



EESTI MAAÜLIKOOL
Metsandus- ja maaehitusinstituut

Tiit Neeme

ELAMUTE VAHELAGEDE LAHENDUSTE VÕRDLUS

CEILINGS SOLUTIONS AND COMPARISON FOR RESIDENTIAL BUILDINGS

Magistritöö
Maaehituse õppekava

Juhendajad: insener Ragnar Pabort
lektor Villu Leppik

Tartu 2015

Eesti Maaülikool Kreutzwaldi 1, Tartu 51014		Magistritöö lühikokkuvõte	
Autor: Tiit Neeme		Õppekava: Maehitus	
Pealkiri: Elamute vahelagede lahenduste võrdlus			
Lehekülgi: 85	Jooniseid: 12	Tabeleid: 3	Lisasid: 10
Osakond:	Maehitus		
Uurimisvaldkond:	Projekteerimine ja maksumuste võrdlus		
Juhendaja(d):	Ragnar Pabort, Villu Leppik		
Kaitsmiskoht ja aasta:	Tartu, 2015		
<p>Käesoleva magistritöö eesmärk on arvutustulemuste põhjal võrrelda elamute vahelagede maksumust erinevate sillete ja materjalide kasutamise korral. Samuti tuuakse välja alternatiivseid võimalusi vahelagede ehitamiseks. Töö tulemuste põhjal saavad tellijad, ehitajad ja projekteerijad teha valikuid elamute vahelagede ehituses.</p> <p>Uuringus käsitletakse kahekorruselist üksikelamut (kriteeriumiteta vahelagi) ning kahe ja enama korteriga elamut (kriteeriumitega vahelagi), kus on erinevad heliisolatsiooni- ning tulepüsivusnõuded vahelagedele. Töös vaadeldakse kaheksat erinevat kandekonstruktsiooniga vahelage: puittaladel vahelagi, terastaladel vahelagi, monoliitne raudbetoonvahelagi, monteeritav õõnespaneelidest vahelagi, ruukki liitprofiilist vahelagi, teras-betoon vahelagi, puit-betoon vahelagi ja ristkihtpuitvahelagi. Vahelagesid võrreldakse 4, 6 ja 8 meetrise silde korral.</p> <p>Puitvahelagi osutus odavamaks 4 meetrise silde korral nii kriteeriumiteta, kui ka kriteeriumitega vahelagede puhul. Monteeritav õõnespaneelidest raudbetoonvahelagi oli odavam nii kriteeriumiteta, kui ka kriteeriumitega 6 ja 8 meetrise sildega vahelae korral. Kriteeriumitega 4 ja 6 meetrise sildega vahelae puhul osutus monoliitsest raudbetoonist vahelae maksumus võrdselt soodsaks puitvahelae ja monteeritava raudbetoonvahelae. Erinevate sillete puhul jäid odavamaid ruutmeetri hinnad kriteeriumiteta vahelagede korral vahemikku 59-81€ ja kriteeriumitega vahelagede korral vahemikku 88-93€.</p>			
Märksõnad: vahelagi, kandekonstruktsioon, maksumus, projekteerimine			

Estonian University of Life Sciences Kreutzwaldi 1, Tartu 51014		Abstract of Master's Thesis	
Author: Tiit Neeme		Specialty: Civil Engineering	
Title: Ceilings solutions and comparison for residential buildings			
Pages: 85	Figures: 12	Tables: 3	Appendixes: 10
Department:	Civil Engineering		
Field of research:	Designing and structures costs comparison		
Supervisors:	Ragnar Pabort, Villu Leppik		
Place and date:	Tartu, 2015		
<p>The aim of the Paper was to compare the cost of residential ceilings based on calculation results in using various spans and materials. The author also brings out alternative ways of building ceilings. As a result of this study contractors, builders and designers can select among various ceilings of residential construction.</p> <p>The study focused on the two-storey dwelling (ceilings without criteria) and a residential building with two and more flats (ceilings with criteria), which has different requirements for acoustic insulation and fire resistance in ceilings. The Paper deals with 8 different ceilings with bearing structures: ceilings on wooden beams, ceilings on steel beams, monolithic reinforced concrete ceilings, ceilings on hollow core slabs, ceilings of Ruukki's composite profile, ceilings on steel-concrete composite, ceilings on wood-concrete composite, ceilings of the cross-laminated timber. The ceilings are compared for spans of 4, 6 and 8 meters.</p> <p>The wooden ceiling was cheaper for the span of 4 meters, including both ceilings as for criteria. Prefabricated reinforced concrete ceilings on hollow-core slabs were the cheapest, including both ceilings (as for criteria) with the span of 6 and 8 meters. The cost of monolithic reinforced concrete ceilings for ceilings that need criteria and had the span of 4 and 6 meters, was equally favourable compared to wooden ceilings and prefabricated reinforced concrete ceilings. The cheaper prices per square of meter for ceilings without criteria and have various spans are within the range of 59-81 euros and for ceilings with criteria within the range of 88-93 euros.</p>			
Keywords: ceiling, loadbearing structure, cost of construction, designing solutions			

