



**TALLINNA
TEHNIKA KÕRGKOO**

Janno Ruusmann

EHITUSPOE VAHELAE PROJEKTEERIMINE

LÕPUTÖÖ

Tallinn 2021



Janno Ruusmann

EHITUSPOE VAHELAE PROJEKTEERIMINE

LÕPUTÖÖ

Ehitusinstituut

Hoonete ehituse õppekava

Juhendaja: Andres Kuningas

Tallinn 2021

Mina

Janno Ruusmann,

tõendan, et lõputöö on minu kirjutatud. Töö koostamisel kasutatud teiste autorite, sh juhendaja teostele on viidatud õiguspäraselt.

Kõik isiklikud ja varalised autoriõigused käesoleva lõputöö osas kuuluvad autori/te/le ainuisikuliselt ning need on kaitstud autoriõiguse seadusega.

Juhendaja (nimi, /allkirjastatud digitaalselt/) Andres Kuningas

Lihtlitsents lõputöö reprodutseerimiseks ja lõputöö üldsusele kättesaadavaks tegemiseks

Mina,

Janno Ruusmann

(*autori nimi*)

sünnikuupäev: 20.12.1980

annan Tallinna Tehnikakõrgkoolile (edaspidi kõrgkool) tasuta loa (lihtlitsentsi) enda loodud teose

Ehituspoe vahelae projekteerimine

(*lõputöö pealkiri*)

1. reprodutseerimiseks paberkandjal kõrgkooli raamatukogus avaldamise ja säilitamise eesmärgil;
2. elektroonseks avaldamiseks kõrgkooli repositooriumi kaudu;
3. kui lõputöö avaldamisele on instituudi direktori korraldusega kehtestatud tähtajaline piirang, lõputöö avaldada pärast piirangu lõppemist.

Olen teadlik, et nimetatud õigused jäävad alles ka autorile ja kinnitan, et:

1. lihtlitsentsi andmisega ei rikuta teiste isikute intellektuaalomandi ega isikuandmete kaitse seadusest tulenevaid ega muid õigusi;
2. PDF-failina esitatud töö vastab täielikult kirjalikult esitatud tööle.

Tallinnas,

/allkirjastatud digitaalselt/

(*kuupäev*)

(*autori allkiri*)

LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

Lõpetaja: **Janno Ruusmann**
Õpperühm: KHE71/81
Eriala: Hoonete ehitus
Lõputöö teema: **Ehituspoe vahelae projekteerimine**

Lähteandmed töö koostamiseks: tellija lähteülesanne, OÜ K&M Projektbüroo AS Heelix
Grupp kauplus-ladu inventariseerimine, töö nr 02208, 12.2002.

Töö sisu, ülesehitus ja lahendamisele kuuluvate küsimuste loetelu: Tõrvas Valga 72 asuva ehituspoe vahelae projekteerimine, sh. olemasoleva konstruktsiooni koormuste arvutused, sobiva vahelae konstruktsiooni projekteerimine – laudise, talade ja postide dimensionimine, koormused vundamentidele.

Seletuskirja ning graafilise materjali sisu ja maht: seletuskirja maht 40-60 lk, joonised 6-8

Lõputöö konsultandid:

Konsultandi nimi	Valdkond	Allkiri	Kuupäev

Lõputöö juhendaja: Andres Kuningas
(nimi)


(allkiri) 17.02.2021
(kuupäev)

Lõpetaja: Janno Ruusmann
(nimi)


(allkiri) 17.02.2021
(kuupäev)

Kinnitaja: Aivars Alt
ehitusinstituudi direktor


(allkiri) 17.02.2021
(kuupäev)

Lõputöö ülesanne antud: 17.02.2021

Lõputöö esitamise tähtaeg: 19.04.2021

SISUKORD

SISSEJUHATUS.....	7
1. LÄHTEÜLESANNE.....	9
2. OLEMASOLEVA KONSTRUKTSIOONI KOORMUSED.....	10
2.1. Konstruktsiooni omakaal.....	10
2.2. Lumekoormus.....	13
2.3. Tuulekoormus.....	15
2.4. Koormuskombinatsioonid vundamendile kandepiirseisundis.....	18
3. PROJEKTEERITAV VAHELAGI.....	20
3.1. Profiilpleki dimensioonimine.....	22
3.2. Tala T-1 kontroll kandepiirseisundis.....	23
3.2.1. Paindekandevõime kontroll.....	28
3.2.2. Lõikekandevõime kontroll.....	28
3.2.3. Paindemomendi ja põikjõu koosmõju kontroll.....	30
3.2.4. Kiivekandevõime kontroll.....	30
3.3. Tala T-1 kontroll kasutuspiirseisundis.....	35
3.4. Tala T-2 kontroll kandepiirseisundis.....	36
3.4.1. Paindekandevõime kontroll.....	39
3.4.2. Lõikekandevõime kontroll.....	39
3.4.3. Paindemomendi ja põikjõu koosmõju kontroll.....	40
3.4.4. Kiivekandevõime kontroll.....	40
3.5. Tala T-2 kontroll kasutuspiirseisundis.....	42
3.6. Posti kontroll kandepiirseisundis.....	43
3.6.1. Survekandevõime kontroll.....	45
3.6.2. Nõtkekandevõime kontroll.....	46
3.6.3. Posti jala alusplaadi kontroll.....	50
3.6.4. Posti ja alusplaadi vahelise keevisõmbluse arvutus.....	53
KOKKUVÕTE.....	55
SUMMARY.....	56
VIIDATUD ALLIKAD.....	57

GRAAFILINE OSA..... 59

SISSEJUHATUS

Käesolevas lõputöös projekteeritakse vahelagi Tõrva linnas Valga 72 asuvale ehituspoele. Tegemist on 1970. aastatel Valga KEK-i poolt ehitatud raudbetoonist karkasshoonega. Tellijal hoone ehitusaegset projekti ei ole. Töö käigus otsiti projekti Rahvusarhiivist, samuti uuriti endistelt Valga KEK-i töötajatelt. Kahjuks selgus, et hoone ehitusprojekt ei ole säilinud. Tellija poolt edastati OÜ K & M Projektbüroo poolt 2002. aastal tehtud inventariseerimise joonised.

Et uurida olemasoleva konstruktsiooni ära kasutamise võimalusi uue vahelae projekteerimisel, leitakse töös olemasolevate konstruktsioonide koormused vundamentidele. Selleks leitakse konstruktsioonelementide omakaalud ja katusele mõjuvad lume- ning tuulekoormus.

Vahelae konstruktsiooni kandvate elementidena kaaluti esialgsetes töös mitte sisalduvates lähendustes liimpuitu ja terast. Otsustati terase kasuks, kuna liimpuidust elementide ristlõike kõrgus ei mahuks lähteülesandes ette antud piiridesse.

Terasest vahelae konstruktsiooni projekteerimisel dimensionitakse ja kontrollitakse talade kandevõimet kandepiirseisundis. Talade puhul kontrollitakse ka maksimaalset läbipainet kasutuspiirseisundis. Posti arvutused teostatakse kandepiirseisundis. Lisaks teostatakse posti jala alusplaadi kontroll ja leitakse posti ning alusplaadi vahelise keevisõmbluse kõrgus. Kandev profiilplekk dimensionitakse *Ruukki Poimu* programmi abil. Töö graafilise osa koostamisel kasutati arvutiprogramme *Autodesk Autocad* ja *Advance Steel*.

Töö esimeses peatükis on toodud tellija lähteülesanne. Teises peatükis leitakse olemasoleva konstruktsiooni koormused vundamentidele sh konstruktsiooni omakaal, lumekoormus ja tuulekoormus. Kolmandas peatükis valitakse ja teostatakse kontroll projekteeritavale vahelaekonstruktsioonile.

Arvutused teostatakse vastavalt järgnevatele standarditele:

- 1) EVS-EN 1991-1-1:2002+NA:2002. Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-1: Üldkoormused . Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused;
- 2) EVS-EN 1991-1-3:2006/A1:2016. Eurokoodeks 1: ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-3: Üldkoormused. Lumekoormus;
- 3) EVS-EN 1991-1-4:2005/AC:2010. Eurokoodeks 1: ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-4: Üldkoormused. Tuulekoormus;
- 4) EVS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015. Eurokoodeks 3: teraskonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks;
- 5) EVS-EN 1993-1-3:2006/AC2:2009. Eurokoodeks 3: teraskonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-3: Üldreeglid ja lisareeglid külmvormitud profiilidele ja profiilplekile;
- 6) EVS-EN 1993-1-8:2005+NA:2006. Eurokoodeks 3: teraskonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-8: Liidete projekteerimine.

1. LÄHTEÜLESANNE

Tellija poolne lähteülesanne nägi ette projekteerida ehituspoe vahelagi järgnevatel tingimustel:

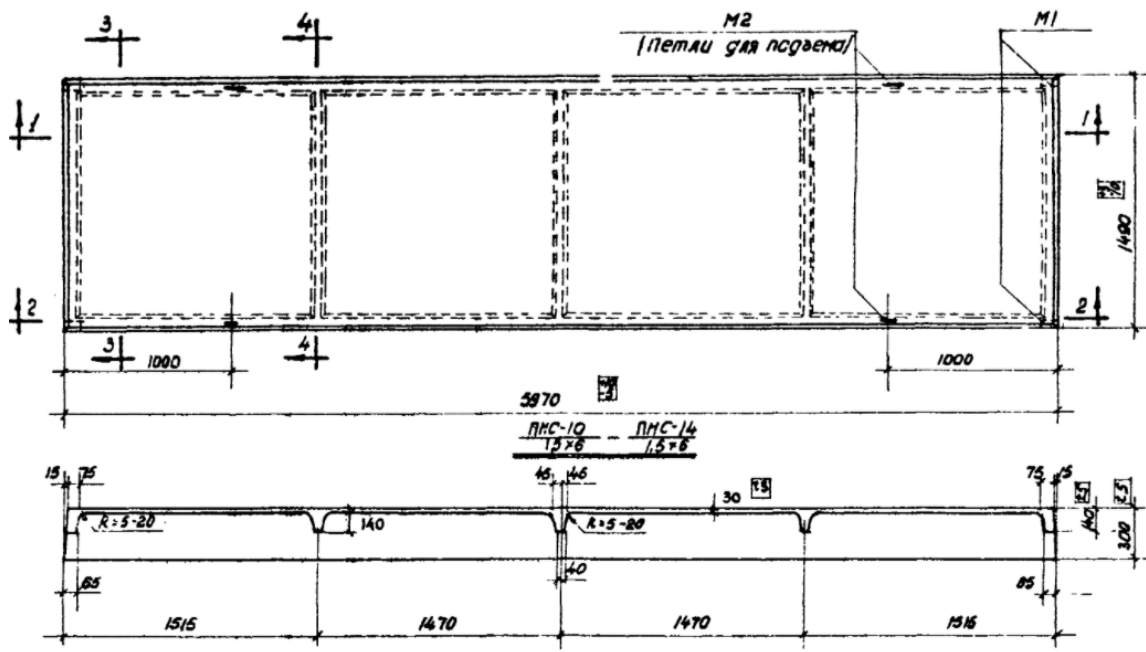
- 1) kasuskoormus on $7,5 \text{ kN/m}^2$;
- 2) vahelae mõõdud $11,54 \times 42,3 \text{ m}$ ja korruse kõrgus on $3,45 \text{ m}$;
- 3) sildeavas $11,54 \text{ m}$ ei tohiks olla keset ava ühtegi posti;
- 4) ruumi kõrgus vähemalt $2,85 \text{ m}$;
- 5) läbipaine kasutuspiirseisundis on $L/200$.

2. OLEMASOLEVA KONSTRUKTSIOONI KOORMUSED

Töö käigus selgus, et hoone ehitusaegne projekt ei ole säilinud. Hoone on ehitatud 1970. aastatel. Hoonele on tehtud 2002. aastal OÜ K & M Projektbüroo poolt inventariseerimine ja tellija poolt edastati inventariseerimise joonised. Seetõttu ei ole täpselt teada, milliseid konstruktsioonidetaile ehitamisel kasutati. Konstruktsiooni omakaalu hindamiseks otsiti nõukogude aegsete ehitusmaterjalide andmebaasist visuaalselt sarnased elemendid ja arvutused teostatakse nende elementide andmete põhjal. Lisaks leitakse hoonele mõjuvad lume- ja tuulekoormus.

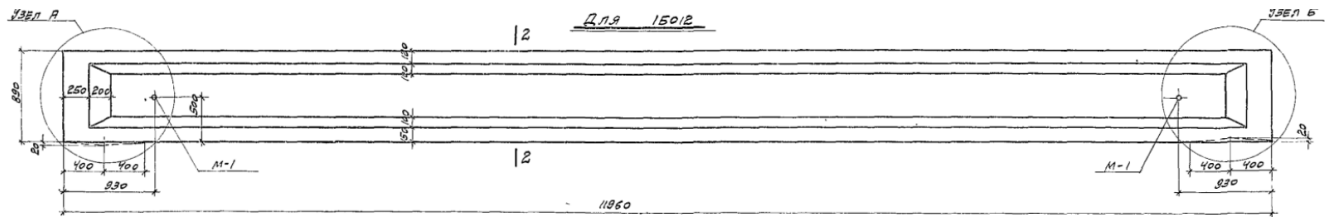
2.1. Konstruktsiooni omakaal

Käesolevas töös arvutatakse koormused teljel A ja teljel D asuvatele keskmiste postide all olevatele vundamentidele. Eeldatakse, et postide all on kannvundamendid. Kuna täpne katusekonstruktsioon on teadmata, siis arvestatakse paneelide peal olevate kihtide omakaaluks $G_{katusekate}$ 1 kN/m². Töös arvestatakse, et katusepaneelidena on kasutatud paneele ПНС – 10, mille omakaal on 1,42 t [1]. Paneeli mõõdud on 1,5 × 6 m, paneeli omakaal G_{paneel} on 1,58 kN/m². Paneeli mõõtmed on nähtavad joonisel (Joonis 1).



Joonis 1. Paneel [1]

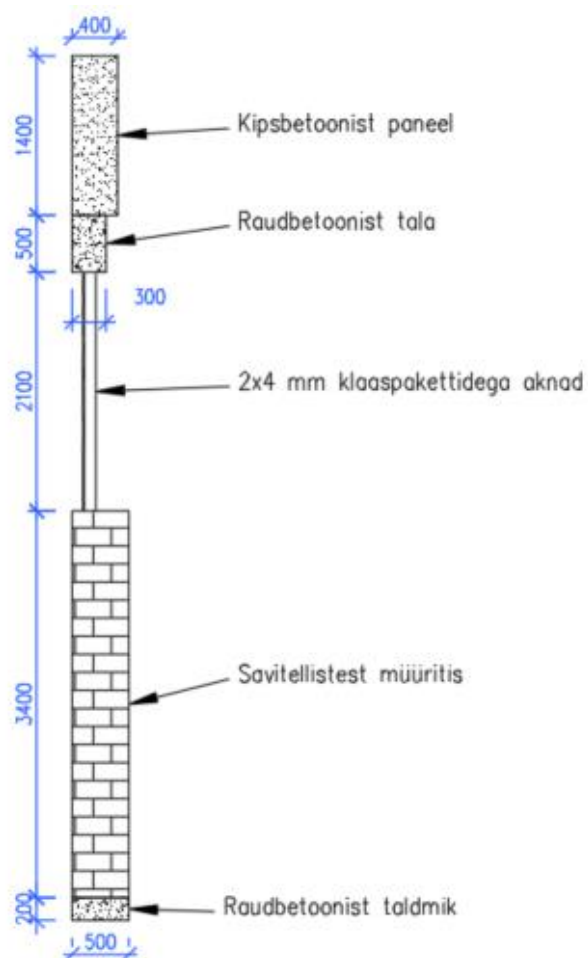
Paneelid toetuvad laetaladele 26/II2 omakaaluga G_{tala} 5 t ehk 50 kN. Laetala mõõtmed on nähtavad joonisel (Joonis 2). [2]



Joonis 2. Tala [2]

Postide ristlõige on mõõtudega 400×400 mm ja kõrgus 6900 mm, posti mark 2K 69.4-1. Posti omakaal G_{post} on 2,75 t ehk 27,8 kN. [3]

Teljel A oleva välisseina lõige on toodud joonisel (Joonis 3).



Joonis 3. Välisseina lõige

Joonisel nähtav raudbetoonist taldmik on lisatud autori poolt konstruktiivselt, kuna tegelikult ei ole teada, millele ja kuidas toetub savitellistest müüritis. Kipsbetoonist paneel ja raudbetoonist tala on kinnitatud posti külge.

Välisseina omakaalu arvutamisel on aluseks võetud järgmised materjalide mahukaalud [4, lk 184]:

- 1) raudbetoon – 25 kN/m^3 ;
- 2) kipsbetoon – tuhkploki mahukaal $7,5 \text{ kN/m}^3$;
- 3) klaas – 25 kN/m^3 ;
- 4) savitellistest müüritis – 18 kN/m^3 .

