



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
TARTU KOLLEDŽ

Säästva tehnoloogia õppetool

LANGE-VAHE TALU PÕLLUMAJANDUSTEHNIKA
VARJUALUSE KANDEKONSTRUKTSIOONID

LOAD BEARING STRUCTURES OF LANGE-VAHE FARM AGRICULTURAL
MACHINERY GARAGE

Üliõpilane: Karel Kanarik

Juhendaja: ins. Lehar Leetsaar

Tartu, 2014

Olen koostanud lõputöö iseseisvalt.
Kõik töö koostamisel kasutatud teiste autorite
tööd, olulised seisukohad, kirjandusallikatest ja mujalt
pärinevad andmed on viidatud.

..... (töö autori allkiri ja kuupäev)

Üliõpilase kood: 074444

Töö vastab magistritööle esitatud nõuetele

..... (juhendaja allkiri ja kuupäev)

Kaitsmisele lubatud: (kuupäev)

Kaitsmiskomisjoni esimees: (allkiri)

ABSTRACT

Kanarik, K. Load bearing structures of Lange-Vahe farm agricultural machinery garage in Haaslava parish, Tartu county. Master`s thesis, two volumes. Volume 1: textual components, Tartu, 2014, 77 pages, 13 illustrations, 18 tables, In Estonian.

The purpose of this paper is to provide a building design for the given tractor garage in Haaslava parish, Tartu county and to compare the volume of construction materials according to two different structural solutions. This paper has been divided into 9 chapters. Main part consists of structural calculations and blueprints. The calculations are based on the Estonian versions of European standards. The blueprints have been bound together as an independent unit.

Structural design, structural solutions, structural calculations, blueprints, standards, eurocodes

SISUKORD

ABSTRACT	2
SISUKORD	3
KASUTATUD ÜHIKUD JA TÄHISED:	6
SISSEJUHATUS	8
1 PROJEKTEERITAVA HOONE ÜLDKIRJELDUS	9
1.1 KANDEKONSTRUKTSIOONIDE VALIKU PÕHIMÕTTED	9
1.2 VARJUALUSE KONSTRUKTSIOONIDE KIRJELDUS	9
1.2.1 KATUSEKONSTRUKTSIOONID	10
1.2.2 POSTID	10
1.2.3 VUNDAMENDID	10
1.2.4 HOONE JÄIGASTUSSÜSTEEMID	10
2 ARVUTUSMEETODITE KIRJELDUS	11
2.1.1 KATUSEKONSTRUKTSIOONID	11
2.1.2 POSTID	11
2.1.3 VUNDAMENDID	11
2.1.4 HOONE JÄIGASTUSSÜSTEEMID	12
3 KOORMUSED	12
3.1 ALALISKOORMUSED	12
3.2 MUUTUVKOORMUSED	13
3.2.1 LUMEKOORMUS	13
3.2.2 TUULEKOORMUS	14
4 ARVUTUSSKEEMID JA SISEJÕUD	19
4.1 ARVUTUSSKEEMID	19
4.2 ARVUTUSOLUKORRAD	20
4.2.1 KANDEPIIRSEISUNDID	20
4.2.2 KASUTUSPIIRSEISUNDID	21
4.3 SISEJÕUD	22
4.3.1 ALGHÄLVETE MÕJU SISEJÕUDUDELE	22
4.3.2 DEFORMEERUNUD KUJU MÕJU SISEJÕUDUDELE	24
5 TALADE ARVUTUS	27
5.1 KONSTRUKTSIOONI KIRJELDUS	27
5.2 SISEJÕUD VÄLISKOORMUSTEST	27

5.3	TALA TUGEVUSARVUTUSED	28
5.3.1	PROFIILI RISTLÕIKEKLASS.....	29
5.3.2	TALA RISTLÕIKE TUGEVUSKONTROLL	29
5.3.3	TALA SEINA NIHKESTABIILSUS.....	31
5.3.4	TALA ÜLDSTABIILSUS.....	31
5.4	TALA KASUTUSPIIRSEISUNDI KONTROLL.....	37
6	POSTIDE ARVUTUS	38
6.1	POSTI ARVUTUS KONSOOLSES LAHENDUSES.....	38
6.1.1	KONSTRUKTSIOONI KIRJELDUS	38
6.1.2	SISEJÕUD VÄLISKOORMUSTEST	38
6.1.3	POSTI TUGEVUSARVUTUSED.....	39
6.1.4	POSTI JALA ARVUTUS	44
6.2	POSTI ARVUTUS SIDEMETEGA JÄIGASTATUD LAHENDUSES.....	47
6.2.1	KONSTRUKTSIOONI KIRJELDUS	47
6.2.2	SISEJÕUD VÄLISKOORMUSTEST	48
6.2.3	POSTI TUGEVUSARVUTUSED.....	48
7	VUNDAMENTIDE ARVUTUS.....	51
7.1	VUNDAMENDID SIDEMETEGA JÄIGASTATUD KARKASSILAHENDUSES	53
7.1.1	VUNDAMENDI GEOMEETRIA.....	53
7.1.2	KOORMUSED	53
7.1.3	TALDMIKU MÕÕTMETE JA PINNASELE MÕJUVA KOORMUSE MÄÄRAMINE.....	54
7.1.4	VUNDAMENDI TUGEVUSKONTROLL	56
7.2	VUNDAMENDID KONSOOLSETE POSTIDEGA KARKASSILAHENDUSES	58
7.2.1	VUNDAMENDI GEOMEETRIA.....	58
7.2.2	KOORMUSED	59
7.2.3	TALDMIKU MÕÕTMETE JA PINNASE KOORMUSE MÄÄRAMINE	59
7.2.4	VUNDAMENDI TUGEVUSKONTROLL	61
8	JÄIGASTUSSÜSTEEMI ARVUTUS	64
8.1	SIDEMETEGA JÄIGASTATUD KARKASSILAHENDUS.....	64
8.1.1	HORISONTAALSED SIDEMED	64
8.1.2	VERTIKAALSED SIDEMED	65
8.1.3	KOORMUSED JA SISEJÕUD	65
8.1.4	DIAGONAALSIDEME DIMENSIONEERIMINE	66
8.2	KONSOOLSE POSTIGA KARKASSI LAHENDUS	66

9	MATERJALIDE KULU.....	67
9.1	MATERJALIDE KULU SIDESÕRESTIKUGA KARKASSILAHENDUSES.....	67
9.1.1	VUNDAMENDID.....	67
9.1.2	TERASKARKASS:.....	68
9.2	MATERJALIDE KULU KONSOOLSE POSTIGA KARKASSILAHENDUSES.....	69
9.2.1	VUNDAMENDID.....	69
9.2.2	TERASKARKASS:.....	69
9.3	MATERJALIDE KULU KOKKUVÕTE	71
10	ANALÜÜS JA JÄRELDUSED	71
10.1	SIDEMETEGA JÄIGASTATUD KARKASSILAHENDUS.....	71
10.2	KONSOOLSE POSTIGA KARKASSILAHENDUS	72
10.3	JÄRELDUSED	73
	KOKKUVÕTE	74
	KASUTATUD KIRJANDUS.....	76
	LISAD	77
	Lisa 1: Projektjoonised (eraldi köitena)	77

KASUTATUD ÜHIKUD JA TÄHISED:

Ladina suurtähed:

A –	pindala (m ²)
B –	laius (mm, m)
C –	tegur
E –	elastsusmoodul (N/mm ²)
F –	jõud (N, kN)
G –	alaliskoormuskoormus (N/m, N/m ²)
V –	horisontaalreaktsioon või –jõud (N, kN)
I –	inertsimoment (m ⁴)
L –	pikkus, sildeava (mm, m)
M –	moment (kNm)
N –	telgjõud, normaaljõud (N, kN)
Q –	ajutine (muutuv) koormus (kN/m, kN/m ²)
V –	põikjõud, vertikaalreaktsioon või –jõud (N, kN)
W –	vastupanumoment (m ³)

Ladina väiketähed:

a –	kaugus, geomeetriline mõõde (mm, m)
b –	laius (mm, m)
c –	betooni kaitsekiht (mm)
d –	läbimõõt, kasuskõrgus (mm, m)
e –	ekstsentrilisus (mm, m)
f –	materjali tugevusnäitaja (kN/m ² , N/mm ²)
h –	kõrgus (mm, m)
i –	inertsiraadius (mm, m)
k –	tegur
n –	normaaljõudude või pingete suhe
q –	lauskoormus (kN/m)
r –	vöö ja seina vaheline ümardusraadius (mm)
s –	kaugus, vahemaa (samm), lumekoormus (mm, m, kN/m ²)
t –	paksus (mm)
w –	tuulekoormus (kN/m ²)

Kreeka tähed:

α –	nurk, suhe
β –	nurk, suhe
γ –	osavarutegur, suhe
ε –	tegur
η –	kordaja, tegur
θ –	nurk
λ –	saledus
$\bar{\lambda}$ –	tingsaledus
μ –	faktor
ρ –	armeerimistegur, mahukaal (kg/m ³)
δ –	normaalpinge (N/mm ² , kN/m ²)
χ –	nõtketegur, stabiilsustegur
ψ –	pingete suhe, vähendustegur

ϕ –	abisuurus
ω –	tegur

Indeksid:

A –	pindala
b –	stabiilsus (ingl. k. <i>buckling</i>)
c –	betoon
cr –	kriitiline
d –	arvutuslik (ingl. k. <i>design</i>)
E –	koormuse mõju
el –	elastsusteooria kohane
f –	vöö
G –	alaliskoormus
i, j –	indeksid, mis vastavad numbritele
k –	normatiivne
L –	pikkus
LT –	tala (üld)stabiilsuse kadu (ingl. k. <i>lateral-torsional buckling</i>)
lumi –	viitab lumekoormusele
M –	materjali, paindemomendi põhjustatud, võttes arvesse painet
max –	maksimaalne
min –	minimaalne
mod –	modifitseeritud
N –	pikijõust põhjustatud, võttes arvesse pikijõudu
omakaal –	viitab omakaalule
pl –	plastsusteooria kohane
post –	viitab postile
Q –	muutuvkoormus
R –	kandevõime (ingl. k. <i>resistance</i>)
tp –	täitepinnas
tuul –	viitab tuulekoormusele
V –	põikjõust põhjustatud, võttes arvesse põikjõudu
w –	(profiili) sein
y –	voolamine (ingl. k. <i>yield</i>)

SISSEJUHATUS

Käesoleva töö käigus on projekteeritud Lange-Vahe talu põllumajandustehnika remondi ja ladustamishoone varjualuse kandekonstruktsioonid. Hoone maht jaguneb kaheks sisuliseks osaks - 580 m² kasuliku pinnaga varjualune ning sellega külgnev 180 m² remondihall. Täiendavalt varjualuse kandekonstruktsioonide projekteerimisele, on käesolevas töös võrreldud kahe erineva karkassilahendusega hoone põikjäikuse tagamise lahendust. Välja on toodud ehitusmaterjalide kulu mõlema lahenduse puhul ja leitud majandus-tehniliselt ökonoomsem viis.

Projekteerimise aluseks on võetud tellija soovid, olemasolev arhitektuurne eelprojekt ning Eesti Vabariigis kehtivad standardid ja normid.

Töö esimeses osas on kirjeldatud projekteeritavat varjualust ning selgitatud karkassielementide konstruktiivset lahendust. Lisaks on kirjeldatud arvutuskeeme ja hoone üldstabiilsuse tagamist.

Töö teises osas on tutvustatud kasutatud arvutusmeetodeid.

Töö kolmandas osas on leitud hoonele mõjuvad koormused, millest lähtuvalt on projekteeritud kandekonstruktsioonid.

Töö neljandas osas koostatakse arvutuskeemid ja leitakse kandekonstruktsioonide sisejõud.

Töö viiendas osas on teostatud hoone katust kandvate talade kontrolli kande- ja kasutuspiiriseisundile.

Töö kuuendas osas on teostatud postide tugevuskontrollid. Vaadeldud on kahte erinevat karkassilahendust – konsoolsed postid ja sidesõrestikuga toetatud postid.

Töö seitsmendas osas on teostatud kohtvundamentide dimensioneerimine kahe erineva karkassilahenduse korral.

Töö kaheksandas osas on kirjeldatud hoone jäigastussüsteemide ülesehitust ja arvutust.

Töö üheksandas osas on esitatud kandekarkassi ehituseks kuluvate materjalide kokkuvõte.

Töö kümnes osas analüüsitakse saadud tulemusi ja tehakse järeldused.

Staatika arvutusteks on kasutatud programmi Autodesk Robot Structural Analysis. Programmi koostatud sisejõudude epüürid on esitatud vastavatel joonistel. Töös ei ole esitatud kõiki teostatud arvutusi. Mahtumaks magistritööle seatud piiridesse on esitatud vaid kõige olulisemad ja iseloomulikud arvutused.

Magistritöö on koostatud konstruktiivse põhiprojekti mahus. Töö koostaja tänab oma juhendajat Lehar Leetsaar't abi ja nõuannete eest käesoleva töö koostamisel. Töö on koostatud Kuubik Projekt OÜ projektbüroos.

1 PROJEKTEERITAVA HOONE ÜLDKIRJELDUS

Käesoleva töö käigus on projekteeritud Lange-Vahe talu põllumajandustehnika remondi ja ladustamishoone varjualuse kandekonstruksioonid. Projekteeritav hoone ehitatakse Tartu maakonda, Haaslava valda, Lange külla. Hoone paigutatakse krundi keskele, paralleelselt olemasoleva viljahoidlaga. Projekteerimisel on kasutatud antud piirkonna geodeetilist alusplaani. Projekteerimisel on lähtutud tellija soovidest ja ettevõttes kasutatava liikurtehnikat mõõtmest. Hoone maht jaguneb kaheks sisuliseks osaks - varjualuseks ning sellega külgnevaks remondihalliks. Varjualuse puhul on tegemist ühekordse lamekatusega kütteta karkassehitisega. Selle kandvateks elementideks on terastalad ja teraspostid. Terasest kandekonstruksioon toetub esifassaadi poolse küljega kohtvundamentidele, tagumise küljega olemasolevale raudbetoonist tugiseinale. Varjualuse põhimõõtmel on 10,3x60,3 m ning kasulikku pinda on 580 m². Hoone pörand on planeeritud kõrgusele ±0,000 millele vastab absoluutkõrgus + 62,350 . Varjualuse välisseinteks on projekteeritud terasest kergroovidele kinnitatud profiilplekk.

1.1 KANDEKONSTRUKTSIOONIDE VALIKU PÕHIMÕTTED

Projekti tellija poolt seatud tingimuste kohaselt peab puhaskõrgus varjualuse all olema minimaalselt 4,3 meetrit ning hoonesisene liikumine peab olema võimalikult vähe takistatud. Konstruktiiivse skeemi valikut kitsendava nõudena soovis tellija varjualuse tagumise külje toetamist olemasolevale tugiseinale. Kuna tugiseinale ei saanud üle kanda paindemomente ilma selle kandevõimet oluliselt nõrgestamata, tuli tugiseinale toetuvad postid kinnitada sinna liigendkinnitustega.

Remondi ja ladustamishoone projekteerimisel on varjualune loetud remondihalliga seotud ehitiseks. Vältimaks esiküljel postide vahele diagonaalsidemete paigutamist, on varjualuse pikijäikuse tagamiseks ühendatud see sideme abil remondihalli ukseraamiga. Remondihalli karkassi dimensioneerimisel on sellest tuleneva lisakoormusega arvestatud.

Käesolevas töös käsitletakse kahte erinevat konstruktsioonilahendust. Mõlema lahenduse korral on hoone pikisuunas ühelööviline ning katusest tulev koormus võetakse vastu 9,8-meetrise sildeavaga terastalaga. Esimese lahenduse korral on karkassi stabiilsuse tagamiseks kasutatud katuse tasapinnas paiknevat sidesõrestikku. Teises lahenduses kasutatakse hoone lühema külje suunalise stabiilsuse tagamiseks konsoolseid, jäiga vundamendisõlmega poste. Võrreldavate tulemuste saamiseks on mõlemal juhul kasutatud terast klassiga S355J2.

1.2 VARJUALUSE KONSTRUKTSIOONIDE KIRJELDUS

Karkassielementide tootmisel ühendatakse terasdetailid keevisõmblustega. Enne paigaldamist tuleb karkassielemendid korrosiooni vältimiseks puhastada, kruntida ja värvida. Viimistlus peab rahuldama keskkonnaklassi C3 nõudeid. Karkassielemendid liidetakse omavahel montaažijoonistel näidatud poltliidetega. Vajadusel kasutatakse täiendavalt tsentreerivaid teraslehti. Antud töös keevis- ja poltliiteid ei dimensioneerita ega teostata nende kontrollarvutusi.

1.2.1 KATUSEKONSTRUKTSIOONID

Varjualuse katuslaeks on kandev pofiilplekk T-45 paksusega 0,7 mm (Ruukki või võrdväärne analoog). Profiilplekk on kinnitatud 2,45m sammuga Z-kujulistele terasest kergroovidele. Roovid toetuvad läbi ühendussõlme karkassitaladele. Katuse kandekonstruktsiooniks kasutatakse postidele toetuvaid 9,8 m sildeavaga ja 5 m sammuga IPE terastalasid. Vaba kõrgus talade alla on minimaalselt 4,3 m. Talad kinnituvad postide otsa poltühendustega. Talade kiivepikkuse vähendamiseks on kasutatud täiendavaid väändetugesid, sidumaks roove talade alumise vööga.

1.2.2 POSTID

Varjualuse karkassi moodustavad teraspostid sammuga 5 meetrit. Postid kinnituvad toeplaatide abil vundamentides olevate ankrupoltide külge. Postideks on kasutatud nelikantristlõikega toruprofiile. Varjualuse välisseinad on projekteeritud Z-kujulistele terasest kergroovidele kinnitatud T20 profiilplekist (Ruukki või võrdväärne analoog).

1.2.3 VUNDAMENDID

Kõik hoone vundamendid on projekteeritud monoliitsetest raudbetoonist. Varjualuse esiküljel, teljel B paiknev postirida toetub üksikvundamentidele. Tagumine postirida toetatakse olemasolevale tugiseinale. Karkassipostide kinnitamiseks on kohtvundamentidesse betoneeritud ankrupoldid. Tugiseinale kinnitatakse karkassipoldid betooni sisse liimitud keemiliste ankrutega. Kohtvundamendid on projekteeritud betoonist C25/30 ning armatuurterasest A500HW. Vundamentide keskkonnaklass on XC2. Armatuurterase minimaalne kaitsekiht taldmiku alapinnas on 70mm, ülejäänud osas 30mm. Kõik kohtvundamendid tuleb rajada tihendatud killustikalusele millele on paigaldatud ehituskile. Kõrgusmärk taldmike alla on -1,600, mis jääb antud piirkonnas ka allapoole külmumispiiri. Arvutatud vundamentide rakestamise ja armeerimise kohta on koostatud tööjoonised.

1.2.4 HOONE JÄIGASTUSSÜSTEEMID

Teraskarkassi ruumiline püsivus tagatakse karkassipostide, talade ja jäikussidemete koostööna. Hoone pikisuunas tagatakse püsivus sidiagonaalidega. Käesolevas töös käsitletakse põiksuunalise püsivuse tagamiseks kahte erinevat konstruktsioonilahendust. Esimesel juhul kasutatakse poste, mis on seotud katusetalade tasandis ja otsaseintes sidiagonaalidega jäigaks tervikuks. Teisel juhul kinnitatakse konsoolsed karkassipostid momendijärgalt vundamentide külge. Postide ja sidemete vahelised liited on arvestatud töötama liigendina.

Kuna tegemist on suhteliselt pika ja kitsa hoonega, kus vahepealseid põikraame ei ole tulenevalt hoone kasutusotstarbest võimalik sidemetega jäigastada, ei ole profiilpleki kasutamine diafragmana enamasti õigustatud. Seetõttu pole hoone jäikuse tagamisel katuslae võimalikku jäigastavat mõju vaadeldud ega ka arvesse võetud.

2 ARVUTUSMEETODITE KIRJELDUS

Varjualuse karkass on konstrueeritud ruumilise süsteemina. Karkass koosneb üksikutest tasapindsetest raamidest, mis on sidemete abil seotud ühtseks jäigaks tervikuks. Ruumiline süsteem on jaotatud üksikuteks tasapindseteks arvutusmodeliteks. Tasapinnaga risti olevaid sidemeid arvestatakse elementide nõtk- ja kiivepikkuste määramisel.

Kandekonstruksioonide sisejõudude leidmiseks on kasutatud programmi Autodesk Robot Structural Analysis.

2.1.1 KATUSEKONSTRUKTSIOONID

Käesoleva varjualuse katuse kandekonstruksiooniks on projekteeritud talastik sildeavaga 9,8 meetrit. Talastik koosneb lihttalana töötavatest IPE profiiliga terastaladest. Talastiku arvutamisel on lähtutud standardist EVS-EN 1993-1-1:2006.

Varjualuse katuslaeks oleva kandva pofiilpleki ja Z-kujuliste terasest kerggroovide arvutamiseks on kasutatud Ruukki vastavaid arvutusprogramme Poimu ja Purcalc.

2.1.2 POSTID

Varjualuse karkassi postidena on projekteeritud terasprofiilidest postid. Karkassipostide kinnitamiseks paiknevad vundamentides ankrupoldid. Vastavalt karkassilahendusele on kasutatud erinevat ankrupoltide arvu ja paigutust. Sellest tulenevalt on loetud ühendus kas momendijäigaks või liigendiliseks ning vastavalt määratakse arvutusskeem ja postide nõtkepikkused. Mõlema arvutusskeemi korral on postid koormatud survejõu ja paindemomendiga. Konstruksiooni alghälvete ja teist järku sisejõudude mõju on arvutustes arvesse võetud.

2.1.3 VUNDAMENDID

Projekteeritava hoone aluse pinnase kandevõimet uuritud ei ole. Kuna hoone kuulub 1. Geotehnilisse kategooriasse, on lubatud vundamentide dimensioneerimine teostada lubatud surve meetodil. Hoonealuse pinnase liik ja kandevõime on määratud vastavalt standardi EVS-EN 1997-1-2006 rahvuslikust lisale. Vundamentide dimensioneerimisel on arvestatud, et need võtaksid lisaks vertikaalkoormustele vastu ka horisontaalkoormustest tingitud paindemomente. Karkassipostid kinnitatakse vundamendile ankrupoltidega. Ankrupoltide valik on sooritatud Peikko Group kataloogi alusel, lähtudes karkassi poolt rakendatavatest koormustest. Tugiseinale karkassi kinnitamiseks vajalike keemiliste ankrute valik on sooritatud kasutades arvutiprogrammi Hilti Profis, lähtudes karkassi poolt rakendatavatest koormustest.

Erinevatelt arvutusskeemidelt leitud koormuste järgi on dimensioneeritud kohtvundamentide taldmiku mõõdud ja armeering.