SISUKORD

SISSEJUHATUS	7
1. ÜLEVAADE KIRJANDUSEST	10
2. ERINEVATE VAHELAE TÜÜPIDE MATERJALIDE OMADUSED.....	12
2.1. Puit- ja liimpuitkandjatel vahelagi.....	12
2.2. Teraskandjatel vahelagi	12
2.3. Monoliitne raudbetoonvahelagi	12
2.4. Monteeritavatest õõnespaneelidest vahelagi	13
2.5. Komposiitkonstruktsioonist vahelagi	13
2.6. Ristkihtpuidust vahelagi	13
3. UURIMISTÖÖ ARVUTUSMETOODIKA	14
3.1. Lähteandmed	14
3.1.1. Heliisolatsiooni nõuded	14
3.1.2. Tulepüsivusnõuded.....	15
3.2. Vahelagedele mõjuvad koormused.....	16
3.2.1. Kasuskoormus	16
3.2.2. Omakaal.....	17
3.2.3. Koormuskombinatsioonid ja sisejõud	17
3.3. Puitvahelagede arvutusmetoodika	19
3.3.1. Surve ristikiudu ehk toepinna muljumine.....	19
3.3.2. Paine	20
3.3.3. Nihe	21
3.3.4. Läbipaine	22
3.3.5. Vibratsioon	24
3.4. Terasvahelagede arvutusmetoodika.....	25
3.4.1. Ristlõikeklassi määramine.....	25
3.4.2. Ristlõike plastne põikjõukandevõime kontroll	26
3.4.3. Paine	26
3.4.4. Nihe	27
3.4.5. Läbipaine	27
3.4.6. Vibratsioon	28
3.5. Raudbetoon vahelagede arvutusmetoodika	28
3.5.1. Betooni kaitsekiht.....	28
3.5.2. Tõmbearmatuuri vajalik pindala.....	28

3.5.3.	Põikjõukandevõime kontroll	30
3.5.4.	Pragude avanemise kontroll	31
3.5.5.	Läbipainde kontroll	31
3.5.6.	Vibratsioon	33
3.6.	Liitprofiilist vahelagede arvutusmetoodika	36
3.6.1.	Paindekandevõime kontroll	37
3.6.2.	Põikjõukandevõime kontroll	38
3.6.3.	Läbipainde kontroll	38
3.6.4.	Vibratsioon	40
3.7.	Puit-betoon vahelagede arvutusmetoodika	41
3.7.1.	Betooni kaitsekiht	42
3.7.2.	Armatuuri vajalik pindala	42
3.7.3.	Ühenduste kandevõime	42
3.7.4.	Kandevõime kontroll	45
3.7.5.	Läbipainde kontroll	48
3.7.6.	Vibratsioon	49
3.8.	Teras-betoon vahelagede arvutusmetoodika	49
3.8.1.	Betooni kaitsekiht	50
3.8.2.	Armatuuri vajalik pindala	50
3.8.3.	Ristlõikeklassi määramine	50
3.8.4.	Paindekandevõime kontroll	50
3.8.5.	Põikjõu kontroll	51
3.8.6.	Läbipainde kontroll	52
3.8.7.	Polttüübli kandevõime	54
3.8.8.	Vibratsioon	55
3.9.	Ristkihtpuitvahelae arvutusmetoodika	55
3.9.1.	Paine	55
3.9.2.	Nihe	57
3.9.3.	Läbipaine	58
3.9.4.	Vibratsioon	58
3.10.	Õõnespaneelidest vahelae dimensioneerimine	59
3.11.	Vahelagede maksumuste määramine	60
4.	ARVUTUSTULEMUSED	61
4.1.	Puitvahelae dimensioneerimise tulemused	61
4.2.	Terasvahelae dimensioneerimise tulemused	62
4.3.	Monoliitse raudbetoonvahelae dimensioneerimise tulemused	63
4.4.	Liitprofiilist vahelae dimensioneerimise tulemused	64

4.5. Puit-betoon vahelae dimensioneerimise tulemused.....	65
4.6. Teras-betoon vahelae dimensioneerimise tulemused	66
4.7. Ristkihtpuitvahelae dimensioneerimise tulemused	67
4.8. Monteeritava raudbetoonvahelae dimensioneerimise tulemused.....	68
4.9. Vahelagede maksumused	69
5. TULEMUSTE ANALÜÜS JA JÄRELDUSED	74
KOKKUVÕTE	77
KASUTATUD KIRJANDUS	80
CEILINGS SOLUTIONS AND COMPARISON FOR RESIDENTIAL BUILDINGS.....	82
LISAD (teine köide)	