Järgnevalt leitakse välisseina omakaalust tulenev koormus vundamendile:

- 1) kipsbetoonist paneel – $P_{kips} = 6 \times 0,4 \times 1,4 \times 7,5 = 25,2 \text{ kN}$;
- 2) raudbetoonist tala – $P_{tala} = 6 \times 0,3 \times 0,5 \times 25 = 22,5 \text{ kN}$;
- 3) klaaspakettidega aknad – $P_{aken} = 6 \times 2,1 \times 0,008 \times 25 = 2,5 \text{ kN}$;
- 4) savitellistest müüritis – $P_{müüritis} = 6 \times 3,5 \times 0,5 \times 18 = 189 \text{ kN}$;
- 5) raudbetoonist taldmik – $P_{taldmik} = 6 \times 0,2 \times 0,5 \times 25 = 15 \text{ kN}$;

Kokku välisseina normatiivne omakaal:

$$G_{VS} = P_{kips} + P_{tala} + P_{aken} + P_{müüritis} + P_{taldmik} = 25,2 + 22,5 + 2,5 + 189 + 15 = 254,2 \text{ kN}.$$

Teljel A olevatele keskmistele postidele tuleb katusekonstruktsioonist koormus $6 \times 6,44 \text{ m}$ suuruselt alalt. Leiame katusele postile tuleva koormuse $G_{katus,A}$:

$$G_{katus,A} = (G_{katusekate} + G_{paneel}) \times 6 \times 6,44 = (1 + 1,58) \times 6 \times 6,44 = 99,6 \text{ kN}.$$

Järgnevalt on võimalik leida teljel A olevale vundamendile mõjuv normatiivne omakaalukoormus G_A :

$$G_A = G_{katus,A} + G_{tala}/2 + G_{post} + G_{VS} = 99,6 + 50/2 + 27,8 + 99,6 = 406,7 \text{ kN}.$$

Teljel D asuvale keskmisele postile tuleneb katusekonstruktsioonist koormus $6 \times 12,32 \text{ m}$ suuruselt alalt.

Järgnevalt leitakse katusele postile tuleva koormus $G_{katus,D}$:

$$G_{katus,D} = (G_{katusekate} + G_{paneel}) \times 6 \times 12,32 = (1 + 1,58) \times 6 \times 12,32 = 190,62 \text{ kN}.$$

Leiame teljel D asuvale vundamendile mõjuva normatiivse omakaalukoormuse G_B :

$$G_D = G_{katus,D} + G_{tala} + G_{post} = 190,62 + 50 + 27,8 = 268,5 \text{ kN}.$$

2.2. Lumekoormus

Lumekoormus katusel leitakse valemiga (1) [5, lk 13] :

$$s = \mu_i C_e C_t s_k, \quad (1)$$

kus μ_i – lumekoormuse kujutegur, kN;

s_k – normatiivne lumekoormus maapinnal, kN;

C_e – avatustegur, $C_e = 1,0$;

C_t – soojustegur, $C_t = 1,0$.

Lumekoormuse kujutegurid leitakse joonisel (Joonis 4) olevast tabelist [5, lk 15]:

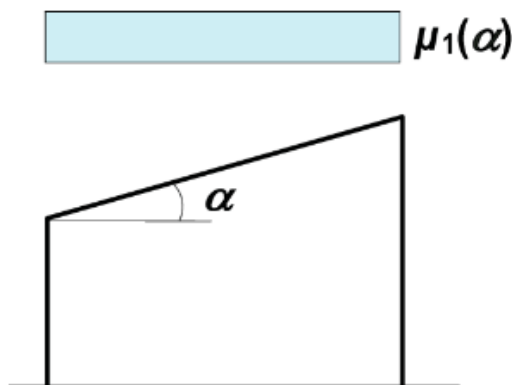
Tabel 5.2 — Lumekoormuse kujutegurid

Katuse kaldenurk α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1(\alpha)$	$\mu_1(0^\circ) \geq 0,8$	$\mu_1(0^\circ) \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_2(\alpha)$	0,8	$0,8 \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_3(\alpha)$	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	–

Joonis 4. Lumekoormuse kujutegurid [5, lk 15]

Antud hoone puhul on tegemist ühekaldelise katusega. Katuse kalle α on 3° . Lumekoormuse kujutegur μ_1 on 0,8.

Ühekaldelise katuse puhul kasutatav koormusvariant on toodud joonisel (Joonis 5) [5, lk 15]:



Joonis 5. Lumekoormuse koormusvariant [5, lk 15]

Lumekoormus maapinnal s_k leitakse jooniselt (Joonis 6) [5, lk 46]:



Joonis 6. Lumekoormuste kaart [5, lk 46]

Kuna hoone asub Tõrva linnas, siis lumekoormus maapinnal s_k on $1,25 \text{ kN/m}^2$.

Hoonel on otsaseintes $0,3 \text{ m}$ kõrgused parapetid. Hangede kogunemise korral eendite ja takistuste ümbrusse määratakse lumekoormuse kujutegurid järgnevalt [5, lk 54]:

$$\mu_1 = 0,8 \text{ ja } \mu_2 = \frac{\gamma h}{s_k}, \text{ kusjuures } 0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0, \quad (2)$$

kus γ – lume puistemahukaal, mille väärtuseks võib võtta 2 kN/m^3 .

Leiame valemiga (2) kuhjunud lume kujuteguri:

$$\mu_2 = \frac{2 \times 0,3}{1,25} = 0,48.$$

Kuna tingimustes oli määratud, et μ_2 vähim väärtus on $0,8$, siis on kujutegur kogu katuse ulatuses väärtusega $0,8$ ja lume kuhjumist eraldi arvesse ei võeta.

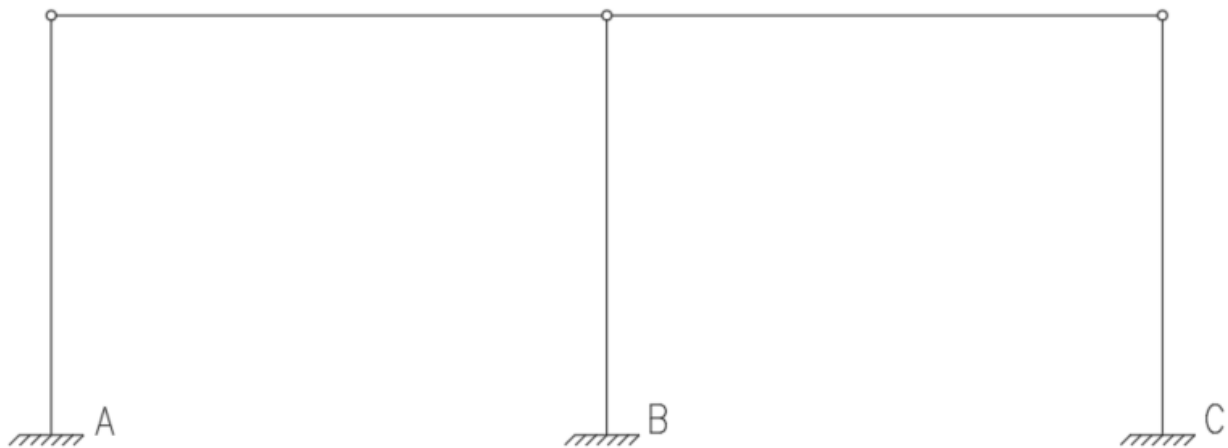
Valemiga (1) leitakse lumekoormus katusel:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k = 0,8 \times 1 \times 1 \times 1,25 = 1 \text{ kN/m}^2 .$$

Normatiivne lumekoormus katusel on 1 kN/m^2 .

2.3. Tuulekoormus

Võib eeldada, et käesoleva hoone põiksuunaline tööskeem on selline, nagu nähtav joonisel (Joonis 7).



Joonis 7. Raami skeem

Tegemist on staatikaga määramata raamiga, mida käesolevas töös ei lahendata. Seetõttu leitakse ainult katusele mõjuv tuulekoormus. Arvestatakse ainult suruva tuulerõhuga.

Tuulekoormuse määramisel kasutatav maastikutüüp määratakse joonisel (Joonis 1) olevast tabelist [6, lk 20]:

Maastikutüüp		z_0 m	z_{min} m
0	Meri või kaldapiirkond, mis on avatud merele	0,003	1
I	Järved või tasane horisontaalne maastik ilma olulise taimkatteta ja ilma takistusteta	0,01	1
II	Maastik madala taimkattega (nagu rohi) ja üksikute takistustega (puud, hooned), mille vaheline kaugus võrdub vähemalt 20-kordse kõrgusega	0,05	2
III	Maastik, mis on kaetud ühtlase taimkatte või ehitistega või üksikute takistustega, mille vaheline kaugus ei ole suurem 20-kordsest kõrgusest (nagu maa-asulad, äärelinnapiirkond, ühtlaselt metsaga kaetud alad)	0,3	5
IV	Maastik, kus vähemalt 15 % pinnast on kaetud hoonetega, mille keskmine kõrgus ületab 15 m	1,0	10

Joonis 8. Maastikutüübid [6, lk 20]

Valitakse maastikutüüp III, kuna tegemist on väikelinna äärelinna tööstuspiirkonnaga.

Konstruksiooni välispindadele mõjuv tuulerõhk w_e leitakse valemiga [6, lk 24]:

$$w_e = q_p(z_e) c_{pe}, \quad (3)$$

kus $q_p(z_e)$ – tippkiirusrõhk, kN/m^2 ;

z_e – arvutuskõrgus, m;

c_{pe} – rõhutegur.

Tippkiirusrõhk leitakse valemiga [4, lk 193]:

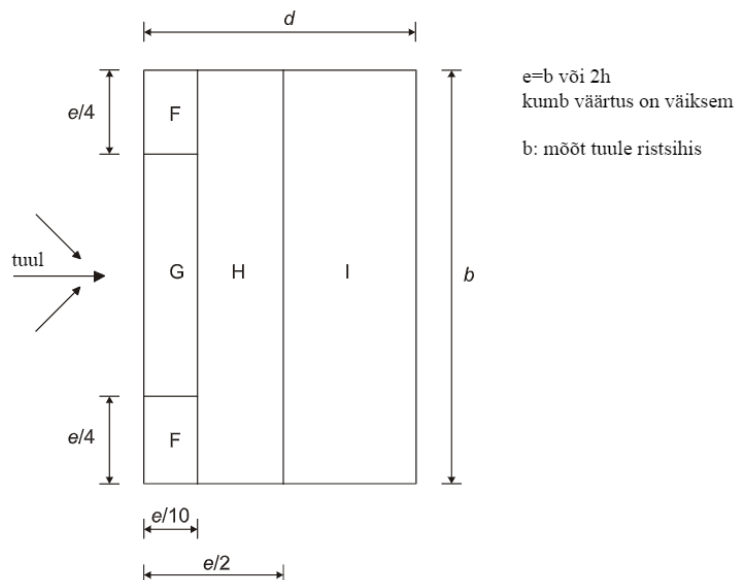
$$q_p(z_e) = 12,81 \ln^2 \frac{z_e}{0,3} + 89,64 \ln \frac{z_e}{0,3}. \quad (4)$$

Arvutustes arvestatakse, et tuul puhub teljel A oleva seinaga risti, kuna teljel A olev maja sein on kõrgem kui teljel E olev. Arvutuskõrgus z_e on 7,4 m. Valemiga (4) leitakse tippkiirusrõhk:

$$q_p(z_e) = 12,81 \ln^2 \frac{7,4}{0,3} + 89,64 \ln \frac{7,4}{0,3} = 0,419 \text{ kN/m}^2.$$

Tippkiirusrõhk on $0,419 \text{ kN/m}^2$.

Siserõhuteguri c_{pi} väärtuseks võetakse vastavalt EVS-EN 1991-1-4 toodule -0,3 [6, lk 50]. Vastavalt standardile loetakse katused kaldega $-5^\circ < \alpha < 5^\circ$ lamekatusteks [6, lk 37]. Katus jaotatakse tsoonideks vastavalt joonisele (Joonis 9).



Joonis 9. Juhised lamekatustele [6, lk 38]

Välisrõhutegur $c_{pe,10}$ määratakse joonisel (Joonis 10) olevast tabelist.

Katusetüüp	Tsoon							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Teravate servadega räästad	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	
							-0,2	

Joonis 10. Välisrõhutegurid lamekatustele [6, lk 39]

Tabelist on näha, et välisrõhuteguri on positiivne väärtus ainult tsoonis I. Kuna olemasoleva konstruktsiooni kohta täpsed andmed puuduvad, siis võetakse konservatiivne lähenemine ja teostatakse kõik arvutused välisrõhuteguri $c_{pe,10}$ väärtusega +0,2.

Sise- ja välisrõhk tuleb lugeda samaaegselt mõjuvaks [6, lk 48]. Et saada teada katuse pinnale mõjuv tuulerõhk, tuleb sise- ja välisrõhutegurid vektoriaalselt liita. Kuna antud juhul mõjuvad sise- ja välisrõhk samas suunas, siis neto välisrõhuteguri leidmiseks summeeritakse rõhutegurite absoluutväärtused. Järgmiseks leitakse neto rõhutegur c_{pe} :

$$c_{pe} = |c_{pi}| + |c_{pe,10}| = 0,2 + 0,3 = 0,5$$

Neto rõhutegur on 0,5.

Katuse pinnale mõjuv tuulerõhk w_e leitakse valemiga (3):

$$w_e = 0,419 \times 0,5 = 0,21 \text{ kN/m}^2.$$

Katuse pinnale mõjuv tuulerõhk on 0,21 kN/m².

Tuulekoormus mõjub katusepinnaga risti ja selleks, et saada tuulekoormuse vertikaalsuunaline mõju, tuleks tuulekoormus komponentideks jaotada.

Vertikaalne tuulekoormus saadakse korrutisest $0,21 \times \cos 3^\circ \approx 0,21 \text{ kN/m}^2$

2.4. Koormuskombinatsioonid vundamendile kandepiirseisundis

Koormuskombinatsioon kandepiirseisundis leitakse valemiga (5) [4, lk 181]:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (5)$$

kus G_k – alaline koormus, kN;

P – eelpingekoormus, kN;

$Q_{k,1}$ – domineeriv muutuvkoormus, kN;

$Q_{k,i}$ – muu muutuvkoormus, kN;

γ – koormuse osavarutegur vastavalt indeksile, kN;

$\Psi_{0,i}$ – kombinatsioonitegur.

Koormuste kombineerimiseks vajalikud andmed:

- 1) teljel A asuvale vundamendile mõjuv omakaalukoormus $G_A = 406,7$ kN;
- 2) teljel D asuvale vundamendile mõjuv omakaalukoormus $G_D = 268,5$ kN;
- 3) katusele mõjuv lumekoormus $s = 1$ kN/m²;
- 4) katusele mõjuv tuulerõhk $w_e = 0,21$ kN/m²;
- 5) kombinatsioonitegur ψ_0 , lume korral $\psi_0 = 0,5$ ja tuule korral $\psi_0 = 0,6$;
- 6) osavarutegurid $\gamma_G = 1,2$ ja $\gamma_Q = 1,5$.

Esmalt leitakse teljel A asuvale keskmisele vundamendile mõjuv koormus P_A , kui domineeriv on lumekoormus. Koormus $P_{A,l}$ leitakse valemiga (5):

$$P_A = 1,2 \times 406,7 + 1,5 \times 1 \times 6 \times 6,44 + 1,5 \times 0,6 \times 0,21 \times 6 \times 6,44 = 553,2 \text{ kN}.$$

Järgmiseks leitakse valemiga (5) teljel A asuvale vundamendile tulenev koormus $P_{A,t}$, kui domineeriv on tuulekoormus:

$$P_A = 1,2 \times 406,7 + 1,5 \times 0,5 \times 1 \times 6 \times 6,44 + 1,5 \times 0,21 \times 6 \times 6,44 = 511,1 \text{ kN}.$$

Suurim vertikaalne teljel A asuvale vundamendile mõjuv koormus 553,2 kN saadakse, kui domineerivaks muutuvkoormuseks on lumekoormus.

Järgmisena leitakse valemiga (5) teljel D asuvale keskmisele vundamendile mõjuv koormus P_D , kui domineeriv on lumekoormus:

$$P_D = 1,2 \times 268,5 + 1,5 \times 1 \times 6 \times 12,32 + 1,5 \times 0,6 \times 0,21 \times 6 \times 12,32 = 417,4 \text{ kN.}$$

Edasi leitakse valemiga (5) teljel D asuvale keskmisele vundamendile mõjuv koormus P_D , kui domineeriv muutuvkoormus on tuulekoormus:

$$P_D = 1,2 \times 268,5 + 1,5 \times 0,5 \times 1 \times 6 \times 12,32 + 1,5 \times 0,21 \times 6 \times 12,32 = 371,2 \text{ kN.}$$

Ka teljel D asuvale vundamendile mõjub suurem koormus, kui domineerivaks muutuv koormuseks on lumekoormus. Vundamendile mõjuv koormus on 417,4 kN.

3. PROJEKTEERITAV VAHELAGI

Majanduslikult kõige otstarbekam oleks, kui vahelae projekteerimisel saaks ära kasutada olemasolevat konstruktsiooni ehk kinnitada projekteeritav lagi olemasolevate postide külge. Arvutustest selgus, et projekteeritava vahelae koormus ühele raami keskmistest postidest on 474,9 kN. See moodustab ca 86% teljel A asuvale vundamendile ja 114% teljel D olevale vundamendile tulevast olemasoleva konstruktsiooni koormusest. Ehk lihtsustatult öeldes tuleb vundamentidele veel üks olemasoleva konstruktsiooni koormus lisaks. Samuti tekitaks suure koormuse kinnitamine postide külge postidesse suure paindemomendi. Seetõttu loobuti mõttest kinnitada vahelagi olemasolevate postide külge ja otsustati panna vahelagi toetuma iseseisvatele postidele, mis asuvad olemasolevate betoonpostide vahel. Olemasolevat konstruktsiooni kasutatakse projekteeritavale raamile stabiilsuse andmiseks. Raam seotakse ülemisest otsast olemasolevate postidega. Sidemetega tagatakse raami stabiilsus nii piki- pöiksuunas. Sõlmede lahendus on toodud graafilises osas. Raami pöiksuunaline lihtsustatud tööskeem on toodud joonisel (Joonis 11).



