



TALLINNA TEHNICAÜLIKOO  
INSENERITEADUSKOND  
Ehituse ja arhitektuuri instituut

# **13-KORRUSELISE ÄRI- JA MAJUTUSHOONE BETONKANDEKONSTRUKTSIOONIDE ANALÜÜS**

## **ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES OF 13-STOREY COMMERCIAL AND ACCOMMODATION BUILDING**

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Ljubov Hitt

Üliõpilaskood: 183346EAXM

Juhendaja: lektor Johannes Pello

## 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 /

## **Lihtlitsents lõputöö reprodutseerimiseks ja lõputöö üldsusele kättesaadavaks tegemiseks<sup>1</sup>**

Mina Ljubov Hitt (sünnikuupäev: 01.03.1979 )

1. Annan Tallinna Tehnikaülikoolile tasuta loa (lihtlitsentsi) enda loodud teose 13-korruselise äri- ja majutushoone betoonkandekonstruktsioonide 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.

---

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

\_\_\_\_\_ (allkiri)

\_\_\_\_\_ (kuupäev)

# SISUKORD

SISUKORD.....	1
Graafiline osa .....	4
Lühendite ja tähiste loetelu .....	5
1 SISSEJUHATUS.....	6
2 HOONE KANDESKEEMI TEHNILISE LAHENDUSE VALIK .....	8
2.1 Koormused .....	8
2.2 Ehitusgeoloogia.....	10
2.3 Hoone kandeskeem .....	11
2.4 Hoone jäigastusskeem.....	11
2.5 Hoone arvutusskeem .....	11
2.5.1 Koormused .....	12
2.5.2 Koormuskombinatsioonid .....	15
3 VAHE - JA KATUSELAE ARVUTUS .....	17
3.1 Katuseleale mõjuv koormused .....	17
3.2 Tüüpkoruse vahelaele mõjuvad koormused .....	18
3.3 Õõnespaneelide valik .....	18
3.4 Õõnespaneelide vuugid ja ehitise horisontaaljägastamine.....	20
4 RAUDBETOONTALA ARVUTUS.....	22
4.1 Koormused .....	22
4.2 Arvutuusskeem ja sisejõud.....	23
4.3 Raudbetoontala paindekandevõime kontroll.....	23
4.3.1 Paindekandevõime kandepiirseisundis.....	25
4.3.2 Paindekandevõime arvutused tulekahjuolukorras R180 .....	26
4.4 Põikjõukandevõime kontroll .....	29
4.5 Läbipainde arvutus .....	36
4.6 Konstruktiivsed nõuded .....	36
4.6.1 Pikiarmatuur .....	36
4.6.2 Põikarmatuur .....	37
4.7 Peitkonsoolid.....	38
4.7.1 Peitkonsoolide valik .....	38
5 RAUDBETOONPOSTI ARVUTUS .....	39
5.1 Posti algandmed .....	39

5.2	Posti minimaalsed mõõddud tulekahjuolukorras R180 .....	40
5.3	Postile mõjuvad koormused .....	41
5.4	Posti kandevõime arvutus .....	41
5.4.1	Esimest järku ekstsentrilisus .....	43
5.4.2	Teist järku ekstsentrilisus .....	43
5.4.3	Üldine ekstsentrilisus .....	44
5.4.4	Posti kandevõime kontroll.....	45
5.4.5	Kandevõime kontroll:.....	46
5.5	Konstruktiivsed nõuded .....	46
5.5.1	Vajalik armatuuri ankurduspikkus .....	46
5.5.2	Pikiarmatuur .....	47
5.5.3	Põikarmatuur .....	47
6	MONOLIITPLAADI ARVUTUS. ....	49
6.1	Koormused .....	49
6.2	Koormuskombinatsioonid .....	51
6.3	Monoliitplaadi algandmed .....	52
6.4	Monoliitplaadi minimaalsed mõõddud tulekahjuolukorras R180.....	53
6.5	Plaadi kandevõime arvutus .....	55
6.5.1	Plaadi paindemomentide ja armatuuri määramine. ....	57
6.5.2	Vajalik armatuuri ankurduspikkus .....	60
6.5.3	Plaadi läbisurumiskandevõime.....	61
7	VUNDAMENDI ARVUTUS. ....	66
7.1	Algandmed .....	66
7.2	Postvundamendi arvutus .....	66
7.2.1	Koormused vundamendile .....	67
7.2.2	Vundamendi talla mõõtmete määramine lubatud pinge järgi. ....	67
7.2.3	Põikarmatuurita postvundamendi läbisurumiskandevõime. ....	68
7.2.4	Vundamendi paindearmatuuri arvutus. ....	69
7.2.5	Vundamendi armatuuri ankurdus .....	70
7.3	Lintvundamendi arvutus.....	70
7.3.1	Koormused vundamendile .....	70
7.3.2	Vundamendi talla mõõtmete määramine lubatud pinge järgi. ....	70
7.3.3	Arvutuslik pinge vundamendi talla all .....	71
7.3.4	Vundamendi taldmike painde armatuuri arvutus.....	71

7.3.5 Vundamendi armatuuri ankurdus .....	71
KOKKUVÕTE.....	73
SUMMARY .....	75
KASUTATUD KIRJANDUSE LOETELU.....	77

## **Graafiline osa**

Jooniste loetelu:

- EK-1 Vundamentide plaan
- EK-2 1.korruse postide ja seinte plaan. 2.korruse talade plaan
- EK-3 Vahelae plaat +4.700
- EK-4 Tüüpkorruse seinte plaan. Lõige A - A
- EK-5 Rb riiv BP-02-18 kujujoonis ja armeerimine
- EK-6 Monoliitpost MP-8

## Lühendite ja tähiste loetelu

$w_e$  - konstruktsiooni välispindadele mõjuv tuulerõhk;

$q_p(z)$  - kiirusrõhk;  $z$  on arvutuskõrgus;

$C_{pe}$  - välisrõhutegur;

$s_k$  - lumekoormus maapinnal;

$f_{ck}$  - betooni normatiivne survetugevus;

$f_{cd}$  - betooni arvutussurvetugevus;

$f_{ctd}$  - betooni arvutustõmbetugevus

$f_{yk}$  - armatuurterase normatiivne voolavustugevus;

$c_{min}$  - minimaalne kaitsekiht ;

$A_{s1}$  - tõmbearmatuuri pind;

$x$  - ristlõike survetsooni kõrgus ;

$V_{Rd,C}$  - arvutuslik põikjõukandevõime;

$v_1$  - põikjõust pragunenud betooni tugevuse vähendustegur;

$\theta$  - on nurk betoon kaldvarda ja põikjõuga ristioleva tala telje vahel;

$b_w$  - on ristlõike minimaalne laius tõmmatud ja surutud serva vahel;

$l_b$  - paindearmatuuri baasankurduspikkus;

$\rho_0$  - armeerimisteguri;

$d$  - kasulik kõrgus;

$\rho_w$  - on põikarmeerimistegur;

$s$  - on elemendi pikitelje suunas mõõdetud põikarmatuuri samm;

$i$  - elemendi inertsiraadius;

$\lambda$  - elemendi saledus;

$\theta_i$  - konstruktsiooni hälve;

$\theta_0$  - on baasväärtus ;

$e_0$  - on esimest järku ekstsentrilisus;

$e_i$  - on geomeetriliste konstruktsioonihälvete mõju arvestav täiendav ekstsentrilisus;

$e_2$  - on elemendi deformeerumise põhjustatud teist järku ekstsentrilisus;

$K_\phi$  - on roomet arvesse võttev tegur;

$E_s$  - armatuurterase arvutuslik elastsusmoodul;



# 1 SISSEJUHATUS

Lõputöö teemaks on "13-korruselise äri- ja majutushoone betoonkandekonstruktioonide analüüs" koostamine. Lõputöö on arenduslik töö, mis kujutab endast reaalse objekti lahendust ja sisaldab tehnilise projekti mahus arvutusi ning jooniseid.

Lõputöö eesmärgiks on lahendada 13-korruselise büroo ja külaliskorteritega hoone kandekonstruktioonid monteeritavast ja monoliitsest raudbetoonist ning valmistada näidiselementide tootejoonised.

Lähtematerjalidena olid olemas arhitektuursed lahendused ja geoloogiliste uuringute tulemused.

Projektis kasutatakse erinevaid ehituslahendusi. Esimesed kaks korrust on monoliitse kandekonstruktiooni lahendusega ja alates kolmandast korrusest kasutakse monteeritavaid kandeelemente. See annab paremad võimalused arhitektuursete ideede rakendamiseks. 3-13 korruse konstruktioonid projekteeriti monteeritavatest raudbetonelementidest, et vähendada ehitusaega ja lihtsustada töid ehitusplatsil.

Esimesed kaks korrust kavandati kõrgete ja avatud ruumidena, kus asuvad äri- ja büroopinnad. Selle osa lahendamiseks otsustati kasutada monoliitseid poste ja seinu. Nendele kahele korrusele plaaniti paigaldada ka klaasfassaadid. Talade ja lisaseinteta avatud ruumi realiseerimiseks kasutati esimesel kahel korrusel monoliitvahelagedega lahendust.

Hoone suur korruselisus nõuab kandekonstruktioonidelt kõrgendatud tulepüsivusnõudeid. Ehitise tuleohutusklassiks on TP1. Ehituskonstruktioonidele nõutav tulepüsivus: 1 – 2 korrus REI 180, 3 – 13 korrus REI120. Raudbetoonist tarindite tulepüsivus tagatakse vastava standardi järgselt nõutud sarruse minimaalse betoonikaitsekihiga. Seetõttu valiti suurte mõõtmetega postid, ristlõikega 500x500 mm.

Lõputöö eesmärgi täitmiseks püstitati allpool toodud ülesanded:

- ✓ Koostada hoone konstruktiivne skeem;
- ✓ Määrata koormused;
- ✓ Teha posti, tala ja vahelae staatilised arvutused;
- ✓ Teostada monoliitse vahelae staatilised arvutused;
- ✓ Konstrueerida tala, post, monoliit-vahelagi ja vundament;
- ✓ Koostada näidiselementide töö - ja tootejooniseid.

Vastavalt EVS-EN 1990:2002 on hoonete kategooria 4 – kavandatav kasutusiga 50 aastat. Hoonete tarindid loetud kuuluvaks CC2b tagajärgede klassi, millest tulenevalt kuuluvad hooned ja nende tarindid töökindlusklassi RC2.

Ehituskonstruksioonidele nõutav tulepüsivus: 1 – 2 korrus REI 180, 3 – 13 korrus REI120. Raudbetoonist tarindite tulepüsivus tagatakse vastava standardi järgselt nõutud sarruse minimaalse betoonikaitsekihiga.

Projekteeritava hoone kandvateks elementideks on 1 ja 2 korrusel monoliitset raudbetoonist postid ja seinad. Postid ja seinad toetuvad monoliitset raudbetoonist taldmikele. Postide sammud on erinevad. 1 korruse seintele ja postidele toetub monoliitset raudbetoonist laeplaat paksusega 250 mm. Teise korruse postidele toetuvad monteeritavast raudbetoonist talad, mis kannavad teise korruse vahelae õõnespaneelid. Alates kolmandast korrusest on hoone kandvateks postideks, seinteks ja taladeks monteeritavast raudbetoonist elemendid. Monteeritavast raudbetoonist postid on ristlõikega 500x500mm, alates üheteistkümnendast korrusest postide ristlõige on 400x400mm. Alates kolmandast korrusest on seinte paksuseks 200mm ja 250mm(liftišaht). Toest toeni ulatuvad seinad on arvestatud töötama kõrgete seintaladena. Vahelagedeks on 265mm paksused monteeritavad õõnespaneelid, osaliselt ka 265mm paksused monoliitsed laeplaadid.

Hoone üldjäikus tagatakse vundamentide, postide, talade, lagede ja jäikusseinte koostoimimisega. Horisontaalkoormused võetakse vastu vahelagede tasapinnas monolitiseeritud vahelaepaneelidest moodustuvate plaatidega ning kantakse üle jäikusseintele, milleks on trepikodade ja liftišahtide monteeritavatest / monoliitset raudbetonelementidest seinad.

## **KASUTATUD ARVUTUSPROGRAMMID**

Robot Structural Analysis Professional

## 2 HOONE KANDESKEEMI TEHNILISE LAHENDUSE VALIK

### 2.1 Koormused

Konstruksioonidele mõjuvad vertikaalkoormused on omakaal, kasuskoormus ja lumekoormus. Horisontaalkoormuseks on tuulekoormus.

Omakaalukoormus leitakse vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-1:2002 järgi, osavarutegur kandepiiriseisundis 1,20.

Kasuskoormused leitakse vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-1:2002 järgi, osavarutegur kandepiiriseisundis 1,50.

#### Kasuskoormused

Kasuskoormused vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-1:2002+NA:2002:

**Tabel 1.** Kasuskoormused

Ruumirühm	$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_k$ (kN)
Klass A - Eluruumide põrandad ning eluruumidega hoone trepikojad	2.0	2.0
Klass B - Büroorumide põrandad	3.0	2.0
Klass C1- Kohviku- ja restoranisaalide põrandad	3.0	4.0
Klass C3- Büroo ja kaubanduspindade ühedusteel, vestibüülid ja koridorid	5.0	4.0
Klass C5- Katuseterrassid	5.0	4.0
Klass D1- Kaubanduspindade põrandad	5.0	4.0

Koormuste osavarutegur kandepiiriseisundis 1.50.

#### Lumekoormus

Lumekoormus vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-3:2006+NA:2016:

Lumekoormuse normväärtus maapinnal:  $s_k = 1,5$  kN/m<sup>2</sup>.

Hoone katusele vastav kujutegur:  $\mu = 0,8$ .

Normatiivne lumekoormus katusel (v.a. kuhjumine):  $s_k = 1,2$  kN/m<sup>2</sup>.

Koormuste osavarutegur kandepiiriseisundis 1,50.

#### Tuulekoormus

Tuulekoormus vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-4+NA:2010:

Maastikutüüp I – järved või tasane horisontaalne maastik madala rohutaolise taimkattega ja ilma takistusteta

Välisrõhutegurid ristkülikulise põhiplaani hoonete vertikaalsetele seintele:

**Tabel 2.** Välisrõhutegurid ristkülikulise põhiplaaniga hoonete vertikaalsetele seintele

$C_{pe}$

tsoon	A	B	C	D	E
$h/d=43,6/16,4=2,65$	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,6

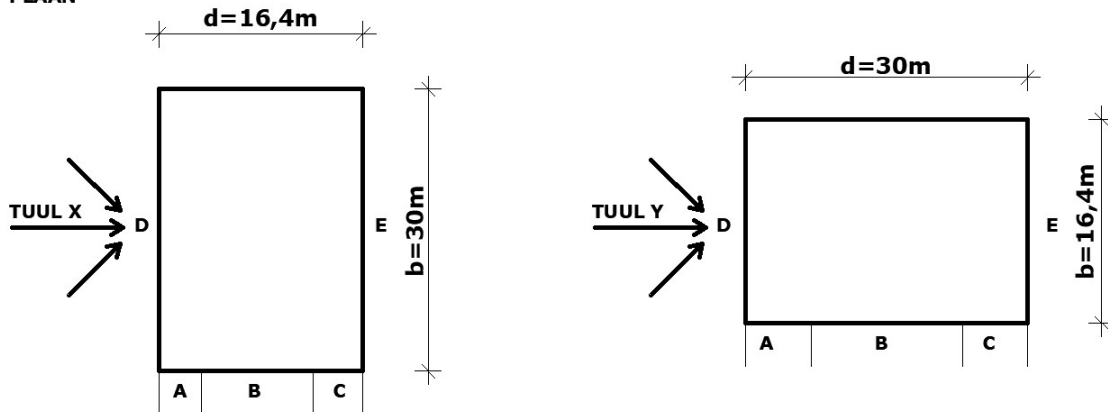
Konstruksiooni välispindadele mõjuv tuulerõhk arvutatakse valemiga :

$$w_e = q_p(z) C_{pe}$$

$q_p(z)$  – kiirusrõhk;  $z$  on arvutuskõrgus

$C_{pe}$  – välisrõhutegur

PLAAN



### Tuul X suunas

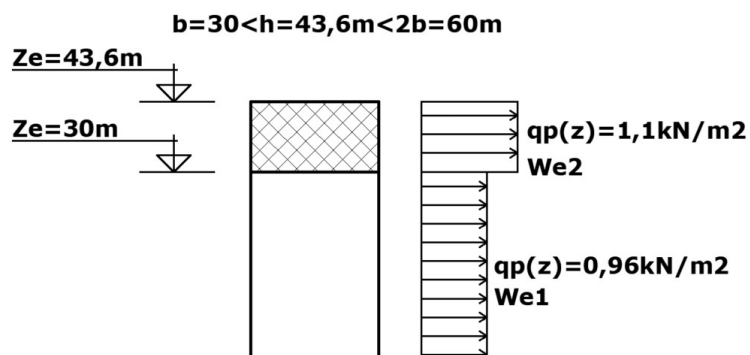
Normatiivne tuulekoormus seinapindadele kandetarindite projekteerimiseks kuni 30 m

$$\text{kõrgusel: } q_p = 7.96 \ln^2 \frac{z}{0,01} + 55.7 \ln \frac{z}{0,01} = 7.96 \ln^2 \frac{30}{0,01} + 55.7 \ln \frac{30}{0,01} = 0,96 \text{ kN/m}^2$$

Tuulekoormus kuni 43,6 m kõrgusel:  $q_p = 1,1 \text{ kN/m}^2$

**Tabel 3.** Välispindadele mõjuv tuulerõhk X suunas

tsoon	A	B	C	D	E
$We_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	-1,32	-0,88	-0,55	0,88	-0,66
$We_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	-1,15	-0,77	-0,48	0,77	-0,58



### Tuul Y suunas

Normatiivne tuulekoormus seinapindadele kandetarindite projekteerimiseks kuni 16,4

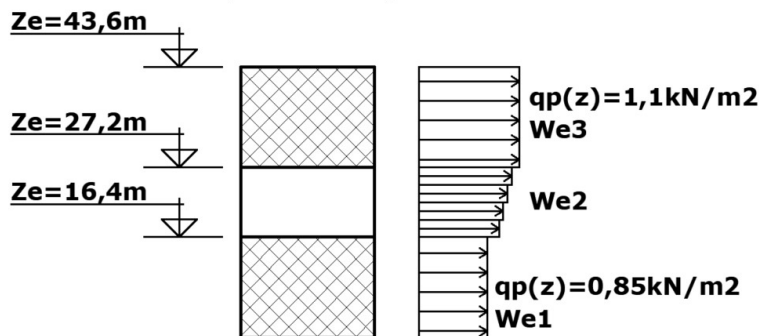
$$m \text{ kõrgusel: } q_p = 7.96 \ln^2 \frac{z}{0,01} + 55.7 \ln \frac{z}{0,01} = 7.96 \ln^2 \frac{16,4}{0,01} + 55.7 \ln \frac{16,4}{0,01} = 0,85 \text{ kN/m}^2$$

Tuulekoormus kuni 43,6 m kõrgusel:  $q_p = 1,1 \text{ kN/m}^2$

**Tabel 4.** Välispindadele mõjuv tuulerõhk Y suunas

TSOON	A	B	C	D	E
We3 (kN/m <sup>2</sup> )	-1,32	-0,88	-0,55	0,88	-0,66
We2 (kN/m <sup>2</sup> )	-1,17	-0,78	-0,49	0,78	-0,58
We1 (kN/m <sup>2</sup> )	-1,02	-0,68	-0,42	0,68	-0,51

$$h=43,6\text{m} > 2b=32,6\text{m}$$



## 2.2 Ehitusgeoloogia

Projekteeritavate hoone alla olid teostatud ehitusgeoloogilised uuringud. Uuritud ala asub laugel Põhja-Eesti lubjakiviplatool. Uuringuala maapind on tasane. Maapinna absoluutkõrgused jäid uuringupunktide asukohtades vahemikku 43,60...44,05 m.

Pinnakatte paksus jääb uuringualal ~1,0...1,5 m piiresse.

**Kiht 1. TÄIDE: EHITUSPRAHT, LIIVA- JA MULLASEGUNE** (paksus on 0,40...1,15 m).

**Kiht 2. MULD.** Kiht avati maapinnast 0,40...0,65 m sügavusel (absoluutkõrgusel 42,95...43,50 m). Kihi paksus on 0,10...0,55 m.

**Kiht 3. JÄMEPURDMOREEN (LOKAALMOREEN).** Tegemist on aluspõhja murenemisel tekkinud valdavalt jämepurrust koosneva pinnasekihiga. Jämepurdmoreen on kõva, värvuselt hallist pruunini (sisaldades paiguti kihi ülemises osas orgaanilise aine vahetäidet). Kiht avati maapinnast 0,65...1,15 m sügavusel (absoluutkõrgusel 42,65...43,30 m). Läbitud kihi paksuseks oli 0,10...0,35 m.

**Kiht 4. MURENENUD LUBJAKIVI.** Aluspõhjalise lubjakivi ülemine osa on paiguti murenenud. Kiht avati maapinnast 0,75...1,35 m sügavusel (absoluutkõrgusel 42,50...43,05 m). Läbitud kihi paksuseks oli 0,05...0,30 m.

**Kiht 5. LUBJAKIVI.** Aluspõhjaline lubjakivi on õhukesekihiline, värvuselt hall. Kiht avati maapinnast 0,95...1,55 m sügavusel (absoluutkõrgusel 42,30...42,85 m). Läbitud kihi paksuseks oli 0,05...0,15 m.

Lubatud surved pinnastele on järgmised:

KIHT 3 Jäme purdmoreen 600 kN/m<sup>2</sup>

KIHT 4 Murenunud lubjakivi 600 kN/m<sup>2</sup>

KIHT 5 Lubjakivi 4000 kN/m<sup>2</sup>

## 2.3 Hoone kandeskeem

Projekteeritava hoone kandvateks elementideks on 1 ja 2 korrusel monoliitset raudbetoonist postid ja seinad. 1 ja 2 korruse postide ristlõigeteks on 500x500mm ja 520x520mm. Postide sammud on erinevad. Seinad on 1 ja 2 korrusel paksusega 200mm, 250 ja 300mm. Raudbetoonist postid ja seinad toetuvad monoliitset raudbetoonist taldmikele. Taldmikud on vaieruva ristlõikega vastavalt neile tulevatele koormustele. Postide taldmikute paksuseks on 700mm, seinte lintvundamentide paksuseks on 300 ja 200mm.

Esimese korruse postidele ja seintele toetub monoliitset raudbetoonist vahelaeplaat paksusega 250mm. Teise korruse postidele toetuvad monteeritavast raudbetoonist talad, mis kannavad teise korruse vahelae õõnespaneeli ja osaliselt ülemiste korruste kandvaid seinu. Alates kolmandast korrusest on hoone kandvateks postideks, seinteks ja taladeks monteeritavast raudbetoonist elemendid. Monteeritavast raudbetoonist postid on ristlõikega 500x500mm, alates üheteistkümnendast korrusest on postide ristlõige 400x400mm. Alates kolmandast korrusest on seinte paksuseks 200mm ja 250mm (liftišaht). Toest toeni ulatuvad seinad on arvestatud töötama kõrgete seintaladena. Vahelagedeks on 265 mm paksused monteeritavad õõnespaneelid.

Riivid ja õõnespaneelid töötavad üheavalise skeemi järgi

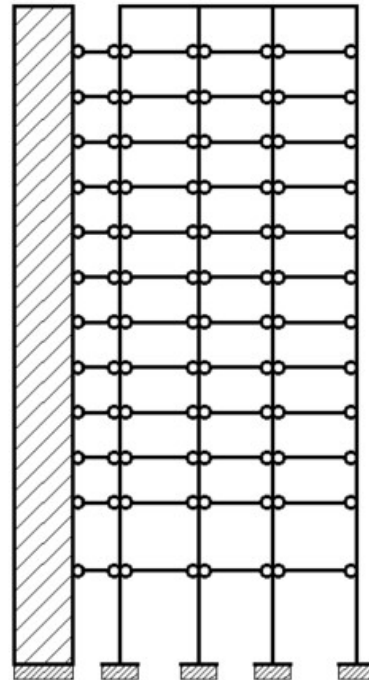
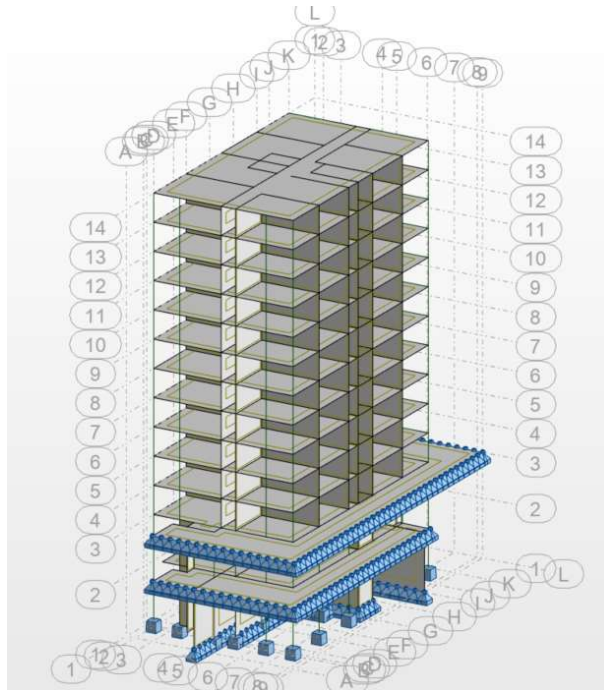
## 2.4 Hoone jäigastusskeem

Hoone ruumiline jäikus tagatakse jäikusseintega. Valitud arvutuskeemi tagamiseks ning horisontaalkoormuse vastuvõtmiseks tuleb ette näha jäigastuselemendid kõikidel hoone korrustel. Horisontaalkoormused võetakse vastu vahelagede tasapinnas monolitiseeritud vahelaepaneelidest moodustuvate plaatidega ning kantakse üle jäikusseintele, milleks on trepikodade ja liftišahtide monteeritavatest / monoliitset raudbetoolementidest seinad.

## 2.5 Hoone arvutuskeem

Hoone arvutuskeemiks on valitud raudbetoonraam, mille ruumiline jäikus tagatakse jäikusseintega (trepikodade ja liftišahtide monteeritavatest / monoliitset raudbetoolementidest seinad). Horisontaalkoormused kantakse jäikusseintele

monolitiseeritud õõnespaneelidest vahelagede kaudu. Vertikaalkoormused võetakse vastu karkassipostidega ja seintega.





**Joonis 1.** Hoone arvutuskeem

sidesüsteem – horisontaalkoormused võetakse vastu horisontaalsete ja vertikaalsete jäikussidemetega



## 2.5.1 Koormused

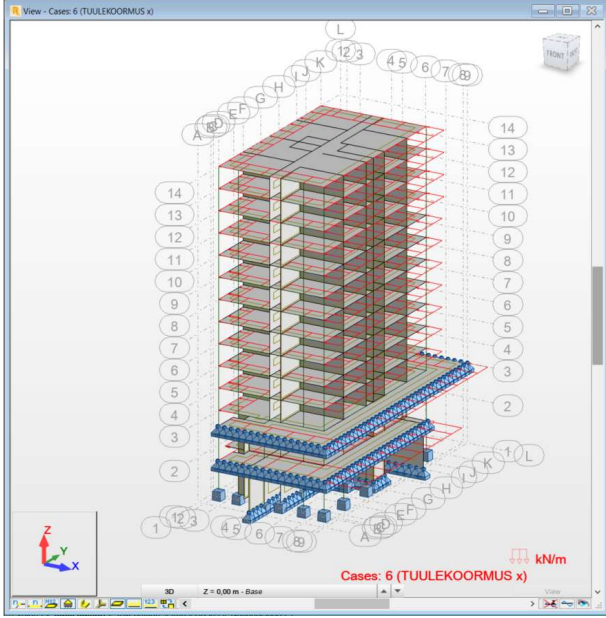
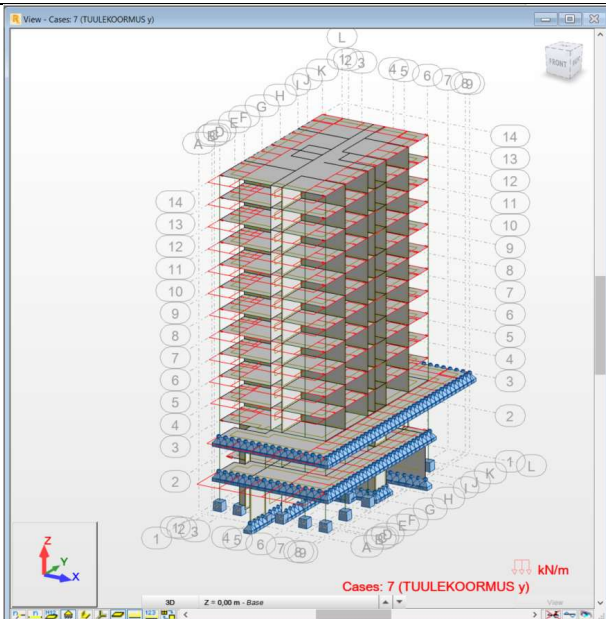
**Joonis 2.** Koormuste nimed ja kujud

1	<p>OK-OMAKAAL</p> <p>kandekonstruktsioonide omakaal (postid, talad, seina- ja vahelapaneelid) arvutusprogramm arvutab ise</p>	
---	---	--

<p>2</p>	<p>KK1-KASUSKOORMUS (Kasuskoormus olenevalt ruumirühmast)</p>	
<p>3</p>	<p>KK2-KASUSKOORMUS_LISA (riputuskoormus: <math>q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2</math>; kergseinade omakaal: <math>q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2</math>; vaheseinte omakaal <math>q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2</math> , kui vaheseinte omakaalu &lt;math&gt; &lt; 3,0 \text{ kN/m} &lt;/math&gt; )</p>	



<p>4</p>	<p><b>PK-PÜSIKOORMUS</b>          (põrandakonstruktsiooni          omakaal <math>g_k = 1,8 \text{ kN/m}^2</math>          või katusekonstruktsiooni          omakaal <math>g_k = 1,1 \text{ kN/m}^2</math>          vt. p.2 )</p>	
<p>5</p>	<p><b>LK-LIMEKOORMUS</b>          (<math>s_k = 1,2 \text{ kN/m}^2</math>)</p>	

6	TK-X-TUULEKOORMUS X SUUNAS (vt. tabel 3 ja 4)	
7	TK-Y-TUULEKOORMUS Y SUUNAS (vt. tabel 3 ja 4)	

## 2.5.2 Koormuskombinatsioonid

Vastavalt EVS-EN-1990:2002

### Kandepiiriseisundi koormuskombinatsioonid

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [6.10]$$

### Kasutspiiriseisundi koormuskombinatsioonid

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [6.15b]$$

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [6.14b]$$

**Tabel 5.** Koormuskombinatsioonid

8	ULS	$1,0(OK+PK)+1,5TK-X$
9	ULS	$1,0(OK+PK)+1,5TK-Y$
10	ULS	$1,2(OK+PK)+1,5*0,7(KK1+KK2)+ 1,5*0,5LK+1,5*0,6TK-X$
11	ULS	$1,2(OK+PK)+ 1,5*0,7 (KK1+KK2)+ 1,5*0,5LK+1,5*0,6TK-Y$
12	ULS	$1,2(OK+PK)+1,5(KK1+KK2)+ 1,5*0,5LK+1,5*0,6TK-X$
13	ULS	$1,2(OK+PK)+1,5(KK1+KK2)+ 1,5*0,5LK+1,5*0,6TK-Y$
14	ULS	$1,2(OK+PK)+ 1,5*0,7 (KK1+KK2)+1,5LK+1,5*0,6TK-X$
15	ULS	$1,2(OK+PK)+ 1,5*0,7 (KK1+KK2)+1,5LK+1,5*0,6TK-Y$
16	ULS	$1,2(OK+PK)+ 1,5*0,7 (KK1+KK2)+ 1,5*0,5LK+1,5TK-X$
17	ULS	$1,2(OK+PK)+ 1,5*0,7 (KK1+KK2)+ 1,5*0,5LK+1,5TK-Y$
18	SLS	$1,0(OK+PK)+0,5(KK1+KK2)$
19	SLS	$1,0(OK+PK)+0,3(KK1+KK2)+0,2LK$
20	SLS	$1,0(OK+PK)+0,3(KK1+KK2)+0,2TK-X$
21	SLS	$1,0(OK+PK)+0,3(KK1+KK2)+0,2TK-Y$
22	SLS	$1,0(OK+PK)+(KK1+KK2)+0,5LK+0,6TK-X$
23	SLS	$1,0(OK+PK)+(KK1+KK2)+0,5LK+0,6TK-Y$
24	SLS	$1,0(OK+PK)+0,7(KK1+KK2)+LK+0,6TK-X$
25	SLS	$1,0(OK+PK)+0,7(KK1+KK2)+LK+0,6TK-Y$
26	SLS	$1,0(OK+PK)+0,7(KK1+KK2)+0,5LK+TK-X$
27	SLS	$1,0(OK+PK)+0,7(KK1+KK2)+0,5LK+TK-Y$

kus

ULS - *ultimate limit state* –kandepiir seisund

SLS - *serviceability limit state* - kasutuspiir seisund

### 3 VAHE - JA KATUSELAE ARVUTUS

Vahelae- ja katusepaneelid on arvatud lihtala skeemi järgi. Lisanduvateks koormusteks on võetud põrandakonstruktsiooni ja katusekonstruktsiooni omakaalud ning korruse kasuskoormused vastavalt kasutusvaldkonnale.

#### 3.1 Katuseelaele mõjuv koormused

##### Lumekoormus

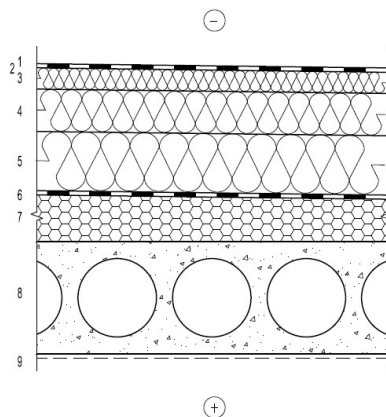
Lumekoormus leitakse vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-3:2002 järgi.

Tallinnas maapinnal  $s_k=1,5$  kN/m<sup>2</sup>. Lumekoormuse kujutegur kuni 30° kaldega lamekatusel on 0,8.

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

##### Katusepaneelidele mõjuv omakaalukoormus

Katuslagi-KL



- |   |   |          |
|---|---|----------|
| 1 | KATUSEKATE - 2 kihti SBS rullmaterjali                        |          |
| 2 | Migratsioonitõke  |          |
| 3 | SOOJUSTUS - jäigad mineraalvillaplaadid ISOVER OL-TOP         | 50mm     |
| 4 | SOOJUSTUS/KALDEKIHT - jäigad mineraalvillaplaadid ISOVER OL-P | 110mm    |
| 5 | SOOJUSTUS/KALDEKIHT - jäigad mineraalvillaplaadid ISOVER OL-P | 150mm    |
| 6 | AURUTÕKE - 1 kiht SBS rullmaterjali                           |          |
| 7 | KALDEKIHT kergbetoon, tihedusklass D1,6                       | min 50mm |
| 8 | KANDETARIND - monteeritav raudbetoonist õõnespaneel           | 265mm    |
| 9 | VIIMISTLUSKIHT  |          |

Soojustus ISOVER OL-TOP	50mm	$g_{1k} = 1,25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,05 \text{ m} = 0,063 \text{ kN/m}^2$
Soojustus ISOVER OL-P	110mm	$g_{2k} = 0,75 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,11 \text{ m} = 0,083 \text{ kN/m}^2$
Soojustus ISOVER OL-P	150mm	$g_{3k} = 0,75 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,15 \text{ m} = 0,113 \text{ kN/m}^2$
Kergbetoon	50mm	$g_{4k} = 16 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,05 \text{ m} = 0,8 \text{ kN/m}^2$
KOKKU:		$G_k = 1,1 \text{ kN/m}^2$

**Riputuskoormus:**  $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$

##### Katuseelaele mõjuv normatiivne koormus

$$Q_{kat,k} = 1,2 + 0,5 = 1,7 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{kat,k} = 1,1 \text{ kN/m}^2$$

### Summaarne mõjuv normatiivne koormus

$$P_{kat,k} = 1,7 + 1,1 = 2,8 \text{ kN/m}^2$$

## 3.2 Tüüpkorruse vahelaele mõjuvad koormused

### Kasuskoormus

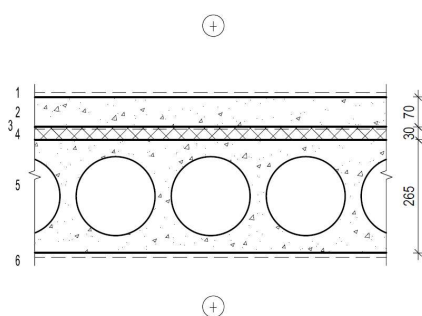
Kasuskoormused leitakse vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-1:2002.

