



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
TALLINN UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Ehituse ja arhitektuuri instituut

RISTKIHTLIIMPUIDU KASUTUSVÕIMALUSED PUITKARKASSIST KORTERMAJADE JÄIGASTAMISEL

AREAS OF APPLICATION FOR CROSS-LAMINATED TIMBER IN THE STABILIZING SYSTEM OF
MULTI-STOREY APARTMENT BUILDINGS

MAGISTRITÖÖ
EA60LT

Üliõpilane: Morten Kaasik

Üliõpilaskood: 110515EAEI

Juhendaja: Assistent Eero Tuhkanen

Tallinn, 2017.a.

AUTORIDEKLARATSIOON

Olen koostanud lõputöö iseseisvalt.

Lõputöö alusel ei ole varem kutse- või teaduskraadi või inseneridiplomit taotletud. Kõik töö koostamisel kasutatud teiste autorite tööd, olulised seisukohad, kirjandusallikatest ja mujalt pärinevad andmed on viidatud.

"²³....." MAI 2017

Autor: .....
/ allkiri /

Töö vastab magistritööle esitatud nõuetele

"²³....." MAI 2017

Juhendaja: .....
/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

"....."201... .

Kaitsmiskomisjoni esimees
/ nimi ja allkiri /

Lõputöö lähteülesanne

Üliõpilane: Morten Kaasik

Juhendaja: Eero Tuhkanen

RISTKIHTLIIMPUIDU KASUTUSVÕIMALUSED PUITKARKASSIST KORTERMAJADE JÄIGASTAMISEL

Ristkihtliimpuit leiab enim rakendust hoone põhikonstruktsioonis, kuid järjest enam on levima on hakanud ka selle kasutamine traditsioonilistes puitehitistes: puitkarkassmajade ja viihallide jäigastamine, olemasolevate puithoonete renoveerimine jne.

Magistritöö ülesanne on analüüsida ristkihtliimpuidu kasutusvõimalusi Eestis toodetavate puitkarkassil tasapinnaliste ja ruumelementidest majade jäigastamisel.

LÕPUTÖÖ KAVAND

1. Sissejuhatus – motivatsioon
2. Eestis kasutatavate puitkarkasshoonete tüübid ja konstruktsioon
3. Hoone jäigastamise põhimõtted ja võimalused
4. Tüüpilise puitkarkassi analüüs ja kasutuspiirid mitmekorruselisest hoones
5. Ristkihtliimpuiduga jäigastamise põhimõtted ja arvutusmeetodid
6. Ristkihtliimpuidu kasutamine mitmekorruselise puitkarkasshoone jäigastamiseks: analüüs ja kasutuspiirid
7. Kokkuvõte
8. Kirjanduse loetelu

Magistritöö esitamise tähtaeg 29.05.2017

Eero Tuhkanen

Tallinn 15.06.2016

Eessõna

Käesolev magistritöö on koostatud eesmärgiga panustada puidu kui väärtusliku ja Eestis laiemat kasutust vääriava ehitusmaterjali arengusse. Täpsemalt on analüüsitud võimalusi ristkihtliimpuidu kasutamiseks puitkarkassist hoonete jäikussüsteemi loomisel.

Kui tahad liikuda kiirelt, mine üksi, kui tahad jõuda kaugemale, mine teistega koos – ehk hea töö ja tulemused tulevad lisaks individuaalsele pingutusele tänu koostööle, mille tõttu soovin tänada neid osapooli, kelle toetus on olnud oluline.

Ma soovin eelkõige tänada magistritöö juhendajat Eero Tuhkaneni töö läbiviimisel saadud konsulteerimise, nõu ja abi eest. Lisaks tänuavaldused puitmajade tootjatele Kodumaja AS ja AS Matek ning puitmaterjalide tootjale Peetri Puit OÜ kes näitasid üles huvi antud magistritöö vastu ning toetasid omapoolsete kogemuste ja hinnangutega.

Viimasena ja mitte kõige vähemtähtsamana soovin tänada kõiki andekaid ja asjatundlikke õppejõude ja kaastudengeid Tallinna Tehnikaülikoolist, kolleege ettevõttest AS CES, kelle kõigiga on sujunud vastastikune väärtuslik ja produktiivne koostöö.

Sisukord

| | |
|---|-----------|
| Eessõna | 2 |
| 1 Sissejuhatus – motivatsioon | 5 |
| 2 Eestis kasutatavate puitkarkasshoonete tüübid ja konstruktsioon..... | 7 |
| 2.1 Puitkarkasshoonete levik ja liigitus..... | 7 |
| 2.1.1 Ehitusplatsil toodetud elamud | 7 |
| 2.1.2 Tööstuslikult toodetud elamud | 9 |
| 2.2 Ruumelementide konstruktsioon ja ühendussõlmed | 9 |
| 2.3 Ruumelementidest hoone jäikus | 13 |
| 3 Hoone jäigastamise põhimõtted ja võimalused | 14 |
| 3.1 Horisontaalsed koormused ja nende leidmine | 14 |
| 3.2 Hoone jäigastavad konstruktsioonid | 15 |
| 4 Tüüpilise puitkarkassi analüüs ja kasutuspiirid mitmekorruselises hoones | 20 |
| 4.1 Koormuste jagunemine jäigastavate seinte vahel | 20 |
| 4.2 Karkassi tugevuslikud näitajad | 23 |
| 4.2.1 Karkassi kontroll survele ristikiudu | 23 |
| 4.2.2 Karkassiposti nõtkete kontroll..... | 26 |
| 4.2.3 Karkass-seina nihketugevus | 30 |
| 4.3 Karkass-seina deformatsioonide analüüs..... | 34 |
| 4.3.1 Karkassiposti deformatsioonid vertikaalsest koormusest | 34 |
| 4.3.2 Karkass-seina deformatsioonid horisontaalsest koormusest | 37 |
| 5 Ristkihtliimpuiduga jäigastamise põhimõtted ja arvutusmeetodid | 45 |
| 5.1 CLT arvutamine tasapinnasestest jõudude korral | 45 |
| 5.1.1 RVE ja RVSE..... | 45 |
| 5.1.2 Nihkemooduli leidmise meetodid | 48 |
| 5.2 Ristkihtliimpuiduga hoone jäigastamine..... | 51 |
| 5.2.1 Jäigastamise põhimõtted | 51 |
| 5.2.2 Jäikusdiafragmade paigutus..... | 52 |
| 5.3 Naagelliite arvutamine | 54 |
| 5.4 Arvutusmeetodi valik..... | 55 |
| 5.4.1 Erinevad arvutusmeetodid | 55 |
| 5.4.2 Varrasmeetod CLT arvutamisel | 55 |

| | | |
|-----------|---|-----------|
| 6 | Ristkihtliimpuidu kasutamine mitmekorruselise puitkarkass-hoone jäigastamiseks: analüüs ja kasutuspiirid | 59 |
| 6.1 | Lähteülesanne | 59 |
| 6.1.1 | Olemasolev süsteem | 59 |
| 6.1.2 | Lähteülesanne | 60 |
| 6.2 | Liidete arvutus..... | 61 |
| 6.2.1 | Kasutatav naagelliide tõmbetsoonis | 61 |
| 6.2.2 | Naagelliide nihkele | 64 |
| 6.2.3 | Pöördejäikuste leidmine | 66 |
| 6.3. | Deformatsioonide leidmine varrasmeetodil | 67 |
| 6.4. | CLT nihke- ja paindetugevuse kontroll | 70 |
| 7 | Arutelu ja järeldused | 73 |
| 7.1 | Tulemused ja analüüs | 73 |
| 7.2 | Edasiseks uurimiseks | 74 |
| 8 | Kokkuvõte..... | 75 |
| 9 | Summary | 75 |
| 10 | Kasutatud allikad..... | 77 |

1 Sissejuhatus – motivatsioon

Ristkihtliimpuit, siin ja edaspidi kasutatud lühendiga CLT (inglise keelest *cross-laminated timber*), on uuenduslik ja laialdasi võimalusi pakkuv võrdlemisi uus ehitusmaterjal. Lühend CLT pärineb aastast 2000 ja saksakeelne termin BSP aastast 1981. CLT ülemaailmsed tootmismahud kasvasid kuni 2007-2008 aasta majanduskriisini 15-20% aastas ning järgnevateks aastateks (2016-2026) prognoositakse iga-aastaseks tootmismahude kasvuks 10% mille tulemusel võib CLT tootmismahude poolest tõusta sama olulises ehitusmaterjaliks nagu liimpuit ehk GLT. (Brandner et al. 2016).

Eesti turul CLT kasutamine hoone terviklahenduses veel levinud ei ole, sest hinna poolest ei suuda see konkureerida alternatiivsete lahendustega, kuid sellel on omadusi, mille poolest võiks see leida kasutust kohtades, kus saaksid need parimad omadused kõige paremini kasutatud. Üheks selliseks omaduseks on CLT võime vastu võtta suuri tasapinnasiseid koormuseid, mille tõttu võiks olla tegemist hea lahendusega hoonete jäigastamiseks.

Kõrgematel puitkarkasshoonetel tekkivad probleemid ja piirangud on suures osas seotud hoone jäikuse tagamisega. Arhitektuuri suundade tõttu üha väiksem vaheseinade arv ja suuremad avad seintes tekitavad uusi väljakutseid tuulekoormuste vastuvõtmisel. Selleks, et suurendada puitkarkassmajade konkurentsieelist ilma oluliste muudatustega praegustes tootmisprotsessides võiks efektiivselt ära kasutada CLT häid omadusi võttes see kasutusele diafragmana töötava jäikusseinana. See võimaldaks luua vertikaalsest koormusest sõltumatu jäikussüsteemi puitkarkasshoonetele.

Eestis on palju tootjaid, kes pakuvad tasapinnalistest ja ruumilistest elementidest puitkarkassmaju. Puitkarkass on hea kerge konstruktsioon, mis on väga sobilik kasutamiseks tehases eeltootmisel ning valminud elemente on lihtne transportida ka suurte vahemaade taha. Eesti Puitmajaliidu andmetel (Timber Construction Industry in Estonia, Lauri Kivil 2016) eksporditakse Eestis toodetud puitmajadest 85-90%, olles sellega esikohal Euroopas. Meie toodangut hinnatakse kõrge kvaliteedi ja paindlikkuse poolest, mis võimaldab tellida tehase maja ka „rätsepatööna“.

Käesoleva töö motivatsioon ja eesmärk on analüüsida võimalust CLT kasutamisel puitkarkassist hoone jäikussüsteemis, mis lisaks Eesti puitmajatootjate lahendustesse

väärtusliku alternatiivi, mis suurendaks veelgi pakutava teenuse paindlikkust. On tähtis, et Eestile väga tähtsat loodusvara kasutatakse majanduslikult võimalikult efektiivselt lisades sellele võimalikult suurt lisandväärtust enne toote eksporti.

2 Eestis kasutatavate puitkarkasshoonete tüübid ja konstruktsioon

2.1 Puitkarkasshoonete levik ja liigitus

Puitkarkasshooned Eesti elamuehituses on valdavalt kasutuses 1-2 korruseliste eramajade korral. Mitmekorruselisi kortermaju Eestis sellel meetodil tänasel päeval suures mahus ei ehitata ja selle peamiseks takistavaks teguriks võib nimetada mõtteviisi muutumise inertsi nii hoonete tellijate, tarbijate ja ehitajate seas, mistõttu mitmekorruseliste kortermajade ehitusel eelistatakse raudbetoon- ja tehiskivi. Lisaks sellele on mõjutavaks teguriks hetkel kehtivad tuleohutusnõuded, mille tõttu on kõrgemate kui neljakorruseliste puidust kortermajade ehitus Eestis raskendatud.

Skandinaavia riikides, nagu näiteks Taanis, Norras ja Rootsis, ehitatakse aga üha kõrgemaid puidust hooneid, kasutades nii puitkarkasshoone ehituse põhimõtteid kui ka erinevaid puidust tooteid, mille seas on levinud nii liimpuit kui ka ristkihtliimpuit. On tõenäoline, et Skandinaavia riikide eeskujul on sarnased trendid levimas ka Eestisse ning lähenevate aastate jooksul hakatakse Eestis ehitama nii 2-, 3-, 4- kui ka enamakorruselisi puidust konstruktsiooniga kortermaju.

Puit ehitusmaterjalina on Eestis tähtis loodusvara. Seda on hakanud hästi ära kasutama erinevad moodulmaja tootjad, kelle toodang praegusel ajal suuremas osas läheb ekspordiks välisriikidesse (peamiselt Skandinaavia riigid, Kesk-Euroopa). Tulevate aastakümnete jooksul, kui tööjõukulud Eestis suurenevad, võib oodata puitkarkassist moodulmajade laiemat levikut ka Eestis, sest see meetod võimaldab väiksemat ajakulu töödel ehitusplatsil ja suuremat osakaalu tehasetoodangul.

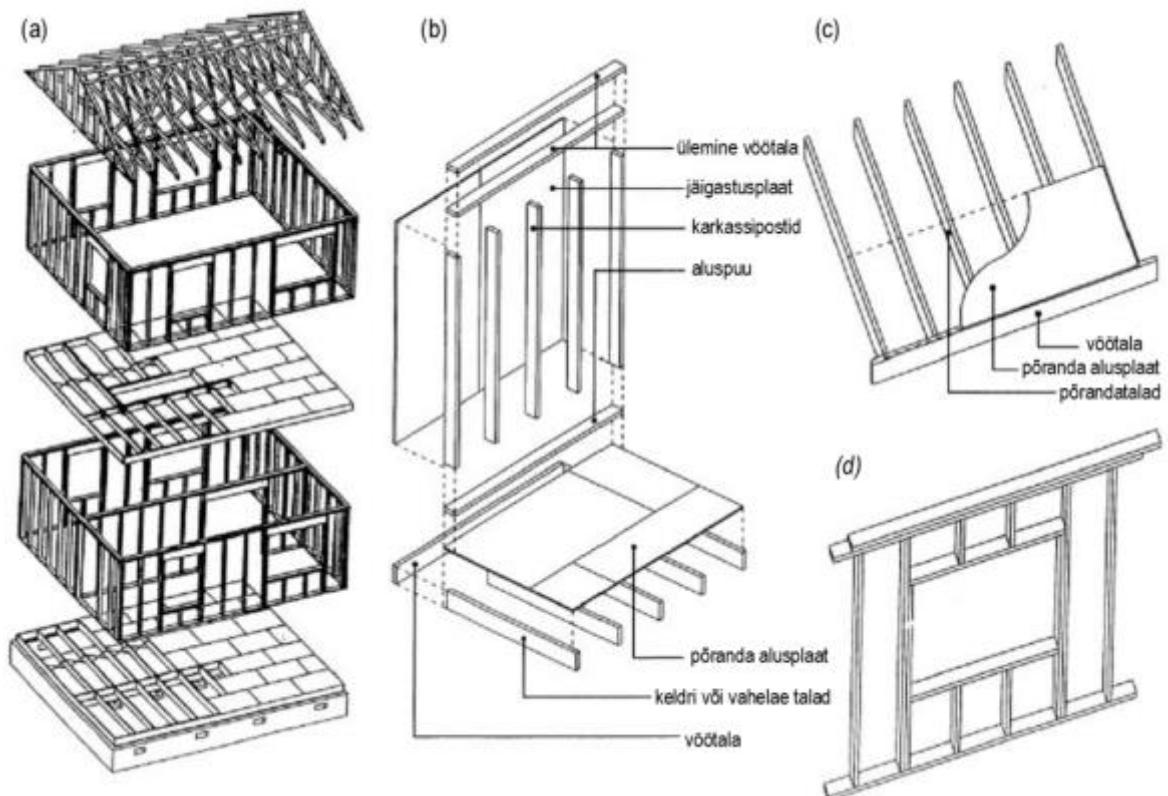
2.1.1 Ehitusplatsil toodetud elamud

Puitkarkassist elamuid saab valmistada ehitusplatsil ilma tehasepoolse eeltoodanguta. Selle meetodi puuduseks on suur töömahukus ehitusplatsil, ilmastiku mõju ning vajadus kasutada suurel hulgal ühendusi ja erilahendusi. Puitkarkasshoonete kandeseinad võib teha kas karkass-seinana või paneelidest. Hoonete kandekonstruktsiooni moodustavad kandeseinad ja –postid, laetalad või –paneelid, katusetalad ja -sarikad. Ehitamiseks on kasutusel järgmised konstruktsioonid: puitkarkass-seinad, platvormmeetodil konstrueeritud puitkarkass, posttalakarkass. (Just et al. 2015)

Puitkarkass-seinade korral võib karkassi ruumilise jäikuse tagada kas diagonaalelement või jäigastav plaalement katematerjalina (OSB, armeeritud kipsplaat). Puitkarkass-sein koosneb postidest, rõhtlattidest akende all ja peal, aluspuust, vöölauast. (Just et al. 2015)

Lihtsaim viis ehitusel on platvormmeetod. Platvorm-puitkarkass on kandvate seintega hoone konstruktsioon, kus seinad ehitatakse karkassina välja korruste kaupa. See meetod on samm lähemale tehases eeltoodetud elementidele. Seinapaneelid valmistatakse rõhttasandis põranda peal ning tõstetakse valmimisel õigesse kohta. Ühe korruse monteerimisel paigaldatakse seinade peale vahelaetalastik ja põrandakate, mis on ühtlasi uue korruse töölavaks seinade valmistamisel. Hoone jäikuse tagamiseks on nendes seinapaneelides naelutatud karkassile OSB- või vineerplaat. (Just et al. 2015)

Joonisel 2-1 on näha tüüpilist viisi platvormmeetodil puitkarkasshoone ehitamisel.



Joonis 2-1 Platvormmeetodil ehitamine (Just et al. 2015) a) hoone valmimine etappide kaupa b) vahelae ja seinakarkassi elemendid ja ühendus c) katuslae ja seinakarkassi elemendid ja ühendus

2.1.2 Tööstuslikult toodetud elamud

Tööstuslikult toodetud elamute klassi kuuluvad nii *pre-cut* ehk mõõtu lõigatud detailidest hooned, tasapinnalistest elementidest kokkupandud hooned ja ruumilistest elementidest kokku monteeritud hooned. (Just et al. 2015)

Ettelõigatud (inglise keeles *pre-cut*) süsteem on vahepealne etapp kohapeal ehitamise ja elementidest ehitamise vahel. Selle süsteemi korral saabuvad ehitusplatsile mõõtu lõigatud detailid ning ehitusplatsil täiendavat lõikamist pole tarvis teha.

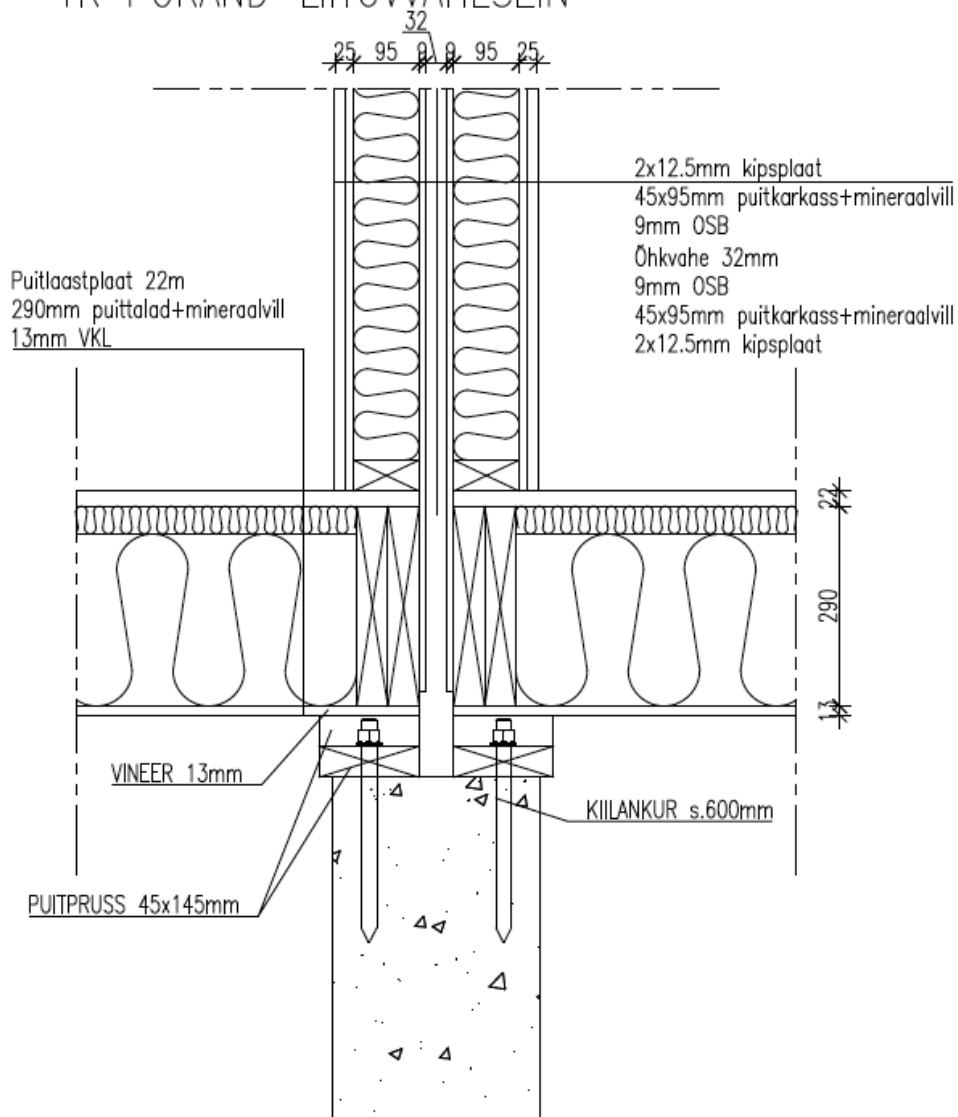
Tasapinnaliste elementide tootmisel on levinud mõlemalt poolt kaetud ja soojustatud element, millele on enamasti lisatud elektrijuhtmed või kanalid nende hilisemaks sisestamiseks. Tasapinnalisi elemente toodab Eestis tänasel päeval Matek AS. Tasapinnalistest elementidest on tehasetoodanguna võimalik saada seinaelemente, vahelaelemente ja katuslaeelemente.

Ruumelementide süsteemi korral valmistatakse tehases ühe või enama toa suurused elemendid, mis toodetakse kontrollitud tehasetingimustes kuni viimistluseni koos lisataud ka paikse mööbliga, mille hulka kuulub nii köök kui ka vannitoamööbel. Ruumelemente toodab tänasel päeval Eestis Kodumaja AS ja Matek AS. Ühe ruumelemendi mõõtmed on piiratud transpordigabariitidega. Tehasetoodanguna on võimalik saada ruumelemente suurusega kuni 5x11.5x3m (AS Matek 2017) või 5,3x14,5x4,5m (Kodumaja AS 2017). Ruumelementide mass jääb üldiselt vahemikku 8-16 tonni (Kodumaja AS 2017).