Joonis 11. Raami tööskeem

Vahelagi projekteeritakse terasprofiilidest karkassile. Terasest taladele projekteeritakse kandev profiilplekk, millele kinnitatakse konstruktiivne kasevineer paksusega 21 mm. Vastavalt EVS-EN 1993-1-3 [7, lk 107] ei tohi profiilpleki jäigastavat mõju kasutada pikaajaliste koormuste vastuvõtmiseks, seega käesolevas töös plekki diafragmana ei käsitleta.

Pöiksuunalistele taladele kinnitatakse kiiveohu vältimiseks pöiktoed torust $70 \times 70 \times 4$. Pöiktugedena kasutatavat toru käesolevas töös ei dimensionarita ja arvestatakse konstruktiivselt. Pöiksuunalised talad

(edaspidi tala T-1) pikkusega 11,54 m projekteeritakse terasest margiga S355J2 ja profiiliks valitakse HE 450A. Tala T-1 toetub 3 m sammuga pikisuunalistele taladele (edaspidi tala T-2).

Tala T-2 pikkusega 6 m projekteeritakse terasest margiga S355J2 ja profiiliks valitakse HE 300A. Talad T-2 toetuvad postidele.

Postid pikkusega 2,56 m projekteeritakse terasest S355J2, profiil HE 140A. Postide alumisse ja ülemisse otsa nähakse ette tugiplaadid, mis keevitatakse posti külge. Ülemised plaadid mõõtudega $300 \times 300 \times 15$ mm projekteeritakse terasest S355J2. Ülemisi plaate antud töös ei dimensionoonita. Postide alumisse otsa nähakse ette plaadid mõõtudega $295 \times 200 \times 15$ mm.

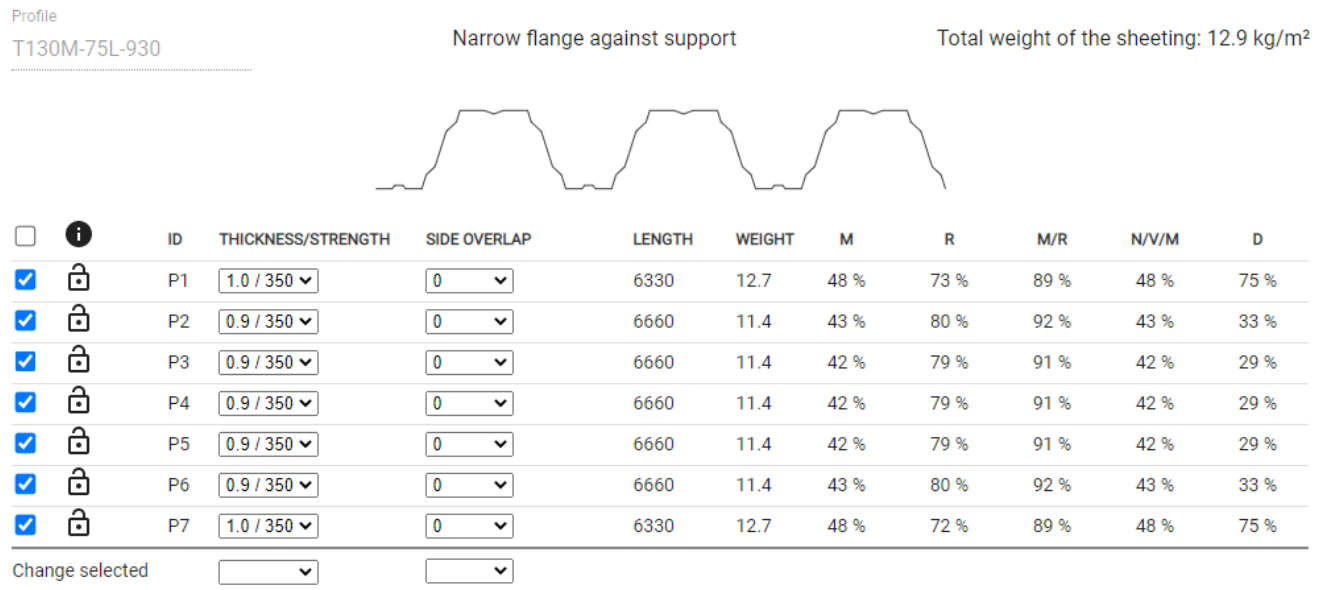
Talad kinnitatakse omavahel ja postide külge poltidega. Polte ei dimensionoonita ja määratakse konstruktiivselt.

Raamile täiendava stabiilsuse tagamiseks ja betoonpostidele raami toereaktsioonidest mõjuvate jõudude vähendamiseks paigaldatakse terasraamile jäikussidemed. Jäikussidemed projekteeritakse põiksuunas teljel 1 asuvate postide vahele ja pikisuunas telgede telgedel B ja C asuvate postide vahele telje 1 ning 2 vahel. Jäikussidemeid ei dimensionoonita ja määratakse konstruktiivselt 10 mm ümarprofiil.

Kuna arvutusskeemi kohaselt postide alumisse otsa paindemomenti ei teki, siis postide ankrupolte ei dimensionoonita. Samuti ei ole teada olemasolev vundamendilahendus. Seetõttu ka raami vundamente antud töös ei lahendata. Vundamentide projekteerimiseks on vaja teostada täiendavalt pinnaseuuringuid ja mõni vundamentidest lahti kaevata. Võimalikud vundamendilahendused võiksid olla näiteks mikrovaiade kasutamine või olemasolevate vundamentide laiendamine ja tugevdamine. Mikrovaiade kasutamise plussiks oleks, et ei peaks lõhkuma olemasolevat põrandat, aga ilmselt on see lahendus kallim. Olemasolevate vundamentide laiendamine on tõenäoliselt odavam, aga samas aeganõudvam. Täpsemad lahendused ja hinnangud saab anda siiski alles peale täiendavaid uuringuid.

Järgnevates alapeatükkides dimensionoonitakse ja kontrollitakse terasest raami elemendid.

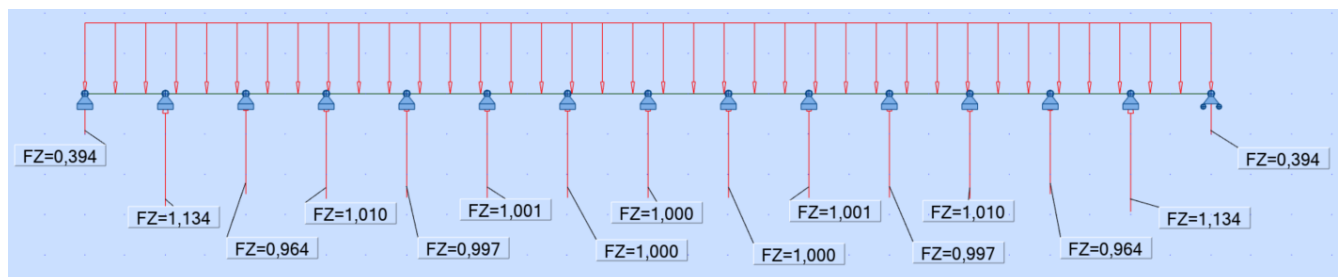
Programmi abil valitakse plekiks T130M-75L-930. Kaks äärmist tahvlit on paksusega 1,0 mm, ülejäänud on paksusega 0,9 mm, nagu on näha joonisel (Joonis 13).



Joonis 13. Pleki dimensionimine

3.2. Tala T-1 kontroll kandepiiriseisundis

14- avalise jätkuvtala toereaktsioonide leidmiseks koostati programmiga *Autodesk Robot Structural Analysis* järgnev skeem (Joonis 14).



Joonis 14. 14- avaline jätkuvtala

Talale mõjuvad koormused:

- 1) $G_{k, \text{vineer}} = 0,147 \text{ kN/m}^2 = 0,147 \times 3 = 0,441 \text{ kN/m};$
- 2) $G_{k, \text{plekk}} = 0,129 \text{ kN/m}^2 = 0,129 \times 3 = 0,387 \text{ kN/m};$
- 3) $G_{k, \text{tugi1}} = G_{k, \text{tugi2}} = G_{k, \text{tugi3}} = 0,08 \times 3 = 0,24 \text{ kN};$
- 4) $Q_k = 7,5 \text{ kN/m}^2 = 7,5 \times 3 = 22,5 \text{ kN/m}.$

Kogu talale mõjuv joonkoormus leitakse kandepiirseisundi koormuskombinatsiooni valemi (5) järgi:

$$q = (0,441 + 0,387) \times 1,2 + 22,5 \times 1,5 = 34,74 \text{ kN/m}.$$

Jooniselt (Joonis 12) nähtub, et suurim koormus tekib tugeidel S2 ja S14. Võttes arvesse ka jätkuvtala efekti, saadakse talale mõjuvaks koormuseks:

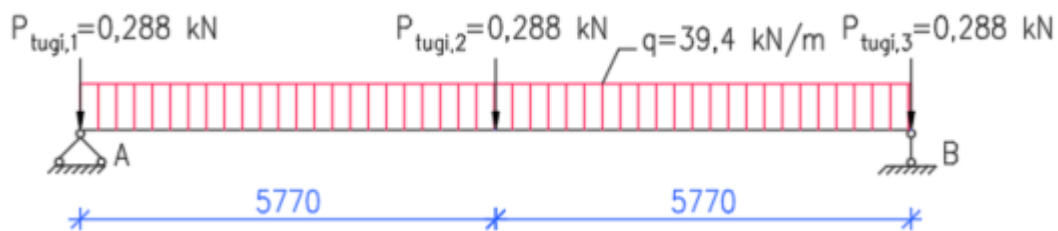
$$q = 34,74 \times 1,134 = 39,40 \text{ kN/m}.$$

Talade dimensionimisel lähtutakse sellest koormusest.

Talale T-1 mõjuvad arvutuslikud punktkoormused põiktugedest:

$$P_{tugi,1} = P_{tugi,2} = P_{tugi,3} = 0,24 \times 1,2 = 0,288 \text{ kN}.$$

Järgnevalt leitakse tala T-1 sisejõud vastavalt arvutusskeemile (Joonis 15).



Joonis 15. Tala T-1 arvutusskeem

Pikijõud talas T-1 puudub.

Tala T-1 toereaktsioonid R_B ja R_C leitakse valemiga (6) [4, lk 57]:

$$R_A = R_B = \frac{q \times L}{2}, \quad (6)$$

kus R – toereaktsioon vastavalt alaindeksile, kN;

q – lauskoormus, kN/m;

L – sille, m.

Valemiga (6) leitakse toereaktsioonid R_A ja R_B :

$$R_B = R_C = \frac{39,4 \times 11,54}{2} + \frac{3 \times 0,288}{2} = 227,76 \text{ kN.}$$

Arvutatud toereaktsioonid on 227,76 kN. Antud juhul mõjub ka suurim põikjõud Q toel. Seega toereaktsiooni väärtus võrdub maksimaalse põikjõuga Q ja on samuti väärtusega 227,76 kN.

Tala maksimaalne paindemoment leitakse valemiga (7)[4, lk 57]:

$$M = \frac{q \times L^2}{8}. \quad (7)$$

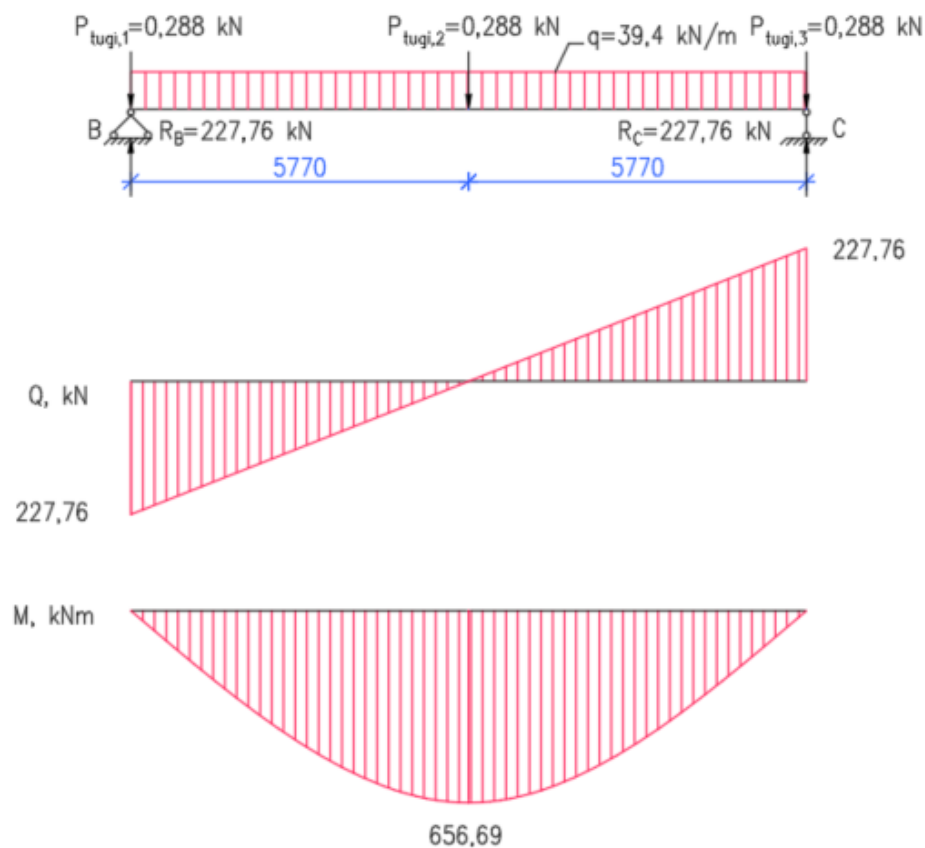
kus M – paindemoment, kNm.

Vastavalt valemile (7) leitakse tala maksimaalne paindemoment:

$$M = \frac{39,4 \times 11,54^2}{8} + 5,77 \times 0,144 = 656,69 \text{ kNm.}$$

Tala T-1 maksimaalne paindemoment M on 656,69 kNm.

Tala T-1 sisejõudude epüürid on toodud joonisel (Joonis 16).



Joonis 16. Tala T-1 sisejõudude epüürid

Projekteeritava tala T-1 profiiliks valitakse HE 450A, terase tugevusklass S355J2.

Järgnevalt määratakse valitud profiili ristlõikeklass vastavalt EVS-EN 1993-1-1 [9] toodud metoodikale.

Terase tugevusklassi mõju arvestav tegur ε leitakse valemiga (8) [10, lk 25]:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, \quad (8)$$

kus ε – terase tugevusklassi mõju arvestav tegur;

f_y – terase voolavuspiir.

Ligikaudselt võib võtta terasel S355 $\varepsilon \approx 0,81$ [10, lk 27].

Profiili HE 450A andmed saadakse Ehituskonstruktori käsiraamatust [4, lk 418]:

- 1) ristlõike kõrgus $h = 440$ mm;
- 2) ristlõike laius $b = 300$ mm;
- 3) vöö paksus $t_f = 20$ mm;
- 4) seina paksus $t_w = 11,5$ mm;
- 5) seina ja vöö vahelise nurga ümardusraadius $r = 27$ mm;
- 6) ristlõike pindala $A = 17\,800$ mm²;
- 7) tala omakaal $G = 1,4$ kN/m.

Esmalt määratakse surutud vöö ristlõikeklass:

$$\frac{c}{t} = \frac{117}{20} = 5,86 < 9\varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29.$$

Vöö kuulub 1. ristlõikeklassi.

Järgnevalt määratakse seina ristlõikeklass:

$$\frac{c}{t} = \frac{346}{11,5} = 30,09 < 72\varepsilon = 72 \times 0,81 = 58,32.$$

Sein kuulub 1. ristlõikeklassi. Ristlõige kuulub tervikuna 1. ristlõikeklassi.

3.2.1. Paindekandevõime kontroll

Maksimaalne paindemoment on täpselt tala keskel. Paindekandevõimet kontrollitakse just selles ristlõikes. Tugevustingimus (9) [10, lk 41]:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}, \quad (9)$$

kus M_{Ed} – arvutuslik paindemoment, kNm;

$M_{c,Rd}$ – arvutuslik paindekandevõime, kNm.

Arvutuslik paindekandevõime $M_{c,Rd}$ leitakse valemiga (10) [10, lk 42]:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (10)$$

kus W_{pl} – ristlõike plastne vastupanumoment, cm³;

γ_{M0} – materjali osavarutegur, 1,0.

Vastavalt valemile (10) leitakse arvutuslik paindekandevõime $M_{c,Rd}$:

$$M_{c,Rd} = \frac{3220 \times 10^{-3} \times 355 \times 10^3}{1,0} = 1143,1 \text{ kNm}.$$

Arvutuslik paindekandevõime $M_{c,Rd}$ on 1143,1 kNm. Vastavalt tugevustingimusele (9):

$$M_{Ed} = \frac{(39,4 + 1,4 \times 1,2) \times 11,54^2}{8} + 5,77 \times 0,144 = 684,65 \text{ kNm} \leq M_{c,Rd} = 1143,1 \text{ kNm},$$

on paindekandevõime tagatud. Paindekandevõimest on kasutatud 59,8%.

3.2.2. Lõikekandevõime kontroll

Suurim põikjõud mõjub talale toel. Lõikekandevõimet kontrollitakse selles ristlõikes.

Tugevustingimus (11)[10, lk 45]:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}, \quad (11)$$

kus V_{Ed} – arvutuslik põikjõud, kN;

$V_{pl,Rd}$ – arvutuslik põikjõukandevõime, kN.

Arvutuslik põikjõukandevõime $V_{pl,Rd}$ leitakse valemiga (12) [10, lk 45]:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}, \quad (12)$$

kus A_v – ristlõike lõikepindala, mm^2 .