Ruumide otstarve on eluruumid (kasutusklass A).

Normatiivne kasuskooormus on  $2,0 \text{ kN/m}^2$ .

### Vahelaepaneelidele mõjuv omakaalukoormus

Vahelagi-VL



- 1 PÕRANDAKATE
- 2 "UJUV" PÕRANDAPLAAT - 70mm  
monoliitne kiudbetoonist  
põrandaplaat
- 3 ALUSKATE - 0,2mm PE-kile
- 4 SAMPUMÜRAISOLATSIOON - 40mm  
kivivillaplaadid
- 5 KANDEARIND - monteeritav 265mm  
raudbetoonist õõnespaneel
- 6 VIIMISTLUSKIHT

Betoon	70mm	$g_{1k} = 25 \text{ kN/m}^3 * 0,07 \text{ m} = 1,75 \text{ kN/m}^2$
Kivivillaplaadid	40mm	$g_{2k} = 1,35 \text{ kN/m}^3 * 0,04 \text{ m} = 0,05 \text{ kN/m}^2$
KOKKU:		$G_k = 1,8 \text{ kN/m}^2$

**Riputuskoormus:**  $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$

**Kergseinade omakaalukoormus:**  $q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$

### Vahelaepaneelidele mõjuv normatiivne koormus

$$Q_{vah,k} = 2,0 + 0,5 + 0,8 = 3,3 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{vah,k} = 1,8 \text{ kN/m}^2$$

### Summaarne mõjuv normatiivne koormus

$$P_{vah,k} = 1,8 + 3,3 = 5,1 \text{ kN/m}^2$$

## 3.3 Õõnespaneelide valik

Õõnespaneelide arvutamisel on kasutatud AS E-betonelement kandevõime graafikud.

Kandevõime graafikud kehtivad järgmistel tingimustel:

- ✓ kandevõime normsuurus ei sisalda paneeli omakaalu;

- ✓ keskkonnaklass XC1 (kuiv keskkond);
- ✓ paneelid toetuvad jäikadele tugedele;
- ✓ paneeli toetuspikkus projekteerimisel min 65mm;
- ✓ paneeli piirläbipaine:  $ava/250$ ;
- ✓ paneelide betooni tugevusklass on C45/55;

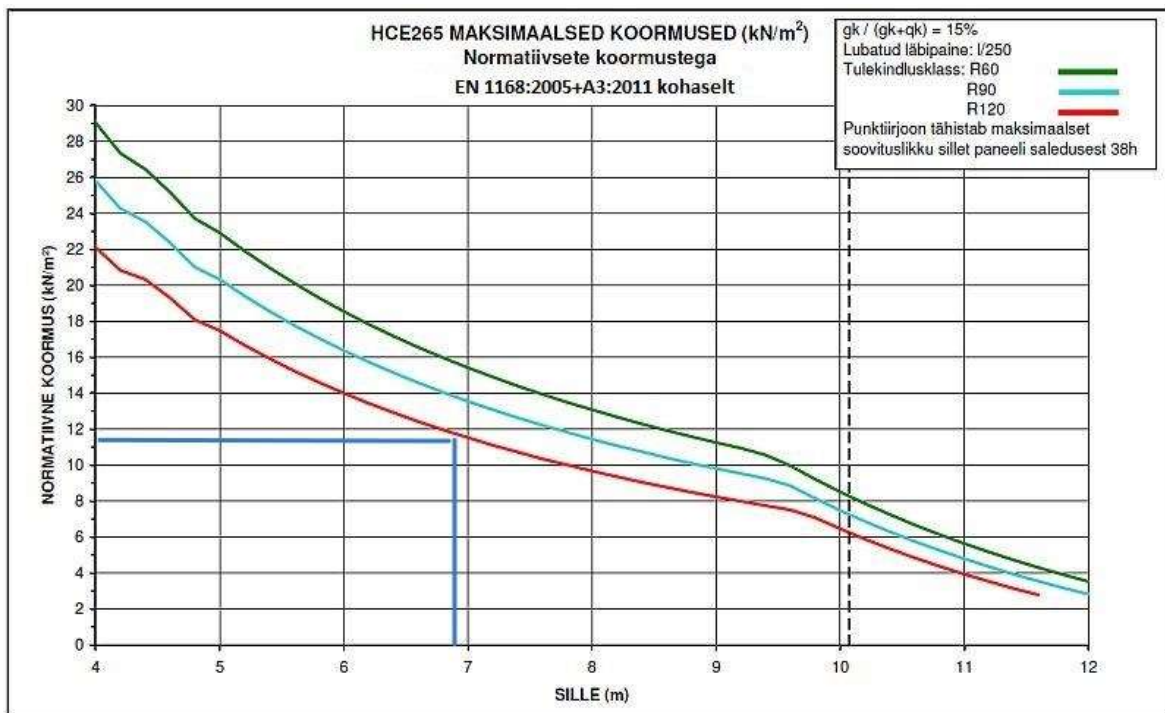
### Katuselae andmed

- ✓ Maksimaalne õõnespaneeli pikkus on 6760 mm
- ✓ Summaarne paneelidele mõjuv normatiivne koormus  $P_{kat,k} = 2,8 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Tulepüsisivus R120
- ✓ Keskkonnaklass XC1

### Vahelaelae andmed

- ✓ Maksimaalne õõnespaneeli pikkus on 6760 mm
- ✓ Summaarne paneelidele mõjuv normatiivne koormus  $P_{vah,k} = 5,1 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Tulepüsisivus R120
- ✓ Keskkonnaklass XC1

**Joonis 3.** HCE265 koormusgraafik

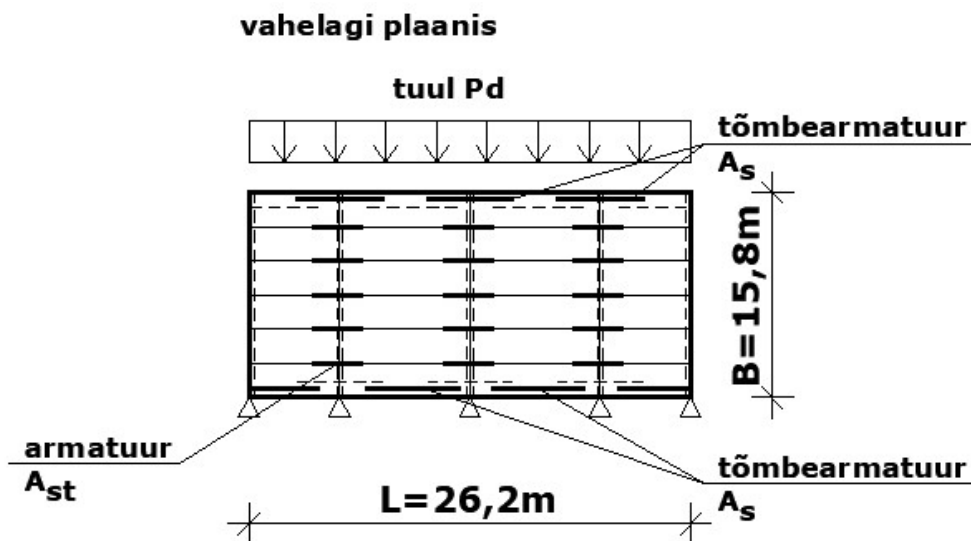


Lähtuvalt vahelaele ja katuselaele mõjuvast koormusest valime kõikide vahelae ja katuselae paneelide jaoks HCE265 õõnespaneeli .

### 3.4 Õõnespaneelide vuugid ja ehitise horisontaaljägastamine

Ehitisele mõjuvad kõik jõud peavad üle kanduma vundamentidele. Vahelaed peavad olema suutelised siirdama ehitisele mõjuvad horisontaalkoormusi seintele või teistele jäigastavatele konstruktsioonidele. Paneelidest koosnev terviklik plaat moodustatakse sarrustatud vuugivalude abil. Ringsarrustus \_ mis peab ringtalades jooksva paneelide grupi ümber, dimensioneeritakse vastavalt eelpoolmainitud horisontaalkoormustele.

**Joonis 4.** vahelaie töötamine horisontaalkoormusele



Tuulekoormus vahelaie tasandis

$$P_d = \gamma_Q \cdot C_{pe} \cdot q_p(z) \cdot h_k = 1,5 \cdot 0,8 \cdot 1,1 \text{ kN/m}^2 \cdot 3\text{m} = 4,0 \text{ kN/m}$$

**Ringsarrus**

$$M_d = \frac{P_d \cdot l^2}{8} = \frac{4 \cdot 26,2^2}{8} = 344 \text{ kNm},$$

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}} = \frac{344 \cdot 10^3}{9,5 \cdot 435} = 83,3 \text{ mm}^2, \text{ kus } z = 0,6 \cdot B = 0,6 \cdot 15,8 = 9,5\text{m}$$

Valime ringsarruse armatuur 2Ø12 B500B,  $A_s = 226 \text{ mm}^2$

**Toejoonel mõjuv pinge**

$$T_{\max} = \frac{V_{d,\max}}{B \cdot t} = \frac{0,5 \cdot L \cdot P_d}{B \cdot t} = \frac{0,5 \cdot 26,2 \cdot 4}{15,8 \cdot 0,265} = 0,012 \text{ MPa} < 0,1 \text{ MPa}$$

Seega suudavad vuugid üle kanda lõikepingeid ilma vuugisarrusteta. Paneme konstruktiivselt 2Ø12 B500B

**Õõnespaneeli toereaktsioon** (paneelide pikkus 6,76m)

$$F_d = \frac{(1,5 \cdot 3,3 \text{ kN/m}^2 + 1,2 \cdot 1,8 \text{ kN/m}^2)}{2} = 24,1 \text{ kN/m}$$

Siis vuugisarrused peaksid vastu võtma

$$T_{\max} = 1,2 \text{ m} \cdot 24,1 \text{ kN/m} = 29 \text{ kN}$$

Vuugisarrus õõnespaneelide vahel

$$A_{st} = \frac{T_{\max}}{f_{yd}} = \frac{29 \cdot 10^3 \text{ N}}{435 \text{ N/mm}^2} = 67 \text{ mm}^2$$

Valime vuugisarruseks Ø12 B500B,  $A_s = 113 \text{ mm}^2$



## 4 RAUDBETOONTALA ARVUTUS

Antud töös tehakse kandevõime kontroll enam koormatud riivile- teljel N BP-02-18 (plaani km 9,380). Riivid on arvutatud lihtala skeemi järgi.

Ühe toel riivid seotakse karkassipostiga peitkonsooli abil. Posti kui ka tala sisse betoneeritakse peitkonsool, mis montaaži käigus ühendatakse omavahel keelega. Posti ja riivi ühendussõlm on arvestatud liigendsõlmena.

Tala mõõtudeks valime 610(h)x300(b)mm. See mõõdud rahuldavad arhitektuurilisi lahendusi. Kontrollime tala kandevõime tava- ja tulekahjuolukorras

### 4.1 Koormused

#### Koormused

Muutuvkoormus vahelaele (vt p.2,2) :

$$q_k = 3,3kN/m^2$$

Alalinekoormus vahelaele (vt p.2,2) :

$$g_k = 1,8kN/m^2$$

Õõnespanelide omakaal (HCE265) :

$$g_{HCE260,k} = 3,8kN/m^2$$

Tala omakaal:

$$g_{tala,k} = 0,3 \cdot 0,610 \cdot 25 = 4,6kN/m$$

Normatiivne alaline koormus talale:

$$\sum G_k = (1,8 + 3,8) \frac{6,150 + 6,800}{2} + 4,6 = 40,9kN/m$$

Normatiivne muutuv koormus talale:

$$\sum Q_k = 3,3 \frac{6,150 + 6,800}{2} = 21,4kN/m$$

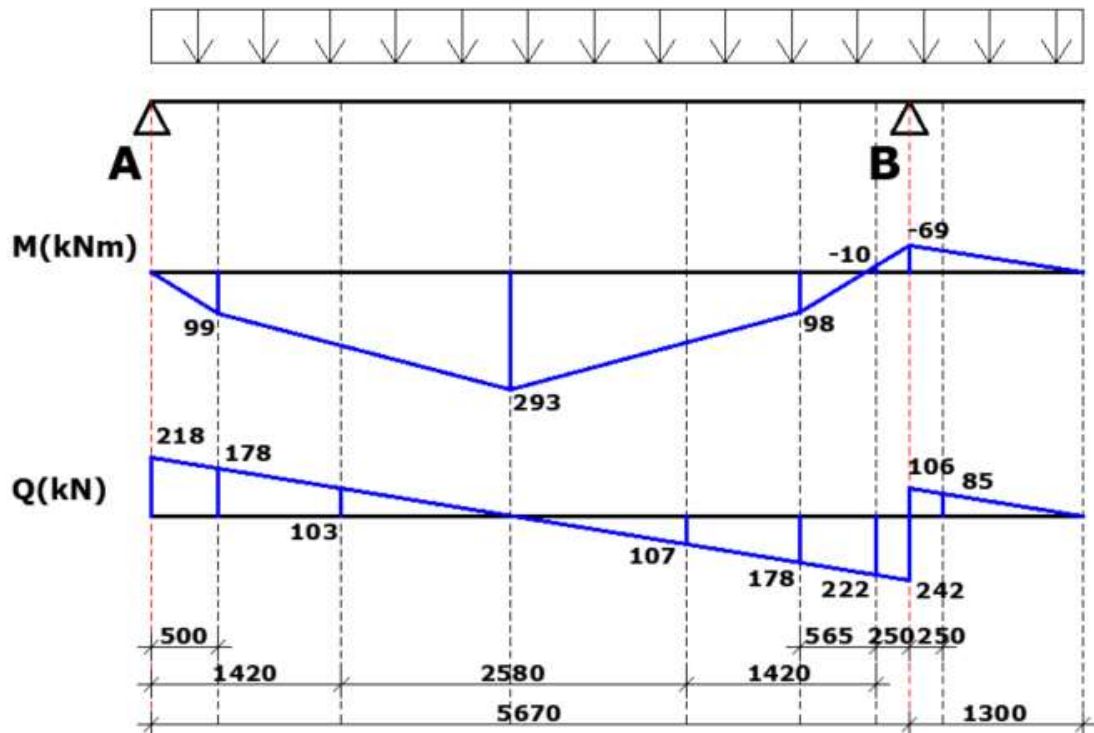
#### Kokku

$$P_n = 40,9 + 21,4 = 62,3kN/m$$

$$P_d = 1,2 \cdot 40,9 + 1,5 \cdot 21,4 = 81,2kN/m$$

## 4.2 Arvutuskeem ja sisejõud

Joonis 5. tala arvutuskeem



## 4.3 Raudbetootala paindekandevõime kontroll

Keskkonnatingimused EVS-EN 1992-1-1:2007 jaotise 4.2 kohaselt:

**Konstruksiooni keskkonnaklassi** valimisel lähtutakse konstruksiooni ümbritsevatest tingimustest. Antud juhul keskkonnaklassiks on **XC1**, mis tähendab, et riivid asuvad madala õhuniiskusega siseruumides.

### Tala tulepüsivus R180

#### Riivi arvutamisel kasutatavad materjalid:

Betoon betooni normatiivne survetugevus  
35/45

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

betooni arvutussurvetugevus

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35}{1.5} = 23.3 \text{ MPa}$$

Armatuur armatuurterase normatiivne  
B500B volavustugevus

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

armatuurterase  
voolavustugevus

arvutuslik

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.8 \text{ MPa}$$

### Betooni nimikaitsekiht:

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

kus

$c_{min}$  - minimaalne kaitsekiht

$\Delta c_{dev}$  - lubatud hälve (10mm);

Minimaalne kaitsekiht tuleb ette näha tagamaks:

- ✓ nakkejõudude kindlat ülekandmist
- ✓ terase korrosioonikaitset
- ✓ piisavat tulekindlust

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\},$$

kus

$c_{min,b}$  - nakketingimusest tulenev minimaalne kaitsekiht;

$c_{min,dur}$  - keskkonnatingimustest tulenev minimaalne kaitsekiht;

$\Delta c_{dur,\gamma}$  - lisaohutuskomponent;

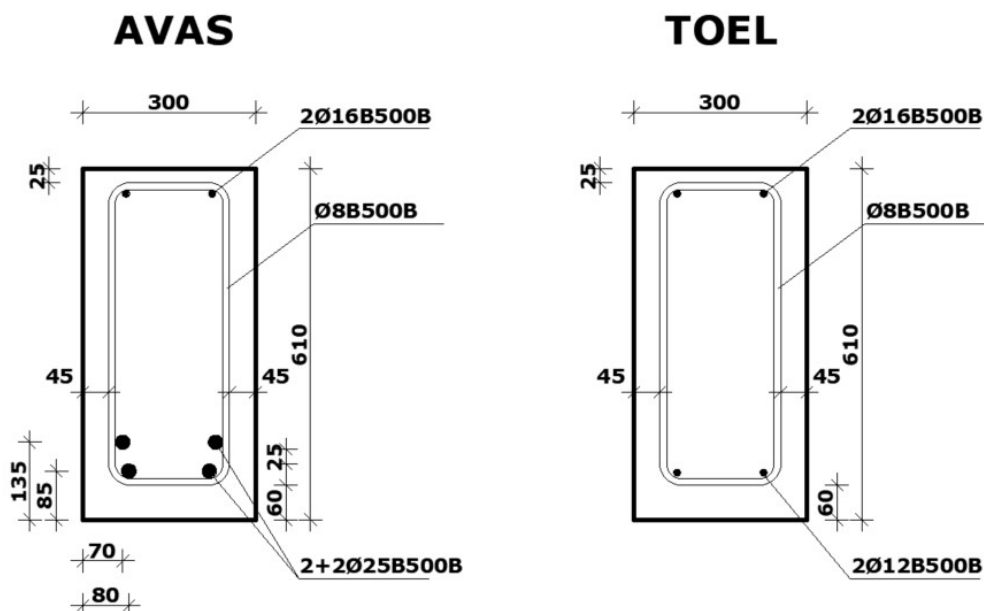
$\Delta c_{dur,st}$  - kaitsekihi vähendus roostevaba terase kasutamisel;

$\Delta c_{dur,add}$  - kaitsekihi vähendus täiendava kaitse kasutamisel;

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

Valime armatuuri kaitsekihiks  $c = 60 \text{ mm} / 45 \text{ mm} / 25 \text{ mm}$  tulepüsivuse tagamiseks

**Joonis 6.** tala ristlõiked



### **Esiagne armatuur avas**

Tõmbearmatuur 4Ø25 ( $A_{s1,1}=4 \cdot 491=1963\text{mm}^2$ );

Surutudarmatuur 2Ø16 ( $A_{s1,2}=2 \cdot 201=402\text{mm}^2$ );

### **Esiagne armatuur toel**

Tõmbearmatuur 2Ø16 ( $A_{s1,1}=2 \cdot 201=402\text{mm}^2$ );

Surutudarmatuur 2Ø12 ( $A_{s1,2}=2 \cdot 113=226\text{mm}^2$ );

### **4.3.1 Paindekandevõime kandepiiriseisundis**

Paindekandevõime **EVS-EN 1992-1-1:2007 jaotise 6.1 kohaselt.**

Leiame esialgse tõmbearmatuurgrupi kauguse alumisest servast armatuurgrupi keskmeni

$$c = \frac{2 \cdot 85 \cdot 491 + 2 \cdot 135 \cdot 491}{4 \cdot 491} = 110\text{mm}$$

**Riivi kasulik kõrgus avas:**

$$d_1 = 610 - 110 = 500\text{mm}$$

$$d_2 = 25 + 8 + 16/2 = 41\text{mm}$$

**Riivi kasulik kõrgus toel:**

$$d_1 = 610 - 25 - 8 - 16/2 = 569\text{mm}$$

$$d_2 = 60 + 8 + 12/2 = 74\text{mm}$$

### **Paindekandevõime avas:**

$$M_{Ed} = 293\text{kNm}$$

Armatuur B500B  $\mu_c = 0,372$ ,  $\omega_c = 0,494$ ,  $\xi_c = 0,617$ ,  $\xi_{c2} = 2,333$

$$\mu = \frac{M_{Ed} - f_{ycd} \cdot A_{s2} \cdot (d_1 - d_2)}{f_{cd} \cdot b \cdot d_1^2} = \frac{293 \cdot 10^6 - 435 \cdot 402(500 - 41)}{23,3 \cdot 300 \cdot 500^2} = 0,122 < \mu_c = 0,372$$

$$\omega = 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} = 1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,122)} = 0,13 < \omega_c = 0,494$$

$$A_{s1} = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1}{f_{yd}} + A_{s2} = \frac{0,13 \cdot 23,3 \cdot 300 \cdot 500}{435} + 402 = 1452\text{mm}^2$$

Tõmbearmatuur 4Ø25  $\rightarrow A_{s1}=1963\text{mm}^2$ , seega on kandevõime kandepiiriseisundis avas tagatud

### **Ristlõike kandevõime kontroll.**

Survetsooni kõrguse

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{ycd} \cdot A_{s2}}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{435 \cdot 1963 - 435 \cdot 402}{0,8 \cdot 23,3 \cdot 300} = 121,4\text{mm}$$

Kuna  $\xi_{c2} \cdot d_2 = 2,333 \cdot 41 = 95,7\text{mm} < x = 121,4\text{mm}$  ja

$\xi_c \cdot d_1 = 0,617 \cdot 500 = 308,5\text{mm} > x = 121,4\text{mm}$ , siis leitud  $x$  on lõplik ja survetsooni

arvutuskõrgus

$$y = 0,8 \cdot x = 0,8 \cdot 121,4 = 97,12\text{mm}$$

Paindekandeõime

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot y(d_1 - 0,5 \cdot y) + f_{ycd} \cdot A_{s2}(d_1 - d_2) =$$

$$= 23,3 \cdot 300 \cdot 97,12(500 - 0,5 \cdot 97,12) + 435 \cdot 402(500 - 41) = 386 \text{ kNm} > M_{Ed} = 293 \text{ kNm}$$

Kandevõime on tagatud (kasutatud 76%)

### Paindekandevõime toel:

$$M_{Ed} = 69 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed} - f_{ycd} \cdot A_{s2} \cdot (d_1 - d_2)}{f_{cd} \cdot b \cdot d_1^2} = \frac{69 \cdot 10^6 - 435 \cdot 226(569 - 74)}{23,3 \cdot 300 \cdot 569^2} = 0,01 < \mu_c = 0,372$$

$$\omega = 1 - \sqrt{(1 - 2\mu)} = 1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,01)} = 0,01 < \omega_c = 0,494$$

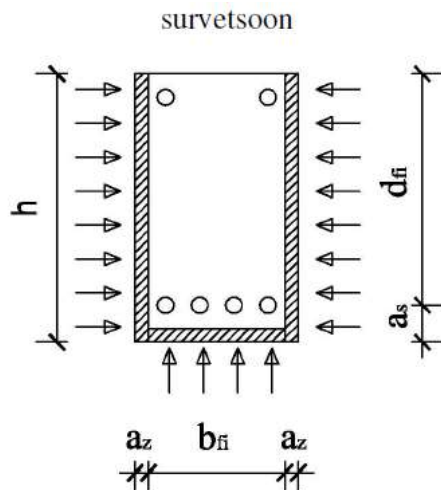
$$A_{s1} = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1}{f_{yd}} + A_{s2} = \frac{0,01 \cdot 23,3 \cdot 300 \cdot 569}{435} + 226 = 317 \text{ mm}^2$$

Tõmbearmatuur 2Ø16 → A<sub>s1</sub>=402mm<sup>2</sup>, seega on kandevõime kandepiirseisundis toel tagatud

### 4.3.2 Paindekandevõime arvutused tulekahjuolukorras R180

Tulekahjus kahjustatud ristlõige esitatakse redutseeritud ristlõikenähtena. Arvutame tala, mis on kolmest küljest tulele avatud.

**Joonis 7.** Kolmest küljest tulele avatud painutatud redutseeritud ristlõigetala ristlõige



Redutseeritud ristlõige leitakse tsoonimeetodiga. Kontrollitakse kandevõimet 180 minutilises tulekahjus (R180).

**Koormused tulekahju olukorras** (kasutatakse lihtsustatud meetodit,  $\mu_{fi}=0,75$ ), vastavalt valemile

$$E_{d,fi} = h_{fi} E_d = 0,75 \times 293 = 220 \text{ kNm}$$

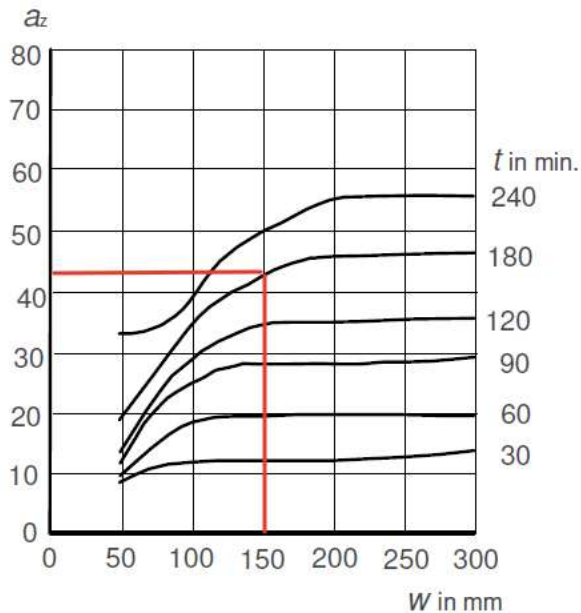
Seega tulev arvutuslik paindemoment tulekahju olukorras  $M_{Ed,fi} = 220 \text{ kNm}$

## Redutseeritud ristlõike ehk kahjustatud tsooni laiuse leidmine

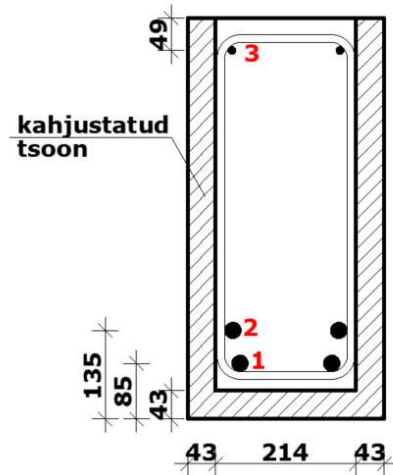
Vastavalt ristlõikele ja tulele avatusele leitakse suurus  $w$ , milleks on pool ristlõike laiust  $W=300/2=150\text{mm}$

Kahjustatud tsoon  $a_z$  on arvatud joonise 8 abil:

**Joonis 8.** Kahjustatud tsoon  $a_z$  ränitaitematerjaliga betoonist tala ristlõikes



**Joonis 9.** Tala ristlõige tulekahjuolukorras

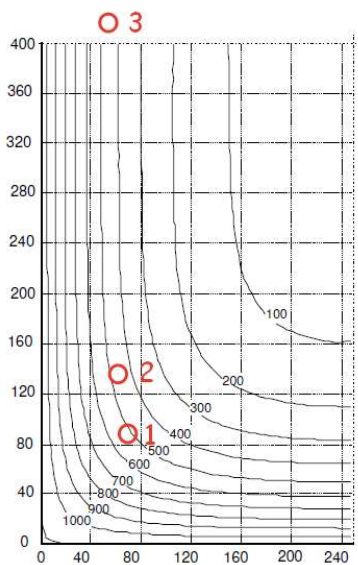


Graafikult selgub, et kahjustatud tsooni laius  $a_z=43\text{ mm}$ .

Tala efektiivne laius  $b_{\text{ef}}=300-2*43=214\text{mm}$

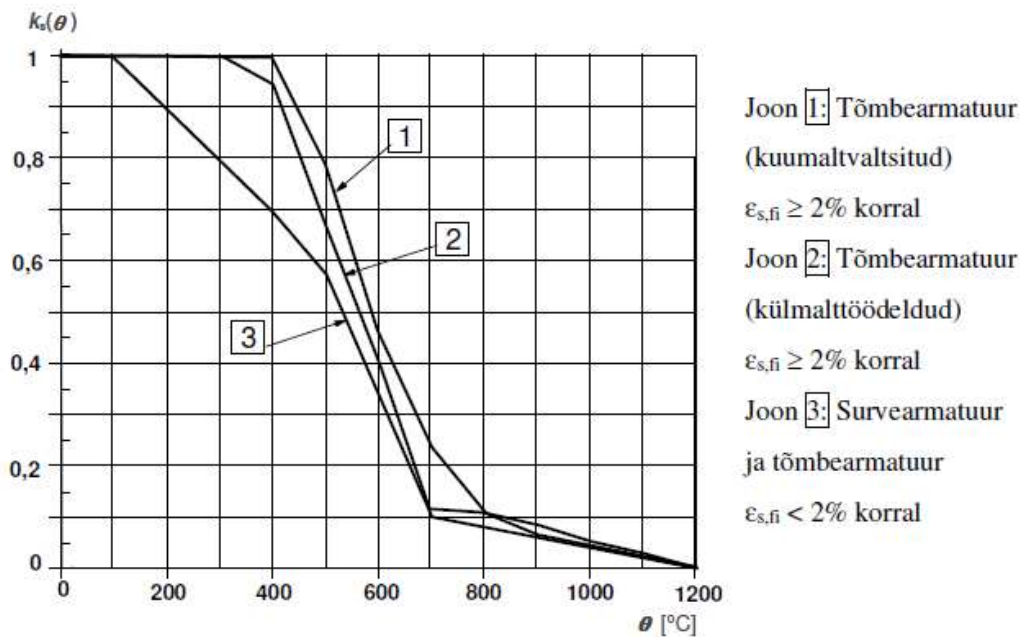
Leitakse armatuurvarraste temperatuurid

**Joonis 10.** Temperatuur armatuurvarraste



a) R180

**Joonis 11.** Armatuuri normtugevuse vähenemist arvestav tegur.  $k_s(\theta)$  [ EVS-EN 1992-1-2 joonis 4.2a]



**Tabel 6.** Armatuurvarraste vähendustegurid R180 korral

	Armatuurvarraste tugevuse vähendustegurid					
	Varras nr 1		Varras nr 2		Varras nr 3	
	$\theta_1$	$k_s(\theta_1)$	$\theta_2$	$k_s(\theta_2)$	$\theta_3$	$k_s(\theta_3)$
<b>R180</b>	520°C	0,8	480°C	0,8	450°C	0,7

### Tõmbearmatuuri grupi teljekauguse määramine

Temperatuurist sõltuva vähendusteguriga korrigeerimata tõmbearmatuuri arvutuslik tugevus:

$$f_{sd,i} = \frac{f_{yk}}{\lambda_{M,fi}} = \frac{500}{1,0} = 500 \text{ MPa}$$

Teljekaugus:

$$a_s = \frac{\sum (a_i \cdot k_s(\Theta_i) \cdot f_{sd,i} \cdot A_i)}{\sum (k_s(\Theta_i) \cdot f_{sd,i} \cdot A_i)} = \frac{2(85 \cdot 0,78 \cdot 500 \cdot 491) + 2(135 \cdot 0,8 \cdot 500 \cdot 491)}{2(0,78 \cdot 500 \cdot 491) + 2(0,8 \cdot 500 \cdot 491)} = 110,5 \text{ mm}$$

Tõmbearmatuuri grupi keskmine armatuuri vähendatud tugevus:

$$f_{sd,fi}(\Theta_m) = \frac{\sum (k_s(\Theta_i) \cdot f_{sd,i} \cdot A_i)}{\sum A_i} = \frac{2(0,78 \cdot 500 \cdot 491) + 2(0,8 \cdot 500 \cdot 491)}{4 \cdot 491} = 395 \text{ MPa}$$

Survearmatuuri vähendatud tugevus:

$$f_{scd,fi}(\Theta_m) = \frac{\sum (k_s(\Theta_i) \cdot f_{sd,i} \cdot A_i)}{\sum A_i} = \frac{2(0,65 \cdot 500 \cdot 201)}{2 \cdot 201} = 325 \text{ MPa}$$

Paindetõmbearmatuuriga vastuvõetav jõud tulekahjuolukorras:

$$A_{s1} \cdot f_{sd,fi}(\Theta_m) = A_s \cdot f_{sd,fi}(\Theta_m) - A'_s \cdot f_{scd,fi}(\Theta_m)$$

$$A_{s1} \cdot f_{sd,fi}(\Theta_m) = 4 \cdot 491 \cdot 395 - 2 \cdot 201 \cdot 325 = 645,13 \text{ kN}$$

**Redutseeritud ristlõike survetsooni kõrgus  $x$**

$$x = \frac{A_{s1} \cdot f_{sd,fi}(\Theta_m)}{\lambda \cdot b_{fi} \cdot f_{cd,fi}(\Theta_M)} = \frac{645,13 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 214 \cdot 33,3} = 113,2 \text{ mm}$$

Tsoonimeetodi korral korrigeeritakse betooni tugevust järgmiselt

$$f_{cd,fi}(\Theta_M) = \frac{k_c(\Theta_M) f_{ck}}{\gamma_{M,fi}} = \frac{0,95 \cdot 35}{1} = 33,3 \text{ MPa}$$

Ristlõike redutseeritud kasulik kõrgus

$$d_{fi} = h - a_s = 610 - 110,5 = 499,5 \text{ mm}$$

sisejõudude õlad tulekahjuolukorras

$$z = d_{fi} - 0,5 \cdot 0,8 \cdot x = 499,5 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 113,2 = 454,2 \text{ mm}$$

$$z' = d_{fi} - 41 = 499,5 - 41 = 458,5 \text{ mm}$$

Summaarne paindekandevõime

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = 293 + 59,9 = 352,9 \text{ kNm}$$

$$M_{u1} = A_{s1} \cdot f_{sd,fi}(\Theta_m) \cdot z = 645,13 \cdot 10^3 \cdot 454,2 = 293 \text{ kNm}$$

$$M_{u2} = A'_s \cdot f_{scd,fi}(\Theta_m) \cdot z' = 2 \cdot 201 \cdot 325 \cdot 458,5 = 59,9 \text{ kNm}$$

$$M_u = 352,9 \text{ kNm} > M_{Ed,fi} = 220 \text{ kNm}$$

Seega 180-minutilise tulekahju korral on kandevõime tagatud

## 4.4 Põikjõukandevõime kontroll

Põikjõukandevõime **EVS-EN 1992-1-1:2007 jaotise 6.2** kohaselt:

### Esimesel toel (punkt A) põikjõukandevõime kontroll

Esimesel toel kinnitakse tala peitkonsooli abil.