2.1.4 HOONE JÄIGASTUSSÜSTEEMID

Sidesõrestikuga karkassi arvutusskeemi aluseks on täielikult sidemetega jäigastatud süsteem. Horisontaalsete jõudude ülekandmiseks kasutatakse katusetalade tasapinda paigutatud, üksikutest varrastest koostatud sõrestikku. Horisontaalsete koormuste vastuvõtmiseks ja vundamentidele kandmiseks kasutatakse seinte tasapinda paigutatud vertikaalseid silediagonaale.

Konsoolse postiga karkassi arvutusskeemi aluseks on osaliselt sidemetega jäigastatud süsteem. Põiki hoonega on horisontaalsete jõudude ülekandmiseks ja vastuvõtmiseks teljel C paiknevad, jäiga vundamendisõlmega postid. Pikisuunas on horisontaalsete jõudude ülekandmiseks talade otste vahel paiknevaid pikivardaid. Horisontaalsete koormuste vastuvõtmiseks ja vundamentidele kandmiseks kasutatakse seinte tasapinda paigutatud vertikaalseid silediagonaale.

Sidemetesüsteem arvutatakse liigendliidetega varrasskeemina. Sõrestiku diagonaalvardad on kavandatud töötama ainult tõmbele. Sõrestiku koormamisel eeldatakse, et survele allutatud diagonaalsidemed nõtkuvad välja ja kandevõimet ei oma. Sidevarraste staatika arvutuste aluseks on võetud tasapindsete raamide arvutustel saadud horisontaalreaktsioonid.

3 KOORMUSED

3.1 ALALISKOORMUSED

Alaliskoormuste hulka loetakse konstruktsioonide omakaalukoormus. Käesolevas projektis ei nähta ette konstruktsioonidele rakendatavaid täiendavaid koormusi statsionaarsetest seadmetest ja mittekonstruktsioonelementidest. Konstruktsioonide omakaalukoormused määratakse projektmõõtmete ja materjalide mahukaalu järgi. Terasprofiilide kaalu määramiseks on kasutatud Ehituskonstruktori Käsiraamatus toodud tabelleid enamkasutatavate ristlõigete põhiantmetega. Katuslael ja seintel kasutatavate profiilplekkide ja kergroovide kaal on võetud tootja spetsifikatsioonidest ning esitatud tabelites 3.1 ja 3.2.

Profiil	t (mm)	H (mm)	Kaal kg/m
Z120	1,2	120	2,1
Z200	2,0	200	5,6

Tabel 3.1. Kergroovide ristlõike kaal (Ruukki kergroovide spetsifikatsioon)

Profiilplekk	t mm	H mm	Kaal kg/m ²
T20	0,6	20	2,11
T45	0,7	45	7,18

Tabel 3.2. Profiilplekkide kaal (Ruukki profiilplekkide spetsifikatsioon)

3.2 MUUTUVKOORMUSED

Hoone projekteerimisel on arvestatud konstruktsioonidele mõjuvateks muutuvkoormusteks lume- ja tuulekoormus. Karkassile ei rakendata eksploatatsiooni käigus esinevaid kasuskoormusi.

3.2.1 LUMEKOORMUS

Maapinna lumekoormuse normatiivne väärtus määratakse vastavalt standardi EVS-EN 1990:2002 punktis 4.1.2(7)P toodud maapinna normatiivse lumekoormuse määratluse kohaselt. Normatiivne lumekoormus maapinnal määratakse lähtuvalt selle iga-aastasest ületamise tõenäosusest 0,02. Arvestamata on jäetud erakordne lumekoormus, mille all mõistetakse äärmiselt ebatõenäolise, erandliku lumesaju järel maapinnal esinevat lumekoormust. (EVS-EN 1991-1-3:2006 jaotis 1.6).



Joonis 3.1. Eesti ehituslik lumekoormuste kaart. (EVS-EN 1991-1-2:2006)

Käesoleva projekti puhul on maapinna normatiivne lumekoormus võetud vastavalt EVS-EN 1991-1-2:2006 rahvuslikus lisas toodud joonisele NA.4.1. Tartu maakonnas, Haaslava vallas on maapinnale mõjuva normatiivse lumekoormuse väärtuseks märgitud:

$$S_K = 1,5 \frac{kN}{m^2}$$

Katusele mõjuva lumekoormuse normatiivne väärtus määratakse valemiga:

$$q_{k,lumi} = \mu_1 \cdot S_K \quad (3.1)$$

Kus:

μ_1 - lumekoormuse kujutegur, mille väärtus on võetud vastavalt tabelile 3.3.

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

Tabel 3.3. Ühekaldelise katuse lumekoormuse kujutegurid. (EVS-EN 1991-1-2:2006)

Projekteeritava varjualuse katuse kaldenurk $\alpha = 4^\circ$, millele vastab $\mu_1 = 0,8$.

Katusele mõjuva lumekoormuse normatiivne väärtus vastavalt valemile 3.1 :

$$q_{k,lumi} = \mu_1 \cdot S_K = 0,8 \cdot 1,5 = 1,2 \frac{kN}{m^2}$$

3.2.2 TUULEKOORMUS

Konstruksioonidele mõjuva tuulekoormuse normatiivsed väärtused arvutatakse vastavalt standardis EVS-EN 1991-1-4:2007 toodud juhisteile.

3.2.2.1 TUULEKOORMUS EHTISE VÄLISPINDADELE

Konstruksioonide välispindadele mõjuv tuulerõhk arvutatakse valemiga:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (3.2)$$

Kus:

$q_p(z)$ - tippkiirusrõhk

c_{pe} - välisrõhu rõhutegur

Tippkiirusrõhu määramiseks kasutatakse standardis toodud soovituslikku avaldist:

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (3.3)$$

Kus:

$c_e(z)$ - ekspositsioonitegur, mis arvutatakse avaldisega:

$$c_e(z) = c_r^2(z) \cdot c_0^2(z) \cdot [1 + 7 \cdot I_v(z)] \quad (3.4)$$

q_b - tuule baaskiirusrõhk, mis arvutatakse valemiga:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (3.5)$$

$c_r(z)$ - karedustegur, mis arvutatakse valemiga:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (3.6)$$

$I_v(z)$ - turbulentsi intensiivsus, mis arvutatakse valemiga:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (3.7)$$

k_r - maastikutüübi tegur, mis arvutatakse valemiga:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (3.8)$$

Vastavalt standardi rahvuslikus lisas toodud juhenditele, kasutatakse arvutustes järgnevaid soovituslikke väärtusi:

$\rho = 1,25 \frac{kg}{m^3}$ - Õhu tihedus

$k_1 = 1,0$ - Tuule turbulentsi tegur

$c_0(z) = 1,0$ - Pinnavormitegur tasase maastiku puhul

$v_b = 21 \frac{m}{s}$ - Tuule baaskiirus sisemaal. Eestis ei kasutata tuule baaskiiruse määramisel täiendavaid aastaaja- ja suunategureid.

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

Tabel 3.4. Maastikutüübid ja maastiku parameetrid (EVS-EN 1991-1-4/NA: 2007)

Projekteeritav hoone asub tasase pinnamoega maapiirkonnas, kus maastik on madala taimkattega ja üksikute takistuste omavaheline kaugus võrdub vähemalt 20-kordse kõrgusega. Antud olukorrale vastab tabelis 3.4 II maastikutüüp.

Vastavalt tabelile 3.4:

$z_0 = 0,05m$ - karedusmõõt II maastikutüübi puhul

$z_{min} = 2m$ - miinimumkõrgus

$z = 5,5m$ - hoone kõrgus

Lahenduskäik:

Keskmine tuule baaskiirusrõhk vastavalt valemile 3.5:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 21 = 275,6 = 0,276 \frac{kN}{m^2}$$

Turbulentsi intensiivsus vastavalt valemile 3.7:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{5,5}{0,05}\right)} = 0,213$$

Maastikutüübi tegur vastavalt valemile 3.8:

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

Karedustegur vastavalt valemile 3.6:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,19 \cdot \ln\left(\frac{5,5}{0,05}\right) = 0,893$$

Ekspositsioonitegur vastavalt valemile 3.4

$$c_e(z) = c_r^2(z) \cdot c_0^2(z) \cdot [1 + 7 \cdot I_v(z)] = 0,893^2 \cdot 1^2 \cdot [1 + 7 \cdot 0,213] = 1,99$$

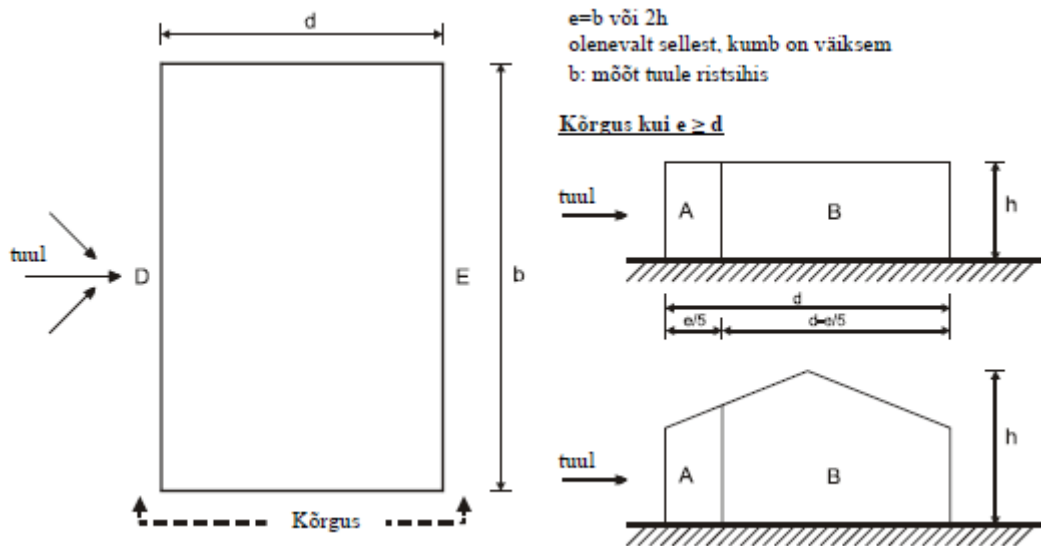
Tippkiirusrõhu normatiivne väärtus vastavalt valemile 3.3:

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b = 1,99 \cdot 0,276 = 0,549 \frac{kN}{m^2}$$

3.2.2.2 TUULEKOORMUS SEINTEL

Vertikaalsete seinte koormustsoonid on kujutatud joonisel 3.2. Hoone seintele mõjuvate tuulekoormuste arvutamiseks vajalikud välisrõhutegurid leitakse tabelist 3.5. Tuulega koormatud pinnad on suuremad kui $10 m^2$, mistõttu kasutatakse üldist välisrõhutegurit $c_{pe,10}$. Kuna hoone kõrgus h on väiksem kui laius b , vaadeldakse hoonet kõrguse suhtes üheosalisena.

Kuna tegemist on hoonega, mille $h/d \leq 1$ on lubatud standardi punktis 7.2.2.(3) vähendada resultantkoormust teguriga 0,85.



Joonis 3.2: Vertikaalsetele seinte koormustsoonid (EVS-EN 1991-1-4/NA: 2007)

Tsoon	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Tabel 3.5. Välisrõhutegurid ristkülikulise põhiplaaniga hoonete vertikaalsetele seintele (EVS-EN 1991-1-4/NA: 2007)

$$b = L = 60m > 2 \cdot h = 2 \cdot 5,5 = 11m \rightarrow e = 2 \cdot h = 11m$$

$$d = 10m$$

$$\frac{h}{d} = \frac{5,5}{10} = 0,55$$

Normatiivsed koormused erinevatele koormustsoonidele vastavalt valemile 3.2, kasutades vähendustegurit 0,85:

$$w_e = q_p(z_i) \cdot c_{pe,10} \cdot 0,85$$

$$w_{e,A} = 0,549 \cdot (-1,2) \cdot 0,85 = -0,550 \frac{kN}{m^2}$$

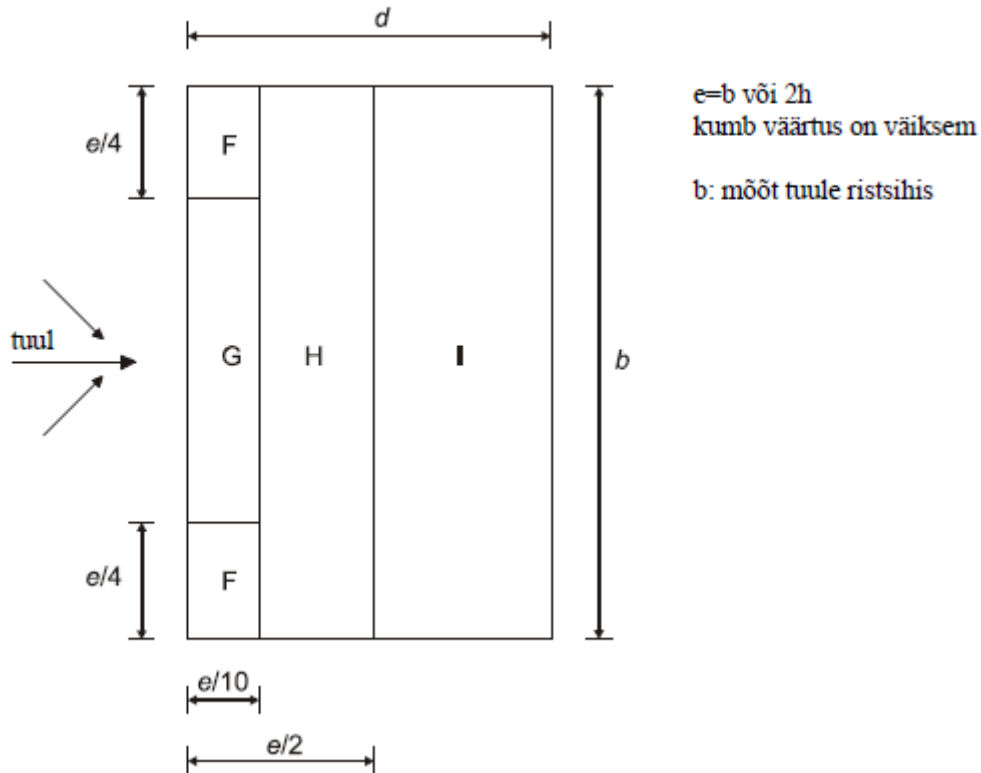
$$w_{e,B} = 0,549 \cdot (-0,8) \cdot 0,85 = -0,373 \frac{kN}{m^2}$$

$$w_{e,D} = 0,549 \cdot 0,8 \cdot 0,85 = 0,373 \frac{kN}{m^2}$$

$$w_{e,E} = 0,549 \cdot (-0,4) \cdot 0,85 = -0,187 \frac{kN}{m^2}$$

3.2.2.3 TUULEKOORMUS KATUSEL

Katuse koormustsoonid on kujutatud joonisel 3.3. Hoone katusele mõjuvate tuulekoormuste arvutamiseks vajalikud välisrõhutegurid leitakse tabelist 3.6. Kuna tuulega koormatud pinnad on suuremad kui 10m^2 , tuleb kasutada üldist välisrõhutegurit $c_{pe,10}$.



Joonis 3.3. Lamekatuse koormustsoonid (EVS-EN 1991-1-4/NA: 2007)

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

Tabel 3.6. Välisrõhutegurid täisnurkse räästaga lamekatusele (EVS-EN 1991-1-4/NA: 2007)

Normatiivsed koormused erinevatele koormustsoonidele vastavalt valemile 3.2:

$$w_e = q_p(z_i) \cdot c_p$$

$$w_{e,F} = 0,549 \cdot (-1,8) = -0,988 \frac{kN}{m^2}$$

$$w_{e,G} = 0,549 \cdot (-1,2) = -0,659 \frac{kN}{m^2}$$

$$w_{e,H} = 0,549 \cdot (-0,7) = -0,384 \frac{kN}{m^2}$$

$$w_{e,I} = 0,549 \cdot (+0,2) = 0,110 \frac{kN}{m^2}$$

$$w_{e,I} = 0,549 \cdot (-0,2) = -0,110 \frac{kN}{m^2}$$

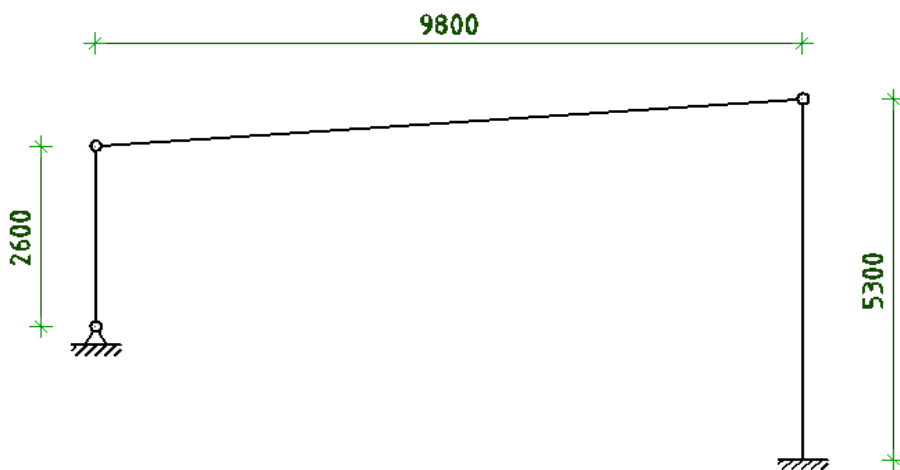
4 ARVUTUSSKEEMID JA SISEJÕUD

Arvutusskeemide koostamist ja sisejõudude määramist on käsitletud standardi EVS-EN 1993-1-1 peatükis 5.

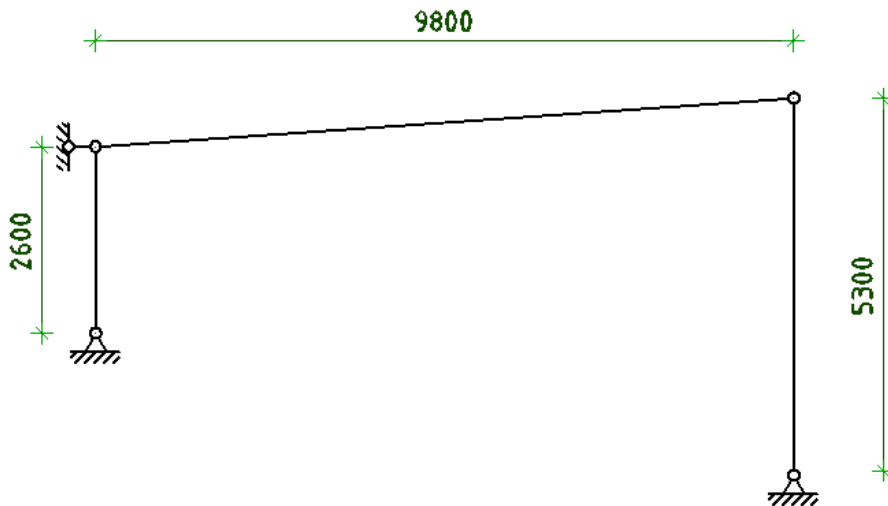
4.1 ARVUTUSSKEEMID

Sisejõudude määramiseks on koostatud vaadeldavate konstruktsioonide käitumist kirjeldavad arvutusskeemid.

Liidete käitumise mõju sisejõudude leidmisel on arvestatud lähtudes liite võimalikust toimimismudelist. Liigendliide peab olema suuteline üle andma vajalikke jõudusid ja pöörduma, ilma et tekiks märkimisväärseid paindemomente. Jäigaks liigitatud liitel peaks olema piisavalt suur pöördumisjäikus tagamaks konstruktsioon täielikul jätkuvusel põhineva arvutusskeemi kasutatavuse. Joonistel 4.1 ja 4.2 on kujutatud mõlema karkassilahenduse arvutuste aluseks olevad varrasskeemid.



Joonis 4.1. Raami varrasskeem konsoolse karkassipostiga lahenduse korral. (mm)



Joonis 4.2: Raami varrasskeem sidesõrestikuga jäigastatud lahenduse korral. (mm)

4.2 ARVUTUSOLUKORRAD

Arvutusolukordadele kohased koormuskombinatsioonid on koostatud lähtudes standardist EVS-EN 1990 ja sellega kaasnevast rahvuslikust lisast. Arvutusolukorrad on valitud, arvestades tingimusi, milles konstruktsioon peab oma otstarvet täitma. Koormusi rakendatakse arvutustes kombinatsioonidena, vastavalt valitud koormusjuhtudele ja piirolukordadele. Käesolevas töös vaadeldakse ainult kande- ja kasutuspiirseisunditele vastavaid alalisi arvutusolukordasid, mis vastavad konstruktsiooni normaalsetele kasutustingimustele.

Arvutusel piirseisundite järgi tuleb valitud arvutusolukordade jaoks välja selgitada kriitilised koormuskombinatsioonid, mis põhjustavad kontrollitavates elementides suurimaid sisejõudusid. Konkreetse elemendi kontrolli jaoks on valitud koormuste võimalikult ebasoodsat asetust arvestavad koormuskombinatsioonid.

4.2.1 KANDEPIIRSEISUNDID

Koormuskombinatsioonide koostamise aluseks on võetud järgmine üldkuju:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.1)$$

Kus:

γ - koormuse osavarutegur;

$G_{k,j}$ - alaliskoormuse normatiivväärtus;

$Q_{k,1}$ - domineeriva muutuvkoormuse normatiivväärtus;

$Q_{k,i}$ - muu muutuvkoormuse normatiivväärtus;

$\psi_{0,i}$ - kombinatsioonitegur;

Osavarutegurite ja kombinatsioonitegurite määramiselt tuleb vahet teha koormuste soodsal ja ebasoodsal mõjul ning muutuvkoormuste domineerivust. Kui ei ole ilmne, milline muutuvkoormustest on domineeriv, tuleb vaadelda erinevaid variante, käsitledes kordamööda iga muutuvkoormust kui domineerivat.

Lähtudes Ehituskonstruktori käsiraamatu tabelites 8.2 ja 8.4 esitatud osavarutegurite ja kombinatsioonitegurite väärtustest, on koostatud järgmised koormuskombinatsioonid:

Koormuskombinatsioon 1 - KK1 (domineeriv lumekoormus, $\psi_{0,tuul} = 0,6$)

$$1,2 \cdot G_{k,omakaal} + 1,5 \cdot Q_{k,lumi} + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Q_{k,tuul}$$

Koormuskombinatsioon 2 – KK2 (domineeriv tuulekoormus, $\psi_{0,lumi} = 0,5$)

$$1,2 \cdot G_{k,omakaal} + 1,5 \cdot Q_{k,tuul} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot Q_{k,lumi}$$

Koormuskombinatsioon 3 – KK3 (kergitav tuulekoormus)

$$1,0 \cdot G_{k,omakaal} + 1,5 \cdot Q_{k,tuul}$$

4.2.2 KASUTUSPIIRSEISUNDID

Kasutuspiirseisundid lähtuvad konstruktsiooni normaalse kasutamise nõuetest. Kasutuspiirseisundi nõuete kontrolli eesmärgiks on tagada hoone kasutusmugavus ja esteetiline välimus. Sõltuvalt sellest, kas kasutuspiirseisundi koormuse põhustatud tagajärjed on jäävad või kaovad koormuse eemaldamisel, jagatakse kasutuspiirseisundid taastumatuteks- ja taastuvateks piirseisunditeks. Koormuskombinatsioonid, mida arvestatakse vastavates arvutusolukordades, peavad olema kooskõlas kasutusnõuete ja –tingimustega. Käesoleva hoone puhul on tegu kerge karkasshoonega, millel ei teki kasutuspiirseisundi ületamisel jäävaid kahjustusi. Seetõttu võib kontrollil kasutada kasutuspiirseisundi tavalist koormuskombinatsiooni.