Seina sihis koormatud valtsitud H- profiilide lõikepindala leitakse valemiga (13) [10, lk 45]:

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f \geq \eta h_w t_w, \quad (13)$$

kus A – ristlõike pindala, mm;

h_w – seina kõrgus, mm;

η – tegur: $\eta=1,2$, kui $f_y \leq 460 \text{ N/mm}^2$.

Valemiga (13) leitakse ristlõike lõikepindala:

$$\begin{aligned} A_v &= 17800 - 2 \times 300 \times 20 + (11,5 + 2 \times 27) \times 20 = 7110 \text{ mm}^2 \geq \\ &\geq 1,2 \times 386 \times 10 = 5326,8 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

Ristlõike lõikepindala A_v on 7110 mm^2 .

Järgnevalt leitakse valemiga (12) ristlõike arvutuslik põikjõukandevõime:

$$V_{pl,Rd} = \frac{7110 \times 355}{\sqrt{3} \times 1} \times 10^{-3} = 1457,26 \text{ kN}.$$

Valemiga (6) leitakse arvutuslik põikjõud V_{Ed} , võttes arvesse ka tala omakaalu ka põiktugede kaalu:

$$V_{Ed} = \frac{(39,4 + 1,4 \times 1,2) \times 11,53}{2} + \frac{3 \times 0,288}{2} = 237,46 \text{ kN}.$$

Vastavalt tugevustingimusele (11):

$$V_{Ed} = 237,46 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 1457,26 \text{ kN}$$

on tala lõikekandevõime tagatud. Lõikekandevõimest on kasutatud 16,3%.

Tala seina nihkestabiilsus on tagatud, kui on täidetud tingimus (14) [10, lk 47]:

$$\frac{h'_w}{t_w} \leq \frac{72}{\eta} \varepsilon, \quad (14)$$

kus h'_w – muutumatu paksusega seiniosa kõrgus, mm;

η – tegur: $\eta=1,2$.

Vastavalt tingimusele (14):

$$\frac{h'_w}{t_w} = 30,09 \leq \frac{72}{\eta} \varepsilon = \frac{72}{1,2} \times 0,81 = 48,6$$

on seina nihkestabiilsus tagatud ega vaja täiendavat kontrolli.

3.2.3. Paindemomendi ja põikjõu koosmõju kontroll

Kuna talas T-1 esinevad sisejõududena paindemoment ja põikjõud, siis tuleb vaadata, kas nende jõudude koosmõjul on vajalik paindekandevõimet vähendada. Kui põikjõud on väiksem kui 50% plastse arvutusmudeli kohaselt arvutatud põikjõukandevõime, siis võib jätta selle mõju paindekandevõimele arvestamata.[10, lk 63]

Vastavalt ülaltoodule teostatakse kontroll:

$$V_{Ed} = 237,46 \text{ kN} < 0,5 \times V_{pl,Rd} = 0,5 \times 1457,26 = 728,63 \text{ kN}.$$

Tala T-1 puhul võib jätta põikjõu mõju paindekandevõimele arvestamata.

3.2.4. Kiivekandevõime kontroll

Külgsuunas toetamata tala stabiilsus on tagatud, kui on täidetud tingimus (15) [9, lk 69]:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0, \quad (15)$$

kus $M_{b,Rd}$ – varda arvutuslik kiivekandevõime.

Arvutuslik kiivekandevõime leitakse valemiga (16) [9, lk 69]:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (16)$$

kus $M_{b,Rd}$ – varda arvutuslik kiivekandevõime, kNm;

$W_{pl,y}$ – plastne vastupanumoment, mm³;

γ_{M1} – materjali osavarutegur, 1,0;

χ_{LT} – kiivetegur.

Kiivetegur χ_{LT} leitakse valtsprofiilide korral valemiga (17) [9, lk 71]:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ kusjuures } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases} \quad (17)$$

kus Φ_{LT} – abisuurus;

β – abisuurus, vastavalt rahvuslikule lisale $\beta = 0,75$;

$\bar{\lambda}_{LT}$ – tingsaledus.

Abisuurus Φ_{LT} leitakse valemiga (18) [9, lk 71]:

$$\Phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2], \quad (18)$$

kus α_{LT} – hálbetegur;

$\bar{\lambda}_{LT,0}$ – vastavalt rahvuslikule lisale $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$.

Tingsaledus $\bar{\lambda}_{LT}$ leitakse valemiga (19) [9, lk 70]:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}}, \quad (19)$$

kus M_{cr} – elastsusteooria kohane kriitiline paindemoment kiivel, kNm.

Kriitilise paindemomendi M_{cr} võib kaksiksümmeetriliste H-profiilide puhul leida valemiga (20) [10, lk 95]:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \left[\sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2}{2,6\pi^2} \times \frac{I_t}{I_z} + (C_2 z_g)^2} - (C_2 z_g) \right], \quad (20)$$

kus C_1, C_2 – konstandid;

L – tala põiksuunas toetatud vahepunktide kaugus, mm;

E – terase elastsusmoodul, N/mm²;

z_g – koormuse rakenduspunkti kaugus varda teljest, mm;

I_z – telginertsimoment, mm⁴;

I_t – vabaväände inertsimoment, mm⁴;

I_w – sektoriaalinertsimoment, mm⁶.

Paindemomendi epüüri kuju arvestamiseks külgtugede vahelisel lõigul võib kiivetegurit χ_{LT} korrigeerida järgmiselt (21) [9, lk 113]:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \leq 1,0, \quad (21)$$

kus f – abisuurus.

Abisuurus f leitakse seosest (22) [9, lk 113]:

$$f = 1 - 0,5 \times (1 - k_c) \times [1 - 2,0(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2] \leq 1,0, \quad (22)$$

kus k_c – parandustegur.

Täiendavad andmed terasprofiilide tabelist [4, lk 418]:

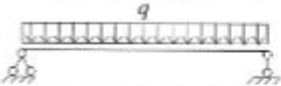
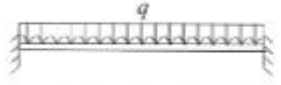
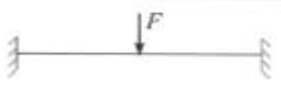
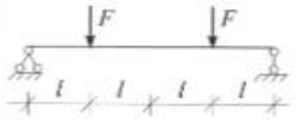
1) $I_z = 9\,465 \times 10^4 \text{ mm}^4$;

2) $I_t = 245 \times 10^4 \text{ mm}^4$;

3) $I_w = 4\,150\,000 \times 10^6 \text{ mm}^6$.

Arvutuste tegemisel võetakse arvesse, et tala surutud vöö on külgsuunas toetatud tala otstest ja keskelt ehk $L = 5\,770 \text{ mm}$.

Tegurid C_1 ja C_2 leitakse joonisel toodud tabelist (Joonis 17) [10, lk 97]. Tegurite väärtused on: $C_1 = 1,127$ ja $C_2 = 0,454$.

Koormus- ja toetingimused, $k = k_{sc} = 1$	Paindemomendi eptüür	Tegurid		
		C_1	C_2	C_3
		1,127	0,454	0,525
		2,578	1,554	0,753
		1,348	0,630	1,730
		1,683	1,645	2,640
		1,046	0,430	1,120

Joonis 17. Tegurite C_1 , C_2 ja C_3 väärtused varda põikkoormuse puhul [10, lk 97]

Järgnevalt leitakse koormuse rakenduskoha kaugus ristlõike teljest $z_g = 220$ mm.

Valemiga (20) leitakse kriitiline paindemoment M_{cr} :

$$M_{cr} = 1,127 \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 9465 \times 10^4}{5770^2 \times 10^6} \times \left[\sqrt{\frac{4150000 \times 10^6}{94,65 \times 10^6} + \frac{5770^2}{2,6\pi^2} \times \frac{245 \times 10^4}{9465 \times 10^4} + (0,454 \times 220)^2} - (0,454 \times 220) \right] = 1300 \text{ kNm.}$$

Kriitiline paindemoment M_{cr} on 1300 kNm.

Valemi (19) abil leitakse tingsaledus $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{3220 \times 10^3 \times 355}{1300 \times 10^6}} = 0,938.$$

Tingsaledus $\bar{\lambda}_{LT}$ on 0,938.

Järgnevalt leitakse joonisel (Joonis 18) toodud tabelist kiivekõver [9, lk 71]. Kiivekõver on d .

Ristlõige	Piirid	Kiivekõver
Valtsitud I-profilid	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Keevitatud I-profilid	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Muud ristlõiked	–	d

Joonis 18. Soovituslikud kiiverkõverad sõltuvalt ristlõikest [9, lk 71]

Joonisel (Joonis 19) olevast tabelist saadakse hälbeteguri α_{LT} väärtus vastavalt kiivekõverale [9, lk 70]. Hälbetegur α_{LT} on 0,76.

Kiivekõver	a	b	c	d
Hälbetegur α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Joonis 19. Hälbetegurite väärtused vastavalt kiivekõveratele [9, lk 70]

Valemiga (18) leitakse abisuurus Φ_{LT} :

$$\Phi_{LT} = 0,5[1 + 0,76(0,938 - 0,4) + 0,75 \times 0,938^2] = 1,034.$$

Abisuurus Φ_{LT} on 1,034.

Kiivetegur leitakse valemiga (17):

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,034 + \sqrt{1,034^2 - 0,75 \times 0,938^2}} = 0,5973.$$

Kiivetegur χ_{LT} on 0,5973.

Abisuurus f leitakse valemiga (22):

$$f = 1 - 0,5 \times (1 - 0,94) \times [1 - 2,0(0,938 - 0,8)^2] = 0,9711 \leq 1,0.$$

Abisuurus f on 0,9711.

Modifitseeritud kiivetegur $\chi_{LT,mod}$ leitakse valemiga (21):

$$\chi_{LT,mod} = \frac{0,5973}{0,9711} = 0,6150 \leq 1,0.$$

Modifitseeritud kiivetegur on 0,6150.

Tala T-1 kiivekandevõime leitakse valemiga (16):

$$M_{b,Rd} = 0,6150 \times 3220 \times 10^3 \times \frac{355 \times 10^{-6}}{1,0} = 703,05 \text{ kNm.}$$

Vastavalt arvutustele on tala T-1 kiivekandevõime 703,05 kNm.

Vastavalt tingimusele (15):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{684,65}{703,05} < 1,0,$$

järeldub, et tala üldstabiilsus on tagatud. Tala kiivekandevõimest on kasutatud 97,3%.

Ülalpool tehtud arvutuste põhjal vastab profiil HE 450A kandepiiriseisundi nõuetele..

3.3. Tala T-1 kontroll kasutuspiiriseisundis

Talale mõjuvad koormused:

- 1) $G_{k, vineer} = 0,441 \text{ kN/m};$
- 2) $G_{k, plekk} = 0,387 \text{ kN/m};$
- 3) $G_{k, tala} = 1,4 \text{ kN/m};$
- 4) $Q_k = 22,5 \text{ kN/m}.$

Põiktugedest mõjuvat koormust ei võeta läbipainde arvutamisel arvesse, kuna selle mõju läbipaindele on tühine.

Koormus kasutuspiiriseisundis leitakse tavakombinatsiooni valemiga (23) [4, lk 181]:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_1 P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}, \quad (23)$$

Koormus talale kasutuspiiriseisundis leitakse valemiga (23):

$$q = 0,441 \times 1,134 + 0,387 \times 1,134 + 1,4 + 22,5 \times 1,134 \times 0,9 = 25,3 \text{ kN/m.}$$

Arvutuslik koormus kasutuspiiriseisundis on 25,3 kN/m.

Lubatav maksimaalne läbipaine w_{max} on $L/250$. Järgnevalt leitakse lubatud maksimaalne läbipaine:

$$w_{max} = \frac{11540}{250} = 46,2 \text{ mm.}$$

Maksimaalne lubatav läbipaine on 46,2 mm.

Tala tegelik läbipaine leitakse valemiga (24) [4, lk 57]:

$$w = \frac{5qL^4}{384EI_y}, \quad (24)$$

kus I_y – telginertsimoment.

Järgnevalt leitakse valemiga (24) tala läbipaine:

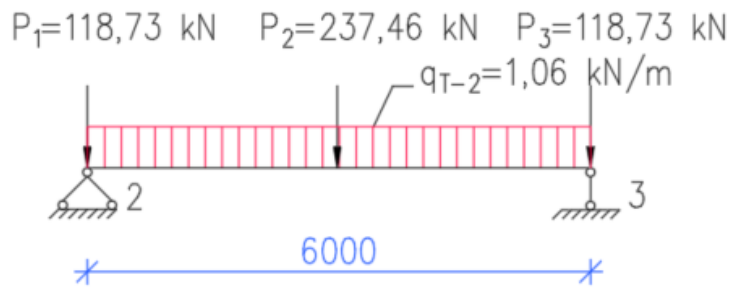
$$w = \frac{5 \times 25,3 \times 11480^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 63722 \times 10^4} \times 10^{-3} = 43,7 \text{ mm.}$$

Tala läbipaine on 43,7 mm, mis on väiksem kui maksimaalne lubatav läbipaine 46,2 mm. Seega profiil HE 450A vastab kasutuspiirseisundi nõuetele.

3.4. Tala T-2 kontroll kandepiirseisundis

Talale T-2 mõjuvad punktkoormused saadakse eelnevatest arvutustest. Arvestatakse, et keskmiste talade otstes jaguneb talalt T-1 tulev koormus kahe tala vahel võrdselt. Seega tala otstes on tala T-2 koormatud koormustega $P_1 = P_3 = 237,46 \div 2 = 118,73 \text{ kN}$. Tala keskel mõjub koormus $P_2 = 237,46 \text{ kN}$. Lisaks võetakse arvesse tala omakaalu $0,883 \text{ kN/m}$, millest arvutusväärtuse saamiseks korrutatakse see läbi osavaruteguriga $q_{T-2} = 0,883 \times 1,2 = 1,06 \text{ kN/m}$ [4, lk 418].

Tala T-2 arvutusskeem on nähtav joonisel (Joonis 20).



Joonis 20. Tala T-2 arvutusskeem

Arvutusskeemi põhjal leitakse tala sisejõud.

Järgnevalt leitakse tala T-2 toereaktsioonid R_2 ja R_3 :

$$R_2 = R_3 = 2 \times 118,73 + 237,46 + \frac{1,06 \times 6}{2} = 240,6 \text{ kN}.$$

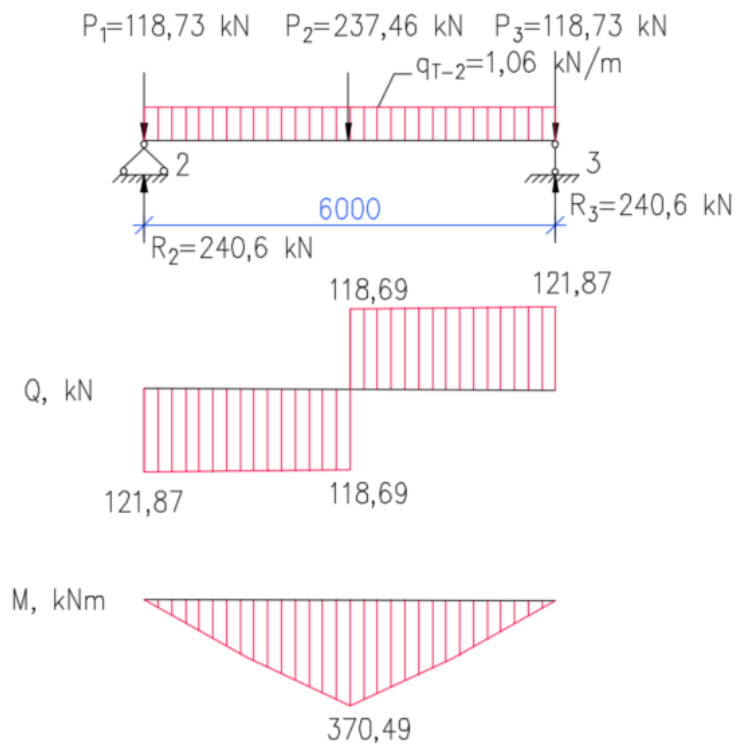
Tala T-2 toereaktsioonid on 240,6 kN. Suurim põikjõud on $V_{Ed} = 237,46 \text{ kN}$ ja mõjub täpselt tala keskel.

Tala T-2 maksimaalne paindemoment M_{Ed} leitakse järgmise avaldisega:

$$M_{Ed} = (R_1 - P_1) \times 3 + \frac{q_{T-2} \times L^2}{8} = (240,6 - 118,73) \times 3 + \frac{1,06 \times 6^2}{8} = 370,49 \text{ kNm}.$$

Maksimaalne paindemoment on 370,49 kNm.

Tala T-2 sisejõudude epüürid on toodud joonisel (Joonis 21).



Joonis 21. Tala T-2 sisejõud

Järgmiseks määratakse tala T-2 ristlõikeklass. Profiili HE 300A andmed saadakse Ehituskonstruktori käsiraamatust [4, lk 418]:

- 1) ristlõike kõrgus $h = 390$ mm;
- 2) ristlõike laius $b = 300$ mm;
- 3) vöö paksus $t_f = 14$ mm;
- 4) seina paksus $t_w = 8,5$ mm;
- 5) seina ja vöö vahelise nurga ümardusraadius $r = 27$ mm;
- 6) ristlõike pindala $A = 11\,250$ mm²;
- 7) tala omakaal $G = 0,883$ kN/m.

Esmalt määratakse surutud vöö ristlõikeklass:

$$\frac{c}{t} = \frac{119}{14} = 8,48 < 14\varepsilon = 14 \times 0,81 = 11,43.$$

Vöö kuulub 3. ristlõikeklassi.