Arvutuslik maksimaalne põikjõud (vt p. 3.2):

$$V_{Ed} = 218 \text{ kN}$$

Arvutuslik paindemoment avas:

$$M_{Ed} = 293 \text{ kNm}$$

Arvutuslik põikjõud toe servast kaugusel  $d = 0,50$  m:

$$V_{Ed,d} = 218 - 81,2 \cdot 0,5 = 178 \text{ kN}$$

Arvutuslik paindemoment toe servast kaugusel  $d$ :



$$M_{Ed,d} = 99kNm$$

Arvutuslik põikjõud toest  $\frac{1}{4}$  ava kauguselt ( $l' = 5670/4 = 1420$ ):

$$V_{Ed,1/4} = 218 - 81,2 \cdot 1,420 = 103kN$$

Arvutuslik põikjõukandevõime:

$$V_{Rd,C} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot p_1 \cdot f_{ck})}] \cdot b_w \cdot d = [0,12 \cdot 1,63 \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot 0,013 \cdot 35)}] \cdot 300 \cdot 500 = 104,7kN$$

Miinimumväärtusega

$$V_{Rd,C} = v_{\min} \cdot b \cdot d$$

kus

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{500}} = 1,63 \leq 2,0$$

$$p_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{1963}{300 \cdot 500} = 0,013 \leq 0,02$$

$A_{s1}$  - on tõmbearmatuuri pind ( $mm^2$ )

$b_w$  - on ristlõike minimaalne laius tõmbetsoonis (mm)

$$v_{\min} = 0,035 \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} = 0,035 \sqrt{1,63^3 \cdot 35} = 0,43MPa$$

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

Tala betooni põikjõukandevõime on väiksem, kui mõjuv põikjõud ja seetõttu tuleb projekteerida põikarmatuur.

$$V_{Ed} = 218kN > V_{Rd,C} = 104,7kN \text{ põikjõukandevõime ei ole tagatud}$$

**Arvutame rangid toelähedasse piirkonda.**

Leiame põikarmatuuri minimaalsele kulule vastava kaldsurvevarraste kaldenurga  $\theta$ :

$$\sin 2\theta = \frac{2 \cdot V_{Ed}}{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}} = \frac{2 \cdot 218 \cdot 10^3}{300 \cdot 0,9 \cdot 500 \cdot 0,516 \cdot 23,3} = 0,268,$$

Kus

$v_1$  - põikjõust pragunenud betooni tugevuse vähendustegur

$$v_1 = v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516$$

$\theta$  - on nurk betoonkaldvarda ja põikjõuga ristioleva tala telje vahel

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

$$\theta = \frac{1}{2} \arcsin 2\theta = \frac{1}{2} \arcsin 0,268 = 7,79^\circ$$

$$\cot 7,79^\circ = 7,3 > 2,5$$

Valime  $\cot \theta = 1,5$  ja  $\tan \theta = 0,66$

$b_w$  - on ristlõike minimaalne laius tõmmatud ja surutud serva vahel (300mm)

$z$  - on ühtlase kõrgusega elemendi vaadeldava osa paindemomendile vastav sisejõudude õlg; Normaalsel puudumisel põikjõuarvutuses kasutatakse ligikaudsed väärtust

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 500 = 450 \text{ mm}$$

### Vertikaalse põikarmatuuriga elemendi põikjõukandevõime:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{300 \cdot 450 \cdot 0,516 \cdot 23,3}{1,5 + 0,66} = 749 \text{ kN}$$

Vajaliku põikarmatuuri intensiivsus avaldisest

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

Arvutame rangid toelähedasse piirkonda:

$$\frac{A_{sw}}{s} = a_{sw} = \frac{V_{Ed,d}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta} = \frac{178 \cdot 10^3}{435 \cdot 450 \cdot 1,5} = 0,606 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Valime kahelõikelised rangid Ø8 B500B, mille korral rangide ristlõikepindala

$$A_{sw} = 100 \text{ mm}^2$$

Arvutame rangide vajaliku sammu:

$$s = \frac{A_{sw}}{a_{sw}} = \frac{100}{0,606} = 165 \text{ mm}$$

Valime rangide samm toe lähedases piirkonnas  $s=150$ mm

### Arvutame rangid keskosas, toest $\frac{1}{4}$ ava kauguselt $\frac{3}{4}$ ava kaugusele.

Lähtume  $\cot \theta$  ülemisest piirist  $\cot \theta = 1,5$

Arvutame rangid keskosas, toest  $\frac{1}{4}$  ava kauguselt  $\frac{3}{4}$  ava kaugusele:

$$\frac{A_{sw}}{s} = a_{sw} = \frac{V_{Ed,1/4}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta} = \frac{103 \cdot 10^3}{435 \cdot 450 \cdot 1,5} = 0,35 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Valime kahelõikelised rangid Ø8 A500HW, mille korral rangide ristlõikepindala

$$A_{sw} = 100 \text{ mm}^2$$

Arvutame rangide vajaliku sammu:

$$s = \frac{A_{sw}}{a_{sw}} = \frac{100}{0,35} = 285 \text{ mm}$$

Valime rangide samm keskosas, toest  $\frac{1}{4}$  ava kauguselt  $\frac{3}{4}$  ava kaugusele,  $s=250$ mm

**Paindetõmbearmatuuri ankurduse kontrollimine. EVS-EN 1992-1-1:2007  
jaotise 6.2.3 kohaselt:**

**Esimesel toel (punkt A)**

Põikjõud tekitab paindetõmbearmatuuris täiendava tõmbejõu:

$$\Delta F_{td} = \frac{V_{Ed}(\cot\theta - \cot\alpha)}{2} = \frac{218 \cdot 1,5}{2} = 163,5 \text{ kN}$$

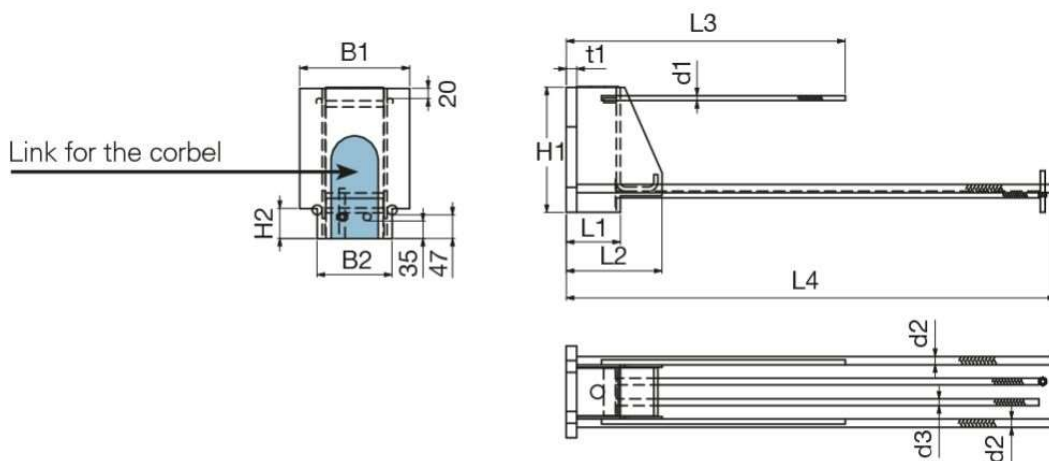
Toe serva kohal moment (tala ja posti vahel kasutatakse peitkonsool):

$$M_{Ed} = 0 \text{ kNm}$$

Arvutame toe serva kohal selles armatuuris paindemomendist ja põikjõust tekkiva tõmbejõu:

$$F_d = \frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_{td} = 163,5 \text{ kN}$$

**Joonis 12** Peitkonsooli andmed



	PC 2-L	PC 3-L	PC 5-L	PC 7-L	PC 10-L	PC 15-L
H1	240	270	300	340	410	410
H2	60	60	60	60	60	60
B1	180	190	220	240	270	389
B2	150	150	150	154	220	343
L1	95	110	130	130	135	135
L2	155	170	230	235	315	315
L3	530	535	670	670	915	835
L4	770	1135	1175	1290	1290	1830
t1	15	20	25	25	25	25
d1	10	10	12	12	16	16
d2	16	16	20	20	25	25
d3	16	16	16	20	25	25
weight [kg]	12,6	17,4	28,3	35,5	58,5	89,3
color						

Talas kasutakse Peikko peitkonsool PC 3-L. Konsooli küljes kevitatud armatuur 4Ø16B500B. Armatuuri pikkus  $l=1135-170=965\text{mm}$

Armatuur 4Ø16B500B ankurdus suudab vastu võtta tõmbejõudu:

$$F_{Rd,4D16} = A_{s;4\phi16} \cdot f_{yd} = 804 \cdot 435 = 349,6\text{kN} > F_d = 272,5\text{kN}$$

4Ø16B500B vardaga vastuvõetav paindemoment:

$$M_{Rd,4\phi16} = 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{16}{2}\right)^2 \cdot 435 \cdot 0,9 \cdot 500 = 157\text{kNm} > M_{Ed} = 99\text{kNm}$$

Toe servast kaugusel  $d$  mõjuv arvutuslik paindemoment on  $M_{Ed,d} = 99 \text{ kNm}$ . Seega on nõutav ankurdus tagatud

### Esimesel toel (punkt B)

Põikjõud tekitab paindetõmbearmatuuris täiendava tõmbejõu:

$$\Delta F_{td} = \frac{V_{Ed}(\cot\theta - \cot\alpha)}{2} = \frac{222 \cdot 1,5}{2} = 166,5\text{kN}$$

Toe serva kohal moment :

$$M_{Ed} = 98\text{kNm}$$

Arvutame toe serva kohal selles armatuuris paindemomendist ja põikjõust tekkiva tõmbejõu:

$$F_d = \frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_{td} = \frac{98 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 500} + 166,5 \cdot 10^3 = 384\text{kN}$$

paindearmatuuri baasankurduspikkus Ø25 B500B:

$$l_{b,\phi25} = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{25}{4} \times \frac{435}{3,3} = 823\text{mm}$$

Kus betooni C35/45 nakketugevus:

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 2,2 / 1,5 = 3,3\text{MPa}$$

Armatuur 2Ø25B500B ankurdus suudab vastu võtta tõmbejõudu:

$$F_{Rd,2D25} = A_{s;2\phi25} \cdot f_{yd} = 981 \cdot 435 = 426\text{kN} > F_d = 384\text{kN}$$

### Teisel toel (punkt B) põikjõukandevõime kontroll

Tala toetab postide peale. Toepikkus on 250mm

Arvutuslik maksimaalne põikjõud (vt p. 3.2):

$$V_{Ed} = 242,3\text{kN}$$

Arvutuslik paindemoment avas:

$$M_{Ed} = 293\text{kNm}$$

Arvutuslik põikjõud toe kõrval:

$$V_{Ed,tugi} = 222kN$$

Arvutuslik paindemoment toe kõrval

$$M_{Ed,tugi} = 10kNm$$

Arvutuslik põikjõud toe servast kaugusel  $d = 0,569$  m:

$$V_{Ed,d} = 178kN$$

Arvutuslik paindemoment toe servast kaugusel  $d$ :

$$M_{Ed,d} = 98kNm$$

Arvutuslik põikjõud toest  $\frac{1}{4}$  ava kauguselt ( $l' = 5670/4 = 1420$ ):

$$V_{Ed,1/4} = 107kN$$

Arvutuslik põikjõukandevõime:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot p_1 \cdot f_{ck})}] \cdot b_w \cdot d = [0,12 \cdot 1,59 \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot 0,0023 \cdot 35)}] \cdot 300 \cdot 569 = 65kN$$

Miinumumväärtusega

$$V_{Rd,c} = v_{\min} \cdot b \cdot d$$

kus

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{569}} = 1,59 \leq 2,0$$

$$p_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{402}{300 \cdot 569} = 0,0023 \leq 0,02$$

Tala betooni põikjõukandevõime väiksem, kui mõjuv põikjõud ja seetõttu tuleb projekteerida põikarmatuur.

$$V_{Ed,d} = 178kN > V_{Rd,c} = 65kN \text{ põikjõukandevõime ei ole tagatud}$$

### Arvutame rangid toelähedasse piirkonda.

Leiame põikarmatuuri minimaalsele kulule vastava kaldsurvevarraste kaldenurga  $\theta$ :

$$\sin 2\theta = \frac{2 \cdot V_{Ed}}{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}} = \frac{2 \cdot 222 \cdot 10^3}{300 \cdot 0,9 \cdot 569 \cdot 0,516 \cdot 23,3} = 0,24,$$

Kus

$$v_1 = v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516 - \text{põikjõust pragunenud betooni tugevuse}$$

vähendustegur

$\theta$  - on nurk betoonkaldvarda ja põikjõuga ristioleva tala telje vahel

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

$$\theta = \frac{1}{2} \arcsin 2\theta = \frac{1}{2} \arcsin 0,24 = 6,95^\circ$$

$$\cot 6,95^\circ = 8,2 > 2,5$$

$$\text{Valime } \cot \theta = 1,5 \text{ ja } \tan \theta = 0,66$$

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 569 = 512 \text{ mm}$$

### Vertikaalse põikarmatuuriga elemendi põikjõukandevõime:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{300 \cdot 512 \cdot 0,516 \cdot 23,3}{1,5 + 0,66} = 855 \text{ kN}$$

Vajaliku põikarmatuuri intensiivsus avaldisest

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

Arvutame rangid toe lähedasse piirkonda:

$$\frac{A_{sw}}{s} = a_{sw} = \frac{V_{Ed,d}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta} = \frac{178 \cdot 10^3}{435 \cdot 512 \cdot 1,5} = 0,533 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Valime kahelõikelised rangid Ø8 B500B, mille korral rangide ristlõikepindala

$$A_{sw} = 100 \text{ mm}^2$$

Arvutame rangide vajaliku sammu:

$$s = \frac{A_{sw}}{a_{sw}} = \frac{100}{0,533} = 187 \text{ mm}$$

Valime rangide sammuks toelähedases piirkonnas  $s=180 \text{ mm}$

### Arvutame rangid keskosas, toest $\frac{1}{4}$ ava kauguselt $\frac{3}{4}$ ava kaugusele.

Lähtume  $\cot \theta$  ülemisest piirist  $\cot \theta = 1,5$

Arvutame rangid keskosas, toest  $\frac{1}{4}$  ava kauguselt  $\frac{3}{4}$  ava kaugusele:

$$\frac{A_{sw}}{s} = a_{sw} = \frac{V_{Ed,1/4}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta} = \frac{107 \cdot 10^3}{435 \cdot 512 \cdot 1,5} = 0,32 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Valime kahelõikelised rangid Ø8 A500HW, mille korral rangide ristlõikepindala

$$A_{sw} = 100 \text{ mm}^2$$

Arvutame rangide vajaliku sammu:

$$s = \frac{A_{sw}}{a_{sw}} = \frac{100}{0,32} = 312 \text{ mm}$$

Valime rangide sammuks keskosas, toest  $\frac{1}{4}$  ava kauguselt  $\frac{3}{4}$  ava kaugusele,  $s=300 \text{ mm}$

## 4.5 Läbipainde arvutus

Läbipaindekontroll EVS-EN 1992-1-1:2007 jaotise 7.4.2 kohaselt:

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] =$$
$$= 1,0 \left[ 11 + 1,5 \sqrt{35} \frac{0,0059}{0,013 - 0,00268} + \frac{1}{12} \sqrt{35} \sqrt{\frac{0,00268}{0,0059}} \right] = 16,4$$

,kus

$l/d$  - on suhte ava/kõrgus piirväärtus;

$K$  - on konstruktiivset skeemi arvesse võttev tegur;

$\rho_0$  - on armeerimisteguri võrdlusväärtus;

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = \sqrt{35} \cdot 10^{-3} = 0,0059$$

$\rho$  - on arvutusliku koormuse põhjustatud paindemomendi vastuvõtmiseks;

vajalik tõmbe-armeerimistegur ava keskel

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b_w d} = \frac{1963}{300 \cdot 500} = 0,013$$

$\rho'$  - arvutuskoormuse põhjustatud paindemomendi vastuvõtmiseks nõutav survearmeerimistegur ava keskel

$$\rho' = \frac{A_{s2}}{b_w d} = \frac{402}{300 \cdot 500} = 0,00268$$

Vajalik kõrgus 5,67m pikkuse korral:

$$d = \frac{5670}{16,4} = 345 \text{ mm} < 500 \text{ mm}$$

Tala läbipaine on lubatud piirides ja seega on oodatud tõenäolise koormuse põhjustatud läbipaine väiksem kui piirläbipaine  $F_{adm} = I_{eff}/250$

## 4.6 Konstruktiivsed nõuded

### 4.6.1 Pikiarmatuur

Minimaalse ja maksimaalse armatuuri pindala EVS-EN 1992-1-1:2007 jaotise

9.2.1.1 kohaselt:

Tõmbearmatuur avas  $4\emptyset 25 \rightarrow A_{s1} = 1963 \text{ mm}^2$

Tõmbearmatuur toel  $2\emptyset 16 \rightarrow A_{s1} = 402 \text{ mm}^2$

Pikitoõmbearmatuuri ristlõikepindala ei tohiks olla väiksem kui  $A_{s,min}$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{3,2}{500} \cdot 300 \cdot 500 = 249mm^2 \text{ tingimus tädetud}$$

Kuid mitte vähem kui

$$A_{s,min} = 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 300 \cdot 500 = 195mm^2 \text{ tingimus tädetud ,}$$

kus

$f_{ctm}$  - betooni normatiivne telgtoõmbetugevuse keskmine väärtus;

$b_t$  - on toõmbetsooni keskmine laius;

Toõmbe- kui ka survearmatuuri ristlõikepindala ei tohiks väljaspool ülekattejätku olla suurem kui  $A_{s,max}$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 300 \cdot 610 = 7320mm^2 \text{ tingimus tädetud}$$

#### 4.6.2 Põikarmatuur

**Põikarmatuur EVS-EN 1992-1-1:2007 jaotise 9.2.2 kohaselt:**

Põikarmeerimistegur:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{100}{300 \cdot 300 \cdot 1} = 0,00111 > \rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{35}}{500} = 0,0009$$

tingimus tädetud

$\rho_w$  - on põikarmeerimistegur,  $\rho_w$  peaks olema vähemalt  $\rho_{w,min}$  ;

$A_{sw}$  - on ühes tasandis paikneva põikarmatuuri ristlõikepind;

$s$  - on elemendi pikitelje suunas mõõdetud põikarmatuuri samm;

$b_w$  - on elemendi ribi laius;

$\alpha$  - on põikarmatuuri ja elemendi pikitelje vaheline nurk;

Põikarmatuuri (rangide) suurim pikisamm ei tohiks olla suurem kui  $s_{l,max}$

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d(1 + \cot \alpha) = 0,75 \cdot 500 = 375mm > s = 300mm \text{ tingimus tädetud}$$



## 4.7 Peitkonsolidid

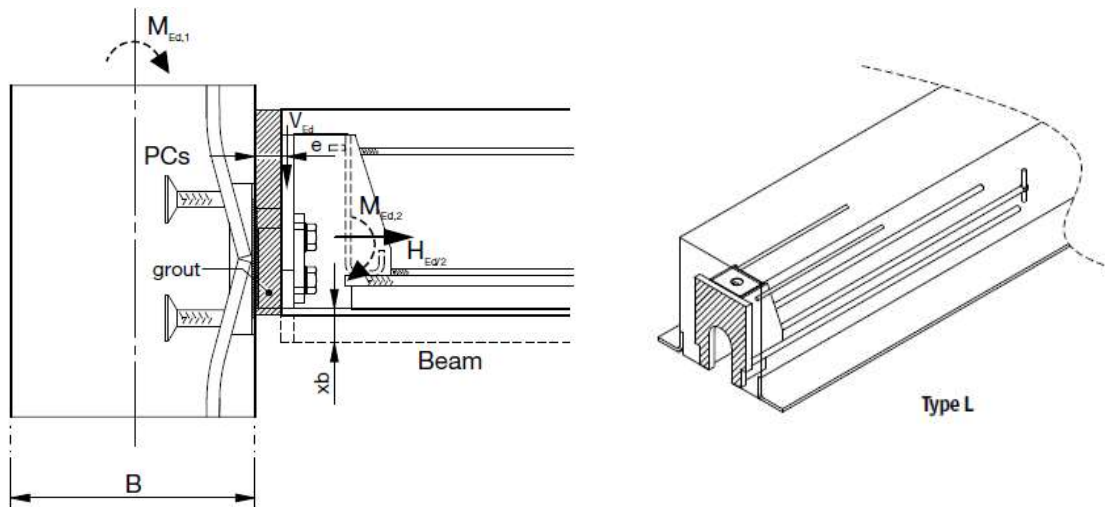
### 4.7.1 Peitkonsoolide valik

Projekteerimisel oli eeltingumus et vältima peaks tavalisi konsooltugesid betoon talade toetamiseks. Valisin Peikko peitkonsolidid. Firma Peikko annab tabeli, kust saab valida peitkonsooli tüübi vastavalt lubatud kandevõimele.

Suurim põikjõud riivis:

$$V_{Ed} = 218kN$$

**Joonis 13.** Peikko peitkonsoolide kinnitussõlm



**Tabel 7. Peikko peitkonsoolide kandevõime tabel**

Load	Notations	Units	PCs 2	PCs 3	PCs 5	PCs 7	PCs 10	PCs 15
Vertical load	$V_{Rd}$	kN	230	355	575	785	1010	1500
Horizontal load	$H_{Ed}$	kN	0	0	0	0	0	0

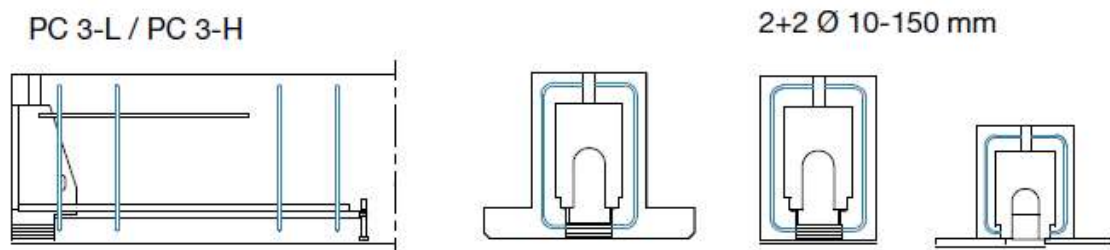
Peitkonsoolide tootja firma Peikko tabelite abil valitakse riivide ja postide ühendamiseks

**PCs 3-L** peitkonsolidid, mis peavad vastu koormusele  $V_{Rd}=355kN$

### Peitkonsoolide armeerimine

Riivi peitkonsooli osa armeeritakse vastavalt valmistaja nõuetele.

**Joonis 14.** Peikko peitkonsoolide armeerimine



## 5 RAUDBETOONPOSTI ARVUTUS

### 5.1 Posti algandmed

Antud töös tehakse kandevõime kontroll telgedel K ja 7 olevale postile, mis asub esimesel korrusel (MP-8).

- ✓ Posti ristlõikeks valime 500x500mm
- ✓ Posti pikkus on 5530mm
- ✓ Posti tulepüsivus R180
- ✓ Betoon C30/37

$f_{ck}=30\text{MPa}$ ,  $f_{ck}$  - betooni normatiivne survetugevus

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20,0\text{MPa} \quad f_{cd} - \text{betooni arvutussurvetugevus}$$

- ✓ Armatuur B500B

$f_{yk}=500\text{MPa}$ ,  $f_{yk}$  - armatuurterase normatiivne voolavustugevus

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435\text{MPa} \quad f_{yd} - \text{armatuurterase arvutuslik voolavustugevus}$$

- ✓ Keskkonnaklassiks on XC1, mis tähendab, et postid asuvad madala õhuniiskusega siseruumides.

Betooni kaitsekiht **EVS-EN 1992-1-1:2007 jaotise 4.4.1 kohaselt:**

#### Betooni nimikaitsekiht:

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

kus

$c_{min}$  - minimaalne kaitsekiht

$\Delta c_{dev}$  - lubatud hälve (10mm);

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\} ,$$

kus

$c_{min,b}$  - nakketingimusest tulenev minimaalne kaitsekiht;

$c_{min,dur}$  - keskkonningimustest tulenev minimaalne kaitsekiht;

$\Delta c_{dur,\gamma}$  - lisaohutuskomponent;

$\Delta c_{dur,st}$  - kaitsekihi vähendus roostevaba terase kasutamisel;

$\Delta c_{dur,add}$  - kaitsekihi vähendus täiendava kaitse kasutamisel;

Seega

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

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

## 5.2 Posti minimaalsed mõõdud tulekahjuolukorras

### R180

Posti tulepüsisvus R180, vastavalt EVS-EN 1992-1-2:2005 (Eurokoodeks 2:Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-2: Üldreeglid. Tulepüsisvus) valime postile minimaalsed mõõdud, mis täidavad etteantud nõuded.

**Tabel 8.** Täisnurksete ja ümarpostide minimaalsed mõõdud ja armatuuri telgkaugused

Tulepüsisvus-klass	Minimaalsed mõõdud (mm)			
	Posti laius $b_{\min}$ / peamiste varraste telgkaugus $a$			
	Tulele avatud rohkem kui üks külg			Tulele avatud üks külg
	$\mu_{fi} = 0.2$	$\mu_{fi} = 0.5$	$\mu_{fi} = 0.7$	$\mu_{fi} = 0.7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	-	295/70

\*\*  
Minimaalselt 8 varrast  
Eelpingestatud postide korral tuleks telgkaugust suurendada vastavalt punktile 4.2.2 (4).

- ✓ Posti arvutus pikkus tulekahjuolukorras  $l_{0,fi} = 0,5l = 0,5 \cdot 5,53 = 2,77m < 3m$
- ✓ Armatuuri kogupindala  $A_s = 2513mm^2 < 0,04A_c = 0,04 \cdot 500 \cdot 500 = 10000mm^2$
- ✓ Minimaalselt peab olema ristlõikes 8 varrast
- ✓ Arvutuskooormuse vähendustegur  $\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}}$ , kus  $N_{Ed,fi}$  arvutuslik pikkijõud tulekahjuolukorras,  $N_{Rd}$  posti arvutuslik kandevõime normaaltemperatuuri juures. Esialgselt võttame  $\mu_{fi} = 0,5$

Tulekahjuolukorda käsitletakse erakorralise arvutusolukorrana ning selle arvutamisel rakendatakse koormustele erakorralise arvutusolukorra osavarutegureid. Erakorralise arvutusolukorra koormuskombinatsioon:  $1.0 \Sigma G_{k,j} + \Sigma \Psi_{1,i} Q_{k,i}$  (EVS-EN 1990:2002 p 6.4.3.3). Kombinatsioonitegur  $\Psi_1$  klass A puhul: 0.5 (EVS-EN 1990:2002 tabel A.1.1). **Valime kaitsekihiks  $c=45\text{mm} > 63-20/2-10=43\text{mm}$ .** Seega minimaalsed nõuded on täidetud

### 5.3 Postile mõjuvad koormused

Postide sisejõudude arvutamiseks kasutati arvutusprogrammi **Robot Structural Analysis Professional**

Koormus postile normaaltemperatuuri korral (**koormuskombinatsioon 12**)

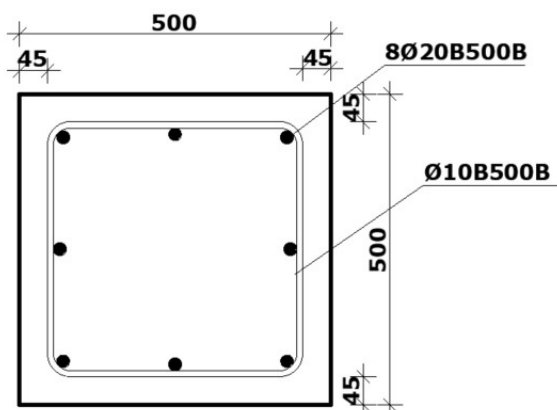
Postile mõjub arvutuslik pikijõud kandepiir seisundis:

$$N_{Ed} = 2731\text{kN}$$

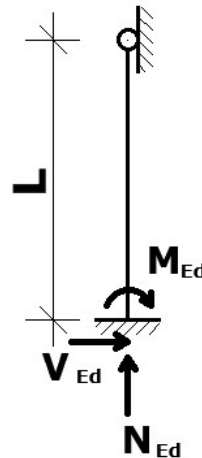
ja arvutuslik esimest järku paindemoment

$$M_{Ed,y} = 34,5\text{kNm}$$

**Joonis 15.** posti ristlõige



**Joonis 16.** posti arvutuskeem



**Posti ristlõige kasulik kõrgus:**

$$d_1 = 500 - 45 - 10 - 20/2 = 435\text{mm}$$

$$d_2 = 45 + 10 + 20/2 = 65\text{mm}$$

### 5.4 Posti kandevõime arvutus

**Eraldiseisva elemendi saledus ja arvutus pikkus EVS-EN 1992-1-1:2007**

**jaotise 5.8.3.2 kohaselt:**

Posti pikkus:

$$l = 5530 \text{ mm}$$

Posti arvutus pikkus:

$$l_0 = \mu \cdot l = 0,7 \cdot 5,53 = 3,88 \text{ m}$$

Elemendi inertsiraadius:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{0,5}{\sqrt{12}} = 0,1443 \text{ m}$$

Eraldiseisva elemendi saledus:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{3,88}{0,1443} = 26,9$$

### **Konstruksioonihälbed EVS-EN 1992-1-1:2007 jaotise 5.2 kohaselt:**

Konstruksiooni hälve:

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

kus

$\theta_0$  - on baasväärtus (soovitatav väärtus on 1/200);

$\alpha_h$  - on kõrgust ja pikkust arvestatav tegur;

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{5,53}} = 0,85, \quad \frac{2}{3} < \alpha_h = 0,85 < 1,0$$

$\alpha_m$  - on elementide arvu arvestatav vähendustegur;

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

$l$  - kõrgus või pikkus meetrites;

$m$  - kogukoormuse vastuvõtmisel koostöötavate vertikaalsete elementide arv;

Konstruksiooni hälve:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = \frac{1}{200} \cdot 0,85 \cdot 1,0 = \frac{1}{235}$$

Eraldiseisva elemendi korral võib konstruksioonihälvete tulemi arvesse võtta ekstsentrilisusena  $e_i$ , mis antakse kujul:

$$e_i = \frac{\theta_i l_0}{2} = \frac{1}{235} \cdot \frac{3,88}{2} = 0,0083 \text{ m}$$

Kontrollime, kas on vaja arvesse võtta ka teist järku ekstsentrilisust.

### **Üksikult seisva elemendi saleduskriteerium EVS-EN 1992-1-1:2007 jaotise 5.8.3.1 kohaselt:**

Eraldiseisev post loetakse saledaks (teist järku ekstsentrilisust on vaja arvesse võtta), kui  $\lambda > \lambda_{lim}$ :

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \cdot \frac{1}{\sqrt{n}},$$

kus

$A=0,70$  - kui ei ole teada tegelikku roometegurit  $\varphi_{ef}$ ;

$B=1,10$  - kui ei ole teada mehaanilist armeerimistegurit  $\omega$ ;

$C=0,70$  - kui ei ole teada momendisuhet  $r_m$ ;

$n$  - suhteline normaaljõud;

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2731 \cdot 10^3}{500 \cdot 500 \cdot 20} = 0,546$$

Järelikult

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \cdot \frac{1}{\sqrt{n}} = \frac{10,8}{\sqrt{n}} = \frac{10,8}{\sqrt{0,546}} = 14,6$$

Seega  $\lambda = 26,9 > \lambda_{lim} = 15,8$  ja on vaja arvestada teist järku ekstsentrilisusega.

### 5.4.1 Esimest järku ekstsentrilisus

Esimest järku ekstsentrilisus:

$$e_0 = \frac{M_{Ed,1}}{N_{Ed}} = \frac{34,5}{2731} = 0,0126m$$

### 5.4.2 Teist järku ekstsentrilisus

**Teist järku ekstsentrilisus EVS-EN 1992-1-1:2007 jaotise 5.8.3.1 kohaselt:**

$$e_2 = \frac{l_0^2}{\pi^2} \cdot \frac{1}{r}$$

Posti teljekõverus:

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0},$$

kus

$K_r$  - on normaaljõust olenev parandustegur;

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = \frac{1,22 - 0,546}{1,22 - 0,4} = 0,822 \leq 1;$$

$n = 0,468$  - suhteline normaaljõud

$$n_u = 1 + \omega = 1 + 0,22 = 1,22$$

Eeldame, et pikiarmatuuriks kasutame 8Ø20 B500B vardaid, mille  $A_s = 2512 \text{mm}^2$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = \frac{2512 \cdot 435}{500 \cdot 500 \cdot 20} = 0,22$$

$n_{bal}$  - on maksimaalsele paindekandevõimele vastav  $n$  väärtus; võib võtta 0.4

$K_\varphi$  - on roomet arvesse võttev tegur; võib võtta 1.0

Betooni roomet arvestav parandustegur

$$K_{\varphi} = 1 + \beta\varphi_{ef} \geq 1$$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,35 + \frac{30}{200} - \frac{26,9}{150} = 0,32$$

Betooni tegeliku roometeguri  $\varphi_{ef}$  võtan võrdseks lõpliku roometeguriga  $\varphi(\infty, t_0)$ , mille määrab EVS-EN 2.1.1 jooniselt 3.1 Selle tabeli kasutamiseks vajalik abisuurus  $h_0$ .

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \times 500 \times 500}{4 \times 500} = 250 \text{ mm}$$

Posti betooni lõplik roometegur  $\varphi(\infty, t_0) = 3,5$

$$\text{Tegelik roometegur } \varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = \frac{3,5}{1,2} = 2,92$$

Seega betooni roomet arvestatv parandustegur

$$K_{\varphi} = 1 + \beta\varphi_{ef} = 1 + 0,32 \times 2,92 = 1,93$$

Posti telje kõverus:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \cdot d} = \frac{f_{yd}}{E_s \cdot 0,45 \cdot d} = \frac{435}{2 \cdot 10^5 \cdot 0,45 \cdot 0,435} = \frac{1}{91} \text{ m}^{-1},$$

kus

$E_s$  – armatuurterase arvutuslik elastsusmoodul;

$d$  – posti ristlõike kasuskõrgus;

Posti telje täpsustatud kõverus teist järku ekstsentrilisuse määramiseks avaldisest

$$\frac{1}{r} = K_r K_{\varphi} \frac{1}{r_0} = 0,822 \cdot 1,93 \cdot \frac{1}{91} = \frac{1}{57,5} \text{ m}^{-1}$$

**Teist järku ekstsentrilisus avaldisest**

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{l_0^2}{\pi^2} = \frac{1}{57,5} \times \frac{3,88^2}{3,14^2} = 0,0266 \text{ m} = 26,5 \text{ mm}$$

### 5.4.3 Üldine ekstsentrilisus

**Minimaalne üldine ekstsentrilisus sümmeetrilise armatuuriga ristlõike surve korral EVS-EN 1992-1-1:2007 jaotise 12.6.5.2 kohaselt:**

Sümmeetrilise armatuuriga ristlõikel tuleb surve korral minimaalseks ekstsentrilisuseks võtta  $e_{tot} = h/30$ , kuid mitte vähem kui 20 mm, kus  $h$  on ristlõike kõrgus.

$$e_{tot} = e_0 + e_i + e_2,$$

kus

$e_0$  - on esimest järku ekstsentrilisus, mis vajaduse korral võtab arvesse vahelae

mõju ja horisontaalkoormusi;

$e_i$  – on geomeetriliste konstruktsioonihälvete mõju arvestav täiendav ekstsentrilisus;

$e_2$  – on elemendi deformeerumise põhjustatud teist järku ekstsentrilisus

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2 = 0,0126 + 0,0083 + 0,0266 = 0,048m > \frac{h}{30} = \frac{0,5}{30} = 0,0166m$$

Minimaalne ekstsentrilisus  $e_0 = h/30$ , kuid mitte vähem kui 20mm.

Valime  $e_{tot} = 0,048m$

#### 5.4.4 Posti kandevõime kontroll

Oleme valinud posti mõõtmetega 500×500mm ja 8Ø20 B500B armatuuriga.

Survetsooni kõrgus:

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{ycd} \cdot A_{s2} + N_{Ed}}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{435 \cdot 942 - 435 \cdot 942 + 2731 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 20 \cdot 500} = 341,4mm$$

Survetsooni suhteline piirkõrgus:

$$\xi_c = \frac{0,0035}{0,0035 + \varepsilon_{yd}} = \frac{0,0035}{0,0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}} = \frac{0,0035}{0,0035 + \frac{435}{2 \cdot 10^5}} = 0,617$$

$$\xi_c \cdot d_1 = 0,617 \cdot 435 = 268mm$$

$x = 341,4mm > \xi_c \cdot d_1 = 268mm$ , seega tegemist on väike ekstsentrilisusega ja

kandepiirseisundis  $\sigma_{s1} < f_{yd}$

$$x = 341,4mm > \xi_{c2} \cdot d_2 = 2,333 \cdot 65 = 152mm, \text{ siis } \sigma_{s2} = f_{ycd}$$

Vajalikud abitegurid:

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d_1} = \frac{942}{500 \cdot 435} = 0,00433$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{b \cdot d_1} = \frac{942}{500 \cdot 435} = 0,00433$$

$$\alpha_{s2} = \frac{f_{yd} \cdot \rho_2}{f_{cd}} = \frac{435 \cdot 0,00433}{20} = 0,094$$

$$\sigma_{sc,u} = 0,0035 \cdot E_s = 700Mpa$$

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d_1} = \frac{2731 \cdot 10^3}{20 \cdot 500 \cdot 435} = 0,627$$

$$\alpha_{s1c,u} = \frac{\sigma_{sc,u} \cdot \rho_1}{f_{cd}} = \frac{700 \cdot 0,00433}{20} = 0,15$$



$$\lambda_1 = 0,625 \cdot (\alpha_n - \alpha_{s_2} - \alpha_{s_{1c,u}}) = 0,625 \cdot (0,627 - 0,094 - 0,15) = 0,239$$

$$\lambda_2 = 1,25 \cdot \alpha_{s_{1c,u}} = 1,25 \cdot 0,15 = 0,1875$$

$$\xi = \lambda_1 + \sqrt{\lambda_1^2 + \lambda_2} = 0,239 + \sqrt{0,239^2 + 0,1875} = 0,73$$

$$x = \xi \cdot d_1 = 0,73 \cdot 435 = 319 \text{ mm}$$

$$y = 0,8 \cdot x = 0,8 \cdot 319 = 255 \text{ mm}$$

$$\sigma_{s1} = \sigma_{s_{c,u}} \left( \frac{d_1}{x} - 1 \right) = 700 \left( \frac{435}{319} - 1 \right) = 254 \text{ MPa}$$

#### 5.4.5 Kandevõime kontroll:

$$\begin{aligned} (N \cdot e)_{Rd} &= f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot (d_1 - 0,5y) + f_{ycd} A_{s2} (d_1 - d_2) = \\ &= 20 \cdot 500 \cdot 255 \cdot (435 - 0,5 \cdot 255) + 435 \cdot 942 \cdot (435 - 65) = 935 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Pikijõu ekstsentrilisus tõmbearmatuuri suhtes:

$$e = e_{tot} + d_1 - 0,5 \cdot h = 0,048 + 0,435 - 0,5 \cdot 0,5 = 0,233 \text{ m}$$

Pikijõu moment tõmbearmatuuri suhtes:

$$(N \cdot e)_{Ed} = N_{Ed} \cdot e = 2731 \cdot 0,233 = 636 \text{ kNm}$$

$$(N \cdot e)_{Ed} = 636 \text{ kNm} < (N \cdot e)_{Rd} = 935 \text{ kNm}$$

Ristlõige kandevõime on tagatud (kasutatud 68%).