SISSEJUHATUS

Läbi ajaloo on elamute ehituses väga laialt levinud puitvahelaed. Tänapäeval ehitatakse neid palju ka raudbetoonkonstruktsioonis, kuid muud materjalid ei ole kuigi levinud. Varasematel aegadel ei pööratud piisavalt tähelepanu tulepüsivusele, heliisolatsioonile ning vibratsioonitundlikkusele. Et tagada elamutes meeldiv elukeskkond, on oluline jälgida, et kandekonstruktsioonide kandevõime, läbipaine, vibratsioon, tulepüsivus ja heliisolatsioon oleks normide kohaselt projekteeritud ja ehitatud vastavalt.

Elamute tellijad ei ole sageli kursis erinevate võimalustega vahelagede ehitamisel, ollakse kinni vanades harjumustes ja eelarvamustes. Samamoodi on ka projekteerijad ja ehitajad kinni vanades harjumustes ning alati ei tutvustata kliendile erinevaid võimalikke lahendusi näiteks just vahelagede puhul. Töö käigus tuuakse välja alternatiivseid võimalusi elamute vahelagede ehitamiseks, sealjuures võrreldakse ka erinevate lahenduste maksumusi.

Lisaks maksumusele võib mõnel juhul saada määravaks ka vahelae kogupaksus, kuna projekteerimistingimuste järgi võidakse piiritleda elamute kogukõrgust. Seega, tagamaks ruumide standardsed kõrgused, võib oluliseks saada just vahelae paksus. Olenevalt tellijast, pole vähem tähtis ka ehitustegevuseks kuluv aeg, mis on erinevate vahelagede lahenduste puhul erinev.

Töö eesmärk on arvutustulemuste põhjal võrrelda elamute vahelagede maksumust erinevate sillete ja materjalide kasutamise korral. Uuringus on käsitletud kahekorruselist üksikelamut ja kahe ja enama korteriga elamut, mille vahelagedele on sätestatud erinevad heliisolatsiooni- ning tulepüsivusnõuded.

Eesmärgi täitmiseks on püstitatud järgmised ülesanded:

- 1) tuua välja erinevate vahelagede kandetarindite eelised ja puudused;
- 2) teostada tarindite arvutused tagamaks konstruktsioonide töökindlus;
- 3) määrata materjalikulu;
- 4) hinnata vahelagede maksumust;
- 5) võrrelda saadud tulemusi.

Käesolevas töös on võrreldud kaheksat erineva kandekonstruktsiooniga vahelage sillete 4, 6 ja 8 meetri korral:

- puittaladel vahelagi (vajadusel liimpuit)
- terastaladel vahelagi
- monoliitne raudbetoonvahelagi
- monteeritav õõnespaneelidest vahelagi
- ruukki liitprofiilist (komposiitkonstruktsioon) vahelagi
- teras-betoon komposiit vahelagi
- puit-betoon komposiit vahelagi
- ristkihtpuidust (CLT) vahelagi

Uurimismetoodikaks on valitud arvutuslik lähenemine. Võrdlemisel kasutatakse arvutiprogrammis Mathcad koostatud arvutusi. Vahelae konstruktsioonide arvutamisel on kasutatud Eesti Vabariigis kehtivaid seaduseid, standardeid ja norme. Kõigepealt tuuakse välja vahelagedele esitatavad nõuded, seejärel koostatakse arvutuskeemid, määratakse koormused, arvutatakse sisejõud ja dimensioneeritakse kandvad elemendid. Maksimumuste määramiseks on liimpuittaladele ja ristkihtpuidule hinnapakumised koostanud Peetri Puit OÜ. Monteeritavate raudbetoon õõnespaneelide hinnapäring on võetud TMB Element OÜ'lt. Vahelae liitprofiilpleki hinnapakumise on koostanud Ruukki Products AS. Ülejäänud materjalide hinnad ja ehitustegevuse hinnad on kalkuleerinud OÜ Astlanda Ehitus.

Eeldatakse, et 4 meetrise sildega kõigist vahelagede variantidest osutub kõige odavamaks puitvahelagi. Sarnaselt eeldatakse ka 6 meetrise silde korral, et odavamaiks variandiks võiks olla puitvahelagi. Silde suurenedes 8 meetrile eeldab liimpuidu kasutamist, sellisel juhul võiks kõige odavamaks lahenduseks olla monteeritavatest õõnespaneelidest vahelagi. Eeldatakse, et kõikide sillete puhul on kõige kallim teras-betoon komposiit vahelagi.

