt[3]{k^2} \times \sqrt{f_{ck}} \quad (4.10)$$

kus k – tegur mis sõltub kasulikust kõrgusest

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{169}} = 2,09 > 2 \rightarrow k = 2$$

Leian minimaalne betooniga tekkiv nihkepinge

$$v_{min} = 0,035 \times \sqrt[3]{2^2} \times \sqrt{35} = 0,329$$

Betooniga vastuvõetav põikjõud

$$V_{Rd} = 0,329 \times 1000 \times 169 = 55,6 \text{ kN}$$

$V_{Ed,max} = 30,11 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 55,6 \text{ kN}$ põikjõudkandevõime on tagatud.

4.5 Pragudekindluse kontroll

Leian plaadile rakendatud koormus tõenäolises kombinatsioonis

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

kus $G_{k,j}$ – alaliskoormuste normsuurused

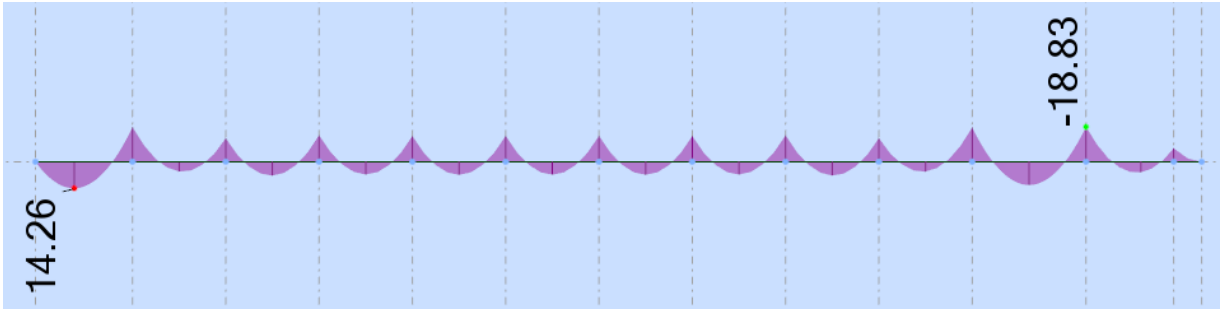
$Q_{k,i}$ – mittedomineeriva alaliskoormuste normsuurus

Ψ_2 – kombinatsioonitegur ($\Psi_2 = 0,6$)

Leian arvutusliku joonkoormuse, mis mõjub moodustatud vahelaest jätkuvtalale

$$p_{k,tõen} = [1,0 \times (g_{k,plaat}) + 0,6 \times (q_{k,auto})] = 1 \times (5,5) + 0,6 \times 2 = 6,7 \text{ kN/m}$$

Maksimaalne paindemoment avas tõenäolise koormuskombinatsiooni puhul (leitud arvutusprogrammiga Robot Structural Analysis Professional 2019. $M_{Ed} = 18,8 \text{ kNm}$)



Joonis 4.3 – Vahelae plaadi paindemoment (kasutuspiiriseisundi koormuskombinatsioonist)

Arvutan betooni efektiivne elastsusmoodul valemiga

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (4.11)$$

kus E_{cm} – betooni deformatsioonimoodul (C35/45 $E_{cm} = 34 \text{ GPa}$)

$\varphi(\infty, t_0)$ – lõplik roometegur

Leian h_0 kasutades valemit:

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} \quad (4.12)$$

kus A_c – betoontistlõike pindala, $A_c = 220 \times 10^3 \text{ mm}^2$

u – ristlõike ümbermõõt, $u = 2 \times (1000 + 220) = 2440 \text{ mm}$

$$h_0 = \frac{2 \times 220 \times 10^3}{2440} = 180 \text{ mm}$$

graafiku alusel $\varphi(\infty, t_0) = 2,0$

Efektiivne elastsusmoodul:

$$E_{c,eff} = \frac{34000}{1 + 2} = 11330 \text{ MPa}$$

Armatuuri ja betooni elastsusmoodulite suhe:

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200000}{11330} = 17,65 \quad (4.13)$$

Redutseeritud ristlõike pindala:

$$A_{red} = b \times h + \alpha_s \times A_{s1} = 1000 \times 220 + 17,65 \times 678 = 232 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Redutseeritud ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast:

$$y_{0,red} = \frac{S_{0,red}}{A_{red}} = \frac{0,5 \times b \times h^2 + \alpha_s \times A_{s1} \times (h - d_1)}{A_{red}}$$

kus $S_{0,red}$ – betoonristlõike staatiline moment ristlõike tõmmatud serva suhtes

$$y_{0,red} = \frac{S_{0,red}}{A_{red}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 220^2 + 17,65 \times 678 \times (220 - 169)}{232 \times 10^3} = 107 \text{ mm}$$

Leian survetsooni kõrguse:

$$x = h - y_{0,red} = 220 - 107 = 113 \text{ mm}$$

Arvutan redutseeritud ristlõike inertsimoment:

$$I_{red} = I_c + \alpha_s \times A_{s1} \times (h - d_1) = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times (x - 0,5 \times h)^2 + \alpha_s \times A_{s1} \times (h - d_1)^2$$

kus I_c – betoonristlõike pinna inertsimoment redutseeritud ristlõike raskuskeset läbiva telje suhtes

$$I_{red} = \frac{1000 \times 220^3}{12} + 1000 \times 220 \times (113 - 0,5 \times 220)^2 + 17,65 \times 678 \times (220 - 169)^2 \\ = 920 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Betoonristlõike vastupanumoment redutseeritud ristlõike raskuskeskme läbiva telje suhtes:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{920 \times 10^6}{107} = 8,6 \times 10^6 \text{ mm}^3 \quad (4.14)$$

Leian normaalprao põhjustav paindemoment painde korral:

$$M_{cr} = f_{ctm} \times W_{red} \quad (4.15)$$

kus f_{ctm} – betooni keskmine tõmbetugevus, betooni tugevusklass C35/45, siis $f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$

$$M_{cr} = 3,2 \times 8,6 \times 10^6 = 27,52 \text{ kNm}$$

$$M_{cr} = 27,52 \text{ kNm} \quad M_{Ed} = 18,8 \text{ kNm}$$

$M_{Ed} < M_{cr}$ - plaadi ristlõikes pragu ei teki

4.6 Prao avanemislaiuse kontroll

Lubatav prao laius XC4 keskkonnaklassi korral $w_{max} = 0,3 \text{ mm}$

Prao avanemislaiuse kontrollitakse tõenäolises koormuskombinatsioonis $M_{Ek} = 18,8 \text{ kNm}$

Leian armatuuri pinget:

$$\sigma_s = \alpha_s \times \frac{M_{Ek} \times (d_1 - x)}{I_{red}} \quad (4.16)$$

kus α_s - armatuuri ja betooni elastsusmoodulite suhe, $\alpha_s = 17,65$

$$M_{Ek} = 18,8 \text{ kNm}$$

d_1 - kasulik kõrgus, $d_1 = 169 \text{ mm}$

x - survetsooni kõrgus, $x = 113 \text{ mm}$

I_{red} - inertsimoment, $I_{red} = 920 \times 10^6 \text{ mm}^4$

$$\sigma_s = 17,65 \times \frac{18,8 \times 10^6 \times (169 - 113)}{920 \times 10^6} = 20,2 \text{ MPa}$$

Normaalprao avanemislaius arvutan valemiga

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (4.17)$$

kus $s_{r,max}$ - pragude maksimaalne vahekaugus

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ - keskmise deformatsiooni pragudevahelisel lõigul

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \times \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff})}{E_s} \geq \frac{0,6 \times \sigma_s}{E_s} \quad (4.18)$$

kus k_t - pikaajalise koormuse korral, $k_t = 0,4$

$f_{ctm} = 3,2 \text{ MPa}$

E_s - armatuurterase arvutuslik elastsusmoodil, $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s1}}{A_{c,eff}} \quad (4.19)$$

kus $A_{c,eff}$ - armatuuri ümbritseva tõmmatud betooni kasulik pindala,

$$A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} \quad (4.20)$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h - d) = 2,5(220 - 169) = 128 \text{ mm} \\ \frac{h - x}{3} = \frac{220 - 113}{3} = 36 \text{ mm} \\ \frac{h}{2} = \frac{220}{2} = 110 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$A_{c,eff} = 1000 \times 36 = 36000 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{678}{36000} = 0,019$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{20,2 - 0,4 \times \frac{3,2}{0,019} \times (1 + 17,65 \times 0,019)}{2 \times 10^5} \geq \frac{0,6 \times 20,2}{2 \times 10^5} = 3,49 \times 10^{-4}$$

$$\geq 6,06 \times 10^{-5}$$

Tõmbetsooni armatuurvarraste vahekaugus

$$a = 188 \text{ mm} < 5 \left(c + \frac{\phi}{2} \right) = 5 \left(45 + \frac{12}{2} \right) = 255 \text{ mm}$$

Pragude maksimaalne vahekaugus arvutan valemiga:

$$s_{r,max} = 3,4c + \frac{0,425k_1k_2\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (4.21)$$

kus c - armatuuri kaitsekiht, $c = 45 \text{ mm}$

k_1 - kõrgnakkega varrastel, $k_1 = 0,8$

k_2 - paindel, $k_2 = 0,5$

ϕ - varda läbimõõt, $\phi = 12 \text{ mm}$

$$s_{r,max} = 3,4 \times 45 + \frac{0,425 \times 0,8 \times 0,5 \times 12}{0,019} = 260 \text{ mm}$$

Normaalprao avanemislaius

$$w_k = 260 \times 3,49 \times 10^{-4} = 0,091 \text{ mm}$$

$$w_{max} = 0,3 \text{ mm} > w_k = 0,091 \text{ mm}$$

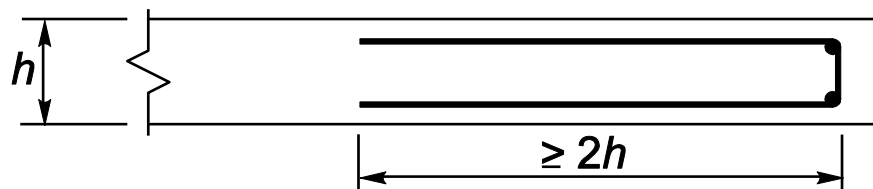
Tingimus on täidetud, normaalprao avanemislaius jääb lubatud piiridesse.

4.7 Konstruktiivsed nõuded vahelaepaadi armeerimisel

Selles alapeatükis on väljatoodud nõuded, mida tuleb jälgida vahelaepaadi armeerimisel.

4.7.1 Vaba serva armeerimine

Plaadi toetamata serv tuleks armeerida piki- ja põikiarmatuuriga. Serva armatuuriks võib kasutada plaadis ette nähtud tavalist armatuuri.