## 5.5 Konstruktiivsed nõuded

### 5.5.1 Vajalik armatuuri ankurduspikkus

**Ribivardal nakketugevuse arvutuslik väärtus EVS-EN 1992-1-1:2007 jaotise**

#### 8.4.2 kohaselt:

Nakketugevus:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,33 = 3,0 \text{ MPa}$$

$\eta_1$  - nakketingimuste kvaliteeti ja varda betoneerimisaegset asendit seostav tegur (heade nakketingimuste korral  $\eta_1=1.0$ );

$\eta_2$  - varda läbimõõdust olenev tegur ( $\varnothing \leq 32 \text{ mm}$  korral  $\eta_2=1.0$ );

$f_{ctd}$  - betooni arvutustõmbetugevus;

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = \frac{2,0}{1,5} = 1,33 \text{ MPa}$$

**Baasankurduspikkus EVS-EN 1992-1-1:2007 jaotise 8.4.3 kohaselt:**

$$l_{b\varnothing 20} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{20}{4} \cdot \frac{435}{3,0} = 715 \text{ mm}$$

## Arvutuslik ankurduspikkus EVS-EN 1992-1-1:2007 jaotise 8.4.4 kohaselt

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \cdot kus$$

$\alpha_1$  - varda kuju piisava kaitsekihi korral

$\alpha_2$  - minimaalsed betoonkaitsekihti

$\alpha_3$  - põikiarmatuuri põhjustatud tõkestatust

$\alpha_4$  - arvutusliku ankurduspikkuse  $l_{bd}$  ulatuses pikiarmatuurile keevitatud ühte või enamat põikivarrast

$\alpha_5$  - lõhestuspinnal arvutusliku ankurduspikkuse ulatuses esinevat põikisurvet

$l_{b,min}$  - minimaalne ankurduspikkus

Surutud armatuurvarraste puhul  $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 = 1,0$  ning  $\alpha_5$  ei esine.

$$\text{Tõmbeankurduse korral} \quad l_{b,min} \geq \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\emptyset, 100mm\}$$

$$\text{Surveankurduse korral} \quad l_{b,min} \geq \max\{0,6l_{b,rqd}; 10\emptyset, 100mm\}$$

$$l_{b\emptyset 20min} = 0,3 \cdot l_{b\emptyset 20} = 0,3 \cdot 715 = 215mm \text{ -tõmbe korral}$$

$$l_{b\emptyset 20min} = 0,6 \cdot l_{b\emptyset 20} = 0,6 \cdot 715 = 429mm \text{ -surve korral}$$

$$l_{b\emptyset 20min} = 10 \cdot \emptyset = 10 \cdot 20 = 200mm \text{ -surve korral}$$

### 5.5.2 Pikiarmatuur

#### Pikiarmatuur EVS-EN 1992-1-1:2007 jaotise 9.5.2 kohaselt

Oleme valinud posti mõõtmetega 500×500mm ja 8Ø20 B500B armatuuriga

$$A_s = 2513mm^2$$

Standardi rahvusliku lisa NA.9.5.2(1) kohaselt pikiarmatuuri minimaalne  $\emptyset=8mm$

Pikiarmatuuri pind ei peaks olema vähem kui:

$$A_{s,min} = \frac{0,1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 2731 \cdot 10^3}{435} = 628mm^2 < A_s = 2513mm^2$$

$$A_{s,min} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 500^2 = 500mm^2 < A_s = 2513mm^2$$

Pikiarmatuuri pind ei peaks olema suurem kui:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 500^2 = 10000mm^2 > A_s = 2513mm^2$$

### 5.5.3 Põikarmatuur

#### Põikarmatuur EVS-EN 1992-1-1:2007 jaotise 9.5.3 kohaselt

Standardi rahvusliku lisa NA.9.5.3(1) kohaselt ei tohiks põikarmatuuri samm piki posti olla suurem kui

- ✓ 20-kordne pikivarda min  $\varnothing \rightarrow s_{cl,t,max1} = 20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 20 = 400\text{mm}$
- ✓ Posti ristlõike vähim mõõde  $\rightarrow s_{cl,t,max2} = b = 500\text{mm}$
- ✓  $s_{cl,t,max3} = 400\text{mm}$

Soovitav väärtus on nendest kolmest suurusest vähim (400mm).

Valime põikarmatuuri sammuks 300mm

Nõutud suurimat lubatud põikarmatuuri sammu tuleks vähendada teguriga 0,6 järgnevatel juhtudel

- ✓ Tala või plaadi peal ja all paiknevates postiosades, mille pikkus on võrdne posti ristlõike suurema mõõtmega;
- ✓ Ülekattejätku kohal, kui pikivarda maksimaalne läbimõõt ületab 14mm. Jätku kohal peaks paiknema vähemalt 3 põikarmatuuri;

Põikarmatuuri läbimõõt peab olema

- ✓  $\varnothing \geq 6\text{mm}$
- ✓ vähemalt  $\frac{1}{4}$  pikiarmatuuri läbimõõdust ( $\frac{1}{4} \cdot 20 = 5\text{mm}$ )

Põikarmatuuri läbimõõduks võtame  $\varnothing 10$  sammuga 300mm

## 6 MONOLIITPLAADI ARVUTUS.

Antud töös tehakse kandevõime kontroll esimese korruse monoliitvahelaeplaadile. Plaadi ülimese pinna kõrgusmärk on +4,700. Esimese korruse postidele ja seintele toetub monoliitsest raudbetoonist vahelaeplaat paksusega 250mm.

### 6.1 Koormused

Plaadile mõjuvateks koormusteks on omakaal (plaadi kaal koos plaadil oleva kattekihiga) ja kasuskoormus.

Omakaalukoormus leitakse vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-1:2002 järgi, osavarutegur kandepiirteisundis 1,20.

Kasuskoormused leitakse vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-1:2002 järgi, osavarutegur kandepiirteisundis 1,50.

### Kasuskoormused

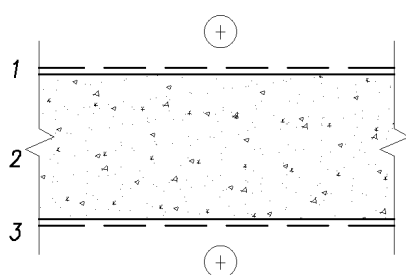
Kasuskoormused vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-1:2002+NA:2002:

**Tabel 9.** Kasuskoormused

Ruumirühm	$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_k$ (kN)
Klass B - Büroorumide põrandad	3.0	2.0
Klass C3- Büroo ja kaubanduspindade ühedusteel, vestibüülid ja koridorid	5.0	4.0
Ventkamber	5.0	4.0

### Vahelaeplaadiledele mõjuv omakaalukoormus

Monoliit vahelagi-VL-01



- 1 PÕRANDAKATE
- 2 KANDEKARIND - monoliitne raudbetoonplaat 250mm
- 3 VIIMISTLUSKIHT

**Riputuskoormus:**  $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$

**Kergseinade omakaalukoormus:**  $q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$

### Joonkoormus mittekandvaseintedest vahelaele

Šahtide seinteks on ette nähtud 140mm laiused plokkidest täisvalatud õõntega müüritised. Teisel korrusel mittekandvateks seinteks on 190mm laiused täisvalatud õõntega. Teise korruse kõrgus on 4,5m

Plok laiusega 140mm

$$q_{140,k} = 0,14\text{m} \cdot 24\text{kN/m}^3 \cdot 4,5 = 15,2 \text{ kN/m}$$

Plok laiusega 190mm

$$q_{190,k} = 0,19\text{m} \cdot 24\text{kN/m}^3 \cdot 4,5 = 20,5 \text{ kN/m}$$

### Joonkoormus fassaadikatest vahelaele

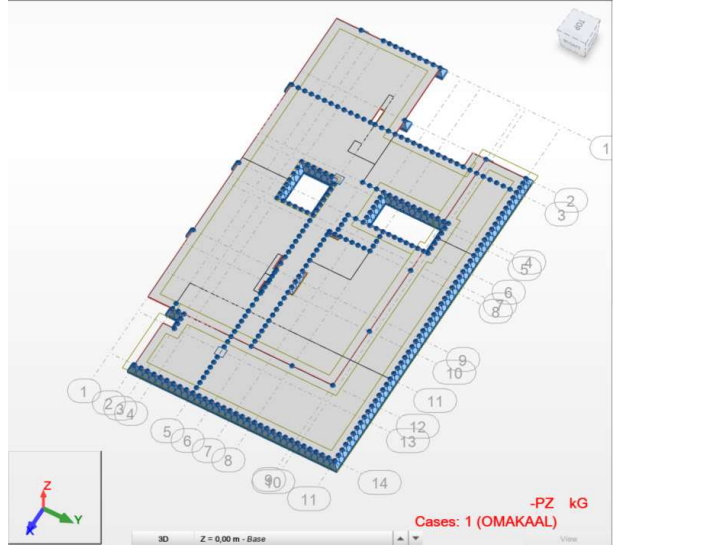
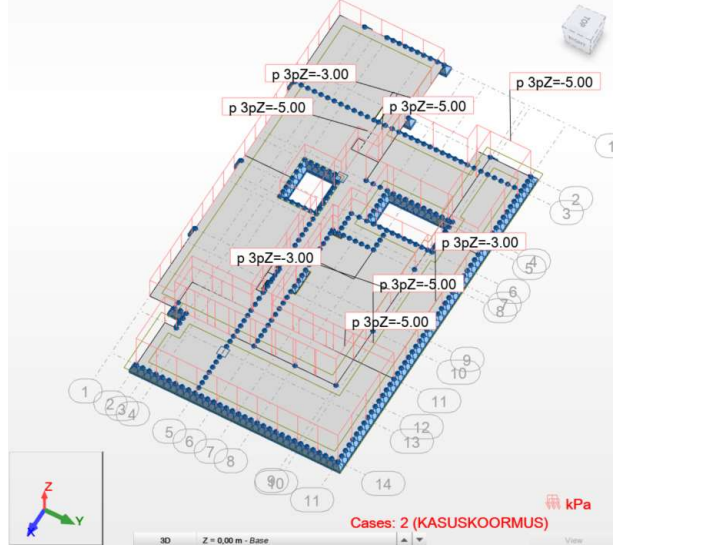
Fassaadikatteks on alumiinium-komposiitpladist fassaadikassetid, mis kinnitakse RUUKKI kuumtsingitud termoroovide külge

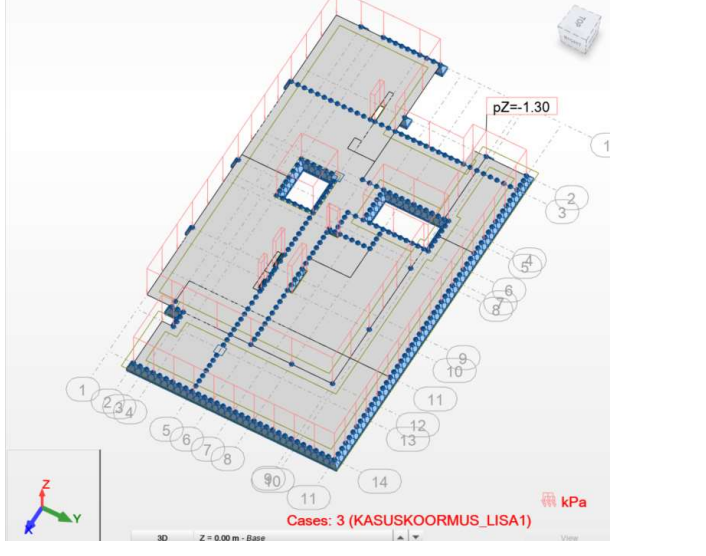
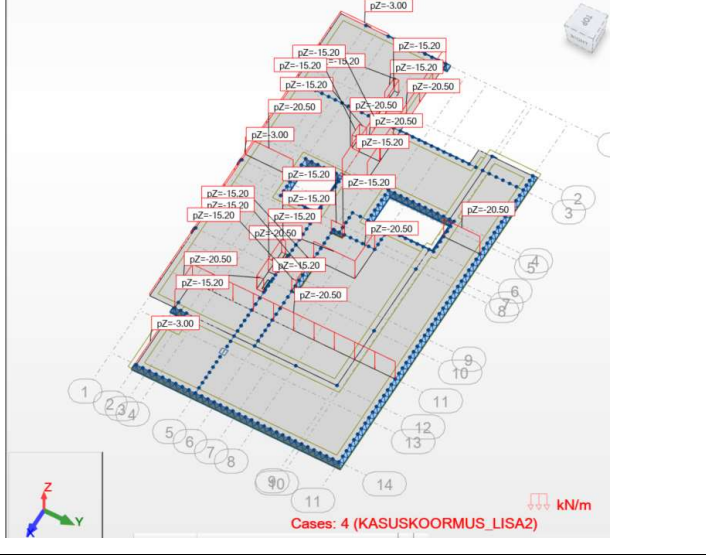
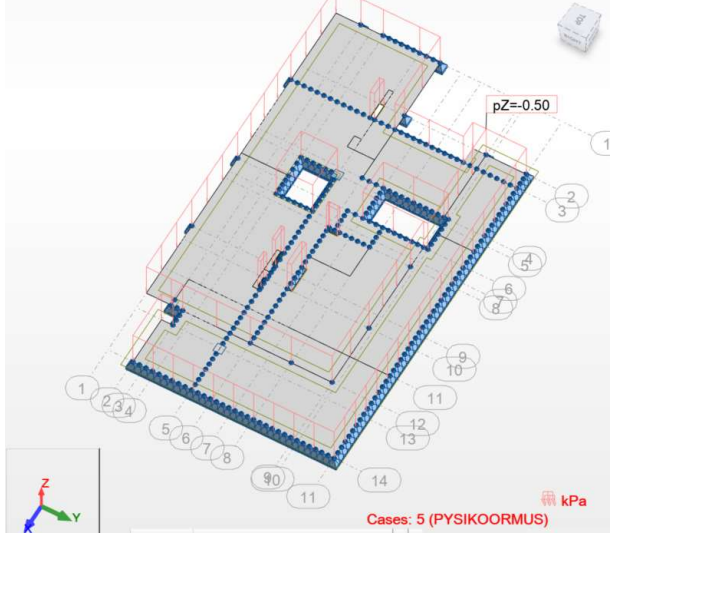
Fassaadi omakaal

$$g_{f,k} = 3 \text{ kN/m}$$

Plaadi sisejõudude arvutamiseks on kasutatud arvutusprogrammi **Robot Structural Analysis Professional**

### Joonis 17. Koormuste nimed ja kujud

1	OK-OMAKAAL (plaadi omakaal) arvutusprogramm arvutab ise	
2	KK1-KASUSKOORMUS (Kasuskoormus olenevalt ruumirühmast)	

<p>3</p>	<p>KK2- KASUSKOORMUS_LISA1 (riputuskoormus: <math>q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2</math>; kergseinade omakaal: <math>q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2</math>)</p>	
<p>4</p>	<p>KK3- KASUSKOORMUS_LISA2 Vahesteinte plokidest omakaal</p>	
<p>5</p>	<p>PK-PÜSIKOORMUS (põrandakonstruktsiooni omakaal <math>g_k = 0,5 \text{ kN/m}^2</math>)</p>	

## 6.2 Koormuskombinatsioonid

Vastavalt EVS-EN-1990:2002

### Kandepiiriseisundi koormuskombinatsioonid

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [6.10]$$

### Kasutuspiiriseisundi koormuskombinatsioonid

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [6.14b]$$

**Tabel 10.** Koormuskombinatsioonid

6	ULS	1,2(OK+PK)+1,5(KK1+KK2+KK3)
7	SLS	1,0(OK+PK)+ (KK1+KK2+KK3)

kus

ULS - *ultimate limit state* –kandepiiriseisund

SLS - *serviceability limit state* - kasutuspiiriseisund

### 6.3 Monoliitplaadi algandmed

- ✓ Plaadi paksus 250mm
- ✓ Plaadi tulepüsivus R180
- ✓ Betoon C30/37

$f_{ck}=30\text{MPa}$ ,  $f_{ck}$  - betooni normatiivne survetugevus

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20,0\text{MPa} \quad f_{cd} - \text{betooni arvutussurvetugevus}$$

- ✓ Armatuur B500B

$f_{yk}=500\text{MPa}$ ,  $f_{yk}$  - armatuurterase normatiivne voolavustugevus

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435\text{MPa} \quad f_{yd} - \text{armatuurterase arvutuslik voolavustugevus}$$

- ✓ Keskkonnaklassiks on XC1, mis tähendab, et plaat asuvad madala õhuniiskusega siseruumides.

Betooni kaitsekiht **EVS-EN 1992-1-1:2007 jaotise 4.4.1 kohaselt:**

#### Betooni nimikaitsekiht:

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

kus

$c_{min}$  - minimaalne kaitsekiht

$\Delta c_{dev}$  - lubatud hälve (10mm);

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\} ,$$

kus

$c_{min,b}$  - nakketingimusest tulenev minimaalne kaitsekiht;

$c_{min,dur}$  - keskkonnatingimustest tulenev minimaalne kaitsekiht;

$\Delta C_{dur,y}$  - lisaohutuskomponent;

$\Delta C_{dur,st}$  - kaitsekihi vähendus roostevaba terase kasutamisel;

$\Delta C_{dur,add}$  - kaitsekihi vähendus täiendava kaitse kasutamisel;

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

#### 6.4 Monoliitplaadi minimaalsed mõõdud tulekahjuolukorras R180

Plaadi tulepüsivus R180, vastavalt EVS-EN 1992-1-2:2005 (Eurokoodeks 2: Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-2: Üldreeglid. Tulepüsivus) valime plaadi minimaalsed mõõdud. Meie plaat töötab kahes suunas ja toetab seintele ja postidele.

**Tabel 11.** Ühes või kahes suunas töötavate vabatoetusega raudbetoon- ja pingebetoontäisplaatide minimaalsed mõõdud ja armatuuri telgkaugused

Tulepüsivusklass	Minimaalsed mõõdud (mm)			
	Plaadi paksus $h_s$ (mm)	Armatuuri telgkaugus $a$		
		Ühes suunas töötav	Kahes suunas töötav: $l_y/l_x \leq 1,5$   $1,5 < l_y/l_x \leq 2$	
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

$l_x$  ja  $l_y$  on kahes suunas töötava plaadi silded (suunad teineteisega risti), kus  $l_y$  on pikem sille.

Pingebetoonplaatidel tuleks armatuuri telgkaugust suurendada vastavalt 5.2 (5)-le.

Veergudes 4 ja 5 toodud telgkaugus  $a$  kehtib neljast küljest toetuvate plaatide kohta. Kui see pole nii, tuleks plaati käsitleda ühes suunas töötavana.

\* Tavaliselt on piisav EN 1992-1-1 nõutav betoonkaitsekiht.



**Tabel 12.** Punkttoetusega raudbetoon- ja pingebetootäisplaatde minimaalsed mõõdud ja armatuuri telgkaugused

Tulepüsivusklass	Minimaalsed mõõdud (mm)	
	Plaadi paksus $h_s$	Armatuuri telgkaugus $a$
1	2	3
REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

\* Tavaliselt on piisav EN 1992-1-1 nõutav betoonkaitsekiht.

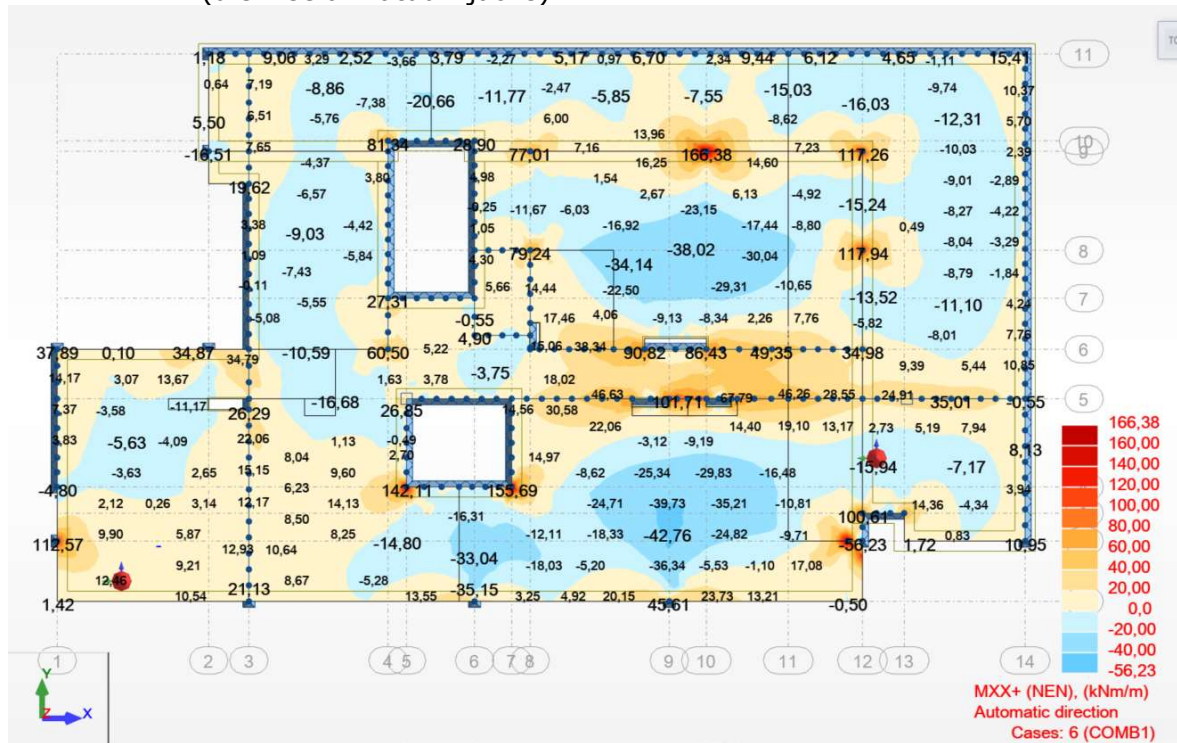
**Valime kaitsekiht  $c=40\text{mm} > 45-12/2=39\text{mm}$  ( $\varnothing 12$  esialgne plaadi armatuur)**

Seega plaadi paksus 250mm ja betooni kaitsekiht 40mm piisav tulepüsivusele R180

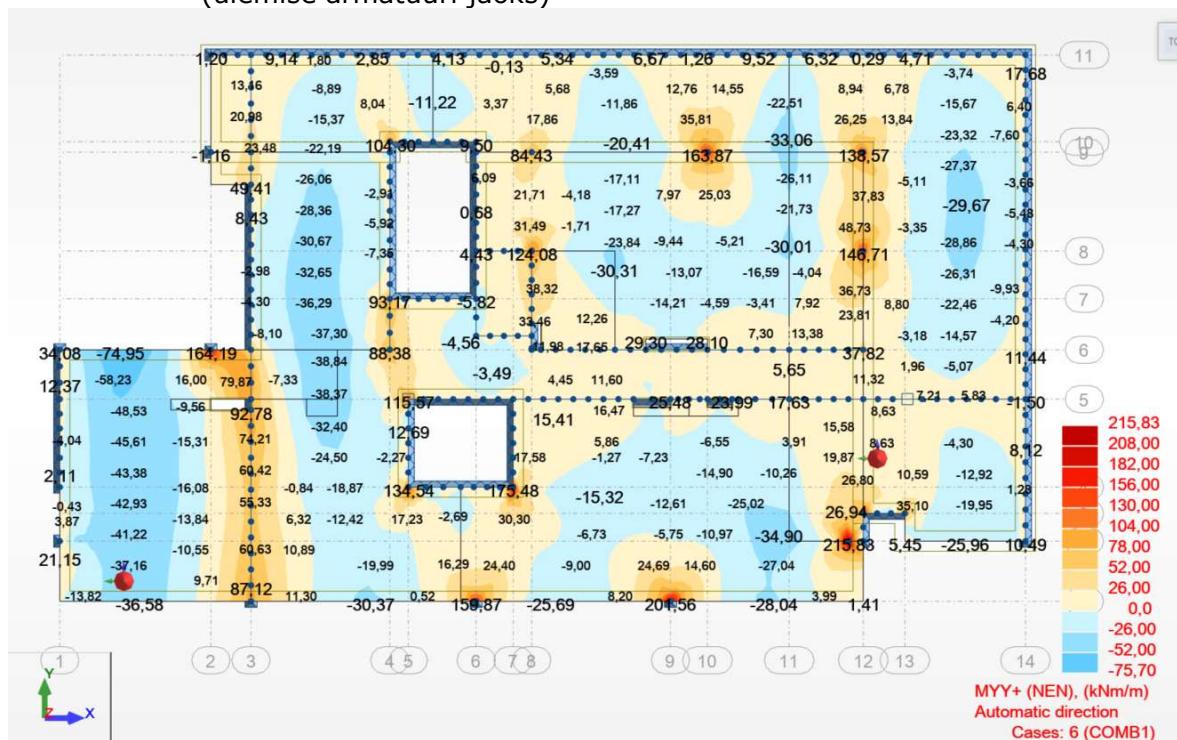
## 6.5 Plaadi kandevõime arvutus

Plaadi sisejõudude arvutamiseks on kasutatud arvutusprogrammi **Robot Structural Analysis Professional**

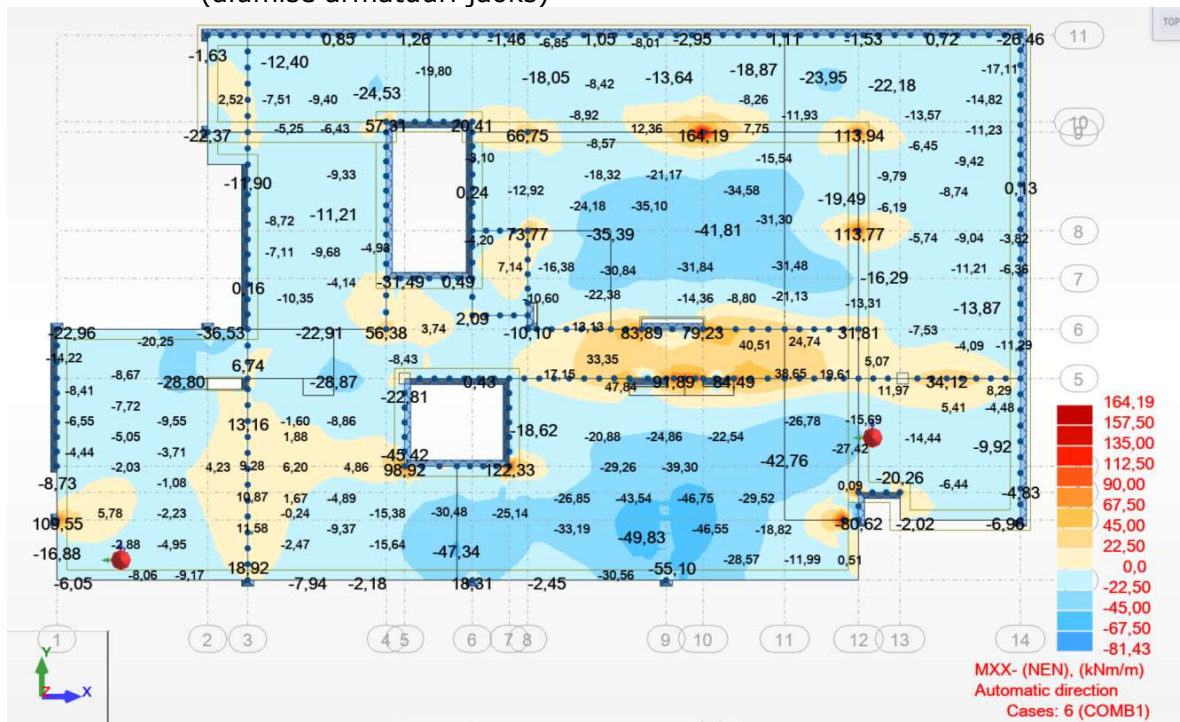
**Joonis 18.** Paindemoment suunas Mxx plaadi kandepiirseisundis (ülemise armatuuri jäoks)



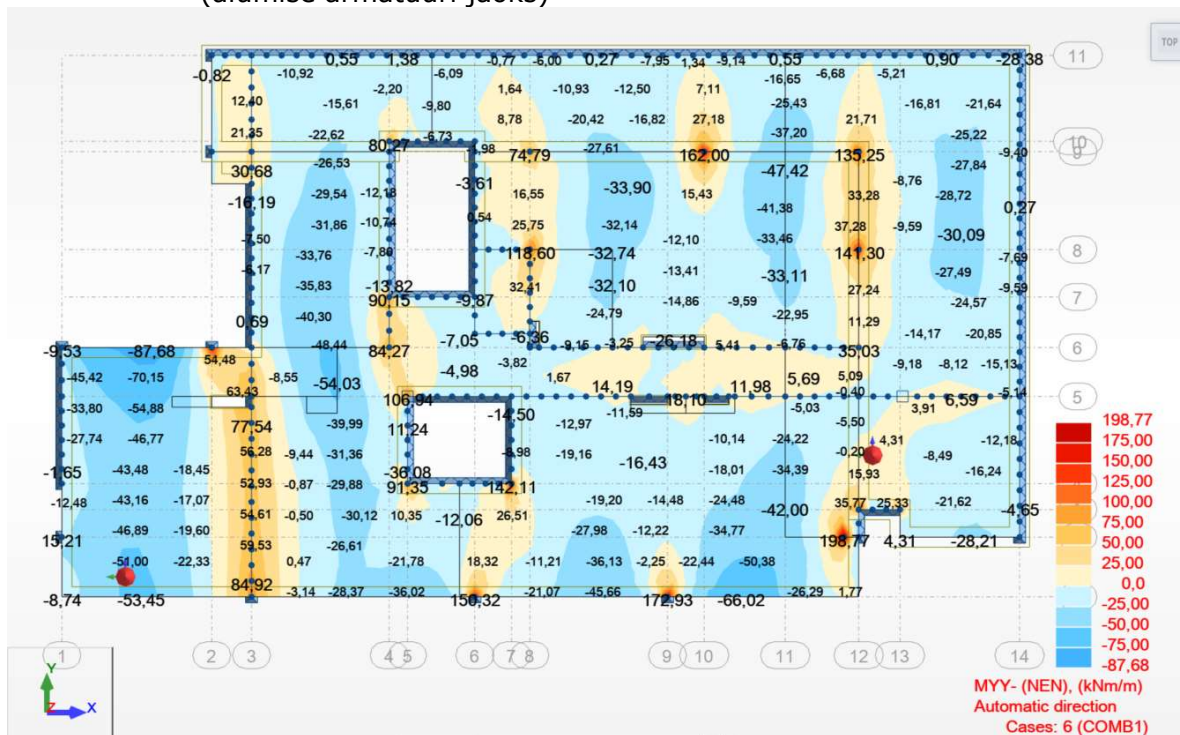
**Joonis 19.** Paindemoment suunas Myy plaadi kandepiirseisundis (ülemise armatuuri jäoks)



**Joonis 20.** Paindemoment suunas Mxx plaadi kandepiiriseisundis (alumise armatuuri jäoks)

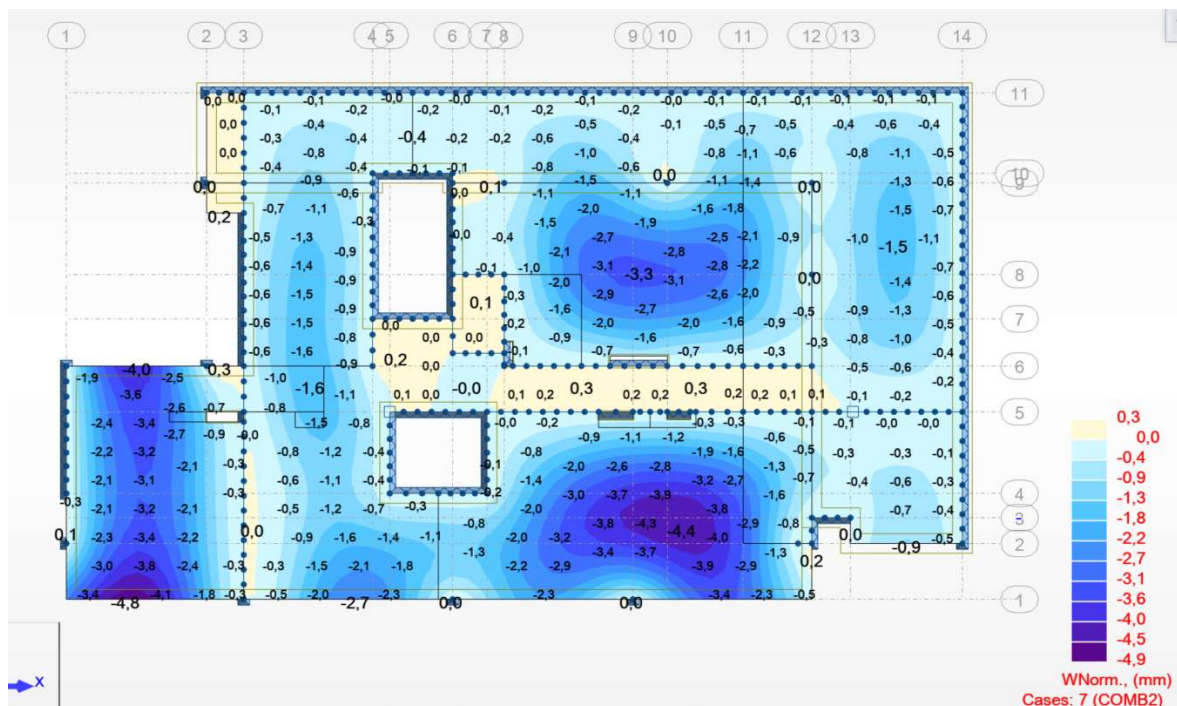


**Joonis 21.** Paindemoment suunas Myy plaadi kandepiiriseisundis (alumise armatuuri jäoks)





**Joonis 22.** Plaadi läbipaine z-suunas kasutuspiirseisundis



### 6.5.1 Plaadi paindemomentide ja armatuuri määramine.

Paindemomentid leitakse arvutusprogrammi epüüride abil.