2.2 Ruumelementide konstruktsioon ja ühendussõlmed

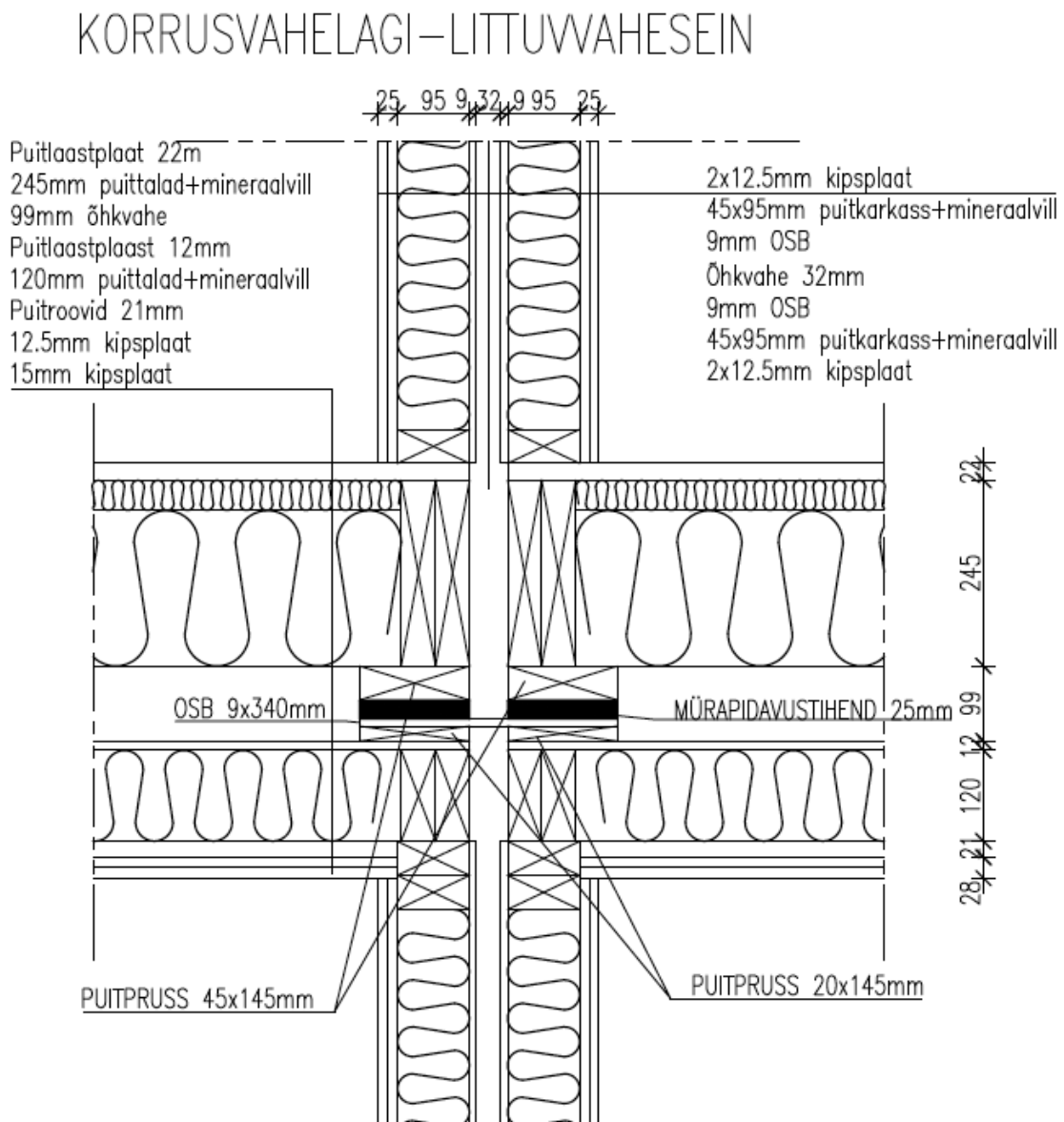
Ruumelementidest hoone monteerimisel on olulisteks ühendussõlmedeks 1. korruse elementide ühendus vundamendiga ja paneelide omavaheline ühendus. Levinud ühendus elemendi ja vundamendi vahel on näha joonisel 2-2 ja ühendus elementide vahel joonisel 2-3.

1K PÖRAND-LIITUVAHESEIN



Joonis 2-2 1 Korruse põrand-liituvahesein - Sõlm

Seinakonstruktsioonis on standardlahenduse korral 45x95mm karkassipostid sammuga 600mm või vähem, mis sõltub täpsemalt konkreetsest koormusest. Karkassipostide vahel on soojustuseks ja müratõkkeks mineraalvill. Elemendile annab jäikuse karkassi väljastpoolt kattev OSB plaat, mida kasutatakse ühtlasi ka elementide omavaheliseks sidumiseks nii vertikaal- kui ka horisontaaltasandis. Põrandakonstruktsiooniks on puittalad, mille vahele jääb mineraalvill. Talade katteks ja põranda aluskihiks on puitlaastplaat. Ühendus vundamendiga on kiilankrutega sammuga 600mm või vähem. Elementide vahele jääb õhkvähe umbes 30mm.



Joonis 2-3 Korrusvahelagi - liituvvahesein – Sõlm

Elementide vahele horisontaaltasandis jääb umbes 100mm õhkvahe. Elemendid on üksteisest eraldatud mürapidavuse tihendiga, mis aitab müra levimise vastu läbi hoone. Põranda katvaks kihiks on puitlaastplaat, seinadel ja lagedel on tulepidavuse tõstmiseks ja viimistluspinnaks kaks kihti kipsplaati.

Tabelis 2.1 on arvatud standardse ruumelemendi mõõtmetega 12x4x3m (pikkus x laius x kõrgus) mass ilma välise ja sisemise viimistluseta ning, kus karkassi sammuks on 600mm.

| | | Paksus, mm | Mahukaal kg/m ³ | Osakaal sammust. | mass, kg |
|--------------------------------------|--------------|----------------------------|-------------------------------|--------------------------------|-------------|
| Sein | Kipsplaat | 25 | 1000 | 1,000 | 2080 |
| | Puitkarkass | 95 | 420 | 0,075 | 249 |
| | Soojustus | 95 | 50 | 0,925 | 366 |
| | OSB | 9 | 800 | 1,000 | 599 |
| | | | | | 3294 |
| Põrand | Põrandakate | 8 | 400 | 1,000 | 154 |
| | OSB | 22 | 800 | 1,000 | 845 |
| | Puittalad | 245 | 420 | 0,075 | 370 |
| | Soojustus | 245 | 50 | 0,925 | 544 |
| | | | | | 1913 |
| Lagi | Kipsplaat | 27,5 | 1000 | 1,000 | 1320 |
| | Roovid | 21 | 420 | 0,075 | 32 |
| | Puittalad | 120 | 420 | 0,075 | 181 |
| | Mineraalvill | 120 | 50 | 0,925 | 266 |
| | OSB | 12 | 800 | 1,000 | 461 |
| | | | | 2260 | |
| Perimeetritalad + prussid | | Pindala, m ² | Perimeetri pikkus, m | Mahukaal, kg/m ³ | |
| | | 0,10788 | 32 | 420 | 1450 |
| RUUMELEMENDI KOGUMASS 8917 kg | | | | | |

Tabel 2-1 Standardse ruumilise elemendi mõõtmetega 12x4x3m mahukaalud. Elemendi kogukaal 8917 kg. Tabelis lahter "osakaal sammust" tähendab soojustuse ja karkassi vaheldumisest tingitud materjali jagunemise osakaalu karkassi sammu pikkuse ulatuses. Saadud tulemus on väiksem kui on tootjate info järgi ruumelemendi tavaline kaal. Põhjuseks on, et eelnev tabel ei võta arvesse võimalikku paikset sisustust (santehnika, köögimööbel), täiendavat viimistlust ja konstruktsioone (betoonpõrand vannitoas, kahhelkivid jms.) Järgnevates arvutustes kasutatakse võrreldes saadud tulemusega suuremat väärtust, tagavaru kasuks, 10 tonni ehk ligikaudu 100 kN. Koormusena arvestatakse lisaks tavalisi kortermajade kasuskoormusi, mis võtavad arvesse ka sisustuse.

2.3 Ruumelementidest hoone jäikus

Ruumelementidest puitkarkasshoone deformatsioonide uurimisel tuleb arvestada nii konstruktsiooni, kinnitusvahendeid kui ka moodulite vahel paiknevate mürapidavustihendit. Puitkarkass töötab jäikusdiafragmana, kus karkassi jäigastavaks elemendiks on karkassi kattev õhuke plaat (tavaliselt OSB). Kui karkassist enda tugevusest ei piisa, et tasapinnasiseid tuulekoormusi vastu võtta, siis tuleb kasutada variante karkassi tugevdamiseks. Kasutada on võimalik karkassisest diagonaalide süsteemi või suuremate koormuste korral ka karkassi sisse ehitatavat terasraami.

Praeguse aja arhitektuurilised trendid muudavad hoone plaanilahenduse aina vabamaks ja seinte arvu järjest väiksemaks. Väiksem vaheseinade kogus ja turu nõudlus kõrgemate hoonete järgi on toonud uued väljakutse ruumelementidest hoonete jäigastamisel. Selleks tuleks võimalikult suurel määral ära kasutada olemasolevat ning arendada välja uusi töökindlaid ja nõuetele vastavaid lahendusi, mille abil tagada hoonete jäikus. Kasutatavad meetodid peaksid olema kiirelt monteeritavad ning olema olemasoleva süsteemiga kooskõlas. Käesolevas töös käsitletakse võrdlevalt karkass-seina ja CLT – jäikusseinapaneeli sarnaste koormuste korral.

Võrreldes erinevate karkassi tugevdamise meetoditega võiks CLT-st jäikusseina kasutamine karkassis olla eelistatav variant universaalsuse ja läbipaistvama arvutamise poolest. Kasutades sobivaid liited on sellise variandi kasutamisel võimalik hoida ka hoone jäikussüsteem ja vertikaalseid koormuseid vastu võttev konstruktsioon lahus.

3 Hoone jäigastamise põhimõtted ja võimalused

3.1 Horisontaalsed koormused ja nende leidmine

Hoone jäigastamiseks kasutatavad elemendid tagavad hoone stabiilsuse võttes vastu mitmesuguseid horisontaalseid koormusi, milleks Eestis kortermajade korral on tuulekoormus. Riikides kus on seda soodustavad geoloogilised tingimused, tuleb arvestada ka seismiliste koormustega ning mõnede hoonetüüpide korral võib horisontaalseks koormuseks olla ka avariikoormus. Hoone jäigastamiseks on kasutusel erinevad meetodid, mille kasutamine sõltub arhitektuurilistest piirangutest ja nende vastavatest inseneritehnilistest lahendustest. Enimlevinud jäigastamiseks kasutatavad konstruktsioonid on: post, raam, diagonaalid, tuum/südamik, diafragma, auttrigger.

Tuulekoormuste leidmist hoonele on käsitletud Eurokoodeks 1-s ning tuulekoormuse jagunemist jäikusseinte muude jäigastavate konstruktsioonide vahel on Eesti keeles käsitletud magistritöös (Lindvere 2016).

Näitlikustamiseks on järgnevalt leitud vastavalt hoone mõõtmetele ja muudele näitajatele koormused ühele jäikusseinale. Valitud on maastikutüüp 0 – meri või kaldapiirkond vastavalt Eesti tuule baaskiirusele 21 m/s. Neljakorruselise hoone kõrguse leidmisel on kasutatud korruse kõrgust 3 m ehk hoone kogu kõrgus on $z=12\text{m}$.

Kiirusrõhk on:

$$q_p = 6.72 \cdot \ln^2 \frac{z}{0.003} + 47.02 \cdot \ln \frac{z}{0.003} \quad (3.1)$$

kus, q_p – kiirusrõhk, N/m^2

z – hoone arvutuskõrgus, m

valitud situatsiooni järgi kiirusrõhk valemi 3.1 järgi:

$$q_p = 6.72 \cdot \ln^2 \frac{12}{0.003} + 47.02 \cdot \ln \frac{12}{0.003} = 852 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Võttes tuulerõhuteguri tsoon D ja E ja $h/d=1$ järgi, siis rõhutegur $c_f = 0.8 + 0.5 = 1.3$

$$p_w = q_p \cdot c_f = 0.852 \cdot 1.3 = 1.11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (3.2)$$

kus, p_w – pinnakoormus jäikusseinaga ristuvatele seintele tuulest

Kasutuspiiriseisundi normatiivse koormuskombinatsiooni korral ja korruse kõrguse 3m korral normatiivne joonkoormust tuulest vahelae tasandil on:

$$p_{w.k} = 1.0 \cdot p_w \cdot H = 1.0 \cdot 1.11 \cdot 3 = 3.33 \sim 3.3 \frac{kN}{m} \quad (3.3)$$

Kandepiiriseisundi alaliste või ajutiste arvutusolukordade koormuskombinatsiooni järgi arvutuslik joonkoormus jäikusseinale tuulest on:

$$p_{w.d} = \gamma_{Q,1} \cdot p_w \cdot H = 1.5 \cdot 1.11 \cdot 3 = 5.00 \sim 5.0 \frac{kN}{m} \quad (3.4)$$

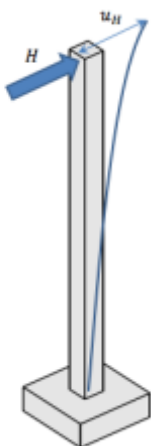
kus, H – korruse kõrgus, m

Edasistes arvutustes kasutatakse joonkoormustena vahelae tasandil saadud väärtuseid valemitest 3.3 ja 3.4. Koormuste vastuvõtmisel karkass-seinaga tuleb saadud koormused jagada kahega, sest üks korterite vaheline sein koosneb kahe ruumilise mooduli seinast nagu on näidatud joonistel 2-2 ja 2-3.

3.2 Hoone jäigastavad konstruktsioonid

- Post

Horisontaalseid koormuseid saab vastu võtta ja vundamendini viia konsoolne post. Konsoolne post võib olla puidust, terasest või raudbetoonist. Neil ei ole väga suur jäikus ning olenevalt koormusest võivad võtta horisontaalseid koormuseid vastu ühes või kahes suunas (Huth & Schönk 2011) Üksiku posti korral võetakse horisontaalne koormus vastu posti paindumise korral, mida võib seostada suurte deformatsioonidega (Maas 2011).

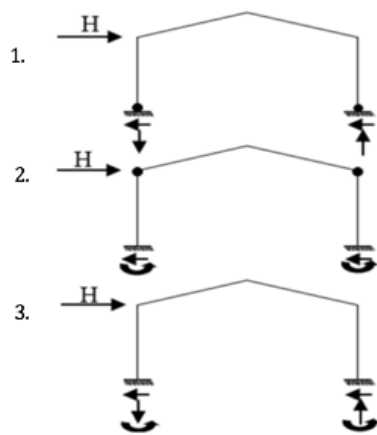


Joonis 3-1 Post jäigastava konstruktsioonelemendina (Maas 2011)

- Raam

Hoone jäikuse tagamiseks ja horisontaalsete koormuste vastuvõtmiseks võib kasutada raami. Raami tüüp oleneb liigendite paigutusest ja raami konfiguratsioonist. Olenevalt toesõlmest ja nurgasõlmest võib eristada kolme levinud varianti, mis on kujutatud ka joonisel 3-2 (Huth & Schönk 2011; Pertl 2015)

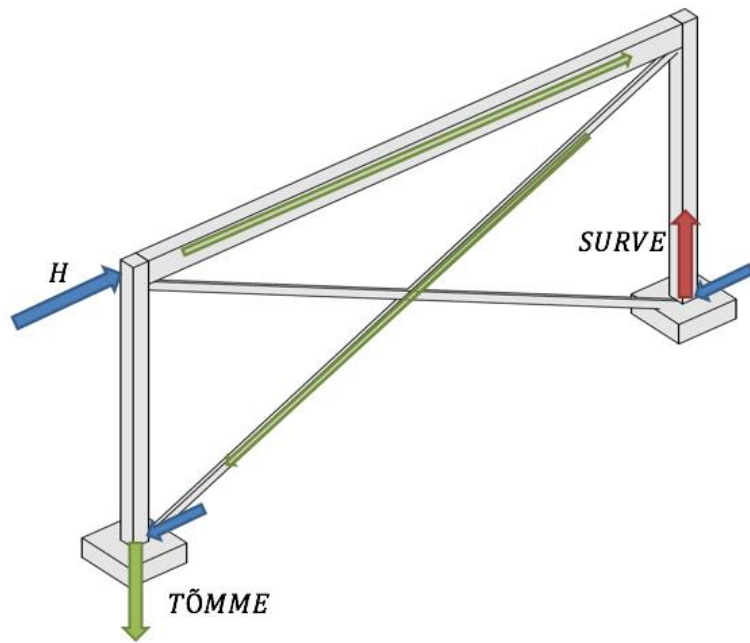
1. Liigendiga toeühendus ja paindejäigad nurgasõlmed
2. Paindejäigad toesõlmed ja liigendiga nurgasõlmed
3. Paindejäigad toesõlmed ja paindejäigad nurgasõlmed



Joonis 3-2 Raam jäigastava konstruktsioonelemendina (Huth & Schönk 2011)

- Diagonaalid

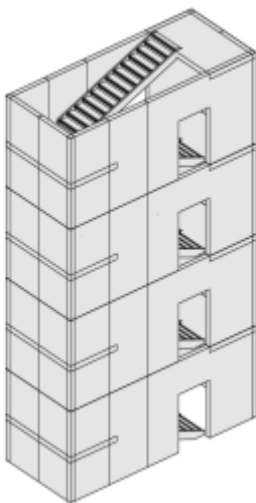
Horisontaalseid koormuseid saab vundamendini viia erineva paigutusega diagonaalidega süsteemide abil. Diagonaalid võivad töötada nii survele kui ka tõmbele. Sellist tüüpi jäigastamist kasutatakse enamasti varrastüüpi kandvates konstruktsioonides nagu teras- ja puitkonstruktsioonid. (Huth & Schönk 2011) Jõudude jaotus tavapärasel diagonaalide süsteemis on näidatud joonisel 3-3.



Joonis 3-3 Diagonaalid jäigastava konstruktsioonelemendina (Maas 2011)

- Jäikussüdamik

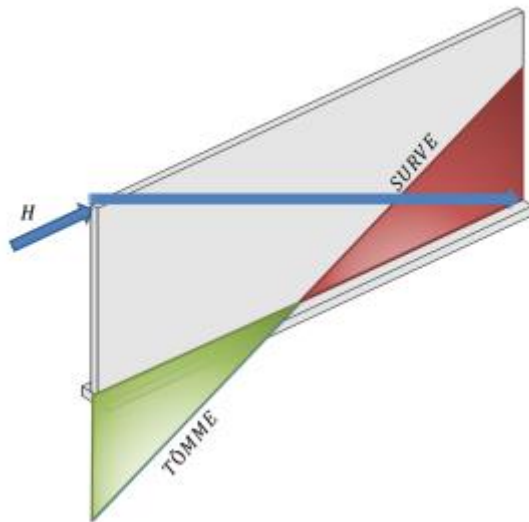
Suure jäikusega raudbetoonist trepikojad ja liftišahtid on levinud hoone jäikussüsteemi loomisel. Töötavad jäigastavana igas suunas ning tänu avatud ristkülikukujulisele ristlõikele omab eriti suurt väändejäikust, mida küll vähendavad võimalikud avad jäikussüdamikus. (Neuenhofer 2012; Pertl 2015). Jäikussüdamikud on enamasti kas trepikojad, liftišahtid või tehnoloogilised šahtid.



Joonis 3-4 Tuum/südamik jäigastava konstruktsioonelemendina

- Diafragma

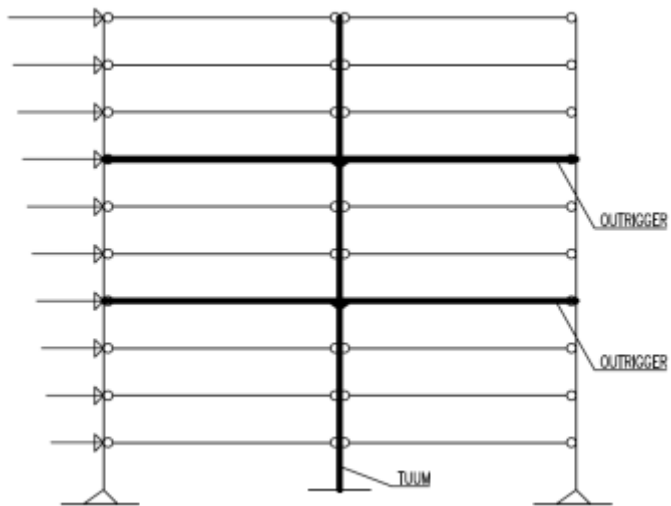
Horisontaalseid koormuseid saab vastu võtta jäikusseinadega ehk diafragmadega, millel on suur jäikus vaid tasapinnasestest koormuste suhtes. Diafragmas tekivad nihkepinged ning koormus kandub edasi vundamendini survetsooni kaudu. Jäigastav efekt seina pinnaga risti on väga väike ja selle võib hüljata. (Huth & Schönk 2011) Olenevalt vertikaalse koormuse suurusest võib diafragmas tekkida ka tõmbetsoon ning sel juhul peab diafragma olema vastavalt vundamendi külge ankurdatud.



Joonis 3-5 Diafragma jäigastava konstruktsioonielemendina

- Autrigger

Kõrgetes hoonetes on levinud horisontaalse tuule- ja seismiliste koormuste vastuvõtmiseks nn. autrigger süsteemide kasutamine. See kujutab endast talade süsteemi, kus autrigger-talad ühendavad hoone keskel asuva jäikusseina või jäikussüdamikuga hoone välisperimeetrit paiknevate postidega. Äärepõstid võtavad vastu osa paindemomendist, mistõttu paindemoment tuumas väheneb, kuid nihkejõud üldiselt tuumast edasi ei kandu. (Neuenhofer 2012)



Joonis 3-6 Autrigger jäigastava konstruktsioonelemendina

4 Tüüpilise puitkarkassi analüüs ja kasutuspiirid mitmekorruselises hoones

4.1 Koormuste jagunemine jäigastavate seinte vahel

Tuulekoormuse jaotamisel jäikusseinade vahel on üldiselt määravaks seina jäikus, mida mõjutavad selle geomeetrilised mõõtmed ja materjali omadused. Järgnevalt on tehtud tuletuskäik, mis näitab lihtsat meetodit, kuidas jaotada tuulekoormusi puitkarkassist jäikusseinade vahel. Nihkeväljateooria eeldab, et vahelagi loetakse absoluutselt jäigaks.

Vaadeldakse puitkarkass-seina pikkusega l ja kõrgusega h , millele mõjub jõud H (joonised 4-1, 4-2, 4-3). Puitkarkassi raamistik on saepuidust ning see on seotud jäigastava plaadiga, milleks võib olla OSB plaat.

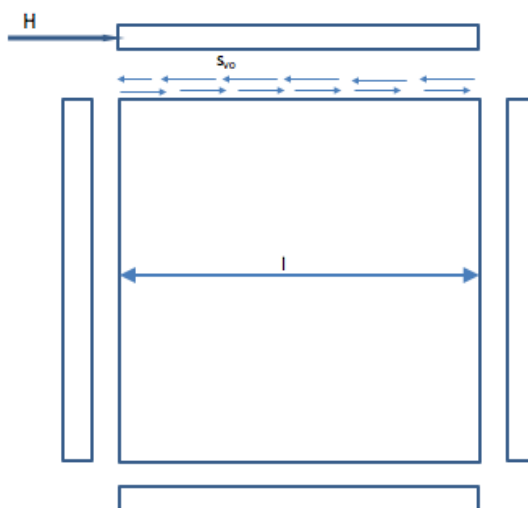
Ülemise horisontaalse rõhtlati ja jäigastava plaadi vahel mõjuv nihkejõud ühikpikkusele on:

$$s_{v,0} = \frac{H}{l} \quad (4.1)$$

kus, H – mõjuv horisontaalne jõud, kN

l – seinapaneeli pikkus, m

Nihkejõu jaotuse põhimõtteline skeem on näha joonisel 4-1.



Joonis 4-1 Ülemise horisontaalse lati ja OSB vaheline nihkepinge jaotus paneeli pikkuse ulatuses. (Colling 2011)

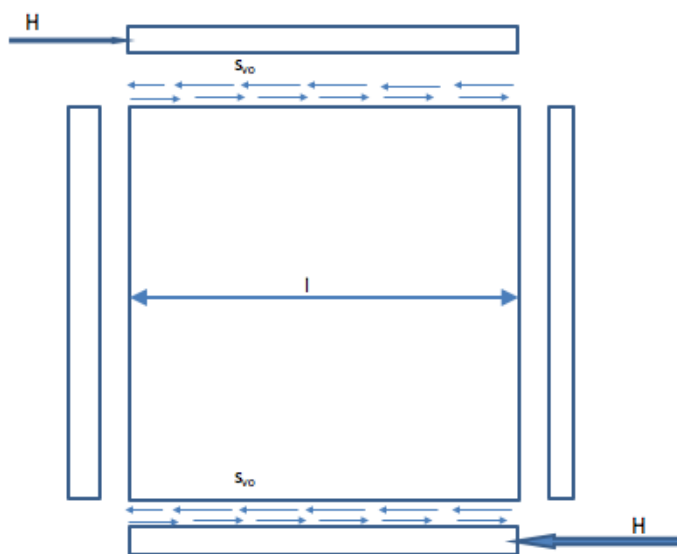
Jõudude paarsuse tingimuse tõttu on nihkejõud ühikpikkusele alumises rõhtlatis samuti valemi 4.1 järgi. Nihkepinge jaotuse skeem on näha joonisel 4-2.