Joonis 4.4 – Plaadi vaba serva armeerimine

$$2 \times h = 2 \times 220 = 440 \text{ mm}$$

4.7.2 Ankurduspikkused ja ülekattejätk

Nakketugevus

Ribivardal võib nakketugevuse arvutuslikuks väärtuseks võtta

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} \quad (4.22)$$

kus η_1 - nakketingimuste kvaliteeti ja varda betoneerimisaegset asendit seostav tegur, $\eta_1 = 1$

η_2 - varda läbimõõdust olenev tegur, $\eta_2 = 1$

f_{ctd} - betooni arvutuslik tõmbetugevus (C35/45), $f_{ctd} = 1,5 \text{ MPa}$

$$f_{bd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 1,5 = 3,38 \text{ MPa}$$

Vajalik armatuuri nõutav baasankurduspikkus:

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad (4.23)$$

kus \emptyset - valitud armatuuri läbimõõt, $\emptyset = 12 \text{ mm}$

f_{yd} - armatuurterase arvutusvoolavustugevus, $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$

$$l_{b,rqd} = \frac{12}{4} \times \frac{435}{3,38} = 386 \text{ mm}$$

Minimaalne ankurduspikkus tõmbe korral

$$l_{b,min} = \max\{0,3 \times l_{b,rqd}; 10 \times \emptyset; 100\} = \max\{129; 120; 100\} \rightarrow l_{b,min} = 129 \text{ mm} \quad (4.24)$$

ttejätku arvutus pikkus

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (4.25)$$

kus α_1 - varda kuju piisava kaitsekihi korral, $\alpha_1 = 1$

α_2 - minimaalset betoonkaitsekihi, $\alpha_2 = 1$

α_3 - põikiarmatuuri põhjustatud tõkestatust, $\alpha_3 = 1$

α_4 - arvutusliku ankurduspikkuse l_{bd} ulatuses pikiarmatuurile keevitatud ühte või enam põikivarrast, $\alpha_4 = 1$

α_5 - lõhestuspinnal arvutusliku ankurduspikkuse ulatuses esinevat põikisurvet, $\alpha_5 = 1$

α_6 - ülekattejätkus on jätkatud vahem kui 25% varrastest, $\alpha_6 = 1$

$$l_{bd} = 386 \text{ mm}$$

$$l_{b,min} = \max\{0,3 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd}; 15 \times \emptyset; 200\text{mm}\} = \max\{129; 180; 200\text{mm}\} \rightarrow l_{b,min} = 200 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = 386 \text{ mm} > l_{b,min} = 200 \text{ mm}$$

Ülemise ja alumise armatuuri varda mininaalne ülekattejätku pikkus on 386 mm

5. POSTI VUNDAMENDI ARVUTUS

Selles peatükis analüüsitakse vundamendi taldmiku, mis on teljel B – 12.

5.1 Lähteandmed posti vundamendi projekteerimiseks

Vundamenditalla mõõdud:

- Talla kõrgus: $H = 1000 \text{ mm}$
- Talla pikkus: $L = 2500 \text{ mm}$
- Talla laius: $B = 2500 \text{ mm}$

Pinnase omadused ehituskohal:

Vundamenditalla rajamissügavusel asub mölline peenliiva kiht, mille geotehnilised näitajad on järgmised:

- mahukaal $\gamma' = 22 \text{ kN/mm}^2$
- sisehõõrdenurk $\varphi = 28^\circ$
- nidusus $c' = 12 \text{ kPa}$

Koormus vundamendile:

Vundamendile mõjuvad järgmised koormused:

- Postilt tulenev arvutuskoormus $V_{post} = 3078 \text{ kN}$
- Talla arvutuslik omakaal $g_t = 1,2 \times (b \times h \times l) \times \rho = 1,2 \times (2,5 \times 2,5 \times 1) \times 25 = 188 \text{ kN}$

Koormus vundamenditalla tasandis on $V_{Ed} = V_{post} + g_t = 3078 + 188 = 3266 \text{ kN}$

5.2 Vundamendi talla kandevõime

Ristkülikukujulise taldmiku korral arvutatakse vundamendi arvutuslik pinnase ja vundamendi koostööd arvestav kandevõime avaldisega:

$$R_d = \frac{A' \times (0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times s_\gamma + q' \times N_q \times s_q + c' \times N_c \times s_c)}{\gamma_R} \quad (5.1)$$

kus A' – vundamenditalla arvutuslik pindala, $A' = B \times L = 2,5 \times 2,5 = 6,25 \text{ m}^2$

γ' – tallast allapoole jääva pinnase efektiivmahukaal, $\gamma' = 22 \text{ kN/mm}^2$

B' – vundamenditalla laius, $B' = 2500 \text{ mm}$

N_γ, N_q, N_c – pinnase sisehõordenurgast ($\varphi = 28^\circ$) sõltuvad kandevõime tegurid $N_\gamma =$

$14,59$ $N_q = 14,72$ $N_c = 25,80$

q' – pinnase efektiivsurve talla tasandis, $q' = 1$

c' – pinnase efektiivnidusus, $c' = 12 \text{ kPa}$

s_γ, s_q, s_c – vundamenditalla kujutegurid ruudukujulise talla korral

γ_R – kandevõime osavarutegur, $\gamma_R = 1,5$

Leian kujutegurid s_γ, s_q, s_c

$$s_\gamma = 0,7$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \times \sin \varphi = 1 + 1 \times \sin 28 = 1,47$$

L' – vundamenditalla pikkus, $L' = 3000 \text{ mm}$

$$s_c = \frac{s_q \times N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,47 \times 14,72 - 1}{14,72 - 1} = 1,6 \quad (5.2)$$

Arvutan vundamenditalla kandevõime:

$$R_d = \frac{6,25 \times (0,5 \times 22 \times 3 \times 14,59 \times 0,7 + 1 \times 14,72 \times 1,47 + 12 \times 25,8 \times 1,6)}{1,5} = 3558 \text{ kN}$$

$R_d = 3558 \text{ kN} > V_{Ed} = 3266 \text{ kN}$ Kandevõime on tagatud

5.3 Vundamendi kõrguse määramine

läbisurumisarvutusest

Arvutuse eelduseks on põikarmatuuri vajaduse puudumine vundamenditallas. Läbisurumisarvutusel kontrollitakse koormatud ala, millele on rakendatud vundamendi läbisurumist koondatud jõud. Postvundamendil tuleks läbisurumiskandevõime määrata erinevatel kontrollperimetritel, mis jäävad posti servast kaugusele kuni $2d$ (d – plaadi kasuskõrgus).

Täidetud peab olema tingimus, et kontrollperimeetri ühikpikkusel mõjuv arvutuslik nihkepinge peab olema väiksem arvutuslikust nihkekandevõimest.

$$v_{Ed} \leq v_{Rd} \quad (5.3)$$

kus v_{Rd} – on vundamendi läbisurumiskandevõime

v_{Ed} – on suurim nihkepinge kontroll lõikes

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \times d} \quad (5.4)$$

kus u – on kontrollperimeetri pikkus

d – vundamendi kasuskõrgus

$V_{Ed,red}$ – kontrollperimeetril rakenduv jõud

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (5.5)$$

kus V_{Ed} – postilt vundamendile mõjuv jõud

ΔV_{Ed} – on seespool vaadeldavat kontrollperimeetrit mõjuv üldine ülespoole suunatud jõud

Arvutusliku läbisurumiskandevõime saab leida valemiga:

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times \frac{2 \times d}{a} \geq v_{min} \times \frac{2 \times d}{a} \quad (5.6)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (5.7)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (5.8)$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1y} \times \rho_{1z}} \leq 0,02 \quad (5.9)$$

kus ρ_{1y}, ρ_{1z} – on armeeringutegurid suunades y ja z

$$v_{min} = 0,035 \times \sqrt[3]{k^2} \times \sqrt{f_{ck}} \quad (5.10)$$

a – vaadeldava kontrollperimeetri kaugus posti servast

Arvutan plaadi kasuskõrgus

Esiialgu valin armatuuri $\varnothing 16$

kaitsekiht: $c_{nom} = 45 \text{ mm}$

$$d = \frac{d_y + d_z}{2} \quad (5.11)$$

kus d_y, d_z – kasuskõrgus kahe ristuvast suunas paikneva armatuuri suhtes

$$d_y = H - c_{nom} - \frac{1}{2} \times \phi = 1000 - 45 - 8 = 947 \text{ mm}$$

$$d_z = H - c_{nom} - \frac{1}{2} \times \phi - \phi = 1000 - 45 - 8 - 16 = 931 \text{ mm}$$

$$d = \frac{947 + 931}{2} = 939 \text{ mm}$$

Pinge vundamenditalla all postilt vundamendile mõjuvast koormusest

$$\sigma_{Ed} = \frac{V_{post}}{A} = \frac{3078}{2,5 \times 2,5} = 493 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kontrollperimeetri pikkus

$$u = 2 \times b + 2 \times h + 2 \times \pi \times d \quad (5.12)$$

kus b – posti laius, $b = 880 \text{ mm}$

h – posti sügavus, $h = 480 \text{ mm}$

$$u = 2 \times 0,88 + 2 \times 0,48 + 2 \times \pi \times 0,939 = 8,62 \text{ m}$$

Läbisurumispiramiidi põhja pindala:

$$\begin{aligned} A_i &= b \times h + d \times (2 \times b + 2 \times h) + \pi \times d^2 \\ &= 0,88 \times 0,48 + 0,939 \times (2 \times 0,88 + 2 \times 0,48) + \pi \times 0,939^2 = 5,745 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Arvutan läbisurumisjõudu

$$V_{Ed,red} = V_{post} - A_i \times \sigma_{Ed} = 3078 - 5,745 \times 493 = 250 \text{ kN}$$

Suurim nihkepinge

$$v_{Ed} = \frac{250 \times 10^3}{8620 \times 939} = 0,031 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Vundamendi läbisurumiskandevõime

Leian vajalikud tegurid

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{939}} = 1,462$$

$$v_{min} = 0,035 \times \sqrt[3]{1,462^2} \times \sqrt{30} = 0,247$$

$$v_{Rd} = v_{min} \times \frac{2 \times d}{a} = 0,247 \times \frac{2 \times 939}{939} = 0,494$$

$$v_{Ed} = 0,031 < v_{Rd} = 0,494$$

Kandevõime on tagatud.

Läbisurumiskandevõime ülejäänud kaugustel on esitatud tabeli kujul.

Tabel 5.1 Vundamendi läbisurumisarvutus

Kaugus	a_i mm	u_i mm	A_i mm ²	$V_{Ed,red}$ kN	v_{Ed} N/mm ²	</>	v_{Rd} N/mm ²	Suhe v_{Ed}/v_{Rd}
$1 \times d$	939	8617	5745083	250	0,03	<	0,49	94 %
$0,9 \times d$	845	8027	4963641	634	0,08	<	0,55	85 %
$0,8 \times d$	751	7438	4237570	992	0,14	<	0,62	77 %
$0,7 \times d$	657	6848	3566871	1323	0,21	<	0,7	70 %
$0,6 \times d$	563	6258	2951545	1627	0,28	<	0,82	66 %
$0,5 \times d$	469	5668	2391590	1903	0,36	<	0,99	64 %
$0,4 \times d$	376	5079	1887008	2152	0,45	<	1,23	63%
$0,3 \times d$	282	4489	1437798	2373	0,56	<	1,64	66%
$0,2 \times d$	188	3899	1043960	2567	0,7	<	2,47	72%
$0,1 \times d$	94	3310	705494	2734	0,88	<	4,93	82%
$0,05 \times d$	47	3015	557025	2807	0,99	<	9,87	90%

Tabelis esitatud tulemustest saab teha järelduse, et $v_{Ed} < v_{Rd}$ on rahuldatud kõigis piirkondades.