**Tabel 13.** Maksimaalsed paindemomentid ja plaadi vajalik armatuur.

ülemised paindemomentid vt.joonis 18		põhiarmatuur Ø12B500B s150mm	lisaarmatuur	As	MRd	armeerimise tegur
No	Mxx	MRd	Ø, samm	mm <sup>2</sup>	kNm/m	$\rho = 0,004 \div 0,01$
	kNm/m	kNm/m	mm, mm			
1	112,57	60,90	<i>d12, s.150</i>	1508	<b>116,5</b>	0,0078
2	81,34	60,90	<i>d10, s.150</i>	1277	<b>100,1</b>	0,0066
3	79,24	60,90	<i>d10, s.150</i>	1277	<b>100,1</b>	0,0066
4	142,11	60,90	<i>d16, s.150</i>	2094	<b>156,0</b>	0,0108
5	155,69	60,90	<i>d16, s.150</i>	2094	<b>156,0</b>	0,0108
6	166,38	60,90	<i>d20, s.150</i>	2848	<b>202,0</b>	0,0147
7	117,94	60,90	<i>d20, s.150</i>	2848	<b>202,0</b>	0,0147
8	90,82	60,90	<i>d10, s.150</i>	1277	<b>100,1</b>	0,0066
9	101,71	60,90	<i>d12, s.150</i>	1508	<b>116,5</b>	0,0078

ülemised paidemomendid vt.joonis 19		põhiarmatuur Ø12B500B s150mm	lisaarmatuur	As	MRd	armeerimise tegur
No	Myy	MRd	Ø, samm			
	kNm/m	kNm/m	mm, mm	mm <sup>2</sup>	kNm/m	$\rho = 0,004 \div 0,01$
1	164,19	60,90	<i>d20, s.150</i>	2848	<b>202,0</b>	0,0147
2	92,78	60,90	<i>d10, s.150</i>	1277	<b>100,1</b>	0,0066
3	74,21	60,90	<i>d10, s.150</i>	1277	<b>100,1</b>	0,0066
4	87,12	60,90	<i>d10, s.150</i>	1277	<b>100,1</b>	0,0066
5	104,30	60,90	<i>d12, s.150</i>	1508	<b>116,5</b>	0,0078
6	93,17	60,90	<i>d10, s.150</i>	1277	<b>100,1</b>	0,0066
7	115,57	60,90	<i>d12, s.150</i>	1508	<b>116,5</b>	0,0078
8	134,54	60,90	<i>d16, s.150</i>	2094	<b>156,0</b>	0,0108
9	159,87	60,90	<i>d20, s.150</i>	2848	<b>202,0</b>	0,0147
10	175,48	60,90	<i>d20, s.150</i>	2848	<b>202,0</b>	0,0147
11	124,08	60,90	<i>d16, s.150</i>	2094	<b>156,0</b>	0,0108
12	84,43	60,90	<i>d10, s.150</i>	1277	<b>100,1</b>	0,0066
13	163,87	60,90	<i>d20, s.150</i>	2848	<b>202,0</b>	0,0147
14	138,57	60,90	<i>d16, s.150</i>	2094	<b>156,0</b>	0,0108
15	146,71	60,90	<i>d16, s.150</i>	2094	<b>156,0</b>	0,0108
16	201,56	60,90	<i>d20, s.150</i>	2848	<b>202,0</b>	0,0147
17	215,83	60,90	<i>d20, s.130</i>	3170	<b>220,0</b>	0,0163

alumised paidemomendid vt.joonis 21		põhiarmatuur Ø12B500B s150mm	lisaarmatuur	As	MRd	armeerimise tegur
No	Myy	MRd	Ø, samm			
	kNm/m	kNm/m	mm, mm	mm <sup>2</sup>	kNm/m	$\rho = 0,004 \div 0,01$
1	87,68	60,90	<i>d10, s.150</i>	1277	<b>100,1</b>	0,0066
2	66,02	60,90	<i>d10, s.150</i>	1277	<b>100,1</b>	0,0066

### Plaadi ristlõike kasulik kõrgus:

$$d_1 = 250 - 40 - 10 - 12/2 = 194 \text{ mm}$$

$$d_2 = 40 + 10 + 12/2 = 56 \text{ mm}$$

### Põhiarmatuur

Põhiarmatuur Ø12B500B samm 150mm, arvutuslaius 1m

$$A_{s1} = 113 \cdot 1000 / 150 = 753,3 \text{ mm}^2$$

Armatuur B500B  $\mu_c = 0,372$ ,  $\omega_c = 0,494$

Paindekandevõime määramine

$$\omega = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d_1} = \frac{753,3 \cdot 435}{20 \cdot 1000 \cdot 194} = 0,0845 < \omega_c = 0,494$$

$$\mu = \omega(1 - 0,5\omega) = 0,0845(1 - 0,5 \cdot 0,0845) = 0,0809$$

Paindekandevõime

$$M_{Rd} = \mu \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1^2 = 0,0809 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 194^2 = 60,9 \text{ kNm} / m$$

Võtame plaadi põhiarmatuuriks võrk Ø12B500B sammuga 150x150mm. Kohtades kus paindemoment suurem kui **60,9kNm/m** on vaja lisa armatuur

### **Siis leiame põhi - ja lisaarmatuuriga summaarse plaadi paindekandevõime**

Põhiarmatuur Ø12B500B samm 150mm ja lisaarmatuur Ø10B500B samm 150mm arvutuslaius 1m

$$A_{s1} = 113 \cdot 1000 / 150 + 79 \cdot 1000 / 150 = 1277 \text{ mm}^2$$

$$\text{Armatuur B500B } \mu_c = 0,372, \omega_c = 0,494$$

Paindekandevõime määramine

$$\omega = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d_1} = \frac{1277 \cdot 435}{20 \cdot 1000 \cdot 194} = 0,1432 < \omega_c = 0,494$$

$$\mu = \omega (1 - 0,5\omega) = 0,1330$$

Paindekandevõime

$$M_{Rd} = \mu \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1^2 = 0,133 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 194^2 = 100,1 \text{ kNm} / m$$

Põhiarmatuur Ø12B500B samm 150mm ja lisaarmatuur Ø12B500B samm 150mm arvutuslaius 1m

$$A_{s1} = 113 \cdot 1000 / 150 + 113 \cdot 1000 / 150 = 1508 \text{ mm}^2$$

$$\text{Armatuur B500B } \mu_c = 0,372, \omega_c = 0,494$$

Paindekandevõime määramine

$$\omega = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d_1} = \frac{1508 \cdot 435}{20 \cdot 1000 \cdot 194} = 0,1691 < \omega_c = 0,494$$

$$\mu = \omega (1 - 0,5\omega) = 0,1548$$

Paindekandevõime

$$M_{Rd} = \mu \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1^2 = 0,1548 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 194^2 = 116,5 \text{ kNm} / m$$

Põhiarmatuur Ø12B500B samm 150mm ja lisaarmatuur Ø16B500B samm 150mm arvutuslaius 1m

$$A_{s1} = 113 \cdot 1000 / 150 + 201 \cdot 1000 / 150 = 2094 \text{ mm}^2$$

$$\text{Armatuur B500B } \mu_c = 0,372, \omega_c = 0,494$$

Paindekandevõime määramine

$$\omega = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d_1} = \frac{2094 \cdot 435}{20 \cdot 1000 \cdot 194} = 0,2348 < \omega_c = 0,494$$

$$\mu = \omega (1 - 0,5 \omega) = 0,2072$$

Paindekandevõime

$$M_{Rd} = \mu \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1^2 = 0,2072 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 194^2 = 156 \text{ kNm} / \text{m}$$

Põhiarmatuur  $\emptyset 12B500B$  samm 150mm ja lisaarmatuur  $\emptyset 20B500B$  samm 150mm  
arvutuslaius 1m

$$A_{s1} = 113 \cdot 1000 / 150 + 314 \cdot 1000 / 150 = 2848 \text{ mm}^2$$

$$\text{Armatuur B500B } \mu_c = 0,372, \omega_c = 0,494$$

Paindekandevõime määramine

$$\omega = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d_1} = \frac{2848 \cdot 435}{20 \cdot 1000 \cdot 194} = 0,3193 < \omega_c = 0,494$$

$$\mu = \omega (1 - 0,5 \omega) = 0,2684$$

Paindekandevõime

$$M_{Rd} = \mu \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1^2 = 0,2684 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 194^2 = 202 \text{ kNm} / \text{m}$$

Põhiarmatuur  $\emptyset 12B500B$  samm 150mm ja lisaarmatuur  $\emptyset 20B500B$  samm 130mm  
arvutuslaius 1m

$$A_{s1} = 113 \cdot 1000 / 150 + 314 \cdot 1000 / 130 = 3170,6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Armatuur B500B } \mu_c = 0,372, \omega_c = 0,494$$

Paindekandevõime määramine

$$\omega = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d_1} = \frac{3170,6 \cdot 435}{20 \cdot 1000 \cdot 194} = 0,355 < \omega_c = 0,494$$

$$\mu = \omega (1 - 0,5 \omega) = 0,2923$$

Paindekandevõime

$$M_{Rd} = \mu \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_1^2 = 0,2923 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 194^2 = 220 \text{ kNm} / \text{m}$$

## 6.5.2 Vajalik armatuuri ankurduspikkus

**Ribivardal nakketugevuse arvutuslik väärtus EVS-EN 1992-1-1:2007 jaotise**

### 8.4.2 kohaselt:

Nakketugevus:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,33 = 3,0 \text{ MPa}$$

$\eta_1$  - nakketingimuste kvaliteeti ja varda betoneerimisaegset asendit seostav tegur (heade nakketingimuste korral  $\eta_1=1.0$ );

$\eta_2$  - varda läbimõõdust olenev tegur ( $\varnothing \leq 32$  mm korral  $\eta_2=1.0$ );

$f_{ctd}$  - betooni arvutustõmbetugevus;

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = \frac{2,0}{1,5} = 1,33MPa$$

**Baasankurduspikkus EVS-EN 1992-1-1:2007 jaotise 8.4.3 kohaselt:**

$$l_{b\varnothing 20} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{20}{4} \cdot \frac{435}{3,0} = 715mm$$

**Ankurduspikkus  $\varnothing 16B500B$ :**

$$l_{b\varnothing 16} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{16}{4} \cdot \frac{435}{3,0} = 580mm$$

**Ankurduspikkus  $\varnothing 12B500B$ :**

$$l_{b\varnothing 12} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{12}{4} \cdot \frac{435}{3,0} = 435mm$$

**Ankurduspikkus  $\varnothing 10B500B$ :**

$$l_{b\varnothing 10} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{10}{4} \cdot \frac{435}{3,0} = 363mm$$

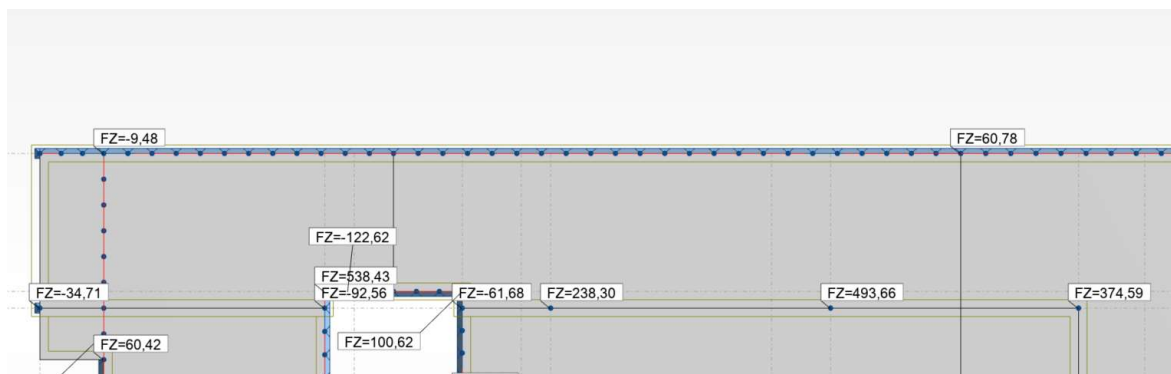
### 6.5.3 Plaadi läbisurumiskandevõime.

Põikjõukindlust tuleks kontrollida posti servas ja baaskontrollperimeetril  $u_1$ . Põikarmatuuri vajaduse korral tuleks määrata lisaperimeeter  $u_{out,ef}$ , kus põikarmatuuri enam ei vajata.

Plaadi sisejõudude arvutamiseks on kasutatud arvutusprogrammi **Robot Structural Analysis Professional**

Antud töös tehakse kandevõime kontroll enim koormatud kohtades

**Joonis 23.** Plaadi toereaktsioonid

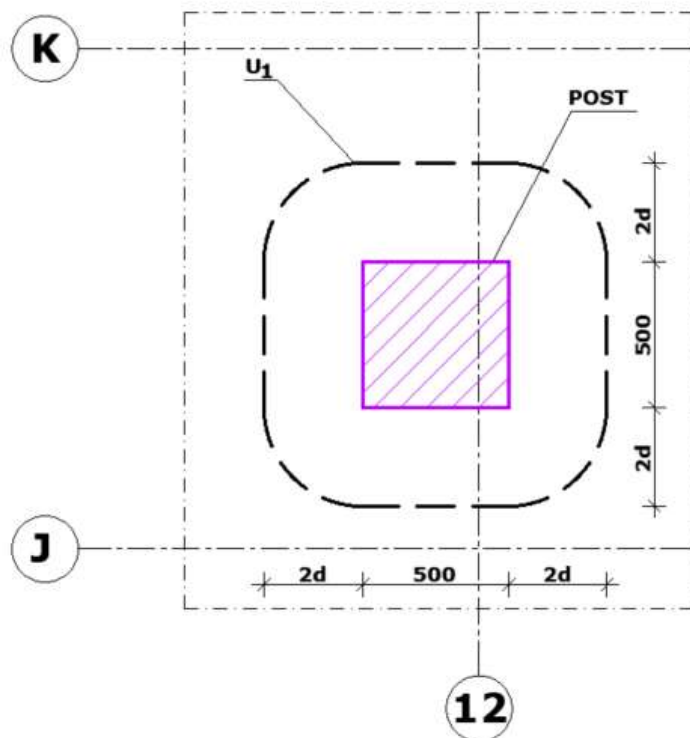




### Kontrollime läbisurumine keskmise posti juures

Plaadi alalt postile kanduv koormus  $V_{Ed}=494\text{kN}$

**Joonis 24.** Vähendatud kontrollperimeeter  $u_1$  keskmise posti juures



Meie projektis on punkttoetusega monoliittraudbetoonvahelagi. Vahelaeplaat toetub monoliittraudbetoonpostile 500×500 mm ristlõikega. Plaadi paksuseks on 250 mm ; plaat tehakse betoonist C30/37 ja armeeritakse armatuuriga B500B. Arvestame et postide ümber paikneb plaadis paindest tekkivat tõmmet vastu võttev armatuurvõrk  $\emptyset 12/ \emptyset 12/150/150\text{mm}$  ja lisaarmatuur  $\emptyset 20/ \emptyset 20/150/150\text{mm}$

Plaadi kasulik kõrgus  $d=250-40-10-20/2=194\text{mm}$

Plaadi maksimaalset läbisurumiskandevõimet kontrollime avaldisega

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd}$$

kus betooni töötingimuste tegur avaldisest

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

ja koormuse ekstsentrilisust arvestav tegur äärepoti jaoks  $\beta=1,15$

ning  $u_0$  on äärepoti korral selle posti ümbermõõt  $u_0 = 3 \cdot 500 = 1500\text{mm}$

Seega

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 494 \cdot 10^3}{1500 \cdot 194} = 2,245 \frac{N}{mm^2} \leq \\ \leq v_{Rd, \max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,528 \cdot 20 = 4,224 \frac{N}{mm^2}$$

See tähendab plaadi kasulik paksus ja betooni tugevus on piisavad mõjuva läbisurumisjõu vastuvõtmiseks.

### Arvutame vajaliku läbisurumisarmatuuri.

Postist plaadi kahe kasuskõrguse kaugusel paikneva baaskontrollperimeetri pikkus

$$u_1 = 2 \cdot \pi \cdot 2d + 4a = 2\pi \cdot 2 \cdot 195 + 4 \cdot 500 = 4438 \text{ mm}$$

Kontrollperimeetriga määratud kontrolllõikes mõjuva arvutusliku nihkepinge

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 494 \cdot 10^3}{4438 \cdot 194} = 0,66 \frac{N}{mm^2}$$

Põikarmatuurita plaadi läbisurumiskandevõime (nihketugevuse) arvutame avaldisega

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot p_1 \cdot f_{ck})} + k_1 \sigma_{cd} \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp})$$

kus

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{194}} = 2,0 > 2,0 \rightarrow k_1 = 2,0$$

$$p_1 = \rho_{1y} = \rho_{1z} = \frac{\pi(\phi_1/2)^2 + \pi(\phi_2/2)^2}{s \cdot d} = \frac{\pi 6^2 + \pi 10^2}{150 \cdot 194} = 0,01468 \leq 0,02$$

$$v_{\min} = 0,035 \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} = 0,035 \sqrt{2^3 \cdot 30} = 0,54 \text{ MPa}$$

Seega

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot p_1 \cdot f_{ck})} + k_1 \sigma_{cd} = 0,12 \cdot 2 \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot 0,01468 \cdot 30)} = 0,85 \frac{N}{mm^2} \geq \\ \geq v_{\min} = 0,54 \frac{N}{mm^2}$$

Kuna plaadi arvutuslik nihketugevus ilma põikarmatuurita  $V_{Rd,c} = 0,85 \frac{N}{mm^2}$  on suurem

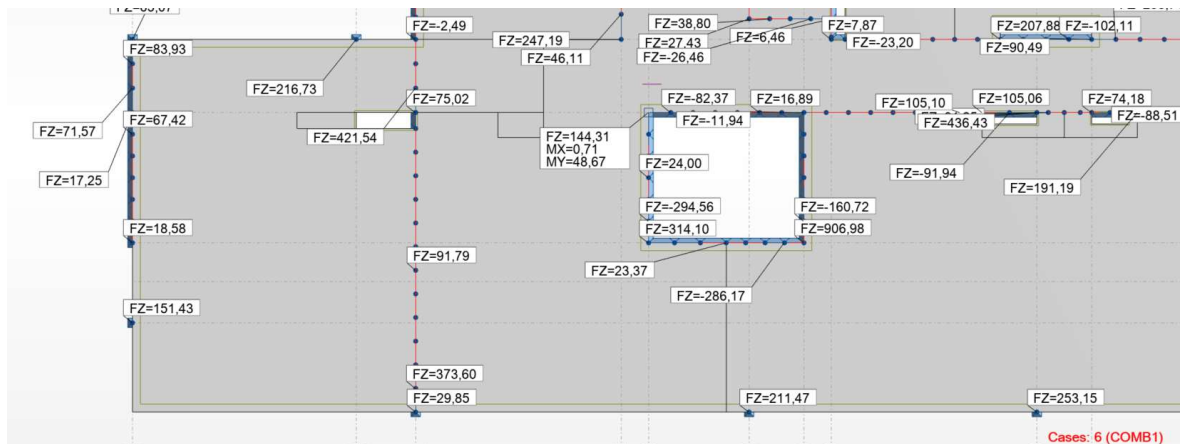
kui kontrolllõikes mõjuva arvutuslik nihkepinge  $v_{Ed} = 0,66 \frac{N}{mm^2}$ , ei tule plaati

paigaldada põikarmatuur.

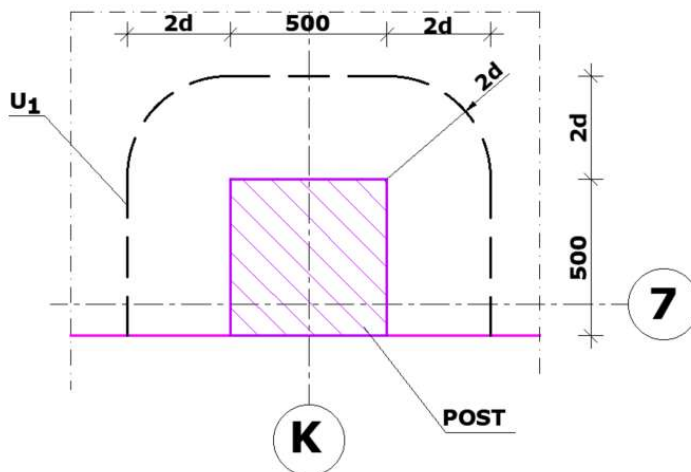
## Kontrollime läbisurumine äärmise posti juures

Plaadi alalt postile kanduv koormus  $V_{Ed} = 253,2 \text{ kN}$

Joonis 25. Plaadi toereaktsioonid



Joonis 26. Vähendatud kontrollperimeeter  $u_1$  äärmise posti juures



Arvestame et postide ümber paikneb plaadis paindest tekkivat tõmmet vastu võttev armatuurvõrk  $\emptyset 12 / \emptyset 12 / 150 / 150 \text{ mm}$  ja ühes suunas lisaarmatuur  $\emptyset 20 / \emptyset 20 / 150 / 150 \text{ mm}$

Plaadi kasulik kõrgus  $d = 250 - 40 - 10 - 20 / 2 = 194 \text{ mm}$

Plaadi maksimaalset läbisurumiskandevõimet kontrollime avaldisega

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd}$$

kus betooni töötingimuste tegur avaldisest

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left( 1 - \frac{30}{250} \right) = 0,528$$

ja koormuse ekstsentrilisust arvestav tegur ääreposti jaoks  $\beta = 1,4$

ning  $u_0$  on ääreposti korral selle posti übermõõt  $u_0 = 3 \cdot 500 = 1500 \text{ mm}$

Seega

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 253,2 \cdot 10^3}{1500 \cdot 194} = 1,22 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq v_{Rd, \max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,528 \cdot 20 = 4,224 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

See tähendab plaadi kasulik paksus ja betooni tugevus on piisavad mõjuva läbisurumisjõu vastuvõtmiseks.

### Arvutame vajaliku läbisurumisarmatuuri.

Postist plaadi kahe kasuskõrguse kaugusel paikneva baaskontrollperimeetri pikkus

$$u_1 = \pi \cdot 2d + 3a = \pi \cdot 2 \cdot 194 + 3 \cdot 500 = 2719 \text{ mm}$$

Kontrollperimeetriga määratud kontrolllõikes mõjuva arvutusliku nihkepinge

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 253,2 \cdot 10^3}{2719 \cdot 194} = 0,672 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Põikarmatuurita plaadi läbisurumiskandevõime (nihketugevuse) arvutame avaldisega

$$V_{Rd, c} = C_{Rd, c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot p_1 \cdot f_{ck})} + k_1 \sigma_{cd} \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp})$$

kus

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{194}} = 2,0 \leq 2,0 \rightarrow k_1 = 2,0$$

$$\rho_{1y} = \frac{\pi(\phi_1/2)^2 + \pi(\phi_2/2)^2}{s \cdot d} = \frac{\pi 6^2 + \pi 10^2}{150 \cdot 194} = 0,01468 \leq 0,02$$

$$\rho_{1z} = \frac{\pi(\phi_1/2)^2}{s \cdot d} = \frac{\pi 6^2}{150 \cdot 194} = 0,00388 \leq 0,02$$

$$p_1 = \sqrt{\rho_{1y} \cdot \rho_{1z}} = \sqrt{0,01468 \cdot 0,00388} = 0,00755 \leq 0,02$$

$$v_{\min} = 0,035 \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} = 0,035 \sqrt{2^3 \cdot 30} = 0,54 \text{ MPa}$$

Seega

$$V_{Rd, c} = C_{Rd, c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot p_1 \cdot f_{ck})} + k_1 \sigma_{cd} = 0,12 \cdot 2 \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot 0,00755 \cdot 30)} = 0,68 \frac{N}{\text{mm}^2} \geq \\ \geq v_{\min} = 0,54 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Kuna plaadi arvutuslik nihketugevus ilma põikarmatuurita  $V_{Rd, c} = 0,68 \frac{N}{\text{mm}^2}$  on suurem

kui kontrolllõikes mõjuva arvutuslik nihkepinge  $v_{Ed} = 0,672 \frac{N}{\text{mm}^2}$ , ei tule plaati

paigaldada põikarmatuur.

## 7 VUNDAMENDI ARVUTUS.

### 7.1 Algardmed

- ✓ Betoon C25/30

$f_{ck}=25\text{MPa}$ ,  $f_{ck}$  - betooni normatiivne survetugevus

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,6\text{MPa} \quad f_{cd} - \text{betooni arvutussurvetugevus}$$

- ✓ Armatuur B500B

$f_{yk}=500\text{MPa}$ ,  $f_{yk}$  - armatuurterase normatiivne voolavustugevus

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435\text{MPa} \quad f_{yd} - \text{armatuurterase arvutuslik voolavustugevus}$$

- ✓ Keskkonnaklassiks on XC2

Betooni kaitsekiht **EVS-EN 1992-1-1:2007 jaotise 4.4.1 kohaselt:**

**Betooni nimikaitsekiht:**

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

kus

$c_{min}$  - minimaalne kaitsekiht

$\Delta c_{dev}$  - lubatud hälve (10mm);

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\},$$

kus

$c_{min,b}$  - nakketingimusest tulenev minimaalne kaitsekiht;

$c_{min,dur}$  - keskkonnatingimustest tulenev minimaalne kaitsekiht;

$\Delta c_{dur,\gamma}$  - lisaohutuskomponent;

$\Delta c_{dur,st}$  - kaitsekihi vähendus roostevaba terase kasutamisel;

$\Delta c_{dur,add}$  - kaitsekihi vähendus täiendava kaitse kasutamisel;

Seega

$$c_{min} = 25 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 25 + 10 = 35\text{mm}$$

### 7.2 Postvundamendi arvutus

Antud töös projekteeritakse vundament enim koormatud posti alla, olev telgedel K ja 7 (MV-10)

## 7.2.1 Koormused vundamendile

Vundamendi kui raudbetoonelemendi tugevusarvutusel sellele mõjuv arvutuskoormus on võrdne esimesele korruse postis mõjuva arvutusliku survejõuga:

$$V_{Ed} = 2731 \text{ kN}$$

$$H_{xEd} = 7,6 \text{ kN}$$

$$H_{yEd} = 22 \text{ kN}$$

$$M_{xEd} = 12,2 \text{ kNm}$$

$$M_{yEd} = 34,5 \text{ kNm}$$

## 7.2.2 Vundamendi talla mõõtmete määramine lubatud pinge järgi.

Hoonete vundamendid toetatakse lubjakivile. Lubatud surved pinnastele on järgmised:

KIHT 5 Lubjakivi 4000 kN/m<sup>2</sup>

Valin tala mõõtmeteks 1,5x 1,5 ja vundamendi paksuks 0,7 m

Täpsustame vundamentide mõjuvakoormused

$$V_{1,Ed} = 2731 + 1,2 \cdot 25 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,7 = 2731 + 47,3 = 2779 \text{ kN}$$

$$M_{xEd} = 12,2 + 7,6 \cdot 0,7 = 17,5 \text{ kNm}$$

$$M_{yEd} = 34,5 + 22 \cdot 0,7 = 49,7 \text{ kNm}$$

Ekstsentriliselt koormatud vundamendi korral peab kontrollima keskmise- ja äärepingeid

Maksimaalne surve talla all

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{V}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot M_x}{B \cdot L^2} + \frac{6 \cdot M_y}{L \cdot B^2} \leq 1,2 q_u$$

Kus  $q_u$  - pinnastele lubatud survepinge

$$\sigma_{\max} = \frac{2779}{1,5 \cdot 1,5} + \frac{6 \cdot 17,5}{1,5 \cdot 1,5^2} + \frac{6 \cdot 49,7}{1,5 \cdot 1,5^2} = 1235 + 31,1 + 88,4 = 1355 \leq 1,2 q_u = 1,2 \cdot 4000 = 4800 \text{ kN/m}^2$$

Tingimus täidetud

Minimaalne äärepinge surve talla all

$$\sigma_{\min} = \frac{V}{A} - \frac{M_x}{W_x} - \frac{M_y}{W_y} \geq 0$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2779}{1,5 \cdot 1,5} - \frac{6 \cdot 17,5}{1,5 \cdot 1,5^2} - \frac{6 \cdot 49,7}{1,5 \cdot 1,5^2} = 1235 - 31,1 - 88,4 = 1116 > 0$$

Tingimus täidetud

keskmise surve talla all

$$\sigma_k = \frac{V}{A} = \frac{2779}{1,5 \cdot 1,5} = 1235 \text{ kN/m}^2 < q_u = 4000 \text{ kN/m}^2$$

Tingimus on täidetud

### 7.2.3 Põikarmatuuri postvundamendi läbisurumiskandevõime.

Vundamendi kõrguse määrame eeldusel, et vundamendis ei ole põikjõu vastuvõtmiseks põikarmatuuri. Postvundamendil tuleks läbisurumiskandevõime määrata erinevatel kontrollperimeetritel, mis jäävad posti servast kaugusel kuni 2d vastavalt EVS-EN 1992-1-1:2007 jaotise 6.4.4 kohaselt.

Täidetud peab olema tingimus, et kontrollperimeetri ühikpikkusel mõjuv arvutuslik nihkepinge peab olema väiksem arvutuslikust nihkekandevõimest:

Ekstsentrilisel koormamisel mõjuv arvutuslik nihkepinge määratakse

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \left[ 1 + k \frac{M_{Ed} \cdot u}{V_{Ed,red} \cdot W} \right], \text{ kus}$$

u – kontrollperimeetri pikkus

d – vundamendi kasuskõrgus

$$d_x = 700 - 70 - 10 - 12 / 2 = 614 \text{ mm}$$

$$d_y = 700 - 70 - 10 - 12 - 12 / 2 = 602 \text{ mm}$$

$$d_{eff} = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{614 + 602}{2} = 608 \text{ mm}$$

$V_{Ed,red}$  – kontrollperimeetri rakenduv jõud

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$$

$V_{Ed}$  – on postilt vundamendile mõjuv jõud

$\Delta V_{Ed}$  – on seespool vaadeldavat kontrollperimeetrit mõjub üldine ülespoole suunatud jõud, s.o. pinnase rõhk minus vundamendi omakaal.

$$\Delta V_{Ed} = 1355 - 47,3 = 1308 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{Ed,red} = 2779 - 1308 = 1471 \text{ kN/m}^2$$

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_2 \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot c_1 =$$

$$= \frac{0,5^2}{2} + 0,5 \cdot 0,5 + 4 \cdot 0,5 \cdot 0,608 + 16 \cdot 0,608^2 + 2 \cdot \pi \cdot 0,5 = 10,65 \text{ m}^2$$

$c_1$  ja  $c_2$  posti mõõdud

$$c_1 / c_2 = 0,5 / 0,5 = 1 \text{ siis } k = 0,6$$

Kontrollin vundamendi läbisurumise suhtes posti servast kaugusel  $a=1,0d=608\text{mm}$ .

Kontrollperimeetri pikkus:

$$u = 4 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot d = 4 \cdot 0,5 + 2 \cdot \pi \cdot 0,608 = 5,82\text{m}$$

mõjuv arvutuslik nihkepinge

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \left[ 1 + k \frac{M_{Ed} \cdot u}{V_{Ed,red} \cdot W} \right] = \frac{1471}{5,82 \cdot 0,608} \left[ 1 + 0,6 \frac{49,7 \cdot 5,82}{1471 \cdot 10,65} \right] = 420\text{kN/m}^2 = 0,420\text{N/mm}^2$$

Arvutusliku läbisurumiskandevõime võib arvutada valemiga:

$$V_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{2d}{a} \geq v_{min} \frac{2 \cdot d}{a}, \text{ kus}$$

$$f_{ck} = 25\text{MPa}$$

$a$  – vaadeldava kontrollperimeetri kaugus posti servast

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{608}} = 1,57 \leq 2,0$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1y} \cdot \rho_{1z}} \leq 0,02$$

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

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,57^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,35$$

Arvutusliku läbisurumiskandevõime

$$V_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{2d}{a} = 0,12 \cdot 1,57 (100 \cdot 0,01 \cdot 25)^{1/3} \cdot \frac{2d}{d} = 1,1\text{N/mm}^2 >$$

$$> v_{min} \frac{2 \cdot d}{a} = 0,35 \cdot 2 = 0,7\text{N/mm}^2$$

Läbisurumiskandevõime  $1,0d$  kaugusel postist on tagatud suure tagavaruga, aga kui me võtame väiksem vundamendi kõrgus, siis tuleb kasutada rohkem paindearmatuuri. Armatuuri ja betooni optimeerimiseks valime vundamendi kõrgus  $700\text{mm}$ .

## 7.2.4 Vundamendi paindearmatuuri arvutus.

Arvutuslik paindearmatuur on vajalik vundamendi alumises pinnas. Arvutan posti külje kohal asuvas vertikaallöikes arvutusliku paindemomendi suuruse, millest lähtudes arvutan vajaliku armatuuri.

$$M_{Ed,I} = 1,5 \cdot \frac{(1,5 - 0,5)^2}{2} \cdot 1355 = 509\text{kNm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,I}}{f_{cd} b_1 d_1^2} = \frac{509 \cdot 10^6}{16,6 \cdot 1500 \cdot 608^2} = 0,055$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,055} = 0,0566$$



$$A_{s1} = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b_1 \cdot d_1}{f_{yd}} = \frac{0,0566 \cdot 16,6 \cdot 1500 \cdot 608}{435} = 1970 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Vajalik armatuuri pindala on seega  $A_{s,req} = 1970 \text{ mm}^2 / \text{m}$

Valin 10 Ø16, s=150mm,  $A_{s,prov} = 10 \cdot 201 = 2010 \text{ mm}^2 / \text{m}$

## 7.2.5 Vundamendi armatuuri ankurdus

Varraste Ø 16 B500B ankurduspikkus posti serva kohal:

$$l_{b,16} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd} \cdot A_{s,req}}{f_{bd}} = \frac{16}{4} \cdot \frac{435 \cdot 1970}{2,7} = 632 \text{ mm}$$

Kus betooni C25/30 nakketugevus:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,8 / 1,5 = 2,7 \text{ MPa}$$

Arvestades võimaliku kaldpragu, peab põikarmatuurita elemendis paindearmatuur ulatuma löikest kus teda paindemomendi vastuvõtmiseks täielikult vajatakse, edasi pikkuse  $d + l_{b,d}$  võrra:

$$d + l_{b,d} = 608 + 632 = 1240 \text{ mm} > \frac{1500 - 500}{2} - 35 = 465 \text{ mm}$$

Kuna arvatava vundamendi mõõtmete tõttu saab paindearmatuur ulatuda posti serva kohalt 465 mm sirgelt edasi, on selle armatuuri ankurduseks vaja painutada varraste otsa põlved. Painutan varda otsad ülesse 775 (580+195) mm võrra.

## 7.3 Lintvundamendi arvutus

Antud töös projekteeritakse lintvundament enim koormatud seinaga alla, mis on teljel 10 (LV-8)

### 7.3.1 Koormused vundamendile

Vundamendi mõju arvutuslik survejõu:

$$V_{Ed} = 787 \text{ kN/m}$$

### 7.3.2 Vundamendi talle mõõtmete määramine lubatud pinge järgi.

Hoonete vundamendid toetatakse lubjakivile. Lubatud surved pinnastele on järgmised: KIHT 5 Lubjakivi 4000 kN/m<sup>2</sup>

Valin tala mõõtmeteks B=0,6m ja vundamendi paksuks 0,3 m

d – vundamendi kasuskõrgus

$$d=300-70-10-12/2=214\text{mm}$$

Täpsustame vundamentide mõjuvakoormused

$$V_{1,Ed}=787+1,2\cdot 25\cdot 1,0\cdot 0,3\cdot 0,7=787+6,3=794\text{kN}$$

Maksimaalne surve talla all

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{V}{B \cdot L} = \frac{794}{0,6 \cdot 1,0} = 1323 \leq 1,2q_u = 1,2 \cdot 4000 = 4800 \text{ kN/m}^2$$

Kus  $q_u$  -pinnastele lubatud survepinge

Tingimus täidetud

### 7.3.3 Arvutuslik pinge vundamendi talla all

Lähtudes läbisurumisarvutustest saame arvutada vajalikud taldmiku paksused.

Arvutuslik pinge vundamendi talla all:

$$\sigma = \frac{V_{1d}}{A} = \frac{794}{1,0 \cdot 0,6} = 1324 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1,33 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

### 7.3.4 Vundamendi taldmike painde armatuuri arvutus

Arvutuslik paindearmatuur on vajalik vundamendi alumises pinnas. Arvutan seina külje kohal asuvas vertikaallõikes arvutusliku paindemomendi suuruse, millest lähtudes arvutan vajaliku armatuuri.

$$M_{Ed,I} = 1,0 \cdot \frac{\left(\frac{0,6-0,25}{2}\right)^2}{2} \cdot 1324 = 21 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_{Ed,I}}{f_{cd} b_1 d_1^2} = \frac{21 \cdot 10^6}{16,6 \cdot 600 \cdot 214^2} = 0,046$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,046} = 0,047$$

$$A_{s1} = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot b_1 \cdot d_1}{f_{yd}} = \frac{0,047 \cdot 16,6 \cdot 600 \cdot 214}{435} = 231 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Vajalik armatuuri pindala on seega  $A_{s,req} = 231 \text{ mm}^2 / \text{m}$

Valin  $\emptyset 10$ ,  $s=200\text{mm}$ ,  $A_{s,prov} = \frac{1000}{200} \cdot 79 = 395 \text{ mm}^2 / \text{m}$

### 7.3.5 Vundamendi armatuuri ankurdus

Varraste  $\emptyset 10$  B500B ankurduspikkus seina serva kohal:

$$l_{b,10} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd} \cdot A_{s,req}}{f_{bd}} = \frac{10}{4} \cdot \frac{435 \cdot 231}{2,7} = 236 \text{ mm}$$

Kus betooni C25/30 nakketugevus:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,8 / 1,5 = 2,7 \text{ MPa}$$

Arvestades võimaliku kaldpragu, peab põikarmatuurita elemendis paindearmatuur ulatuma lõikest kus teda paindemomendi vastuvõtmiseks täielikult vajatakse, edasi pikkuse  $d + l_{b,d}$  võrra:

$$d + l_{b,d} = 214 + 236 = 450 \text{ mm} > \frac{600 - 250}{2} - 35 = 140 \text{ mm}$$

Kuna arvatava vundamendi mõõtmete tõttu saab paindearmatuur ulatuda seina serva kohalt 140 mm sirgelt edasi, on selle armatuuri ankurduseks vaja painutada varraste otsa põlved. Painutan varda otsad ülesse 310 (190+120) mm võrra.

## KOKKUVÕTE

Lõputöö koostamisel oli aluseks võetud arhitektuursed joonised ja ehitusgeoloogiline aruanne. Projekteeritud hoone on 13-korruseline büroo ja külaliskorteritega hoone, mille planeeritud eluiga on 50 aastat

Hoone on projekteeritud raudbetoonkarkassiga, mille moodustavad monteeritavast ja monoliitsest raudbetoonist postid, talad ja seinad, milledele toetuvad monteeritavast ja monoliitsest raudbetoonist vahelaed.

Projekteeritava hoone kandvateks elementideks on 1 ja 2 korrusel monoliitsest raudbetoonist postid ja seinad. Postid ja seinad toetuvad monoliitsest raudbetoonist taldmikele. Postide sammud on erinevad. 1 korruse seintele ja postidele toetub monoliitsest raudbetoonist laeplaat paksusega 250 mm. Teise korruse postidele toetuvad monteeritavast raudbetoonist talad, mis kannavad teise korruse vahelaed õõnespaneeli. Alates kolmandast korrusest on hoone kandvateks postideks, seinteks ja taladeks monteeritavast raudbetoonist elemendid. Monteeritavast raudbetoonist postid on ristlõikega 500x500mm, alates üheteistkümnendast korrusest on postide ristlõige 400x400mm. Alates kolmandast korrusest on seinte paksuseks 200mm ja 250mm (liftišaht). Toest toeni ulatuvad seinad on arvestatud töötama kõrgete seintaladena. Vahelagedeks on 265mm paksused monteeritavad õõnespaneelid, osaliselt ka 265mm paksused monoliitsed laeplaadid.