Järgnevalt määratakse seina ristlõikeklass:

$$\frac{c}{t} = \frac{208}{8,5} = 24,47 < 72\varepsilon = 72 \times 0,81 = 58,32.$$

Sein kuulub 1. ristlõikeklassi. Ristlõige kuulub tervikuna 3. ristlõikeklassi. Seega kasutatakse edaspidistes arvutustes elastset vastupanumomenti $W_{el,y} = 1260 \times 10^3 \text{ mm}^3$ [10, lk 33].

3.4.1. Paindekandevõime kontroll

Ka talas T-2 mõjub maksimaalne paindemoment tala keskel, seega teostatakse paindekandevõime kontroll selles ristlõikes.

Esmalt leitakse valemiga (10) arvutuslik paindekandevõime $M_{c,Rd}$:

$$M_{c,Rd} = \frac{1260 \times 10^{-3} \times 355 \times 10^3}{1,0} = 447,3 \text{ kNm}.$$

Arvutuslik paindekandevõime on 447,3 kNm.

Vastavalt tugevustingimusele (9):

$$M_{Ed} = 370,49 \text{ kNm} \leq M_{c,Rd} = 447,3 \text{ kNm},$$

on paindekandevõime tagatud. Paindekandevõimest on kasutatud 82,9%.

3.4.2. Lõikekandevõime kontroll

Suurim põikjõud mõjub tala keskel, põikjõu kandevõimet kontrollitakse selles ristlõikes.

Esmalt leitakse valemiga (13) ristlõike lõikepindala:

$$\begin{aligned} A_v &= 11250 - 2 \times 300 \times 14 + (8,5 + 2 \times 27) \times 14 = 3725 \text{ mm}^2 \geq \\ &\geq 1,2 \times 236 \times 8,5 = 2407 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

Vastavalt arvutustele on ristlõike lõikepindala 3725 mm^2 .

Valemiga (12) leitakse ristlõike arvutuslik paindekandevõime:

$$V_{pl,Rd} = \frac{3725 \times 355}{\sqrt{3} \times 1} \times 10^{-3} = 763,47 \text{ kN}.$$

Profiili HE 300A ristlõike arvutuslik põikjõukandevõime on 763,47 kN.

Vastavalt tugevustingimusele (11):

$$V_{Ed} = 237,46 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 763,47 \text{ kN}$$

on tala lõikekandevõime tagatud. Lõikekandevõimest on kasutatud 31,1%.

Vastavalt tingimusele (14):

$$\frac{h'_w}{t_w} = 24,47 \leq \frac{72}{\eta} \varepsilon = \frac{72}{1,2} \times 0,81 = 48,6$$

on seina nihkestabiilsus tagatud ega vaja täiendavat kontrolli.

3.4.3. Paindemomendi ja põikjõu koosmõju kontroll

Vastavalt peatükis 3.2.3 toodule teostatakse kontroll:

$$V_{Ed} = 237,46 \text{ kN} < 0,5 \times V_{pl,Rd} = 0,5 \times 763,47 = 381,74 \text{ kN}.$$

Tala T-1 puhul võib jätta põikjõu mõju paindekandevõimele arvestamata.

3.4.4. Kiivekandevõime kontroll

Täiendavad andmed terasprofiilide tabelist [4, lk 418]:

- 1) $I_z = 6310 \times 10^4 \text{ mm}^4$;
- 2) $I_t = 85,6 \times 10^4 \text{ mm}^4$;
- 3) $I_w = 1\,200\,000 \times 10^6 \text{ mm}^6$.

Arvutuste tegemisel võetakse arvesse, et tala surutud vöö on külgsuunas toestatud tala ottest ja keskelt ehk $L = 3\,000 \text{ mm}$.

Tegurid C_1 ja C_2 leitakse joonisel toodud tabelist (Joonis 17) [10, lk 97]. Tegurite väärtused on: $C_1 = 1,348$ ja $C_2 = 0,63$.

Järgnevalt leitakse koormuse rakenduskoha kaugus ristlõike teljest $z_g = 145 \text{ mm}$.

Valemiga (20) leitakse kriitiline paindemoment M_{cr} :

$$M_{cr} = 1,348 \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 6310 \times 10^4}{3000^2 \times 10^6} \times \left[\sqrt{\frac{1200000 \times 10^6}{63,1 \times 10^6} + \frac{3000^2}{2,6\pi^2} \times \frac{85,6 \times 10^4}{6310 \times 10^4} + (0,63 \times 145)^2} - (0,63 \times 145) \right] = 1721,2 \text{ kNm.}$$

Kriitiline paindemoment M_{cr} on 1721,2 kNm.

Tingsaledus $\bar{\lambda}_{LT}$ leitakse valemi (19) abil:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1260 \times 10^3 \times 355}{1721,2 \times 10^6}} = 0,510.$$

Tingsaledus $\bar{\lambda}_{LT}$ on 0,510.

Järgnevalt leitakse joonisel (Joonis 18) toodud tabelist kiivekõver [9, lk 71]. Kiiverkõver on d .

Hälbetegur α_{LT} väärtus saadakse vastavalt kiivekõverale joonisel (Joonis 19) olevast tabelist [9, lk 70].

Hälbetegur α_{LT} on 0,76.

Valemiga (18) leitakse abisuurus Φ_{LT} :

$$\Phi_{LT} = 0,5[1 + 0,76(0,510 - 0,4) + 0,75 \times 0,510^2] = 0,639.$$

Abisuurus Φ_{LT} on 0,639.

Kiivetegur leitakse valemiga (17):

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,639 + \sqrt{0,639^2 - 0,75 \times 0,510^2}} = 0,908.$$

Kiivetegur χ_{LT} on 0,908.

Abisuurus f leitakse valemiga (22):

$$f = 1 - 0,5 \times (1 - 0,86) \times [1 - 2,0(0,51 - 0,8)^2] = 0,9418 \leq 1,0.$$

Abisuurus f on 0,9418.

Modifitseeritud kiivetegur $\chi_{LT,mod}$ leitakse valemiga (21):

$$\chi_{LT,mod} = \frac{0,908}{0,9418} = 0,9641 \leq 1,0.$$

Modifitseeritud kiivetegur on 0,9641.

Tala T-2 kiivekandevõime leitakse valemiga (16):

$$M_{b,Rd} = 0,9641 \times 1260 \times 10^3 \times \frac{355 \times 10^{-6}}{1,0} = 431,23 \text{ kNm}.$$

Vastavalt arvutustele on tala T-2 kiivekandevõime 431,23 kNm.

Vastavalt tingimusele (15):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{370,49}{431,23} < 1,0,$$

järeldub, et tala üldstabiilsus on tagatud. Tala kiivekandevõimest on kasutatud 85,9%.

Vastavalt peatükis 3.4 tehtud arvutustele vastab profiil HE 300A kandepiirseisundi nõuetele ja on sobiv kasutamiseks.

3.5. Tala T-2 kontroll kasutuspiirseisundis

Esmalt leitakse talalt T-1 talale T-2 tulenev koormus vastavalt kasutuspiirseisundi tavakombinatsioonile. Tala T-1 toereaktsioon kasutuspiirseisundis R_{T-1} leitakse peatükis 3.2.4. leitud joonkoormuse q abil. Toereaktsioon R_{T-1} leitakse valemiga (6):

$$R_{T-1} = \frac{25,3 \times 11,54}{2} = 146 \text{ kN}.$$

Tala T-1 toereaktsioonid kasutuspiirseisundis on 146 kN, mis on ka ühtlasi Talale T-2 tulenevaks koormuseks.

Et saada lõplik läbipainet tekitav koormus, liidetakse T-1 toereaktsioonile T-2 omakaalu resultant tala keskel $G_{T-2} = 0,883 \times 3 = 2,65 \text{ kN}$. Lõplik läbipainet tekitav koormus tala keskel P_{T-2} saadakse järgnevast seosest:

$$P_{T-2} = R_{T-1} + G_{T-2} = 146 + 2,65 = 148,65 \text{ kN}.$$

Tala tegelik läbipaine leitakse valemiga (25) [4, lk 57]:

$$w = \frac{PL^3}{48EI_y}. \quad (25)$$

Järgnevalt arvutatakse tegelik läbipaine valemiga (25):

$$w = \frac{148,65 \times 10^3 \times 6000^3}{48 \times 210000 \times 18263 \times 10^4} = 17,1 \text{ mm}.$$

Tala tegelik läbipaine w kandepiirsisundis on 17,1 mm.

Lubatud maksimaalne läbipaine w_{max} leitakse seosest $w_{max} = L/200$. Maksimaalne läbipaine on 30 mm.

Kuna tegelik läbipaine $w = 17,1 \text{ mm} < w_{max} = 30 \text{ mm}$, siis vastab profiil HE 300A tala T-2 kasutuspiirsisundi nõuetele.

Eelnevates peatükkides tehtud arvutuste põhjal sobib profiil HE 300A kasutamiseks vahelae konstruktsioonis.

3.6. Posti kontroll kandepiirsisundis

Järgnevates alapeatükkides teostatakse talasid kandva posti kontroll kandepiirsisundis. Arvutused teostatakse telgedel 2 – 7 asuvate postile, kuna nendele postidele mõjuvad suuremad koormused.

Esmalt leitakse posti sisejõud. Postile taladelt tulev koormus saadakse järgmisest seosest:

$$P_{1,post} = 2 \times R_2 = 2 \times 240,6 = 481,2 \text{ kN}.$$

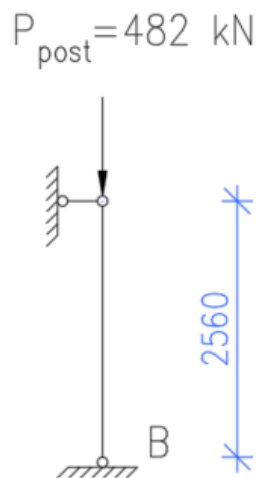
Lisaks tuleb arvesse võtta ka posti omakaalu. HE 140A kaal on 0,247 kN/m [4, lk 418]. Posti arvutuslik omakaal G_{post} saadakse valemiga:

$$G_{post} = 0,247 \times h \times \gamma_g = 0,247 \times 2,56 \times 1,2 = 0,76 \text{ kN}.$$

Kogu postile mõjuv koormus P_{post} leitakse järgmise valemiga:

$$P_{post} = P_{1,post} + G_{post} = 481,2 + 0,76 = 482 \text{ kN}.$$

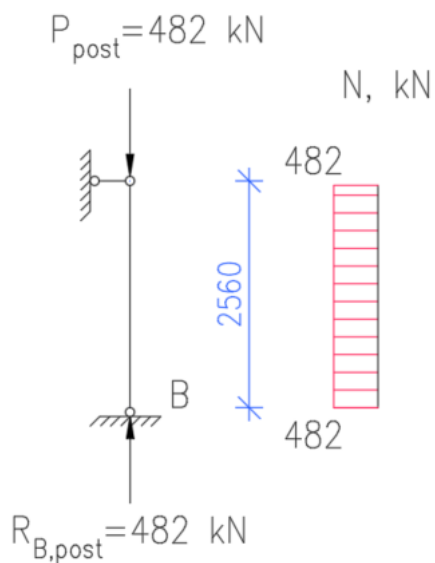
Posti arvutusskeem on nähtav joonisel (Joonis 22).



Joonis 22. Posti arvutusskeem

Arvutuskeemilt nähtub, et postile mõjub ainult pikijõud N_{Ed} . Pikijõud mõjub kogu posti ulatuses ja on väärtusega 482 kN. Posti toereaktsioon $R_{B,post}$ on samuti 482 kN.

Posti sisejõudude epüür on toodud joonisel (Joonis 23).



Joonis 23. Posti sisejõudude epüür

Järgnevalt määratakse posti profiili ristlõikeklass vastavalt EVS-EN 1993-1-1 [9] toodud metoodikale.

Profiili HE 140A andmed saadakse Ehituskonstruktori käsiraamatust [4, lk 418]:

- 1) ristlõike kõrgus $h = 133$ mm;
- 2) ristlõike laius $b = 140$ mm;
- 3) vöö paksus $t_f = 8,5$ mm;
- 4) seina paksus $t_w = 5,5$ mm;
- 5) seina ja vöö vahelise nurga ümardusraadius $r = 12$ mm;
- 6) ristlõike pindala $A = 3\,140$ mm².

Esmalt määratakse surutud vöö ristlõikeklass:

$$\frac{c}{t} = \frac{55}{8,5} = 6,5 < 9\varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29.$$

Vöö kuulub 1. ristlõikeklassi.

Järgnevalt määratakse seina ristlõikeklass:

$$\frac{c}{t} = \frac{92}{5,5} = 16,73 < 33\varepsilon = 33 \times 0,81 = 26,73.$$

Sein kuulub 1. ristlõikeklassi. Ristlõige kuulub tervikuna 1. ristlõikeklassi.

3.6.1. Survekandevõime kontroll

Tsentriliselt surutud varda arvutuslik survejõud N_{Ed} peab igas ristlõikes rahuldama tingimust (26) [10, lk 41]:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}, \quad (26)$$

kus M_{Ed} – arvutuslik survejõud, kN;

$M_{c,Rd}$ – arvutuslik survekandevõime, kN.

Arvutuslik survekandevõime leitakse valemiga (27) [10, lk 41]:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}. \quad (27)$$

Valemiga (27) leitakse arvutuslik survekandevõime:

$$N_{c,Rd} = \frac{3140 \times 355}{1} \times 10^{-3} = 1114,7 \text{ kN}.$$

Tala T-2 arvutuslik survekandevõime on 1114,7 kN.

Vastavalt tingimusele (26):

$$N_{Ed} = 482 \text{ kN} \leq N_{c,Rd} = 1114,7 \text{ kN},$$

on tala T-2 survekandevõime tagatud. Survekandevõimest on kasutatud 43,2%.

3.6.2. Nõtkekandevõime kontroll

Surutud varraste puhul peab olema täidetud tingimus (28) [9, lk 65]:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0, \quad (28)$$

kus $N_{b,Rd}$ – varda arvutuslik nõtkekandevõime.

Nõtkekandevõime leitakse valemiga (29) [9, lk 65]:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (29)$$

kus $N_{b,Rd}$ – varda arvutuslik kiivekandevõime, kN;

χ – nõtketegur.

Nõtketegur χ leitakse valemiga (30) [9, lk 66]:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0. \quad (30)$$

kus Φ – abisuurus;

$\bar{\lambda}$ – tingsaledus.

Abisuurus Φ leitakse valemiga (31) [9, lk 66]:

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2], \quad (31)$$

kus α – h lbetegur.

Tingsaledus $\bar{\lambda}$ leitakse valemiga (32) [10, lk 72]:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \quad (32)$$

kus λ – abisuurus.

Abisuurus λ saadakse seosest (33) [10, lk 72]:

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i}, \quad (33)$$

kus L_{cr} – n tke pikkus, m;

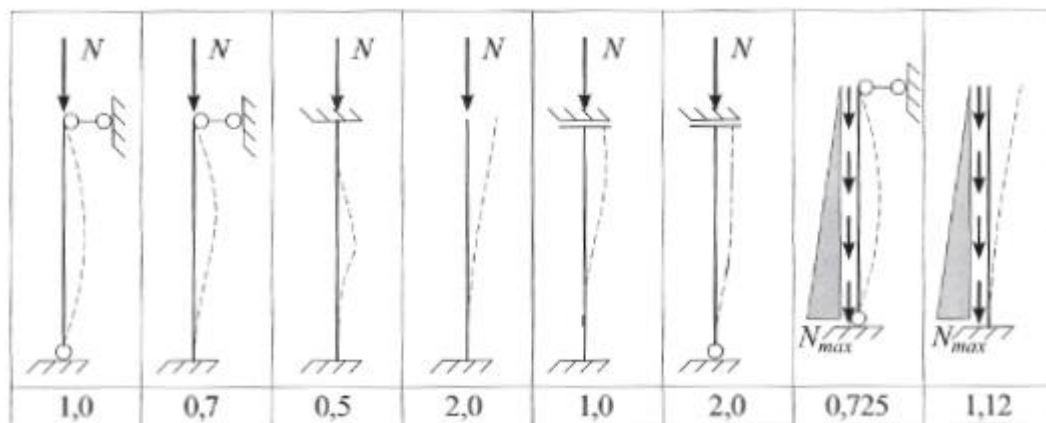
i – inertsiraadius, mm.

Varda n tke pikkus leitakse valemiga (34) [10, lk 79]:

$$L_{cr} = L \times \mu, \quad (34)$$

kus μ – n tke pikkuse tegur.

N tke pikkuse tegur leitakse jooniselt (Joonis 1) [10, lk 80]. N tke pikkuse tegur on 1,0 ehk $L = L_{cr}$.



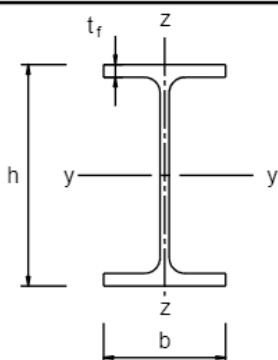
Joonis 24. M  ratud   retingimustega varda n tke pikkuse tegurid [10, lk 80]

Profiili HE 140A täiendavad arvutusteks vajalikud andmed [4, lk 418]:

1) $i_y = 57,3 \text{ mm}$;

2) $i_z = 35,2 \text{ mm}$.

Nõtkekandevõimet kontrollitakse ristlõike mõlema telje suhtes. Selleks määratakse esmalt joonisel (Joonis 25) olevast tabelist nõtkekõver [9, lk 67].