5.4 Vundamendi paindearmatuuri arvutus

Vajalikku paindearmatuuri leian lähtudes paindemomendist posti külje kohal asuvas vertikaallõikes.

$$M_{Ed,I} = B' \times \frac{a^2}{2} \times \sigma \quad (5.13)$$

kus B' – vundamenditalla laius, $B' = 2500 \text{ mm}$

a - vundamendi ääre kaugus posti servast,

$$a = \frac{(B' - h)}{2} = \frac{2500 - 480}{2} = 1010 \text{ mm} \quad (5.14)$$

σ - pinge vundamenditalla all postilt vundamendile mõjuvast koormusest, $\sigma = 493 \frac{kN}{m^2}$

$$M_{Ed,I} = 2,5 \times \frac{1,01^2}{2} \times 493 = 629 \text{ kNm}$$

Leian suhteline paindemoment

$$\mu = \frac{M_{Ed,I}}{f_{cd} \times B \times d} = \frac{629 \times 10^6}{20 \times 2500 \times 939^2} = 0,014 \quad (5.15)$$

Suhteline survetsooni kõrgus

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,014} = 0,014 \quad (5.16)$$

Vajalik paindearmatuur

$$A_{s,req} = \frac{\omega \times f_{cd} \times B \times d}{f_{yd}} = \frac{0,014 \times 20 \times 2500 \times 939}{435} = 1511 \text{ mm}^2 \quad (5.17)$$

Valin paindearmatuuriks 8 tk $\emptyset 16$

$$A_{s,prov} = 8 \times \pi \times 8^2 = 1608 \text{ mm}^2$$

5.5 Vundamendi armatuuri ankurdus

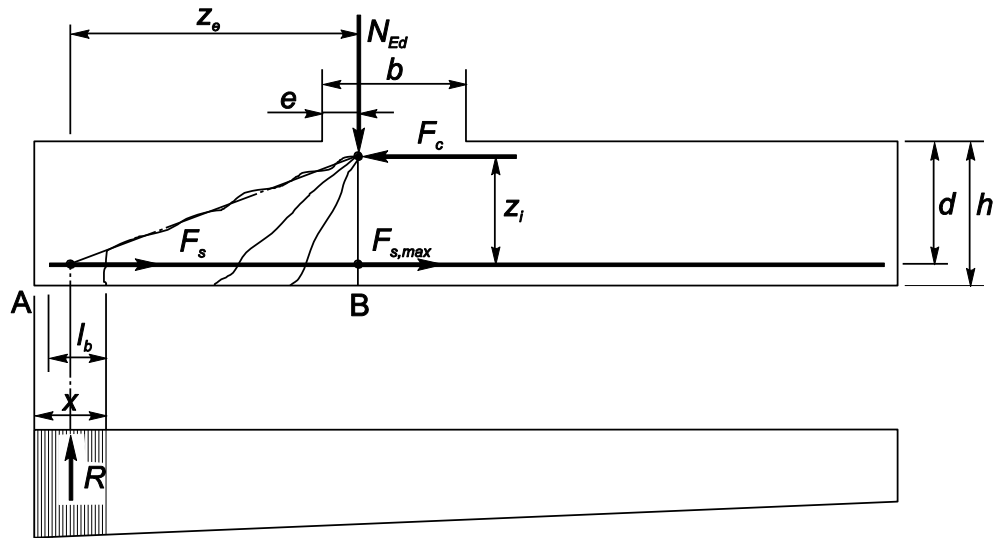
Ankurdatav tõmbejõud leitakse valemiga

$$F_s = R \times \frac{z_e}{z_i} \quad (5.18)$$

kus R - on pinnasesurve resultant lõigul x ,

z_e - on välisjõudude õlg, s.o R ja vertikaaljõu N_{Ed} vahekaugus

z_i - on sisejõudude õlg, s.o armatuuri ja horisontaaljõu F_c vahekaugus



Joonis 5.1 – Kaldpragusid arvestav arvutuskeem tõmbejõu määramiseks

kus N_{Ed} – vertikaaljõud, mis võrdub lõigete A ja B vahelise üldise pinnasesurvega

F_c – on maksimaalsele tõmbejõule $F_{s,max}$ vastav survejõud

Arvutusliku koormuse poolt tekitav pinge armatuuris:

$$\sigma_{sd} = \frac{M_{Ed}}{\zeta \times d \times A_{s,prov}} = \frac{629 \times 10^6}{0,993 \times 939 \times 1608} = 420 \frac{kN}{m^2} \quad (5.19)$$

$$\zeta = 1 - \frac{\omega}{2} = 1 - \frac{0,014}{2} = 0,993 \quad (5.20)$$

Nõutav baasankurduspikkus

$$l_{b,req} = \frac{\sigma_{sd}}{4} \times \frac{A_{s,prov}}{f_{bd}} = \frac{16}{4} \times \frac{420}{3} = 560 \text{ mm} \quad (5.21)$$

kus f_{bd} – arvutuslik nakketugevus (30/37), $f_{bd} = 3 \text{ MPa}$

Vardalt betoonile kantav arvutuslik ankurdusjõud

$$F_{bd,1} = \frac{\sigma_{sd} \times A_{s,prov}}{l_{b,req}} = \frac{420 \times 1608}{560} = 1206 \frac{N}{mm} \quad (5.22)$$

Leian minimaalne x väärtus

$$x_{min} = \frac{h}{2} = \frac{1000}{2} = 500 \text{ mm}$$

Pinnasesurve resultant lõigul x

$$R = x_{min} \times \sigma = 0,5 \times 493 = 247 \text{ kN}$$

Välisjõudude õlad

$$z_e = 0,15 \times b + \left(a - \frac{x_{min}}{2} \right) = 0,15 \times 480 + \left(1010 - \frac{500}{2} \right) = 832 \text{ mm} \quad (5.23)$$

$$z_i = 0,9 \times d = 0,9 \times 939 = 845 \text{ mm}$$

Ankurdatav tõmbejõud

$$F_s = R \times \frac{z_e}{z_i} = 247 \times \frac{832}{845} = 243,2 \text{ kN} \quad (5.24)$$

Arvutan vastuvõetava ankurdusjõudu

$$l_{b,prov} = x_{min} - c_{nom} = 500 - 35 = 465 \text{ mm}$$

Vundamenditalla paigaldatakse 8 tk Ø16 sammuga 300 mm, n=8

$$F_{bd} = l_{b,prov} \times n \times F_{bd,1} = 465 \times 8 \times 1206 = 4486 \text{ kN}$$

$$F_{bd} > F_s$$

Tingimus on täidetud

KOKKUVÕTE

Käesoleva magistritöö eesmärgiks oli analüüsida neljakorruselise parkimismaja enimkoormatud konstruktsioonelemente nagu eelpingestatud tala, post, vahelagi ja vundament. Nende konstruktsiooni osadele olid määratud koormused ning vastavalt kehtivatele standardile ja eeskirjadele oli teostatud analüüs.

Enim koormatud eelpingestatud tala ristlõige on 580 x 780 mm, milles on kasutatud betoon tugevusklassiga C50/60. Armatuurikarkassi moodustavad 4 \varnothing 20 konstruktiivset pikivarrast, 4 ülemist ja 36 alumist pingearmatuuri. Piki- ja pingearmatuuri ümbritsevad rangid on diameetriga \varnothing 8 mm, sammuga 130 mm tala algusest ühe meetri ulatuseni ja sammuga 150 mm tala keskel. Lisaks on eelpingestatud tala otsadesse arvatud ja konstrueeritud lõhestusjõu vastuvõtmiseks vajalik armatuur. Selle eelpingestatud tala analüüsi käigus olid teostatud järgmised kontrollid: paindekandevõime, põikjõukandevõime, pragudekindluse ning läbipainde kontroll.

Kõige raskemini koormatud post asub teljel B-12 parkimismaja keskel. Tema peale toetuvad kuus eelpingestatud tala. Selle posti ristlõigeks olid valitud 480x880 mm ja oli kasutatud betoon tugevusklassiga C50/60. Armatuurikarkassi moodustavad 6 \varnothing 20 + 6 \varnothing 20 pikivarrast servades ja 2 \varnothing 16 + 2 \varnothing 16 keskel. Pikivardaid ümbritsevad rangid on diameetriga \varnothing 8 mm ja sammuga 300 mm. Posti konsoolis on ette nähtud 5 \varnothing 16 tõmbevarrast ja 3 \varnothing 8 horisontaalrangi.

Viimase korruse monoliitse vahelae analüüsi jaoks oli koostatud arvutusmudel tarkvaras Robot Structural Analysis Professional 2019, mis kujutas ennast jätkuvtala. Sellele oli rakendatud arvutuslik joonkoormus ning tulemusena saadud ühes suunas maksimaalsed paindemomendid ja põikjõud. Nende andmete põhjal sai leitud vajalik paindearmatuur, ning tehtud põikjõukindluse ja pragudekindluse kontroll. Põhivõrguks kõikidel monoliitse vahelae osadel on vardad läbimõõduga \varnothing 12 ning sammuga 200 mm nii alumises kui ka ülemises pinnas. Monoliitse vahelae paksus on 220 mm ning betooni tugevusklass C35/45.

Asuva teljel B-12 posti alumine vundamendi taldmik on kõrgusega 1000 mm, laiusega 2500 mm ja pikkusega 2500 mm. Paindemomendi võtavad vastu 8 \varnothing 16 sammuga 300 mm.

Magistritöö püstitatud eesmärgid olid autori poolt saavutatud ning saadud teadmised ülikooli õppekava raamis rakendatud.

SUMMARY

This master thesis aimed to analyze the most heavily loaded constructional elements of a four-story parking garage, such as prestressed beam, column, structural floor, and foundation. Loads were assigned to mentioned construction parts and also, and the corresponding analysis was performed according to current standards and regulations.

The cross-section of the most loaded prestressed beam is 580 x 780 mm, the strength class of the concrete is C50/60. The reinforcement framework is constructed from 4 ϕ 20 constructive longitudinal bars, 4 upper, and 36 lower tension reinforcement bars. The stirrups surrounding the longitudinal and tension reinforcement are of ϕ 8 mm diameter, with a step of 130 mm from the beginning of the beam to a span of one meter and a step of 150 mm in the middle of the beam. Additionally, the necessary reinforcement to receive the splitting force is calculated and designed at the ends of the prestressed beam. During the analysis of this prestressed beam, the following checks were performed: flexural load capacity, transverse force load capacity, crack resistance, and deflection check.

The heaviest loaded column is in the center of the B-12 parking garage on axis B-12. Six prestressed beams lay on it. The cross-section of this column was chosen to be 480x880 mm and concrete with strength class C50/60 was used. The reinforcing frame is constructed from 6 ϕ 20+6 ϕ 20 longitudinal bars at the edges and 2 ϕ 16+2 ϕ 16 in the middle. The stirrups surrounding the longitudinal bars have a diameter of ϕ 8 mm and a step of 300 mm. 5 ϕ 16 tension rods and 3 ϕ 8 horizontal bars are foreseen in the post console.

For the analysis of the monolithic structural floor of the last floor, a calculation model was created in the software Robot Structural Analysis Professional 2019, which represented itself as a continuous beam. A calculated line load was applied, and the maximum bending moments resulting in transverse forces in one direction. Based on these data, the necessary bending reinforcement was found, and the transverse force resistance and crack resistance were checked. The main grid on all parts of the monolithic structural floor has rods with a diameter of ϕ 12 and a step of 200 mm in both the lower and upper surfaces. The thickness of the monolithic structural floor is 220 mm, and the strength class of concrete is C35/45.