Seinapaneeli toepunktides tekib vertikaalne jõud V ning kehtima peab momentide tasakaalutingimus:

$$H \cdot h = V \cdot l \rightarrow V = H \cdot \frac{h}{l} \quad (4.2)$$

kus, V – seinapaneeli toepunktis tekkiv vertikaalne jõud, kN

h – seinapaneeli kõrgus, m



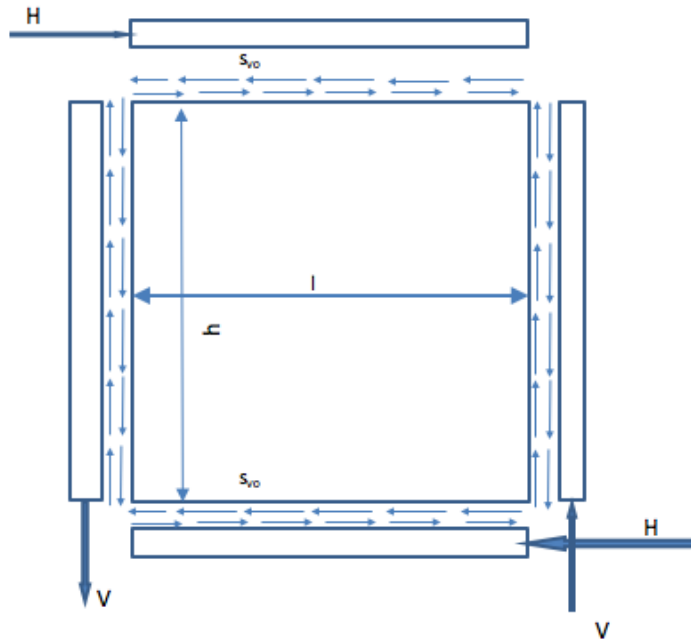
Joonis 4-2 Alumise horisontaalse lati ja OSB vaheline nihkepinge jaotus paneeli pikkuse ulatuses. (Colling 2011)

Vertikaalse lati ulatuses nihkejõud ühikpikkusele on:

$$s_{v,0} = \frac{V}{h} = \frac{H \cdot \frac{h}{l}}{h} = \frac{H}{l} \quad (4.3)$$

Ja selle jagunemise skeem on näha joonisel 4-3.

Nagu näha, on nihkejõud ühikpikkusele samaväärne seinapaneelis nii horisontaalses kui ka vertikaalses mõõtmes.



Joonis 4-3 Nihkejõudude jagunemine seinapaneeli perimeetril. (Colling 2011)

Eelnev arutluskäik näitab, et tuulekoormuste jaotamisel jäikusdiafragmadele on määravaks mõõtmeks seina pikkus ning koormused võib seintele jaotada proportsionaalselt nende pikkusega. See seaduspärasus ei kehti enam mitmekorruseliste hoonete puhul samaväärselt, sest seal mõjutavad koormuste jagunemist seintele ka korruste vahelised kinnitused.

Tüüpilise standardse puitkarkassi kasutamise võimalusi mitmekorruselistes hoonetes võivad piirata erinevad tugevus- ja deformatsiooninäitajad. Antud peatükis analüüsitakse mõningaid omadusi, mis iseloomustavad hästi puitkarkasshoone kasutuspiire mitmekorruselistes hoonetes. Eesmärgiks on seatud kontrollida valitud omadusi neljakorruselise puitkarkassist ruumilistest moodulitest kortermaja näitel, mille konstruktsiooni võib näha esimeses peatükis näidatud kahelt sõlmilahendusest (joonised 2-2 ja 2-3)

Kontrollitavad näitajad karkassi tugevuse ja deformatsioonide seisukohalt on:

- Karkassi kontroll survele ristikiudu
- Karkassiposti nõtkekontroll
- Karkass-seina nihketugevus
- Karkassi deformeerumine vertikaalsest koormusest
- Karkassi deformeerumine horisontaalsest koormusest

4.2 Karkassi tugevuslikud näitajad

4.2.1 Karkassi kontroll survele ristikiudu

Karkassile mõjuva vertikaalse koormuse korral on kriitiline koht puidu surve ristikiudu punktis, kus karkassipost toetub horisontaalse lati peale. Kontrollitav karkassipost on okaspuidust saepuit tugevusklassiga C24, mille ristlõige on 45x95mm. Karkassiposti sammuks on esialgse lähendusena võetud 600mm.

Koormused:

Arvutused viiakse läbi ruumilise puitkarkassmooduli näitel, mille mõõtmeteks on 12x4x3m. Koormuste leidmisel on aluseks võetud Eurokoodeks 0 ja 1. Normatiivne pindkoormus omakaalust ühe korruse kohta on võetud ühe ruumilise elemendi kaalu järgi, vastavalt tabeli 2.1 põhjal tagavara kasuks 100 kN:

$$g_k = \frac{G}{A} = \frac{100}{12 \cdot 4} = 2.08 \frac{kN}{m^2} \quad (4.4)$$

kus, G - Ühe ruumelemendi omakaal, kN

A – Koormuspind, valitud mooduli mõõtmete korral 12x4, m²

- Lumekoormus

Lume normkoormus maapinnal on valitud eeldusel, et hoone asub Tallinnas: $s_k=1,5$ kN/m².Lamekatusele vastav kujutegur on $\mu_1 = 0.8$

Lumekoormuse normkoormus:

$$s = \mu_1 \cdot s_k = 0.8 \cdot 1.5 = 1.2 \frac{kN}{m^2} \quad (4.5)$$

kus, μ_1 – lumekoormuse kujutegur

s_k – lumekoormuse normsuurus maapinnal

- Kasuskoormus

Kasuskoormuse normatiivne väärtus ruumiklass A järgi $q_k = 2.0kN/m^2$

Hoone korruse arvu tõttu võib kasutada koormuste arvust tulenevat vähendustegurit

$$\alpha_N = \frac{2 + (n - 2) \cdot \phi_0}{n} = \frac{2 + (4 - 2) \cdot 0.7}{4} = 0.85$$

kus, ϕ_0 - kombinatsioonitegur, mis ruumiklass A korral on 0,7

n – vaadeldavast konstruktsioonist kõrgemale olevate korruste arv

- Koormus karkassipostile

Koormus esimese korruse vahelae tasandil ülemiste korruste koormustest:

$$\begin{aligned} p_d &= n \cdot (\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot \alpha_N \cdot q_k) + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot s_k = \\ &= 3 \cdot (1.2 \cdot 2.08 + 1.5 \cdot 0.85 \cdot 2.0) + 1.5 \cdot 0.5 \cdot 1.2 = 16.0 \frac{kN}{m^2} \end{aligned} \quad (4.6)$$

kus, n – esimesest korrusest kõrgemal asuvate korruste arv

γ – koormuse osavarutegur vastavalt indeksile

Koormus ühele postile karkassipostide samm $s=600\text{mm}$ korral arvestusega, et koormuspind on pool ruumelemendi laiuusest $L=B/2=4/2=2\text{m}$:

$$P_d = p_d \cdot L \cdot s = 16.0 \cdot 2 \cdot 0.6 = 19.2 \text{ kN} \quad (4.7)$$

kus, p_d – pindkoormus esimese korruse vahelae tasandil, kN/m^2

L – koormuspind, m.

s – karkassiposti samm, m.

Karkassi materjal on okaspuutugevusklassiga C24. Selle korral osavarutegur $\gamma_m = 1.3$ Modifikatsioonitegur saematerjalile kasutusklass 1 ja keskmise kestusega koormuse korral $k_{mod} = 0.8$

Survetugevuse normväärtus ristikiudu $f_{c,90,k} = 2.4 \frac{N}{\text{mm}^2}$

Karkassi kokkupuutepinnal koormuse mõjuala efektiivne pindala saadakse, kui tegelikku kontaktpikkust suurendada mõlemas suunas 30mm võrra:

$$A_{ef} = (b + 2 \cdot 30) \cdot h = (45 + 2 \cdot 30) \cdot 95 = 105 \cdot 95 = 9975 \text{ mm}^2 \quad (4.8)$$

kus, b – ristlõike laius, mm

h – ristlõike kõrgus, mm

Surve puhul ristikiudu ehk muljumisel peab olema täidetud tingimus:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \quad (4.9)$$

kus, $\sigma_{c,90,d}$ - efektiivse kontaktpinna arvutuslik survepinge ristikiudu

$f_{c,90,d}$ - arvutuslik survetugevus ristikiudu,

$k_{c,90}$ - tegur, mis arvestab koormuse konfiguratsiooni, lõhestumisvõimalust ning survedeformatsioonide astet. Esimese korruse vahelae tasemel, punktkoormuste korral $k_{c,90} = 1.0$

Arvutuslik survetugevus ristikiudu on:

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,90,k}}{\gamma_m} = \frac{0.8 \cdot 2.4}{1.3} = 1.47 \text{ MPa} \quad (4.10)$$

Arvutuslik survepinge:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = \frac{19.2 \cdot 10^3}{9975} = 1.92 \text{ MPa} \quad (4.11)$$

kus,

$F_{c,90,d} = P_d$ – survejõud karkassipostile valemist 4.7

A_{ef} – Survepinna efektiivne pindala, valemist 4.8

Tingimuse (4.9) kontroll:

$$\sigma_{c,90,d} = 1.92 > k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1.0 \cdot 1.47 = 1.47 \quad (4.12)$$

Tugevustingimus valitud lähteandmete korral ei ole täidetud.

Erinevate karkassisammude korral saadavad tulemused on näha Tabel 4-1, mis kajastab $\sigma_{c,90,d}$ väärtuseid ja kandevõime kasutamise protsentuaalset osakaalu. Tabelist on näha, et neljakorruselise hoone puhul on ristikiudu surve tingimus täidetud 400mm karkassi sammu korral. Alternatiivina saab kasutada ka topelt karkassi 600mm sammuga, tingimus survele ristikiudu on ka sel juhul täidetud. Minnes korruste arvuga veelgi suuremaks tuleb aga suurendada karkassi ristlõiget.

| Samm, mm | Arvutuslik pinge, MPa | Protsent kandevõimest |
|----------|-----------------------|-----------------------|
| 300 | 0,65 | 45% |
| 400 | 1,28 | 87% |
| 500 | 1,60 | 109% |
| 600 | 1,92 | 131% |

Tabel 4-1 4-korruselise kortermaja esimese korruse karkassipostide kandevõime erinevate karkassipostide sammude korral

Sama kontroll tuleks teha 400mm sammu korral ka arvestades omakaalu ja kasuskoormust modifikatsiooniteguriga 0.7 sest omakaalu ja kasuskoormuse osakaal võrreldes lumekoormusega on suur.

Valemist 4.6 pindkoormus arvestades omakaalu ja kasuskoormust:

$$p_d = 3 \cdot (1.2 \cdot 2.08 + 1.5 \cdot 0.85 \cdot 2.0) = 15.1 \frac{kN}{m^2}$$

Valemi 4.7 järgi koormus ühele karkassipostile:

$$F_{ed} = p_d \cdot L \cdot s = 15.1 \cdot 2 \cdot 0.4 = 12.1 kN$$

Valemi 4.11 järgi arvutuslik survepinge:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = \frac{12.1 \cdot 10^3}{9975} = 1.21 MPa$$

Arvutuslik survetugevus modifikatsioonitegur 0.7 korral:

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,90,k}}{\gamma_m} = \frac{0.7 \cdot 2.4}{1.3} = 1.29 MPa$$

Tingimuse 4.9 kontroll:

$$1.21 < 1.0 \cdot 1.29 = 1.29$$

Kandevõimest on kasutatud $1.21/1.29=94\%$

Sammu 400mm korral on karkassis tugevustingimus ristikiudu survele täidetud ehk järgnevatel arvutustes on võetud karkassi sammuks kõikidel korrustel 400mm.

4.2.2 Karkassiposti nõtke kontroll

Lähtudes eelmises paragrahvis tehtud järeldustest on nõtke kontroll neljakorruselise kortermaja esimese korruse karkassipostile tehtud posti sammuga 400mm. Sellisel juhul koormus ühele postile omakaalust ja lumekoormusest analoogselt valemi 4.7 järgi on:

$$F_{ed} = p_d \cdot L \cdot s = 16.0 \cdot 2 \cdot 0.4 = 12.8 kN \quad (4.13)$$

Karkassiposti nõtket tuleb kontrollida tugevama telje suhtes arvutuspikkusega L. Nõrgema telje suhtes on karkassiposti nõtke takistatud naeltega seotud OSB poolt.

C24 tugevusklassiga okaspuidust saematerjali normatiivne survetugevus pikikiudu:

$$f_{c.0.k} = 21 \text{ MPa}$$

Arvutuslik survetugevus, kasutusklass 1 ja keskmise kestusega koormuse korral, modifikatsioonitegur ja varutegur samad mis eelmises paragrahvis ristikiudu survetugevuse määramisel.

$$f_{c.0.d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c.90.k}}{\gamma_m} = \frac{0.8 \cdot 21}{1.3} = 12.9 \text{ MPa} \quad (4.14)$$

kus, $k_{mod} = 0.8$ – modifikatsioonitegur keskmise kestusega koormuse ja hoone kasutusklass 1 korral

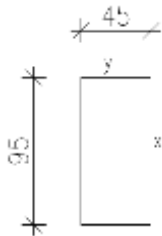
γ_m – varutegur

Postile mõjuv arvutuslik normaalpinge:

$$\sigma_{c.0.d} = \frac{F_{Ed}}{A_{ef}} = \frac{12.8 \cdot 10^3}{4275} = 3.00 \text{ MPa} \quad (4.15)$$

kus, A_{ef} – efektiivne ristlõike pindala, mm²

F_{Ed} – mõjuv jõud, kN



Joonis 4-4 Karkassiposti ristlõige

Kui suhteline saledus $\lambda_{rel.y} > 0.3$ siis keskselt surutud elementides peavad survepinged püsivuskontrollil rahuldama tingimust:

$$\sigma_{c.0.d} \leq k_{c.y} \cdot f_{c.0.d} \quad (4.16)$$

kus, tegur $k_{c.z}$ arvestab elemendi saledust ja sirgust ja on leitav seostega:

$f_{c.0.d}$ – Arvutuslik survetugevus pikikiudu, MPa

$$k_{c.y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel.y}^2}} \quad (4.17)$$

$$k_y = 0.5 \cdot (1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) \quad (4.18)$$

kus,

β_c on tegur mis arvestab surutud elemendi sirgust. Saepuidu korral $\beta_c = 0.2$

$\lambda_{rel,y}$ – suhteline saledus y telje suhtes:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (4.19)$$

kus, $E_{0,05}$ – elastsusmooduli 5-protsentiili väärtus pikikiudu

λ_y – paindesaledus y-telje suhtes, mis on leitav:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} \quad (4.20)$$

kus, $l_{ef} = L = 2600\text{mm}$ - varda arvutus pikkus

i_y – Posti inertsiraadius, mis on leitav:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad (4.21)$$

kus, I_y – ristlõike inertsimoment, mm^4

A – ristlõike efektiivne pindala, mm^2

- **Arvutused**

Ristlõike efektiivne pindala: $A_{ef} = 45 \cdot 95 = 4275 \text{ mm}^2$

Ristlõike inertsimoment y-telje ümber:

$$I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{45 \cdot 95^3}{12} = 3.215 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Ristlõike inertsiraadius y-telje ümber valemist 4.21 :

$$i_y = \sqrt{\frac{3.215 \cdot 10^6}{4275}} = 27.42 \text{ mm}$$

Paindesaledus y-telje ümber valemist 4.24

$$\lambda_y = \frac{2600}{27.42} = 94.8$$

Suhteline saledus y-telje ümber valemist 4.23:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{94.8}{\pi} \sqrt{\frac{21}{7400}} = 1.608$$

Tegurid $k_{c,z}$ ja k_y valemitest 4.22 ja 4.21:

$$k_y = 0.5 \cdot (1 + 0.2(1.608 - 0.3) + 1.608^2) = 1.923$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{1.923 + \sqrt{1.923^2 - 1.608^2}} = 0.336$$

Püsivustingimuse $\sigma_{c.0.d} \leq k_{c,y} \cdot f_{c.0.d}$ kontroll:

$$3.00 < 0.336 \cdot 12.9 = 4.33$$

Nõtkekandevõime kasutusprotsent on:

$$\frac{3.00}{4.33} = 69\%$$

Sama kontroll tuleks teha ka arvestades omakaalu ja kasuskoormust modifikatsiooniteguriga 0.7, sest nende osakaal võrreldes lumekoormusega on suur:

Valemist 4.6 pindkoormus arvestades omakaalu ja kasuskoormust:

$$p_d = 3 \cdot (1.2 \cdot 2.08 + 1.5 \cdot 0.85 \cdot 2.0) = 15.1 \text{ kN/m}^2$$

Valemi 4.13 järgi koormus ühele karkassipostile:

$$F_{ed} = p_d \cdot L \cdot s = 15.1 \cdot 2 \cdot 0.4 = 12.1 \text{ kN}$$

Postile mõjuv arvutuslik normaalpinge valemi 4.15 järgi:

$$\sigma_{c.0.d} = \frac{F_{Ed}}{A_{ef}} = \frac{12.1 \cdot 10^3}{4275} = 2.83 \text{ MPa}$$

Valemi 4.14 järgi arvutuslik survetugevus modifikatsiooniteguriga 0.7:

$$f_{c.0.d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c.90.k}}{\gamma_m} = \frac{0.7 \cdot 21}{1.3} = 11.3 \text{ MPa}$$

Tingimuse 4.16 kontroll:

$$2.83 \text{ MPa} \leq 0.336 \cdot 11.3 = 3.8 \text{ MPa}$$

Nõtketugevuse kasutusprotsent on $2.83/3.8=75\%$

Ka selle kontrolli korral on tingimus 4.16 täidetud ehk karkassiposti nõtketingimus on täidetud.

4.2.3 Karkass-seina nihketugevus

Võttes horisontaalsed koormused vastu karkass-seinaga, tuleb kontrollida ka selle nihketugevust. Karkass-seina nihketugevuse kontrollimiseks on Eurokoodeksis meetod A ja meetod B. Et esimene neist on soovituslik, siis antud töös on rakendatud seda 4m pikkuse karkass-seina nihketugevuse kontrollil. Valitud 4m pikkune lõik vastab ligikaudselt kahele erinevale lähendusele. Esimene on standardse ruumilise mooduli küljepikkustega 12x4 lühema külje kontroll. Teine variant vastab pikema külje ühele arvutuslikule sektsioonile juhul kui 12m pikkuse ulatuses on 2x1m ukseavad:

$(12-2 \times 1)/2=5$. Tagavara kasuks sobib kasutada 4m pikkust sektsiooni.

Iga üksiku paneeli nihkekandevõime seinatasandis:

$$F_{i.v.Rd} = \frac{F_{f.Rd} \cdot b_i \cdot c_i}{s} \quad (4.22)$$

kus, $F_{f.Rd}$ - ühe sideme põiksuunaline arvutuslik kandevõime

$b_i=4$ m - seinapaneeli laius

$s=150$ mm – sidemete vahekaugus

$$c_i = \begin{cases} 1 & \text{kui } b_i \geq b_0 \\ \frac{b_i}{b_0} & \text{kui } b_i < b_0 \end{cases} \quad (4.23)$$

$$b_0 = \frac{h}{2} = \frac{3}{2} = 1.5 \text{ m} < b_i = 4 \text{ m} \rightarrow c_i = 1$$

$h=3$ m – seinapaneeli kõrgus

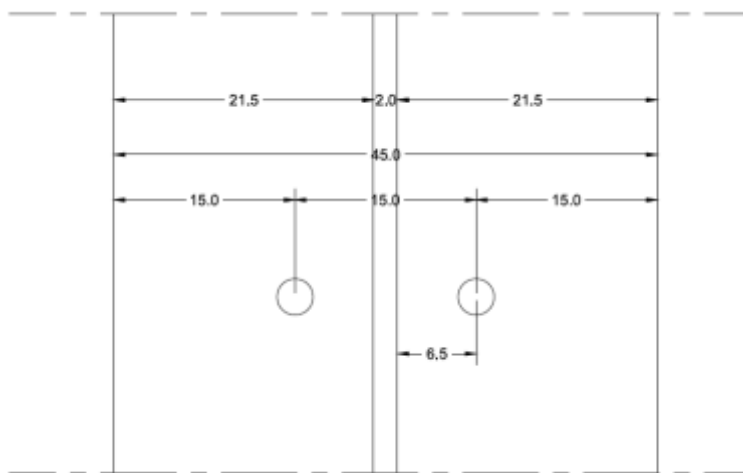
- Üksiku sideme kandevõime leidmine

Leida tuleb naela nihkekandevõime OSB ja puidu ühelõikelises liites. Normkandevõime kinnituselemendi ühe nihkepinna leitakse vastavalt Eurokoodeks 5 esitatud Johanseni valemitele 4.24.

Kinnituselemendi läbimõõdu valimisel tuleb lähtuda sellest, et oleksid tagatud vajalikud kaugused karkassiposti servadest. Karkassiposti laius on 45mm. Et prussid on koormatud pikikiudu suunas, siis saavad määravaks nõuded: kaugus koormamata servast ja vahekaugus ristikiudu. Need mõlemad peavad olema vähemalt 5d. Kriitiliselt tuleb läheneda naela kaugusele OSB servast – tuleb lähtuda kas tootja infost või katsetustest, aga (OSB USER GUIDE 2017) järgi on minimaalne servakaugus OSB kinnitusel puidust raami külge 8mm, mis joonisel 4-5 näidatud ühenduse korral ei ole tagatud. Alternatiivina saab kasutada OSB liitumise korral suurema ristlõikega karkassiposti või kahekordset karkassiposti.

Kahe külgneva OSB liide karkassipostiga on näha joonisel 4-5.

Edasistes arvutustes on kasutatud naela läbimõõduga 3.1mm, mille puhul need tingimused on tagatud.