Ristlõige		Tingimused	Nõtke- kontrolli telg	Nõtkekõver	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
valtsprofiilid		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y - y z - z	b a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d c

Joonis 25. Nõtkekõvera valik olenevalt ristlõikest [9, lk 67]

y- telje suhtes on nõtkekõver *b* ja z- telje suhtes on nõtkekõver *c*. Vastavalt nõtkekõverale leitakse jooniselt (Joonis 26) [9, lk 66] hälbeteguri väärtus. Hälbetegur y- telje suhtes on 0,34 ja z- telje suhtes on 0,49.

Nõtkekõver	a ₀	a	b	c	d
Hälbetegur α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Joonis 26. Nõtkekõverate hälbetegurid [9, lk 66]

Järgmiseks leitakse valemiga (33) abisuurus λ mõlemas suunas:

$$\lambda_y = \frac{L_{cr}}{i_y} = \frac{2560}{57,3} = 44,68;$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr}}{i_z} = \frac{2560}{35,2} = 72,73.$$

Valemiga (32) leitakse tingsaledus mõlemas suunas:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{44,68}{\pi} \sqrt{\frac{355}{210000}} = 0,5847;$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{72,73}{\pi} \sqrt{\frac{355}{210000}} = 0,9518.$$

Järgnevalt leitakse valemiga (31) abisuuruse Φ mõlemas suunas:

$$\Phi_y = 0,5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5[1 + 0,34(0,5847 - 0,2) + 0,5847^2] = 0,7363;$$

$$\Phi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5[1 + 0,49(0,9518 - 0,2) + 0,9518^2] = 1,1372.$$

Edasi leiti valemiga (30) mõlema suuna jaoks nõtketegurid:

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,7363 + \sqrt{0,7363^2 - 0,5847^2}} = 0,8447 \leq 1,0;$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,1372 + \sqrt{1,1372^2 - 0,9518^2}} = 0,5684 \leq 1,0.$$

Määravaks saab nõtkke z- telje suhtes.

Valemiga (29) saadakse posti nõtkekandevõimeks:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,5684 \times 3140 \times 355}{1} \times 10^{-3} = 633,56 \text{ kN}.$$

Posti nõtkekandevõime on 633,56 kN.

Vastavalt tingimusele (28):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{482}{633,56} = 0,76 \leq 1,0 ,$$

on posti nõtkekandevõime tagatud. Posti nõtkekandevõimest on kasutatud 76%.

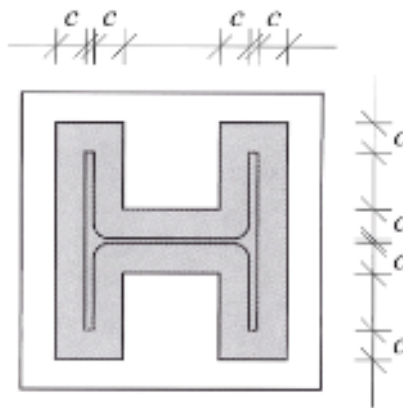
3.6.3. Posti jala alusplaadi kontroll

Posti jala alusplaat peab tagama jõudude kandumise vundamendile nii, et vundamendi või järelvalu pinnakoormus ei ületaks selle arvutustugevust f_j . Vundamendi arvutustugevuse f_j võib leida ligikaudse valemiga (35) :[10, lk 179]

$$f_j = \frac{2}{3} f_{cd}, \quad (35)$$

kus f_{cd} – vundamendi betooni arvutustugevus.

Tsentriliselt surutud postilt vundamendile tulev koormus jaguneb pinnale c ümber posti ristlõike, nagu näidatud joonisel (Joonis 27) [10, lk 179].



Joonis 27. Tsentriliselt surutud posti alusplaadi töötav pindala [10, lk 179]

Töötav laius c leitakse valemiga (36) [10, lk 179]:

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_j\gamma_{M0}}} \quad (36)$$

kus t – alusplaadi paksus, mm;

f_y – alusplaadi terase voolavuspiir, N/mm²;

f_j – vundamendi arvutustugevus.

Tsentriselt surutud posti jala puhul kontrollitakse pingeid alusplaadi all ja alusplaadi tugevust [10, lk 180]. Pinged alusplaadi all σ_c leitakse valemiga (37) [10, lk 180]:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq f_j, \quad (37)$$

kus A_c – alusplaadi töötav pindala, mm^2 .

Alusplaadi tugevus on piisav, kui on täidetud tingimus (38) [10, lk 180]:

$$m_{Ed} \leq m_{Rd}. \quad (38)$$

kus m_{Ed} – betooni reaktsioonist tingitud paindemoment, Nmm/mm;

m_{Rd} – alusplaadi paindekandevõime ühiklaiuse kohta, Nmm/mm.

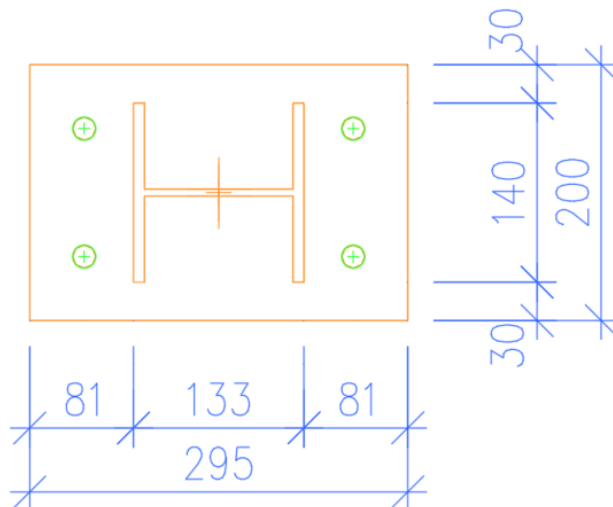
Betooni reaktsioonist tingitud paindemoment on leitav valemiga (39) [10, lk 180]:

$$m_{Ed} = \sigma_c \frac{c^2}{2}. \quad (39)$$

Alusplaadi kandevõime ühiklaiuse kohta leitakse valemiga (40) [10, lk 180]:

$$m_{Rd} = \frac{f_y t^2}{6\lambda_{M0}}. \quad (40)$$

Projekteeritava alusplaadi mõõtmed on nähtavad joonisel (Joonis 28).



Joonis 28. Alusplaadi mõõtmed

Kuna betooni täpne mark ei ole teada, siis võetakse arvutuste teostamisel betooni margiks C30/37. Alusplaadi paksus t on 15 mm.

Esmalt leitakse valemiga (35) vundamendi arvutustugevus f_j :

$$f_j = \frac{2}{3} 20 = 13,33 \text{ N/mm}^2.$$

Vundamendi arvutustugevus on $13,33 \text{ N/mm}^2$.

Seejärel leitakse valemiga töötav laius c (36):

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_j\gamma_{M0}}} = 15 \sqrt{\frac{345}{3 \times 13,33 \times 1}} = 44,05 \text{ mm}.$$

Töötav laius on 44,05 mm.

Pindala A_c leiti programmiga *Autocad*. Töötav pindala A_c on $37\,542 \text{ mm}^2$.

Valemiga (37) leitakse pinged betoonis alusplaadi all:

$$\sigma_c = \frac{482 \times 10^3}{37542} = 12,84 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq f_j = 13,33 \text{ N/mm}^2.$$

Betooni reaktsioonist tingitud paindemoment leiti valemiga (39):

$$m_{Ed} = 12,84 \frac{44,05^2}{2} = 12459 \text{ Nmm/mm}.$$

Misjärel leiti valemiga (40) alusplaadi kandevõime ühiklaiuse kohta:

$$m_{Rd} = \frac{345 \times 15^2}{6 \times 1} = 12937 \text{ Nmm/mm}.$$

Vastavalt tingimusele (38):

$$m_{Ed} = 12459 \text{ Nmm/mm} \leq m_{Rd} = 12937 \text{ Nmm/mm},$$

on posti alusplaadi kandevõime tagatud.

3.6.4. Posti ja alusplaadi vahelise keevisõmbeluse arvutus

Kõigis liides tuleks keevisõmbelused dimensionida nii, et liite kandevõime puhul ei saaks määravaks keevisõmbeluse kandevõime [11, lk 75]. Sisuliselt tähendab see, et keevisõmbelused tuleks arvutada lähtuvalt posti vöös voolamist tekitavast jõust [10, lk 184].

Keevisõmbeluse arvutamiseks leitakse esmalt posti vöö pindala valemiga (41) [10, lk 184]:

$$A_f = b \times t_f. \quad (41)$$

Posti vöö pindala leitakse valemiga (41):

$$A_f = 140 \times 8,5 = 1190 \text{ mm}^2.$$

Posti vöö pindala on 1190 mm^2 .

Järgnevalt leitakse valemiga (42) posti vöö poolt vastuvõetav jõud $F_{f,Rd}$ [10, lk 184]:

$$F_{f,Rd} = \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}}. \quad (42)$$

Valemiga (42) arvutatakse posti vöö poolt vastuvõetav jõud:

$$F_{f,Rd} = \frac{1190 \times 345}{1} \times 10^{-3} = 422,5 \text{ kN}.$$

Vastavalt arvutustele on posti vöö poolt vastuvõetav jõud $422,5 \text{ kN}$.

Edasi leitakse valemiga (43) vöö keevisõmbeluse pikkus L_w [10, lk 184]:

$$L_w = 2b + 2t_f - t_w. \quad (43)$$

Keevisõmbeluse pikkus arvutatakse valemiga (43):

$$L_w = 2 \times 140 + 2 \times 8,5 - 5,5 = 291,5 \text{ mm}.$$

Arvutatud keevisõmbeluse pikkus on $291,5 \text{ mm}$.

Järgnevalt leitakse valemiga (44) keevisõmbluse arvutuslik nihketugevus $f_{vw,d}$ [10, lk 158]:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3}\beta_w\gamma_{M2}}, \quad (44)$$

kus f_u – normatiivne tõmbetugevus, N/mm²;

β_w – korrelatsioonitegur, terase S355 korral $\beta_w = 0,9$;

γ_{M2} – osavarutegur, $\gamma_{M2} = 1,25$.

Arvutuslik nihketugevus saadakse valemiga (44):

$$f_{vw,d} = \frac{470}{\sqrt{3} \times 0,9 \times 1,25} = 241,2 \text{ N/mm}^2.$$

Arvutuslik nihketugevus on 241,2 N/mm².

Viimasena arvutatakse vajalik keevisõmbluse a kõrgus seosest (45) [10, lk 184]:

$$a \geq \frac{F_{f,Rd}}{L_w f_{vw,d}}. \quad (45)$$

Järgnevalt arvutatakse valemiga (45) keevisõmbluse kõrgus:

$$a \geq \frac{422,5 \times 10^3}{291,5 \times 241,2} = 6 \text{ mm}.$$

Vastavalt teostatud arvutustele on vajalik posti ja alusplaadi vahelise keevisõmbluse kõrgus 6 mm.

KOKKUVÕTE

Käesolevas töös leiti hoone olemasolevast konstruktsioonist ning lume- ja tuulekoormusest tingitud koormused vundamentidele kandepiirseisundis. Koormuste kombineerimisel võeti arvesse, et domineerivaks muutuvkoormuseks on lumekoormus. Arvutused teostati pikisuunas telgedel A ja D ning põiksuunas telgede vahemikus 2 – 7 postide kohta, kuna seal on koormused suurimad. Teljel A asuvale vundamendile tulevaks koormuseks saadi arvutuste kohaselt 553,2 kN. Teljel D asuvale vundamendile tulenevaks koormuseks saadi 417,4 kN.

Kuna projekteeritavalt vahelaelt postidele tulev koormus on ligikaudselt võrdne olemasoleva konstruktsiooni koormusega, siis otsustati projekteerida vahelagi kandma eraldiseisvate postide peale, mis seotakse stabiilsuse tagamiseks olemasolevate postidega.

Vahelae konstruktsiooni kandvale profiilplekile projekteeriti konstruktiivselt 21 mm vineer. Kandev profiilplekk valiti programmi *Ruukki Poimu* abil. Plekiks valiti T130M-75L-930. Profiilplekki kandvateks põiktaladeks projekteeriti talad profiiliga HE 450A. Põiktalad toetuvad pikisuunas projekteeritud taladele profiiliga HE 300A. Vahelae raami kandvate postide profiiliks projekteeriti HE 140A. Posti alusplaat projekteeriti paksusega 15 mm.

Kuna info olemasolevate vundamentide kohta puudub, siis vahelae raamile vundamente ei projekteeritud. Vundamentide projekteerimiseks on vajalik teostada mõne vundamendi lahti kaevamine ja teha selgeks, millised vundamendid on ehituse ajal paigaldatud. Selle põhjal saab teha edasise otsuse, kas on võimalik olemasolevat vundamenti ära kasutada ja mis moodi on mõistlik raami vundament projekteerida.

SUMMARY

In this thesis titled Designing of the Partition Ceiling of the Hardware Store, a possible solution is proposed for the construction of the partition ceiling of the construction store located in Valga street 72 in Tõrva. According to the terms of reference provided by the customer, it was foreseen that the maximum working pressure is $7,5 \text{ kN/m}^2$, in the span of 11.54 m there should be no post in the middle of the span and the height of the room should be at least 2.85 m. In the course of the work, it was established that the project which was made during the construction of the building has not been preserved, an inventory of the building has been made.

In the present thesis, the weight of the existing structural elements is assessed, the wind and snow loads impacting the roof are found, and on the basis of this the load of the existing structures on the foundations in the load-bearing state is found. In addition, the load-bearing profiled sheet, steel beams and posts are dimensioned and the load on the foundations of the new construction is also calculated. The beams are inspected in the load-bearing state and limit- of-use state, and the posts in the load-bearing state.

The partition ceiling is designed in the existing building between the posts. The dimensions of the ceiling are $11.54 \times 42.3 \text{ m}$ and the height of the floor is 3.46 m. The use of load-bearing elements from glued laminated timber and steel were considered in the approximations, which are not part of the thesis. The steel elements were chosen, as the cross-section height of the glued laminated timber elements would be too big.

No foundations are designed in the thesis, because the specification of the existing foundations is unknown. If possible, it would be advisable to use the existing foundations when constructing the partition ceiling. To do this, one should first open the foundation and determine the parameters of the foundation.

The partition ceiling is designed on a steel profile structure. The posts are designed longitudinal, with a step of 6 m and in transversal direction with a step of 11.24 m. The posts support the HE300A beams in the longitude direction of frame, and these support the transverse direction HE450A beams with a step of 3 m. The panelling is formed by a load-bearing sheet to which 21 mm plywood is attached.

VIIDATUD ALLIKAD

- [1] „Серия ПК-01-111 Крупнопанельные железобетонные предварительно напряженные плиты покрытий размером 1,5х6 м. Рабочие чертежи“. <https://www.meganorm.ru/Index2/1/4293821/4293821002.htm> (vaadatud apr 15, 2021).
- [2] „Серия 1.462-1 Выпуск I. Материалы для проектирования покрытий с шагом балок 6 м и рабочие чертежи балок“. <https://www.meganorm.ru/Index2/1/4293808/4293808605.htm> (vaadatud apr 15, 2021).
- [3] „Серия 1.823.1-2 Выпуск 1. Колонны. Рабочие чертежи“. <https://files.stroyinf.ru/Index2/1/4293847/4293847404.htm> (vaadatud apr 15, 2021).
- [4] J. Rohusaar et al., Toim, *Ehituskonstruktori käsiraamat*, 4., Parand. tr. Tallinn: Ehitame, 2014.
- [5] I. Talvik ja Eesti Standardikeskus, Toim, *Eurokoodeks 1: ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-3: Üldkoormused. Lumekoormus = Eurocode1: actions on structures. Part 1-3, General actions. Snowloads*. Tallinn: Standardikeskus, 2016.
- [6] Eesti Standardikeskus, Toim, *Eurokoodeks 1: ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-4: Üldkoormused. Tuulekoormus = Eurocode 1: actions on structures. Part 1-4, General actions. Wind actions*. Tallinn: Eesti Standardikeskus, 2010.
- [7] Eesti Standardikeskus, Toim, *Eurokoodeks 3: teraskonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-3: Üldreeglid ja lisareeglid külmvormitud profiilidele ja profiilplekile = Eurocode 3: design of steel structures. Part 1-3, General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting*. Tallinn: Eesti Standardikeskus, 2010.
- [8] Eesti Standardimis- ja Akrediteerimiskeskus MTÜ, „EVS-EN 1991-1-1:2002+NA:2002. Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-1: Üldkoormused . Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused“, EVS. <https://www.evs.ee/et/evs-en-1991-1-1-2002+na-2002> (vaadatud märts 20, 2021).
- [9] K. Loorits ja Eesti Standardikeskus, Toim, *Eurokoodeks 3: teraskonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks = Eurocode 3: design of steel structures. Part 1-1, General rules and rules for buildings*. Tallinn: Eesti Standardikeskus, 2015.
- [10] K. Loorits ja I. Tammis, *Teraskonstruksioonide arvutus Eurokoodeks 3 järgi*. Tallinn: Eesti Teraskonstruksiooniühing, 2008.

- [11] K. Loorits ja Eesti Standardikeskus, Toim, *Eurokoodeks 3: teraskonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-8: Liidete projekteerimine = Eurocode 3: design of steel structures. Part 1-8, Design of joints*. Tallinn: Eesti Standardikeskus, 2007.