The bottom footing of the foundation of the on-axis B-12 post is 1000 mm high, 2500 mm wide, and 2500 mm long. The bending moment is received by 8Ø16 with the step of 300 mm.

The goals set by this master thesis were achieved and the acquired knowledge was applied within the framework of the university curriculum.

KASUTATUD KIRJANDUS

- [1] Eesti standardikeskus , *EVS-EN 206:2014+A2:2021: Betoon.Spetsifitseerimine,toimivus, tootmine ja vastavus*
- [2] Eesti standardikeskus , *EVS-EN 1990:2002+NA:2002: Eurokoodeks. Ehituskonstruksioonide projekteerimise alused*
- [3] Eesti standardikeskus , *EVS-EN 1991-1-1:2002+NA:2002 Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-1: Üldkoormused . Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused*
- [4] Eesti standardikeskus , *EVS-EN 1991-1-3:2006+A1:2016+NA:2016 Eurokoodeks 1:Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-3: Üldkoormused. Lumekoormus*
- [5] V. Otsmaa (2015). *Betoonkonstruksioonide arvutamine: õpik kõrgkoolidele*. Kolmas, parandatud trükk. Tallinn: Tallinna Tehnikaülikool.
- [6] J. Rohusaar, R. Mägi, T. Masso, I. Talvik, V. Jaaniso, V. Otsmaa, V. Voltri, K. Loorits, T. Peipmann, O. Pukk, K. Õiger, E. Just, A. Just ja V. Hartšuk, Ehituskonstruktoriga käsiraamat, Tallinn: Ehitame kirjastus, 2014.
- [7] Eesti standardikeskus , *EVS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015+NA:2015 Eurokoodeks 2:Betoonkonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele*
- [8] Raymond Ian Gilgert, Neil Colin Mickleborough, Gianluca Ranzi (2017). *Design of prestressed concrete.2nd Ehiton*. Boca Raton.
- [9] M.K Hurst (1998). *Prestressed concrete design*. London.
- [10] A.A Уманский (2012). *Справочник проектировщика. Расчётно-теоретический. Том 1*. Москва.
- [11] Tony Threlfall (2013). *Worked exaples for the design of concrete structures to Eurocode 2*. Boca Raton.
- [12] Prab Bhatt, T.J MacGinley, Ban Seng Choo (2014). *Reinforced concrete design to Eurocodes: Design theory and examples, 4th edition*. Boca Raton.
- [13] A.C Залесов (2012). *Расчёт железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям*. Москва
- [14] J. Pello. *Vundamendid-projekt*. (Näide) [Võrgumaterjal]
- [15] V. Otsmaa ja J. Pello. *(Raud)betoonkonstruksioonide üldkursus II* [Võrgumaterjal]