Kasutuspiirseisundi tavakombinatsioonide koostamise aluseks on võetud järgmine üldkuju:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \quad (4.2)$$

Antud hoone puhul on kahtlemata kasutuspiirseisundi domineerivaks koormuseks lumekoormus, seetõttu koostatakse koormuskombinatsioon vastavalt sellele. Lähtudes Ehituskonstruktori käsiraamatu tabelites 8.2 ja 8.4 esitatud osavarutegurite ja

kombinatsioonitegurite väärtustest, on kasutuspiiriseisundi koormuskombinatsioon järgmine:

Koormuskombinatsioon 4 – KK4 (tavaline kasutuspiiriseisund, $\psi_{1,lumi} = 0,2$)

$$G_{k,omakaal} + 0,2 \cdot Q_{k,lumi}$$

4.3 SISEJÕUD

Konstruksioonide staatika arvutusteks on kasutatud programmi Autodesk Robot Structural Analysis. Sisejõudude leidmine toimub lineaarse teooria alusel, lähtudes konstruktsiooni algkujust. Programmi koostatud sisejõudude epüürid on esitatud vastavate konstruktsioonelementide kontrollil. Sisejõudude epüüridelt saadavad väärtused on võetud aluseks tugevuskontrollide teostamisel.

Lineaarse teooria kasutamine sisejõudude määramisel on lubatud juhul, kui koormustest tingitud deformatsioonide mõju sisejõudude suurenemisele ja konstruktsiooni käitumisele on tühised. Vastasel juhul, kui nende mõju on märkimisväärne, tuleb sisejõudude leidmiseks kasutada mittelineaarset teooriat, kus on arvestatud konstruktsioonide deformatsioonide mõju. Lähemalt on deformatsioonide mõjust sisejõududele kirjeldatud punktis 4.3.2.

Sisejõudude leidmisel tuleb arvestada raami sõlmede siirdumisega. Sõlmede siirduvusest sõltub raami deformeeruvus ning sellest omakorda varraste nõtkepikkused ja sisejõud. Siirdumatute sõlmedega raami all mõistetakse varraskonstruktsiooni, kus sidemed, diafragmad või mõni muu jäigastav meetod vähendab raami horisontaalsiirdeid vähemalt 80% võrra. Kõiki muid raame tuleks lugeda siirduvate sõlmedega raamideks.

4.3.1 ALGHÄLVETE MÕJU SISEJÕUDUDELE

Varraskonstruktsioonide alghälbeid ja nende mõju sisejõududele käsitletakse standardi EVS-EN 1993-1-1 jaotises 5.3. Alghälvete all mõistetakse põhiliselt konstruktsiooni geomeetrilisi hälbeid. Alghälbed põhjustavad varrastes ja liidetes suuremaid paindemomente, mida tuleb varraste ja sõlmede kontrollimisel arvesse võtta.

4.3.1.1 ÜLDHÄLBED

Üldhälvete all mõistetakse tavaliselt varraskonstruktsioonide postide algkaldeid. Kui reaalselt mõjub suur horisontaal- ja väike vertikaalkoormus, muutub algkallede mõju sisejõududele marginaalseks.

Algkalde mõju võib hoonete raamide puhul jätta arvestamata, kui on täidetud tingimus:

$$H_{Ed} \geq 0,15 \cdot V_{Ed} \quad (4.3)$$

Kus:

H_{Ed} - summaarne horisontaalkoormus

V_{Ed} - summaarne vertikaalkoormus

Ühekordsete, siirduvate sõlmedega raamide puhul on üldhävete arvestamine tavapärane. Siirdumatute sõlmedega raamid, kus raami jäikus on tagatud näiteks sidemetesüsteemiga, tuleb alghävete mõju arvestada jäigastavate elementide arvutamisel. Selleks rakendatakse sidemetesüsteemile lisaks reaalsele koormustele ka alghävetest tingitud fiktiivsed koormused.

Käesolevas töös vaadeldavate karkassilahenduste puhul on üldhävete vaatenurgast tegemist identsete konstruktsioonidega, mille kandmiku moodustab kahe posti ja riiviga raam.

Üldhävete arvestamine vastavalt tingimusele 4.3:

KK1 (domineeriv lumekoormus)

$$V_{Ed} = F_z^A + F_z^B = 56,46 + 56,29 = 112,8 \text{ kN}$$

$$H_{Ed} = F_x^A + F_x^B = 1,07 + 10,01 = 11,08 \text{ kN}$$

$$H_{Ed} = 11,08 \leq 0,15 \cdot V_{Ed} = 16,92 \text{ kN} \rightarrow \text{peab arvestama}$$

KK2 (domineeriv tuulekoormus)

$$V_{Ed} = F_z^A + F_z^B = 33,54 + 32,60 = 66,14 \text{ kN}$$

$$H_{Ed} = F_x^A + F_x^B = 1,79 + 16,68 = 18,47 \text{ kN}$$

$$H_{Ed} = 18,47 \geq 0,15 \cdot V_{Ed} = 9,92 \text{ kN} \rightarrow \text{ei pea arvestama}$$

Varraskonstruktsiooni üldhälve määratakse järgmise valemiga:

$$\varphi = \varphi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (4.4)$$

Kus:

$$\varphi_0 \quad - \text{hälbe põhiväärtus:} \quad (4.5)$$

$$\varphi_0 = \frac{1}{200} = 0,005$$

$$\alpha_h \quad - \text{kõrgusest sõltuv vähendustegur:} \quad (4.6)$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{5,5}} = 0,853; \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

$$\alpha_m \quad - \text{raami postide arvust sõltuv vähendustegur:} \quad (4.7)$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0,866 \leq 1,0$$

m - postide arv reas, mille vertikaalkoormus on vähemalt 50% vaadeldavas vertikaaltasandis paiknevate postide keskmisest koormusest.

Põhiraamide üldhälve vastavalt valemile 4.4:

$$\varphi = \varphi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0,005 \cdot 0,853 \cdot 0,866 = 0,00369$$

4.3.1.2 KOHALIKUD HÄLBED

Kohalike hälvete all mõistetakse tavaliselt varraste algkõverust. Varraste algkõveruste mõju vaadeldakse EVS-EN 1993-1-1 jaotises 5.3.4. Üldjuhul on kohalike hälvete mõju stabiilsusarvutustel juba arvesse võetud ristlõikele kohase nõtkekõvera valikul.

Vastavalt jaotisele 5.3.2.(6) tuleb siiski kontrollida vähemat ühest otsast jäigalt kinnitatud varda puhul tingsaleduse vastavust tingimusele:

$$\lambda_y < 0,5 \cdot \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{Ed}}} \quad (4.8)$$

Valemis kasutatava tingsaleduse leidmiseks võetakse varda pikkus võrdseks tema geomeetrilise pikkusega. Kui tingsaledus ületab antud väärtust, peab arvestama, et nõtkekõverad ei taga kohalike hälvete piisavat arvestamist. Sellisel juhul tuleb lisaks üldhälvetele võtta stabiilsusarvutustes arvesse ka varda algkõverust, kasutades selleks näiteks fiktiivset koormust.

Kui jäigastussüsteem (sidemed) on mõeldud painutatud või surutud varraste, näiteks katusesõrestike või -talade surutud vööde külgsuunalise stabiilsuse tagamiseks, tuleks toetatavate varraste algkõverust arvestada jäigastussüsteemi arvutamisel. Antud juhul on katusetalade stabiilsus tagatud katuseroovide ja väändetugedega, mistõttu võib kohalike hälvete võimalikku mõju jäigastussüsteemi arvutamisel arvestamata jätta.

4.3.2 DEFORMEERUNUD KUJU MÕJU SISEJÕUDUDELE

Deformeerunud kuju mõju varraskonstruksioonide sisejõududele on käsitletud standardi EVS-EN 1993-1-1 jaotises 5.2.1. Vastavalt toodud juhiste, tuleb deformatsioonide mõju arvestada siis, kui need mõjutavad oluliselt konstruktsiooni käitumist.

Mittelineaarset teooriat sisejõudude leidmisel tuleb rakendada enamasti just siirduvate sõlmedega ühekorruseliste raamide puhul.

Käesolevas töös käsitletakse kahte erinevat karkassilahendust. Esimesel juhul on karkassi põikstabiilsuse tagamine lahendatud täielikult sidesõrestikuga, mistõttu võib seda lugeda siirdumatute sõlmedega raamiks. Teisel juhul on põikstabiilsuse tagamiseks kasutatud teljel C paiknevaid konsoolseid, jäiga vundamendisõlmega poste. Konsoolsete postide puhul tuleb raam lugeda siirduvate sõlmedega raamiks ning selle sisejõudude leidmisel peab arvestama konstruktsiooni deformatsioonide mõjuga.

Kriteeriumiks, kas kasutada lineaarset või mittelineaarset teooriat on suurus:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{V_{Ed}} \quad (4.9)$$

Kus:

F_{cr} - konstruktsiooni stabiilsuskaole vastav elastsusteooria kohane, algjäikusel põhinev kriitiline koormus;

V_{Ed} - raamile mõjuv summaarne vertikaalkoormus;

Lineaarse teooria kasutamine on lubatud, kui $\alpha_{cr} > 10$. Selle tingimuse eelduseks on, et karkassi lahendamisel kasutatakse elastset arvutusskeemi. Käesolevas töös ei esine karkasside kandepiiriseisundites plastseid liigendeid ega nendest tingitud sisejõudude ümberjaotumist. Seetõttu võib antud tingimuse lugeda täidetuks.

Praktikas võib osutada raami kui terviku elastse kriitilise koormuse leidmine üsna töömahukaks, mistõttu on standardi EVS-EN 1993-1-1 punktis 5.2.1(4)B antud soovitus kasutada selleks ligikaudset valemit:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \cdot \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (4.10)$$

Kus:

H_{Ed} - reaalsele ja fiktiivsetele koormustele vastav summaarne horisontaalreaktsioon;

$\delta_{H,Ed}$ - summaarsetest horisontaalkoormustest tingitud raami siire;

h - vaadeldava korruse kõrgus;

Mitmete erinevate jõududega koormatud varrassüsteemide horisontaalsiirde leidmine võib osutada võrdlemisi töömahukas, mistõttu arvutuste lihtsustamiseks võib ühekordsetel raamid kasutada ka riivi tasandisse rakendatud ühikjõudu ja sellele vastavat siiret.

Käesoleval juhul on raami horisontaalsiire lihtsalt leitav, kui käsitleda raami jäikust tagavat posti vertikaalse konsoolina. Posti profiiliks on ristkülikuline nelikanntoru 200x100x6. Rakendades konsooli otsa ühikkoormuse $H_{Ed} = 1 \text{ kN}$, saab vastavalt Ehituskonstruktori käsiraamatu tabelist 4.1 võetud valemiga leida konsoolse varda otsa paigutise.

Konsooli otsa paigutis ühikkoormuse mõjul:

$$\delta_{H,Ed} = \frac{H_{Ed} \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I} = \frac{1 \cdot 10^3 \cdot 5300^3}{3 \cdot 210000 \cdot 1703 \cdot 10^4} \cdot 10^3 = 13,9 \text{ mm}$$

Kus:

$I = 1703 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$ - posti ristlõike inertsimoment painutatava telje suhtes

Raami elastne kriitiline koormus ligikaudse valemiga 4.10:

KK1 (domineeriv lumekoormus)

$$V_{Ed1} = F_z^A + F_z^B = 56,46 + 56,29 = 112,8 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed1}} \right) \cdot \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) = \left(\frac{1}{112,8} \right) \cdot \left(\frac{5300}{13,9} \right) = 3,39 \leq 10$$

KK2 (domineeriv tuulekoormus)

$$V_{Ed2} = F_z^A + F_z^B = 33,54 + 32,60 = 66,14 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed2}} \right) \cdot \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) = \left(\frac{1}{66,14} \right) \cdot \left(\frac{5300}{13,9} \right) = 5,76 \leq 10$$

Koormuskombinatsioonis 3 on tuule kergitava toime tõttu post tõmmatud. Sellest tulenevalt ei saa tekkida ka ekstsentrilisest survest tingitud deformatsioone, ning selles koormuskombinatsioonis raami elastset kriitilist koormust ei leita.

Arvutustest selgub, et konstruktsioon on tundlik teist järku mõjuritetele ning deformeerunud kuju peab arvestama tugevuskontrollidel KK1 ja KK2 järgi.

Teist järku mõjureid (geomeetrilist mittelineaarsust) arvestav tegur leitakse järgmise valemiga:

$$k_\alpha = \frac{1}{1 - 1/\alpha_{cr}} \quad (4.11)$$

Teist järku mõjureid arvestav tegur koormuskombinatsioonile vastavalt valemile 4.11:

Koormuskombinatsioonis 1:

$$k_{\alpha1} = \frac{1}{1 - 1/\alpha_{cr}} = \frac{1}{1 - 1/3,39} = 1,42$$

Koormuskombinatsioonis 2:

$$k_{\alpha2} = \frac{1}{1 - 1/\alpha_{cr}} = \frac{1}{1 - 1/5,76} = 1,21$$

Saadud teguriga korrutatakse läbi tegelikke ja fiktiivseid horisontaalkoormusi või nende tulemeid. Käesoleval juhul korrutatakse sellega läbi lineaarse teooria abil leitud postile mõjuvat paindemomenti. Saadud tulemit tuleks kasutada posti ristlõigete ja vundamendisõlme kontrollimisel ja vundamendi dimensioneerimisel. Vastavalt standardile ei pruugi suurendatud paindemomentide väärtusi kasutada surutud elementide (postide) stabiilsuskontrollil, kui selleks kasutatakse ehitusmehhaanikale kohaseid nõtkepikkusi. Käesoleval juhul ei ole raami posti nõtkepikkus üheselt määratav kuna konsoolsele postile „toetub“ läbi raami riivi ka teljel A paiknev pendelpost. Seetõttu kasutatakse suurendatud paindemomentide väärtusi ka posti stabiilsuse kontrollimisel.

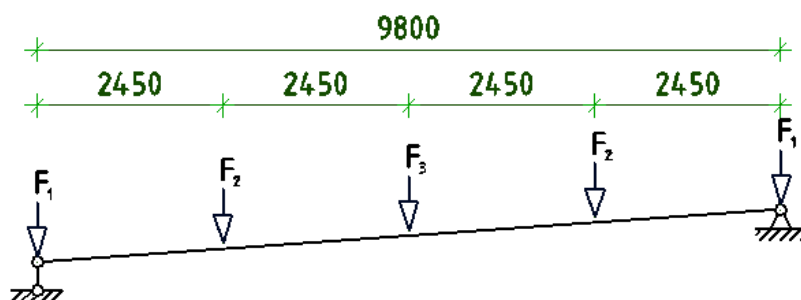
Vastavalt standardile on lubatud teist järku sisejõudude mõju arvestada ka ainult suurendatud nõtkepikkuse kaudu. Praktikas on antud meetod siiski ebasoovitav kuna sellisel juhul jäävad liidete ja vundamendi arvutusel alghälvete mõjud arvestamata.

5 TALADE ARVUTUS

Talade arvutusel on lähtunud standardis EVS-EN 1993-1-1:2006 toodud juhistest. Tala tugevuskontrolli näitena on toodud kandekonstruktsiooni peatala MT-1-01 arvutus sidesõrestikuga jäigastatud karkassilahenduse korral. Andmed ülejäänud talade kohta on esitatud peatükis 9 vastavates tabelites.

5.1 KONSTRUKTSIOONI KIRJELDUS

Terastalastiku puhul kasutatakse telgedel 2...12 IPE270 profiilist talasid. Tala sisejõudude leidmise aluseks olev arvutusskeem on esitatud joonisel 5.1. Tala sildeava on 9,8m. Katuslaelt tulevad koormused kantakse talale läbi roovide. Arvutusskeemil kujutatud punktkoormustena on talale rakendatud vastavate katuseroovide toereaktsioonid. Kandva profiilpleki arvutamisel Ruukki programmiga Poimu, on arvutuste lõpparuandest lihtne leida tugelede mõjuvaid toereaktsioone.



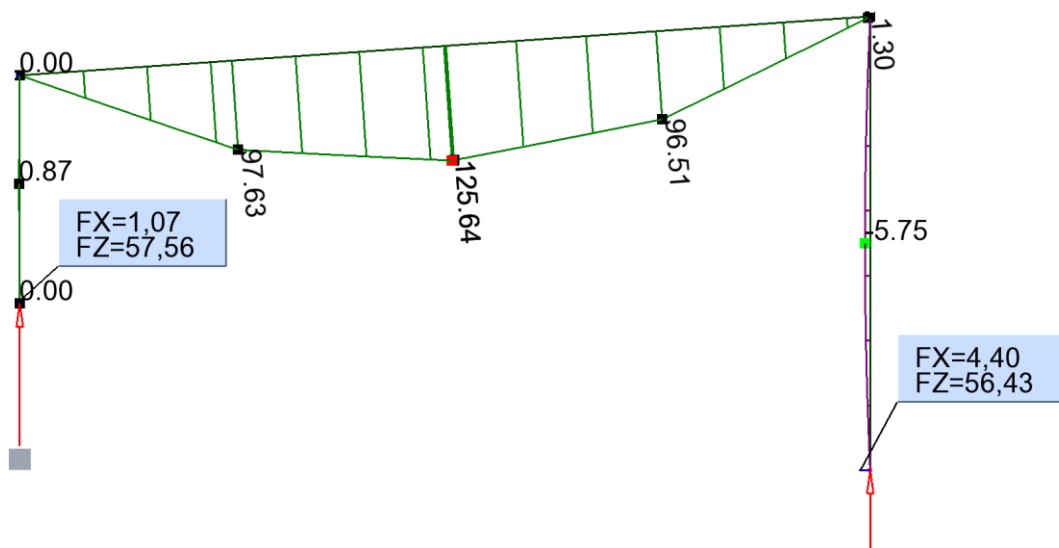
Joonis 5.1. Katusetala arvutusskeem (mm)

5.2 SISEJÕUD VÄLISKOORMUSTEST

Karkassile mõjuvad koormusi ja neist tingitud sisejõudusid on käsitletud peatükkides 3 ja 4.

Tala staatika arvutusteks on kasutatud programmi Autodesk Robot Structural Analysis. Programmi koostatud sisejõudude epüürid on olnud töös mittekajastuvate dimensioneerimis- ja lähendusarvutuste aluseks.

Tala kontrollimisel kasutatakse tala kandevõime seisukohalt ebasoodsaimat koormuskombinatsiooni. Kuna kandevõime seisukohalt osutus määravaks 1. koormuskombinatsioon, siis on tugevusarvutused teostatud just sellest lähtuvalt. Tala paindemomendi epüür on esitatud joonisel 5.1.



Joonis 5.2. M-epüür 1. Koormuskombinatsioonis ja toereaktsioonid (kNm, kN)

Kuna kontrollitava karkassilahenduse korral on laetalad ühtlasi ka horisontaalse sidesõrestiku survevarrasteks, tuleb sellest tingitud survejõud arvesse võtta. Koormuskombinatsioonis 1 mõjub laetaladele survejõud:

$$N_{Ed} = 30,09 \text{ kN}$$

5.3 TALA TUGEVUSARVUTUSED

Käesolevas töös mittekajastuvate lähendusarvutuste alusel eeldatakse, et katuse peatalaks sobib I-profiil IPE 270

Tala IPE 270 põhiandmed vastavalt Ehituskonstruktori käsiraamatu tabelile 12.8:

$g_{k,tala} = 36,1 \frac{kg}{m}$	- omakaal
$A = 4590 \text{ mm}^2$	- ristlõike pindala
$h = 270 \text{ mm}$	- ristlõike kõrgus
$b = 135 \text{ mm}$	- ristlõike laius
$h_w = 223,6 \text{ mm}$	- ristlõike seina kõrgus
$t_w = 6,6 \text{ mm}$	- ristlõike seina paksus
$t_f = 10,2 \text{ mm}$	- ristlõike vöö paksus
$W_{pl,y} = 484 \text{ cm}^3$	- plastne vastupanumoment y-telje suhtes
$i_y = 112 \text{ mm}$	- inertsiraadius y-telje suhtes
$i_z = 30,2 \text{ mm}$	- inertsiraadius z-telje suhtes

$I_z = 419,9 \text{ cm}^4$ - inertsimoment z-telje suhtes

$I_t = 16,0 \text{ cm}^4$ - vabaväände inertsimoment

$I_w = 70600 \text{ cm}^6$ -sektoriaalinertsimoment

Tala terase klass S355 ($f_y = 355 \text{ MPa}$)

5.3.1 PROFIIILI RISTLÕIKEKLASS

Profiilide ristlõikeklasside määramist kirjeldatakse standardi EVS-EN 1993-1-1:2006 punktis 5.5. Surutud või mõnel muul moel koormatud varraste puhul, kus terve või osa ristlõikest on allutatud survepingele, tuleb arvutustes lähtuda ristlõikeklassidest. Ristlõikeklasside klassifikatsiooni eesmärgiks on kirjeldada ristlõike kohaliku stabiilsuse kadu ja selle mõju ristlõike kande- ja pöördumisvõimele.

Kontrollitava IPE profiiliga tala ristlõikeklassi määramisel on lähtutud EVS-EN 1993-1-1:2006 tabelist 5.2.

IPE 270 profiili surutud osade ristlõikeklassid:

Painutatud sein:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{223,6}{6,6} = 30,1 < 72\varepsilon = 58,3 \rightarrow RK 1 \quad (5.1)$$

Surutud vöö:

$$c = \frac{b}{2} = \frac{135}{2} = 67,5 \text{ mm} \quad (5.1)$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{67,5}{10,2} = 6,62 < 9\varepsilon = 7,29 \rightarrow RK 1$$

Järelikult kuulub kogu ristlõige klassi 1.

Tala terase tugevusklassi mõju arvestatakse teguriga:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814 \quad (5.3)$$

5.3.2 TALA RISTLÕIKE TUGEVUSKONTROLL

Ristlõigete kandevõimet käsitletakse standardis EVS-EN 1993-1-1:2006 jaotises 6.2.