GRAAFILINE OSA

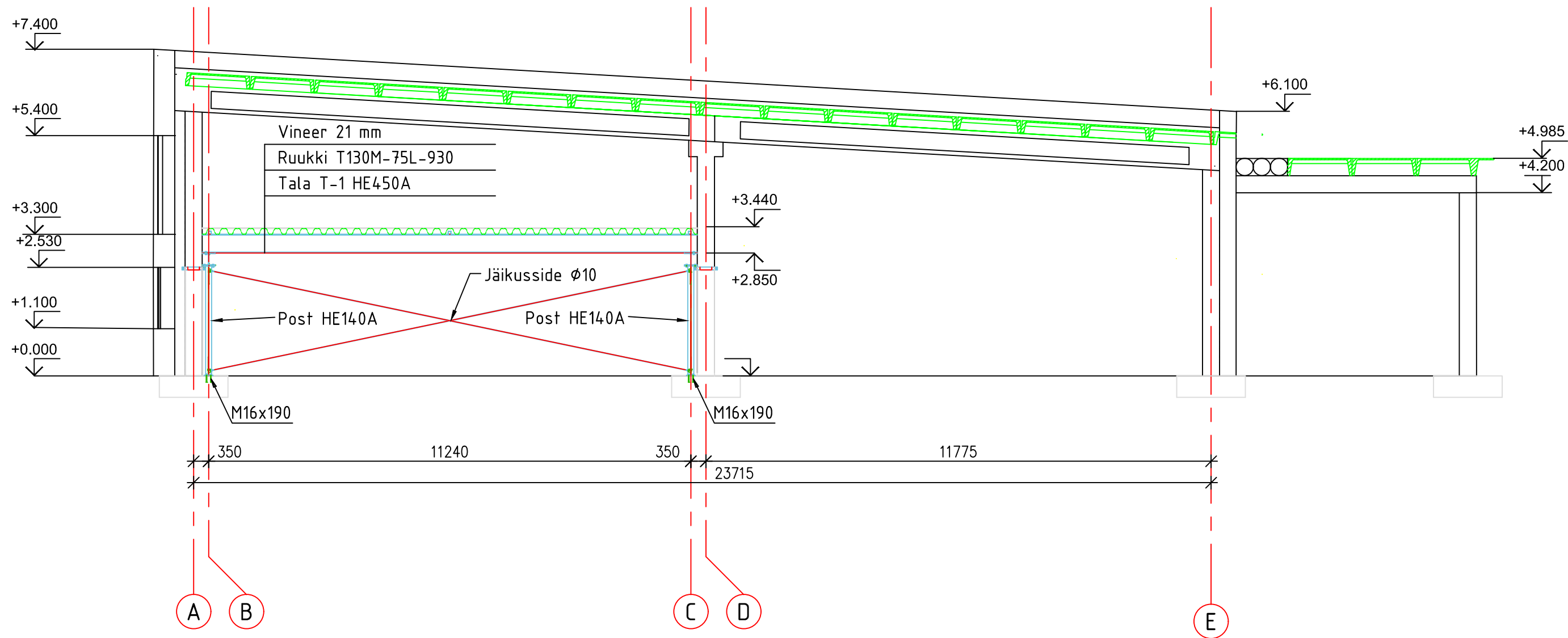
The floor plan shows a building with a grid system. The horizontal grid is labeled 1 through 8, and the vertical grid is labeled A through E. The overall dimensions are 42000 (width) and 23715 (depth). The plan includes a large 'LADU' (warehouse) area and a smaller 'EHITUSEKAUPLUS' (construction extension) area. Key features include a 'KONTOR' (office) and a 'KAUPLUS - BENSINIJAAM' (gas station) area. The plan also shows various rooms like 'LAO KONTOR', 'FUAJEE', 'TUULEK.', and 'LADU'. The plan is detailed with dimensions, room names, and structural elements like beams and columns.

Objekti aadress: VALGA MNT. 70, TÕRVA, VALGAMAA		Töö liik: INVENTARISEERIMINE				EHITUSPOE VAHELAE PROJEKTEERIMINE					
Objekti nimetus: AS HEELIX GRUPP KAUPLUS - LADU		Joonise liik: INVENTARISEERIMINE				Jooniste nr (arv): 8(12)					
Joonise nimetus: PLAAN		Mõõtkava: M 1:100		Koostas: Janno Ruusman		Joonise nimetus RAAMI PLAAN					
Juhendas: Andres Kuningas				Juhendas:		Joonise nr 1		Töö nr 1		Õpperühm: KHE71/81	
TALLINN 19.04.2021		Skaala M1:150		Leht: 1		Lehti: 1					

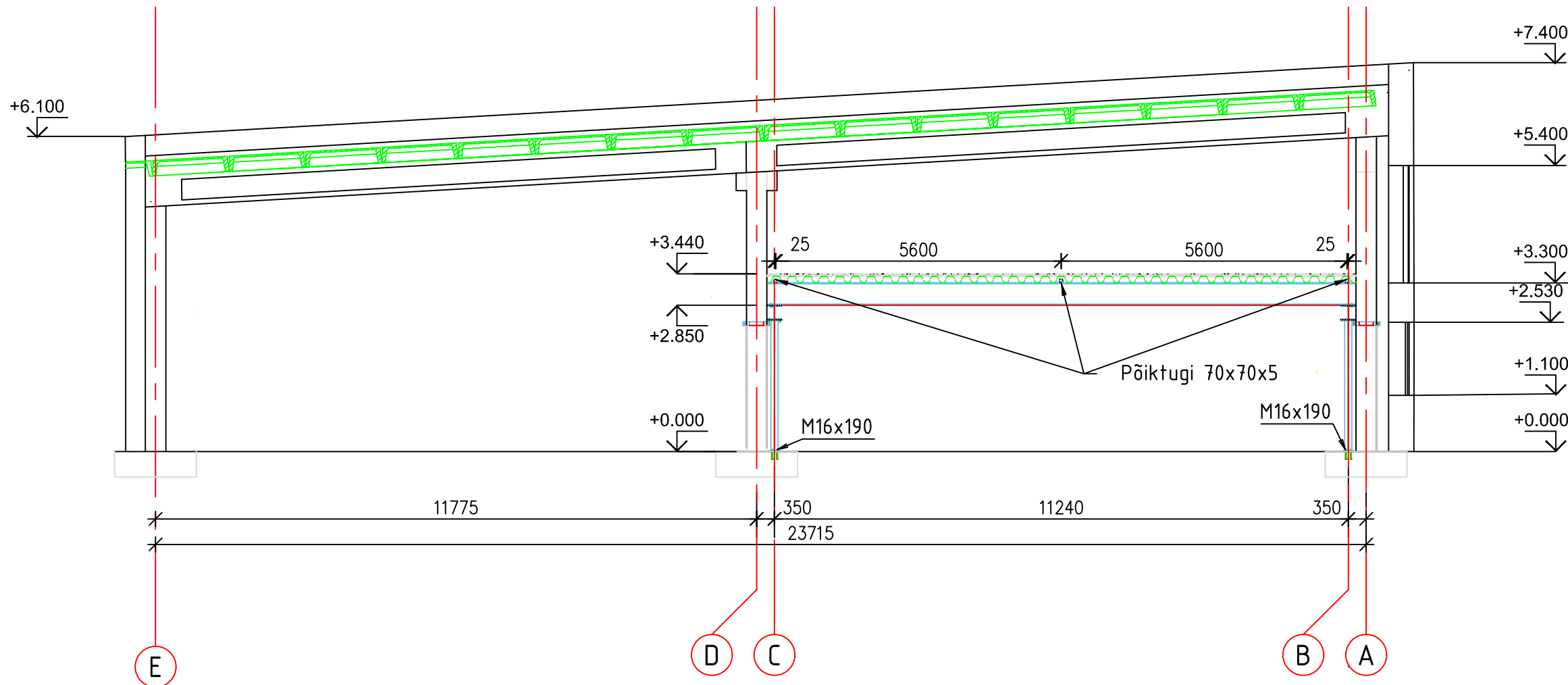
Objekti aadress: VALGA MNT. 70, TÕRVA, VALGAMAA		Töö liik: INVENTARISEERIMINE	
Objekti nimetus: AS HEELIX GRUPP KAUPLUS - LADU		Joonise liik: INVENTARISEERIMINE	
Joonise nimetus: PLAAN		Mõõtkava: M 1:100	
Arhitekt		Töö number:	
Insener		Tähis:	
Joonestas Karin Pärn		Joonise number:	
Detsember 2002		02208	

K & M PROJEKTIBÜROO		68606 Tõrva Valga tn. 70 Tel/fax 076 33 301,32 139 EE-7760 159/96-K	
---	--	---	--

LÕIGE 1-1 M1:100

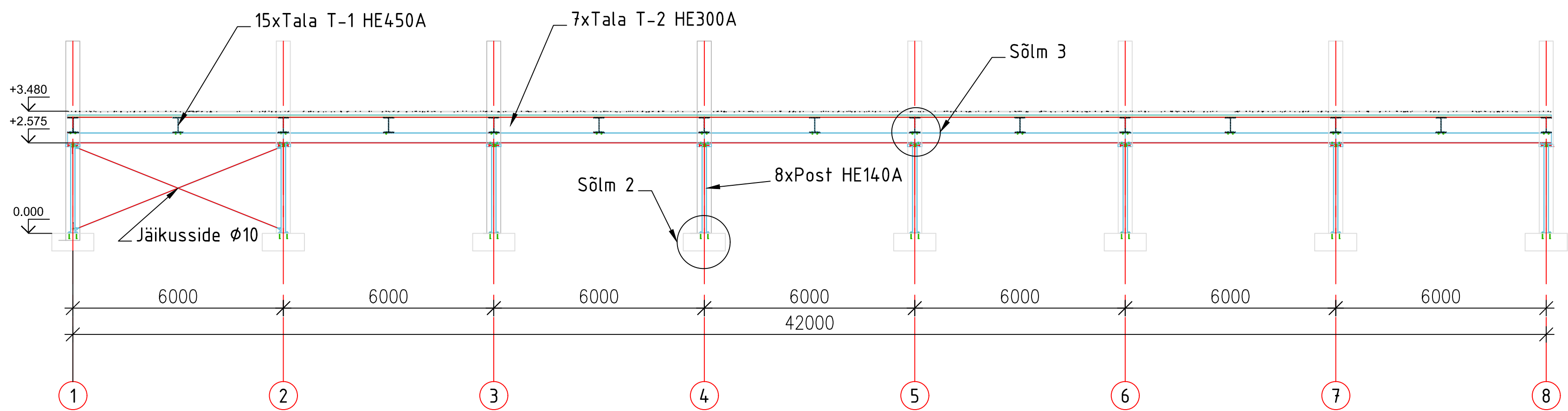


LÕIGE 2-2 M1:100

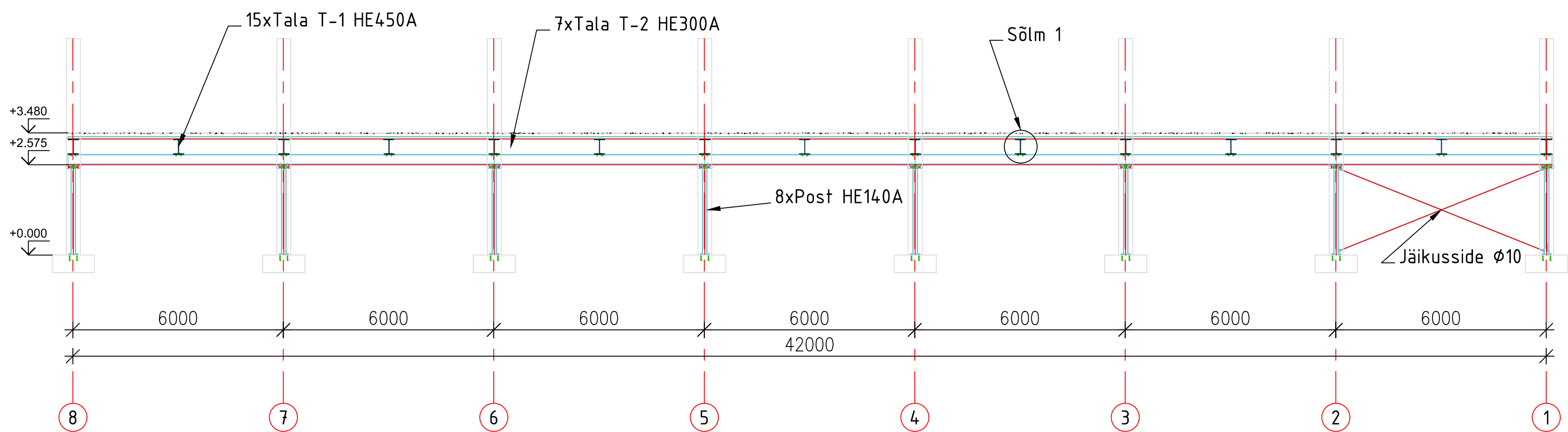


Objekti aadress: VALGA MNT. 70, TÕRVA, VALGAMAA		Töö liik: INVENTARISEERIMINE		 EHTUSPOE VAHELAE PROJEKTEERIMINE	
Objekti nimetus: AS HEELIX GRUPP Kauplus - ladu		Joonise liik: INVENTARISEERIMINE Jooniste nr (arv): 9(12)			
Joonise nimetus: Mõõtkava: LÕIGE 1-1 M 1:100				Joonise nimetus LÕIGE 1–1, 2–2	
K & M PROJEKTBÜROO		68606 Tõrva Valga tn. 70 Tel/fax 076 33 301,32 139 EE–7760 159/96–K		Koostas: Janno Ruusman	
Arhitekt Insener		Töö number: 02208		Juhendas: Andres Kuningas	
Joonestas Karin Pärn Detsember 2002		Tähis: 9		Joonise number: 9	
				Juhendas:	
				TALLINN 19.04.2021	
				Skaala M1:150	
				Leht: 1	
				Õpperühm: KHE71/81 Lehti: 1	

LÕIGE 3-3 M1:100

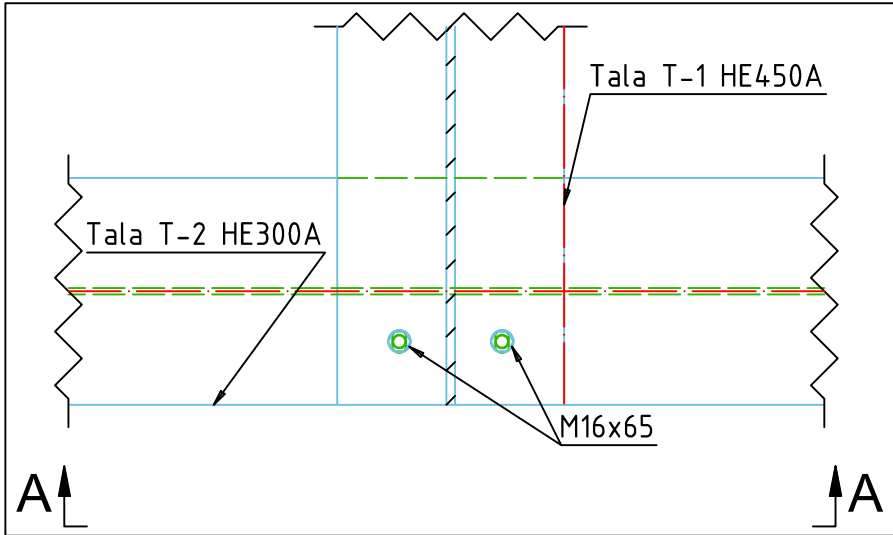


LÕIGE 4-4 M1:100

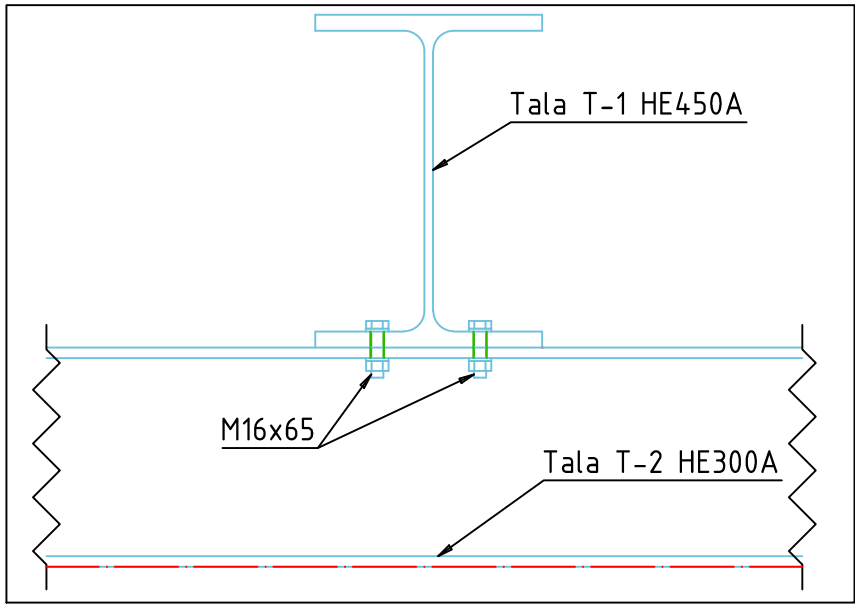


EHITUSPOE VAHELAE PROJEKTEERIMINE			
Joonise nimetus LÕIGE 3-3, 4-4			
Joonise nr 3		Töö nr 1	Õpperühm: KHE71/81
Skaala M1:150		Leht: 1	Lehti: 1