Hoone üldjäikus on tagatud vundamentide, postide, talade, lagede ja jäikusseinte koostoimimisega. Horisontaalkoormused võetakse vastu vahelagede tasapinnas monolitiseeritud vahelaepaneelidest moodustuvate plaatidega ning kantakse üle jäikusseintele, milleks on trepikodade ja liftišahtide monteeritavatest / monoliitsest raudbetoonielementidest seinad.

Vahelaed ja katuselaed on õõnespaneelidest kõrgusega 265mm. Õõnespaneelide paksused on valitud kandevõime graafikute abil, lähtuvalt neile mõjutavatest koormustest ja avade pikkusest. Paneeli maksimaalne sille ulatab kuni 6760 mm.

Tala pikkus on 6970 mm ja ristlõige 300x610(h) mm. Raudbetoonist talad on arvutatud ja armeeritud põikjõu, paindemomendiga koormatud lihttaladena konsool osaga. Koormused taladele ei ületa 81 kN/m. Raudbetoonist tala tulepüsivus R180 tagatakse vastava standardi järgselt nõutud sarruse minimaalse betoonikaitsekihiga. Riivid seotakse karkassipostiga peitkonsoolide Peikko PCs 3-L abil, mis on valitud Peikko kataloogi alusel vastavalt koormusele. Post ja ka tala sisse betoneeritakse peitkonsool, mis montaaži käigus ühendatakse omavahel keelega. Posti ja tala ühendussõlm on arvestatud liigendsõlmene.

Postid on arvutatud ning armeeritud pikijõu ja paindemomendiga elementidena. Posti pikkus on 5530 mm ja ristlõige 500x500 mm. Maksimaalne koormus postile ei ületa

2731 kN. Raudbetoonist posti tulepüsivus R180 tagatakse vastava standardi järgselt nõutud sarruse minimaalse betoonikaitsekihiga.

I korruse seintele ja postidele toetub monoliitsest raudbetoonist laeplaat paksusega 250 mm, millele toetuvad esimese korruse mittekanvad seinad. Plaat on arvutatud ja armeeritud pikijõu ja paindemomendiga elementidena, kus avas töötab alumine armatuur ja toe peal ülemine armatuur. Posti tsoonis tehti läbisurumiskandevõime kontroll. Arvutuste käigus selgus, et postide ümber ei ole vaja panna põikarmatuuri.

Hoone vundament toetatakse lubjakivile. Raudbetoonist postid ja seinad toetuvad monoliitsest raudbetoonist taldmikele. Taldmikud on vaireeruva ristlõikega vastavalt neile tulevatele koormustele. Postide taldmike paksuseks on 700 mm, seinte lintvundamentide paksuseks on 300 mm. Maksimaalne koormus postvundamendile ei ületa vertikaalkoormust 2731 kN ja paindemomenti 34,5 kNm ja lintvundamendile 787 kN/m .

Lõputöö tulemuseks on tööjoonised: tala, posti näidiselementide tootejoonised, hoone vundamendi ja vahelae armeermisjoonised. Tootejoonised on elementide lõppjoonised ja neid on võimalik kasutada tehases või ehitusplatsil antud raudbetoonelementide valmistamisel.

Lõputöö kirjutamisel kasutasin oma õppekava raamides omandatud teadmisi, rakendasin projekteerimistöo meetodeid ülesannete lahendamisel. Lõputöö koostamine oli minu jaoks huvitav ning kasulik, arendasin oma teadmisi raudbetoonkonstruktsioonide projekteerimisest ja konstrueerimisest. Sain ülevaade raudbetoonelementide taridetailidest.

## SUMMARY

The title of present diploma work is „Analysis of reinforced concrete structures of 13-storey commercial and accommodation building“. A diploma work is a development work analyzing a real object solutions and comprising calculation and drawings within the technical project. The diploma work is based on architectural drawings and a construction geological report.

The designed building is a 13-storey building containing offices and guest apartments with a planned lifespan of 50 years.

The building is designed as a reinforced concrete frame, which consists of prefabricated and on site casted reinforced concrete columns, beams and walls, supported by prefabricated and on site casted concrete slabs.

The load-bearing elements of the designed building in the 1st and 2nd floors are on site casted concrete columns and walls. Columns and walls are located on the in site casted reinforced concrete foundation. The dimensions of the columns are different. The 1st floor walls and columns are supported by on site casted reinforced concrete slab with a thickness of 250 mm. The second floor columns are supported by prefabricated reinforced concrete beams, which support the hollow core panels. From the third floor onwards, the load-bearing elements are prefabricated columns, walls and beams. The prefabricated reinforced concrete columns have a cross section of 500x500 mm, from the eleventh floor the cross section of the columns is 400x400 mm. From the third floor, the walls thicknesses are 200 mm and 250 mm (elevator shaft). The walls extending from the support to the support are designed to work as high wall beams. Slab panels are 265 mm thick prefabricated hollow core panels, partly also on site casted reinforced concrete slabs with a thickness of 265 mm. The spatial rigidity and stability of the building is ensured by the joint operation of longitudinal and transverse bearing and self-supporting reinforced concrete wall panels with disks of overlap, made in the form of prefabricated reinforced concrete round-hollow prestressed slabs. Horizontal loads are taken by slabs in the floor plane and transferred to the rigid walls, which are the walls of prefabricated / on site casted reinforced concrete elements of stairwells and elevator shafts.

Overlay and roof overlays are made by using hollow core slab panels with thickness of 265 mm. Slabs are chosen to withstand effecting loads and according to the length of span. Max length of a hollow core panel is up to 6760 mm.

Beams are 6970 mm long with cross-section 300x610(h) mm. Precasted reinforced concrete beams are designed and reinforced as simple beams, exposed to the bending moment and shear load. Loads on the beams do not exceed 81 kN/m. The fire resistance R180 of a reinforced concrete beam is ensured by the minimum concrete

protective layer of the reinforcement required by the respective standard. Beam is mounted to the frame column with hidden Peikko PCs 3-L steel bracket. Selection based on the Peikko catalog depending on the load to the Column and beam. Inside joint there is a hidden bracket that connects elements to each other during assembly. The connecting joint of the column and the beam is considered as a pin connection.

Columns are calculated and reinforced, exposed to axial load and bending moment. Column height is 5530 mm, with cross-section 500x500 mm. The maximum load on the column does not exceed 2731 kN. The fire resistance R180 of a reinforced concrete column is ensured by the minimum concrete protection layer of the reinforcement required by the relevant standard.

The 1st floor walls and columns are supported by on site casted reinforced concrete slabs with a thickness of 250 mm, which supports the non-load-bearing walls. Slabs are calculated and reinforced for resisting the axial load and bending moment. The lower reinforcement elements work on the opening and the upper reinforcement ones on the support. Share force control calculations were made around columns zones. Calculations confirmed that additional transverse reinforcement actions are not needed around the columns

The foundations of the buildings are supported on a limestone. Reinforced concrete columns and walls lay on a onside casted reinforced concrete foundations. The foundations have a variable cross-section according to the loads to them.

The thickness of the foundations Under the column is 700 mm, the thickness of the foundations Under the walls is 300 mm. The maximum load of the column foundation does not exceeded a vertical load of 2731 kN and a bending moment of 34.5 kNm and on a foundations of the walls 787 kN /m.

The outcome of the diploma work are engineering drawings: beam, column and foundation and on site casted reinforced concrete slab drawings. Engineering drawing of the elements are final ones and can be used in the plant for manufacturing the above-described reinforced concrete elements.

During the preparation of the diploma work I used knowledge gained within the curriculum and applied the design methods when solving the tasks.

Compilation of the diploma work was an interesting and useful proces, I have expanded my knowledge of the reinforced concrete design and construction. Additionally I have obtained knowledges about the reinforced concrete elements fastening products.

## KASUTATUD KIRJANDUSE LOETELU

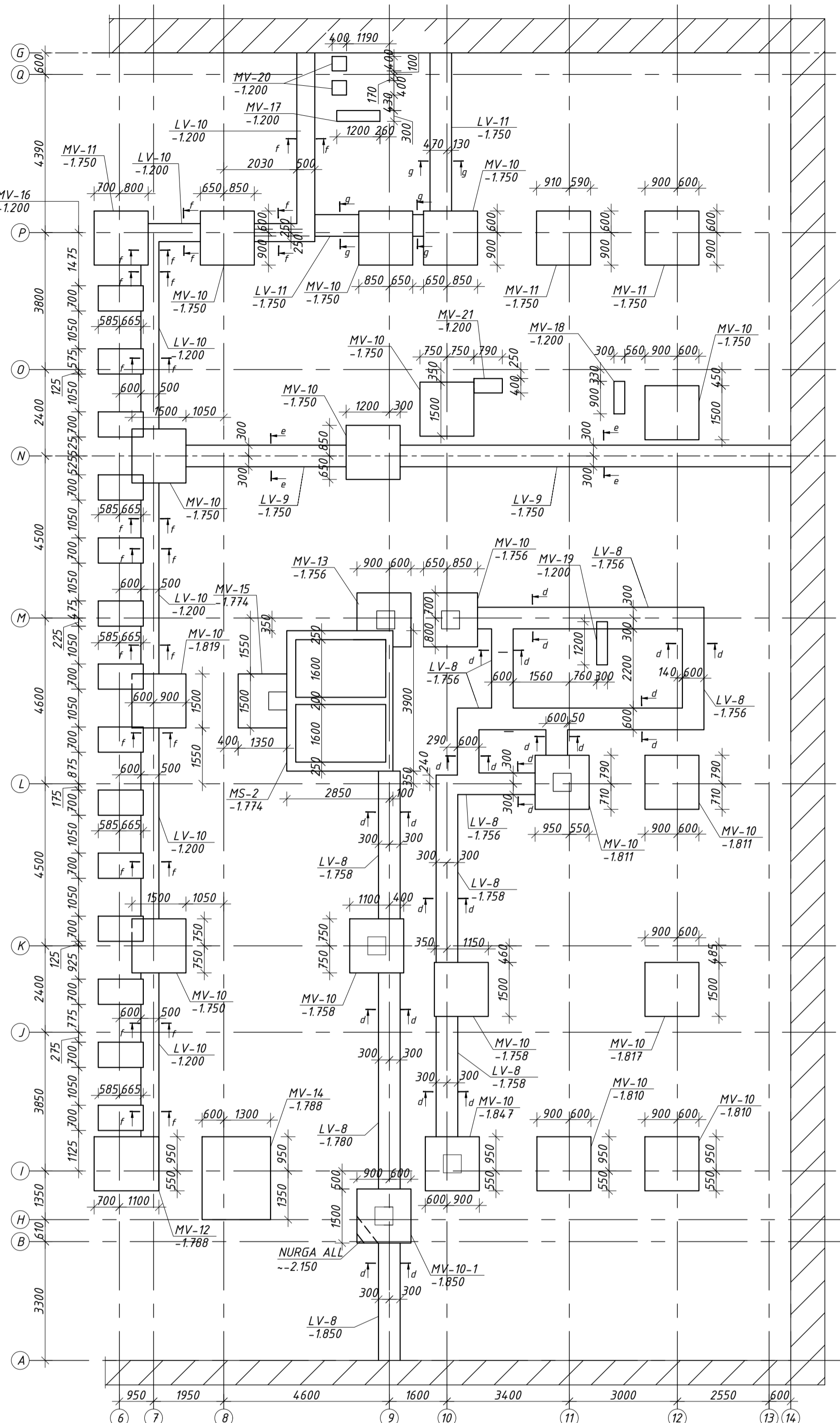
1. EVS-EN 1990:2002. Eurokoodeks. Ehituskonstruksioonide projekteerimise alused
2. EVS-EN 1991-1-1:2002. Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-1: Üldkoormused . Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused
3. EVS-EN 1991-1-3:2006. Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-3: Üldkoormused. Lumekoormus
4. EVS-EN 1991-1-4:2005. Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-4: Üldkoormused.Tuulekoormus
5. EVS-EN 1991-1-2:2004. Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-2: Üldkoormused. Tulekahjukoormus
6. EVS-EN 1992-1-1:2005. Eurokoodeks 2: Betoonkonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele
7. EVS-EN 1992-1-2:2005. Eurokoodeks 2: Betoonkonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-2: Üldreeglid. Tulepüsivus
8. EVS-EN 1997-1:2005. Eurokoodeks 7: Geotehniline projekteerimine. Osa 1: Üldeeskirjad
9. Arhitektuuribüroo Pluss OÜ . Tallinn, 2018. Valukoja 10 , Büroo ja külaliskorteritega hoone. Seletuskiri.
10. Eesti Betooniühing. Tallinn, 2006. BÜ3 Betoon ja raudbetoon. Projekti ehituskirjeldus ja joonised.
11. Vello Otsmaa, Johannes Pello. TTÜ, 2019. (Raud)betoonkonstruksioonide üldkursus I. Konspekt.
12. Vello Otsmaa, Johannes Pello. TTÜ, 2019. (Raud)betoonkonstruksioonide üldkursus II. Konspekt.
13. Johannes Pello. TTÜ, 2019. Erikonstruksioonid. Betoonkonstruksioonide tulepüsivus. Konspekt.
14. J.Rohusaar, R.Mägi, T.Masso ... jt. Tartu, 2014. Ehituskonstruktorigi käsiraamat.
15. Vello Otsmaa. Betoonkonstruksioonide arvutamine

### Kasutatud joonised ja tabelid

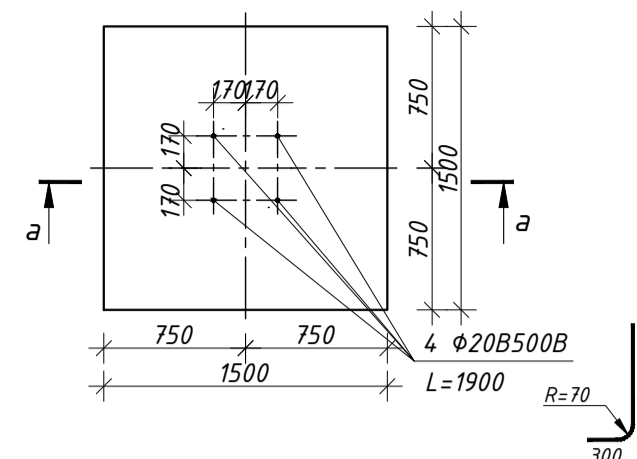
1. E-Betoelement AS, Tooted : <https://betoelement.ee/tooted/>
2. Peikko Oy, Tooted <https://www.peikko.com/products/precast-products/beam-connections/>
3. E-Betoelement AS, Tooted üldehitusele: Õõnespaneelid HCE265 - <https://betoelement.ee/tooted/oonspaneelid/>



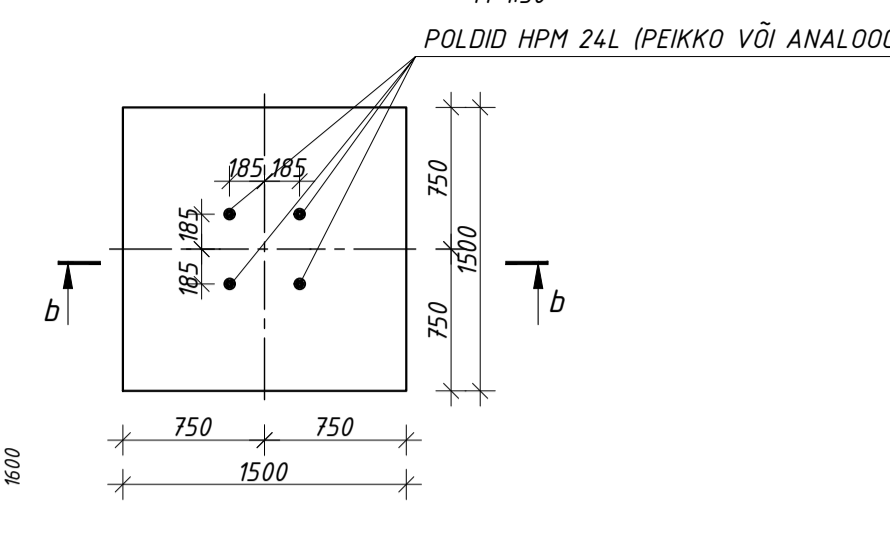
VUNDAMENTIDE PLAAN  
M 1:100



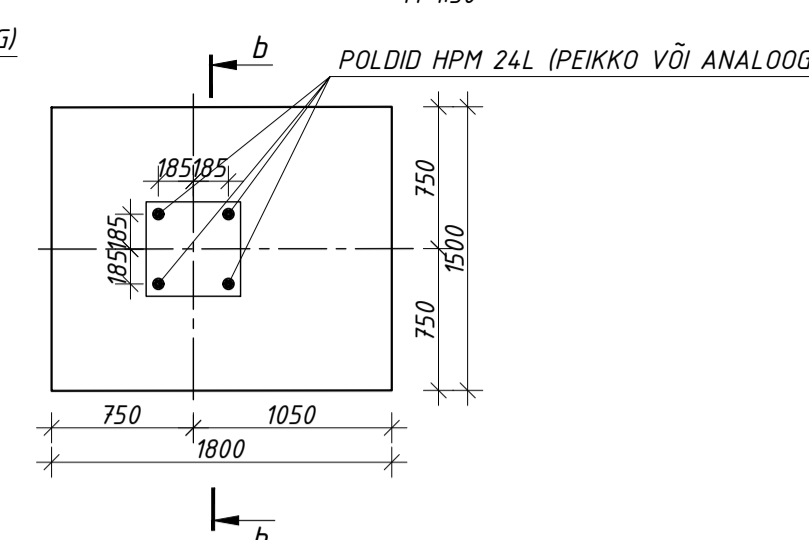
MONOL. VUNDAMENT MV-10 (16 tk)  
M 1:50



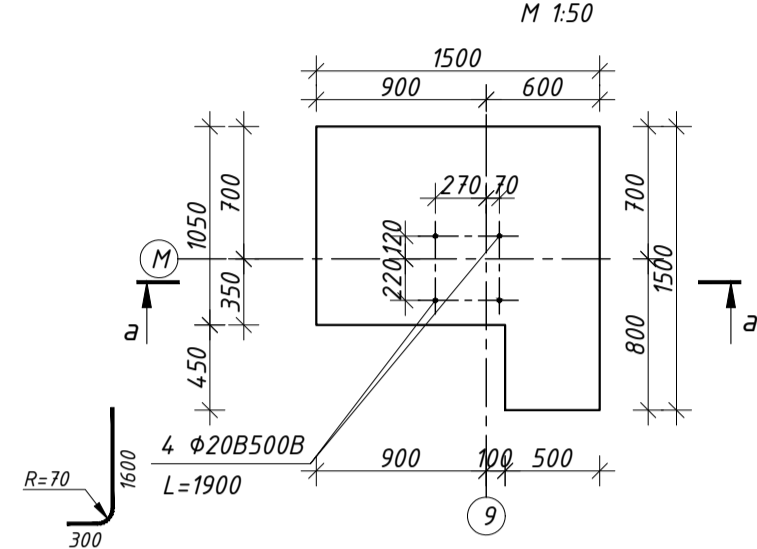
MONOL. VUNDAMENT MV-11 (3 tk)  
M 1:50



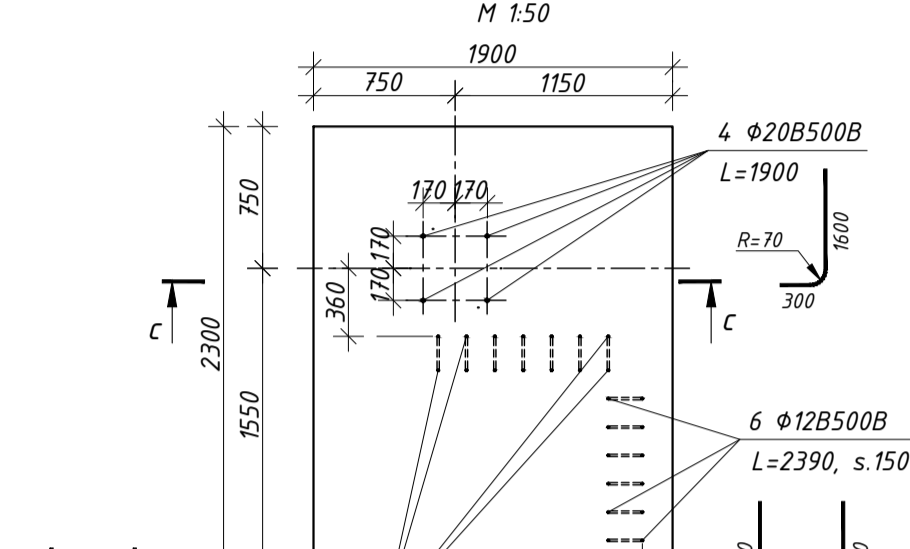
MONOL. VUNDAMENT MV-12 (1 tk)  
M 1:50



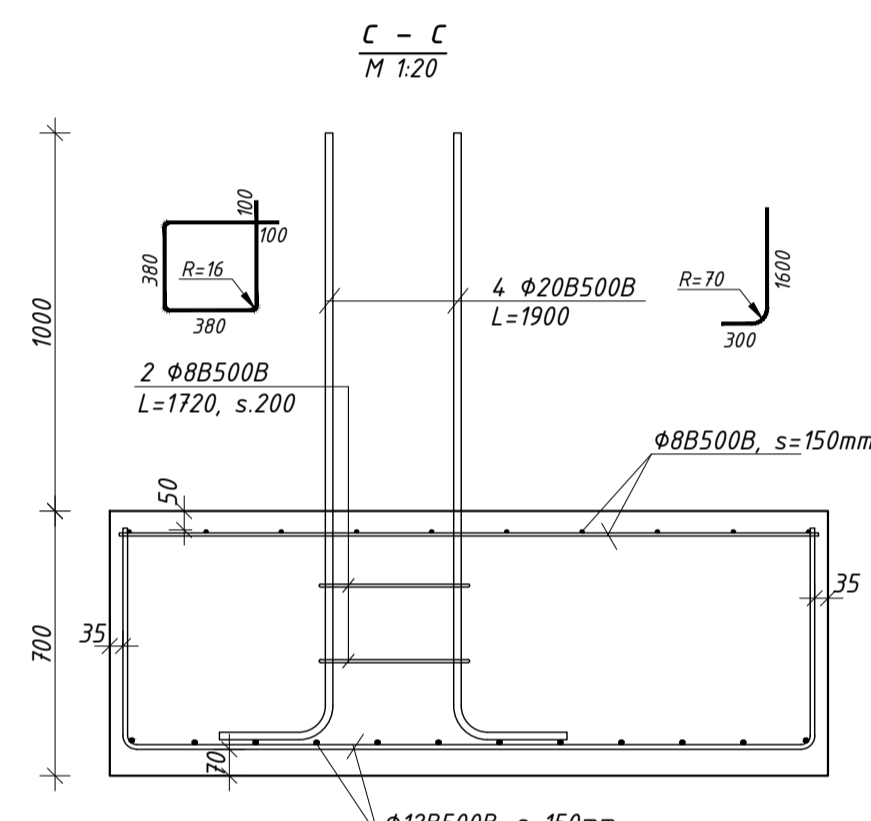
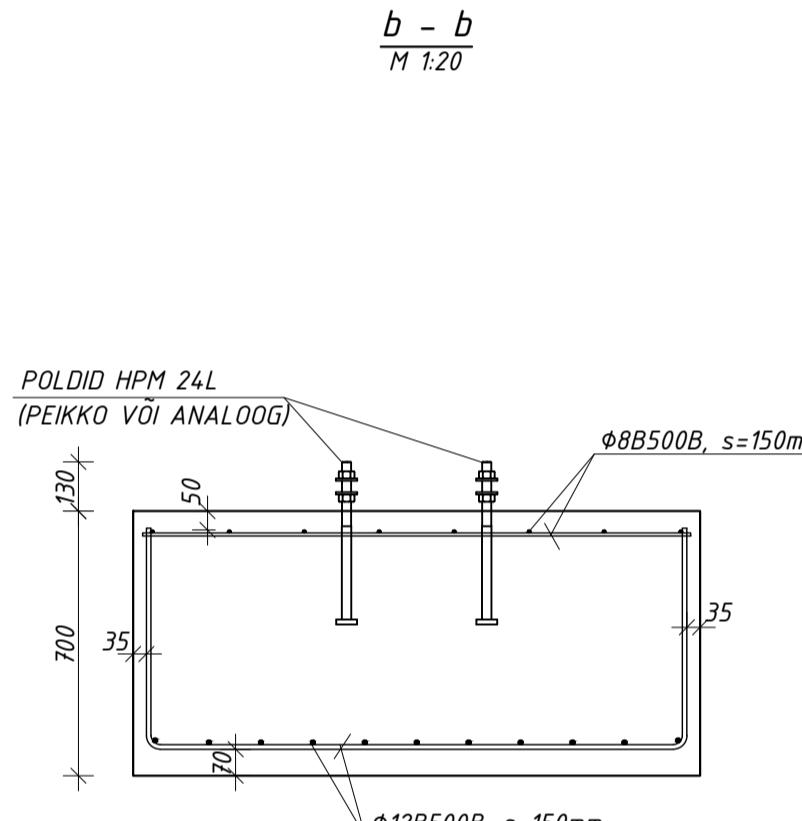
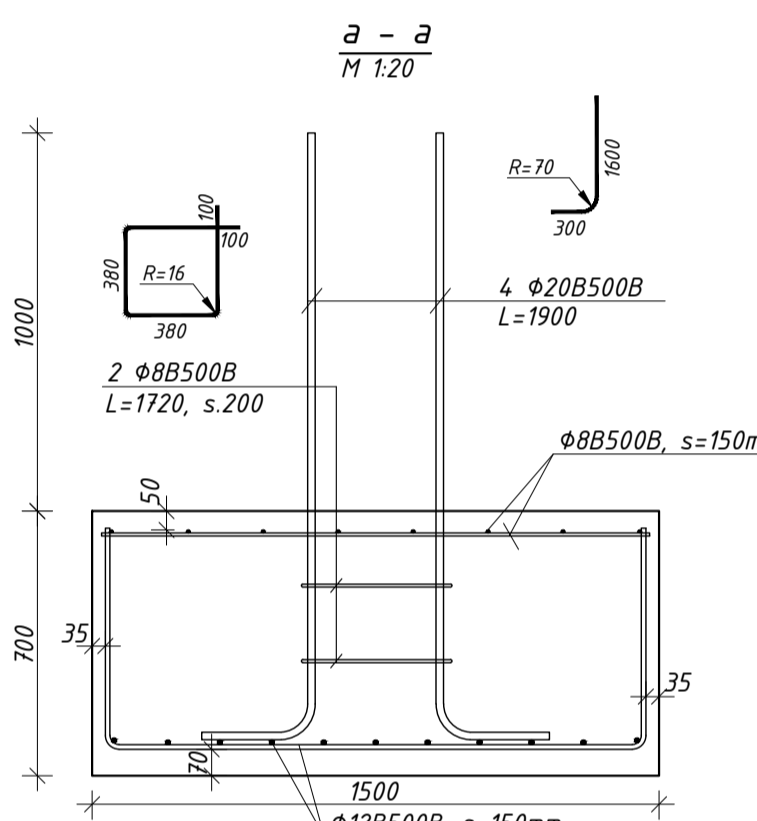
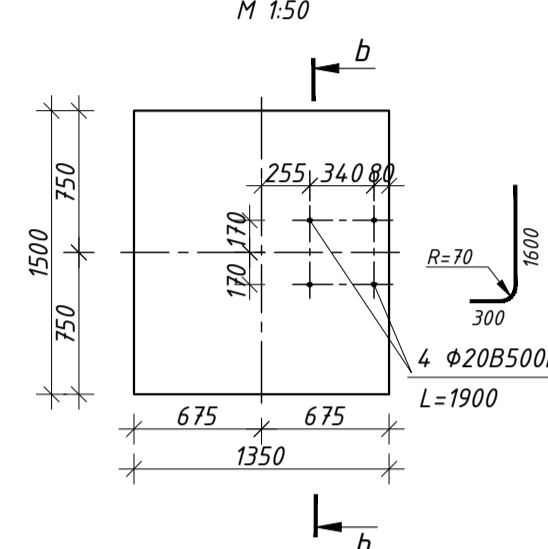
MONOL. VUNDAMENT MV-13 (1 tk)  
M 1:50



MONOL. VUNDAMENT MV-14 (1 tk)  
M 1:50



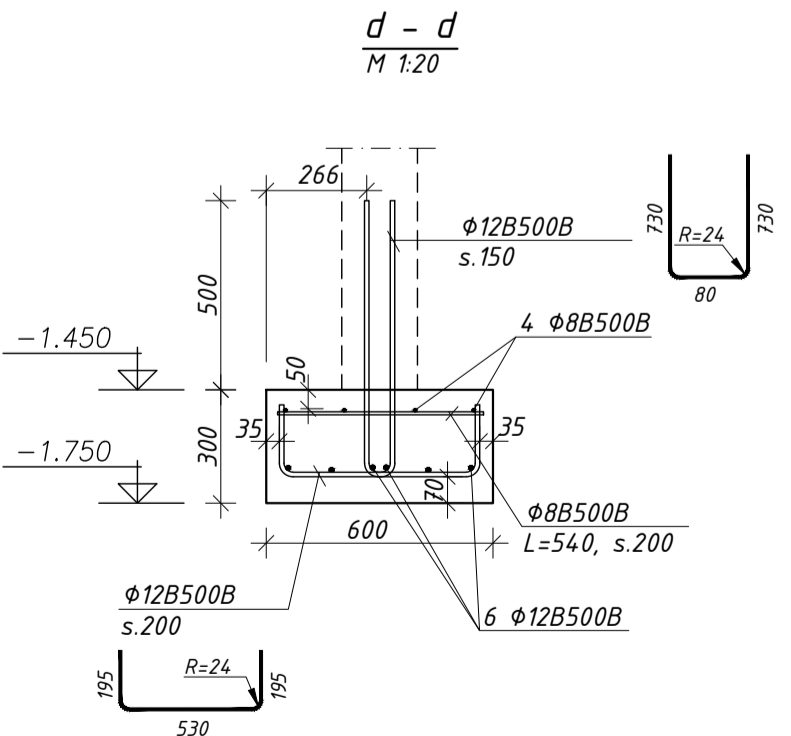
MONOL. VUNDAMENT MV-15 (1 tk)  
M 1:50



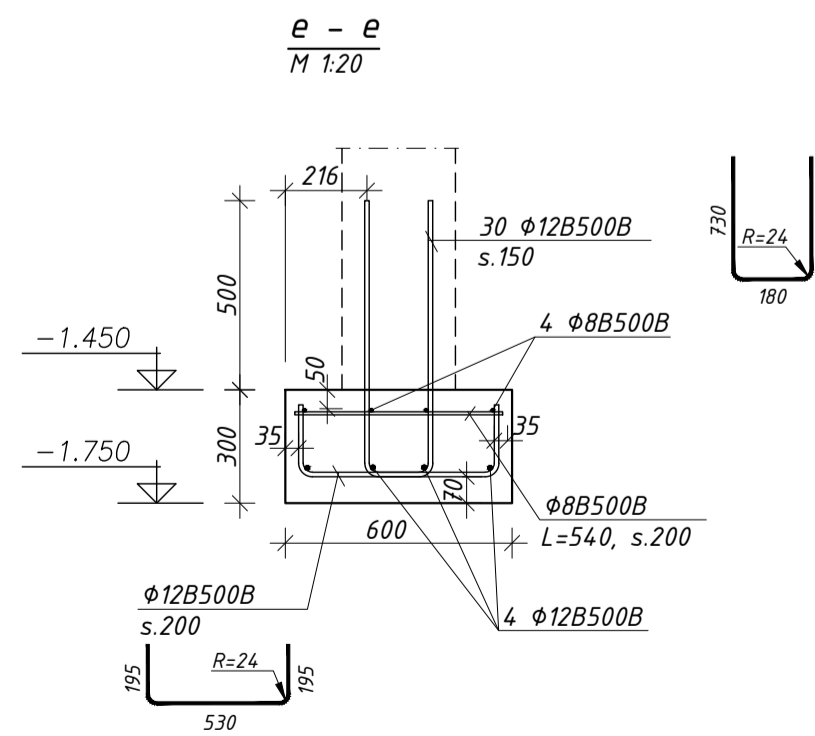
KOORMUSED VUNDAMENTIDELE

<b>MV-10</b> Rz=2731 kN Rx=7.6 kN Ry=22 kN Mx=1.0 kNm My=34.5 kNm	<b>MV-15</b> Rz=1280.4 kN Rx=9.3 kN Ry=6.2 kN Mx=1.0 kNm My=9.7 kNm	<b>LV-8</b> Rz=786.2 kN/m
<b>MV-11</b> Rz=194.9 kN Rx=2.3 kN Ry=0.56 kN Mx=7.0 kNm My=1.1 kNm	<b>MV-16 (trepp)</b> Rz=4.5 kN Mx=7.5 kNm My=4.4 kNm	<b>LV-9</b> Rz=229 kN/m
<b>MV-12</b> Rz=1725 kN Rx=1.9 kN Ry=0.1 kN Mx=6.3 kNm My=0.6 kNm	<b>MV-17 (trepp)</b> Rz=4.6 kN	<b>LV-10</b> Rz=10 kN/m
<b>MV-13</b> Rz=14.16 kN Rx=15.3 kN Ry=89.7 kN Mx=9.1 kNm My=0	<b>MV-18 (trepp)</b> Rz=20 kN	<b>LV-11</b> Rz=463 kN/m
<b>MV-14</b> Rz=4026 kN Rx=156.3 kN Ry=77.8 kN Mx=50.2 kNm My=24.0 kNm	<b>MV-19 (trepp)</b> Rz=15 kN	
	<b>MV-20 (trepp)</b> Rz=51 kN	
	<b>MV-21 (trepp)</b> Rz=4.6 kN	

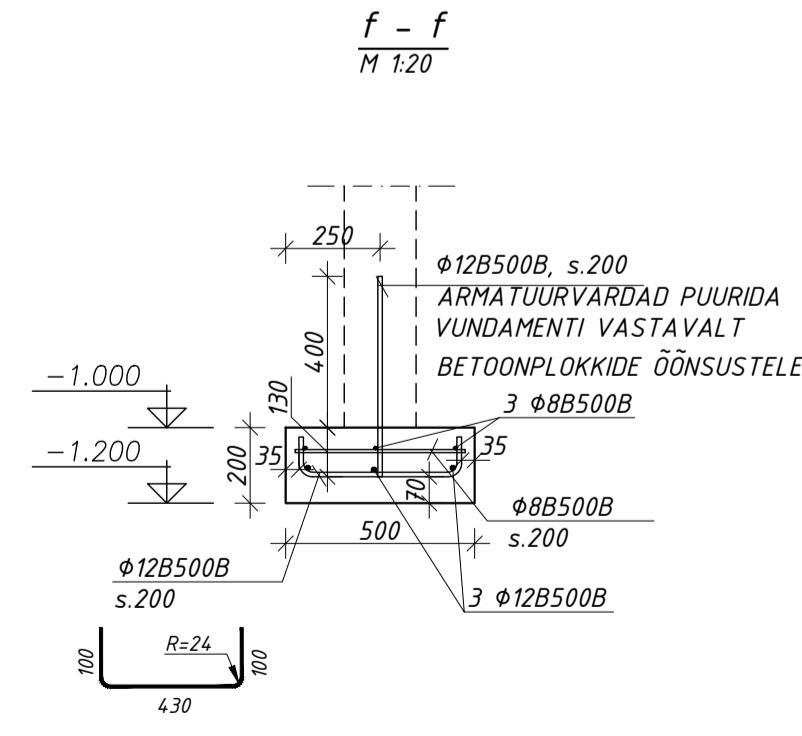
MONOL. VUNDAMENT LV-8  
d-d  
M 1:20



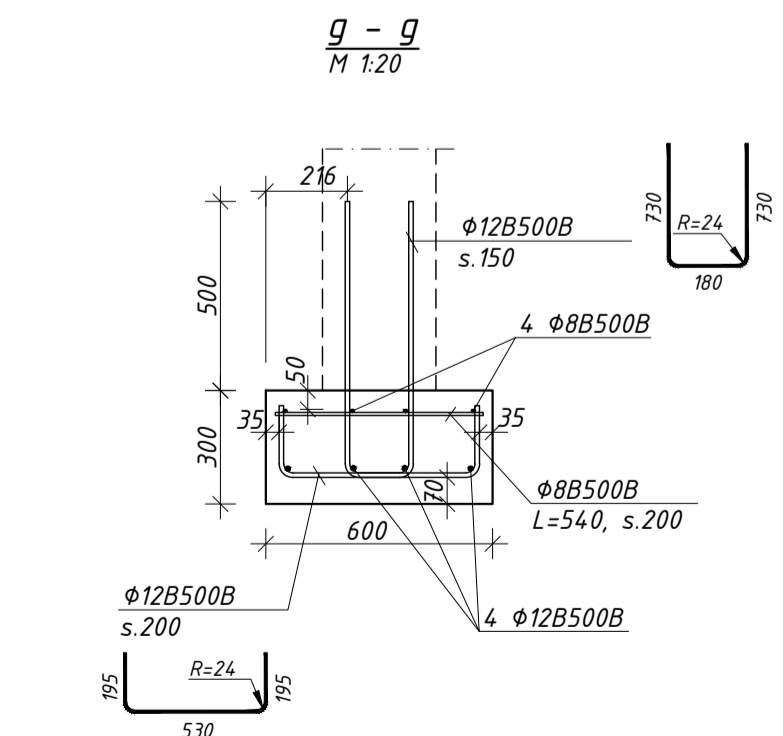
MONOL. VUNDAMENT LV-9  
e-e  
M 1:20



MONOL. VUNDAMENT LV-10  
f-f  
M 1:20



MONOL. VUNDAMENT LV-11  
g-g  
M 1:20



SPETSIFIKATSIOON

POS.	TÄHISTUS	NIMETUS	KO-GUGUS	ÜHIKU MASS KG	MÄRKUS
	ARMATUURTERAS	φ20 B500B, L=150mm		370	
	-	φ12 B500B, L=334.0mm		2970	
	-	φ8 B500B, L=165.0mm		660	
					KOKKU 4000kg
		BETON C25/30 XC2		68 m <sup>3</sup>	

MÄRKUSED:

- SUHTELISELE KÕRGUSMÄRGILE 0.000 VASTAB ABSOLUUTKÕRGUS 44.100.
- VUNDAMENTIDE PROJEKTEERIMISEL ON KASUTATUD OÜ REAALPROJEKTI POOLT 01.2019. AASTAL KOOSTATUD EHTISGEOLLOOGIA UURINGU ARUANNET, TÖÖ NR GL18117.
- VUNDAMENTID ON PROJEKTEERITUD TOETUMA LÜBIAKIVILE.
- PINNASEVEETASE ASUB 2.1 m SÜGAVUSEL OL.OL. MAAPINNAST, ABSOLUUTKÕRGUSEL 42.000. KÕRGVEE PERIOODIL VÕIB VEETASE ULATADA MAAPINNA LÄHEDELE VÕI MAAPINNANI.
- VUNDAMENTIDE EHTAMISEL TULEB VÄLTIDA VEE KOGUNEMIST SÜVENDISSE.
- VUNDAMENTIDE EHTAMISEKS KASUTATAVATE MATERJALIDE JÄRELVALVE JA EHTUSTÖÖDE JÄRELVALVE PEAB VASTAMA EVS-ENV 13670-2010 STANDARDI 2. JÄRELVALVEKLASSI NÕUETELE.
- VUNDAMENTIDE VALMISTUSTOLERANTSID PEAVAD VASTAMA BY47 STANDARDI NÕUETELE.