Ristlõike paindekandevõime:

$$M_{y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{484 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-6} = 171,8 \text{ kN} \geq M_{Ed} = 125,6 \text{ kN} \quad (5.4)$$

Ristlõike survekandevõime:

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{4590 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 1629 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 30,09 \text{ kN} \quad (5.5)$$

Pikijõu mõju:

Vastavalt standardi punktile 6.2.9(4) võib kaksiksümmeetriliste I- ja H-profiilide paindel tugevama telje suhtes võib pikijõu mõju plastsele paindekandevõimele hüljata, kui on täidetud järgnevad tingimused:

$$N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd} \quad (5.6)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.7)$$

Profiili kontroll vastavalt tingimustele 5.6 ja 5.7:

$$N_{Ed} = 30,09 \text{ kN} \leq 0,25N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 1629 = 407,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 30,09 \text{ kN} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,5 \cdot 223,6 \cdot 6,6 \cdot 355}{\gamma_{M1}} = 261,9 \text{ kN}$$

Järelikult võib pikijõu mõju arvestamata jätta.

Lõikekandevõime:

Ristlõike plastset põikjõukandevõimet (lõikekandevõimet) käsitletakse standardis EVS-EN 1993-1-1:2005+NA:2006 jaotises 6.2.6.

Käesoleval juhul asub paindemomendi maksimumväärtus tala keskosas, kus paikneb põikjõu miinimumväärtus. Seetõttu ei vaadelda siin põikjõu mõju paindekandevõimele.

Kuna lõikekandevõime on suure tõenäosusega tagatud, siis kasutatakse kontrollarvutuses lihtsustusena lõikepindalaks ristlõike seina pindala:

$$A_v = h_w \cdot t_w = 223,6 \cdot 6,6 = 1476 \text{ mm}^2$$

Eeldusel, et ristlõikes ei esine väändepingeid, võib plastse lõikekandevõime leida valemiga:

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{1476 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1,0} \cdot 10^{-3} = 302,5 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 57,56 \text{ kN} \quad (5.8)$$

5.3.3 TALA SEINA NIHKESTABIILSUS

Tala seina nihkestabiilsust käsitletakse standardis EN 1993-1-5. Tala seina nihkestabiilsuse võib lugeda tagatuks, kui seina kõrguse ja paksuse suhe rahuldab tingimust:

$$\frac{h_w}{t_w} < 60\varepsilon \quad (5.9)$$

Nihkestabiilsuse vastavuse kontroll tingimusele 5.9:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{223,6}{6,6} = 33,88 < 60\varepsilon = 48,60$$

Antud juhul on tala seina nihkestabiilsus tagatud ja arvutusliku toeribi kasutamiseks pole vajadust. Joonistel nähtav tala otsaribi on lisatud konstruktiivsetel kaalutlustel ning on vajalik seinaroovide kinnituskonsoolide ja pikisidemete paigaldamiseks.

5.3.4 TALA ÜLDSTABIILSUS

5.3.4.1 TALA NÕTKEKANDEVÕIME

Ühtlase ristlõikega tsentriselt surutud varda nõtkekandevõimet käsitletakse standardi EVS-EN 1993-1-1 jaotises 6.3.1.1.

Varda paindenõtkte tagamiseks peab olema täidetud järgnev tingimus:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} \quad (5.10)$$

Arvutuslik nõtkekandevõime $N_{b,Rd}$ arvutatakse ristlõikeklassides 1, 2 ja 3 valemiga:

$$N_{b,Rd} = \chi \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.11)$$

Kus:

χ - nõtketegur, mille suurus sõltub varda tingsaledusest $\bar{\lambda}$ ning mis arvutatakse valemiga:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad (5.12)$$

Kus:

Φ - nõtkekõverast sõltuv abisuurus, mis arvutatakse valemiga:

$$\Phi = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (5.13)$$

$\bar{\lambda}$ - ristlõikeklassile vastav tingsaledus

α - ristlõike omadustele vastav hälbetegur

Tingsaledust paindenõtkel käsitleb EVS-EN 1993-1-1 jaotis 6.3.1.3. Seal olevad valemid võib teisendada kujule:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{eff,y}}{\pi \cdot i_y} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (5.14)$$

LAHENDUSKÄIK:

Tala nõtkepikkused:

Tala nõtkepikkuste määramisel on lähtutud tala geomeetrisest pikkusest ja kinnitustingimustest.

$$L_{eff,y} = L = 9800 \text{ mm}$$

$$L_{eff,z} = 2450 \text{ mm}$$

Varda tingsaledused mõlema telje suhtes vastavalt 5.14:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{eff,y}}{\pi \cdot i_y} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{9800}{\pi \cdot 112} \cdot \sqrt{\frac{355}{210000}} = 1,145$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{eff,z}}{\pi \cdot i_z} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{2450}{\pi \cdot 30,2} \cdot \sqrt{\frac{355}{210000}} = 1,062$$

Nõtkekõverate valik:

Nõtkekõvera valik teostatakse vastavalt EVS-EN 1993-1-1:2006 tabelis 6.1 esitatud ristlõike parameetrite järgi.

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2,0 \geq 1,2; \quad t_f = 10,2 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Tabeli EVS-EN 1993-1-1: 2006 tabelist 6.2 kohaselt on profiili nõtkekõverad:

- Y-telje suhtes nõtkekõver „a“, millele vastav hälbetegur $\alpha_y = 0,21$
- Z-telje suhtes nõtkekõver „b“, millele vastav hälbetegur $\alpha_z = 0,34$

Abisuurused ϕ :

$$\phi_y = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,21(1,145 - 0,2) + 1,145^2 \right] = 1,255$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,34(1,062 - 0,2) + 1,062^2 \right] = 1,210$$

Nõtketegurid:

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,255 + \sqrt{1,255^2 - 1,145^2}} = 0,566$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,210 + \sqrt{1,210^2 - 1,062^2}} = 0,559$$

Varda nõtkekandevõime mõlema telje suhtes:

$$N_{by,Rd} = \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,566 \cdot 4590 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 922,3 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 30,09 \text{ kN}$$

$$N_{bz,Rd} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,559 \cdot 4590 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 910,9 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 30,09 \text{ kN}$$

5.3.4.2 TALA KIIVEKANDEVÕIME:

Tala surutud vöö on roovidevahelisel alal külgsuunas toetamata. Seetõttu tuleb kandevõime arvutamisel võtta arvesse tala võimalikku kiivumist selles vahemikus.

Vastavalt EVS-EN 1993-1-1 jaotisele 6.3.2.1 leitakse külgsuunas toetamata tala arvutuslik kiivekandevõime valemiga:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times W_y \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (5.12)$$

Kus:

$W_y = W_{pl,y}$ - ristlõikeklassides 1 või 2

$W_y = W_{el,y}$ - ristlõikeklassis 3

$W_y = W_{eff,y}$ - ristlõikeklassis 4

χ_{LT} - kiivetegur

Paindele töötavate valtsprofiilide või nendega sarnaste proportsioonidega keevisprofiilide tingsaledusele vastav kiivetegur χ_{LT} arvutatakse valemiga:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \times \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ kusjuures } \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \text{ ja } \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (5.13)$$

Abisuurus Φ_{LT} arvutatakse valemiga:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \times \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (5.14)$$

Kus:

α_{LT} - kiivekõverale vastav hälbetegur

Kiivetingaledus $\bar{\lambda}_{LT}$ arvutatakse valemiga:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}}, \quad (5.15)$$

Kus:

M_{cr} - elastsusteooria kohane kriitiline paindemoment kiivel.

Elastne kriitiline paindemoment arvutatakse kaksiksümmeetrilistele I- ja H-profiiliga ristlõigetele rakendatava valemiga:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \left[\sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot I_t}{2,6\pi^2 \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g)^2} - (C_2 \cdot z_g) \right] \quad (5.16)$$

Kus:

C_1, C_2 -paindemomendi epüüri kujust sõltuvad tegurid.

L -tala põiksuunas toetatud punktide vahekaugus

z_g -koormuse rakenduspunkti kaugus varda teljest.

I_w -ristlõike sektoriaalinertsimoment

E -terase elastsusmoodul

G -terase nihkemoodul

I_z -ristlõike inertsimoment z-telje sihis

I_t -vabaväände inertsimoment

Elastne kriitiline paindemoment:

Elastse kriitilise paindemomendi leidmiseks kasutatakse valemit 5.16. Käesoleval juhul vaadeldakse kiive seisukohalt katusetala roovidevahelist lõiku, millel puudub põikkoormus. Sellest tulenevalt lihtsustub valem järgnevale kujule:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2}{2,6\pi^2} \cdot \frac{I_t}{I_z}} \quad (5.17)$$

Kus:

Teguri C_1 väärtuse leitakse Ehituskonstruktori käsiraamatu tabelist 12.18, lähtudes kontrollitava lõigu otsamomentide suhtest:

$$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{97,51}{125,6} = 0,776$$

Saadud tulemusele vastab interpoleeritud väärtus $C_1 = 1,16$

Võttes vaadeldava lõigu pikkuseks roovidevahelise ala pikkuse $L = 2,45 \text{ m}$, saab M_{cr} väärtuseks:

$$M_{cr} = 1,16 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 5790 \cdot 10^4}{2450^2} \cdot \sqrt{\frac{70,6 \cdot 10^9}{419,9 \cdot 10^4} + \frac{2450^2}{2,6\pi^2} \cdot \frac{16 \cdot 10^4}{419,9 \cdot 10^4}} = 269,8 \text{ kNm}$$

Kiive tingsaledus:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{484 \cdot 10^3 \cdot 355}{269,8 \cdot 10^6}} = 0,798$$

Abisuurus Φ_{LT} :

Kiivekõvera valik teostatakse vastavalt EVS-EN 1993-1-1:2006 tabelis 6.4 toodud ristlõike parameetrite järgi, millele vastav hälbetegur leitakse EVS-EN 1993-1-1: 2006 tabelist 6.3:

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2,0 \leq 2$$

Tabelite kohaselt on profiilile vastav kiivekõver „b“, millele vastab hälbetegur $\alpha_{LT} = 0,34$ vastavalt EVS-EN 1993-1-1:2006 jaotisele 6.3.2.3. kasutatakse abisuuruse Φ_{LT} leidmisel soovituslikke väärtusi $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ ja $\beta = 0,75$.

Abisuuruse väärtus vastavalt valemile 5.14:

$$\begin{aligned} \Phi_{LT} &= 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + 0,75 \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = \\ &= 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,798 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,798^2] = 0,807 \end{aligned}$$

Kiiveteguri väärtus vastavalt valemile 5.13:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - 0,75 \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,807 + \sqrt{0,807^2 - 0,75 \cdot 0,798^2}} = 0,818$$

$$\chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{0,818^2} = 1,494; \quad \chi_{LT} \leq 1,0$$

Tala kiivekandevõime:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{y,Rd} = 0,818 \cdot 171,8 = 140,5 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 125,6 \text{ kN}$$

5.3.4.3 TALA ÜLDSTABIILSUSE KONTROLL

Samaaegselt painutatud ja surutud varrastel saab kandevõime seisukohalt määravaks enamasti üldstabiilsus.

Konstantse ristlõikega varda kandevõimet surve ja painde koosmõjul käsitletakse standardi EVS-EN 1993-1-1 jaotises 6.3.3.

Vastavalt toodud juhiste peab kaksiksümmeetrilistel ristlõigetel kus paindemoment mõjub ainult ristlõike tugevamas tasandis ($M_{z,Ed} = 0$), olema täidetud järgnevad tingimused:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad (5.18)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad (5.19)$$

Sisuliselt on stabiilsuskontrolli arvutamisel põhiülesandeks koosmõjutegurite k_{yy} ja k_{zy} leidmine. Koosmõjutegurite leidmiseks on välja töötatud erinevaid meetodeid. Standardi rahvuslikus lisas soovitatakse selleks kasutada lisas B toodud meetodit nr. 2.

Koosmõjutegurite määramise meetodi 2 (EVS-EN 1993-1-1 lisa B) kasutamisel tuleb lähtuda seal toodud tabelitest B1, B2 ja B3.

Ekvivalentse paindemomendi tegurite leidmine vastavalt EVS-EN 1993-1-1 tabelile B.3:

Tegurite leidmisel arvestatakse, et paindemomendi epüür on lineaarne. Kuna tegur $\psi = 0,776$, jääb otsamomentide suhe jääb piiresse $-1 \leq 0 \leq 1$.

Antud tingimustele vastavad ekvivalentse paindemomendi tegurid C_{mi} :

$$C_{my} = C_{mLT} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi \geq 0,4$$

$$C_{my} = C_{mLT} = 0,6 + 0,4 \cdot 0,776 = 0,91 \geq 0,4$$

Koosmõjutegurite leidmine:

Koosmõjutegurite määramisel on tähtis jälgida kontrollitavate varraste tundlikkust väändedeformatsioonidele. Käesoleval juhul on tegemist IPE-profiiliga, mille väändejäikus on võrdlemisi väike. Seetõttu tuleb eeldada tala tundlikkust väändedeformatsioonidele ja kasutada vastavat tabeli alajaotust.

Koosmõjutegurite leidmine vastavalt tabelitele B.1 ja B.2:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} \right] \leq C_{My} \cdot \left[1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} \right]$$

$$k_{yy} = 0,91 \cdot \left[1 + (1,145 - 0,2) \cdot \frac{30,09}{0,566 \cdot 1629} \right] = 0,936 \leq$$

$$\leq 0,91 \cdot \left[1 + 0,8 \cdot \frac{30,09}{0,566 \cdot 1629} \right] = 0,932 \rightarrow k_{yy} = 0,932$$

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rd}} \right] \geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rd}} \right]$$

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0,1 \cdot 1,062}{(0,91 - 0,25)} \cdot \frac{30,09}{0,559 \cdot 1629} \right] = 0,995 \geq$$

$$\geq \left[1 - \frac{0,1}{(0,91 - 0,25)} \cdot \frac{30,09}{0,559 \cdot 1629} \right] = 0,995 \rightarrow k_{zy} = 0,995$$

Stabiilsuskontroll tingimustele 5.18 ja 5.19:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{30,09}{922,3} + 0,932 \cdot \frac{125,6}{140,5} = 0,866 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bz,Rd}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{30,09}{910,9} + 0,995 \cdot \frac{125,6}{140,5} = 0,918 \leq 1$$

Kuna tala vastas kõigile kontrollitavatele tingimustele, võib tala kandevõime lugeda tagatuks.

5.4 TALA KASUTUSPIIRSEISUNDI KONTROLL

Konstruksiooni kasutuspiirseisundi arvutuste eeldusi on tutvustatud punktis 4.2. Vaadeldava tala puhul on tegemist roovide punktkoormustega koormatud lihttalaga. Kuna roovidest mõjuvad toereaktsioonid on erineva suurusega, osutub käsitsi tala läbipainde arvutamine üsna töömahukaks, hõlmates endas elastse joone diferentsiaalvõrrandite lahendamist. Seetõttu teostatakse arvutus tunduvalt lihtsustatud kujul. Eeldusel, et roovide arv on suurem kui 4 võib vastavalt soovitudele roovide käsitlemisest loobuda ja lugeda koormused otse talale mõjuva lauskoormusena.

Talale mõjuv lauskoormus tavalises kasutuspiirseisundis vastavalt valemile 4.2:

$$q = q_{k,tala} + q_{k,lumi} \cdot \psi_{1,1} \cdot 5 + q_{k,plekk} \cdot 5 + \frac{q_{k,roov} \cdot 5 \cdot 3}{L}$$

$$q = 0,362 + 1,2 \cdot 0,2 \cdot 5 + 0,0718 \cdot 5 + \frac{0,056 \cdot 5 \cdot 3}{9,8} = 2,01 \frac{kN}{m}$$

Vastavalt Ehituskonstruktori käsiraamatu tabelist 4.1 võetud valemiga, leitakse lauskoormusega lihttala maksimaalne vertikaalsiire.

$$\delta_v = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 2,1 \cdot 10^3 \cdot 9800^4}{3 \cdot 210000 \cdot 5790 \cdot 10^4} \cdot 10^3 = 19,85 \text{ mm}$$

Konstruksioonide sisejõudude leidmiseks kasutatud tarkvara Autodesk Robot Structural Analysis võimaldab leida ka varraste siirdeid. Nimetatud tarkvara kasutades on leitud tala maksimaalne läbipaine kasutuspiirseisundis. Programmi abil on läbipaindeks leitud 20,0 mm. Selgub, et kasutuspiirseisundi arvutamisel tehtud lihtsustustest hoolimata osutus tulem üllatavalt täpseks.

Tala suhteline läbipaine:

$$\frac{20,0}{9800} = 0,0020 = \frac{1}{490} < \frac{1}{200}$$

Järelikult jääb tala läbipaine kasutuspiiriseisundis tunduvalt väiksemaks standardis soovitatud väärtusest 1/200.

6 POSTIDE ARVUTUS

Postide arvutusel on lähtutud standardis EVS-EN 1993-1-1:2006 esitatud juhistest.

6.1 POSTI ARVUTUS KONSOOLSES LAHENDUSES

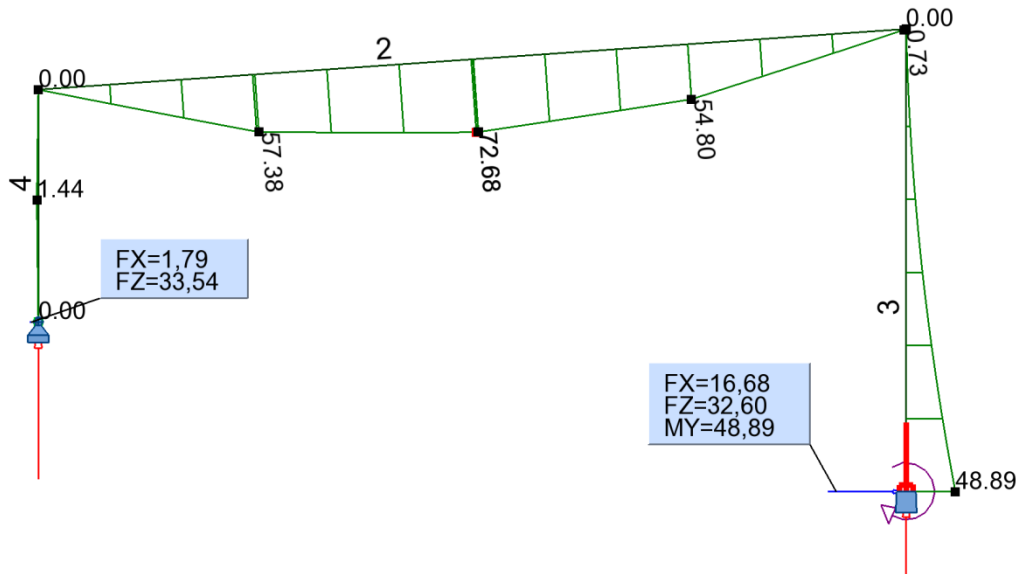
Posti tugevuskontrolli näitena on esitatud kandekonstruktsiooni põhiraami teljel C paikneva konsoolse posti MP-2-01 tugevusarvutused. . Andmed ülejäänud postide kohta on esitatud peatükis 9 vastavates tabelites.

6.1.1 KONSTRUKTSIOONI KIRJELDUS

Konsoolse postiga karkassilahenduse puhul kasutatakse telgedel 2-12 ristkülikulise ristlõikega nelikanttorudest poste 200x100x6 mm. Vaadeldava konstruktsiooni arvutusskeem on esitatud punktis 4.1, joonisel 4.1. Vastavalt arvutusskeemile võetakse posti pikkuseks 5,3 m. Hoone põikijäikuse tagamiseks on post ühendatud vundamendiga alusplaadi ja nelja ankrupoldiga momendijäiga vundamendisõlmega. Posti jala täpsem kirjeldus ja kandevõime kontroll on esitatud punktis 6.1.4. Post on sõlmede vahelisel alal külgsuunas toetamata.

6.1.2 SISEJÕUD VÄLISKOORMUSTEST

Karkassile mõjuvaid koormusi ja neist tingitud sisejõudusid on käsitletud peatükkides 3 ja 4. Posti kontrollimisel kasutatakse posti kandevõime seisukohalt ebasoodsaimat koormuskombinatsiooni. Kuna kandevõime seisukohalt osutus määravaks 2. koormuskombinatsioon, siis on tugevusarvutused teostatud just sellest lähtuvalt.



Joonis 6.1. M-epüür 2. Koormuskombinatsioonis ja toereaktsioonid (kNm, kN)

Sisejõud:

$$M = 48,89 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 32,60 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 16,68 \text{ kN}$$

Käesoleva töö punktis 3.4.2 on tõestatud, et tegemist on teist järku sisejõududele tundliku konstruktsiooniga. Tugevusarvutuste teostamisel tuleb seetõttu nende mõju arvesse võtta. Selleks suurendame posti paindemomenti eelnevalt leitud teguriga k_{α} :

$$k_{\alpha 2} = 1,21 \quad - \text{ paindemomendi suurendustegur koormuskombinatsioonis 2}$$

$$M_{Ed} = M \cdot k_{\alpha 2} = 48,89 \cdot 1,21 = 59,16 \text{ kNm}$$

6.1.3 POSTI TUGEVUSARVUTUSED

Käesolevas töös mittekajastuvate lähendusarvutuste alusel eeldatakse, et postiks sobib ristkülikulise ristlõikega nelikanttoru 200x100x6.

Profiili 200x100x6 põhiandmed vastavalt Ehituskonstruktori käsiraamatu tabelile 12.4:

$$g_{k,post} = 26,4 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad - \text{ omakaal}$$

$$A = 3363 \text{ mm}^2 \quad - \text{ ristlõike pindala}$$

$$h = 200 \text{ mm} \quad - \text{ ristlõike kõrgus}$$

$$b = 100 \text{ mm} \quad - \text{ ristlõike laius}$$

$$t = 6 \text{ mm} \quad - \text{ ristlõike seinapaksus}$$

$W_{pl,y} = 213,3 \text{ cm}^3$ - plastne vastupanumoment y-telje suhtes

$I_y = 1703 \text{ cm}^4$ - inertsimoment z-telje suhtes

$i_y = 71,2 \text{ mm}$ - inertsiraadius y-telje suhtes

$I_z = 576,9 \text{ cm}^4$ - inertsimoment z-telje suhtes

$i_z = 41,4 \text{ mm}$ - inertsiraadius z-telje suhtes

Posti terase klass S355 ($f_y = 355 \text{ MPa}$)

Ristlõikeklass RK1

6.1.3.1 POSTI RISTLÕIKE TUGEVUSKONTROLL

Posti ristlõike kontrollil vaadeldakse posti alumist otsa, kus esineb suurim paindemoment ja põikjõud.