Joonis 4-5 Kahe külgneva OSB liide 45x95mm karkassiposti külge. OSB-de vaheline distants 2mm. Naela kaugus OSB servast 6.5mm, mille sobivuse hindamisel tuleb lähtuda katsetustest või olemasolul konkreetse kinnitusvahendi või OSB tootja infost.

$$F_{v.Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{h.1.k} t_1 d}{1 + \beta} \cdot \left(\sqrt{\beta + 2\beta^2 \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2\right) + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1}\right) \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} \\ 1.05 \frac{f_{h.1.k} t_1 d}{2 + \beta} \left(\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} \\ 1.05 \frac{f_{h.1.k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left(\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta) \cdot M_{y.Rk}}{f_{h.1.k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right) + \frac{F_{ax.Rk}}{4} \\ 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y.Rk} \cdot f_{h.1.k} \cdot d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} \end{array} \right. \quad (4.24)$$

kus, $f_{h.1.k}$ – OSB muljumistugevus, leitakse:

$$f_{h.1.k} = 65 \cdot d^{-0.7} \cdot t^{0.1} = 65 \cdot 3.1^{-0.7} \cdot 9^{0.1} = 36.7 \text{ MPa} \quad (4.25)$$

$f_{h.2.k}$ - puidu muljumistugevus, leitakse:

$$f_{h.2.k} = 0.082 \cdot \rho_{k2} \cdot d^{-0.3} = 0.082 \cdot 350 \cdot 3.1^{-0.3} = 20.4 \text{ MPa} \quad (4.26)$$

$M_{y.Rk}$ - naela voolepiirile vastava paindemomendi normväärtus, leitakse:

$$M_{y.Rk} = 0.3 \cdot d^{2.6} \cdot f_u = 0.3 \cdot 3.1^{2.6} \cdot 600 = 3.41 \cdot 10^3 \text{ Nmm} \quad (4.27)$$

β - Elementide muljumistugevuste suhe, leitakse:

$$\beta = \frac{f_{h.2.k}}{f_{h.1.k}} = \frac{20.4}{36.7} = 0.556 \quad (4.28)$$

t_1 – OSB plaadi paksus, mm

t_2 – naela süvistussügavus, mm

d – kinnituselemendi diameeter, mm

$F_{ax.Rk}$ – kinnituselemendi teljesuunaline väljatõmbe normkandevõime, kN. Selle mõjul tekkiva köieefekti võib jätta arvestamata.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1024}{1 + 0.556} \cdot \left(\sqrt{\frac{36.7 \cdot 9 \cdot 3.1 = 1181 N}{20.4 \cdot 45 \cdot 3.2 = 3542 N} + 2 \cdot 0.556^2 \cdot \left(1 + \frac{45}{9} + \left(\frac{9}{45} \right)^2 \right) + 0.556^3 \cdot \left(\frac{45}{9} \right)^2} - 0.556 \left(1 + \frac{45}{9} \right) \right) = 1480 N \\ 1.05 \frac{1024}{2 + 0.556} \left(\sqrt{2 \cdot 0.556(1 + 0.556) + \frac{4 \cdot 0.556(2 + 0.556) \cdot 3410}{36.7 \cdot 3.1 \cdot 9^2}} - 0.556 \right) = 805 N \\ 1.05 \frac{36.7 \cdot 45 \cdot 3.1}{1 + 2 \cdot 0.556} \left(\sqrt{2 \cdot 0.556^2(1 + 0.556) + \frac{4 \cdot 0.556(1 + 2 \cdot 0.556) \cdot 3410}{36.7 \cdot 3.1 \cdot 45^2}} - 0.556 \right) = 1653 N \\ 1.15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 0.556}{1 + 0.556}} \cdot \sqrt{2 \cdot 3410 \cdot 36.7 \cdot 3.1} = 1088 N \end{array} \right.$$

Normkandevõime kinnituselemendi ühe nihkepinna kohta on:

$$F_{v,Rk} = 0.81 \text{ kN}$$

Arvutuskandevõime kinnituselemendi ühe nihkepinna kohta kasutusklass 1 ja lühiajalise koormuse korral:

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod} \cdot F_{v,Rk}}{\gamma_m} = \frac{0.9 \cdot 0.81}{1.25} = 0.58 \text{ kN}$$

Valemi 4.26 põhjal seina paneeli nihketugevus kinnitite sammu 75mm korral:

$$F_{sum.v.Rd} = \frac{F_{v,Rd} \cdot 4 \cdot c_i}{s} = \frac{0.58 \cdot 4 \cdot 1}{0.075} = 30.9 \text{ kN}$$

Nihkest põhjustatud vooderdise väljanõtkumist võib mitte arvestada kui:

$$\frac{b_{net}}{t} = \frac{400}{9} = 44.4 \leq 100$$

kus, b_{net} – paneeli ribide vaheline puhas kaugus

t – voodriplaadi paksus

Arvestades koormuspinnaks pool ruumilise mooduli laiust ehk 6m, on ühelt vahelaetasandilt punktkoormus karkass-seinale:

$$P_{w1.d} = \frac{p_{w.d} \cdot L}{2} = \frac{5.0 \cdot 12}{2} = 30.0 \text{ kN}$$

kus, $p_{w.d}$ – arvutuslik joonkoormus vahelaetasandil, valemist (3.4), kN/m

L – koormuse mõjumise ulatus, m.

Neljakorruselise hoone korral rakendub esimese korruse karkassile koormus kolme korruse vahelae tasandilt ja katuslae tasandilt.

Mõjuvaks koormuseks esimese korruse karkassile on:

$$P_{w.d} = P_{w1.d} \cdot 3 + \frac{P_{w1.d}}{2} = 30 \cdot 3 + \frac{30}{2} = 105 \text{ kN}$$

$$F_{sum.v.Rd} = 30.9 < P_{w.d} = 105 \text{ kN}$$

Valitud näite korral karkass-seina nihketugevus esimesel korrusel ei ole piisav.

Selleks et kandevõime oleks tagatud on vajalik vähemalt nelja 4 meetri pikkuse karkass-seina järjestikku paiknemist – $105/30.9=3.4$. Edasistes arvutustes karkassi deformatsioonid on leitud 4m pikkuse karkassi kohta, kus mõjuvad koormused on sellised, mille korral karkassi nihkekandevõime on tagatud.

4.3 Karkass-seina deformatsioonide analüüs

4.3.1 Karkassiposti deformatsioonid vertikaalsest koormusest

Hoone kui terviku deformatsioonidele vertikaalsest koormusest annab hinnangu karkassiposti deformatsioon. Lisaks vertikaalsest koormusest deformeeruvad survele ristikiudu posti üleval ja all olevad talad, mille panust hoone vertikaalsele deformatsioonile tuleks samuti arvestada. Hoone vertikaalse deformatsiooni jälgimine on oluline käesoleva töö seisukohalt, et uurida kuidas toimiks võimalik CLT-jäikussein karkass-seinaga. CLT-jäikussein on käesolevas töös ettenähtud töötama vaid horisontaalsele koormusele, ehk vertikaalset deformatsiooni ta praktiliselt ei oma. Mahumuutumisest tingitud deformatsioonid on samuti minimaalsed, sest tootmisest väljuva CLT-paneeli niiskus on lähedane selle eksploatatsioonitingimustele, kus selle keskkond on sama mis siseruumides, ehk suurema niiskumise ja kuivamise vaheldumine puudub.

Deformatsioonide leidmisel on kasutatud normatiivsed omakaalu ja kasuskoormuseid. Hoone korruselisusest tingitud vähendustegurit kasutatud ei ole.

Koormus esimese korruse postile:

$$P_{1d} = n \cdot (g_k + q_k) \cdot L \cdot s = 3 \cdot (2.1 + 2) \cdot 2 \cdot 0.4 = 9.8 \text{ kN}$$

Koormus teise korruse postile:

$$P_{1d} = n \cdot (g_k + q_k) \cdot L \cdot s = 2 \cdot (2.1 + 2) \cdot 2 \cdot 0.4 = 6.6 \text{ kN}$$

Koormus kolmanda korruse postile:

$$P_{1d} = n \cdot (g_k + q_k) \cdot L \cdot s = (2.1 + 2) \cdot 2 \cdot 0.4 = 3.3 \text{ kN}$$

kus, n – vaadeldavast korrusest kõrgemale jäävate korruste arv

g_k – normatiivne omakaalukoormus paragrahvi 4.2 järgi, kN/m^2

q_k – normatiivne kasuskoormus paragrahvi 4.2 järgi, kN/m^2

L – koormuspind ehk pool ruumelemendi laiuselt, m

s – karkassiposti samm, m

Deformatsioonide leidmisel tuleb arvestada elastsus- ja nihkemooduli lõplikke keskvaartuseid.

$$E_{0.mean.fin} = \frac{E_{0.mean}}{1 + k_{def}} = \frac{11000}{1 + 0.6} = 6875 \text{ MPa} \quad (4.29)$$

$$E_{90.mean.fin} = \frac{E_{90.mean}}{1 + k_{def}} = \frac{370}{1 + 0.6} = 231 \text{ MPa} \quad (4.30)$$

kus, $E_{0.mean} = 11000 \text{ MPa}$ – Keskmise elastsusmoodul pikikiudu.

$E_{90.mean} = 370 \text{ MPa}$ - keskmise elastsusmoodul ristikiudu

$k_{def} = 0.6$ – deformatsioonitegur, kasutusklass 1 korral saematerjalile

Surutud posti deformatsioonid on leitavad:

$$u_z = \frac{F \cdot L}{E \cdot A} \quad (4.31)$$

kus, F – mõjuv jõud, vastavalt korrusele P_{1d} , P_{2d} või P_{3d}

L – posti pikkus, mm

$E = E_{0.mean.fin}$ või $E_{90.mean.fin}$ – valemist 4.33 või 4.19

$A = 45 \cdot 95 = 4275 \text{ mm}^2$ – ristlõike pindala

Esimese korruse karkassiposti deformatsioonid valemi 4.31 järgi:

$$u_{z1} = \frac{9.8 \cdot 10^3 \cdot 2600}{6875 \cdot 4275} = 0.87 \text{ mm}$$

Teise korruse karkassiposti deformatsioonid valemi 4.31 järgi::

$$u_{z2} = \frac{6.6 \cdot 10^3 \cdot 2600}{6875 \cdot 4275} = 0.58 \text{ mm}$$

Kolmanda korruse karkassiposti deformatsioonid valemi 4.31 järgi::

$$u_{z2} = \frac{3.3 \cdot 10^3 \cdot 2600}{6875 \cdot 4275} = 0.29 \text{ mm}$$

Ristikihti survest deformeeruvad osad on näha joonistel 2-2 ja 2-3. Ristikihti deformeeruva kihi paksus joonise 2-3 järgi:

$$L = 2 \cdot 45 + 120 + 20 + 45 + 245 + 45 = 565 \sim 600 \text{ mm}$$

Surutud kihi pindala leidmisel kasutatakse efektiivset pindala valemist 4.5. kus laiendatakse kokkupuutepinda mõlemale poole 30 mm võrra.

Esimese ja teise korruse vahelises ühendussõlmes ristikihti deformatsioonid on leitavad valemi 4.31 järgi:

$$u_z = \frac{F \cdot L}{E \cdot A} = \frac{9.8 \cdot 10^3 \cdot 600}{231 \cdot 9975} = 3.2 \text{ mm}$$

Paneelide vahele jääva 25mm paksuse mürapidavustihendi deformatsioonid koormusest võib leida analoogselt valemi 4.26 järgi:

$$u_z = \frac{F \cdot L}{E \cdot A} = \frac{9.8 \cdot 10^3 \cdot 25}{15 \cdot 9975} = 1.64 \text{ mm}$$

kus, $L=25\text{mm}$ – mürapidavustihendi paksus, mm

$E=15\text{MPa}$ – mürapidavustihendi elastsusmoodul

| Korrus | koormus, kN | TIHENDI def, mm | LIITE def, mm | POSTI def, mm | Kokku deformatsioonid, mm |
|--------|-------------|-----------------|---------------|---------------|---------------------------|
| 1K | 9,8 | 1,64 | 2,55 | 0,87 | |
| 2K | 6,6 | 1,10 | 1,72 | 0,58 | |
| 3K | 3,3 | 0,55 | 0,86 | 0,29 | |
| | Kokku: | 3,3 | 5,1 | 1,7 | |

Tabel 4-2 Karkass-seina deformatsioonid vertikaalsest koormusest

Tabeli järgi kogu deformatsioon mürapidavustihendi, liite ja posti deformatsioonidest on:

$$u_{\Sigma} = 10.2 \text{ mm}$$

Lisades arvutuslikule deformatsioonile tuleb arvestada võimalikke deformatsioone mahukahanemisest. Okaspuidust saepuidu täielikul kuivamisel pikikiudu mahukahanemine jääb vahemikku 0.1...0.4% (Just et al. 2015). Sellest tulenevalt täiendav deformatsioon mahukahanemisest tuleb

$$u_{mk} = \frac{0.1 \dots 0.4}{100} \cdot 12 = 12 \dots 48mm$$

kogu vertikaalne deformatsioon:

$$u_{kogu} = u_{\Sigma} + u_{mk} = 10.2 + 12 \dots 48 = 22 \dots 58mm$$

Eesti puitmajatootjate tehtud mõõtmiste järgi 1 aasta peale hoone valmimist on saadud vertikaalseteks vajumiteks 7-10mm korruse kohta, mis sisaldab deformatsioone ja mahukahanemisi. Nelja korruse peale vajum nende hinnangute järgi tuleks 28-40mm. Käesolevas töös arvatud vertikaalsed deformatsioonid langevad suurusjärgus järelikult kokku reaalselt mõõdetud tulemustega. Arvutuste ja mõõtmistulemuste järelduseks võib öelda, et nelja korruselise kortermaja vertikaalseteks deformatsioonideks võib eeldada suurusjärku 22-40mm.

Selleks, et tagada CLT jäikusseina ja puitkarkassi koos töötamine tuleb kasutada liiteid, mis arvestaksid saadud deformatsioonide erinevusi.

4.3.2 Karkass-seina deformatsioonid horisontaalsest koormusest

OSB katteplaadiga karkass-seina deformatsioonid koosnevad kolmest komponendist: katteplaadi deformatsiooni, ribide horisontaalne nihe ja ribide vertikaalne nihe. OSB katteplaadi deformatsioon oleneb lisaks mõjuvast koormusest ka OSB mõõtmetest ja omadustest karkass-seina deformatsioonid horisontaalsest koormusest on leitud vastavalt meetodile, mida on täpsemalt kirjeldatud: (Colling 2011)

- OSB plaadi deformatsioonid u_{τ} on leitavad:

$$\tau = \frac{F}{l \cdot t} \text{ ja } \tau = \gamma \cdot G \rightarrow \gamma = \frac{F}{G \cdot t \cdot l} = \frac{s_{v,0}}{G \cdot t} \rightarrow$$

$$u_{\tau} = \gamma \cdot H = s_{v,0} \cdot \frac{h}{G \cdot t} \quad (4.32)$$

kus $s_{v,0} = F/L$ – nihkejõud ühikpikkusele, N/mm

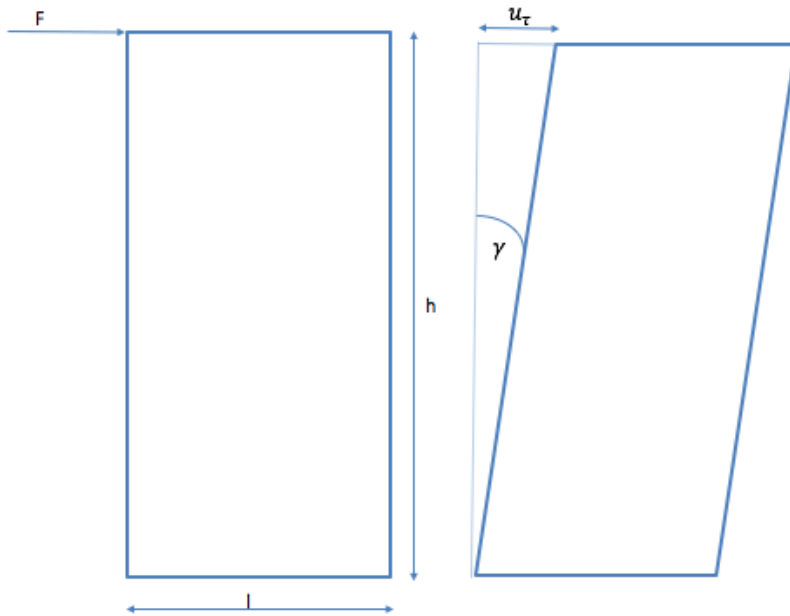
h – plaadi kõrgus, mm

G – OSB nihkemoodul, MPa

t – plaadi paksus, mm

F – mõjuv horisontaalne koormus, kN

L – plaadi pikkus, mm



Joonis 4-6 OSB deformatsioon horisontaalsest koormusest (Colling 2011)

- Deformatsioon horisontaalsete ribide nihkest on leitav:

$$u_H = \frac{F_1}{K_{ser.1}} \text{ kus } F_1 = s_{v0} \cdot a_v \rightarrow$$

$$u_H = \frac{F_1}{K_{ser.1}} = \frac{s_{v0} \cdot a_v}{K_{ser.1}} \quad (4.33)$$

Pööre horisontaalsete ribide nihkest:

$$\gamma_H = 2 \cdot \frac{u_H}{h} = 2 \cdot \frac{s_{v0} \cdot a_v}{K_{ser.1}} \cdot \frac{1}{h} \quad (4.34)$$

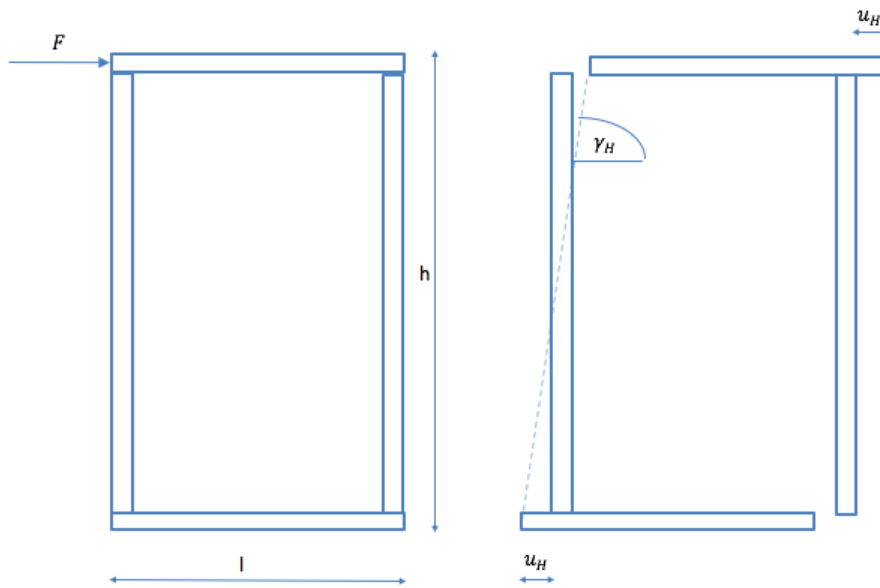
kus,

h – seinapaneeli kõrgus, mm

$s_{v,0} = F/L$ – nihkejõud ühikpikkusele, N/mm

a_v – kinnitusvahendi samm, mm

$K_{ser.1}$ – kinnitusvahendi nihkemoodul, N/mm



Joonis 4-7 Karkass-seina deformatsioon horisontaalsete prusside nihkest (Colling 2011)

- Analoogselt deformatsioon vertikaalsete ribide nihkest

$$u_V = \frac{F_1}{K_{ser.1}} \text{ kus } F_1 = s_{v0} \cdot a_v \rightarrow$$

$$u_V = \frac{F_1}{K_{ser.1}} = \frac{s_{v0} \cdot a_v}{K_{ser.1}} \quad (4.35)$$

$$\gamma_V = 2 \cdot \frac{u_V}{l} = 2 \cdot \frac{s_{v0} \cdot a_v}{K_{ser.1}} \cdot \frac{1}{l} \quad (4.36)$$

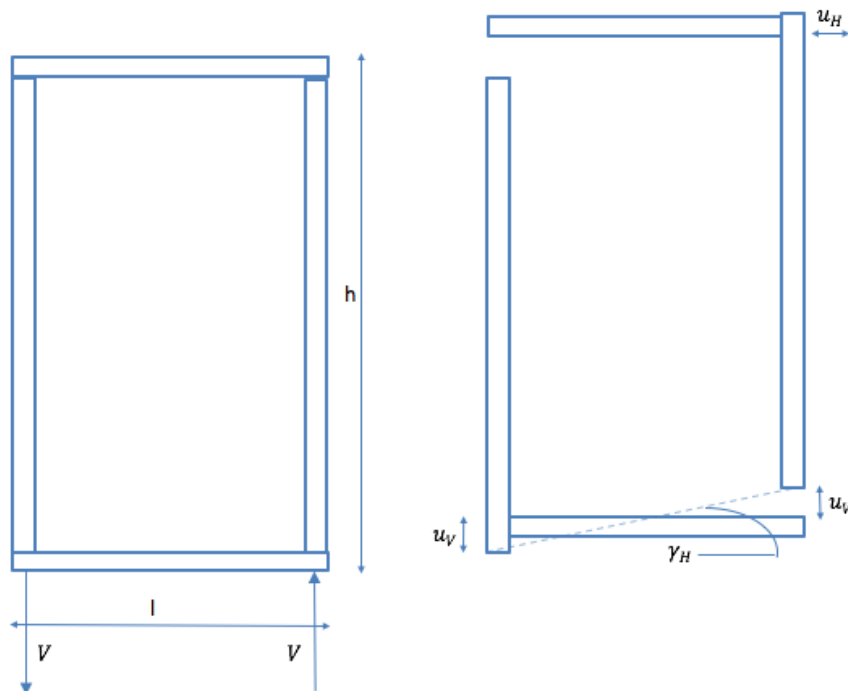
kus,

l – seinapaneeli pikkus, mm

$s_{v.0} = F/L$ – nihkejõud ühikpikkusele, N/mm

a_v – kinnitusvahendi samm, mm

$K_{ser.1}$ – kinnitusvahendi nihkemoodul, N/mm



Joonis 4-8 Karkass-seina deformatsioon vertikaalsete prusside nihkest (Colling 2011)

Ribide kogu pöördumine horisontaalsest koormusest summeritud valemitest 4.35 ja 4.36

$$\gamma_{VM} = \gamma_H + \gamma_V = 2 \cdot \frac{s_{v0} \cdot a_v}{K_{ser.1}} \cdot \left(\frac{1}{h} + \frac{1}{l} \right)$$

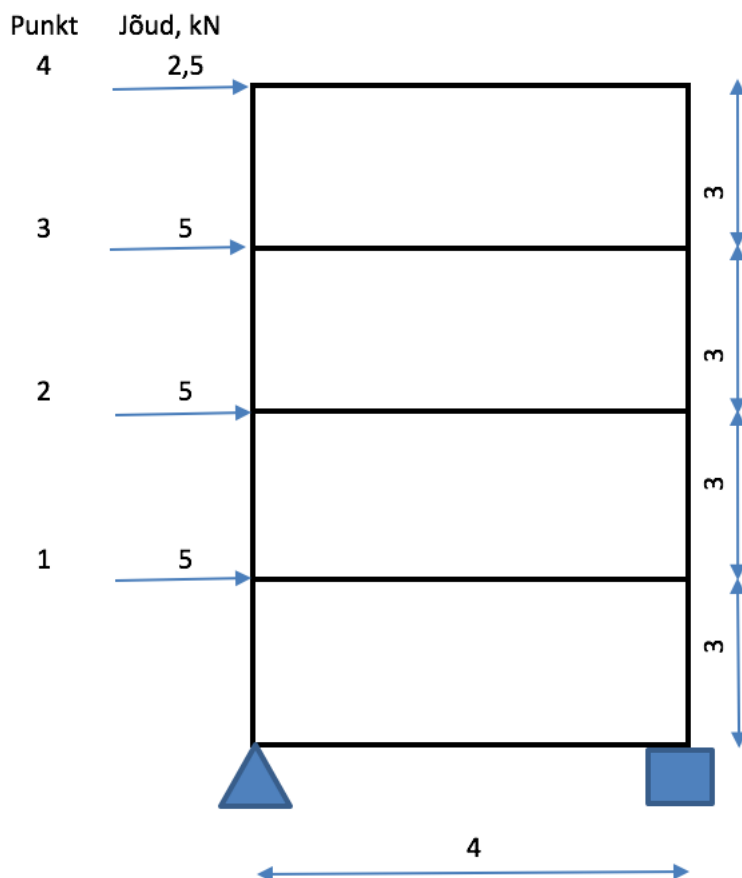
ja ribide nihe horisontaalsest koormusest:

$$u_{VM} = \gamma_{VM} \cdot h = 2 \cdot \frac{s_{v0} \cdot a_v}{K_{ser.1}} \cdot \left(\frac{1}{h} + \frac{1}{l} \right) \cdot h \quad (4.37)$$

Kogu karkass-seina paigutis seinä ülemises nurgas karkassi ja OSB-plaadi deformatsioonist summeeritud valemitest

$$u_{sum} = u_{\tau} + u_{VM} = s_{v.0} \cdot \frac{h}{G \cdot t} + s_{v0} \cdot \frac{2 \cdot a_v}{K_{ser.1}} \cdot \left(\frac{1}{h} + \frac{1}{l} \right) \cdot h \quad (4.38)$$

- Järgnevalt on arvutatud neljakorruselise puitkarkasshoone ühe 4 m pikkuse seinä deformatsioonid nii seinäpaneelide enda deformeerumisest kui ka üksteise kohal olevate seinäpaneelide vahelistest ühendustest tingitud deformatsioonidest. Seinä arvutuskeem koos mõjuvate koormustega on nähtav joonisel 4-9.