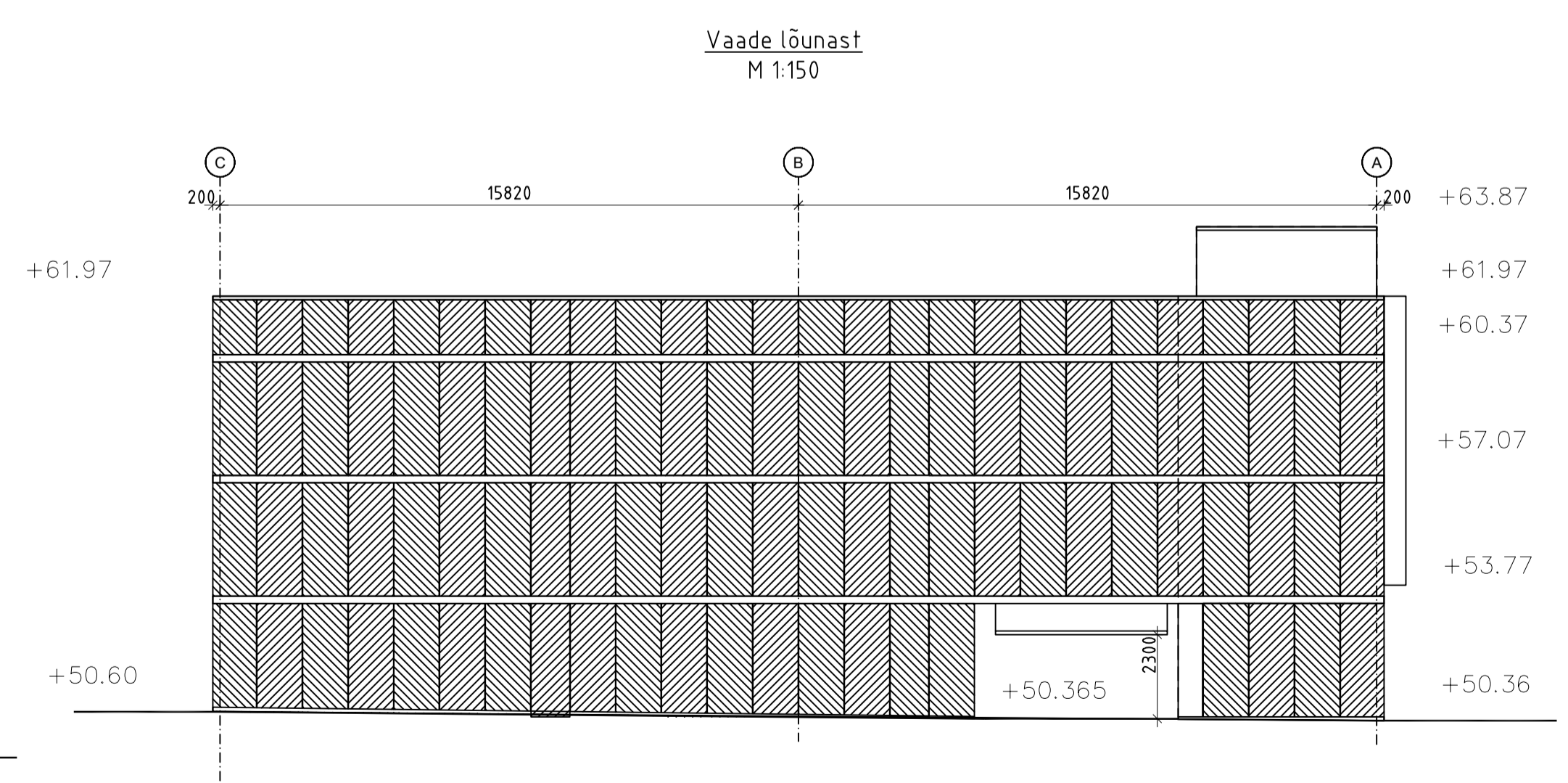
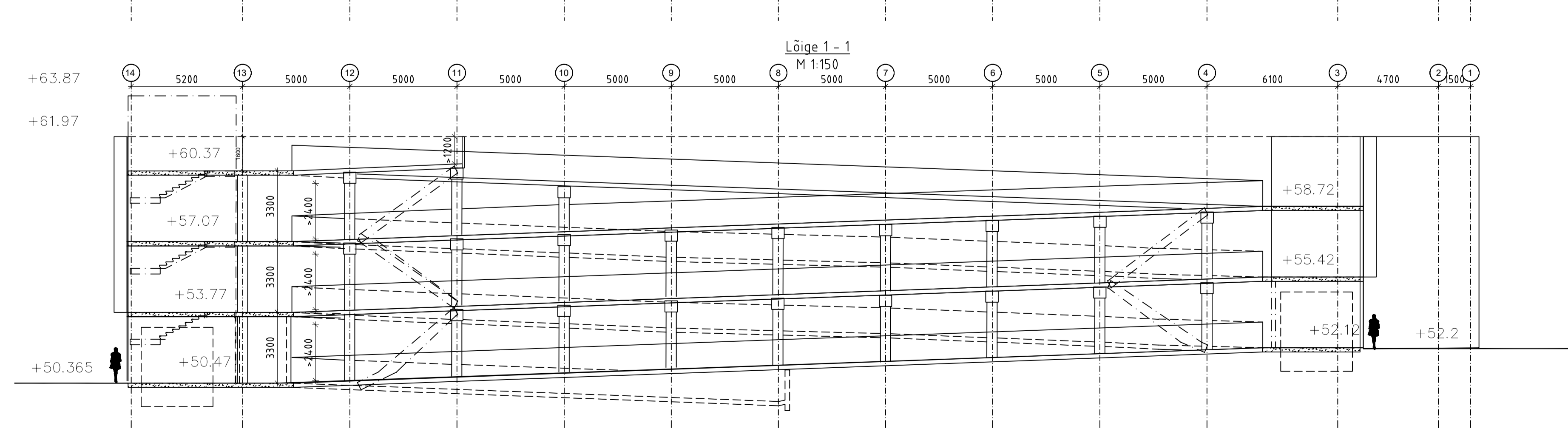
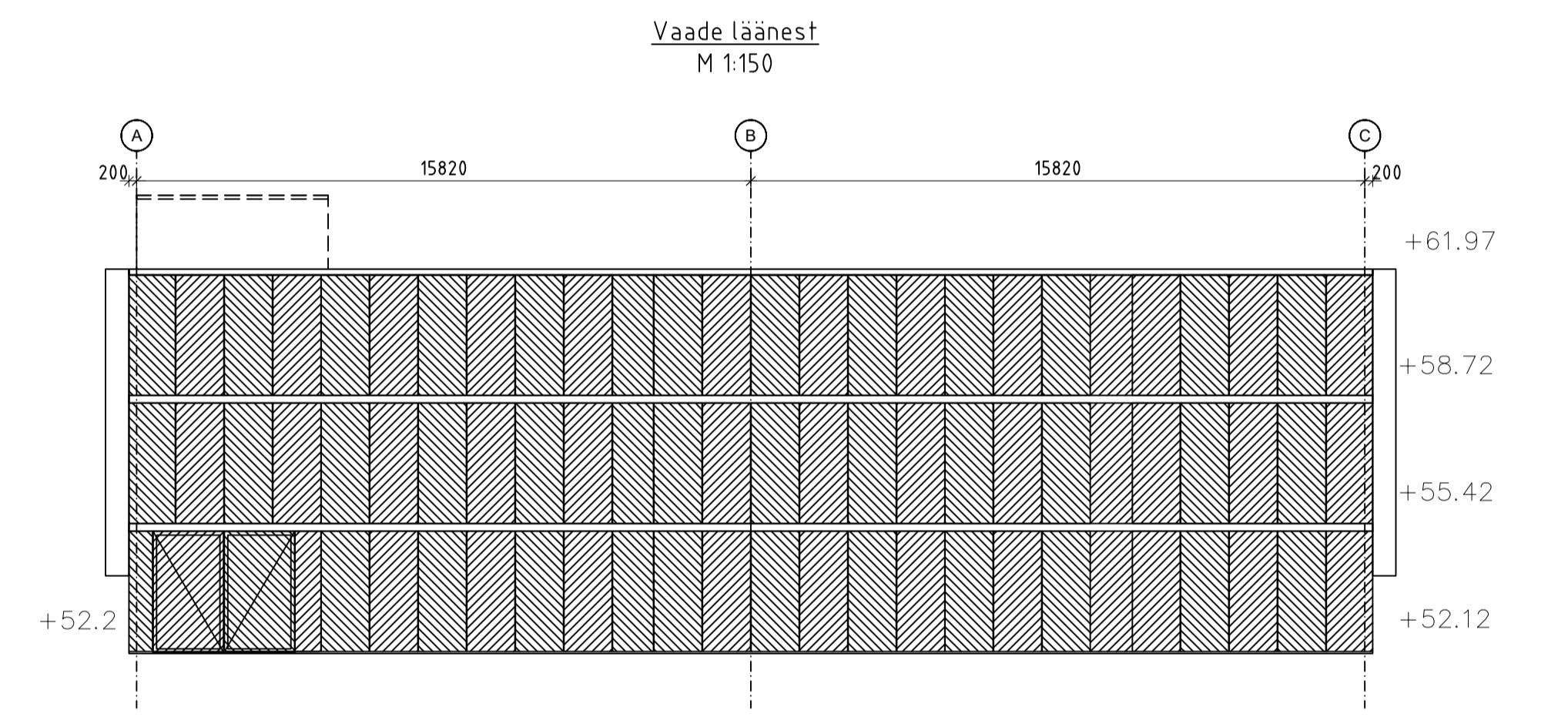
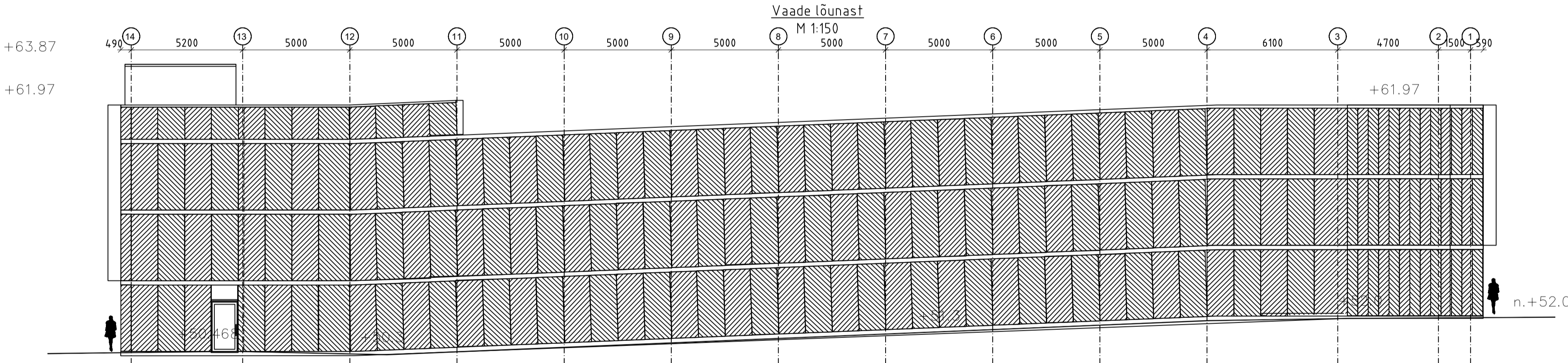
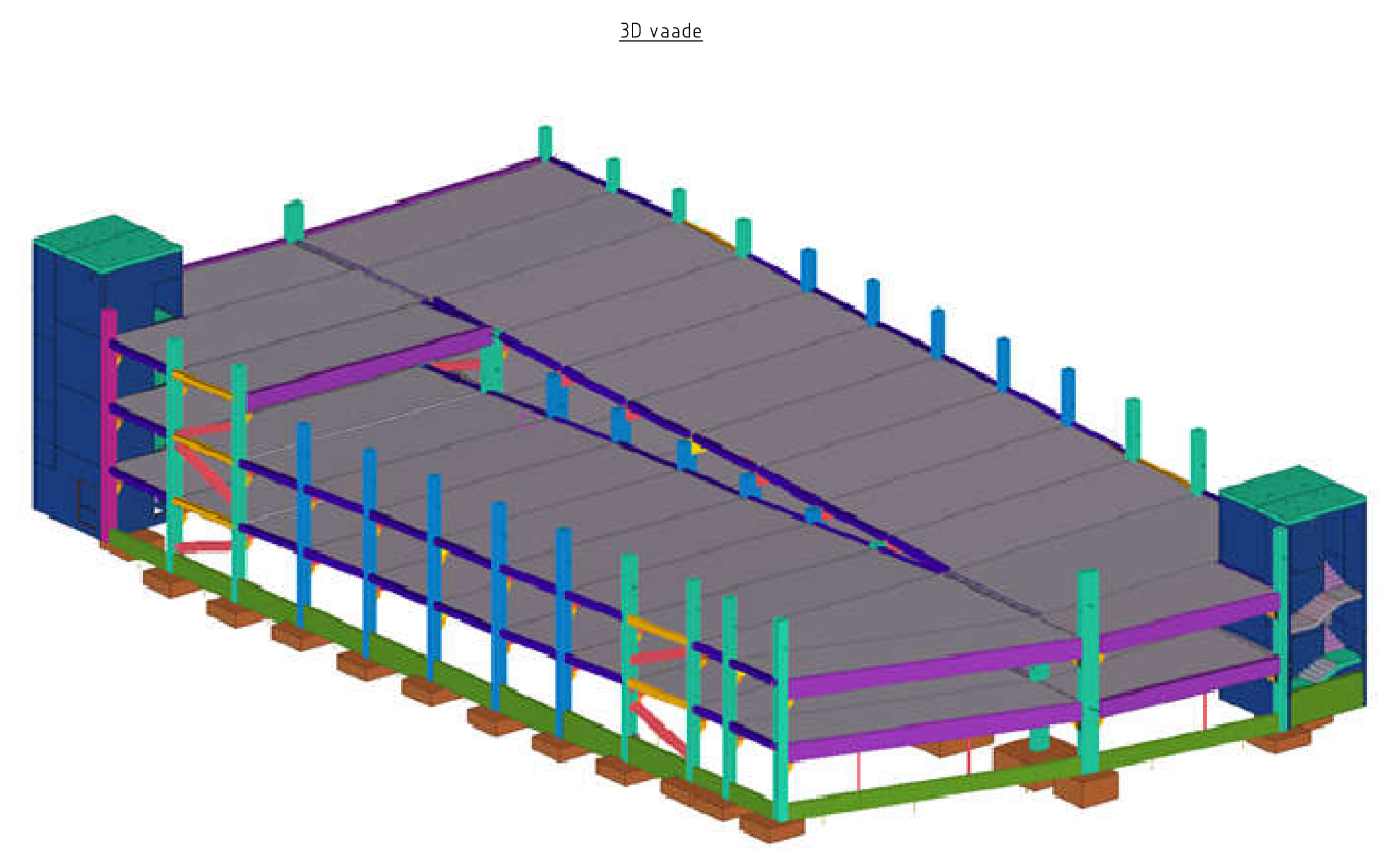
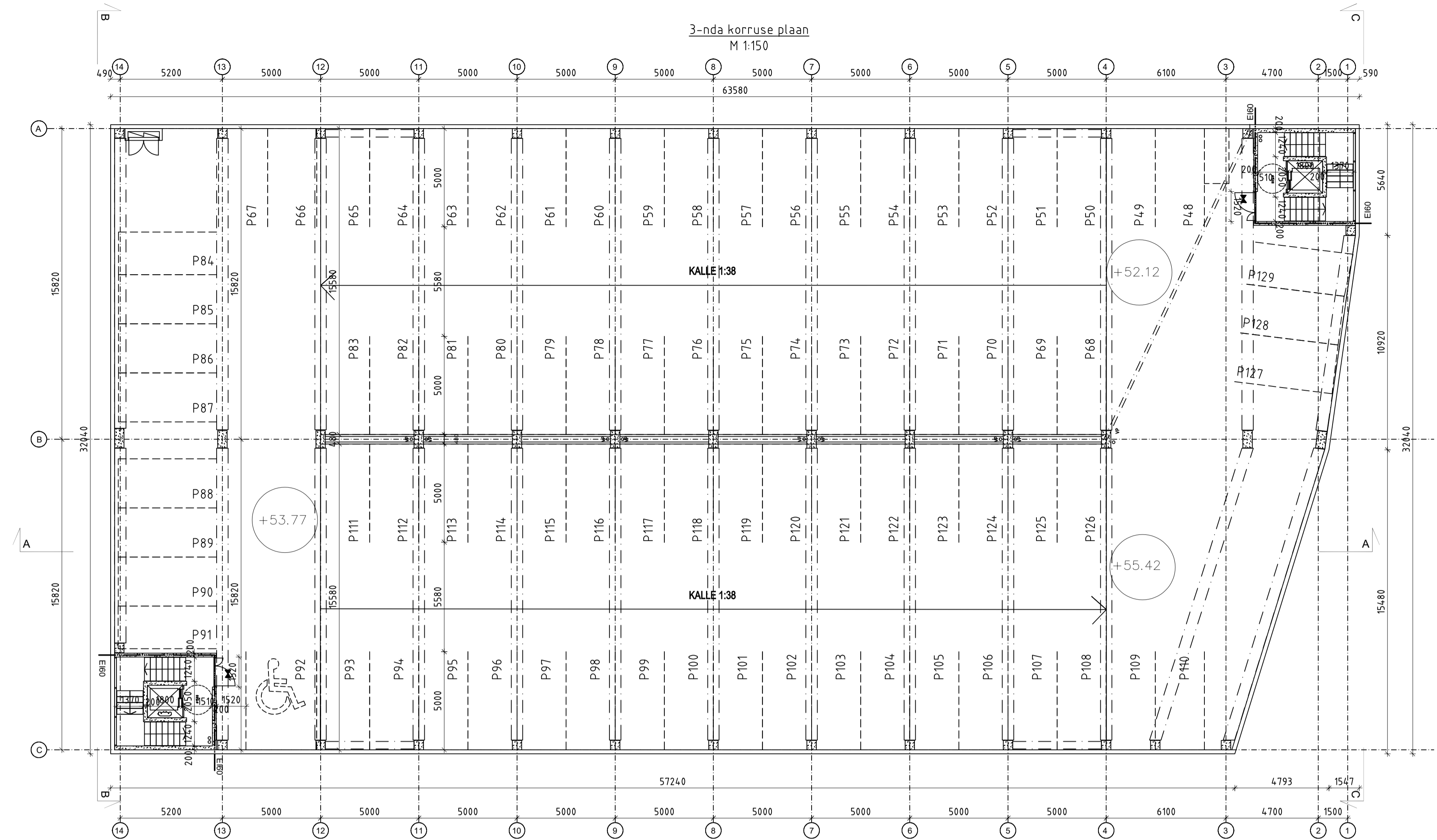
GRAAFILINE OSA

Joonis 1. Hoone plaan, vaated ja lõige

Joonis 2. Eelpingestatud tala

Joonis 3. Post ja vundament

Joonis 4. Vahelaeplaati armeerimine



TTÜ INSENERITEADUSKOND <small>Koostaja:</small> Aleksandr Anissimov <small>Järelevalv:</small> Johannes Pello	Magistritöö	1/4
	Hoone plaan, vaated ja lõige	
Ehituse ja arhitektuuri instituut	PARKIMISHAJA BETOON-KANDEKONSTRUKTSIOONIDE ANALÜÜS	

Gaarihmõõdud, mm	Pindala	Betooni maht	Mass, t	Vaamistafakte, tk	Elementi tüüp	Elementi fahis
L 15200 B 580 H 780	11.86m ²	6.86m ³	17.16t	1		