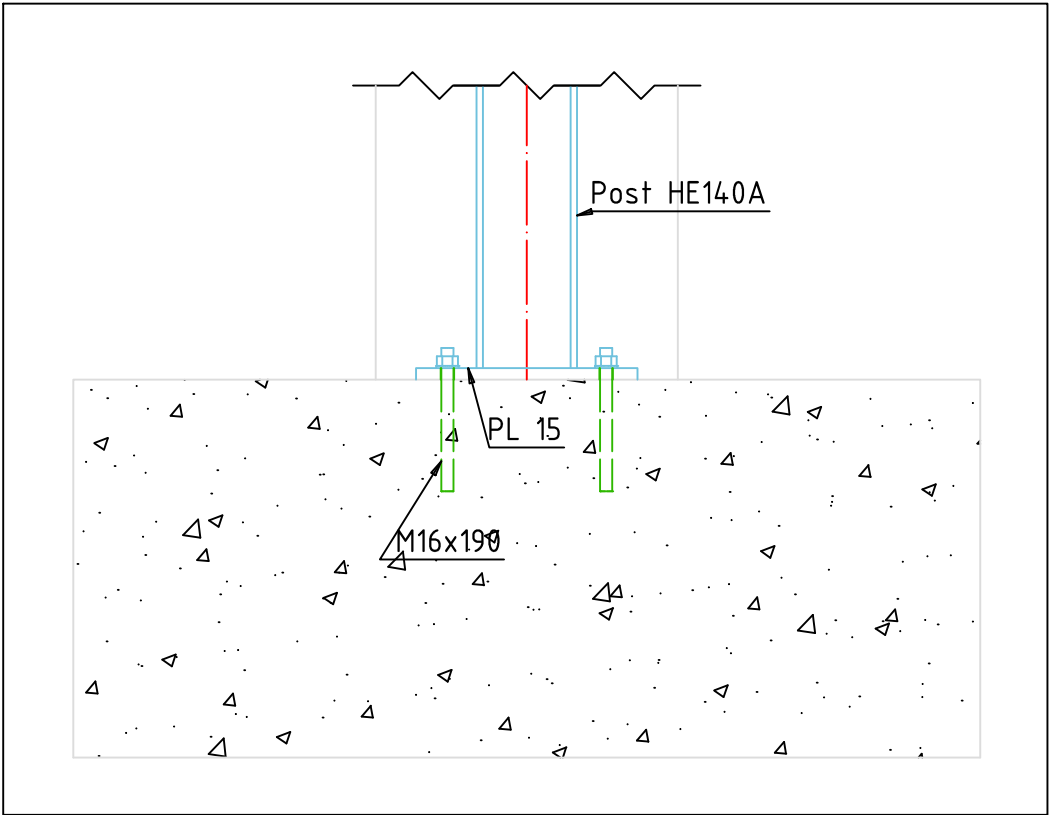
Sõlm 1 M1:10



A-A



SÕLM 2 M1:10



EHITUSPOE VAHELAE PROJEKTEERIMINE

Koostas: Janno Ruusman

Joonise nimetus SÕLMED 1 JA 2

Juhendas: Andres Kuningas

Juhendas:

Joonise nr 4

Töö nr 1

Õpperühm: KHE71/81

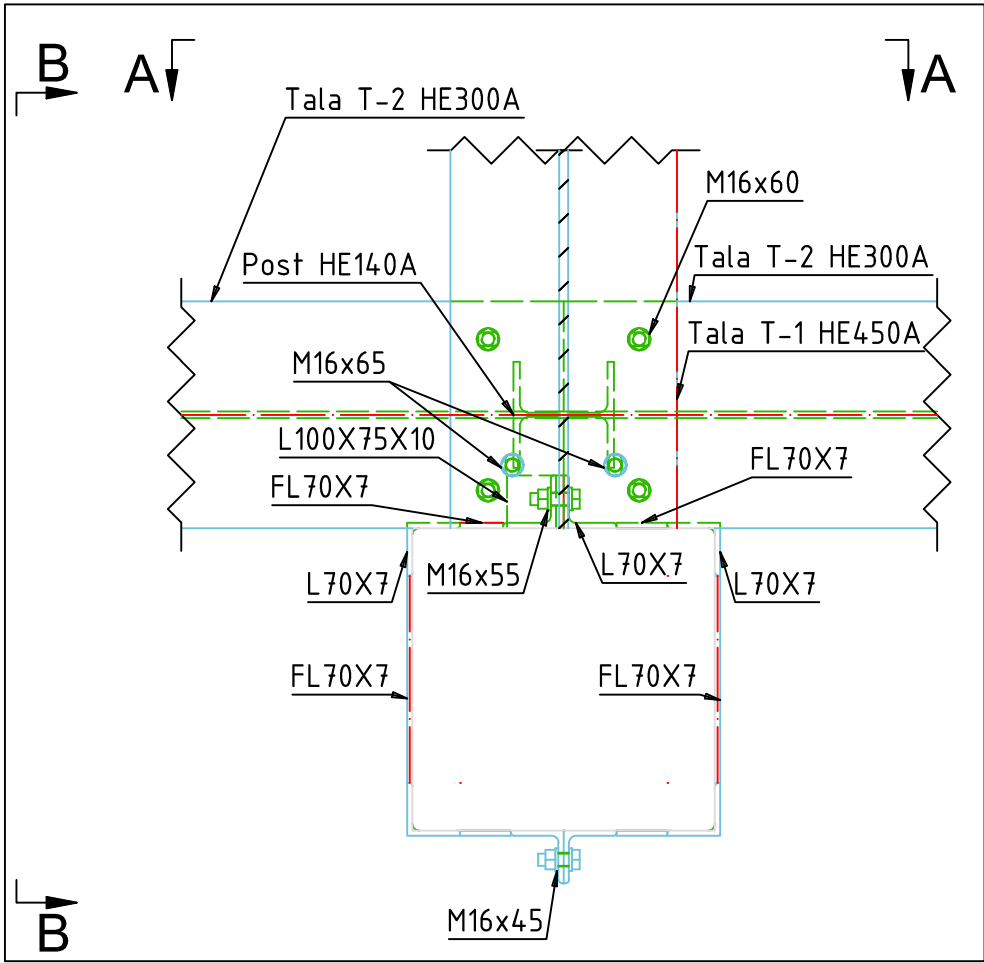
TALLINN 19.04.2021

Skaala M1:10

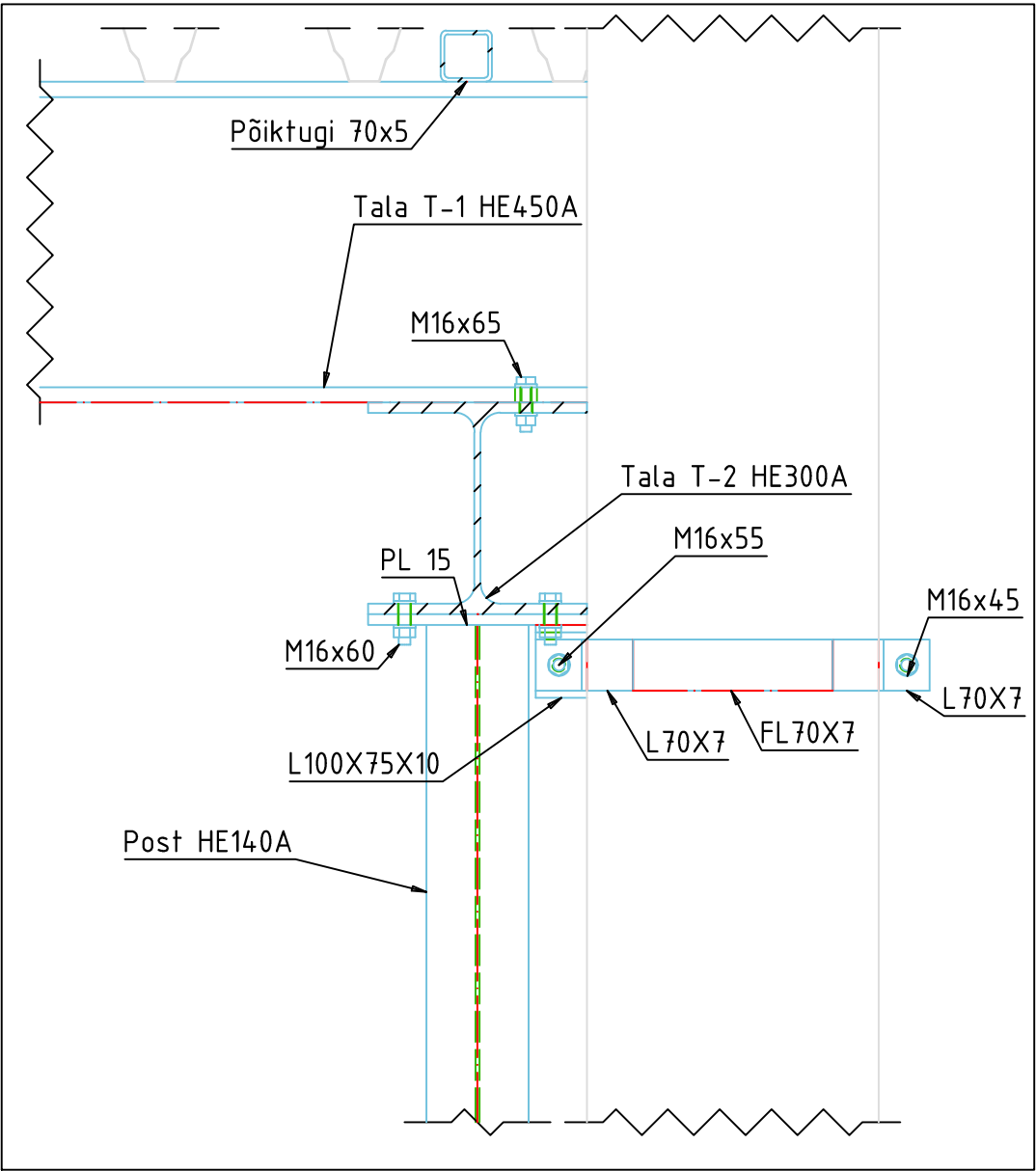
Leht: 1

Lehti: 1

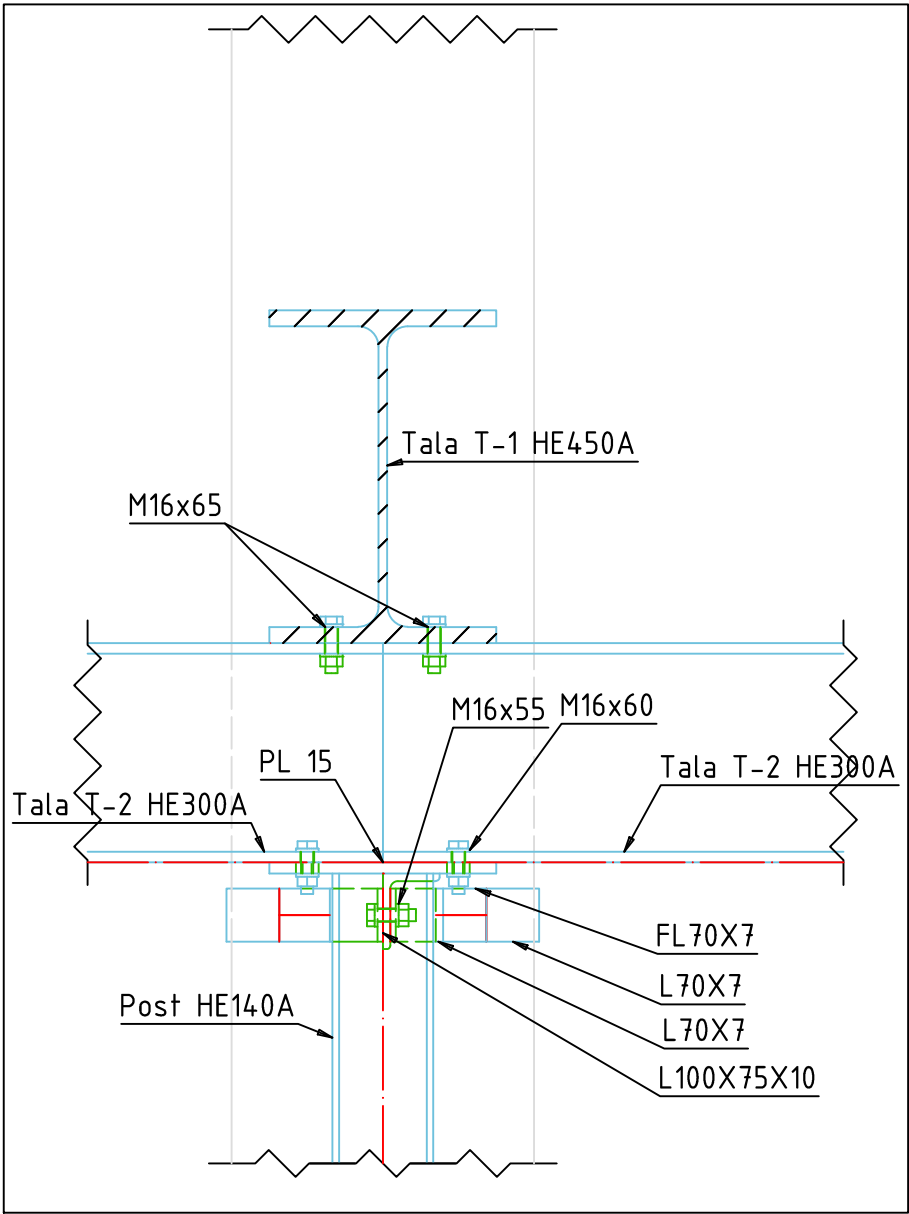
Sõlm 3 M1:10



A-A

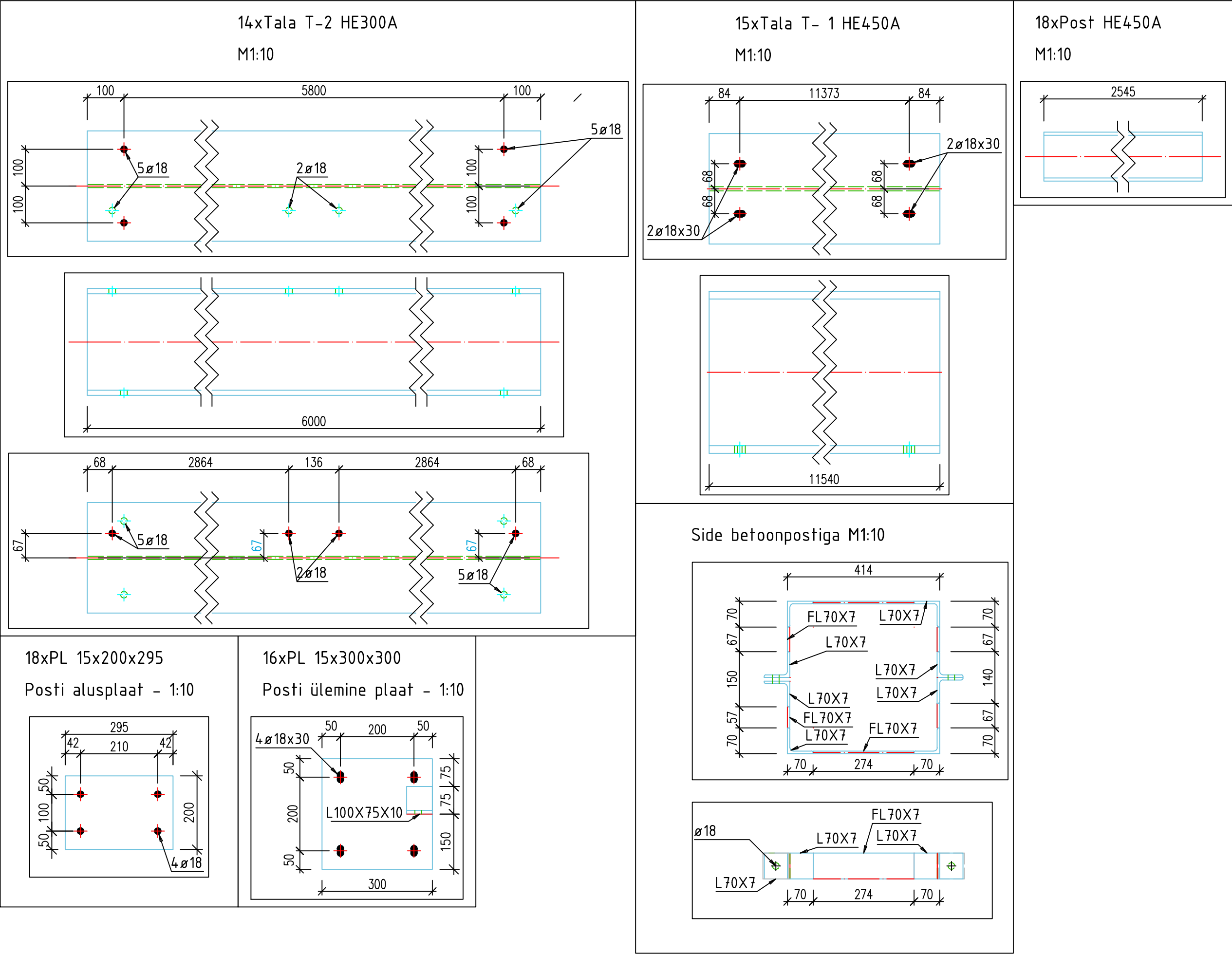


B-B



		EHITUSPOE VAHELAE PROJEKTEERIMINE		
Koostas:	Janno Ruusman	Joonise nimetus SÕLM 3		
Juhendas:	Andres Kuningas			
Juhendas:		Joonise nr 5	Töö nr 1	Õpperühm: KHE71/81
TALLINN	19.04.2021	Skaala M1:10	Leht: 1	Lehti: 1

DETAILID M1:10



EHITUSPOE VAHELAE PROJEKTEERIMINE

Koostas: Janno Ruusman

Joonise nimetus DETAILID

Juhendas: Andres Kuningas

Juhendas:

Joonise nr 6

Töö nr 1

Õpperühm: KHE71/81

TALLINN 19.04.2021

Skaala M1:10

Leht: 1

Lehti: 1