Joonis 4-9 4 korruselise kortermaja karkass-seinast jäikusseina arvutuskeem tuulekoormusele

Vastavalt punktis 4.2.3 tehtud järeldustele on arvestatud nelja järjestikku paikneva mooduliga, ehk mõjuv punktkoormus ühe vahelae tasandilt ühele 4 meetri pikkusele karkass-seinale:

$$P_{w1.k} = \frac{p_{w.k} \cdot L}{2} \cdot \frac{1}{4} = \frac{3.3 \cdot 12}{2} = 5 \text{ kN} \quad (4.39)$$

kus, $p_{w.k}$ – normatiivne horisontaalne joonkoormus tuulest vahelae tasandil, kN/m

L – koormuspikkus, pool ruumilise elemendi pikkusest, m.

Punktkoormus katuslae tasandilt:

$$P_{w2.k} = \frac{P_{w1.k}}{2} = 2.5 \text{ kN} \quad (4.40)$$

4 korruselise hoone korral summaarne nihkejõud esimese korruse seinale:

$$F_{w1.E.k} = 3 \cdot P_{w1.k} + P_{w2.k} = 3 \cdot 5 + 2.5 = 17.5 \text{ kN} \quad (4.41)$$

Kinnitusvahendi samm $a_v = 75 \text{ mm}$

Kinnitusvahendiks nael $d=3.1\text{mm}$ $L=50\text{ mm}$

Seinakarkass C24 okaspuit keskmise tihedusega $\rho_{mean} = 420\text{ kg/m}^3$

Karkass-seina jäigastav element OSB2 $t=9\text{mm}$, mille nihkemoodul:

$G_{mean} = 1100\text{ MPa}$ (Ehituskonstruktori käsiraamat, 2012)

Liite kinnituselemendi nihkemoodul:

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1.5} \cdot d^{0.8}}{30} = \frac{420^{1.5} \cdot 3.1^{0.8}}{30} = 709 \frac{N}{mm} \quad (4.42)$$

$$s_{v0} = \frac{F}{l} = \frac{17.5 \cdot 10^3}{4000} = 4.38 \frac{N}{mm} \quad (4.43)$$

$$\begin{aligned} u_{sum} &= u_{\tau} + u_{VM} = s_{v.0} \cdot \frac{h}{G \cdot t} + s_{v0} \cdot \frac{2 \cdot a_v}{K_{ser.1}} \cdot \left(\frac{1}{h} + \frac{1}{l} \right) \cdot h = \\ &= 4.39 \cdot \frac{3000}{1100 \cdot 9} + 4.38 \cdot \frac{2 \cdot 75}{709} \cdot \left(\frac{1}{3000} + \frac{1}{4000} \right) \cdot 3000 = 1.62\text{ mm} \end{aligned} \quad (4.44)$$

Ülemise kolme korruse deformatsioonid on näha tabelis 4-3

| punkt | H(mm) | F (kN) | M (kNm) | ut (mm) | uVM (mm) |
|-------|-------|--------|---------|---------|----------|
| 1 | 3000 | 17,5 | 67,5 | 1,33 | 1,62 |
| 2 | 3000 | 12,5 | 30 | 0,95 | 1,16 |
| 3 | 3000 | 7,5 | 7,5 | 0,57 | 0,69 |
| 4 | 3000 | 2,5 | 0 | 0,19 | 0,23 |
| | | | | | |
| | | Kokku | | 3,0 | 3,7 |

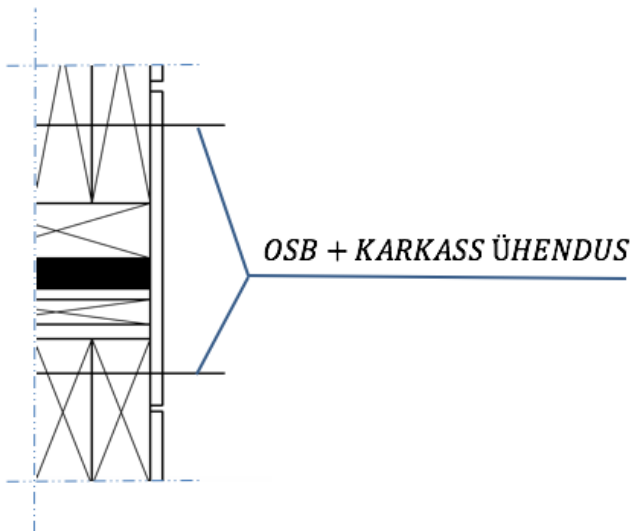
Tabel 4-3 Karkass-seina deformatsioonid

- Deformatsioonid korruste omavahelisest ühendusest

Üksteise kohal asuvad moodulid saab ühendada omavahel kasutades samasugust OSB ühendamist karkassi külge nagu varem on käsitletud. Selle liite järeleandvuse arvutamisel on kasutatud kinniti nihkemooduli väärust eelmisest lõigust. Liide on näha joonisel 4-10 ning liite arvutusel on eeldatud, et jõudude vastuvõtmisel ei ole arvestatud mürapidavustihendiga.

$$K_{ser.liide} = \frac{L}{s} \cdot K_{ser.1} = \frac{4000}{200} \cdot 709 = 14180 \frac{N}{mm}$$

$$u_1 = \frac{F_{1k}}{K_{ser.}} = \frac{17.5 \cdot 10^3}{2 \cdot 14180} = 0.62 \text{ mm}$$



Joonis 4-10 Paneelide omavaheline ühendus vertikaaltasandil

- Deformatsioonid korruste vahelisest pöördumisest

Pöördumisest tingitud deformatsiooni saab tuletada korruste vahel paiknevate elastsete mürapidavustihendite deformeerumisest. Selgitav skeem selle mehhanismi kohta on näha joonisel 4-11

Vahelae tasandilt koormus karkassile on:

$$F_{1k} = 5 \text{ kN}$$

Moment 1. korruse vahelae tasandil on:

$$M_{1.k} = 2.5 \cdot 9 + 5 \cdot 6 + 5 \cdot 3 = 67.5 \text{ kN}$$

Momendi õlg kahe mürapidavustihendi vahel:

$$z = L - 2 \cdot 0.3 = 3.4 \text{ m}$$

Momendist tekkinud jõupaar:

$$F = \frac{M_{1.k}}{z/2} = \frac{67.5}{3.4} = 19.9 \text{ kN}$$

Efektivne mürapidavustihendi pindala:

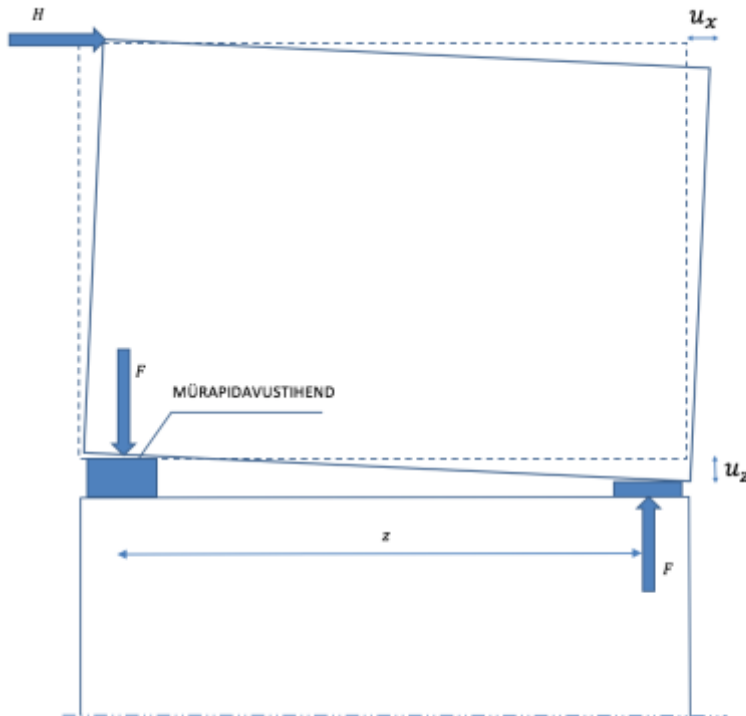
$$A_{ef} = 95 \cdot 105 = 9975 \text{ mm}^2$$

Paneelide vahele jääva 25mm paksuse mürapidavustihendi deformatsioonid koormusest võib leida analoogselt valemi 4.26 järgi:

$$u_z = \frac{F \cdot L}{E \cdot A} = \frac{19.9 \cdot 10^3 \cdot 25}{15 \cdot 9975} = 3.32 \text{ mm}$$

paneeli otsa siire sellest deformatsioonist:

$$u_x = u_z \cdot \frac{H}{L} = 3.32 \cdot \frac{3000}{4000} = 2.49 \text{ mm}$$



Joonis 4-11 Karkass-seinapaneeli pöördumine korruste vahelisest ühendusest

Karkassi summaarsed deformatsioonid on näha tabelis 4-4.

| punkt | H(mm) | F (kN) | M (kNm) | u_t (mm) | u_{VM} (mm) | $u_{sum}=u_t+u_{vm}$ | u_{nihe} | $u_{pööre}$ | Kokku deformatsioon, mm |
|-------|-------|--------|---------|------------|---------------|----------------------|------------|-------------|-------------------------|
| 1 | 3000 | 17,5 | 67,5 | 1,33 | 1,62 | 2,95 | 0,62 | 2,49 | |
| 2 | 3000 | 12,5 | 30 | 0,95 | 1,16 | 2,10 | 0,44 | 1,11 | |
| 3 | 3000 | 7,5 | 7,5 | 0,57 | 0,69 | 1,26 | 0,26 | 0,28 | |
| 4 | 3000 | 2,5 | 0 | 0,19 | 0,23 | 0,42 | 0,09 | 0,00 | |
| | | Kokku | | 3,0 | 3,7 | 6,7 | 1,4 | 3,9 | 12,0 |

Tabel 4-4 Karkass-seina deformatsioonid koos kinnituste mõjutusega

5 Ristkihtliimpuiduga jäigastamise põhimõtted ja arvutusmeetodid

5.1 CLT arvutamine tasapinnasestest jõudude korral

Horisontaaljõud põhjustavad CLT paneelides nihkepingeid, mille võib materjali paksuse ulatuses lugeda konstantseks. Paneelides, kus ühes kihis paiknevad lamellid ei ole külgepidi liimiga seotud, ei saa lugeda paksust kogu elemendi ulatuseks konstantseks. Lõigetes, mis on tehtud läbi kõrvuti paiknevate lamellide liimimata ühenduse, saavad nihkejõud edasi kanduda vaid läbi ühendusega risti paiknevate lamellide. Sellist ristlõiget saab nimetada netoristlõikeks ja selles ristlõikes nihkepinged on ühtlasi suuremad kui lõikes, mis on tehtud liimimata servade vahel – brutoristlõikes. Nihkepingete edasikandmine ristuvate kihtide vahel põhjustab täiendavaid nihkepingeid ka nende ühisel ristumispinnal. Võttes arvesse nii pingeid ristumispindadel kui ka lamellides saab välja tuua kolm erinevat purunemisviisi CLT- taladele/paneelidele, milles mõjuvad nihkepinged. (Flaig & Blaß 2013)

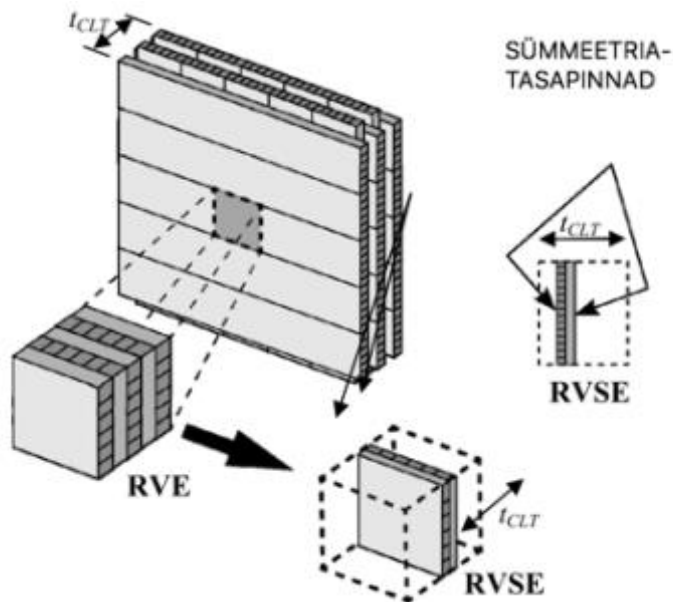
- Purunemisviis I – Nihkepurunemine kiududega paralleelselt brutoristlõikes. See purunemine esineb liimimata ühenduste vahelistes lõigetes; võrdsed nihkepinged piki- ja ristipidistes kihtides.
- Purunemisviis II – Nihkepurunemine kiududega ristuvast suunas netoristlõikes. See purunemine leiab aset liimimata ühendustega kattuvast lõikes kus on nihkepinged ainult ühendusega ristuvates lamellides.
- Purunemisviis III – Nihkepurunemine ristuvate lamellide ristumispinnal. Purunemine leiab aset väände ja ühesuunaliste nihkepingete tõttu, mis on põhjustatud nihkepingete edasikandumisest kõrvuti paiknevate kihtide vahel.

(Flaig & Blaß 2013)

5.1.1 RVE ja RVSE

Kõige väiksem osa CLT-plaadist mida saab kasutada selle staatiliseks määramiseks on RVE (ingl. k – representative volume element). Ühe RVE suurus on ühe lamelli laius koos lamellide vahele jääva praog laiusega. Paksus on võrdne kogu CLT elemendi paksusega. Tasapinnasestest jõudude korral, kus pinged paksuse ulatuses on konstantsed, võib teha veel enam lihtsustusi, juhul kui kõikide kihtide paksused on samad ja paksuse ulatuses eeldatakse lõpmatu arv kihte. Iga kihi keskel tekib sümmeetriatasapind normaalvektoriga

paksuse suunas. Sümmeetriatasapindade vahele jääv ala on kõige väiksem osa CLT plaadist jäikuse arvutamiseks ja kandevõime määramiseks, ja seda kutsutakse RVSE (ingl. k – representative volume sub element)



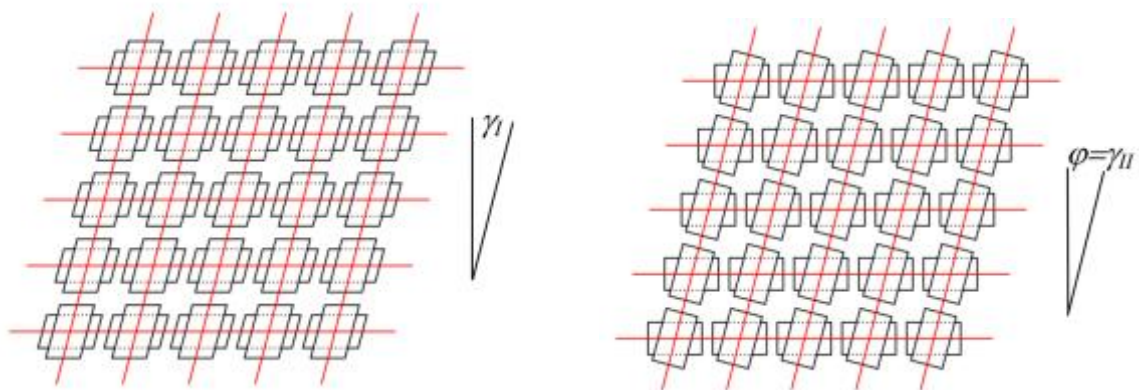
Joonis 5-1 (Bogensperger et al. 2010)

CLT tasapinnasiseste jõudude korral omab suurt nihkejäikust. Kogu nihkejäikus koosneb kahest komponendist:

Mehhanism 1 – puhas nihkemehhanism mis tuleb nihkejõudude edasikandumisest lamellide kitsamate külgede kaudu.

Mehhanism 2 – on põhjustatud väändest mis tekib lamellide ristumisel oleval liimitud pinnal. See sisaldab kõiki muutusi, mis tuleb teha RVSE-l et kaotada lamelli külgedelt nihkepinged.

Mehhanism 1 ja 2 on näidatud joonisel 4.1



Joonis 5-2 Vasakul pool mehhanism 1 ja sellest põhjustatud siire γ_1 . Paremalt pool mehhanism 2 ja väändest põhjustatud pöördumisest tingitud siire γ_2 (Bogensperger et al. 2010)

CLT elemendi kogu nihkedeformatsioon on nende kahe deformatsiooni summa:

$$\gamma = \gamma_1 + \gamma_2 \quad (5.1)$$

Mehhanism 1 põhjustatav nihkedeformatsioon on:

$$\gamma_1 = \frac{\tau_0}{G_{0,mean}} \quad (5.2)$$

Mehhanism 2 põhjustatud nihkedeformatsioon:

$$\gamma_2 = \frac{t}{2} \cdot \frac{\tau_0 \cdot t \cdot a^2}{\frac{G_{0,mean}}{2} \cdot \frac{a^4}{6}} = \frac{6 \cdot \tau_0}{G_{0,mean}} \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2 \quad (5.3)$$

$$\frac{\gamma_1}{\gamma} = \frac{\gamma_1}{\gamma_1 + \gamma_2} = \frac{G^*}{G_{0,mean}} = \frac{1}{1 + 6 \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2} \quad (5.4)$$

kus, $G_{0,mean}$ – lamellide keskmine nihkemoodul

G^* – CLT-elemendi nihkemoodul

a – lamelli laius või keskmine pragude vaheline kaugus

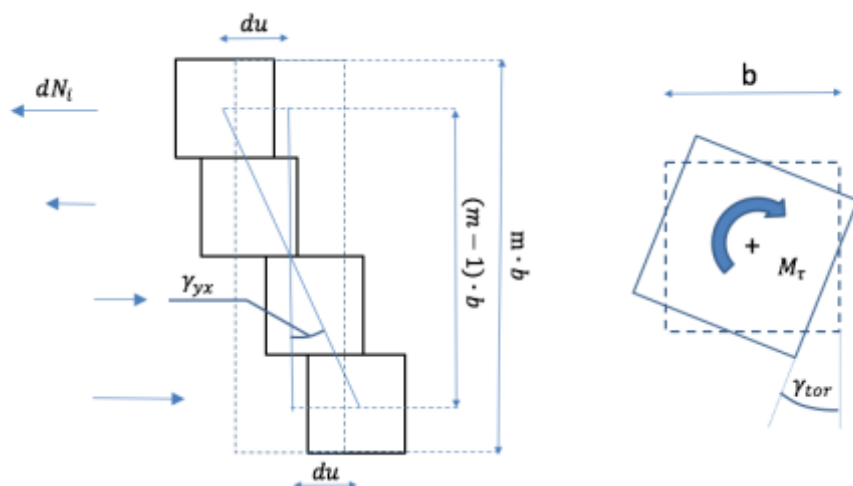
t – keskmine lamellide paksus

Väändejäikus mehhanism 2 jaoks on teadmata suurus. Ligikaudse väärtusena on kasutatud $G_{0,mean}/2$ (Bogensperger et al. 2010)

5.1.2 Nihkemooduli leidmise meetodid

CLT on ortotroopne materjal, mille tõttu materjali nihkemoodul sõltub lisaks lähtematerjali omadustele ka kihtide konfiguratsioonist, lamellide paigutusest ja laiuusest. Erinevatest allikatest leiab erinevaid meetodeid nihkemooduli leidmiseks. Allpool käsitletakse erinevaid meetodeid ja tehakse järeldus nihkemooduli kasutamise kohta.

a) Nihkemooduli leidmise meetod 1 (Flaig and Blass 2013)



Joonis 5-3 Lamellide ristuvatel pindadel olevatest nihkepingetest põhjustatud nihkedeformatsiooni komponendid γ_{tor} ja γ_{yx} (Flaig and Blass 2013)

Nihkedeformatsioon ei tule mitte ainult nihkepingest lamellide sees vaid ka lamellide kokkupuudepinnal tekkivast väändepingest. Ristuvatel pindadel olevad nihkedeformatsiooni komponendid γ_{tor} ja γ_{yx} saab leida valemite (5.5) ja (5.6) järgi. Valemities leiduvad nihkepinge komponendid tulevad valemities (5.7) ja (5.8)

$$\gamma_{yx} = \frac{2 \cdot du}{b \cdot (m - 1)} = \frac{2 \cdot \tau_{yx}}{K \cdot b \cdot (m - 1)} \quad (5.5)$$

$$\gamma_{tor} = \frac{2 \cdot \tau_{tor}}{K \cdot b} \quad (5.6)$$

$$\tau_{yx} = \frac{6V}{b^2 \cdot n_{CA}} \cdot \left(\frac{1}{m^2} - \frac{1}{m^3} \right) \quad (5.7)$$

$$\tau_{tor} = \frac{3V}{b^2 \cdot n_{CA}} \cdot \left(\frac{1}{m} - \frac{1}{m^3} \right) \quad (5.8)$$

Tehes asendused ja lisades (5.7) ja (5.8) valemitiesse (5.5) ja (5.6) saab:

$$\gamma_{tor} = \frac{6V}{b^3 \cdot K} \cdot \left(\frac{1}{m} - \frac{1}{m^3} \right) \cdot \frac{1}{n_{CA}} \quad (5.9)$$

$$\gamma_{yx} = \frac{12V}{b^3 \cdot K} \cdot \frac{1}{m^3} \cdot \frac{1}{n_{CA}} \quad (5.10)$$

Kus, du – siire, mm

b – ühe lamelli laius, mm

m – lamellide arv pikikiudu kihtides, tk

K – ristuva pinna nihkemoodul, (N/mm³)

V – Vaadeldavas lõikes mõjuv vertikaaljõud, kN

n_{CA} – nihkepindade arv elemendi paksuse ulatuses, tk

Ristuvate pinna nihkemooduli leidmiseks on tehtud katseid ning saadud tulemused on varieerunud 3.45...7.58 N/mm³ vahel. Erinevused on tingitud katsete erinevast ülesseadmisest ning on ilmselt enim mõjutatud nihkepinnal lamellide nihkedeformatsioonidest. (Flaig & Blaß 2013)

Kasutades üldtuntud seaduspärasust: $\tau = \gamma \cdot G$ saab leida efektiivse nihkemooduli $G_{eff.CA}$, mis kujutab endas moodulit nihkedeformatsioonile ristuvatel pindadel. Ristkülikulise ristlõikega CLT-taladele saab selle leida valemi 5.11 järgi:

$$\tau = \gamma \cdot G \rightarrow$$

$$G_{eff.CA} = \frac{6V}{5 \cdot A_{gross} \cdot (\gamma_{tor} + \gamma_{yx})} = \frac{K \cdot b^2}{5} \cdot \frac{n_{CA}}{t_{gross}} \cdot \frac{m}{m^2 + 1} \quad (5.11)$$

Nihkedeformatsioonide superpositsiooni tõttu lamellides ja ristuvatel pindadel saab efektiivse nihkemooduli CLT taladele, mis on ristlõike brutoristlõike kohta.

$$G_{eff.CLT} = \left(\frac{1}{G_{lam}} + \frac{1}{G_{eff.CA}} \right)^{-1} \quad (5.12)$$

b) Nihkemooduli leidmise meetod 2

Teine meetod nihkemooduli leidmiseks on järg valemile 5.4 ja selle leidmist on täpsemalt kirjeldatud (Bogensperger et al. 2010).