MATERJALID JA TOOTED

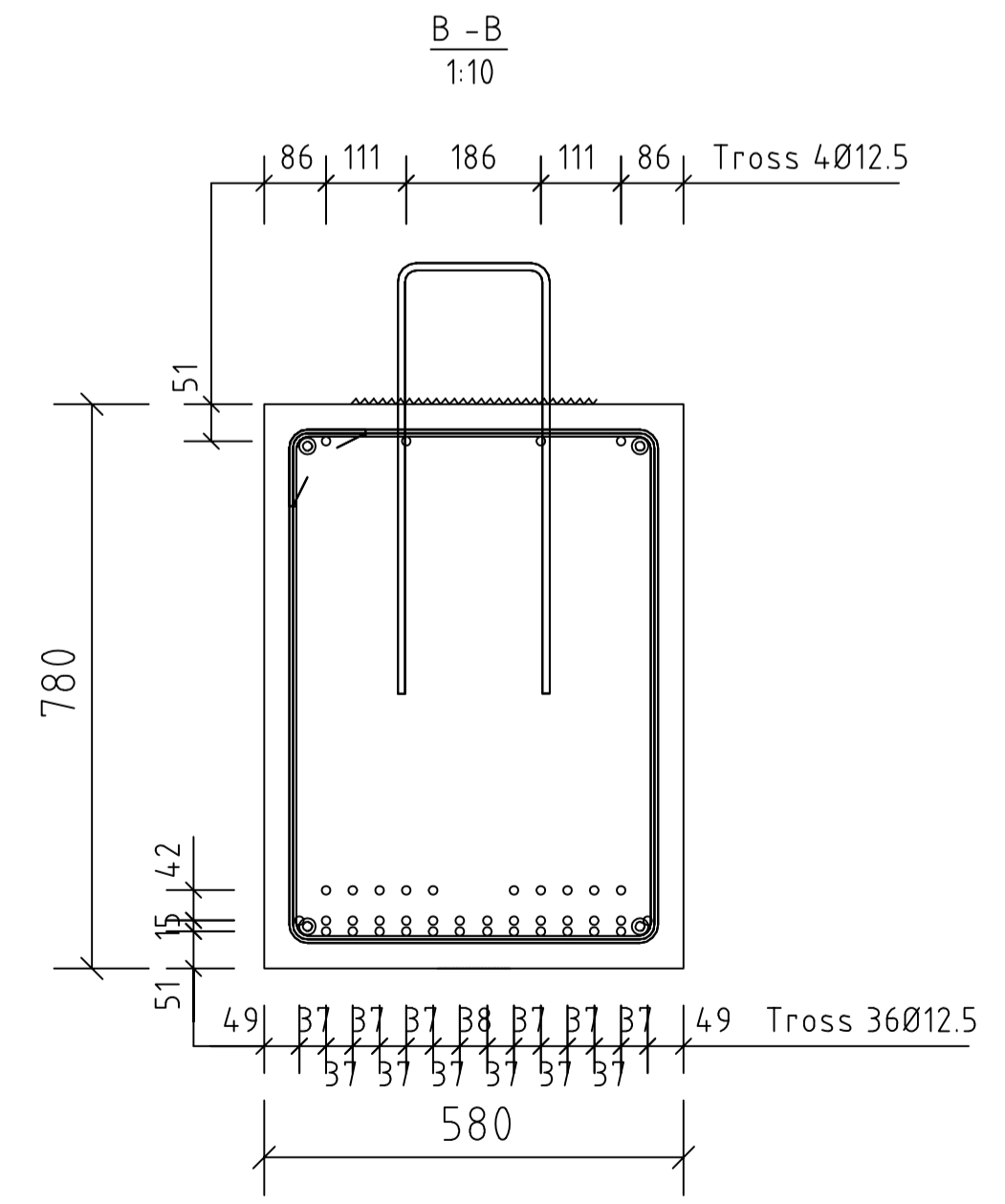
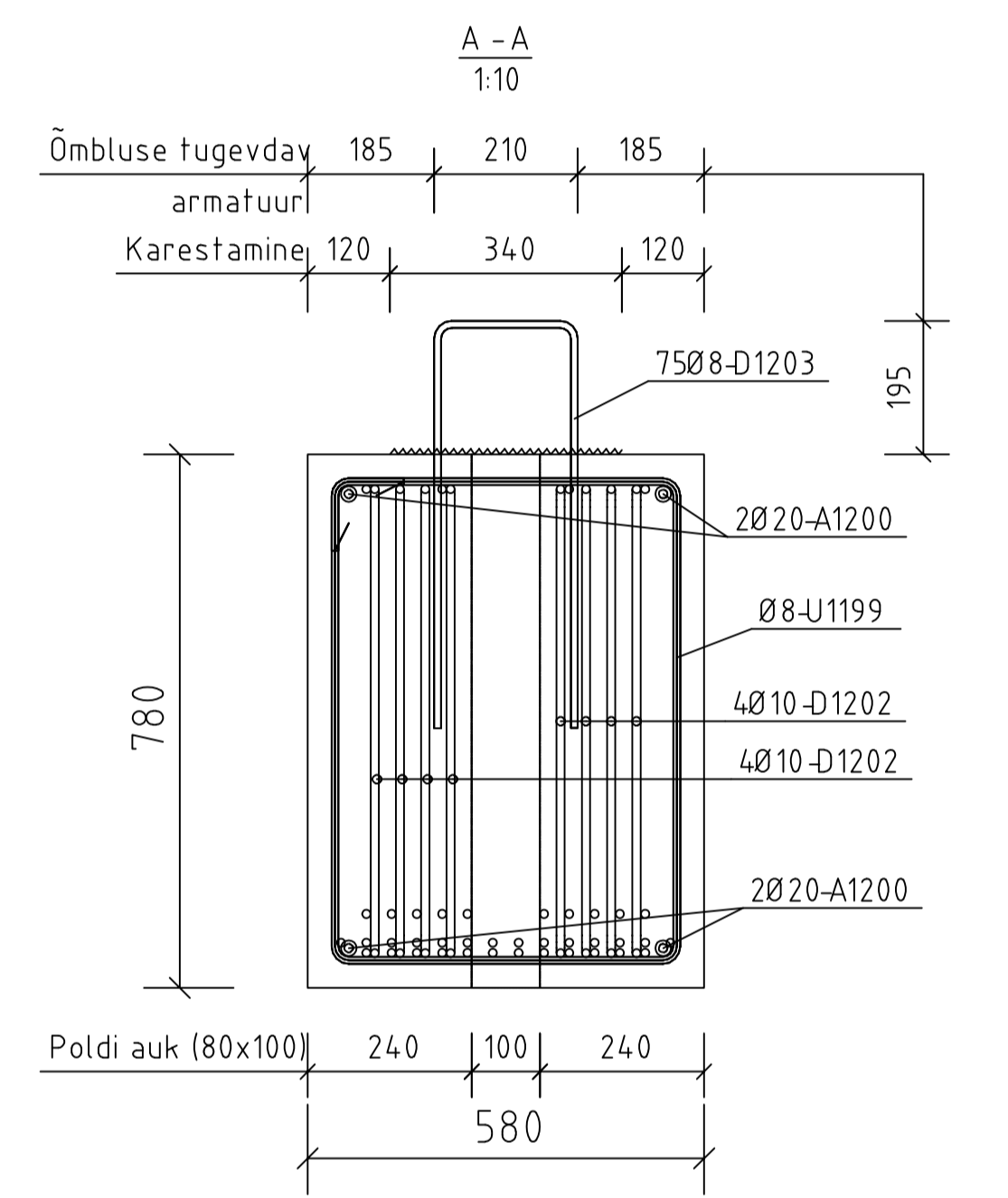
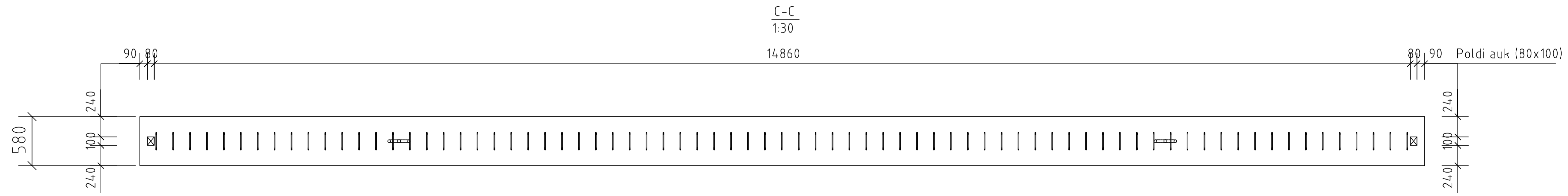
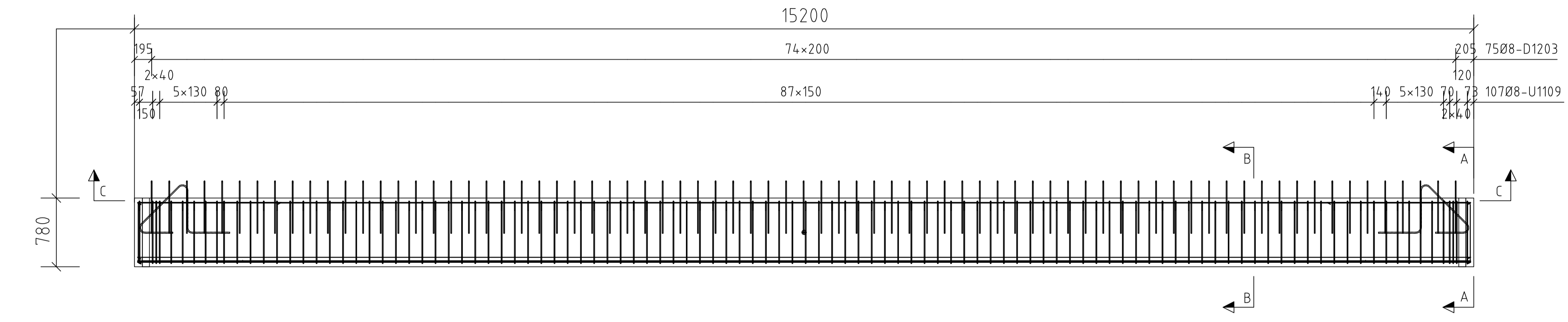
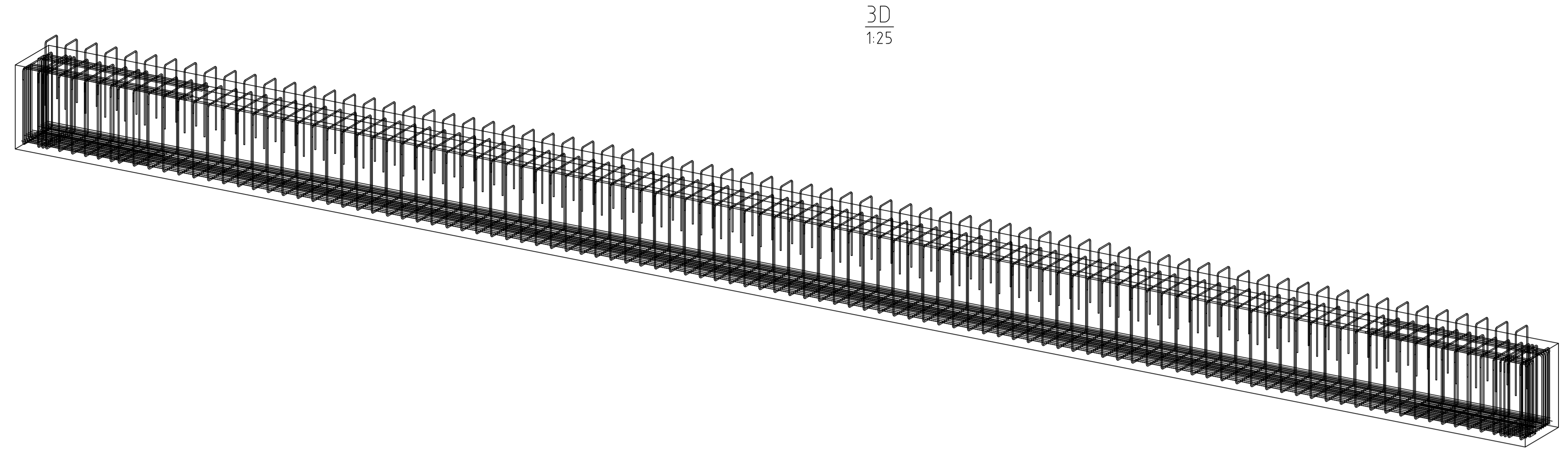
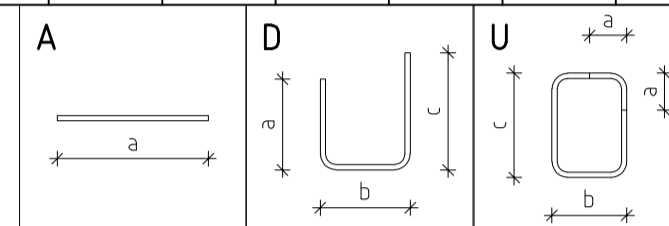
Pos.	Kood	Nimetus	Määr	Materjal	Kogus	Märkus
		BETON		C50/60	6.86 m ³	
		TERASTORU 100x80			2 tk	
		STRAND	Ø 12.5	Y1860-S7	438.0 kg	608.0 m
		SARRUSTERAS	Ø 8	B500B	148.4 kg	375.6 m
		SARRUSTERAS	Ø 10	B500B	34.6 kg	56.5 m
		SARRUSTERAS	Ø 20	B500B	149.5 kg	60.6 m