Ristlõike paindekandevõime:

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{213,3 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-6} = 75,72 \text{ kNm} > M_{Ed} = 59,16 \text{ kNm}$$

Ristlõike survekandevõime:

$$N_{Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3363 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 1194 \text{ kN} > N_{Ed} = 32,60 \text{ kN}$$

Pikijõu mõju:

Vastavalt standardi punktile 6.2.9.1(5) tuleb pikijõu mõju paindekandevõimele arvestada, kui:

$$M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (6.1)$$

Ristkülikulise ristlõikega, konstantse seinapaksusega toruprofilide puhul võib paindekandevõime leidmiseks kasutada ligikaudset valemit:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1-n}{1-0,5 \cdot a_w} \quad (6.2)$$

Kus:

n - normaalpinget arvestav tegur:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{32,60}{1194} = 0,0273$$

a_w - ristlõike geometriat arvestav tegur:

$$a_w = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t}{A} \leq 0,5$$

$$a_w = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t}{A} = \frac{3363 - 2 \cdot 100 \cdot 6}{3363} = 0,643 > 0,5 \rightarrow a_w = 0,5$$

Ristlõike paindekandevõime pikijõu koosmõjul vastavalt valemile 6.2:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1 - n}{1 - 0,5 \cdot a_w} = 75,72 \cdot \frac{1 - 0,0273}{1 - 0,5 \cdot 0,5} = 98,20 \text{ kNm}$$

Kuna:

$$M_{N,y,Rd} = 98,20 \text{ kNm} > M_{pl,y,Rd} = 75,72 \text{ kNm}$$

Võib pikijõu mõju arvestamata jätta.

Lõikekandevõime:

Vastavalt standardi punktile 6.2.8(2), kui põikjõu mõju jääb alla poole ristlõike lõikekandevõimest, võib selle jätta arvestamata.

Kuna lõikekandevõime on suure tõenäosusega tagatud, siis võib kasutada kontrollarvutuses lihtsustusena lõikepindalaks ristlõike seinte pindala:

$$A_v = 2ht_w = 2 \cdot 200 \cdot 6 = 2400 \text{ mm}^2$$

Plastne lõikekandevõime:

$$V_{PlRd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{2400 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1,0} \cdot 10^{-3} = 491,9 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 16,68 \text{ kN}$$

$$V_{PlRd} = 491,9 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 16,68 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{PlRd} = 245,9 \text{ kN}$$

Järelikult on lõikekandevõime tagatud ja põikjõu mõju ristlõike paindekandevõimele arvestada ei tule.

6.1.3.2 POSTI NÕTKEKANDEVÕIME

Posti nõtkepikkused:

Postide nõtkepikkuste määramisel on lähtutud posti geomeetrisest pikkusest ja kinnitustingimustest sõltuvatest nõtkeguritest

$$L_{eff,y} = L \cdot 2 = 5300 \cdot 2 = 10600 \text{ mm}$$

$$L_{eff,z} = L \cdot 0,7 = 5300 \cdot 0,7 = 3710 \text{ mm}$$

Varda tingsaledused mõlema telje suhtes vastavalt valemile 5.14:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{eff,y}}{\pi \cdot i_y} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{10600}{\pi \cdot 71,2} \cdot \sqrt{\frac{355}{210000}} = 1,948$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{eff,z}}{\pi \cdot i_z} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{3710}{\pi \cdot 41,4} \cdot \sqrt{\frac{355}{210000}} = 1,173$$

Vastavalt punktis 4.3.1.2 esitatud tingimustele, tuleb vähemalt ühest otsast jäigalt kinnitatud varda puhul kontrollida, kas on tarvis arvesse võtta kohalike hälvete mõju.

Varda tingsaledused geomeetrilise pikkuse järgi $L = 5300 \text{ mm}$:

$$\bar{\lambda}_{y1} = \frac{L}{\pi \cdot i_y} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{5300}{\pi \cdot 71,2} \cdot \sqrt{\frac{355}{210000}} = 0,975$$

Varda tingsaleduse kontroll tingimusele 4.8:

$$\bar{\lambda}_{y1} = 0,975 < 0,5 \cdot \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{Ed}}} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{3363 \cdot 355}{32,60 \cdot 10^3}} = 3,026$$

Järelikult on standardikohastes nõtkekõverates arvestatud piisavalt kohalike hälvetega.

Nõtkekõverate valik:

Nõtkekõvera valik teostatakse vastavalt EVS-EN 1993-1-1:2006 tabelis 6.1 esitatud ristlõike parameetrite järgi. Profili hälbetegur valitakse EVS-EN 1993-1-1: 2006 tabelist 6.2.

-Külmpanutatud toruprofilidele rakendub nõtkekõver „c“ ning sellele vastav hälbetegur $\alpha = 0,49$

Abisuurused ϕ :

$$\phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49(1,948 - 0,2) + 1,948^2] = 2,827$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49(1,173 - 0,2) + 1,173^2] = 1,426$$

Nõtketegurid:

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{2,827 + \sqrt{2,827^2 - 1,948^2}} = 0,205$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,426 + \sqrt{1,426^2 - 1,173^2}} = 0,447$$

Posti nõtkekandevõime mõlema telje suhtes:

$$N_{by,Rd} = \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,205 \cdot 3363 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 244,9 \text{ kN} > N_{Ed} = 32,60 \text{ kN}$$

$$N_{bz,Rd} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,447 \cdot 3363 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 533,6 \text{ kN} > N_{Ed} = 32,60 \text{ kN}$$

6.1.3.3 POSTI KIIVEKANDEVÕIME

Toruprofiilid on suure väändejäikusega mistõttu kiivumine neid enamasti ei ohusta. Kiivumisele võivad tundlikuks osutada tugevama telje suhtes koormatud, külgsuunas toetamata toruprofiilid, mille kõrguse ja laiuse suhe on suur. Seetõttu tuleb kiivekandevõimet kontrollida kui ristlõike kõrguse ja laiuse suhe ületab väärtust:

$$\frac{h}{b} \leq 3$$

Kontrollitaval posti profiilil:

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 \leq 3$$

Järelikult on kiivekandevõime igal juhul tagatud ja täiendavat kontrolli ei sooritata.

6.1.3.4 POSTI ÜLDSTABIILSUSE KONTROLL

Samaaegselt surve ja paindega koormatud varrastel saab kandevõime seisukohalt määravaks enamasti üldstabiilsus. Konstantse ristlõikega varda kandevõimet surve ja painde koosmõjul on selgitatud käesoleva töö punktis 5.3.4.3.

Kuna vaadeldav post on nelikanttorust, esineb stabiilsusarvutuses mõningaid erisusi. Toruprofiilid on suure väändejäikusega ja kiivumine neid enamasti ei ohusta, mistõttu $\chi_{LT} = 1$. Survejõu ja ühes teljes mõjuva paindemomendiga koormatud nelikanttorude puhul on samuti lubatud kasutada koosmõjutegurit $k_{zy} = 0$. Antud tingimustel saab lihtsustada stabiilsuskontrolli valemid järgnevale kujule:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1 \quad (6.3)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bz,Rd}} \leq 1 \quad (6.4)$$

Ekvivalentse paindemomendi tegurite leidmine vastavalt EVS-EN 1993-1-1 tabelile B.3:

Kuna tegemist on siirduvate sõlmedega raamiga, tuleb kasutada väärtust:

$$C_{my} = 0,9$$

Koosmõjutegurite leidmine:

Koosmõjuteguri k_{yy} leidmine vastavalt tabelile B.1:

$$C_{My} \cdot \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} \right] \leq C_{My} \cdot \left[1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} \right]$$

$$0,9 \cdot \left[1 + (1,948 - 0,2) \cdot \frac{32,60}{0,205 \cdot 1194} \right] = 1,109$$

$$\leq 0,9 \cdot \left[1 + 0,8 \cdot \frac{32,60}{0,205 \cdot 1194} \right] = 0,996 \rightarrow k_{yy} = 0,996$$

Stabiilsuskontroll tingimustele 6.3 ja 6.4:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{32,60}{244,9} + 0,996 \cdot \frac{59,16}{75,72} = 0,911 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bz,Rd}} = \frac{32,60}{533,6} = 0,061 \leq 1$$

6.1.4 POSTI JALA ARVUTUS

Alusplaadi ja ankrupoltidega postijala arvutust käsitletakse standardi EVS-EN 1993-1-8 jaotuses 6.

6.1.4.1 KOORMUSED JA GEOMEETIRA

Alusplaadi kontrollil tuleb lähtuda koormuskombinatsioonist, mis tekitab alusplaadi alla suurimat survejõudu. Posti alusplaadi seisukohalt ohtlikem on koormuskombinatsioon 2.

$$M_{Ed} = 48,89 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed1} = 32,60 \text{ kN}$$

Käesoleva töö punktis 3.4.2 on tõestatud, et tegemist on teist järku sisejõududele tundliku konstruktsiooniga. Seetõttu tuleb seda arvesse võtta:

$$k_{\alpha 2} = 1,21 \quad \text{- paindemomendi suurendustegur koormuskombinatsioonis 2}$$

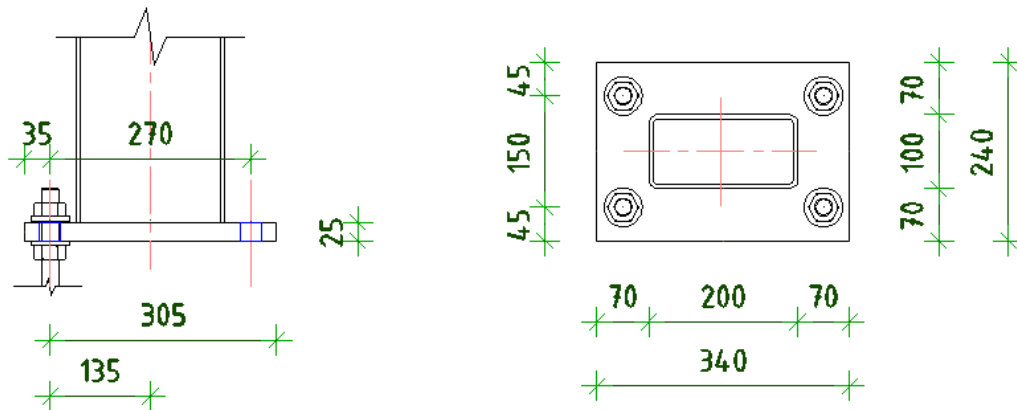
$$M_{Ed1} = M_{Ed} \cdot k_{\alpha 2} = 48,89 \cdot 1,21 = 59,16 \text{ kNm}$$

Ankrupoltide kontrollil tuleb lähtuda koormuskombinatsioonist, mis tekitab neisse suurimat tõmbejõudu. Ankrupoltide seisukohalt on ohtlikem koormuskombinatsioon 3.

$$M_{Ed2} = 59,01 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed2} = -9,82 \text{ kN}$$

Posti jala geometria on kujutatud joonisel 6.2



Joonis 6.2. MP-2-01 posti surve ja paindega koormatud jalg.

6.1.4.2 ALUSPLAADI KONTROLL PAINDELE VUNDAMENDI SURVEST

Posti jala alusplaat peab tagama jõudude ülekandmise vundamendile nii, et vundamendi või järelvalu pinnakoormus ei ületaks selle arvutustugevust. Vastavalt EVS-EN 1993-1-8 jaotisele 6.2.5, võib järelvalu ligikaudse arvutustugevuse leida valemiga:

$$f_j \approx \frac{2}{3} f_{cd} = f_j \approx \frac{2}{3} \cdot 25 = 13,3 \text{ MPa} \quad (6.5)$$

Kus:

$$f_{cd} = 16,7 \text{ MPa} \quad - \text{ vundamendi betooni survetugevus}$$

Arvutatud f_j väärtus on kasutatav tingimustel, et järelvalu normatiivne survetugevus on vähemalt 20% vundamendi betooni tugevusest ja järelvalu paksus ei ületa 0,2 kordset alusplaadi kitsaimat mõõtu.

Moment ankrupoltide telje suhtes leitakse valemiga:

$$M_{a1} = N_{Ed1} \cdot a + M_{Ed1} = 32,60 \cdot 0,135 + 59,16 = 63,56 \text{ kNm}$$

Kus:

$$a = 0,135 \text{ m} \quad - \text{ tõmbele töötavate ankrupoltide kaugus posti teljest}$$

Survetsooni laius alusplaadi all leitakse valemiga:

$$z_{b1} = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{a1}}{f_j \cdot B}} = 305 - \sqrt{305^2 - \frac{2 \cdot 63,56 \cdot 10^6}{13,3 \cdot 250}} = 70,72 \text{ mm}$$

Kus:

$$d = 305 \text{ mm} \quad - \text{ ankrupoltide telje kaugus alusplaadi surutud servast}$$

$$B = 250 \text{ mm} \quad - \text{ alusplaadi laius}$$

Arvutuslik paindemoment vundamendi survest leitakse valemiga:

$$m_{Ed1} = f_j \cdot B \cdot \frac{c_1^2}{2} = 13,3 \cdot 70 \cdot \frac{70^2}{2} \cdot 10^{-6} = 8,167 \text{ kNm}$$

Kus:

$$c_1 = 70 \text{ mm} \quad - \text{alusplaadi surutud ääre laius}$$

Alusplaadi paindekandevõime:

$$M_{Rd} = \frac{f_y \cdot B \cdot t^2}{6 \cdot \gamma_{M0}} = \frac{345 \cdot 250 \cdot 25^2}{6 \cdot 1,0} \cdot 10^{-6} = 8,984 \text{ kNm} > m_{Ed1} = 8,167 \text{ kNm}$$

Järelikult on alusplaadi kandevõime vundamendi survele tagatud.

6.1.4.3 Ankrupoltide kontroll

Moment ankrupoltide telje suhtes:

$$M_{a2} = N_{Ed2} \cdot a + M_{Ed2} = -9,82 \cdot 0,135 + 59,01 = 57,67 \text{ kNm}$$

Survetsoone laius alusplaadi all:

$$z_{b2} = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{a2}}{f_j \cdot B}} = 305 - \sqrt{305^2 - \frac{2 \cdot 57,67 \cdot 10^6}{13,3 \cdot 250}} = 63,31 \text{ mm}$$

Ankrupoltide telje kaugus survetsooni keskkohast:

$$z_a = d - \frac{z_{b2}}{2} = 305 - \frac{63,31}{2} = 273,3 \text{ mm}$$

Ankrupoltide summaarne arvutuslik tõmbejõud:

$$F_{t,Ed} = \frac{M_{a2}}{z_a} - N_{Ed2} = \frac{57,67}{273,3} - (-9,82) = 220,9 \text{ kN}$$

Kuna tõmmatud on korraga 2 ankrupolti, siis järelikult mõjub ühele ankrupoldile:

$$F_{Ed} = \frac{F_{t,Ed}}{2} = \frac{220,9}{2} = 110,5 \text{ kN}$$

Lähtudes rakendatavatest koormustest ja vundamendi geometriast, sobib kasutada näiteks Peikko HPM24P ankrupolte. Vastavalt Peikko spetsifikatsioonidele on HPM24P ankrupoltide kandevõime $N_{Rd} = 138,7 \text{ kN}$.

6.1.4.4 ALUSPLAADI KONTROLL VUNDAMENDIPOLTIDEST TINGITUD PAINDELE

Arvutuslik paindemoment ankrupoltide tõmbejõust:

$$F_{t,Rd} = F_{t,Ed} \cdot m = 220,9 \cdot 0,035 = 7,73 \text{ kNm} < M_{Rd} = 8,984 \text{ kNm}$$

6.1.4.5 POSTIJALA KEEVISÕMBLUS

Vastavalt standardi EVS-EN 1993-1-8 punktile 6.2.3(4) tuleks keevisõmbelus dimensioneerida nii, et arvutuslik paindekandevõime oleks määratud muude põhikomponentide, mitte keevisõmbuluse kandevõimega. Selleks tuleb keevisõmbelus arvutada lähtudes posti arvutuslikust paindekandevõimest. Sisuliselt tähendab see seda, et keevisõmbuluse kandevõime peab olema suurem ristlõike mistahes punktis voolepiiril tekkivast jõust.

Posti seina voolepiirile vastav normaalpinge ühikpikkuse kohta:

$$F_{y,Rd} = \frac{f_y \cdot t_{post}}{\gamma_{M0}} = \frac{355 \cdot 6}{1,0} = 2130 \text{ N/mm}$$

Keevisõmbuluse arvutuslik nihketugevus:

$$F_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{510}{\sqrt{3} \cdot 0,9 \cdot 1,25} \cdot 10^{-3} = 261,7 \text{ N/mm}^2$$

Vajalik keevisõmbuluse kõrgus:

$$a_w = \frac{F_{y,Rd}}{F_{vw,d}} = \frac{2130}{267,1} \cdot 10^{-3} = 8,139 \text{ mm} \rightarrow a = 9 \text{ mm}$$

Keevisõmbelus vastab kõigile nõutavatele tingimustele kui post ja alusplaat ühendatakse keevisõmbulusega $a = 9 \text{ mm}$ kogu posti profiili perimeetri ulatuses.

6.2 POSTI ARVUTUS SIDEMETEGA JÄIGASTATUD LAHENDUSES

Posti tugevuskontrolli näitena on toodud kandekonstruktsiooni posti MP-1-01 arvutus sidesõrestikuga jäigastatud karkassilahenduse korral. Andmed ülejäänud postide kohta on esitatud jaotises 9 vastavates tabelites.

6.2.1 KONSTRUKTSIOONI KIRJELDUS

Sidesõrestikuga jäigastatud karkassilahenduse puhul kasutatakse telgedel 2-12 nelikanttorudest poste ristlõikega 200x100x6 mm. Vaadeldava konstruktsiooni arvutusskeem on esitatud punktis 4.1, joonisel 4.2. Vastavalt arvutusskeemile võetakse posti pikkuseks 5,3 m. Post on ühendatud vundamendiga alusplaadi ja kahe ankrupoldiga vundamendisõlmega. Kuna kasutatud vundamendisõlme pöördumisjäikus on käesolevas rakenduses piisavalt väike, loetakse vundamendi ja posti liide liigendiliseks.

6.2.2 SISEJÕUD VÄLISKOORMUSTEST

Karkassile mõjuvaid koormusi ja neist tingitud sisejõudusid on käsitletud peatükkides 3 ja 4.

Posti kontrollimisel kasutatakse posti kandevõime seisukohalt ebasoodsaimat koormuskombinatsiooni. Kuna kandevõime seisukohalt osutus määravaks 2. koormuskombinatsioon, siis on tugevusarvutused teostatud just sellest lähtuvalt. Jooniselt 5.2 saab leida postis tekkivad sisejõud:

$$M_{Ed} = 48,89 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 32,60 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 16,68 \text{ kN}$$

6.2.3 POSTI TUGEVUSARVUTUSED

Käesolevas töös mittekajastuvate lähendusarvutuste alusel eeldatakse, et postiks sobib nelikanttoru 120x120x4mm

Nelikanttoru 120x120x4mm põhiandmed vastavalt Ehituskonstruktori käsiraamatu tabelile 12.3:

$$g_{k,post} = 14,3 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad - \text{omakaal}$$

$$A = 1815 \text{ mm}^2 \quad - \text{ristlõike pindala}$$

$$h = 120 \text{ mm} \quad - \text{ristlõike külje pikkus}$$

$$t = 4 \text{ mm} \quad - \text{ristlõike seina paksus}$$

$$W_{pl} = 78,33 \text{ cm}^3 \quad - \text{plastne vastupanumoment}$$

$$i = 47,1 \text{ mm} \quad - \text{inertsiraadius}$$

$$I_z = 419,9 \text{ cm}^4 \quad - \text{inertsimoment}$$

Posti terase klass S355 ($f_y = 355 \text{ MPa}$)

Ristlõikeklass RK1

6.2.3.1 POSTI RISTLÕIKE TUGEVUSKONTROLL

Posti ristlõike kontrollil vaadeldakse posti keskkoha, kus esineb suurim paindemoment ja alumist otsa, kus esineb suurim põikjõud.

Ristlõike paindekandevõime:

$$M_{Pl,Rd} = \frac{W_{y,Pl} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{78,33 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-6} = 27,81 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 9,59 \text{ kNm}$$

Ristlõike survekandevõime:

$$N_{Pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1815 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 644,3 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 32,65 \text{ kN}$$

Ristlõike lõikekandevõime:

Kuna lõikekandevõime on suure tõenäosusega tagatud, siis võib kasutada kontrollarvutuses lihtsustusena lõikepindalaks ristlõike seina pindala:

$$A_v = 2ht_w = 2 \cdot 120 \cdot 4 = 960 \text{ mm}^2$$

Plastne lõikekandevõime:

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{960 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1,0} \cdot 10^{-3} = 196,8 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 7,33 \text{ kN} \rightarrow OK!$$

Pikijõu mõju:

Ristlõike plastne paindekandevõime pikijõu koosmõjul vastavalt 6.2:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{32,65}{644,3} = 0,0507$$

$$a_w = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t}{A} = \frac{1815 - 2 \cdot 120 \cdot 4}{1815} = 0,471 < 0,5$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1 - n}{1 - 0,5 \cdot a_w} = 27,81 \cdot \frac{1 - 0,0507}{1 - 0,5 \cdot 0,471} = 34,54 \text{ kNm}$$

Kuna:

$$M_{N,y,Rd} = 34,54 \text{ kNm} > M_{Pl,Rd} = 27,81 \text{ kNm}$$

Ei pea pikijõu mõju arvestama.

6.2.3.2 POSTI NÕTKEKANDEVÕIME**Posti nõtkepikkused:**

Postide nõtkepikkuste määramisel on lähtutud posti geomeetrisest pikkusest ja kinnitustingimustest sõltuvatest nõtketeguritest. Vaadeldava posti arvutamisel eeldatakse, et nii ülemine kui ka alumine ühendussõlm omavad piisavat pöördumisvõimet.

$$L_{eff,y} = L \cdot 2 = 5300 \cdot 2 = 10600 \text{ mm}$$

$$L_{eff,z} = L \cdot 0,7 = 5300 \cdot 0,7 = 3710 \text{ mm}$$

Varda tingsaledused mõlema telje suhtes vastavalt valemile 5.14:

$$\bar{\lambda}_{z,y} = \frac{L_{eff}}{\pi \cdot i} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{5300}{\pi \cdot 47,1} \cdot \sqrt{\frac{355}{210000}} = 1,473$$

Nõtkekõverate valik:

Nõtkekõvera valik teostatakse vastavalt EVS-EN 1993-1-1:2006 tabelis 6.1 esitatud ristlõike parameetrite järgi. Profili häälbetegur valitakse EVS-EN 1993-1-1: 2006 tabelist 6.2.