Valemi 5.4 täpsustus on tehtud alustel, et mehhanism II nihkedeformatsioon, mida on käsitletud alapeatükis 4.1 on ligikaudne. Selle tõttu tehti mitmeid lõplike elementide meetodil arvutusmudeleid, kus leiti sobiv parandusfunktsioon:

$$\alpha_T = 0.32 \cdot \left(\frac{t_{mean}}{b} \right)^{-0.77} \quad (5.13)$$

Lisades see valemisse 5.4 ja avaldades CLT-elementi nihkemoodul, leitakse selle väärtus:

$$G^* = \frac{G_{0,mean}}{1 + 6 \cdot \alpha_T \cdot \left(\frac{t_{mean}}{b} \right)^2} \quad (5.14)$$

kus, kus, $G_{0,mean}$ – lamellide baasmaterjali keskmine nihkemoodul

G^* – CLT-elementi nihkemoodul

b – lamelli laius või keskmine pragude vaheline kaugus

t_{mean} – keskmine lamellide paksus

α_T – parandusfunktsioon, vaata valemist 5.13.

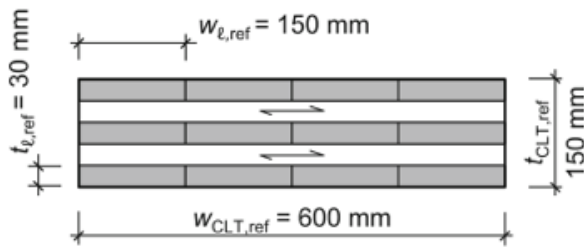
- c) Nihkemooduli leidmise meetod 3 – katsete baasil leitud tulemus. (Brandner et al. 2016)

CLT kui materjali mehaaniliste omaduste leidmiseks on hetkel kaks lähenemist: (1) omaduste kindlaks määramine üksikute kihtide või lamellide mehaaniliste omaduste järgi sõltuvalt arvutusskeemist või (2) omaduste kindlaks määramine CLT elementidele tehtud katsetuste abil. (Brandner et al. 2016)

Referentsproovikeha baasil, mis on näha joonisel 5-4 on välja pakutud lihtsustad väärtus CLT-le, mille lamellid kitsamal küljel ei ole seotud. Referentsproovikehale on tuletatud mehaanilised omadused GLT analoogsetest omadustest (Brandner et al. 2016) (Brandner et al. 2015) Täpsemalt referentsproovikeha mõõtmete valikust ja mehaaniliste omaduste tuletamisest võib leida allikast: (Brandner et al. 2016)

Referentsproovikeha baasil leitud keskmine nihkemoodul CLT-le on:

$$G_{CLT,mean} = 450 \text{ MPa}$$



Joonis 5-4 CLT referentsproovikeha (Brandner et al. 2016)

Katsega leitud väärtusega võrdlemiseks leiame antud töös 6 peatükis kasutatava CLT-jäikuseina parameetrite järgi meetod 1 ja meetod 2 järgi CLT nihkemooduli. CLT paneeli parameetrid: pikkus $L=4000$ mm. Paneeli kihid 5×20 mm. Lamelli baasmaterjali nihkemoodul $G_{0,mean} = 690$ MPa, lamelli laius 150 mm.

Võrdluseks valemite 5.11 ja 5.12 järgi leitav CLT nihkemoodul on $G_{eff,CLT} = 320.5$ MPa

$$G_{eff,CA} = \frac{K \cdot b^2}{5} \cdot \frac{n_{CA}}{t_{gross}} \cdot \frac{m^2}{m^2 + 1} = \frac{5 \cdot 150^2}{5} \cdot \frac{4}{100} \cdot \frac{20^2}{20^2 + 1} = 897.8 \text{ MPa}$$

$$G_{eff,CLT} = \left(\frac{1}{G_{lam}} + \frac{1}{G_{eff,CA}} \right)^{-1} = \left(\frac{1}{690} + \frac{1}{897.8} \right)^{-1} = 390.1 \text{ MPa}$$

Ja teiseks võrdluseks valemite 5.13 ja 5.14 järgi leitav CLT nihkemoodul $G^* = 594.8$ MPa

$$G^* = \frac{G_{0,mean}}{1 + 6 \cdot \alpha_T \cdot \left(\frac{t_{mean}}{b} \right)^2} = \frac{690}{1 + 6 \cdot 1.501 \cdot \left(\frac{20}{150} \right)^2} = 594.8 \text{ MPa}$$

$$\alpha_T = 0.32 \cdot \left(\frac{t_{mean}}{b} \right)^{-0.77} = 0.32 \cdot \left(\frac{20}{150} \right)^{-0.77} = 1.501$$

On näha, et konkreetse paneeli parameetrite järgi saadavad tulemused erinevad katseliselt saadud tulemusest. Antud töös on arvutustel kasutatud katselisel teel saadud referentsproovikeha nihkemooduli väärtust $G_{CLT,mean} = 450$ MPa.

5.2 Ristkihtliimpuiduga hoone jäigastamine

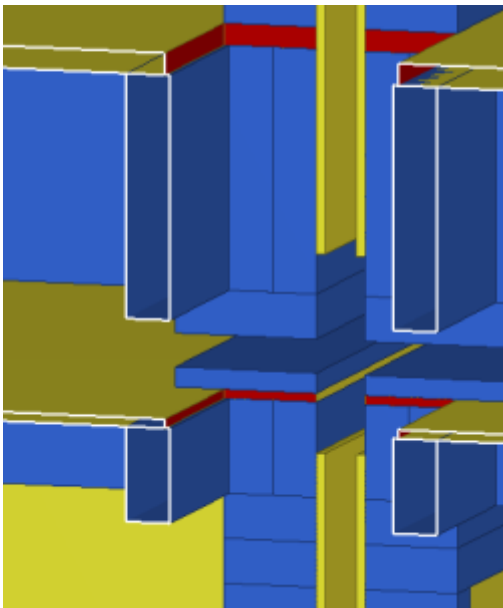
5.2.1 Jäigastamise põhimõtted

Ristkihtliimpuiduga puitkarkassist maja jäigastamise mõte oleks ära kasutada selle materjali kõige paremaid omadusi. Tasapinnasiseselt on CLT-paneel võimeline vastu võtma väga suuri koormuseid ning materjal ise on suure jäikusega, mille tõttu materjal ise paindele ja nihkele omab väikeseid deformatsioone.

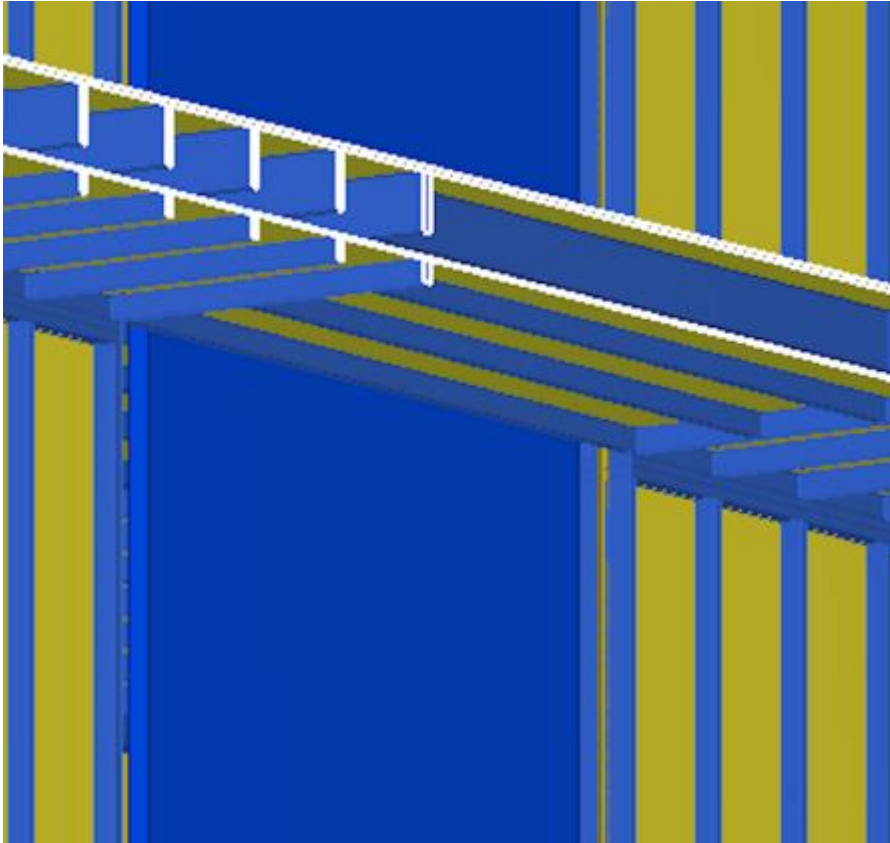
CLT paneeli kasutamisel jäikusseinana tuleks arvestada võimalustega selle paigutamisel karkass-konstruktsiooni sisse, võimalust mugavaks montaažiks ja ühenduste teostatavuse lihtsust. CLT-paneeli on tehnoloogiliselt võimalik toota sellise pikkusega, et seda saaks monteerida täies pikkuses 4 korruselise puitkarkassmaja jäikusseinaks. Käesolevas töös on jagatud 12m kõrgune CLT jäikussein kaheks, mille korral on lihtsustatud elementide transport ja montaaž. Kasutusel on 6m kõrgune ja 3m laiune paneel, mis on ühendatud vundamendiga ning teine samade mõõtmetega paneel, mis on ühendatud nihke ja tõmbeliidetega alumise paneeliga. Kasutatav arvutuskeem on näha joonisel 6-1.

5.2.2 Jäikusdiafragmade paigutus

Jäikusdiafragmade paigutusel tuleb järgida teatud põhimõtteid, et tagada ratsionaalne paigutus. Puidust karkassmaja korral tuleb arvestada ka arhitektuurilisi ja konstruktsiooni eripärasid. Olemasolev olukord praegustes süsteemis, mida kasutatakse ruumilistest elementidest monteeritud puitkarkasshoonetes on, et kahe mooduli vahele jääb õhkvahe ligikaudu 30mm ning see pole piisav CLT jäikusseina jaoks. Olemasolevat lahendust tuleb muuta määral, mis lubaks kasutada suurusjärgus 100mm paksust jäikusseinaelementi. Ilma ruumelementide vahelist õhkvahet suurendamata on võimalus 100mm CLT paneel ära mahutada, katkestades selles lõikes vahelae puittaladest välimine tala ning seinakonstruktsioon. Sellisel juhul on võimalik kasutada CLT jäikusseinapaneeli olemasolevas süsteemis muutes vaid seina, mille tasandisse lisatakse CLT jäikussein.

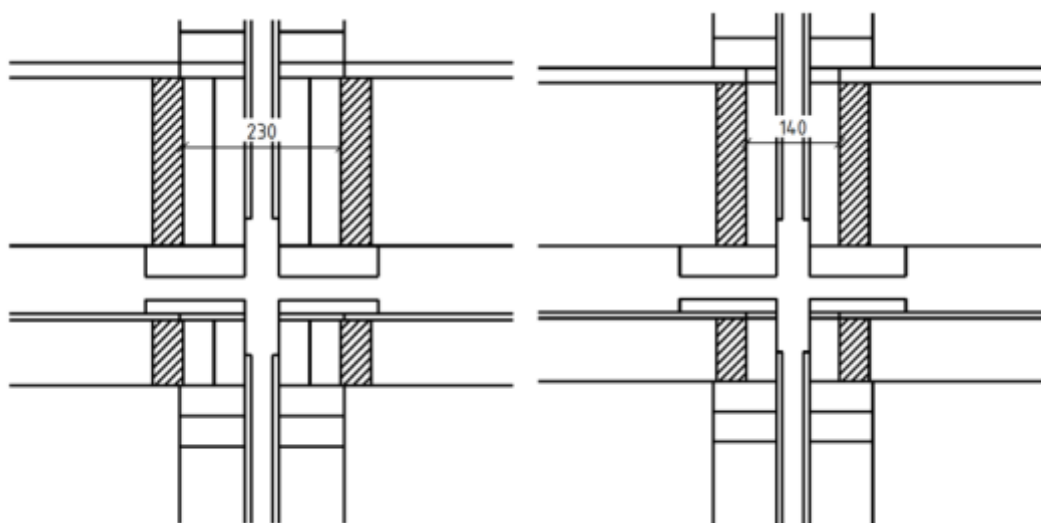


Joonis 5-5 Standardne elementide ühendussõlm, milles on tehtud karkassis katkestus, CLT paneeli sobitumiseks.



Joonis 5-6 CLT jäikusseina paiknemine karkass-seinas katkestusega karkassis

Võimalik jäikusseina paiknemine karkassis on nähtav joonistel 5-6 ja 5-7. Alternatiividena võib olla katkestatud vaid üks või mõlemad ääretalad. Nendest sõlmedest lõiked on näha joonisel 5-7.



Joonis 5-7 Karkassi katkestuse sõlmede alternatiivsed variandid.

5.3 Naagelliite arvutamine

CLT-paneeli ühendusel vundamendiga ja paneelide omavahelisel ühendusel kasutatakse käesolevas töös terasplaadist keskelemendiga kahelöikelisi liiteid.

Normatiivne kandevõime ühe löikepinna kohta on:

$$F_{v.Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h.k} t_1 d \left[2 + \frac{4M_{y.Rk}}{f_{h.k} d t_1^2} - 1 \right] + \frac{F_{ax.Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y.Rk} f_{h.k} d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} \end{array} \right. \quad (5.15)$$

kus, $F_{v.Rk}$ – kinnituselemendi ühe nihkepinna normatiivne kandevõime, N

$f_{h,k}$ – puitelemendi normatiivne muljumistugevus, N,mm²

t_1 – äärmise puitelemendi vähim paksus või naagli süvistussügavus, mm.

d – kinnituselemendi läbimõõt, mm.

$M_{y.Rk}$ – kinnituselemendi voolavuspiirile vastav momendi normväärtus

$F_{ax.Rk}$ – kinnituselemendi teljesuunaline väljatõmbe normtugevus

Kuna $F_{ax.Rk}$ ei ole teada, siis võib selle võtta võrdseks nulliga

Et ristkihtpuidus on lamellide kiudude suund erinevates kihtides üksteise suhtes risti, siis ei saa tavapäraseid puidu muljumistugevuse valemeid kasutada. Ristkihtpuidu muljumistugevuse arvutamiseks on tuletatud valemid (5.16)(5.17): (Uibel & Blaß 2014)

$$f_{h.k} = \frac{0.035(1 - 0.015)d\rho^{1.16}}{1.1 \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (5.16)$$

$$f_{h.k} = 0.032(1 - 0.015d)\rho^{1.20} \left[\frac{\sum_{i=1}^n t_{0,i}}{t(1.6 \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha)} + \frac{\sum_{j=1}^{n-1} t_{90,j}}{t(1.6 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha)} \right] \quad (5.17)$$

kus, ρ – ristkihtpuidu tihedus, 420kg/m³

$f_{h,k}$ – ristkihtpuitelemendi normatiivne muljumistugevus, N,mm²

α - nurk jõu mõjumissuuna ja pikikiu vahel

d – naagli diameeter

$\sum_{i=1}^n t_{0,i}$ - väliskihiga samasuunaliste lamellide paksuste summa, mm.

$\sum_{j=1}^{n-1} t_{90,j}$ - väliskihiga ristisuunaliste lamellide paksuste summa, mm.

Valemid (5.16) ja (5.17) kehtivad tingimustel, et ühe kihi maksimaalne paksus on 40mm ja risti ja piki paiknevate kihtide paksuste summa peab jääma vahemikku 0.95 kuni 2.1. Kuna Eurokoodeks ristkihtpuidu muljumistugevuse väärtusi ei kajasta, on (Uibel & Blaß 2014) tuletatud valemid aluseks enamikes ristkihtpuidu tootjate tehnilises vastavusdeklaratsioonis (Kolk 2016).

5.4 Arvutusmeetodi valik

5.4.1 Erinevad arvutusmeetodid

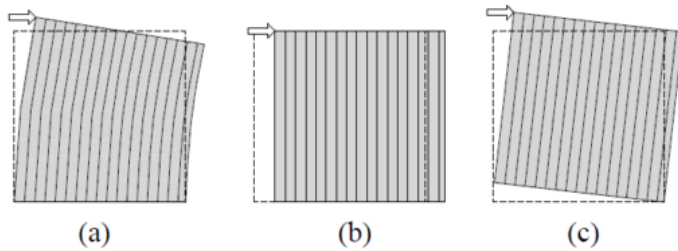
CLT-jäikusseina modelleerimisel oleks võimalik kasutada punktühendustega varrassüsteemi, plaatsüsteemi ning nende vahelisi joonühendusi või kombineeritud süsteemi. Varrassüsteemi sisestamine oleks kõige lihtsam. Lähtudes järeldustest, mis on tehtud (Lindvere 2016) võib kõige ratsionaalsemaks variandiks osutada jäikusseina modelleerimisel kui ka käsitsi arvutamisel varrassüsteemi kasutamine.

Kasutatavad ühendused peavad töötama nii nihkele kui ka tõmbele paneeli pöördumisest. Mõjuvad tegurid on paneeli pikkus, kinniti kandevõime ja jäikus. Ühendus peab olema ka projekteeritud survele. Tekkiva survetsooni pikkus oleneb horisontaalse ja vertikaalse koormuse (käesolevas töös omakaalu) konfiguratsioonist.

5.4.2 Varrasmeetod CLT arvutamisel

Valitud jäikusseina deformatsioonid arvutatakse käsitsi varrasmeetodil. Paneeli deformeerumisel tuleb arvestada järgnevate deformatsioonikomponentidega, mida on kujutatud joonisel 5-8:

- a) Paneeli enda painde- ja nihkedeformatsioon
- b) kinnitite järeleandvus nihkele
- c) paneeli pöördumine



Joonis 5-8 CLT jäikusena deformatsioonikomponendid. a) paneeli enda painde- ja nihkedeformatsioonid b) kinnitite järeleandvus nihkele c) paneeli pöördumine kinnitite järeleandvusest (Flatscher et al. 2014)

Arvutusteks vajalikud materjali parameetrid võetakse vastava tugevusklassiga saepuidu parameetrid

a) Paneeli nihkedeformatsioon (Lindvere 2016):

Paneeli nihkedeformatsioon leitakse nihkepindala ja nihkejäikuse abil:

$$\Delta_n = \frac{F \cdot H}{G_{eff.CLT} \cdot t_{CLT} \cdot L} \quad (5.18)$$

kus, $G_{eff.CLT}$ – CLT paneeli efektiivne nihkeelastsusmoodul

t_{CLT} – CLT paneeli paksus, m

H – CLT paneeli kõrgus, m

L – CLT paneeli pikkus, m

Nihkeelastsusmooduli leidmise meetodeid on käsitletud käesoleva töö alapeatükis 5.1.

b) Paneeli paindedeformatsioon (Lindvere 2016)

Paneeli paindedeformatsiooni on võimalik leida vastavalt konsooli otsa paigutusele. CLT ristlõike puhul võetakse arvesse vaid pikikiudu asetsevad kihid:

$$\Delta_p = \frac{FH^3}{3EI_{bruto}} \quad (5.19)$$

kus, H – CLT paneeli kõrgus, m

F – konsooli otsale mõjuv koormus, kN

E – Lamellide elastsusmoodul

I_{bruto} – pikikiudu asetseva ristlõike inertsimoment

c) Kinnitite järeleandvus nihkele

Liite deformatsioon mõjuvast koormusest leitakse:

$$u = \frac{F_k}{K_{ser}}$$

(Just et al. 2015)

kus, F_k – mõjuv jõud, kN

K_{ser} – kinniti või kinnituselemendi jäikus, N/mm

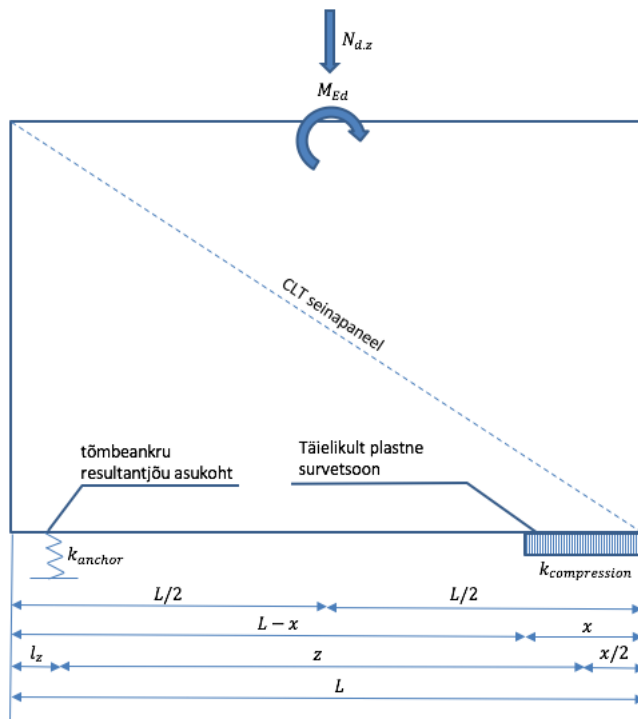
Kinnituselemendi sammu s ja paneeli pikkuse L korral horisontaalne koormus põhjustab kinnitite järeleandvusest põhjustatud nihkedeformatsiooni:

$$\Delta_a = \frac{F_k \cdot s}{K_{ser} \cdot L} \quad (5.20)$$

d) Paneeli pöördumine

Paneeli pöördumise leidmisel kasutatakse meetodit, mida on täpsemalt kirjeldatud (Shickhofer & Ringhofer 2012) ja millest on tehtud lühidam kokkuvõtte käesolevas töös.

- Survetsooni pikkuse leidmine



Joonis 5-9 Painde ja pikijõuga koormatud CLT-jäikusseina mudel (Shickhofer & Ringhofer 2012)

Kiudude suunas survetugevuse kontroll:

$$\frac{N_{c.d}}{\frac{b_{eff} \cdot x}{f_{c.o.d}}} \leq 1$$

millest saame:

$$x = \frac{N_{c.d}}{b_{eff} \cdot f_{c.o.d}} = \frac{n \cdot R_{1.d} + N_{z.d}}{b_{eff} \cdot f_{c.o.d}} \quad (5.21)$$

kus, n – kinnitusankrute arv, tk

$R_{1.d}$ – kinnitusankru tõmbekandevõime, N

$N_{z.d}$ – mõjuv vertikaalkoormus, N

b_{eff} – seina efektiivne laius, ei võta arvesse risti paiknevate kihtide laiust, mm.