PINGETROSSID (üleval/all)	ARV, TK	EELPINGE MN/m ²	NAKKE EEMALDUS		
12.5 / 12.5	üleval/all	üleval/all	TK	RIDA	PIKKUS
RELAKSATSIOON 2,5%/1000h					
Y1860S7	4/36	1100 / 1250			

SARRUSE PAINUTUSTABEL

TOODUD PAINUTUSMÕÕDUD ON VARDA VÄLISPINDA

Tüüp	Pos.	Terase klass	Arv	Ø mm	Lõikepikkus mm	Painutusmõõdud										
						a	b	c	d	e	f	v	u	x	r	Ø
A	1200	B500B	4	20	15130	15130										
D	1202	B500B	16	10	3500	1632	690	1232								40
D	1203	B500B	75	8	1360	595	210	595								32
U	1199	B500B	107	8	2550	106	710	510								32

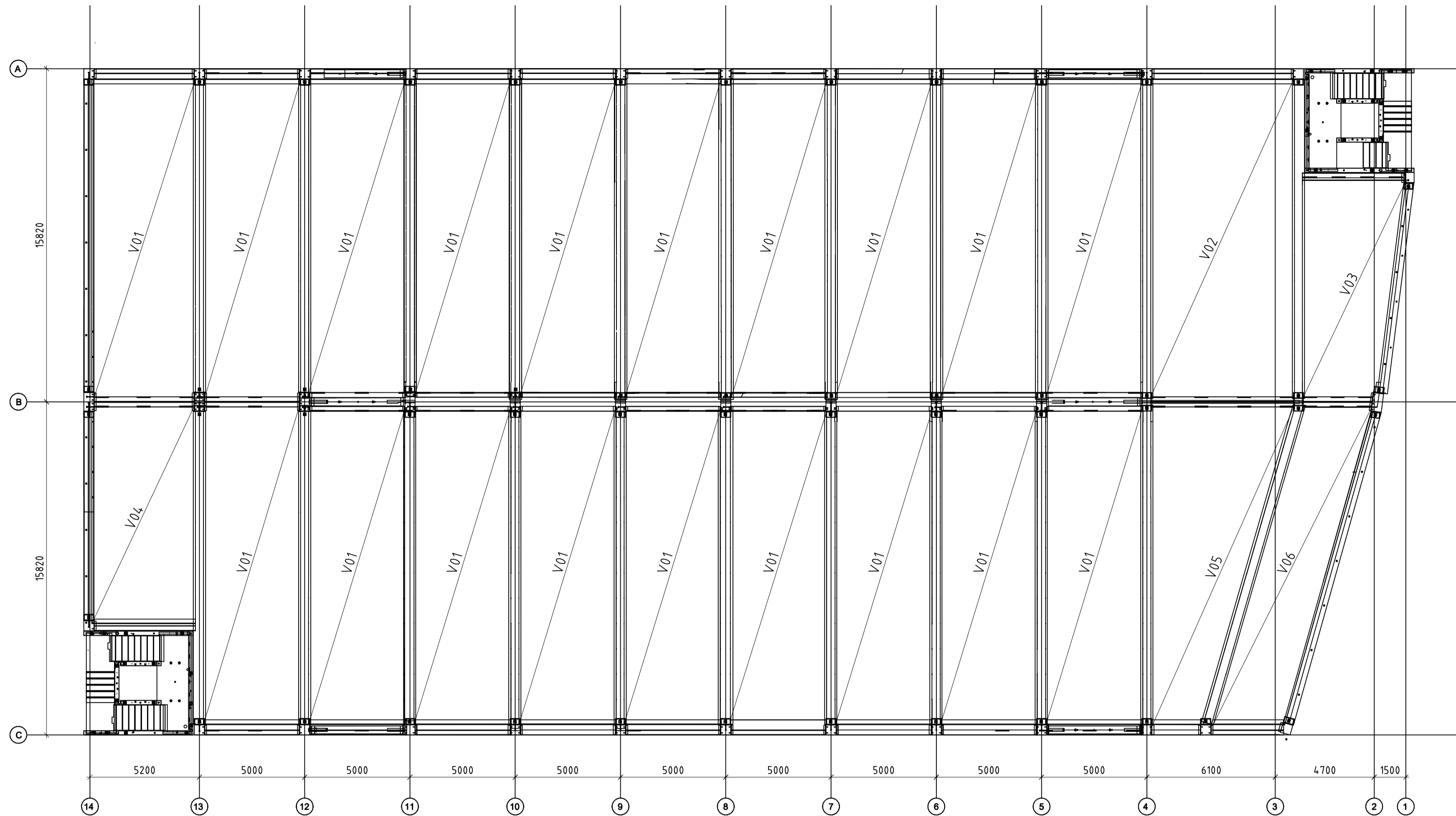


- MÄRKUSED
1. Betoon: C50/60
 2. Keskkonnaklass XC3, XF4, c_{nom}=35 mm
 3. Armatuuri klass B500B
 4. Tulepüsivusklass R60

TAL TTÜ INSENERITEADUSKOND	Magistritöö	Lühivorm
Koostaja: Aleksandr Anissimov		2/4
Järelevalvaja: Johannes Pello	Eelpingestatud tala	
Ehituse ja arhitektuuri instituut	PARKIMISMAJA BETOON-KANDEKONSTRUKTSIOONIDE ANALÜÜS	