-Külmpanutatud toruprofiilidele rakendub nõtkekõver C ning sellele vastav häälbetegur $\alpha = 0,49$

Abisuurused ϕ :

$$\phi_{y,z} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{z,y} - 0,2) + \bar{\lambda}_{z,y}^2 \right] = 0,5 \cdot [1 + 0,49(1,473 - 0,2) + 1,473^2] = 1,896$$

Nõtketegurid:

$$\chi_{z,y} = \frac{1}{\phi_{z,y} + \sqrt{\phi_{z,y}^2 - \bar{\lambda}_{z,y}^2}} = \frac{1}{1,896 + \sqrt{1,896^2 - 1,473^2}} = 0,324$$

Posti nõtkekandevõime mõlema telje suhtes:

$$N_{by,Rd} = \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,324 \cdot 1815 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 208,5 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 32,65 \text{ kN}$$

6.2.3.3 POSTI ÜLDSTABIILSUS

Ekvivalentse paindemomendi tegurite leidmine vastavalt EVS-EN 1993-1-1 tabelile B.3:

Paindemoment tekib ühtlasest lauskoormusest ja otsamomente postis ei esine, mistõttu:

$$\alpha_h = 0$$

$$\psi = 0$$

Antud tingimustele vastav ekvivalentse paindemomendi tegur C_{My} :

$$C_{My} = 0,95 + 0,05\alpha_h = 0,95 + 0,05 \cdot 0 = 0,95$$

Koosmõjutegurite leidmine:

Koosmõjuteguri k_{yy} leidmine vastavalt tabelile B.1:

$$C_{My} \cdot \left[1 + (\bar{\lambda}_{z,y} - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_{z,y} \cdot N_{Rd}} \right] \leq C_{My} \cdot \left[1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_{z,y} \cdot N_{Rd}} \right]$$

$$0,95 \cdot \left[1 + (1,473 - 0,2) \cdot \frac{32,65}{0,324 \cdot 644,3} \right] = 1,139 \leq$$

$$\leq 0,95 \cdot \left[1 + 0,8 \cdot \frac{32,65}{0,324 \cdot 644,3} \right] = 1,069 \rightarrow k_{yy} = 1,069$$

Stabiilsuskontroll:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{by,Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{32,65}{208,5} + 1,069 \cdot \frac{9,59}{27,81} = 0,524 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bz,Rd}} = \frac{32,65}{208,5} = 0,156 \leq 1$$

Järelikult on posti kandevõime tagatud suure varuga. Põhimõtteliselt oleks ainult kandevõime seisukohalt lähtudes võinud valida ka väiksema ristlõike. Hoone edasist eksploatatsiooni silmas pidades ei ole samas mõistlik kasutada väga saledaid poste kuna suure saledusega vardad on tundlikud kõrvalistele jõududele. Kontrollitud post asub hoone esiküljel kuhu paigutatakse ukсед. Tulenevalt hoone otstarbest hakatakse seal liikuma traktorite jms. rasketehnikaga. Kuna mõni väike kokkupõrge postiga on paratamatult tõenäoline, siis suure saledusega posti puhul võib see kergesti viia hoone kandevõime suhtes avariiliste tagajärgedeni.

7 VUNDAMENTIDE ARVUTUS

Varjualuse näol on tegemist üsnagi lihtsa hoonega. Arvutuslikud koormused vundamentidele on väikesed ning geotehnilised tingimused lihtsad. Vastavalt Ehituskonstruktori Käsiraamatu peatükis 9.3.1 toodud määratlustele, võib liigitada hoone 1. geotehnilisse kategooriasse. Lihtsate ja väikeste ehitiste puhul (1. geotehniline kategooria) võib osutada pinnase tugevusparameetrite eksperimentaalne määramine tarbetult kulukaks. Sellest tulenevalt on 1. geotehnilisse kategooriasse kuuluvate ehitiste puhul lubatud kasutada vundamentide kandevõime leidmisel lubatud surve meetodit. Projekteerimisel kasutatakse sel juhul kogemusel põhinevaid, kandepiiriseisundile vastavaid pinnasele lubatud surve väärtusi. Lubatud surve suurused Eesti põhilistele pinnaseliikidele on toodud tabelis 7.1.

Projekteeritava hoone aluse pinnase kandevõimet täiendavalt uuritud ei ole. Vastavalt olemasoleva tugiseina ja kõrvaloleva viljahoidla vundamentide rajamisel kaevatud šurfidele ja tehtud tähelepanekutele on määratud pinnase liik. Antud juhul on tegemist pehmeplastse Lõuna-Eesti moreeniga. Vastavalt tabelile 7.1, on maksimaalseks lubatavaks survepingeks eeldatud 200 kN/m². Projekteerimisel tehtud eelduste õigsust tuleb kontrollida ehitustööde ajal tehnilise järelvalve käigus. Vajadusel tuleb selleks kasutada penetreerimist, šurfidest proovide võtmist vms.

Pinnase liik		q_u (kN/m ²)
Lubjakivi	monoliitne	>2000
	murenenud	600
Devoni liivakivi	tugevalt tsementeerunud	600
	nõrgalt tsementeerunud	200-300
Kambriumi sinisavi	kõva, murenemata	400
	murenenud	150-250
Põhja-Eesti moreen	kõva	600
Lõuna-Eesti moreen	kõva ja poolkõva	300-600
	sitke- ja pehmeplastne	200-300
Kruuspinnas	tihe	400-600
	kesktihe	300-400
Jäme- ja keskliiv	tihe	350-500
	kesktihe	250-350
Peenliiv	tihe	300-400
	kesktihe	200-300
Möllpinnas	tihe, kõva	300-500
	kesktihe, sitke- või pehmeplastne	150-300
Savipinnas	kõva	300-600
	sitke ja pehmeplastne	150-300

Tabel 7.1. Pinnasele lubatud surve suurus. (EVS-EN 1997-1:2006 NA lisa)

Pinnase andmed:

$$q_u = 200 \frac{kN}{m^2} \quad - \text{aluspinnase arvutuslik kandevõime}$$

$$\rho_{tp} = 18 \frac{kN}{m^3} \quad - \text{täitepinnase mahukaal}$$

Betoon C25/30:

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

$$f_{cd} = 16,7 \text{ MPa} \quad - \text{arvutuslik survetugevus}$$

$$f_{ct} = 2,6 \text{ MPa} \quad - \text{arvutuslik tõmbetugevus}$$

$$\rho_c = 25 \text{ kN/m}^3 \quad - \text{mahukaal}$$

Armatuurteras A500HW:

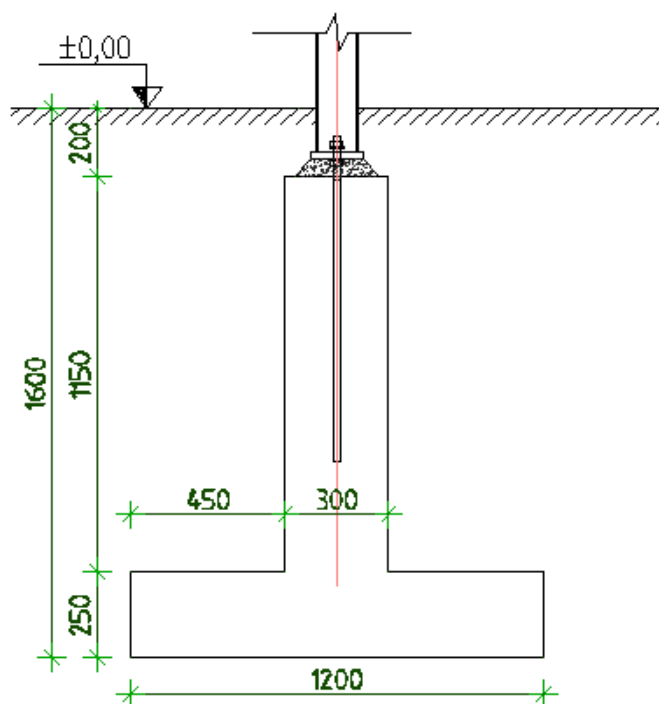
$$f_{yd} = 435 \text{ MPa} \quad - \text{armatuuri voolepiir}$$

7.1 VUNDAMENDID SIDEMETEGA JÄIGASTATUD KARKASSILAHENDUSES

Arvutusnäitena on toodud vundamendi kandevõime seisukohalt kõige ebasoodsam koormuskombinatsioon KK2, kus domineeriva tuulekoormuse tõttu mõjub vundamendile suur horisontaalkoormus.

7.1.1 VUNDAMENDI GEOMEETRIA

Vundamendi geomeetria on kujutatud joonisel 7.1.



Joonis 7.1. Vundamendi V-01 geomeetria sõrestikuga jäigastatud karkassilahenduses.

7.1.2 KOORMUSED

Vundamendile mõjuvad koormused KK2-s:

$$N_{Ed} = 32,50 \text{ kN}$$

$$Q_{Ed} = 7,33 \text{ kN}$$

Karkassilt kantakse vundamendile üle lisaks vertikaalkoormusele ka horisontaalkoormust. Varjualuse põrandaks on planeeritud paigaldada tihendatud freesafalt või killustik. Kuna puuduvad soklipaneelid või jäik põrandaplaat, mis suudaks vastu võtta

horisontaalkoormusi, tuleb taldmiku dimensioneerimisel arvestada horisontaalkoormusest tekkivat momenti taldmiku toetuspinnal:

$$M = Q_{Ed} \cdot (1,15 + 0,25) = 10,26 \text{ kNm}$$

7.1.3 TALDMIKU MÕÕTMETE JA PINNASELE MÕJUVA KOORMUSE MÄÄRAMINE

Eeldades, et taldmiku all esineb lineaarne pingeaotus, peab ekstsentriliselt koormatud taldmikul olema rahuldatud järgnevad võrratused:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq q_u \quad (7.1)$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \leq 1,2 \cdot q_u \quad (7.2)$$

$$\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} = \frac{\frac{N}{A} + \frac{M}{W}}{\frac{N}{A} - \frac{M}{W}} \geq \theta \quad (7.3)$$

Kus:

A -Taldmiku pindala

W -Taldmiku vastupanumoment

θ - Pingeepüüri ebaühtluse piirväärtus:

Antud võrratustele tuginedes on koostatud taldmiku mõõtmete dimensioneerimiseks vajalikud võrrandid.

Taldmiku minimaalne vajalik laius:

Taldmiku minimaalne laius määratakse lähtudes minimaalsest pindalast, mis on vajalik vertikaalkoormuse vastuvõtmiseks. Ruudukujulise taldmiku minimaalne küljepikkus leitakse valemiga:

$$B = \sqrt{\frac{N_{Ed}}{q_u - \gamma_G \cdot (h_{tp} \cdot \rho_{tp} + h_t \cdot \rho_c)}} \quad (7.4)$$

$$B = \sqrt{\frac{32,50}{200 - 1,2 \cdot (1,35 \cdot 18 + 0,25 \cdot 25)}} = 0,446 \text{ m}$$

Taldmiku laiuseks valitakse 0,6 m

Taldmiku minimaalne vajalik pikkus:

Eeldades, et tegemist on väikese ekstsentrilisusega taldmikuga ($L/30 < e < L/6$) kus

pinnase ja taldmiku vahel esineb täielik kontakt, on dimensioneerimisel lähtunud järgnevast valemist:

$$L = \frac{N_{Ed} + \sqrt{N_{Ed}^2 + 24 \cdot (q_u)' \cdot B \cdot M}}{2 \cdot (q_u)' \cdot B} \quad (7.5)$$

Kus:

$(q_u)'$ -Taldmiku servapinget arvestav tegur

$$(q_u)' = 1,2 \cdot q_u - \gamma_G \cdot (h_{tp} \cdot \rho_{tp} + h_t \cdot \rho_c) \quad (7.6)$$

Minimaalne vundamenti pikkus L vastavalt valemile 7.5:

$$(q_u)' = 1,2 \cdot 200 - 1,2 \cdot (1,35 \cdot 18 + 0,25 \cdot 25) = 203,3 \text{ kN}$$

$$L = \frac{32,50 + \sqrt{32,50^2 + 24 \cdot 203,3 \cdot 0,6 \cdot 10,26}}{2 \cdot 203,3 \cdot 0,6} = 0,856 \text{ m}$$

Valitud taldmiku pikkus $L=1,2 \text{ m}$

Taldmikule ülalt rakenduv arvutuslik jaotatud koormus täitepinnasest:

$$q_{\ddot{u}} = \gamma_G \cdot (h_{tp} \cdot \rho_{tp}) = 1,2 \cdot (1,35 \cdot 18) = 29,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tegelik vertikaalkoormus taldmiku alusele pinnasele:

$$N = N_{Ed} + B \cdot L \cdot \gamma_G \cdot (h_{tp} \cdot \rho_{tp} + h_t \cdot \rho_c)$$

$$N = 32,50 + 0,6 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot (1,35 \cdot 18 + 0,25 \cdot 25) = 58,90 \text{ kN}$$

Taldmiku kontroll vastavalt eelduseks võetud võrratustele:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{58,90}{0,72} = 81,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq q_u = 200 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$W = \frac{B \cdot L^2}{6} = \frac{0,6 \cdot 1,2^2}{6} = 0,144 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{58,90}{0,72} + \frac{10,26}{0,144} = 153,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq 1,2 \cdot q_u = 1,2 \cdot 200 = 240 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} = \frac{58,90}{0,72} - \frac{10,26}{0,144} = 10,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Ekstsentrilisuse e kontroll eeldustele:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{10,26}{58,90} = 0,174 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} = 0,04 < e = 0,174 < \frac{L}{6} = 0,2$$

Järelikult rahuldab taldmik seatud tingimusi.

7.1.4 VUNDAMENDI TUGEVUSKONTROLL

Vundamentide tugevuskontrollil lähtutakse standardis EVS-EN 1992-1-1:2007 esitatud juhistest.

Põikjõukandevõime kontroll

Taldmiku kasuskõrgus:

$$d_1 = h_t - c - \frac{\phi}{2} = 250 - 70 - \frac{20}{2} = 170 \text{ mm}$$

Kus:

$$h_t = 250 \text{ mm} \quad \text{-taldmiku paksus}$$

$$c = 70 \text{ mm} \quad \text{- vundamenti kaitsekiht alapinnas}$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \quad \text{- armatuuri eeldatav läbimõõt}$$

Arvutuslik põikjõud kriitilises lõikes, posti servast kaugusel d_1 :

Netokoormused kontrollitavale taldmikuosale:

Taldmiku otsa juures:

$$q_{max} = \sigma_{max} - q_{\ddot{u}} = 153,1 - 29,16 = 123,9 \frac{kN}{m^2}$$

Kriitilise lõike kohal, posti servast kaugusel d_1 :

$$q_x = \sigma_{max} - (\sigma_{max} - \sigma_{min}) \cdot \frac{a - d_1}{L} - q_{\ddot{u}}$$

$$q_x = 153,1 - (153,1 - 10,56) \cdot \frac{0,45 - 0,17}{1,2} - 29,16 = 90,65 \frac{kN}{m^2}$$

Kus:

$$a = 0,45 \text{ m} \quad \text{- taldmiku serva laius töötavas suunas}$$

Arvutuslik põikjõud kriitilises lõikes:

$$V_{Ed} = B \cdot (a - d_1) \cdot \frac{q_{max} + q_x}{2} = 0,6 \cdot (0,45 - 0,17) \cdot \frac{123,9 + 90,65}{2} = 18,02 \text{ kN}$$

Põikarmeeringu vältimiseks peab olema täidetud tingimus $V_{Ed} < V_{Rd}$, kus betooniga vastuvõetav piirpõikjõud arvutatakse valemitega:

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot k \cdot B \cdot d_1 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}}$$

$$V_{Rd,c,min} = v_{min} \cdot B \cdot d_1$$

Kus:

k - kasuskõrgusest sõltuv abitegur:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} \leq 2,0; \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{170}} = 2,085 \geq 2,0 \rightarrow k = 2,0$$

v_{min} - betooni survetugevusest sõltuv abitegur:

$$v_{min} = 0,035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} = 0,035 \cdot \sqrt{2^3 \cdot 25} = 0,495 \text{ MPa}$$

Eeldades põikarmeerimisteguri väärtuseks $\rho_1 = 0,0015$, saab arvutada sellele vastava põikjõukandevõime:

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 2 \cdot 0,6 \cdot 0,17 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0015 \cdot 25} \cdot 10^{-3} = 38,03 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,min} = 0,495 \cdot 0,6 \cdot 0,17 \cdot 10^3 = 50,49 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} = 38,03 \text{ kN} > V_{Ed} = 18,02 \text{ kN}$$

Järelikult pole arvutusliku põikarmatuuri kasutamine vajalik.

Läbisurumiskandevõime kontroll:

Võttes baaskontrollperimeetri kauguseks posti servast d_1 selgub, et baaskontrollperimeeter langeb väljapoole vundamenditalmiku külgedest. Sellisel juhul ei ole põhimõtteliselt võimalik läbisurumiskandevõime amendumisel esinev purunemispilt. Kuna põikjõukandevõime kontrolliga on tõestatud taldmiku serva vastupanu lõikele, pole täiendav läbisurumiskandevõime kontroll vajalik.

Pikiarmatuuri dimensioneerimine:

Pikiarmatuuri dimensioneerimisel lähtutakse standardis EVS-EN 1992-1-1:2007 antud juhustest.

Tööarmatuur dimensioneeritakse lähtudes kriitilises lõikes mõjuvast arvutuslikust paindemomendist.

Kriitilises lõikes mõjuv arvutuslik paindemoment

Netokoormus kriitilise lõike kohal, vundamendiposti juures:

$$q_a = \sigma_{max} - (\sigma_{max} - \sigma_{min}) \cdot \frac{a}{L} - q_{\ddot{u}}$$

$$q_a = 153,1 - (153,1 - 10,56) \cdot \frac{0,45}{1,2} - 29,16 = 70,46 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kriitilises lõikes (posti juures) mõjuv arvutuslik paindemoment:

$$M_{Ed} = B \cdot \left(\frac{q_{max} \cdot a^2}{2} - \frac{a^2 \cdot (q_{max} \cdot q_a)}{6} \right)$$

$$M_{Ed} = 0,6 \cdot \left(\frac{123,9 \cdot 0,45^2}{2} - \frac{0,45^2 \cdot (123,9 \cdot 70,46)}{6} \right) = 6,45 \text{ kNm}$$

Armatuuri dimensioneerimine lähtudes kriitilisest löikest:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot B \cdot d_1^2} = \frac{6,45}{16,7 \cdot 0,6 \cdot 0,17^2} \cdot 10^{-3} = 0,0223$$

Armatuurile A500HW vastav tegur $\mu_c = 0,372 > \mu = 0,0223$, seega:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0223} = 0,0223$$

Pikitõmbearmatuuri arvutuslikult vajalik ristlõikepindala leitakse valemiga:

$$A_{s1} = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot d_1}{f_{yd}} = \frac{0,0223 \cdot 16,7 \cdot 0,17}{435} \cdot 10^6 = 145,5 \text{ mm}^2$$

Pikitõmbearmatuuri vähim lubatud ristlõikepindala leitakse valemiga:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot B \cdot d_1 \geq 0,0013 \cdot B \cdot d_1$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,6}{435} \cdot 0,6 \cdot 0,17 \cdot 10^6 = 158,5 \text{ mm}^2 \geq \\ \geq 0,0013 \cdot 0,6 \cdot 0,17 \cdot 10^6 = 132,6 \text{ mm}^2$$

Taldmik armeeritakse töötavas suunas varrastega 3x 10mm A500HW sammuga 200mm

$$A_s = 236 \text{ mm}^2$$

Tegelik pikiarmeeringistegur:

$$\rho_1 = \frac{A_s}{B \cdot d_1} = \frac{236}{600 \cdot 170} = 0,0023$$

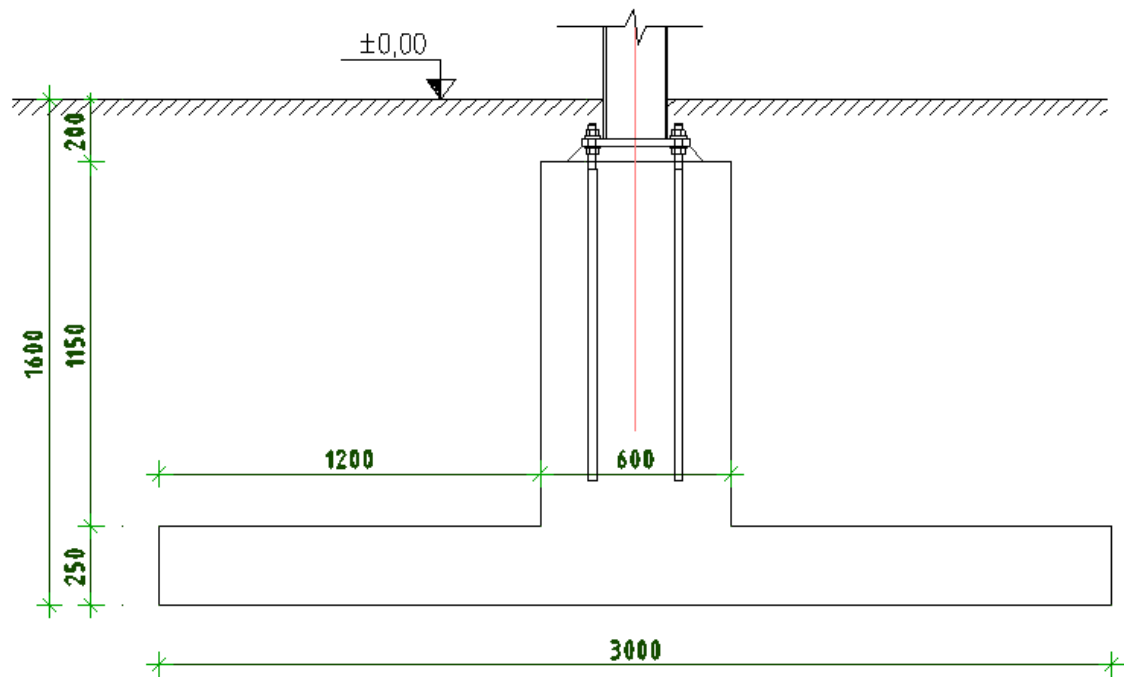
Vundament armeeritakse mõlemas suunas varrastega A500HW sammuga 200mm.

7.2 VUNDAMENDID KONSOOLSETE POSTIDEGA KARKASSILAHENDUSES

Arvutusnäitena on toodud vundamendi kandevõime seisukohalt kõige ebasoodsam koormuskombinatsioon KK2 kus domineeriva tuulekoormuse tõttu mõjub vundamendile suur horisontaalkoormus.

7.2.1 VUNDAMENDI GEOMEETRIA

Vundamendi geomeetria on kujutatud joonisel 7.1.



Joonis 7.1. Vundamendi V-01 geometria konsoolse postiga karkassilahenduses.

7.2.2 KOORMUSED

Arvutusnäitena on toodud vundamendi kandevõime seisukohalt kõige ebasoodsam koormuskombinatsioon KK2, kus domineeriva tuulekoormuse tõttu mõjub vundamendile suur horisontaalkoormus ja paindemoment.