- VUNDAMENT:
- PÕHIMÕÕTMED (LxB) ±30 mm
  - VUNDAMENTI ÜLAPINNA KÕRGUS ±20 mm
  - KÜLGHALVE ±30 mm
  - VUNDAMENTI PAKSUS ±15 mm
- ARMATUUR
- PIKKUSMÕÕTMED L=1000..2000 mm ±20 mm
  - ASEND RISTLÖIKES ±10 mm
- POLDID
- ASEND PLAANIS ±3 mm
  - POLDI KÕRGUS ±20 mm
- TALDMIKUALUSE PINNASE TASAPINNALISUS
- ÜLDINE L=2.0 m 9 mm
  - KOHALIK L=0.2 m 4 mm

<b>TALTECH</b>	TALLINNA TEHNIKAÜLKOOL INSENERITEADUSKOND Ehitiste projekteerimise instituut	MAGISTRILÕPÜTÖ 13-korruselise äri- ja majutushoone betoonkandekonstruktsioonide analüüs. Analysis of reinforced concrete structures of 13-storey commercial and accommodation building.
	Autor, kood: Ljubov Hilt, 183346 Juhendaja: Johannes Pello Juhendaja: 12.2020	Joonise nimetus: <b>VUNDAMENTIDE PLAAN</b> Mõõtkaava: M 1:100   Joonise nr.: EK-1



1.KORRUSE POSTIDE JA SEINTE PLAAN

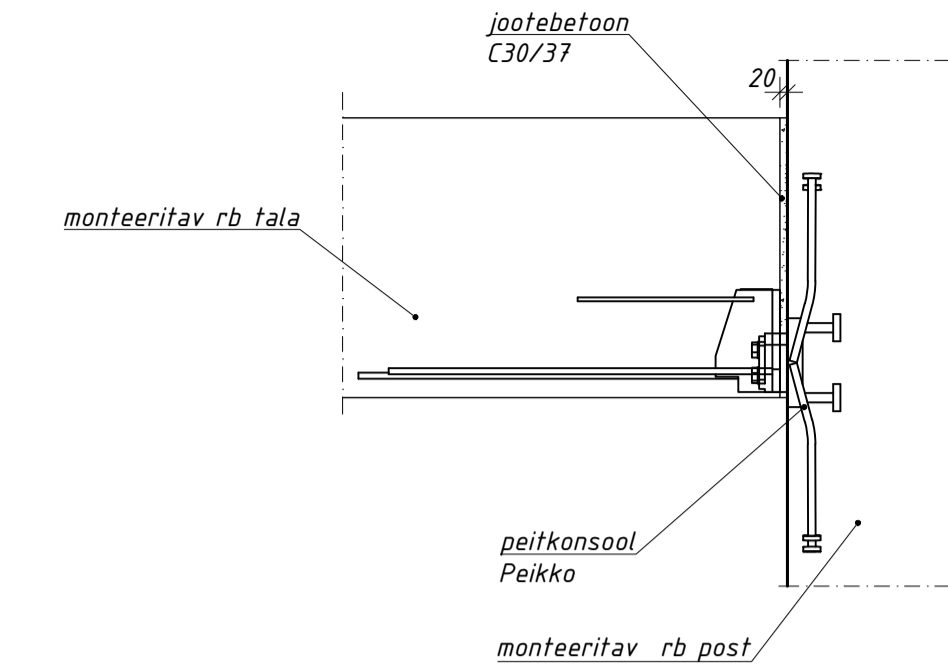
M 1:100

2.KORRUSE TALADE PLAAN

M 1:100

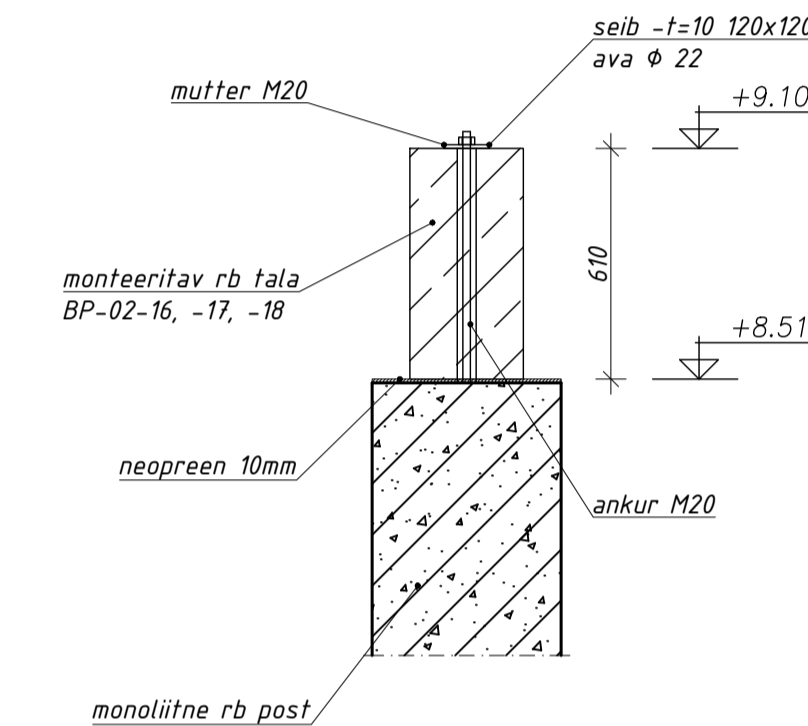
POSTI JA TALA ÜHENDUSSÕLMED

3 - 3  
M 1:20

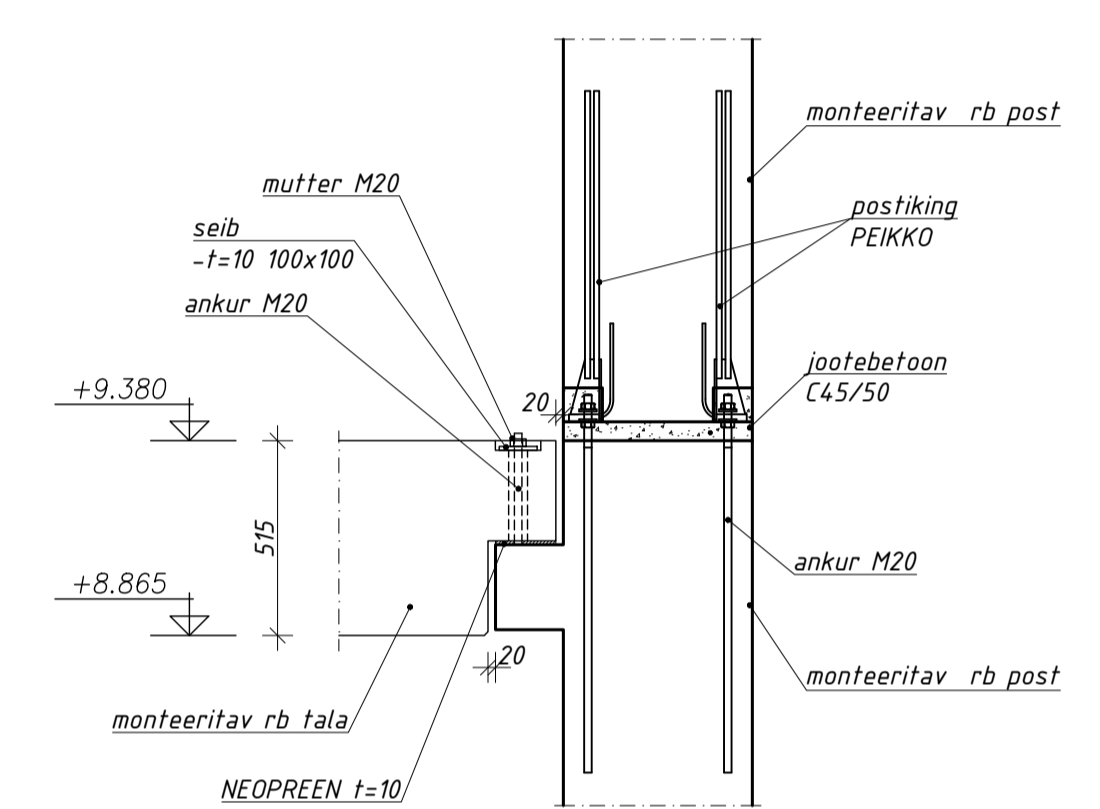


TALA TOETUS POSTILE

4 - 4  
M 1:20

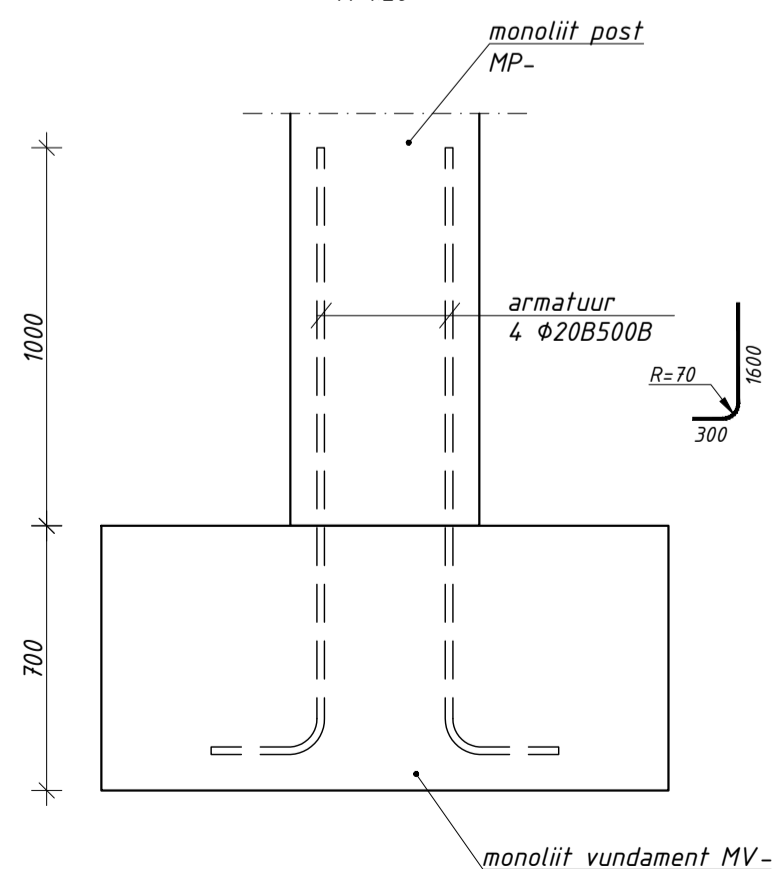


5 - 5  
M 1:20

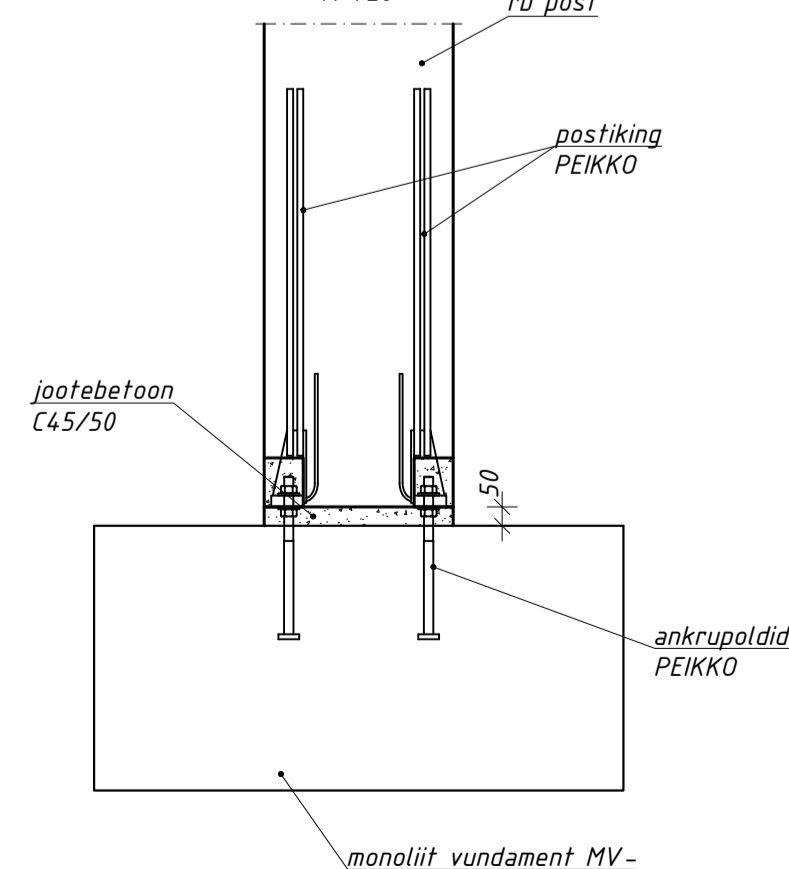


POSTI JA VUNDAMENDI ÜHENDUSSÕLMED

1 - 1  
M 1:20



2 - 2  
M 1:20

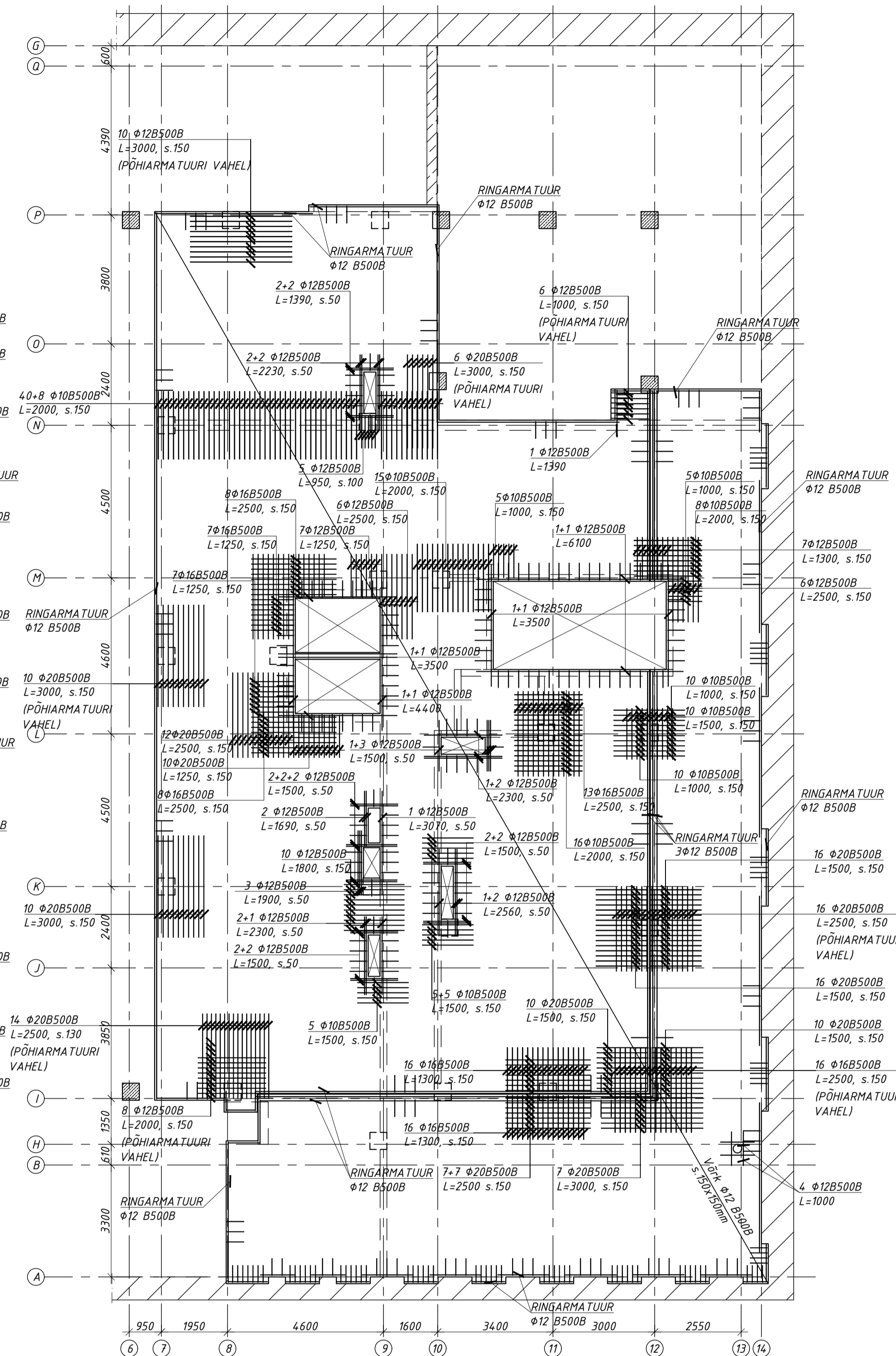
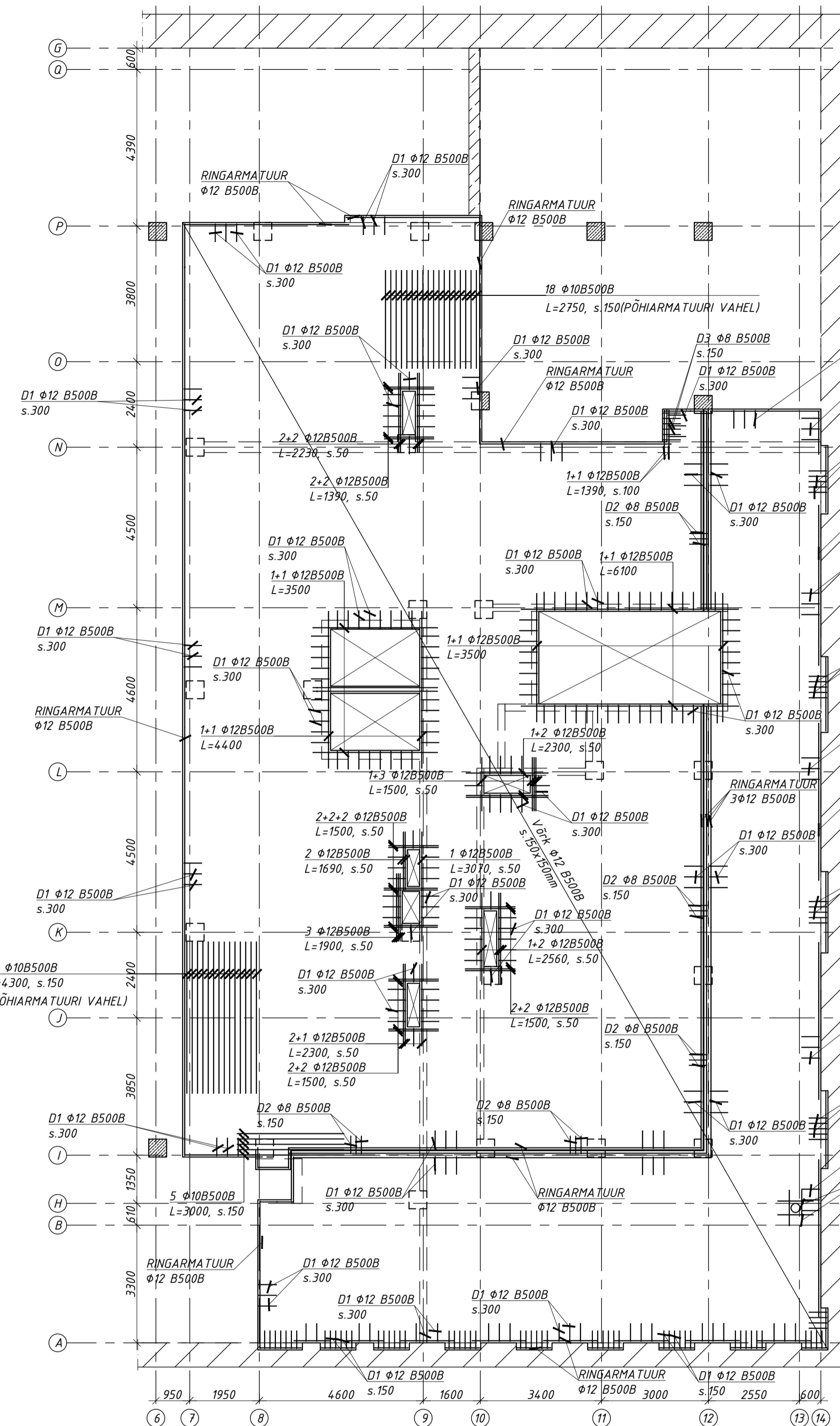
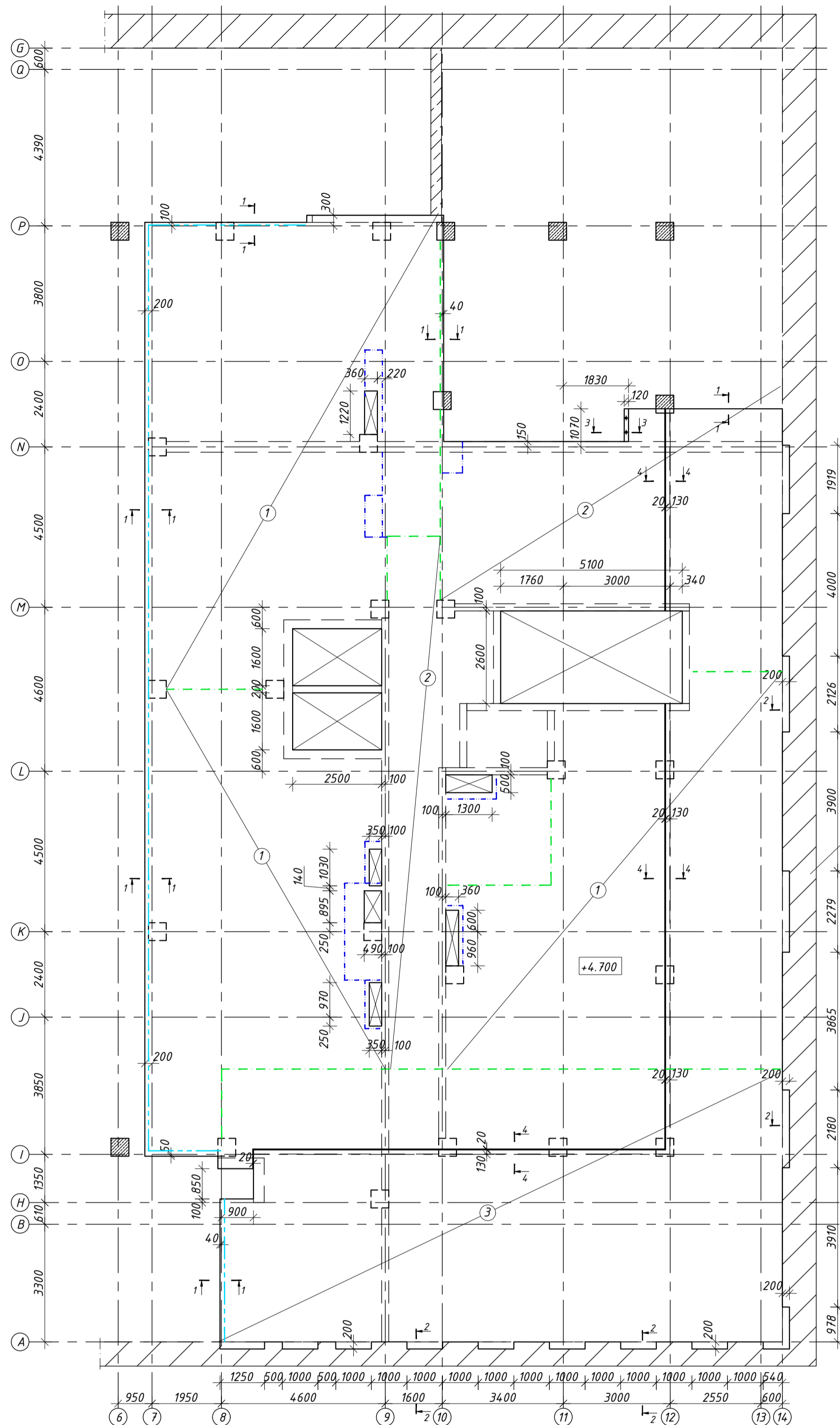


MÄRKUSED:

- SUHTELISE KÕRGUSMÄRGILE 0.000 VASTAB ABSOLUUTKÕRGUS 44.100
- BETONKONSTRUKTSIOONIDE TOLERANTSID: JÄRELVALVEKLASS 2, TOLERANTSIKLASS 1 (EVS-EN 13670:2010)
- BETOONI KESKKONNAKLASS VASTAVALT KONSTRUKTSIOONITÜÜBILE
- TULEPÜSIVUS R180

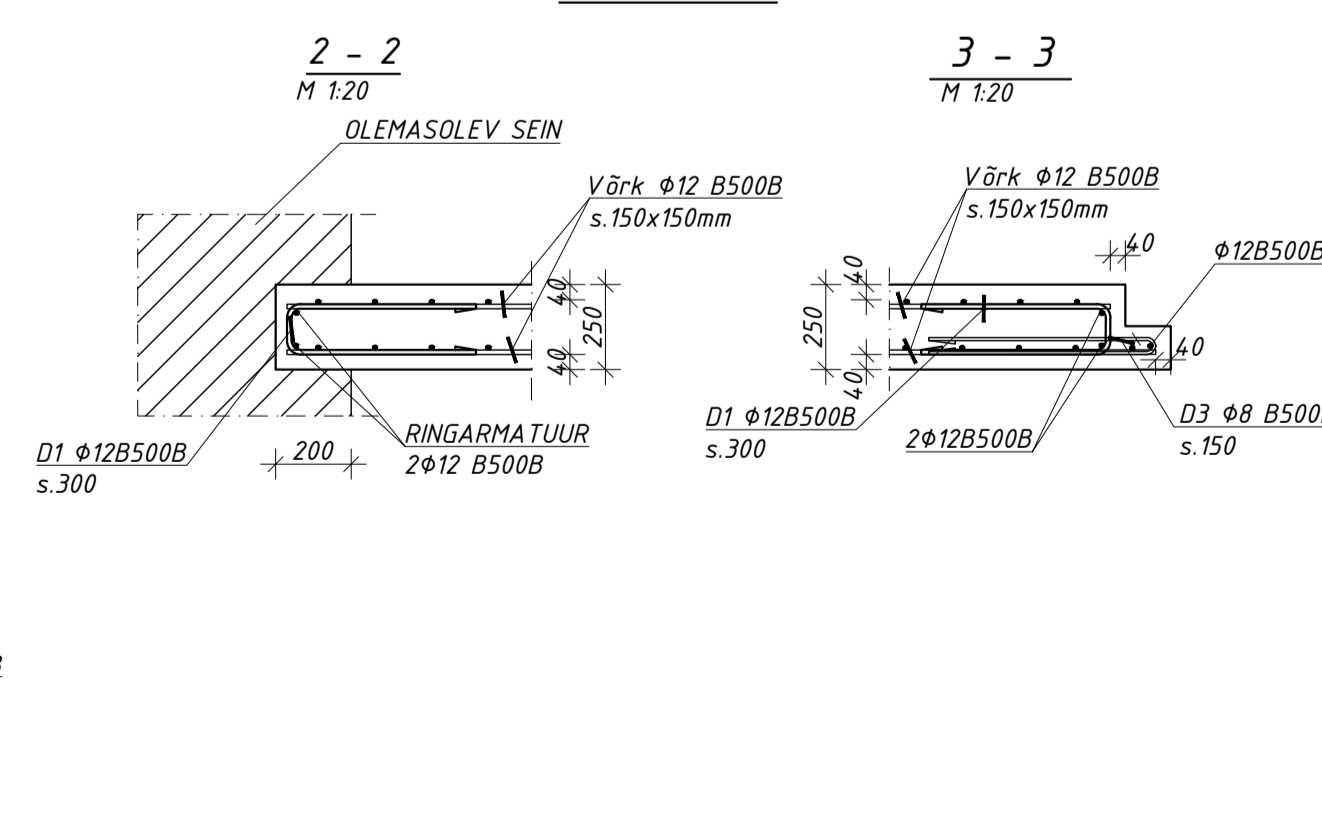
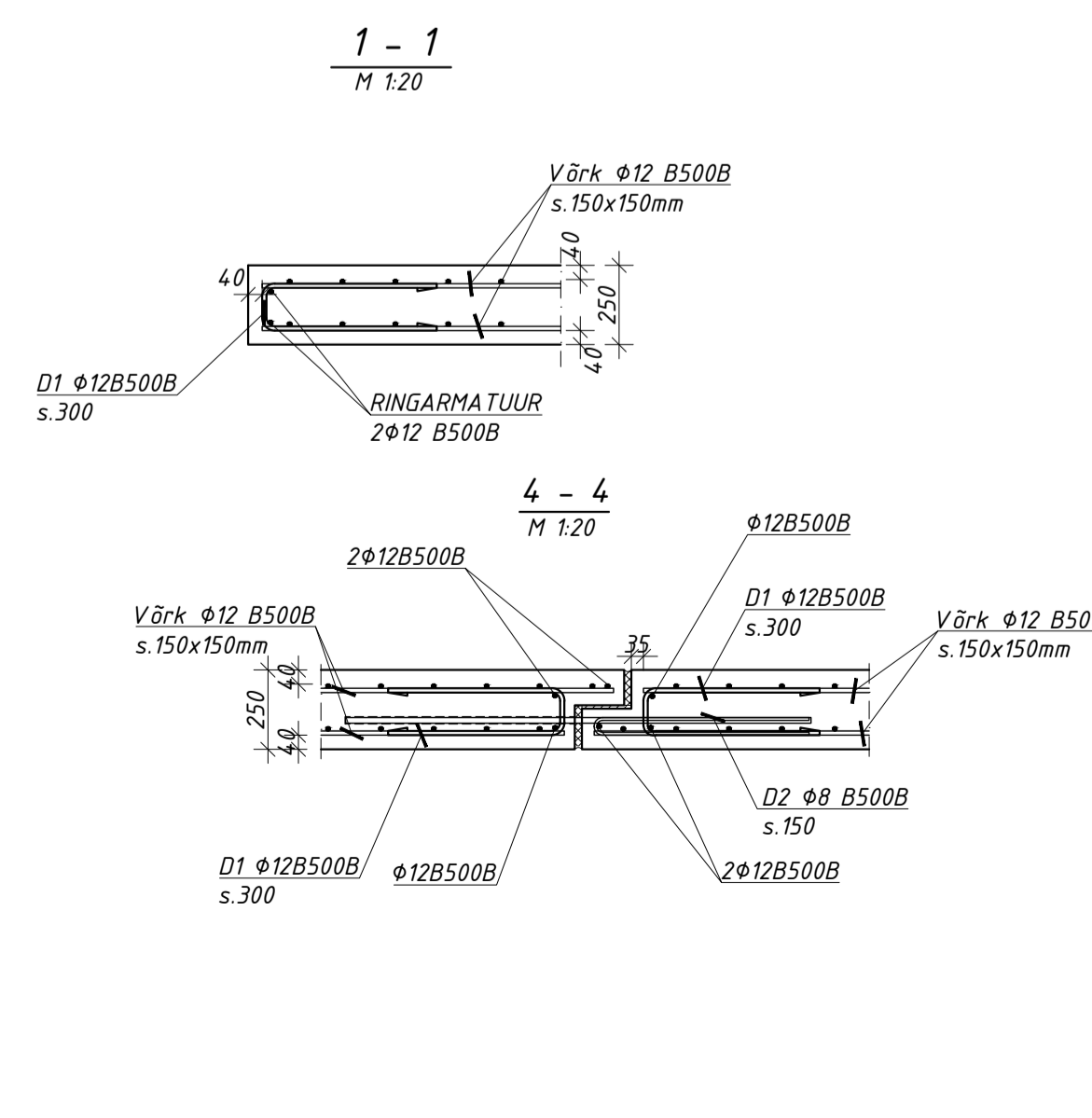
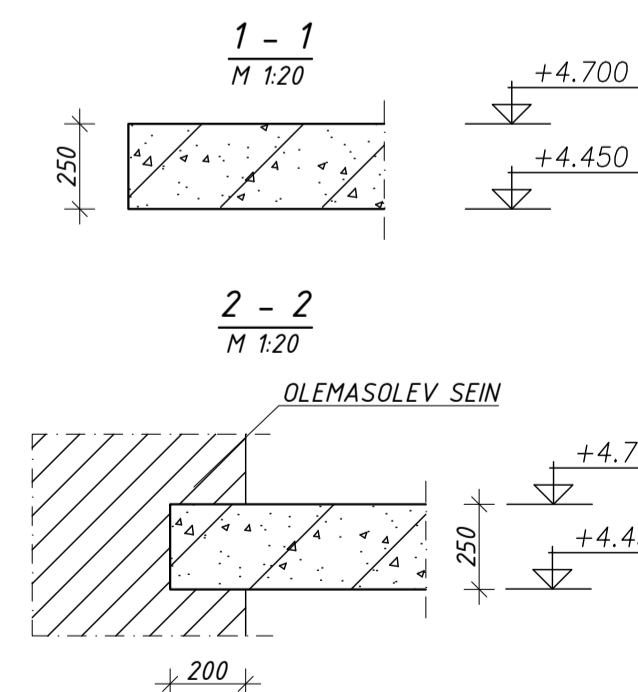
<b>TALTECH</b>	TALLINNA TEHNIKAÜLKOOL INSENERITEADUSKOND Ehitiste projekteerimise instituut	MAGISTRILÕPÜTÖÖ 13-korruselise äri- ja majutushoone betoonkandekonstruktsioonide analüüs: Analysis of reinforced concrete structures of 13-storey commercial and accommodation building
	Autor, kood: Ljubov Hitt, 183346	Joonise nimetus: 1.KORRUSE POSTIDE JA SEINTE PLAAN 2.KORRUSE TALADE PLAAN
	Juhendaja: Johannes Pello	Mõõtkaava: M 1:100
	Juhendaja: 12.2020	Joonise nr.: EK-2