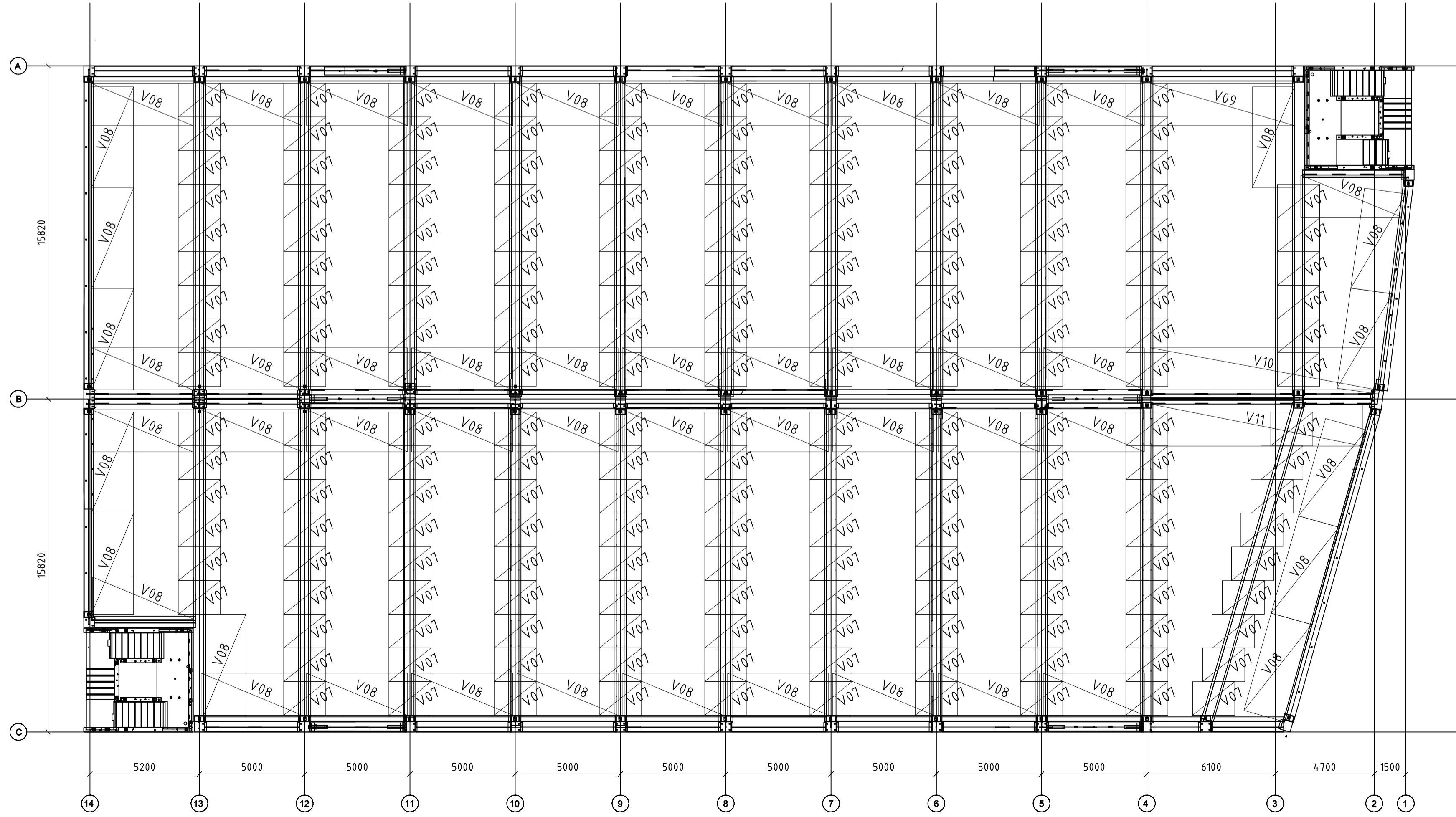
Vahelae armeerimine alumises pinnas

M 1:150



Vahelae armeerimine ülemises pinnas

M 1:150

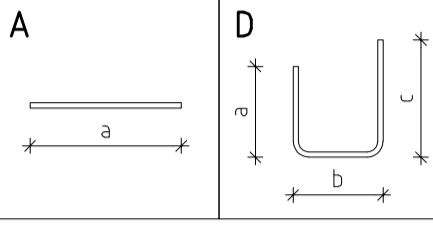


ALUMISTE ARMATUURVÕRKUDE SPETSIFIKATSIOON

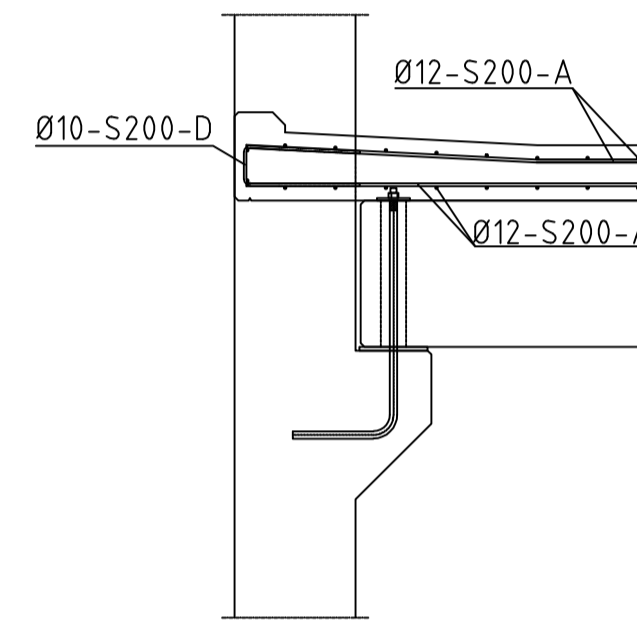
Pos.	Kogus	Armatuurvõrk	Armatuuri klass	Kaal, kg
V01	19	25-A-Ø12-S200-L4920 (mx) / 75-A-Ø12-S200-L15070 (my)	B500B	21201
V02	1	34-A-Ø12-S200-L6820 (mx) / 75-A-Ø12-S200-L15070 (my)	B500B	1215
V03	1	25-A-Ø12-S200-L4945 (mx) / 51-A-Ø12-S200-L10275 (my)	B500B	577
V04	1	25-A-Ø12-S200-L4920 (mx) / 53-A-Ø12-S200-L10510 (my)	B500B	598
V05	1	34-A-Ø12-S200-L6820 (mx) / 76-A-Ø12-S200-L15265 (my)	B500B	1241
V06	1	17-A-Ø12-S200-L3316 (mx) / 79-A-Ø12-S200-L15866 (my)	B500B	1167

ÜLEMISTE ARMATUURVÕRKUDE SPETSIFIKATSIOON

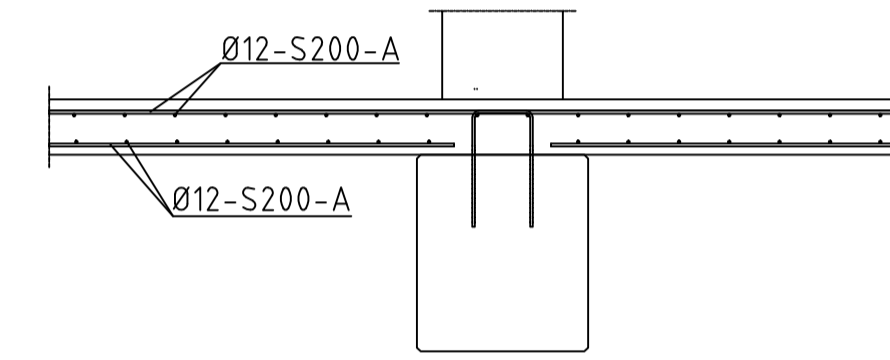
Pos.	Kogus	Armatuurvõrk	Armatuuri klass	Kaal, kg
V07	192	10-A-Ø12-S200-L2000 (mx) / 8-A-Ø12-S200-L1600 (my)	B500B	5592
V08	35	24-A-Ø12-S200-L4800 (mx) / 8-A-Ø12-S200-L1500 (my)	B500B	3930
V09	1	34-A-Ø12-S200-L6855 (mx) / 8-A-Ø12-S200-L1500 (my)	B500B	219
V10	1	53-A-Ø12-S200-L10645 (mx) / 8-A-Ø12-S200-L1500 (my)	B500B	513
V11	1	51-A-Ø12-S200-L10105 (mx) / 8-A-Ø12-S200-L1500 (my)	B500B	463



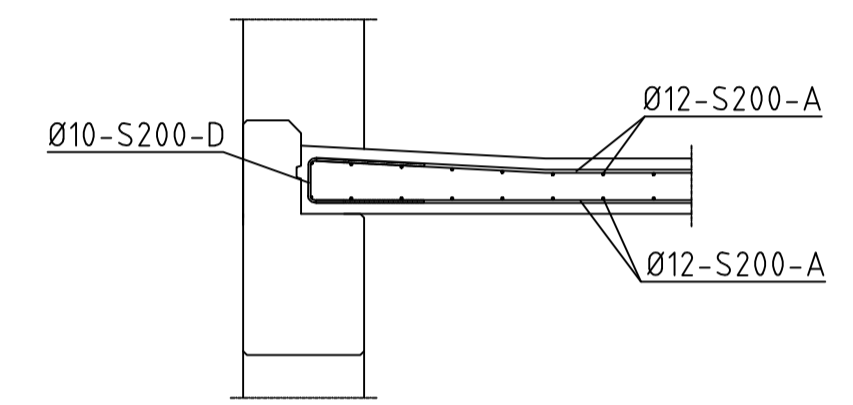
DET1
M 1:30



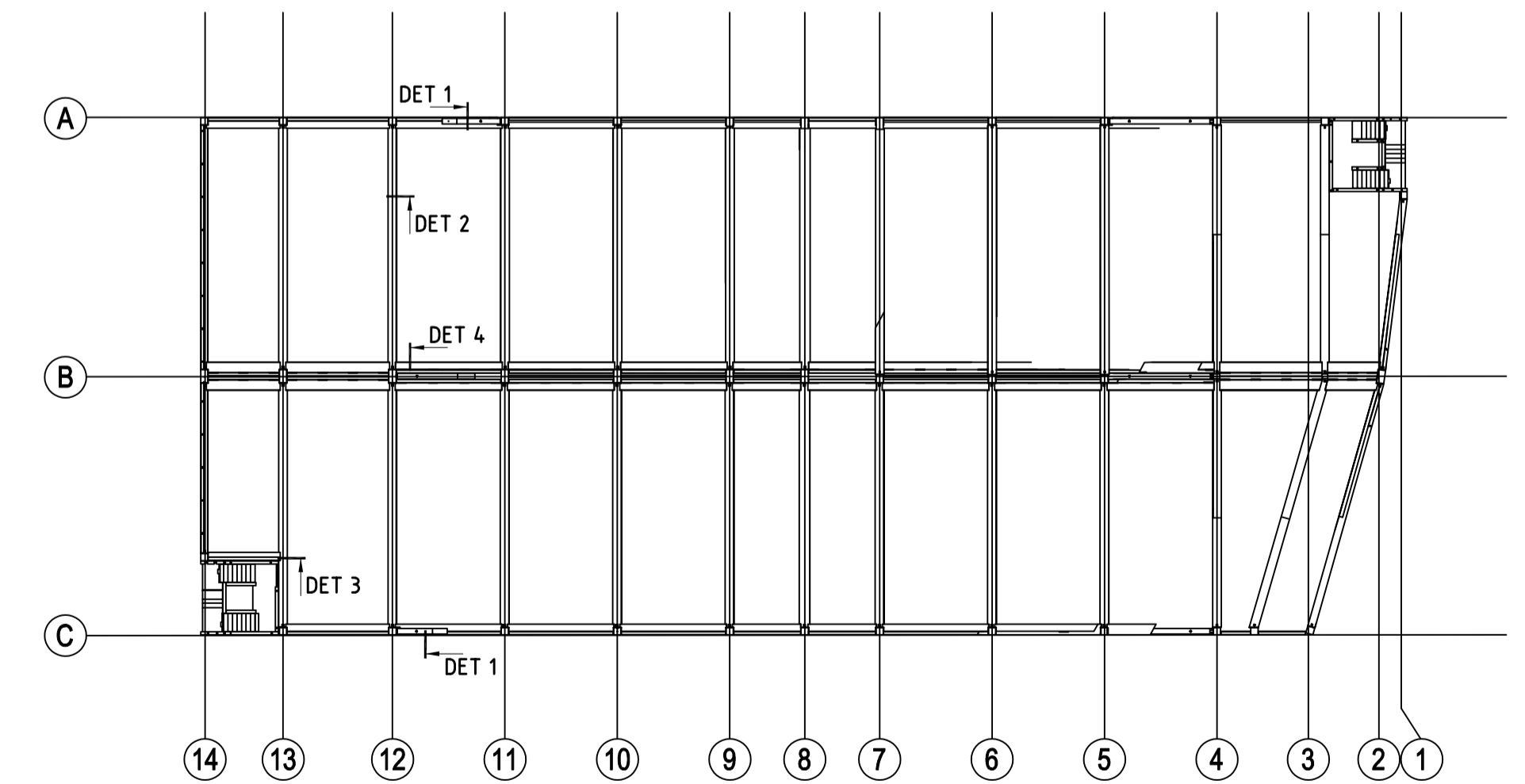
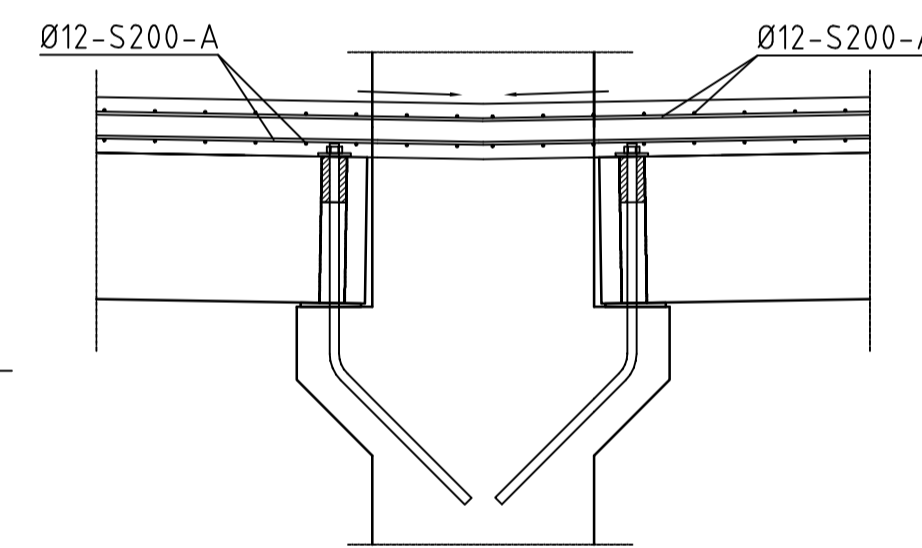
DET2
M 1:30



DET3
M 1:30



DET4
M 1:30



MÄRKUSED
1. Beeton: C35/45
2. Keskkonnaklass XC4, XD3, XF4, c_{nom}=45 mm
3. Armatuuri klass B500B