Käesoleva töö punktis 3.4.2 on tõestatud, et tegemist on teist järku sisejõududele tundliku konstruktsiooniga. Tugevusarvutuste teostamisel tuleb seetõttu nende mõju arvesse võtta. Selleks suurendame posti paindemomenti eelnevalt leitud teguriga $k_{\alpha} = 1,21$:

Vundamendile mõjuvad koormused KK2-s:

$$N_{Ed} = 32,60 \text{ kN}$$

$$M = 48,89 \text{ kNm}$$

$$Q_{Ed} = 16,68 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 48,89 \cdot 1,21 = 59,16 \text{ kNm}$$

Kuna vundamendile mõjub ka horisontaalkoormus, tuleb taldmiku dimensioneerimisel arvestada ka horisontaalkoormusest tekkivat momenti:

$$M = M_{Ed} + Q_{Ed} \cdot 1,4 = 59,16 + 16,68 \cdot 1,4 = 82,51 \text{ kNm}$$

7.2.3 TALDMIKU MÕÖTMETE JA PINNASE KOORMUSE MÄÄRAMINE

Taldmiku dimensioneerimise ja pinnase koormuste määramise põhimõtteid on kirjeldatud punktis 7.1.3.

Taldmiku minimaalne vajalik laius B:

$$B = \sqrt{\frac{N_{Ed}}{q_u - \gamma_G \cdot (h_{tp} \cdot \rho_{tp} + h_t \cdot \rho_c)}} = \sqrt{\frac{32,60}{200 - 1,2 \cdot (1,35 \cdot 18 + 0,25 \cdot 25)}} = 0,447 \text{ m}$$

Taldmiku laiuseks valitakse 0,9m

Taldmiku minimaalne vajalik pikkus L:

$$(q_u)' = 1,2 \cdot q_u - \gamma_G \cdot (h_{tp} \cdot \rho_{tp} + h_t \cdot \rho_c) =$$

$$= 1,2 \cdot 200 - 1,2 \cdot (1,35 \cdot 18 + 0,25 \cdot 25) = 203,3 \text{ kN}$$

$$L = \frac{N_{Ed} + \sqrt{N_{Ed}^2 + 24 \cdot (q_u)' \cdot B \cdot M}}{2 \cdot (q_u)' \cdot B} =$$

$$= \frac{32,60 + \sqrt{32,60^2 + 24 \cdot 203,3 \cdot 0,9 \cdot 82,51}}{2 \cdot 203,3 \cdot 0,8} = 1,736 \text{ m}$$

Valitud taldmiku pikkus L=3m

Taldmikule ülalt rakenduv arvutuslik jaotatud koormus täitepinnasest:

$$q_{\ddot{u}} = \gamma_G \cdot (h_{tp} \cdot \rho_{tp}) = 1,2 \cdot (1,35 \cdot 18) = 29,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tegelik vertikaalkoormus taldmiku alusele pinnasele:

$$N = N_{Ed} + B \cdot L \cdot \gamma_G \cdot (h_{tp} \cdot \rho_{tp} + h_t \cdot \rho_c)$$

$$N = 32,60 + 0,9 \cdot 3 \cdot 1,2 \cdot (1,35 \cdot 18 + 0,25 \cdot 25) = 115,1 \text{ kN}$$

Taldmiku vastavuse kontroll eelduseks võetud võrratustele:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{115,1}{2,4} = 42,62 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq q_u = 200 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$W = \frac{B \cdot L^2}{6} = \frac{0,9 \cdot 3^2}{6} = 1,35 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{115,1}{2,7} + \frac{82,51}{1,35} = 103,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq 1,2 \cdot q_u = 1,2 \cdot 200 = 240 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} = \frac{115,1}{2,7} - \frac{82,51}{1,2} = -18,49 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Ekstsentrilisuse e kontroll eeldatule:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{82,51}{115,1} = 0,717 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} = 0,1 < e = 0,717 > \frac{L}{6} = 0,5$$

Taldmiku kontrollarvutustest selgub, et koormuse ekstsentrilisus on dimensioneerimisarvutuste eelduseks seatud tingimustest suurem. Seetõttu tekivad taldmiku all olevasse pinnasesse tõmbepinged. Kuna pinnas sisuliselt tõmbetugevust ei oma, tõuseb piirseisundis taldmik teatud ulatuses pinnasest lahti. Sellest tingitult toimub survepingete ümberjaotumine. Antud olukorda saaks vältida taldmike mõõtude suurendamisega. Praktikas ei pruugi selline teguviis anda aga kõige ökonoomsemat lahendust.

Erinevatele allikatele tuginedes võib tõmbepingete tekkimist siiski teatud määral lubada. Kui hoones ei ole sildkraanasid ning vundamendi aluspinnas ei ole voolamisohklik (plastne savi, veega küllastunud liiv), võib piirseisundis lubada taldmiku all pingete ümberjaotumist. Vältimaks ülemäärase kalde tekkimist, piiratakse tavaliselt pingeta tallaosa pikkust, mis ei ole soovitav üle veerandi talla pikkusest. Sellisel juhul toimub vundamendi mõõtmete määramine järk-järgulise lähenemise teel. Käesolevas töös ei ole kajastatud sooritatud lähendusarvutusi. Kontrollitava näitena on toodud optimaalne taldmiku lahendus, mis vastab esitatavatele nõuetele.

Surutud taldmikuosa pikkus:

Kuna pingete ümberjaotumisel tekivad pingepüür taldmiku all on kolmnurkne, saab eeldada, et survetsooni raskuskese peab asuma resultantjõu kohas. Sellest lähtuvalt on koostatud järgmised valemid.

Surutud taldmikuosa pikkus leitakse valemiga:

$$L_s = 3 \left(\frac{L}{2} - e \right) = 3 \left(\frac{3}{2} - 0,717 \right) = 2,35 \text{ m} > \frac{3}{4} \cdot L = 2,25 \text{ m} \quad (7.7)$$

Pinge taldmiku serva all leitakse valemiga:

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot N}{L_s \cdot B} = \frac{2 \cdot 115,1}{2,35 \cdot 0,9} = 108,7 \frac{kN}{m^2} \leq 1,2 \cdot q_u = 1,2 \cdot 200 = 240 \frac{kN}{m^2} \quad (7.8)$$

Järelikult valitud vundament vastab seatud tingimustele.

7.2.4 VUNDAMENDI TUGEVUSKONTROLL

Põikjõukandevõime kontroll:

Taldmiku kasuskõrgus:

$$d_1 = h_t - c - \frac{\phi}{2} = 250 - 70 - \frac{20}{2} = 170 \text{ mm}$$

Arvutuslik põikjõud kriitilises lõikes, posti servast kaugusel d_1 :

Netokoormused kontrollitavale taldmikuosale:

Taldmiku otsa juures:

$$q_{max} = \sigma_{max} - q_{\ddot{u}} = 108,7 - 29,16 = 79,71 \frac{kN}{m^2}$$

Kriitilise lõike kohal, posti servast kaugusel d_1 :

$$q_x = \frac{\sigma_{max}}{L_s} \cdot (L_s - (a - d_1)) - q_{\ddot{u}}$$

Kus:

$a = 1,2 \text{ m}$ - taldmiku serva laius

$$q_x = \frac{115,1}{2,35} \cdot (2,35 - (1,2 - 0,17)) - 29,16 = 31,97 \frac{kN}{m^2}$$

Arvutuslik põikjõud kriitilises lõikes:

$$V_{Ed} = B \cdot (a - d_1) \cdot \frac{q_{max} + q_x}{2} = 0,9 \cdot (1,2 - 0,17) \cdot \frac{79,71 + 31,97}{2} = 51,76 \text{ kN}$$

Põikarmeeringu vältimiseks peab olema täidetud tingimus $V_{Ed} < V_{Rd}$.

Eeldades põikarmeeringumisteguri väärtuseks $\rho_1 = 0,0015$, saab arvutuada sellele vastava põikjõukandevõime:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{170}} = 2,085 \geq 2,0 \rightarrow k = 2,0$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot k \cdot B \cdot d_1 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}}$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 2 \cdot 0,9 \cdot 0,17 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0015 \cdot 25} \cdot 10^{-3} = 57,05 \text{ kN}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} = 0,035 \cdot \sqrt{2^3 \cdot 25} = 0,495 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c,min} = v_{min} \cdot B \cdot d_1 = 0,495 \cdot 0,6 \cdot 0,17 \cdot 10^3 = 67,32 \text{ kN}$$

Tugevuskontroll:

$$V_{Rd,c} = 57,05 \text{ kN} > V_{Ed} = 51,76 \text{ kN}$$

Järelikult pole arvutusliku põikarmartuuri kasutamine vajalik.

Läbisurumiskandevõime kontroll:

Võttes baaskontrollperimeetri kauguseks posti servast d_1 selgub, et baaskontrollperimeeter langeb väljapoole vundamenditalmiku külgedest. Sellisel juhul ei ole põhimõtteliselt võimalik läbisurumiskandevõime ammendumisel esinev purunemispilt. Kuna põikjõukandevõime kontrolliga on tõestatud taldmiku vastupanu lõikele pole täiendav läbisurumiskandevõime kontroll vajalik.

Pikiarmatuuri dimensioneerimine:

Netokoormus kontrollitavale taldmikuosale kriitilise lõike kohal, vundamendiposti juures:

$$q_a = \frac{\sigma_{max}}{L_s} \cdot (L_s - a) - q_{\ddot{u}} = \frac{115,1}{2,35} \cdot (2,35 - 1,2) - 29,16 = 24,10 \frac{kN}{m^2}$$

Kriitilises lõikes (posti kõrval) mõjuv arvutuslik paindemoment:

$$M_{Ed} = B \cdot \left(\frac{q_{max} \cdot a^2}{2} - \frac{a^2 \cdot (q_{max} + q_a)}{6} \right)$$

$$M_{Ed} = 0,9 \cdot \left(\frac{79,71 \cdot 1,2^2}{2} - \frac{1,2^2 \cdot (79,71 + 24,10)}{6} \right) = 39,64 \text{ kNm}$$

Armatuuri dimensioneerimine lähtudes kriitilisest lõikest:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot B \cdot d_1^2} = \frac{39,64}{16,7 \cdot 0,9 \cdot 0,17^2} \cdot 10^{-3} = 0,0913$$

Armatuurile A500HW vastav tegur $\mu_c = 0,372 > \mu = 0,0913$, seega:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0913} = 0,0959$$

Pikitõmbearmatuuri arvutuslikult vajalik ristlõikepindala:

$$A_{s1} = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot d_1}{f_{yd}} = \frac{0,0959 \cdot 16,7 \cdot 0,17}{435} \cdot 10^6 = 625,9 \text{ mm}^2$$

Pikitõmbearmatuuri vähim lubatud ristlõikepindala:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot B \cdot d_1 \geq 0,0013 \cdot B \cdot d_1$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,6}{435} \cdot 0,9 \cdot 0,17 \cdot 10^6 = 237,8 \text{ mm}^2 \geq \\ \geq 0,0013 \cdot 0,9 \cdot 0,17 \cdot 10^6 = 198,9 \text{ mm}^2$$

Taldmiku armeerimine:

Taldmik armeeritakse töötavas suunas varrastega 4x 16mm A500HW sammuga 250mm

$$A_s = 804 \text{ mm}^2$$

Tegelik pikiarmeeringistegur:

$$\rho_1 = \frac{A_s}{B \cdot d_1} = \frac{804}{900 \cdot 170} = 0,0053$$

Ühes suunas töötava plaadi puhul tuleb ette näha põiksuunas konstruktiivne armatuur, mille pindala moodustab vähemalt 20% tööarmatuuri pindalast.

Tööarmatuuri pindala ühikpikkuse kohta:

$$A_s = \frac{A_{s1}}{B} = \frac{804}{0,9} = 893,3 \frac{mm^2}{m}$$

Jaotusarmatuuri minimaalne pindala ühikpikkuse kohta:

$$A_{s,j} = 0,2 \cdot A_s = 0,2 \cdot 893,3 = 178,7 \frac{mm^2}{m}$$

Taldmik armeeritakse jaotusvarrastega 10mm A500HW sammuga 400mm

8 JÄIGASTUSSÜSTEEMI ARVUTUS

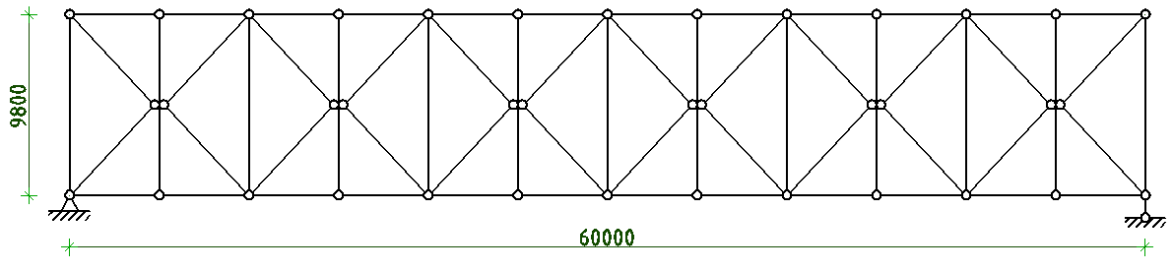
Varjualuse kandekonstruktsioon koosneb üksikutest tasapindsetest kandjatest, mis ühendatakse omavahel sidemete abil ruumiliseks jäigaks tervikuks. Raamide, kui tasapinnaliste varrasskeemide arvutamise eelduseks on seatud, et sõlmede paigutised on normaali tasapinna suunas takistatud. Seetõttu on esmatähtis tagada arvutusskeemide aluseks oleva konstruktsiooni tasapinna vertikaalne asend, kuna sellest sõltub kinnitustingimuste ja nõtkepikkuste kehtivus. Sidemetesüsteemi ülesandeks on :

- Võtta vastu tuulekoormus.
- Tagada karkassi ruumiline stabiilsus.
- Tagada sujuv ja ohutu montaaž.

8.1 SIDEMETEGA JÄIGASTATUD KARKASSILAHENDUS

8.1.1 HORISONTAALSED SIDEMED

Horisontaalsete sidemete ülesandeks on võtta vastu risti hoonet mõjuv tuulekoormus ning kanda see otsaseintes paiknevate vertikaalsidemetes. Horisontaalse sidesõrestiku laiuseks soovitatakse tavaliselt võtta 1/10 sõrestiku sildest. Sellega tagatakse ökonoomne materjalikasutus ja kandepiiriseisundis jäävad sõrestiku paigutised piisavalt väikesteks, et neist tingitud teist järku sisejõud ei oma märkimisväärset mõju. Käesoleva hoone puhul osutub soodsaks kavandada sidesõrestiku laius võrdseks kogu hoone laiusega. Sellise lahenduse puhul on võimalik ära kasutada piki hoonet paiknevaid perimeetrisidemeid sõrestiku vöödena. Sõrestiku survevarrastena töötavad raami riiviks olevaid katuse peatalad. Sõrestiku tõmbevarrasteks nähakse ette katusetalade vahele paigaldatavad diagonaalsed sidevardad. Projekteeritud horisontaalse sidesõrestiku varrasskeem on toodud joonisel 8.1.



Joonis 8.1.Horisontaalse sidesõrestiku varrasskeem..

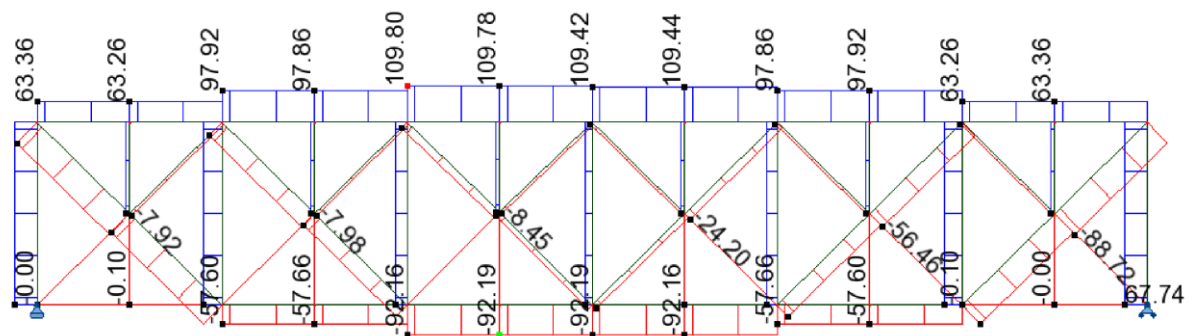
8.1.2 VERTIKAALSED SIDEMED

Vertikaalsidemete ülesandeks on horisontaalselt sidesüsteemilt ja otsaseinalt tuleva tuulekoormuse vastuvõtmine ja vundamentidele ülekandmine. Selleks paigutatakse vajalikesse kohtadesse karkassipostide vahele diagonaalsidemed. Vertikaalsed diagonaalvardad on kavandatud töötama ainult tõmbele. Konstruktsioon on arvatud eeldades, et survele allutatud diagonaalsidemed nõtkuvad välja ja vastupanu ei oma.

8.1.3 KOORMUSED JA SISEJÕUD

Horisontaalset sidemetesüsteemi arvutatakse paralleelvöödega sõrestikuna. Sõrestiku diagonaalvardad on kavandatud töötama ainult tõmbele. Sõrestiku koormamisel eeldatakse, et survele allutatud diagonaalsidemed nõtkuvad välja ja kandevõimet ei oma. Selline eeldus on kehtiv tingimusel, et diagonaalsidemed on piisavalt saledad.

Sidevarraste staatika arvutuste aluseks on võetud joonsel 8.1 toodud varrasskeem. Varraste sisejõudude leidmiseks on sõrestiku survevarrasteks olevaid laetalasid koormatud punktkoormustega. Vastavalt koormuskombinatsioonidele kasutati punktkoormustena vastava tala horisontaalreaktsioone. Joonisel 8.2 on kujutatud suurimaid sisejõudusid esile kutsuva koormuskombinatsiooni normaaljõudude epüür.



Joonis 8.2.Horisontaalsõrestiku normaaljõudude epüür koormuskombinatsioonis 3. (kN)

8.1.4 DIAGONAALSIDEME DIMENSIONEERIMINE

Diagonaalsidemete ristlõiked on allutatud ainult tõmbepingetele. Sellest tulenevalt võiks sobida mistahes piisava ristlõikepindalaga profiil. Praktikas võib selline teguviis viia lahenduseni, kus konstruktsiooni esteetiline välimus kannatab liigselt läbirippuvate sidemete tõttu. Antud olukorra vältimiseks on ristlõike dimensioneerimise aluseks võetud maksimaalne soovituslik saledus $\lambda_{max} < 400$.

Minimaalne vajalik ristlõike inertsimoment:

$$L_{eff} = 6900 \text{ mm}$$

$$\lambda_{max} \leq 400$$

$$i = \frac{L_{eff}}{\lambda_{max}} = \frac{6900}{400} = 17,25 \text{ mm}$$

Vähima omakaaluga ristlõige, mis eeldatud tingimusele vastas, oli nelikanttoru mõõtmetega 50x50x3mm.

Nelikanttoru 50x50x3 andmed vastavalt Ehituskonstruktori käsiraamatu tabelile 12.3:

$$g_k = 4,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad - \text{omakaal}$$

$$A = 541 \text{ mm}^2 \quad - \text{ristlõike pindala}$$

$$i = 19,0 \text{ mm} \quad - \text{inertsiraadius}$$

Ristlõike tugevuskontroll:

Ristlõikele mõjuv suurim normaalpinge vastavalt joonisele 8.2 $N_{Ed} = 88,72 \text{ kN}$

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{541 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 190,1 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 88,72 \text{ kN}$$

Järelikult on ristlõike kandevõime tagatud.

8.2 KONSOOLSE POSTIGA KARKASSI LAHENDUS

Konsoolsete postidega karkassilahenduse korral on hoone põikjäikus tagatud teljel B paiknevate jäiga vundamendisõlmega postidega. Sellest tulenevalt pole hoone täiendav põiksuunaline jäikuse tagamine vajalik. Pikijäikuse tagamine on lahendatud analoogselt jäigastussõrestikuga variandile. Hoone otsale mõjuv tuulekoormuse vastuvõtmine ja raamide vertikaalasendi tagamine on lahendatud piki hoone servi paiknevate perimeetrisidemete ja vertikaalsete diagonaalvarrastega.

Nimetatud sidevarraste kontrollarvutusi käesolevas töös kajastatud ei ole. Sidevarraste valmistamiseks kuluva materjali kokkuvõte on esitatud peatükis 9.

9 MATERJALIDE KULU

Arvutuste kokkuvõtteks on käesolevas peatükis esitatud kandekonstruksioonide spetsifikatsioonid. Esitatud tabelites on näha materjalide kulu mõlema konstruksiooni lahenduse korral. Esitatud ei ole konstruksioonelementide mahtu, mille kogus konstruksioonilahendusest ei olene (kergroovid, profiilplekid).

9.1 MATERJALIDE KULU SIDESÕRESTIKUGA KARKASSILAHENDUSES

Sidesõrestikuga karkassi arvutuskeemi aluseks on täielikult sidemetega jäigastatud süsteem. Horisontaalsete jõudude ülekandmiseks kasutatakse katusetalade tasapinda paigutatud, üksikutest varrastest koostatud, sõrestikku. Horisontaalsete koormuste vastuvõtmiseks ja vundamentidele kandmiseks kasutatakse seinte tasapinda paigutatud vertikaalseid silediagonaale.

9.1.1 VUNDAMENDID

Vundamentide ehituseks kuluvate materjalide kogused on esitatud tabelites 9.1 ja 9.2. Vundamentide ehitamisel kasutatakse betooni C25/30 ja armatuurterast A500HW. Ankrupoldid on valitud Peikko Group tootekataloogist. Kõigis vundamentides on kasutatud ankrupolte HPM20P. Vundamendid peavad vastama XC2 keskkonnaklassile.

Vundamendi tähis	Vundamendi laius (m)	Vundamendi pikkus (m)	Vundamendi paksus (m)	Vundamendi maht (m ³)	Vundamentide arv (tk)	Vundamentide maht kokku (m ³)
V-1-01	0,60	1,20	0,25	0,29	11	3,19
V-1-02	1,50	1,50	0,30	0,99	1	0,99
V-1-03	1,50	1,50	0,30	0,97	1	0,97
						5,13

Tabel 9.1. Vundamentide betoneerimise maht sõrestikuga karkassilahenduses.

Vundamendi tähis	Armatuurterase mass (kg)	Ankrupoltide arv (tk)	Vundamentide arv (tk)	Armatuurterase mass kokku (kg)	Ankrupoltide arv kokku (tk)
V-1-01	14,3	2	11	157,3	22
V-1-02	101,3	4	1	101,3	4
V-1-03	97,8	4	1	97,8	4
				356,4	30

Tabel 9.2. Vundamentide armeerimise ja ankrupoltide maht sõrestikuga karkassilahenduses.

9.1.2 TERASKARKASS:

Terasest karkassielementide valmistamiseks kuluva terase kogused on esitatud tabelites 9.3, 9.4 ja 9.5. Kasutatud on nelikanttoru- ja IPE ristlõikega profiile terase klassiga S355J2. Elementide tootmisel ühendatakse detailid keevisõmblustega. Teraspindade viimistlus peab rahuldama keskkonnaklassi C3 nõudeid.