$f_{c.o.d}$ – CLT survetugevus, MPa

- Survetsooni jäikuse leidmine

$$K_{compression} = \frac{E_{0.mean} \cdot A_0(x)}{H_w} \quad (5.22)$$

kus, $A_0(x) = b_{eff} \cdot x$ – plastse survetsooni pindala kiudude suunas, mm

$E_{0.mean}$ – Elastsusmoodul kiudude suunas, MPa

H_w – seina kõrgus

- Momendi õla leidmine

$$z = L - l_z - \frac{x}{2} \quad (5.23)$$

kus, l_z – ankrujõu resultandi ja seina serva vaheline kaugus

- Pöördejäikuse leidmine

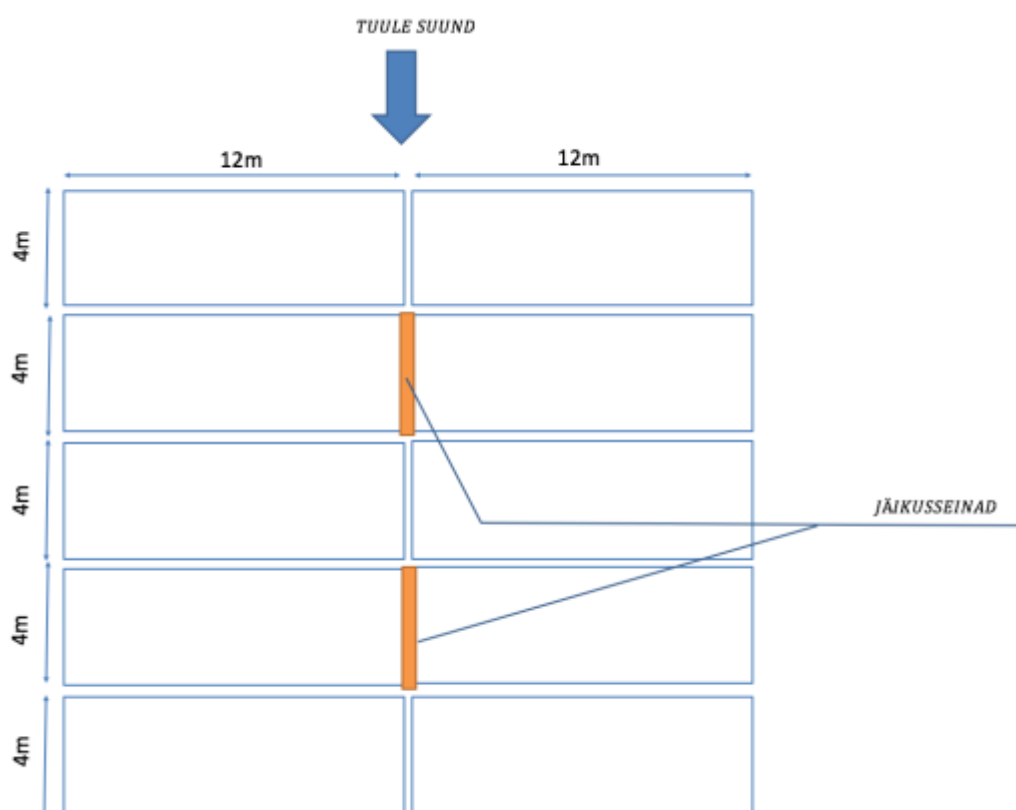
$$K_{\varphi.i} = \frac{z_i^2}{\frac{1}{K_{anchor.i}} + \frac{1}{K_{compression.i}}} \quad (5.24)$$

6 Ristkihtliimpuidu kasutamine mitmekorruselise puitkarkass-hoone jäigastamiseks: analüüs ja kasutuspiirid

6.1 Lähteülesanne

6.1.1 Olemasolev süsteem

Nagu on näha joonistel 1-2 ja 1-3 olevate tüüpiliste sõlmilahenduste põhjal, ei ole ilma olemasolevat lahendust muutmata kohta, kuhu konstruktsiooni sisse mahuks ära CLT-jäikusseinaelement paksusega 100mm. Välja pakutud variant neljakorruselise hoone jäigastavateks elementideks on kaks 3x6 m mõõtmetega jäikusseinaelementi, millel on kaks liidet: ühendus vundamendiga ja paneelide omavaheline liide. Mõlemad ühendused on tehtud tsentraalse terasplaadiga ühendustega. Plaadi ja puidu ühendus on teostatud puurnaaglitega. Lähteülesande skeem on näha joonisel 6-2. Arvestatud on sellega, et 12m koormuspinda kohta, ehk kahe ruumilise mooduli vahelisse tasapinda on paigutatud kaks jäikusseina, mis võtavad vastu võrdseid koormuseid. Jäikusseinade paigutus on näha joonisel 6-1.



Joonis 6-1 Jäikusseinade paigutus ruumiliste moodulite vahel

6.1.2 Lähteülesanne

Punktkoormus ühe vahelae tasandilt:

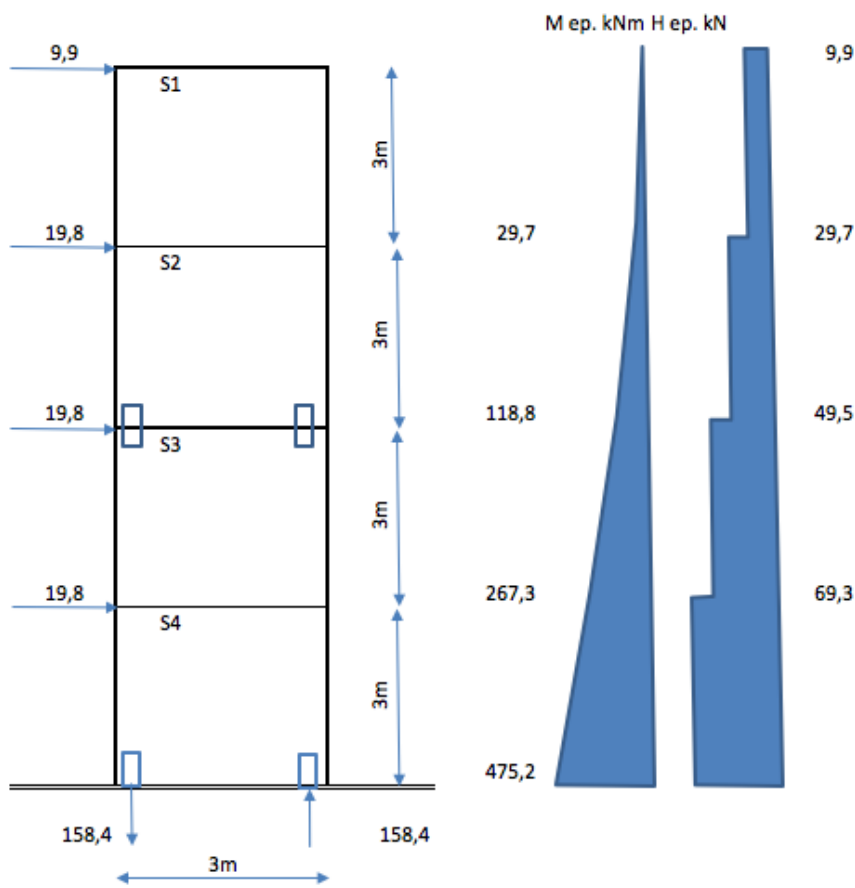
$$P_{w1.k} = p_{w.k} \cdot L = \frac{3.3 \cdot 12}{2} = 19.8 \text{ kN} \quad (6.1)$$

Punktkoormus katuslae tasandilt:

$$P_{w2.k} = \frac{P_{w1.k}}{2} = 9.9 \text{ kN} \quad (6.2)$$

| Tugevusklass | | C16 | C18 | C20 | C22 | C24 |
|-----------------------------------|----------------------|------|------|------|------|------|
| Tugevusomadused N/mm ² | | | | | | |
| Paine | f _{m,k} | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 |
| Tõmme | f _{t,0,k} | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 |
| | f _{t,90,k} | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 |
| Surve | f _{c,0,k} | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 |
| | f _{c,90,k} | 2,2 | 2,2 | 2,3 | 2,4 | 2,5 |
| Lõige | f _{v,k} | 3,2 | 3,4 | 3,6 | 3,8 | 4,0 |
| Jäikusomadused N/mm ² | | | | | | |
| Elastsusmoodul | E _{0,mean} | 8 | 9 | 9,5 | 10 | 11 |
| | E _{0,05} | 5,4 | 6,0 | 6,4 | 6,7 | 7,4 |
| | E _{90,mean} | 0,27 | 0,30 | 0,32 | 0,33 | 0,37 |
| Nihkemoodul | G _{mean} | 0,50 | 0,56 | 0,59 | 0,63 | 0,69 |
| Tihedused kg/m ³ | | | | | | |
| Tihedus | ρ _k | 310 | 320 | 330 | 340 | 350 |
| | ρ _{mean} | 370 | 380 | 390 | 410 | 420 |

Tabel 6-1 Saepuidu tugevus- ja jäikusomadused ning tihedused (Just et al. 2015)



Joonis 6-2 CLT-jäikussein. Leitud koormused valemitest 6.1 ja 6.2

CLT-paneeli pikkus: $L = 3m$

Arvutustes kasutatud 5-kihiline CLT paneel 5x20mm, lamell laiusega 150mm.

6.2 Liidete arvutus

6.2.1 Kasutatav naagelliide tõmbetsoonis

| | a_1 | a_2 | $a_{3,t}$ | $a_{3,c}$ | | |
|---------|----------------------------|--------|----------------------------|-------------------------|----------------------------|--------|
| kruvid | $4d$ | $2,5d$ | $6d$ | $6d$ | $6d$ | $2,5d$ |
| naelad | $(3 + 3\cos\beta) \cdot d$ | $3d$ | $(7 + 3\cos\beta) \cdot d$ | $6d$ | $(3 + 4\sin\beta) \cdot d$ | $3d$ |
| tüüblid | $(3 + 3\cos\beta) \cdot d$ | $4d$ | $5d$ | $\min(3d; 4d\sin\beta)$ | $3d$ | $3d$ |

Tabel 6-2 CLT-s naaglite minimaalsed kaugused (Brandner et al. 2016)

Tüüblite minimaalsed vahekaugused saab tabelist 6-2 naagli läbimõõdu $d=7mm$ järgi:

Vahekaugus pikikiudu: $a_1 = (3 + 3\cos 0) \cdot 7 = 42mm$

Vahekaugus ristikiudu: $a_2 = 4 \cdot d = 4 \cdot 7 = 28mm$

Kaugus koormatud otsast: $a_{3,t} = 5 \cdot d = 5 \cdot 7 = 35 \text{ mm}$

Kaugus koormamata servast: $a_{3,c} = \min(3d; 4d \cdot \sin 90) = 3 \cdot 7 = 21 \text{ mm}$

Tuulekoormuse tõttu tekib jäikusseina paindemoment, millest tekivad seinä mõlemasse nurka vertikaalsed toereaktsioonid joonise 6-5 järgi väärtustega:

$$F_{1,d} = F_{2,d} = 240 \text{ kN}$$

Sõlmes kasutatakse puurnaagleid diameetriga 7mm tõmbetugevusega 550MPa

Naagli voolavuspiirile vastava momendi väärtus:

$$M_{y,Rk} = 0.3 \cdot f_{uk} \cdot d^{2.6} = 0.3 \cdot 550 \cdot 7^{2.6} = 25990 \text{ Nmm}$$

CLT muljumistugevust saab leida valemite 5.18 ja 5.19 järgi:

$$f_{h,k} = \frac{0.035(1 - 0.015d)\rho^{1.16}}{1.1 \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = 0.035(1 - 0.015 \cdot 7) \cdot 420^{1.16} = 34.6 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} f_{h,k} &= 0.032(1 - 0.015d)420^{1.20} \left[\frac{\sum_{i=1}^n t_{0,i}}{t(1.6 \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha)} + \frac{\sum_{j=1}^{n-1} t_{90,j}}{t(1.6 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha)} \right] = \\ &= 0.032(1 - 0.015 \cdot 7) \cdot 420^{1.20} \\ &\cdot \left(\frac{60}{100 \cdot (1.6 \cdot \sin^2 90 + \cos^2 90)} + \frac{40}{100 \cdot (1.6 \cdot \cos^2 90 + \sin^2 90)} \right) \\ &= 0.032(1 - 0.015 \cdot 7) \cdot 420^{1.20} \cdot \left(\frac{60}{100 \cdot 1.6} + \frac{40}{100 \cdot 1} \right) = 31.2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tagavara kasuks võib kasutada tulemust teisest valemist, mis arvestab ka risti- ja pikikihtide paksust, ehk:

$$f_{h,k} = 31.2 \text{ MPa}$$

kus, ρ – ristkihtpuidu tihedus, 420 kg/m^3 (Brandner et al. 2016)

$f_{h,k}$ – ristkihtpuitelemendi normatiivne muljumistugevus, N/mm^2

α - nurk jõu mõjumissuuna ja pikikiu vahel

d – naagli diameeter

$\sum_{i=1}^n t_{0,i}$ - väliskihiga samasuunaliste lamellide paksuste summa, mm.

$\sum_{j=1}^{n-1} t_{90,j}$ - väliskihiga ristisuunaliste lamellide paksuste summa, mm.

Liites oleva puurnaagli normkandevõime leiame valemi (5.15) järgi:

$$F_{v.Rk.1} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h.k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y.Rk}}{f_{h.k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax.Rk}}{4} = \\ 2,3 \sqrt{M_{y.Rk} f_{h.k} d} + \frac{F_{ax.Rk}}{4} \end{array} \right. =$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 31,2 \cdot 25,5 \cdot 7 = 5569 \text{ N} \\ 31,2 \cdot 25,5 \cdot 7 \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 25990}{31,2 \cdot 7 \cdot 25^2}} - 1 \right] = 3686 \text{ N} = 3686 \text{ N} \\ 2,3 \sqrt{25990 \cdot 31,2 \cdot 7} = 5480 \text{ N} \end{array} \right.$$

Purunemisviis antud olukorras on puitelementide muljumine naagli paindest keskmises terasplaadis.

Kahelõikelises liites on ühe puurnaagli normkandevõime:

$$F_{v.Rk} = 2 \cdot F_{v.Rk.1} = 2 \cdot 3686 = 7372 \text{ N}$$

Puurnaagli arvutuslik kandevõime leitakse valemiga:

$$F_{Rd} = \frac{k_{mod} \cdot F_{v.Rk}}{\gamma_m}$$

kus, γ_m – materjali osavarutegur, mis liidete korral on Eurokoodeks 5 rahvusliku lisa järgi 1.25

k_{mod} – modifikatsioonitegur, mis võetakse kasutusklass 1, lühiajalise koormuse ja liimpuidu järgi 0.9

$$F_{i.Rd} = \frac{0,9 \cdot 7372}{1,25} = 5308 \text{ N}$$

Liites vajalike naaglite arv n:

$$n = \frac{F_{1.d}}{F_{i.Rd}} = \frac{240000}{5308} = 45,2$$

Liite kandevõime valitud naaglite arvu 48 korral:

$$F_{Rd} = n \cdot F_{i.Rd} = 48 \cdot 5473 = 262700 \text{ N} = 262 \text{ kN}$$

Liite ühe nihkepinna nihkemooduli leidmine:

$$K_{ser.i} = \frac{\rho_m^{1,5} d}{23} = \frac{420^{1,5} \cdot 7}{23} = 2620 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Kahelöikelse liite nihkemoodul.

$$K_{ser} = 2K_{ser.i} = 2 \cdot 2620 = 5240 \frac{N}{mm}$$

Ühe ankru nihkemoodul:

$$K_{anchor} = n \cdot K_{ser} = 48 \cdot 5240 = 251520 N/mm$$

- Terasplaadi tugevuse kontroll:

Terasplaadi laius: $b = 140mm$, paksus $t_p=8mm$

Terasplaadi efektiivne laius: $b_{eff} = b - 4 \cdot 8 = 140 - 32 = 108mm$

Terasplaadi brutopindala: $A = 140 \cdot 8 = 1120 mm^2$

Terasplaadi netopindala: $A_{neto} = b_{eff} \cdot t_p = 108 \cdot 8 = 864 mm^2$

Terasplaat S355, $f_y = 355 MPa$ $f_u = 510 MPa$ $\gamma_{M0} = 1$ $\gamma_{M2} = 1.25$

Tsentriselt tõmmatud elemendi arvutuslik tõmbekandevõime:

$$N_{t.Rd} = \min \begin{cases} N_{pl.Rd} \\ N_{u.Rd} \end{cases}$$

kus brutoristlõike arvutuslik plastne kandevõime on:

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1120 \cdot 355}{1} = 397kN$$

ja netoristlõike arvutuslik tõmbekandevõime on:

$$N_{u.Rd} = \frac{0.9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 864 \cdot 510}{1.25} = 317 kN$$

$$N_{t.Rd} = \min \begin{cases} N_{pl.Rd} \\ N_{u.Rd} \end{cases} = 317kN > 240 kN$$

Terasplaadi tõmbekandevõime on tagatud

Naagelliide ühenduse tõmbetsoonis on näha joonisel 6-3 ja 6-4.

6.2.2 Naagelliide nihkele

Vundamendi ühenduses mõjub joonise 6-5 järgi horisontaalne jõud 105 kN.

Vajalik naaglite arv on:

$$n = \frac{F_{1.d}}{F_{i.R.d}} = \frac{105000}{5473} = 19.1$$

Kasutada võib paneeli pikkuses kahte 2x5 naagliga nihkeliidet – paneeli pikkuse ulatuses kokku 20 naaglit.

Kahe nihkeliite summaarne kandevõime:

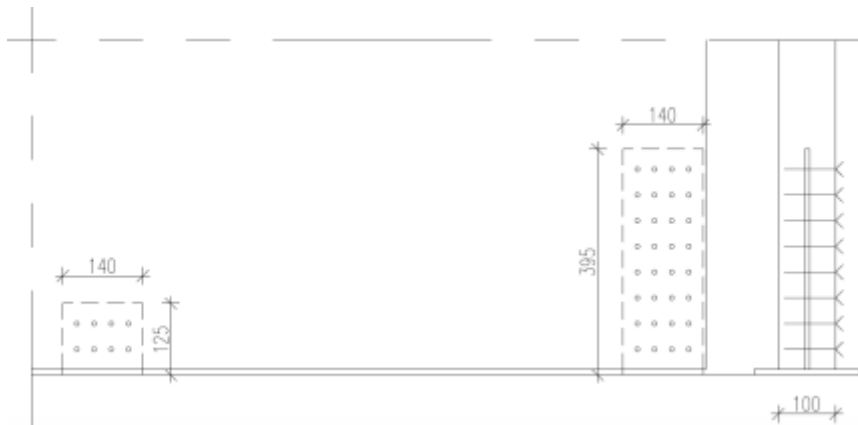
$$F_{Rd} = n \cdot F_{i.Rd} = 2 \cdot 10 \cdot 5473 = 109460 \text{ N} = 109.5 \text{ kN}$$

Ühe nihkeliite nihkemoodul:

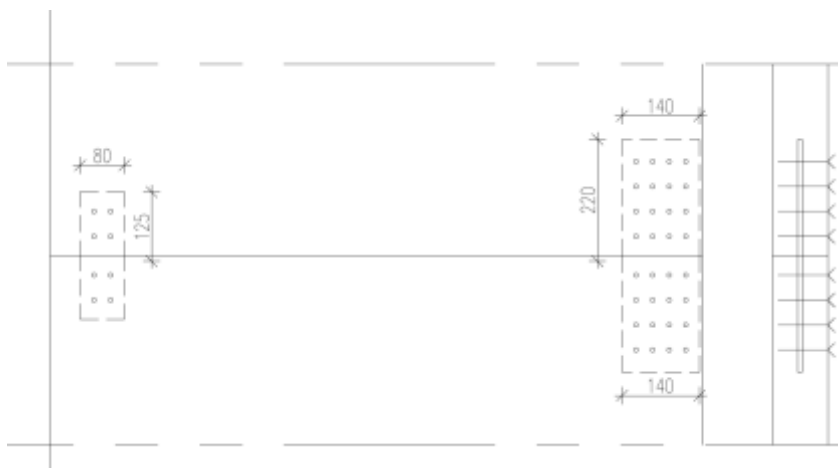
$$K_{nihke} = 10 \cdot K_{ser} = 10 \cdot 5240 = 52400 \text{ N/mm}$$

Nihkeliites terasplaadi laius jõu mõjumise suunaga risti on 125mm ja mõjuv jõud on 105 kN ja selles liites on terasplaadi kandevõime samuti tagatud.

Nihkeühendus vundamendi tasandil on joonisel 6-2 ja paneelide ühendusel joonisel 6-3.



Joonis 6-3 CLT-jäikusseina ja vundamendi põhimõtteline liide terasest keskelemendiga ühenduse korral. Vasakul on pool paneeli laiuselt ja nihkeliide ning tõmbeliide plaaniliselt. Paremalt on lõikesse jääv osa tõmbeliitest. CLT paksus 100mm.



Joonis 6-4 CLT Jäikusseina elementide vaheline põhimõtteline liide terasplaadist keskelemendiga ühenduse korral.

6.2.3 Pöördejäikuste leidmine

Kasutatava CLT mehaanilised omadused:

Normatiivne survetugevus paralleelselt kiududega: $f_{c.0.k} = 24 \text{ MPa}$

Arvutuslik survetugevus paralleelset kiududega: $f_{c.0.d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c.0.k}}{\gamma_M} = \frac{0.9 \cdot 24}{1.25} = 17.3 \text{ MPa}$

Elastsusmoodul: $E_{0,mean} = 11000 \text{ MPa}$

CLT paneeli arvutuslik omakaal:

$$N_{z.d} = \gamma_G \cdot H \cdot L \cdot t_{clt} \cdot \rho_{CLT} \cdot 0.01 \frac{kN}{kg} = 1.2 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 0.1 \cdot 420 \cdot 0.01 = 18.2 \text{ kN}$$

a) Pöördejäikus vundamendi tasandil

Survetsooni pikkus valemi 5.21 järgi:

$$x = \frac{n \cdot R_{1.d} + N_{z.d}}{b_{eff} \cdot f_{c.0.d}} = \frac{(2 \cdot 262 + 18.2) \cdot 10^3}{60 \cdot 17.3} = 522 \text{ mm}$$

Survetsooni jäikus valemi 5.22 järgi:

$$K_{compression.1} = \frac{11000 \cdot 60 \cdot 522}{6000} = 57420 \frac{N}{mm}$$

Momendi õlg valemi 5.23 järgi:

$$z = 3000 - 60 - \frac{522}{2} = 2679 \text{ mm}$$

Pöördejäikus valemi 5.24 järgi:

$$K_{\varphi.i} = \frac{z_i^2}{\frac{1}{K_{anchor.i}} + \frac{1}{K_{compression.i}}} = \frac{2679^2}{\frac{1}{251520} + \frac{1}{57420}} = 3.355 \cdot 10^{11} \frac{Nmm}{rad}$$
$$= 335500 \frac{kNm}{rad}$$

b) Analoogselt pöördejäikus paneelide ühenduse tasandil

Survetsooni pikkus:

$$x = \frac{n \cdot R_{1.d} + N_{z.d}}{b_{eff} \cdot f_{c.0.d}} = \frac{\left(1 \cdot 262 + \frac{18.2}{2}\right) \cdot 10^3}{60 \cdot 17.3} = 262 \text{ mm}$$

Survetsooni jäikus:

$$K_{compression.1} = \frac{11000 \cdot 60 \cdot 262}{6000} = 28820 \frac{N}{mm}$$

Momendi õlg: $z = 3000 - 60 - \frac{262}{2} = 2809 \text{ mm}$

Pöördejäikus:

$$K_{\varphi.i} = \frac{z_i^2}{\frac{1}{K_{anchor.i}} + \frac{1}{K_{compression.i}}} = \frac{2809^2}{\frac{1}{251520} + \frac{1}{28820}} = 2.0403 \cdot 10^{11} \frac{Nmm}{rad}$$
$$= 204030 \frac{kNm}{rad}$$

6.3. Deformatsioonide leidmine varrasmeetodil

Järgnevalt on näidatud nihke- ja paindedeformatsioonide leidmine jäikusseina kõige alumisele elemendile (S4) joonise 6-1 järgi:

- Nihkedeformatsioonid valemi 5.18 järgi:

$$\Delta_{n1} = \frac{F \cdot L}{G^* \cdot t_{CLT} \cdot H}$$

L=3000mm, H=3000mm, F=69.3 kN (joonise 6-3 järgi)

$$\Delta_{n1} = \frac{69.3 \cdot 10^3 \cdot 3000}{450 \cdot 100 \cdot 3000} = 1.54 \text{ mm}$$

- Paindedeformatsioonid valemi 6.19 järgi:

$$\Delta_{p1} = \frac{F \cdot H^3}{3 \cdot E_{0.mean} \cdot I_{neto}} = \frac{19.8 \cdot 10^3 \cdot 3000^3}{3 \cdot 11000 \cdot 1.35 \cdot 10^{11}} = 0.12 \text{ mm}$$

Kus,

$$I_{neto} = \frac{60 \cdot 3000^3}{12} = 1.35 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

- Kinnitite järeleandvus nihkele valemi 5.20 järgi:

Vundamendi ja paneeli ühendusel

$$\Delta_{a1} = \frac{F \cdot s}{K_{ser} \cdot L} = \frac{F}{2K_{nihke}} = \frac{69.3 \cdot 10^3}{2 \cdot 52400} = 0.66 \text{ mm}$$

Paneelide omavahelisel ühendusel:

$$\Delta_{a2} = \frac{F \cdot s}{K_{ser} \cdot L} = \frac{F}{2K_{nihke}} = \frac{49.5 \cdot 10^3}{2 \cdot 52400} = 0.47 \text{ mm}$$

- Paneeli pöördumine

a) Pöördumisest tingitud siire vundament-paneel ühendusest.