**KOORMUSED VAHELAELE:**  
PLAANIL TÄHSTATUD NORMATIIVSED KOORMUSED  
(ILMA RB PLAADI OKAALUTA)

- ALALINE JOONKOORMUS  $q_k = 3.0 \text{ kN/m}$
- ALALINE JOONKOORMUS  $q_k = 15.2 \text{ kN/m}$
- ALALINE JOONKOORMUS  $q_k = 20.5 \text{ kN/m}$
- ALALINE KOORMUS  $q_k = 0.5 \text{ kN/m}^2$
- KASUSKOORMUS  $q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2$
- VAHESEIN, RIPUTUS  $q_k = 0.8 + 0.5 = 1.3 \text{ kN/m}^2$
- ALALINE KOORMUS  $q_k = 0.5 \text{ kN/m}^2$
- KASUSKOORMUS  $q_k = 5.0 \text{ kN/m}^2$
- VAHESEIN, RIPUTUS  $q_k = 0.8 + 0.5 = 1.3 \text{ kN/m}^2$
- ALALINE KOORMUS  $q_k = 0.5 \text{ kN/m}^2$
- KASUSKOORMUS  $q_k = 5.0 \text{ kN/m}^2$
- VAHESEIN, RIPUTUS  $q_k = 0.8 + 0.5 = 1.3 \text{ kN/m}^2$

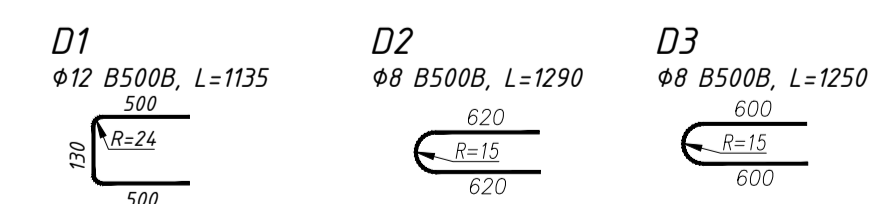


**MÄRKUSED:**

1. SUHTELISELE KÕRGUSMÄRGILE 0.000 VASTAB ABSOLUUTKÕRGUS 44.100.
2. ARMATUURVARDAD Ø12 JÄTKATA ÜLEKÄTTETEGA 600mm, KÕRVUTI OLEVATE ARMATUURVARRASTE JÄTKUD NIIHUTADA ÜKSTEISE SUHTE 900mm.
3. ALUMISE ARMATUURI JÄTKUKOHAD TEHA TUUDE PIIRKONNAS JA ÜLEMISE ARMATUURI JÄTKUKOHAD TEHA AVADE KESKKOHA LÄHEDEL.
4. TOLERANTSID
  - PLAADI PAKSUS ±15 mm
  - ÜLA- JA ALAPINNA KÕRGUSMÄRK TOEL ±10 mm
  - KÜLGÄLVE ±20 mm

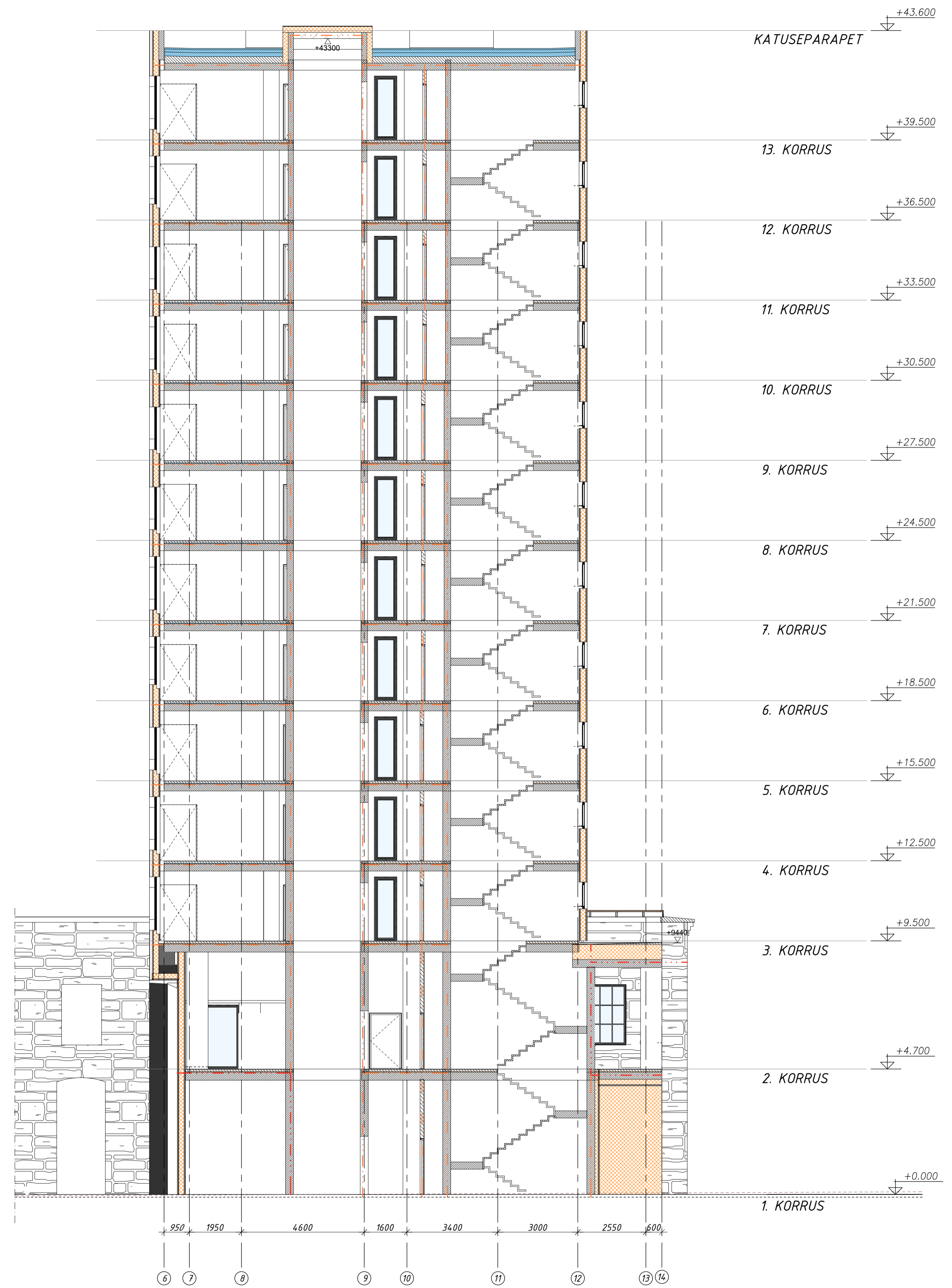
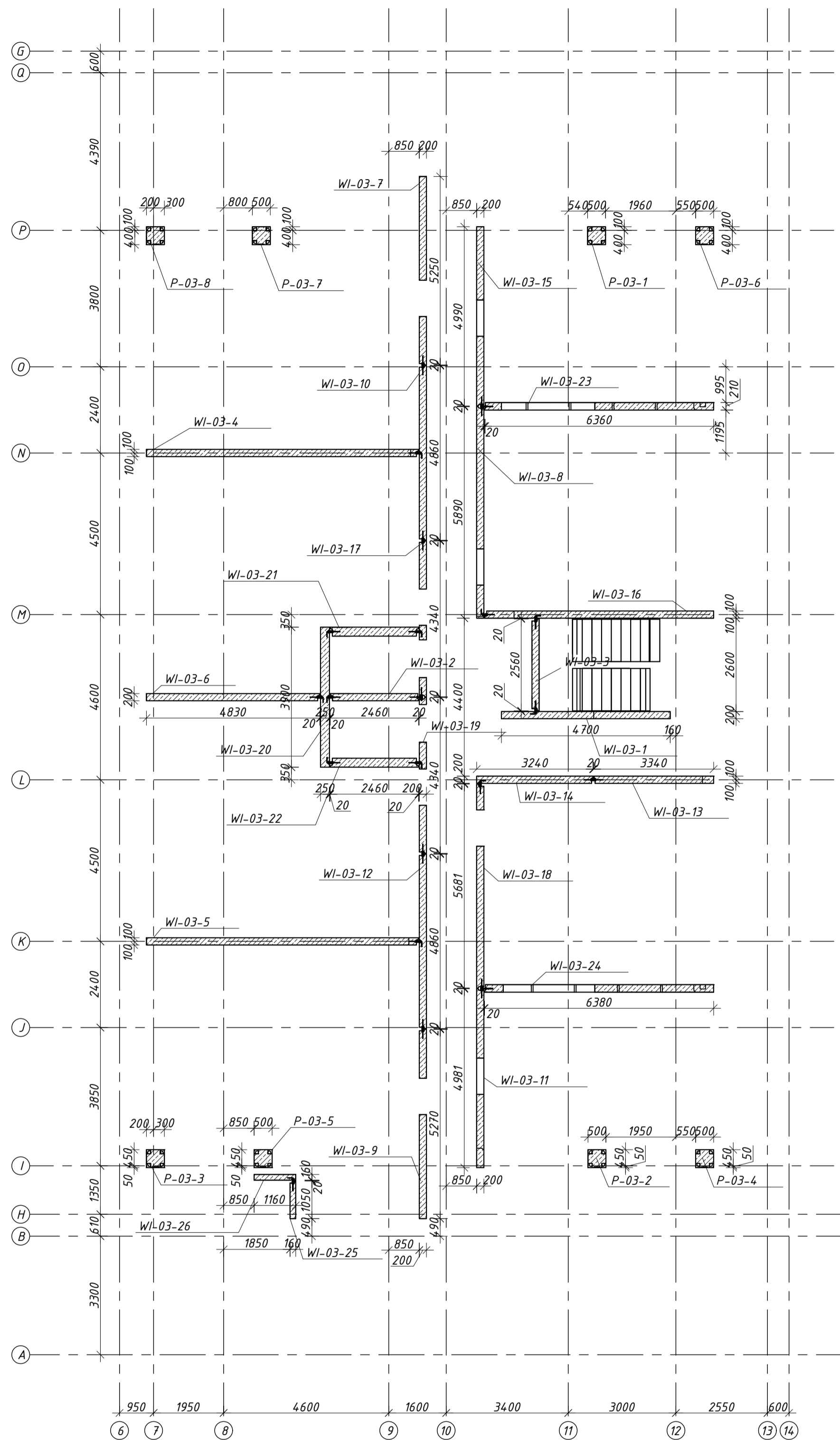
**SPETSIFIKATSIOON**

POS.	TÄHISTUS	NIMETUS	KO- GUS	ÜHIKU MASS KG	MÄRKUS
	ARMATUURTERAS	Ø20 B500B, L=330m		815	
		Ø16 B500B, L=172m		272	
		Ø12 B500B, L=1610m		1430	
		Ø10 B500B, L=334m		206	
		Ø8 B500B, L=266m		106	
		Värk Ø12 B500B s.150x150mm		1120m <sup>3</sup>	KOKKU 2829 kg
					BETON C30/37 XC1



	TALLINNA TEHNIKAÜLKOOL INSENERITAEADUSKOND	MAGISTRILOPUTÖÖ 13-korruselise äri- ja majutushoone betoonkandekonstruktsiooni analüüs: Analysis of reinforced concrete structures of 13-storey commercial and accommodation building.
	Autor, kood: Ljubov Hiit, 183346	Joonise nimetus: VAHELAE PLAAT +4.700
Juhendaja: Johannes Pello	Juhendaja: 12.2020	Mõõtkaava: M 1:100 Joonise nr.: EK-3





TINGMÄRGID :

- REI 120
- REI 180

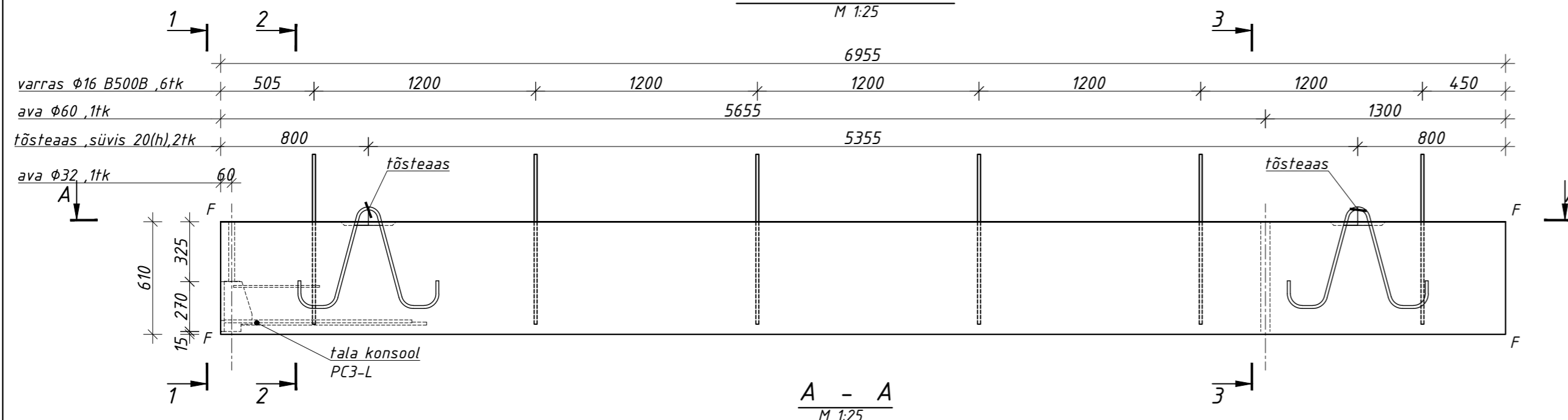
MÄRKUSED:

1. SUHTELISELE KÕRGUSMÄRGILE 0.000 VASTAB ABSOLUUTKÕRGUS 44.100.

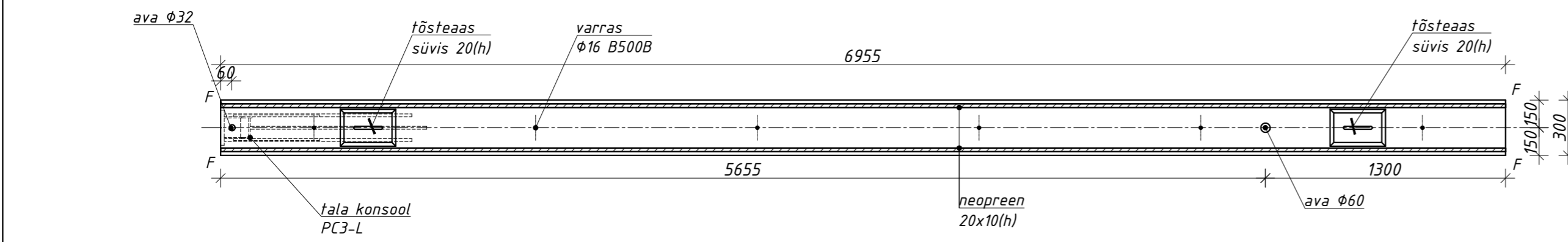
<b>TAL TECH</b>	TALLINNA TEHNIKAÜLKOOL INSENERITEADUSKOND Ehitiste projekteerimise instituut	MAGISTRILÕPÜTÕO 13-korruselise äri- ja majutushoone betoonkandekonstruktsioonide analüüs. Analysis of reinforced concrete structures of 13-storey commercial and accommodation building.
	Autor, kood Ljubov Hitt, 183346	Joonise nimetus: TÜÜPKORRUSE SEINTE PIAAN LÕIGE A - A
	Juhendaja: Johannes Pello	Mõõtkaava: M 1:100
	Juhendaja: 12.2020	Joonise nr.: EK-4

# RB RIIV BP-02-18

M 1:25



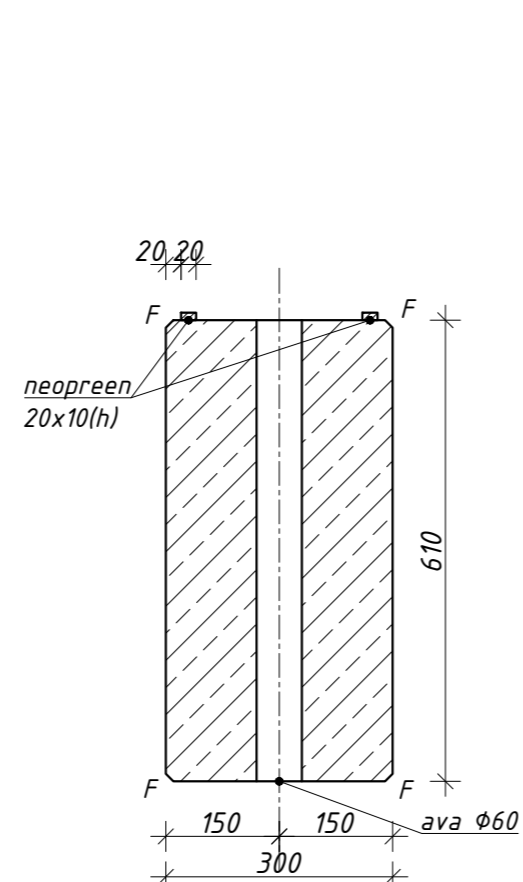
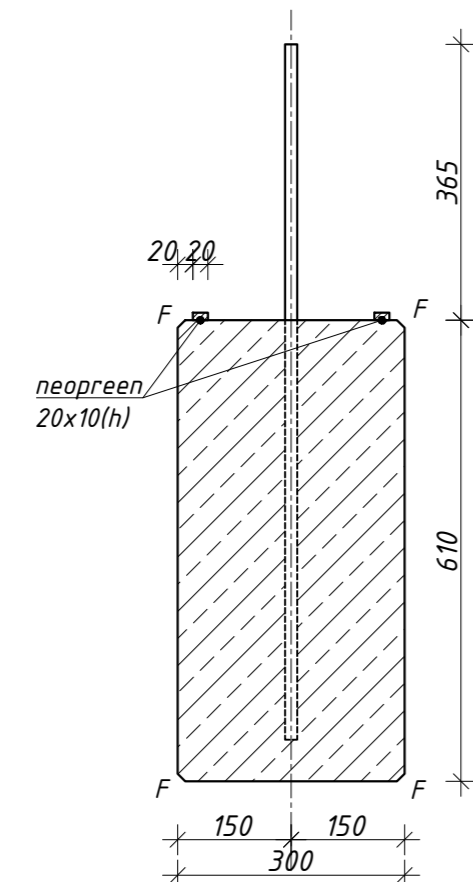
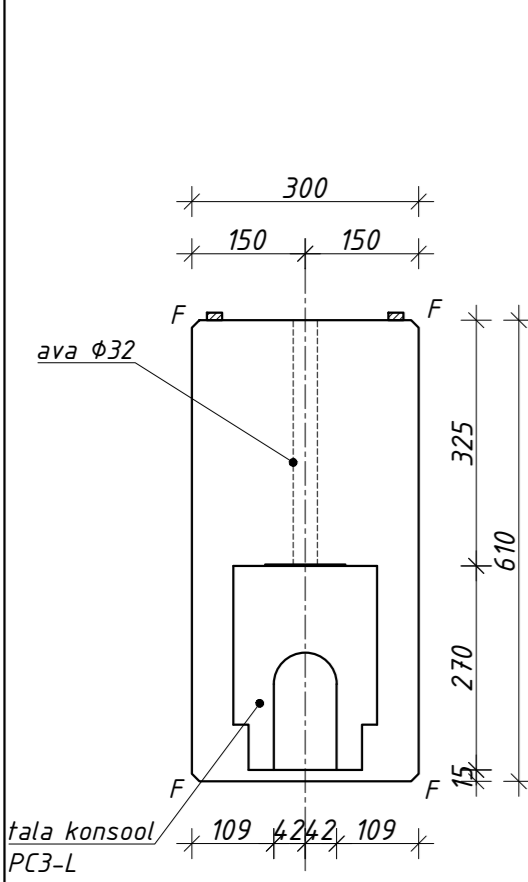
A - A  
M 1:25



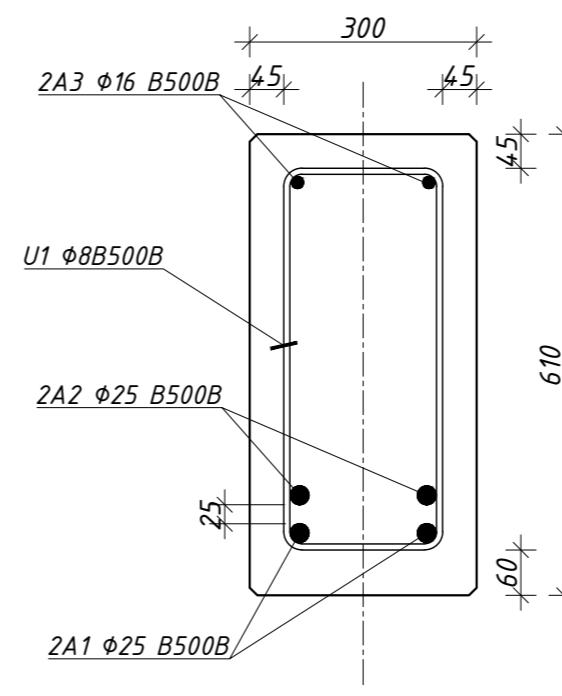
1 - 1  
M 1:10

2 - 2  
M 1:10

3 - 3  
M 1:10

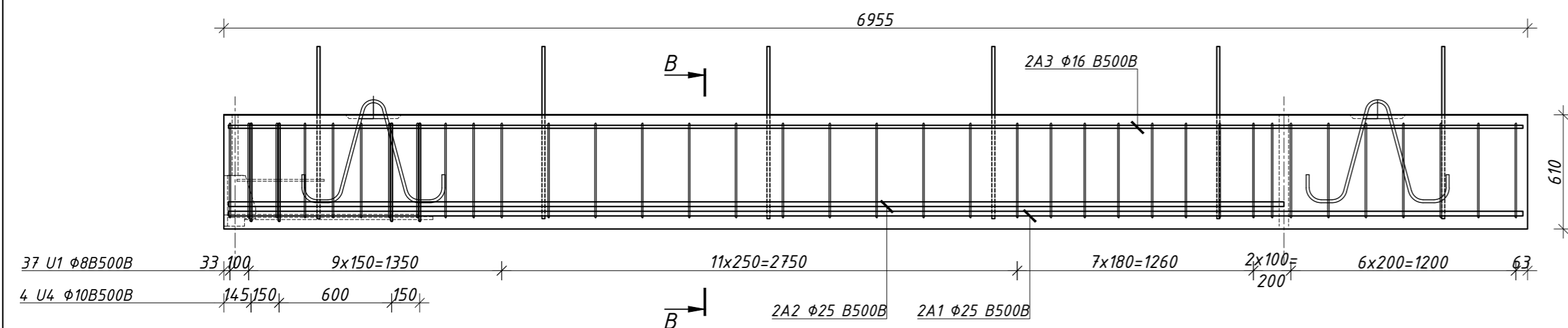


B - B  
M 1:10



## ARMEERIMINE

M 1:25



B	Gabaarimõõdud, mm			Arvestuslik maht	Mass	Valmistatakse	Elemendi tüüp	Elemendi täht
	H	L	L					
300	610	6955	1,3 m <sup>3</sup>	3,2 t	1	tk	Riiv	BP-02-18
Tulekindus	Kasutusiga	Vormipind	Teised pinnad	Lubatud hõlbed				
R180	50	MUO-A	MUO-B	EVS-EN 13670-2010	Faas (F) 10x10			

## MATERJALID JA TOOTED

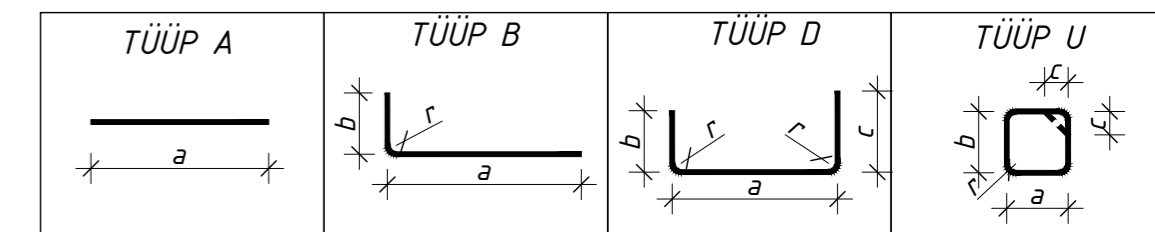
Pos.	Kood	Nimetus	Mõõt	Klass	Kogus kokku				Märkus
					tk	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>	jm	
		Betoon		C35/45		1,27			XC1
		Tõsteaas	16 L=1900	Fe370B	2				
		Neopreen	10(h)x20, l=6955	Shore 60	2				
		Varras	16 L=900	B500B	6				
		Tala konsool	PC3-L		1				Peikko

## SARRUSE PAINUTUSTABEL

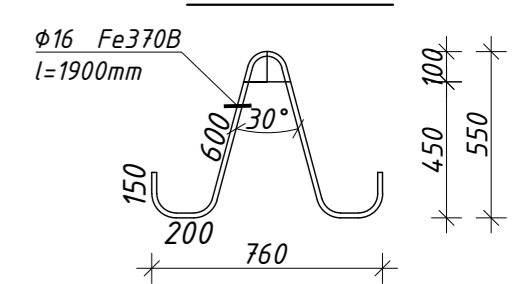
Tüüp	Pos.	Terase klass	Arv	Ø, mm	Lõikepikkus, mm	Painutusmõõdud											
						a	b	c	d	e	f	v'	u'	r	D		
A	1	B500B	2	25	6905	6905											
A	2	B500B	2	25	5630	5630											
A	3	B500B	2	16	6905	6905											
U	1	B500B	37	8	815	210	505	100									16
U	2	B500B	4	10	855	210	525	120									20

## MATERJALID

Pos.	Kood	Nimetus	Mõõt	Klass	Kogus kokku				Märkus
					tk	m <sup>2</sup>	jm	kg	
		Armatuur	Ø 25	A500HW				97	
		"	Ø 16	A500HW				22	
		"	Ø 10	A500HW				2	
		"	Ø 8	A500HW				12	
Kokku:								132	



## TÕSTEAAS

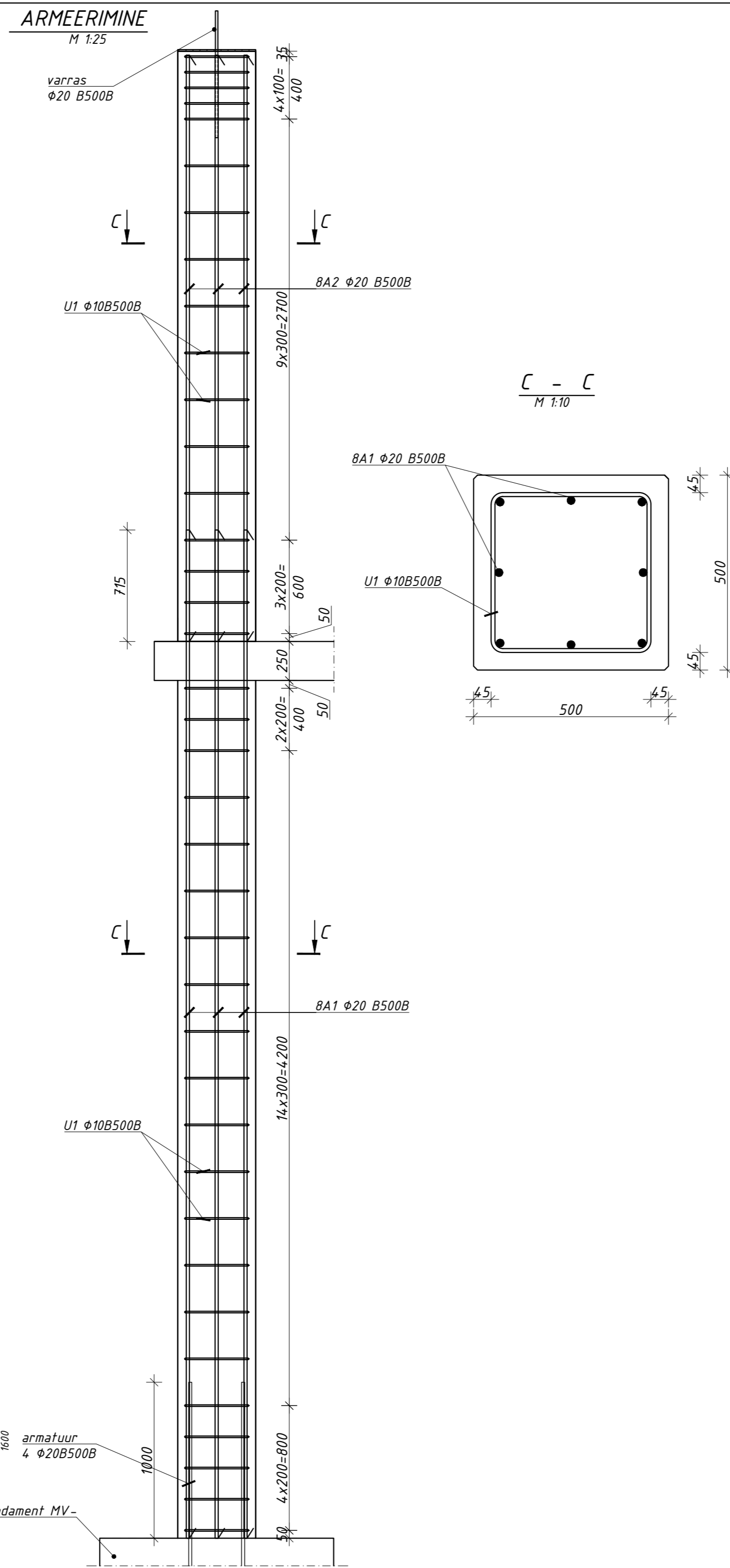
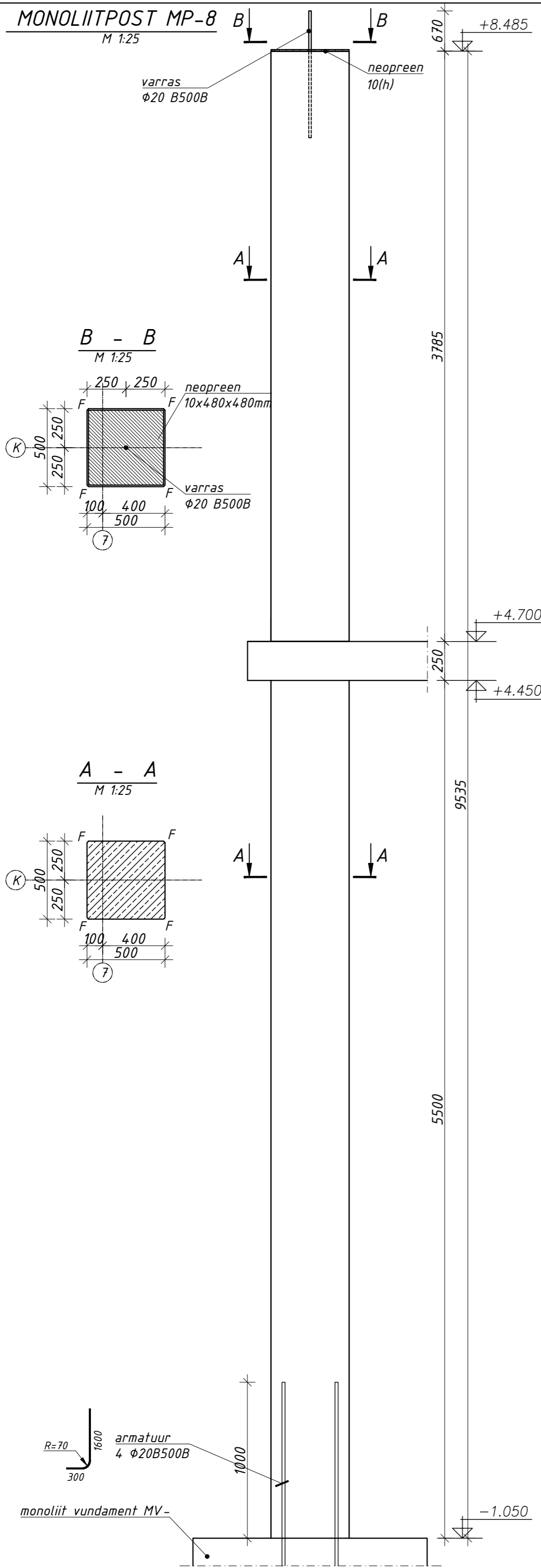


## MÄRKUSED

- ELEMENDI ASUKOHT VT. MONTAAŽISKEEMILT.
- BETOONI TUGEVUSKLASS ON C35/45  
BETOONI KESKKONNAKLASS XC1.
- MIN. BETOONI TUGEVUS MONTEERIMISEL 20,5 MPa
- BETOONKAITSEKIHT 45mm, TALA ALT 60mm.
- SARRUSTERAS B500B
- TOLERANTSID VASTAVALT EVS-EN 13369:2013 NÕUETELE
- VIIMISTLUS: VORMIPIND
- FAASID(F) 10x10 mm MÄRGITUD KOHTADES.
- TULEPÜSIVUS R180

	TALLINNA TEHNIKAÜLIKOO INSENERITEADUSKOND Ehitiste projekteerimise instituut	MAGISTRILÕPUTÖÖ 13-korruselise äri- ja majutushoone betoonkandekonstruktsioonide analüüs. Analysis of reinforced concrete structures of 13-storey commercial and accommodation building.
	Autor, kood: Ljubov Hift, 183346	Joonise nimetus: RB RIIV BP-02-18 KUJUJONIS JA ARMEERIMINE
	Juhendaja: Johannes Pello	Mõõtkaava: M 1:25
Juhendaja: 12.2020	Joonise nr. EK-5	





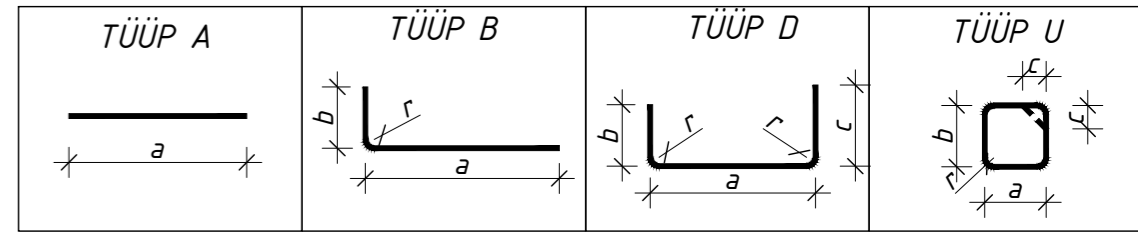
Gabaritmõõdud, mm			Arvestuslik maht	Mass	Valmistatakse	Elemendi tüüp	Elemendi tähis
B	H	L					
500	500	9535	2,4 m <sup>3</sup>	6,0 t	1 tk	MONOLIITPOST	MP-8
Tulekindus	Kasutusiga	Vormipind	Teised pinnad	Lubatud hälbed	Faas (F)		
R180	50				10x10		

Pos.	Kood	Nimetus	Mõõt	Klass	Kogus kokku,				Märkus
					tk	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>	jm	
		Betoon		C30/37		2,38			XC1
		Neopreen	10x480x480mm	Shore 60	1				
		Varras	∅20 L=1250	B500B	1				

Tüüp	Pos.	Terase klass	Arv	∅, mm	Lõikepikkus, mm	Painutusmõõdud											
						a	b	c	d	e	f	v'	u'	r	D		
A	1	B500B	8	20	6465	6465											
A	2	B500B	8	20	3760	3760											
U	1	B500B	38	10	940	410	410	120									20

Pos.	Kood	Nimetus	Mõõt	Klass	Kogus kokku,				Märkus
					tk	m <sup>2</sup>	jm	kg	
		Armatuur	∅ 20	A500HW				202	
		- " -	∅ 10	A500HW				22	
Kokku:								224	



- MÄRKUSED**
- ELEMENDI ASUKOHT VT. MONTAAŽISKEEMIL T.
  - BETOONI TUGEVUSKLASS ON C30/37
  - BETOONI KESKKONNAKLASS XC1.
  - BETONKAITSEKIHT 45mm.
  - SARRUSTERAS B500B
  - FAASID(F) 10x10 mm MÄRGITUD KOHTADES.
  - TULEPÜSIVUS R180

- TOLERANTSID**
- POSTID
- PIKKUS ±15 mm
  - RISTLÖIGE ±10 mm
  - KÖVERUS ±10 mm VÕI L/750
  - RISTLÖIKE KÕRVALEKALLE ±5 mm VÕI b/20
  - POSTI PEA KALDENURK ±5 mm
  - KÕRVALEKALLE ASUKOHA, KÕRGUSMÄRGIST, OMAVAHELINE VAHEKAUGUS ±15 mm
  - ÜLA- JA ALAOSA KÕRVALEKALLE VERTIKAALIST ±15 mm VÕI L/750
- ARMATUURID
- PIKKUSMÕÕTMED L=1000...2000 mm ±20 mm
  - L>2000 mm ±30 mm
  - ASEND RISTLÖIKES ±10 mm

	<b>TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOI INSENERITEADUSKOND</b> Ehitiste projekteerimise instituut	<b>MAGISTRILÕPUTÖÖ</b> 13-korruselise äri- ja majutushoone betoonkandekonstruktsioonide analüüs. Analysis of reinforced concrete structures of 13-storey commercial and accommodation building.
	Autor, kood: Ljubov Hift, 183346	Joonise nimetus: <b>MONOLIITPOST MP-8</b>
	Juhendaja: Johannes Pello	Mõõtkava: M 1:25   Joonise nr. EK-6