Posti tähis	Posti pikkus (m)	Posti ristlõige	Posti mass (kg)	Postide arv (tk)	Postide mass kokku (kg)
MP-1-01	5,15	120x120x4	80,7	11	887,4
MP-1-02	2,50	100x100x4	38,5	1	38,5
MP-1-03	2,56	70x70x3	43,8	1	43,8
MP-1-04	2,91	100x100x4	50,3	1	50,3
MP-1-05	3,25	100x100x4	52,3	1	52,3
MP-1-06	2,56	100x100x4	41,8	1	41,8
MP-1-07	4,82	100x100x4	68,4	1	68,4
MP-1-08	5,23	100x100x4	73,1	1	73,1
					1255,5

Tabel 9.3. Postide valmistamiseks kuluv terase mass sõrestikuga karkassilahenduses

Tala tähis	Tala pikkus (m)	Tala ristlõige	Tala mass (kg)	Talade arv (tk)	Postide mass kokku (kg)
MT-1-01	9,93	IPE270	391,1	11	4263,5
MT-1-02	9,93	140x80x4	150,6	1	150,6
MT-1-03	9,93	70x70x3	150,6	1	150,6
					4603,0

Tabel 9.4. Talade valmistamiseks kuluv terase mass sõrestikuga karkassilahenduses

Sideme tähis	Sideme pikkus (m)	Sideme ristlõige	Sideme mass (kg)	Sidemete arv (tk)	Sidemete mass kokku (kg)
JS-1-01	4,95	100x100x4	61,1	24	1467,5
JS-1-02	6,92	50x50x3	30,5	24	730,3
JS-1-03	5,42	40x40x3	19,0	2	37,9
JS-1-04	4,88	40x40x3	17,2	3	51,6
JS-1-05	5,14	50x50x3	18,0	1	18,0
JS-1-06	7,77	100x100x4	33,9	1	33,9
JS-1-07	7,51	100x100x4	32,8	1	32,8
					2372,0

Tabel 9.5. Sidevarraste valmistamiseks kuluv terase mass sõrestikuga karkassilahenduses

9.2 MATERJALIDE KULU KONSOOLSE POSTIGA KARKASSILAHENDUSES

Konsoolse postiga karkassi arvutuskeemi aluseks on osaliselt sidemetega jäigastatud süsteem. Põiki hoonega on horisontaalsete jõudude ülekandmiseks ja vastuvõtmiseks teljel C paiknevad, jäiga vundamendisõlmega postid. Piki hoonet on horisontaalsete jõudude ülekandmiseks piki hoonet paiknevaid pikivardaid. Horisontaalsete koormuste vastuvõtmiseks ja vundamentidele kandmiseks kasutatakse seinte tasapinda paigutatud vertikaalseid silediagonaale.

9.2.1 VUNDAMENDID

Vundamentide ehituseks kuluvate materjalide kogused on esitatud tabelites 9.6 ja 9.7. Vundamentide ehitamisel kasutatakse betooni C25/30 ja armatuurterast A500HW. Vundamendid peavad vastama XC2 keskkonnaklassile. Ankrupoldid on valitud Peikko Group tootekataloogist. Vundamentides V-2-01 on kasutatud ankrupolte HPM24P, V-2-02 ja V-2-03 kasutatakse ankrupolte HPM20P.

Vundamendi tähis	Vundamendi laius (m)	Vundamendi pikkus (m)	Vundamendi paksus (m)	Vundamendi maht (m ³)	Vundamentide arv (tk)	Vundamentide maht kokku (m ³)
V-2-01	0,90	3,00	0,25	0,95	11	10,45
V-2-02	1,00	1,10	0,30	0,68	1	0,68
V-2-03	1,00	1,00	0,30	0,67	1	0,67
						11,80

Tabel 9.6. Vundamentide betoneerimise maht konsoolse postiga karkassilahenduses.

Vundamendi tähis	Armatuurterase mass (kg)	Ankrupoltide arv (tk)	Vundamentide arv (tk)	Armatuurterase mass kokku (kg)	Ankrupoltide arv kokku (tk)
V-2-01	43,7	4	11	480,7	44
V-2-02	70,8	2	1	70,8	2
V-2-03	69,1	2	1	69,1	2
				620,6	48

Tabel 9.7. Vundamentide armeerimise ja ankrupoltide maht konsoolse postiga karkassilahenduses.

9.2.2 TERASKARKASS:

Terasest karkassielementide valmistamiseks kuluva terase kogused on esitatud tabelites 9.8, 9.9 ja 9.10. Kasutatud on nelikant- ja IPE ristlõikega profiile terase klassiga S355J2. Elementide tootmisel ühendatakse detailid keevisõmblustega. Teraspindade viimistlus peab rahuldama keskkonnaklassi C3 nõudeid.

Posti tähis	Posti pikkus (m)	Posti ristlõige	Posti mass (kg)	Postide arv (tk)	Postide mass kokku (kg)
MP-2-01	5,15	200x100x6	158,1	11	1738,8
MP-2-02	2,50	100x100x4	38,5	1	38,5
MP-2-03	2,56	70x70x3	42,9	1	42,9
MP-2-04	2,91	100x100x4	48,6	1	48,6
MP-2-05	3,25	100x100x4	50,6	1	50,6
MP-2-06	2,56	100x100x4	41,8	1	41,8
MP-2-07	4,82	100x100x4	68,4	1	68,4
MP-2-08	5,23	100x100x4	73,1	1	73,1
					2102,6

Tabel 9.8. Postide valmistamiseks kuluv terase mass konsoolse postiga karkassilahenduses

Tala tähis	Tala pikkus (m)	Tala ristlõige	Tala mass (kg)	Talade arv (tk)	Postide mass kokku (kg)
MT-2-01	9,93	IPE270	387,6	11	4263,5
MT-2-02	9,93	140x80x4	148,5	1	148,5
MT-2-03	9,93	70x70x3	148,5	1	148,5
					4569,5

Tabel 9.9. Talade valmistamiseks kuluv terase mass konsoolse postiga karkassilahenduses

Sideme tähis	Sideme pikkus (m)	Sideme ristlõige	Sideme mass (kg)	Sidemete arv (tk)	Sidemete mass kokku (kg)
JS-2-01	4,98	70x70x4	41,6	25	1039,4
JS-2-02	6,92	50x50x3	30,5	2	60,9
JS-2-03	5,42	40x40x3	19,0	2	37,9
JS-2-04	5,39	40x40x3	18,9	1	18,9
JS-2-05	5,59	50x50x3	19,5	1	19,5
JS-2-06	7,77	100x100x4	33,9	1	33,9
JS-2-07	7,51	100x100x4	32,8	1	32,8
					1243,3

Tabel 9.10. Sidevarraste valmistamiseks kuluv terase mass konsoolse postiga karkassilahenduses

9.3 MATERJALIDE KULU KOKKUVÕTE

Summeeritud materjalide kulu kokkuvõte on esitatud tabelis 9.11. Spetsifikatsioone, materjalide hinda ja tööjõukulu arvestades on võimalik arvutada hoone kandekarkassi püstitamise kulud.

Lahendus	Terase mass (kg)	Betooni maht (m ³)	Armatuurterase mass (kg)	Ankrupoltide arv (tk)
sidesõrestik	8230	5,13	356,4	30
konsoolpostid	7906	11,80	620,6	48
Vahe	324	-6,67	-264,6	-18

Tabel 9.11. Materjalide kulu kokkuvõte.

10 ANALÜÜS JA JÄRELDUSED

10.1 SIDEMETEGA JÄIGASTATUD KARKASSILAHENDUS

Sidesõrestikuga karkassi arvutuskeemi aluseks on täielikult sidemetega jäigastatud süsteem. Horisontaalsete jõudude ülekandmiseks kasutatakse katusetalade tasandisse paigutatud, üksikutest varrastest koostatud, sõrestikku. Horisontaalsete koormuste vastuvõtmiseks ja vundamentidele kandmiseks kasutatakse seinte tasapinda paigutatud vertikaalseid silediagonaale.

Sidemetega jäigastatud karkassil ei mõju vundamentidele suured koormused. Vundamentidele ei kanta karkassist üle paindemomente. Karkassi horisontaalreaktsioonist tingitud paindemoment vundamendi taldmiku suhtes on väike. Võrreldes konsoolse postiga lahendusega on taldmikule mõjuva paindemomendi arvutuslik väärtus ligi kuus korda väiksem. Tulenevalt sellest on vundamendi taldmiku mõõtemeteks projekteeritud 0,6x1,2 m. Kuna tegemist on väikeste vundamentidega, tähendab see ka väiksemaid kulutusi kaeve ja rakestustöödele.

Hoone teraspostide arvutamisel on loetud posti otsad liigendilisteks. Postides saab sel juhul tekkida paindemoment ainult horisontaalsest tuulekoormusest. Tegemist on võrdlemisi madala hoonega, mistõttu on ka rakenduv tuulekoormus väike. Seetõttu on hoone postid üsna saledad. Vundamendi ja posti sõlmes ei ole vajadust kanda üle painemomenti. Seetõttu on ka ühendussõlm lihtne ja kerge. Sõlmes pole vajalik kasutada suure ristlõikega ankrupolte ja paksu alusplaati.

Katusetalade arvutamisel on arvesse võetud, et talad on tööle rakendatud katuses paikneva sidesõrestiku survevarrastena. Teostatud kontrollarvutustest selgub, et tegelikkuses mõjutab sidesõrestiku töö katusetala kandevõimet marginaalselt. Sellel põhjusel kasutatakse mõlema karkassilahenduse puhul laetalana IPE270 profiile.

Hoone stabiilsuse tagamiseks vajaminevate sidevarraste hulk on suur. Ühendamiseks karkassi jäigaks tervikuks, on seetõttu ka erinevate ühendussõlmede hulk suur. Kuigi

projeteeritud elementide ristlõiked on väikesed, selgub materjalide kulu kokku arvutades, et tänu nende suurele hulgale, on karkassi kogumass suurem konsoolse postiga lahendist.

Analüüsitud karkassilahenduse eeliseks võib tuua vundamentide rajamise odavuse. Betooni ja armatuurterase kogus on väike. Võrreldes konsoolse postiga lahendusega on betooni ja armatuurterase kulu kolm korda väiksem. Vähem tuleb kasutada ka ankrupolte, kusjuures kasutatud poltide ristlõiked on väiksemad.

Puudustena tuleb ära märkida, et teraskarkassi poolst ei ole tegemist ökonoomsema variandiga. Keerukama ja rohkemate elementidega kandeskeemiga hoone püstitamise on ajamahukam. Seetõttu on tööjõukulu poolst tegemist tõenäoliselt ebasoodsama variandiga.

10.2 KONSOOLSE POSTIGA KARKASSILAHENDUS

Teise karkassilahendusena on vaadeldud osaliselt jäigastamata kandekonstruktsiooni. Hoone põiksuunaline jäikus tagatakse sel juhul teljel C paiknevate konsoolsete postidega.

Vundamendi kandevõime poolst on vaadeldav karkassilahendus ebasoodne. Tegemist on kerge karkasshoonega, mille vertikaalkoormused vundamendile on väikesed. Domineeriva tuulekoormusega koormuskombinatsioon põhjustab vundamendi talla suhtes suure ekstsentrilisusega koormust. Vundamendi kandevõime tagamiseks on dimensioneeritud taldmiku mõõtmeteks 0,9x3,0 m. Postidelt tuleva paindemomendi ülekandmiseks peab nende ühendussõlm olema jäik ja piisava tugevusega. Selle nõude tagamiseks on projekteeritud posti jalg, mille alusplaadi paksus on 25mm. Ühe vundamendi sisse betoneeritakse posti kinnitamiseks neli HMP24P ankrupolti.

Hoone teraspostide arvutamisel on loetud posti otsad jäikadeks. Kuna raami riivi tasandis pole sõlmede siirdumine tekistatud, tekib horisontaalkoormustest posti suur paindemoment. Koormuste vastuvõtmiseks peab posti ristlõige olema suur. Teljele C on telgede vahemikus 2..12 projekteeritud nelikanttorust postid profiiliga 200x100x6 mm. Käesoleva töö punktis 4.3.2 on leitud, et vaadeldav siirduvate sõlmedega konstruktsioon on tundlik teist järku sisejäõududele. Seetõttu tuli posti ja vundamendi kandevõime kontrollil määravaks saanud 2. koormuskombinatsioonis suurendada paindemomendi väärtusi teist järku mõjureid arvestava teguriga 1,21 korda. Seetõttu muutus vundamendi koormusolukord veelgi ebasoodsamaks.

Hoone stabiilsuse tagamiseks vajaminevate sidevarraste arv on võrdlemisi väike. Kuna põiksuunaline stabiilsus on tagatud, peab hoone üldstabiilsuse tagamiseks paigaldama lisaks raamidevahelistele pikisidemetele ainult mõned diagonaalvardad.

Antud lahenduse eeliseks tuleb lugeda 324 kg väiksemat terase kulu. Karkass koostatakse väiksemast arvust elementidest. Sellest tulenevalt võib hinnata teraskarkassi valmistamist ja püstitamist vähem kulukaks.

Analüüsitud karkassilahenduse puudusena tuleb esile tõsta vundeerimise mahukust. Kuluva betooni ja armatuurterase kogus on suur. Võrreldes esimese lahendusega, on betooni ja armatuurterase kulu kolm korda suurem. Postide ankurduseks tuleb samuti kasutada rohkem ja suurema läbimõõduga ankrupolte.

10.3 JÄRELDUSED

Järelduste tegemisel on lähtunud peatükis 9 esitatud tabelitest ja punktides 10.1 ja 10.2 sooritatud analüüsist. Tabelist 9.11 on näha materjalide kulu kokkuvõtte. Selgus, et terase mahu poolest on soodsam kasutada konsoolsete postidega karkassilahendust. Võrreldes jäigastussõrestikuga kulub kõigi kandekonstruksiooni elementide valmistamiseks 324 kg vähem terast. Kõigi teiste esitatud materjalide poolest osutub soodsamaks jäigastussõrestikuga karkassilahendus. Eriti märkimisväärne on betooni kulu, mis on 2,3 korda väiksem. Antud objekt asub maapiirkonnas, betoonitehastest kaugel, mistõttu betoneerimise maksumusest moodustab märkimisväärse osa ka betooni transport automikseriga. Ankrupolte kulub vastavalt 18 tk. vähem, kusjuures kasutatakse ka väiksema läbimõõduga polte. Vundamentide armeerimiseks kuluva terase vahe on 246,4 kg täielikult jäigastatud karkassilahenduse kasuks.

Eespool loetletud järeldustele tuginedes ei saa kindlalt väita ühe karkassilahenduse paremust teise ees. Teraskonstruksiooni näol on tegemist tunduvalt kallima ehitusmaterjaliga kui armatuurteras või betoon. Tuginedes mitteametlikele ehitusmaterjalide hindadele julgeb töö autor väita, et ehitusmaksumuselt on tegemist ligikaudu võrdsete lahendustega.

Esitatud analüüsi ja järelduste põhjal võib väita, et majandus-tehnilisest vaatenurgast on tegemist samaväärsete lahendustega. Lõplik otsus, kumba varianti hoone ehitamiseks kasutada, jääb hoone omaniku kanda, lähtudes ehitusmaterjalide hindade turuseisust ja isiklikest eelistustest.

KOKKUVÕTE

Käesoleva töö käigus projekteeriti Lange-Vahe Talu põllumajandustehnika varjualuse kandekonstruktsioonid. Projekteerimise aluseks võeti tellija soovid ja Eesti Vabariigis kehtivad standardid. Projekteeritud varjualuse põhimõõtmed on 10,3x60,3 m ning kasulikku pinda on 580 m².

Konstruktiiivse skeemi valikut raskendava nõudena soovis tellija ära kasutada olemasolevat pinnase tugiseina hoone tagakülje vundamendina. Kuna tugiseinale ei saanud üle kanda paindemomente ilma selle kandevõimet oluliselt nõrgestamata, nähti ette tugiseinale toetuvad postid kinnitada sinna liigendkinnitustega. Tegemist on mõnevõrra ebahariliku lahendusega, mistõttu polnud esmapilgul selge, millist karkassi lahendust valida. Selgitamiseks ökonoomsemat lahendust, võrreldi töös kahte erinevat karkassivarianti.

Lähtudes seatud eeldustest ja piirangutest koostati kaks erinevat kandekarkassi põhiskeemi kus hoone põikjäikus oli tagatud kas sidesõrestikuga või konsoolse postiga.

Hoone karkassi sisejõudude leidmiseks arvatati välja lume ja tuulekoormuse normatiivsed väärtused.

Järgnevalt koostati sisejõudude leidmiseks vajalikud koormuskombinatsioonid. Käesolevas töös on pööratud suurt tähelepanu koormuste, koormuskombinatsioonide ja sisejõudude leidmisele. Tänapäeval toimub ristlõigete kontroll ja sisejõudude leidmine valdavalt arvutitarkvara abil. Seetõttu on oluline just oskus koostada õigeid koormuskombinatsioone ja neid vastavalt kasutada.

Staatika arvutusteks kasutati programmi Autodesk Robot Structural Analysis. Sisejõudude leidmiseks kasutati lineaarset arvutusskeemi. Põhjalikult on töös selgitatud alghälvete ja teist järku sisejõudude mõju. Arvutustega tõestati, et konsoolsete postidega konstruktsioon on tundlik teist järku sisejõudude mõjule. Konstruktsiooni deformeerunud kuju arvestamiseks leiti vastavalt koormuskombinatsioonidele teist järku sisejõudude mõju arvestavad tegurid. Selgus, et 1. koormuskombinatsioonis tuleb posti ja vundamendi arvutamisel arvestada 1,42 korda ja 2. koormuskombinatsioonis 1,21 korda suuremate paindemomentidega.

Vastavalt leitud sisejõududele on arvatatud katust kandvad talad, milleks on mõlema kandekonstruktsiooni lahenduse korral IPE- profiiliga terastalad. Katusetalal kontrolliti vastavust kande- ja kasutuspiirseisundile. Arvutustest selgus samuti, et tala sidesõrestiku survevardana tööle rakendamisest tekkiv survejõud ei oma kandevõimele märkimisväärset mõju.

Hoone karkassi kandvate raudbetoonist vundamentide dimensioneerimine teostati lubatud surve meetodil. Selgus, et konsoolsete postidega lahendus on vundamentide kandevõime suhtes võrdlemisi ebasoodne lahendus. Horisontaalkoormusega postidest vundamentidele ülekantav paindemoment tekitas vundamendi taldmikus suurt ekstsentrilist survet. Võrreldes jäigastatud karkassiga tuli koormuste vastuvõtmiseks taldmiku mõõtmeid kordades suurendada.

Viimasena on tutvustatud jäigastussüsteemide ülesehitust ja arvutusskeemi. Jäigastussüsteemi arvatati liigendliidetega sõrestikuna, mille diagonaalsidemed on arvestatud töötama ainult tõmbele.

Töö lõpus on analüüsitud saadud tulemusi ning tehtud järeldused. Esitatud on mõlema karkassilahenduse eelised ja kitsaskohad. Materjalide mahtu arvestades selgus, et konsoolsete postidega lahendus on väiksema karkassiterase kuluga. Betooni, armatuurterase ja ankrupoltide suhtes osutub ökonoomsemaks jäigastussõrestikuga lahendus. Töö lõpus jõutakse järeldusele, et majandus-tehnilises mõttes on tegemist siiski suhteliselt samaväärste lahendustega.

Käesolevat tööd saab kasutada võrdlevaks materjaliks sarnaste hoonete kandekonstruktsioonide arvutamisel.

Autori koostatud joonised on lisatud tööle eraldi kaustana.

KASUTATUD KIRJANDUS

1. Ehituskonstruktori käsiraamat / Toimetaja Tiit Masso. – Tallinn: Ehitame, 2010. 576 lk.
2. Loorits, K. Teraskonstruksioonide arvutus Eurokoodeks 3 järgi. – Tallinn: Eesti Teraskonstruksiooniühing, 2008. 211 lk.
3. Valgur, J. Raudbetoonkonstruktsioonid II. Insenerirajatised. Loengukonspekt. 2011. Tartu.
4. EVS-EN 1990:2002. Eurokoodeks. Ehituskonstruksioonide projekteerimise alused. 2002. Eesti Standardikeskus.
5. EVS-EN 1991-1-1:2002+NA:2002. Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-1: Üldkoormused. Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused. 2002. Eesti Standardikeskus.
6. EVS-EN 1991-1-3:2006+NA:2006. Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-3: Üldkoormused. Lumekoormus. 2006. Eesti Standardikeskus.
7. EVS-EN 1991-1-4/NA:2007. Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. Osa 1-4 Üldkoormused. Tuulekoormus. Eesti standardi rahvuslik lisa. 2007. Eesti Standardikeskus.
8. EVS-EN 1992-1-1:2005+NA:2007. Eurokoodeks 2. Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele. 2007. Eesti Standardikeskus.
9. EVS-EN 1992-3:2003. Raudbetoonkonstruktsioonid. Osa 3: Raudbetoonvundamendid. 2003. Eesti Standardikeskus.
10. EVS-EN 1993-1-1:2005+NA:2006. Eurokoodeks 3: Teraskonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks. 2006. Eesti Standardikeskus.
11. EVS-EN 1993-1-8:2005+NA:2006. Eurokoodeks 3: Teraskonstruksioonide projekteerimine. Osa 1-8: Liidete projekteerimine. 2006. Eesti Standardikeskus.
12. Peikko group tootekataloog. Kättesaadav:
<http://materials.crasman.fi/materials/extloader/?fid=17986&org=2&chk=5612a47e>
(14.01.2014)

LISAD

Lisa 1: Projektjoonised (eraldi köitena)



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
TARTU KOLLEDŽ

Säästva tehnoloogia õppetool

LANGE-VAHE TALU PÕLLUMAJANDUSTEHNIKA
VARJUALUSE KANDEKONSTRUKTSIOONID

LOAD BEARING STRUCTURES OF LANGE-VAHE FARM AGRICULTURAL
MACHINERY GARAGE

LISA 1

Projektjoonised

Üliõpilane: Karel Kanarik

Juhendaja: ins. Lehar Leetsaar

Tartu, 2014

JOONISTE NIMEKIRI

Sõrestikuga jäigastatud lahendus

Joonise pealkiri	Leht	Mõõtkava
Laotis teljel 2...12	1	1/50
Laotis teljel 13	2	1/50
Laotis teljel 1	3	1/50
Vundamendi V-1-01 kujujoonis	4	1/20
Vundamendi V-1-01 armeerimine	5	1/20
Vundamentide plaan	6	1/100
Postide plaan	7	1/100
Katusekarkassi laotis	8	1/100
Laotis teljel A, Laotis teljel C	9	1/100

Konsoolse postiga lahendus

Joonise pealkiri	Leht	Mõõtkava
Laotis teljel 2...12	10	1/50
Laotis teljel 13	11	1/50
Laotis teljel 1	12	1/50
Vundamendi V-2-01 kujujoonis	13	1/20
Vundamendi V-2-01 armeerimine	14	1/20
Vundamentide plaan	15	1/100
Postide plaan	16	1/100
Katusekarkassi laotis	17	1/100
Laotis teljel A, Laotis teljel C	18	1/100