Ühenduse summaarne pöördejäikus on: $K_{\varphi.i} = 335500 \frac{kNm}{rad}$

Ühenduses mõjuv paindemoment: $M_{Ed} = 475.2 \text{ kNm}$

Paneeli pöördumine radiaanides:

$$\varphi = \frac{M_{Ed}}{K_{\varphi.i}} = \frac{475.2}{335500} = 1.42 \text{ mrad}$$

kus, M_{Ed} – löikes mõjuv paindemoment, kNm

$K_{\varphi.i}$ – sõlme pöördejäikus, kNm/rad

φ – pöördnurk kinnitite järeleandvusest

Paneeli pöördumisest tulenev paneeli ülemise nurgapunkti siire millimeetrites:

$$\Delta_{p.1} = \tan \varphi \cdot H = 1.42 \cdot 10^{-3} \cdot 12000 = 17.0 \text{ mm}$$

kus, $\Delta_{p.1}$ – siire paneeli pöördumisest, mm

H – paneeli kõrgus vaadeldavast sõlmest ülespoole, mm

b) Analoogia järgi siire paneel-paneel ühendusest

Ühenduse summaarne pöördejäikus on: $K_{\varphi.i} = 204030 \frac{kNm}{rad}$

Ühenduses mõjuv paindemoment: $M_{Ed} = 118.8 \text{ kNm}$

Paneeli pöördumine radiaanides:

$$\varphi = \frac{M_{Ed}}{K_{\varphi.i}} = \frac{118.8}{204030} = 0.58 \text{ mrad}$$

Paneeli pöördumisest tulenev paneeli ülemise nurgapunkti siire millimeetrites:

$$\Delta_{p.2} = \frac{\tan \varphi}{H} = 0.58 \cdot 10^{-3} \cdot 6000 = 3.5 \text{ mm}$$

Tabelis 6-3 on kokkuvõtlikult esitatud siirded erinevate komponentide kaupa ning kokku siire CLT-plaadi ülemises nurgas on 29.8 mm.

Nihkedeformatsioonid

| | | | Δn_1 | | |
|------------------------------|--|------------------------------------|-------------------------------------|----------------------------|--------------------------------------|
| S1 | 3000 | 9,9 | 0,22 | | |
| S2 | 3000 | 29,7 | 0,66 | | |
| S3 | 3000 | 49,5 | 1,10 | | |
| S4 | 3000 | 69,3 | 1,54 | | |
| | | | 3,52 | | |
| Paindedeformatsioonid | | | | | |
| | m | kN | kNm | Δp | |
| S1 | 12 | 9,9 | 118,8 | 3,84 | |
| S2 | 9 | 19,8 | 178,2 | 3,24 | |
| S3 | 6 | 19,8 | 118,8 | 0,96 | |
| S4 | 3 | 19,8 | 59,4 | 0,12 | |
| | | | | 8,16 | mm |
| | | | | | |
| Ühendus | Ühe kinniti K_ser, kN/m | Kinnitite arv | Ühenduse K_ser, kN/m | Mõjuv jõud, kN | Δa, mm |
| Vunda-paneel | 52400 | 2 | 104800 | 69,3 | 0,6 6 |
| paneel-paneel | 52400 | 2 | 104800 | 49,5 | 0,4 7 |
| | | | | | 1,1 3 |
| Paneeli pöördumine | | | | | |
| | Pöörde- jäikus kNm/rad | Painde- moment, kNm | Pöördumin e, mrad | Pöördumin e, mm | |
| Vundament-paneel | 335500 | 475,2 | 1,42 | 17,0 | |
| Paneel-paneel | 204030 | 118,8 | 0,58 | 3,5 | |
| | | | | 20,5 | |
| Deformatsioon kokku | 29,8 | mm | | | |

Tabel 6-3 CLT-jäikusseina deformatsioonid. Summaarne deformatsioon on 29.8 mm.

Saadud kogudeformatsioon 29.8mm on 1/400 kogu paneeli kõrgusest 12m. Sellised deformatsioonid on lubatud, tegemist ei ole konstruktsioonialemendiga, mis jääb hoone konstruktsioonis nähtavale. Oluline on tagada vaid, et deformatsioonidega oleks arvestatud jäikusseina ja seinakarkassi vahelistel ühendustel.

6.4. CLT nihke- ja paindetugevuse kontroll

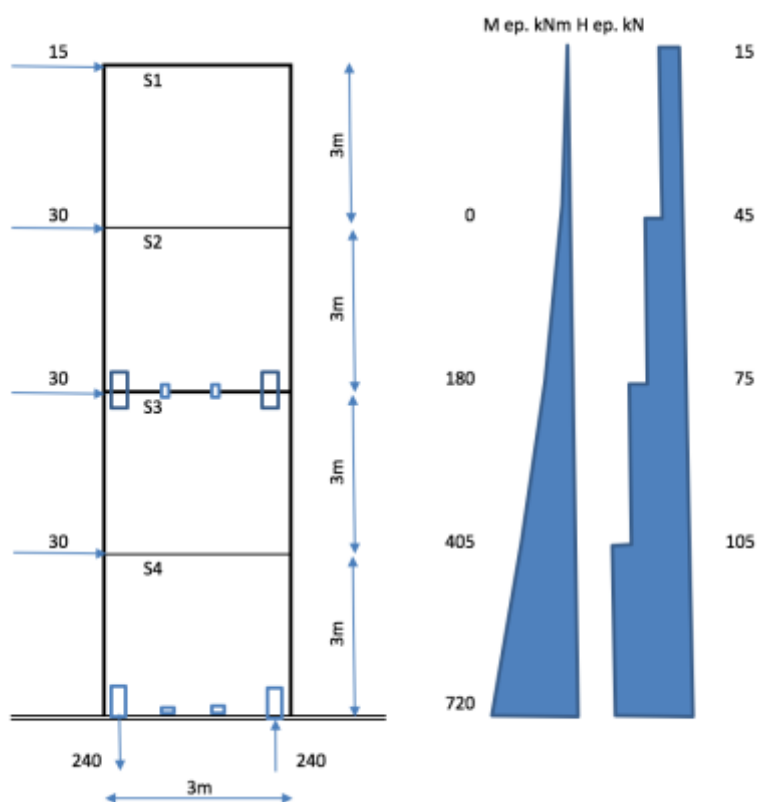
- Nihketugevus

Arvestades koormuspinnaks ruumilise mooduli laius ehk 12m ja arvestades koormuste jagunemist kahe jäikusseina vahel on ühelt vahelaetasandilt punktkoormus CLT jäikusseinale:

$$F_{1,d} = p_{w,d} \cdot L = 5.0 \cdot 12/2 = 30.0 \text{ kN}$$

Punktkoormus katuslae tasandilt CLT jäikusseinale on:

$$F_{2,d} = \frac{F_{1,d}}{2} = 15.0 \text{ kN}$$



Joonis 6-5 CLT- jäikusseina arvutuskeem kandepiiriseisundis

Vundamendi ja paneeli ühenduse tasandil mõjub horisontaalne jõud on:

$$F_{xy,d} = 3 \cdot F_{1,d} + F_{2,d} = 3 \cdot 30 + 15 = 105 \text{ kN}$$

Nihkepinnal mõjuv ühikjõud on:

$$n_{xy.d} = \frac{F_{xy.d}}{L} = \frac{105}{3} = 35.0 \frac{kN}{m} \quad (6.3)$$

kus, $F_{xy.d}$ – mõjuv horisontaalne koormus, kN

L – paneeli laius, m.

Arvutusliku nihketugevuse väärtuse ja väändetugevuse väärtused on võetud väärtustena: (Bogensperger et al. 2010)

$$f_{v.d} = \frac{f_{v.k} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = \frac{5.0 \cdot 0.9}{1.25} = 3.60 \quad (6.4)$$

$$f_{T.d} = \frac{f_{T.k} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = \frac{2.5 \cdot 0.9}{1.25} = 1.80 \quad (6.5)$$

kus, $f_{v.k}$ – CLT normatiivne nihketugevus

$f_{T.k}$ – CLT normatiivne väändetugevus

Võrdsete paksustega kihtide korral 5 kihilises CLT-elementis on kõikide kihtide RVSE-de paksused võrdsed ja väärtustega:

$$t_1^* = t_4^* = \min(2 \cdot 20; 20) = 20mm$$

$$t_2^* = t_3^* = \min(20; 20) = 20mm$$

RVSE-de paksuste summa

$$\sum_i t_i^* = 4 \cdot 20 = 80mm$$

Ideaalse nominaalse nihkepinge saab leida valemiga:

$$\tau_{0.d}^* = \frac{n_{xy.d}}{\sum_i t_i^*} = \frac{35.0}{80} = 0.438 MPa \quad (6.6)$$

Arvutuslikud nihkepinged lamellide liimitud ühendusel, nihkepinge $\tau_{v.d}$ ja väändepinge $\tau_{M.d}$ saab leida:

$$\tau_{v.d} = 2 \cdot \tau_{0.d}^* = 2 \cdot 0.438 = 0.876 MPa < 3.60 MPa \quad (6.7)$$

mille korral kandevõimest on kasutatud $0,876/3,60=24\%$

$$\tau_{M.d} = 3 \cdot \tau_{0.d}^* \cdot \frac{t_i^*}{a} = 3 \cdot 0.438 \cdot \frac{20}{150} = 0.175 MPa < 1.80 MPa \quad (6.8)$$

mille korral kandevõimest on kasutatud 10%

(Bogensperger et al. 2010)

Mõlemad kriteeriumid on täidetud ehk CLT nihketugevus on tagatud.

- Survetsooni tugevuse kontroll

CLT jäikusseina korral on vaja kontrollida ka selle survetsooni tugevust pikikiudu kihtide survetugevusele. CLT tugevusklassi CL24h normatiivne survetugevus pikikiudu on:

$$f_{c,0,CLT,net,k} = 24 \text{ MPa} \text{ (Unterwieser \& Schickhofer 2014)}$$

Arvutuslik survetugevus on:

$$f_{c,0,CLT,net,d} = \frac{f_{c,0,CLT,net,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} = \frac{24 \cdot 0.9}{1.25} = 17.3 \text{ MPa}$$

Survetsooni pikkuseks vundamendi ja paneeli ühenduses lõigu 6.2.3 järgi saadi:

$$x = 522 \text{ mm}$$

Surutud osa netoristlõike pindala on:

$$A_{neto} = b_{neto} \cdot x = 60 \cdot 522 = 31320 \text{ mm}^2$$

Saadud survetsooni pindala korral survetsooni arvutuslik survekandevõime on:

$$F_{R,cd} = A_{neto} \cdot f_{c,0,CLT,net,d} = 31320 \cdot 17.3 = 542 \text{ kN} > F_{Ed} = 240 \text{ kN}$$

Survetsooni kandevõime on tagatud. Selle kandevõimest on kasutatud 44%

7 Arutelu ja järeldused

7.1 Tulemused ja analüüs

Käesoleva töö käigus analüüsiti tehases toodetud ruumilistest moodulitest ehitatud maja töötamist horisontaalsele koormusele tuulest ning võimalust kasutada sellise hoone jäikussüsteemis ristkihtliimpuidust jäikusdiafragmat. Analüüsiti 4-korruselise hoone näitel nii kasutus- kui ka kandepiiriseisundi näitajaid. Valitud karkassi mõõtmete korral 4 korruseline maja vastab kontrollitud kandepiiriseisundi näitajatele - karkassi kontrollsurvele ristikiudu ja karkassiposti nõtkete kontroll. Kõige kriitilisemaks näitajaks sai karkassiseina nihketugevus, mille kandevõime ühe 4m laiuse elemendi korral ei ole tagatud. Nihketugevuse tagamiseks tuleb arvestada nelja järjestikku paiknevat 4 meetri pikkust karkass-seina lõiku.

Neljakorruselise näidishoone karkassi summaarseks vertikaalseks deformatsiooniks saadi antud töös vahemik 22-40mm, mis vastab tootjate poolt ehitusplatsil reaalses tingimustes tehtud mõõtmistele. Kasutades CLT paneeli jäikusseinana tuleb antud näitajaga arvestada sellel määral, et tuleb kasutada liiteid CLT ja karkassi vahel, mis tagaksid jõudude ülekandmise jäikusseinale ning annaksid võimaluse karkassi vajumisele hoone ekspluateerimise käigus.

Tugevusnäitajate poolest on CLT jäikusseinana heaks alternatiiviks karkassiga koormuste vastuvõtmisele. Paneeli nihkekandevõimest on kasutatud nihkepingete järgi 24% ja väändepingete järgi 10%. Paneeli survetsooni kandevõimest on kasutatud 44%. Analüüsitud 3m pikkune CLT jäikussein on võimeline vastu võtma koormuseid, mida võtab kandevõime piiripealsete koormuste korral vastu 16m pikkune karkass-sein.

CLT kasutamisel jäikusseinana võib lugeda mitmeid eeliseid. Nagu nähtub sooritatud arvutustest on CLT materjalina tasapinnasiseselt võimeline vastu võtma suuri koormuseid. Ruumiliste moodulite tootmisel tähendab see väiksemat materjali kulu, sest horisontaalsete koormuste vastuvõtmisel CLT jäikusseinaga ei pea karkass-seina jäigastav plaat olema enam nii heade omadustega ning keerulisemates kohtades ei ole vajalik karkassi tugevdamine diagonaalidega või terasraamiga.

Horisontaalsete koormuste vastuvõtmisel ainult karkassiga saadi antud töös 4x4 m pikkuse karkass-seina kohta deformatsiooniks 12.0 mm ning 3 meetri pikkuse CLT

jäikusseina deformatsiooniks 29.8 mm. Arvestada tuleb nende suuruste hindamisel sellega, et CLT jäikusseinale mõjuvad koormused on kaks korda suuremad, sest ühe sein ulatuses võtab CLT jäikussein vastu horisontaalsed koormused, mis võetakse karkassi korral vastu kahe külgneva ruumilise mooduli seinaga. See kehtib vaadeldud olukorras, kus arvestatakse CLT jäikusseina paiknemist kahe ruumilise mooduli vahel, mitte hoone servas. Neljakorruselise hoone korral 12m kõrguse korral annab 29.8mm horisontaalne deformatsioon suhteliseks deformatsiooniks hoone kõrgusega võrreldes ligikaudu 1/400. Juhul kui CLT- jäikusseinapaneeli kasutada karkassi sees, on oluline tagada, deformatsioonide samaväärsus. Selleks, et realiseeruks CLT võime vastu võtta koormuseid karkassilt, peab karkass olema vajaliku järeleandlikkusega.

Arvestada tuleb ka sellega, et antud töö raames uuriti ühte kindlat jäikusseina pikkust ning paksust. Arhitektuurist ja konstruktsioonide iseärasustest tingitud erilahendusi on palju ning sobiva lahenduse leidmisel tuleb paratamatult lähtuda ka konkreetsest olukorrast. Sellest võib tulla ka üks CLT-jäikusseina eelis - olles sõltumatu vertikaalsest koormusest saab CLT-jäikussein olla tehase poolt toodetud ning standardiseeritud sõlmühendustega element, mis omab kindla paksuse ja pikkuse korral kindlat kandevõimet. Sel juhul oleks inseneril hoolimata hoone konfiguratsioonist võimalik kasutada CLT jäikusseina kui toodet, mida kasutada hoone jäikussüsteemi loomisel, mis on soovitatud suund edasiseks uurimiseks.

7.2 Edasiseks uurimiseks

Kokkuvõtteks võib öelda, et CLT kasutamine puitkarkassist ruumilistest moodulitest valmistatud hoone jäikussüsteemis on reaalne variant, kuid seda tuleks edasi uurida.

Edasiseks uurimiseks tuleks välja arendada sobivad liited mis tagaksid hoone kui terviku koos töötamise ning arvestaksid ka karkassi ja CLT deformatsioonide erisusi vertikaalses ja horisontaalses tasandis. Lisaks tuleks analüüsida karkassi ja CLT koostöö realiseerumist. Saadud CLT deformatsioonid, ei saa olla suuremad kui leitud karkassi deformatsioonid. CLT tööle hakkamiseks peaks karkass olema piisavalt järeleandlike liidetega, mis lubaksid sellel CLT paneeliga samaväärselt deformeeruda.

8 Kokkuvõte

Käesolev magistritöö tutvustab võimalust kasutada ruumilistest moodulitest ehitatud puitkarkasshoones hoone jäigastava elemendina ristkihtliimpuidust ehk CLT-st jäikusseinapaneeli. Võrdluseks on arvutatud tugevus- ja jäikusomadused karkassiga tuulekoormuse vastuvõtmise korral.

Töös anti lühike ülevaade Eestis kasutatavate puitkarkasshoonete tüüpidest ja nende levikust ning lähemalt kirjeldas ruumelementidest hoone konstruktsiooni ning selle jäikuse ning ka üleüldiste erinevate hoonete jäikuse tagamise võimalusi. Puitkarkassi omadustest teostati analüüs karkassi tugevuse ja deformatsiooni omaduste kohta ning analüüsiti nende poolt seatud kasutuspiire neljakorruselise hoone jaoks. Ristkihtliimpuidu kohta anti ülevaade materjali omadustest ja seal mõjuvatest pingetest. Selle kasutamise kohta hoone jäigastamisel teostati arvutused ja analüüs CLT enda ja selle liidete deformatsioonide kohta.

Töö eesmärk oli näidata, kuidas on võimalik kasutada tänapäevast ehitusmaterjali konstruktsioonis kohas, kus tulevad kasutusele selle primad omadused. Kokkuvõtteks võib öelda, et perspektiivi selle kasutamisel uuritud kohas kindlasti on, sest see võimaldab lihtsamat ja läbipaistvamat arvutust hoone jäikussüsteemi arvutamisel. See võimaldaks hoone kandevõime ja jäikust tagava konstruktsiooni lahus hoidmist ning efektiivset koos töötamist.

Edukaks rakendamiseks tuleks uurida võimalikke efektiivsemaid ühendusi CLT jäikusseinapaneelide vahel ning ühendusi, mis tagaksid puitkarkassi ja ristkihtliimpuidust jäikusseinapaneeli koos töötamise arvestades erinevaid deformatsioone vertikaal ja horisontaaltasandis. Edasine uurimine on vajalik, et tagada CLT jäikusseinana ja puitkarkassi efektiivne koos töötamine.

9 Summary

This thesis introduces an option to use cross-laminated timber (CLT) as the stabilizing element in timber frame construction with 3D modular elements. This has been compared to strength and stiffness results calculated in case where the wind loads are imposed to the timber frame construction.

In this thesis a short overview of different timber frame construction types used in Estonia was given along with the description of the structure of the prefabricated timber frame modular elements. A list of different elements used for the stabilizing system of buildings was given. The four storey timber frame structure was analysed in regard of its deformation and strength qualities and about what kind of limits these qualities set for the design of multi-storey buildings. The mechanical qualities of cross-laminated timber were described along with stress distribution in the lamellae of the material. For the use of cross-laminated timber as a shear wall in timber frame building calculations for the deformation of the material itself and the connections were done.

The purpose of this thesis was to show a possibility for using a new construction material in a place in the construction system where its' qualities are put to the best use. To conclude this work it can be stated that there is perspective for the use of CLT shear walls in timber frame construction as it could help for an easier and more transparent way of calculating the stabilizing system of a building.

If further researched and developed this system will help to make the calculation of stabilizing system of a timber frame construction more standardized, effective and less time consuming. For further research it is necessary to learn new and more effective ways for connections between the CLT panels and also the connection between CLT shear wall and the timber frame taking into account the different deformations in vertical and horizontal direction. Research is needed to make sure that the CLT shear wall and the timber frame construction would work together effectively.

10 Kasutatud allikad

1. AS Matek, 2017. AS Matek - Ruumelement. Available at: <http://matek.ee/et/tooted/ruumelement/> [Accessed May 1, 2017].
2. Bogensperger, T., Moosbrugger, T. & Silly, G., 2010. Verification of CLT-plates under loads in plane. *World Conference on Timber Engineering*. Available at: http://www.ewpa.com/Archive/2010/june/Paper_030.pdf [Accessed October 1, 2014].
3. Brandner, R. et al., 2016. Cross laminated timber (CLT): overview and development. *European Journal of Wood and Wood Products*, 74(3), pp.331–351.
4. Brandner, R., *Shear Properties of Cross Laminated Timber (CLT) under in - plane load : Test Configuration and Experimental Study*,
5. Colling, F., 2011. *Aussteifung von Gebäuden in Holztafelbauart. Grundlagen, Beanspruchungen, Nachweise nach DIN und EUROCODE*, Karlsruhe.
6. Flaig, M. & Blaß, H.J., 2013. Shear strength and shear stiffness of CLT-beams loaded in plane. , (August).
7. Flatscher, G., Bratulic, K. & Schickhofer, G., 2014. Screwed Joints in Cross Laminated Timber Structures. *World Conference on Timber Engineering*, (August), pp.1–8.
8. Huth, U. & Schönk, M., 2011. *Technik im Holzbau Aussteifungssysteme: Grundlagen*,
9. Just, E.-J., Öiger, K. & Just, A., 2015. *Puit- ja puidupõhised konstruktsioonid*, Tallinn.
10. Kodumaja AS, 2017. Kodumaja AS - Ehitame ruumelementidest. Available at: <http://www.kodumaja.ee/et/Ehitusviis-ja-tehnoloogia/Ehitame-ruumelementidest> [Accessed May 1, 2017].
11. Kolk, M., 2016. *Liimpuidust viihalli pikisuunas jäigastamise analüüs*. Tallinn University of Technology.
12. Lindvere, J., 2016. *Ristkihtliimpuidust jäikusseina modelleerimine*. Tallinn University of Technology.
13. Maas, M., 2011. Aussteifung von Tragwerken. Available at: http://www.hochschulebochum.de/fileadmin/media/fb_a/Maas/ordner1/Vorlesung-Aussteifung-07.10.11.pdf [Accessed May 1, 2017].

14. Neuenhofer, A., 2012. Aussteifung von Tragwerken. In *Wendehorst Bautechnische Zahlentafeln*. pp. 491–522.
15. Pertl, M., 2015. *Verwendung von Brettsper Holz als Aussteifungselement im traditionellen japanischen Holzwohnbau*.
16. Shickhofer, G. & Ringhofer, A., 2012. The seismic behaviour of buildings erected in Solid Timber Construction Seismic design according to EN 1998 for a. , (August), p.124.
17. Uibel, T. & Blaß, H.J., 2014. Joints with Dowel Type Fasteners in CLT Structures Test material. *Focus Solid Timber Solutions - European Conference on Cross Laminated Timber (CLT)*, pp.119–134.
18. Unterwieser, H. & Schickhofer, G., 2014. Characteristic Values and Test Configurations of CLT with Focus on Selected Properties. *Focus Solid Timber Solutions - European Conference on Cross Laminated Timber (CLT)*.
19. Eurokoodeks 1: Ehituskonstruksioonide koormused. (2007). Osa 1-4: Üldkoormused. Tuulekoormus. Eesti standardi rahvuslik lisa EVS-EN 1991-1-4/NA:2007. Tallinn: Eesti Standardikeskus.
20. Eurokoodeks: Ehituskonstruksioonide projekteerimise alused. (2010). Eesti standardi rahvuslik lisa EVS-EN 1990:2002/A1:2006+NA:2009. Tallinn: Eesti Standardikeskus
21. Eurokoodeks 5: Puitkonstruksioonide projekteerimine. (2009). Osa 1-1: Üldist. Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks. Eesti standardi rahvuslik lisa EVS-EN 1995-1-1:2005/NA:2007+A1:2008/NA:2009. Tallinn: Eesti Standardikeskus.
22. Eurokoodeks 3: Teraskonstruksioonide projekteerimine. (2015). Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks. Eesti standardi rahvuslik lisa EVS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014/NA:2015. Tallinn: Eesti Standardikeskus.
23. OSB INFO, 2017. OSB USER GUIDE. *European Panel Federation*. Available at: <http://www.osb-info.org/Assets/file/EN/userguides/Fixing.pdf> [Accessed May 23, 2017].
24. Kivil, L., 2016. Timber Construction Industry in Estonia.