Käesolev magistritöö koosneb viiest peatükist, kokkuvõttest ning lisadest. Esimeses peatükis antakse ülevaade kirjandusest. Teises peatükis kirjeldatakse eelpool loetletud vahelagesid. Kolmandas peatükis tuuakse välja vahelagedele esitatavad nõuded ja käsitletakse töös kasutatatud arvutusmetoodikat. Neljandas peatükis on esitatud arvutustulemused ja vahelagede maksimumused. Viiendas peatükis on teostatud analüüs vastavalt tulemustele. Töö lisades tuuakse välja vahelae tarindite arvutused ja maksimumuste määramise arvutused ning vahelagede lõiked.

Käesoleva töö tulemustega tutvumine on kindlasti kasulik nii projekteerijatele, ehitajatele kui ka tellijatele. See võimaldab juba varajases ehituse planeerimise etapis teha valikuid, milliseid vahelagede konstruktiivseid lahendusi on otstarbekam kasutada.

Töö autor soovib tänada töö juhendajaid Ragnar Pabortit ja Villu Leppikut mitmekülgse abi ja meeldiva koostöö eest; samuti OÜ Astlanda Ehitus, TMB Element OÜ, OÜ Peetri Puit ja Ruukki Products AS meeldiva koostöö eest.

1. ÜLEVAADE KIRJANDUSEST

Erinevate kandekonstruktsioonide võrdlusi on ka varem Eestis tehtud, kuid spetsiaalselt elamute erinevatele vahelae tüüpidele keskendatud pole. Ka Eesti Maaülikoolis on tehtud varasemalt kandekonstruktsioonide võrdlusi.

Aastal 2008 on Eesti Maaülikoolis teostatud uuring võrdlemaks OÜ Greid remondihoone terasest kandekonstruktsioone [1]. Arvutused tehti Eesti Vabariigi standardite järgi. Töös uuriti postide, katusekandjate ja jäikussidemete ristlõikeid. Projektis ettenähtud tasandsõrestik osutus terase poolest 55,9% säästlikumaks, kui paralleelvöödega IPE 360 profiilist tala. Samas arvutustulemustena saadud postiprofiil on 28,8% ökonoomsem võrreldes projektis oleva postiprofiiliga. Jäikussidemete võrdlemisel jõuti tulemuseni, et tõmbele töötavad sidemed on 23,2% terase poolest säästlikumad võrreldes survele töötavate jäikussidemetega [1].

Samuti on 2008. aastal uuritud Eesti Maaülikoolis liimpuidust ja terasest katuse kandekonstruktsioone Tartus asuva Lõunakeskuse 6. etapi juurdeehituse näitel [2]. Uurimistöös on arvutused tehtud Eestis kehtivate standardite põhjal. Ülevaade on tehtud materjalide omadustest ja teostatud on hinnavõrdlus. Kandekonstruktsioonide hinnavõrdluse tulemusena on vaadeldavas olukorras liimpuit elementidest katuse kandekonstruktsioon 2,7% kallim, kui teraselementidest, lisaks on liimpuit elemendid 16,8% raskemad kui teraselemendid. Uurimistöös järeldati, et kuna maksumuses ei esinenud suuri erinevusi, siis sobivad mõlemad materjalid kasutamiseks [2].

Eesti Maaülikoolis on 2014. aastal läbi viidud uuring võrdlemaks büroohoone vahe- ja katuslagede kandekonstruktsioonide maksumust [3]. Arvutused on teostatud Eestis kehtivate standardite järgi. Uuringus võrreldakse monoliitset ja monteeritavat raudbetoonvahelage, analüüsis aluseks on võetud levinud konstruktiivse skeemi järgi projekteeritud büroohonete variandid pölvõrkudega 6x6, 6x7,5 ja 6x9 meetrit. Katuslae korral võrreldakse monteeritavat raudbetoonkonstruktsiooni, liimpuit- ja teraskandekonstruktsioone. Uurimistöo tulemustes on välja toodud, et postvõrguga 6x6 ja 6x7,5 meetrit vahelae maksumuste erinevused on minimaalsed ja kasutada võib mõlemat varianti. Märkatav maksumuste erinevus tuleb välja postvõrguga 6x9meetrit vahelae puhul,

kus monteeritava vahelae maksumus on 14,0% odavam monoliitset vahelaest. Katuse kandekonstruktsioonide tulemuste analüüsis on välja toodud, et nii 6x6, 6x7,5 kui ka 6x9 meetrise postvõrgu korral on soodsaim kasutada liimpuittalasid. Suurim erinevus on 6x9 meetrise postvõrgu korral, kus liimpuittaladega katuslae variant on 18,2% soodsam terastaladega variandist ja 49,3% soodsam monteeritavast raudbetoonist katuslaest [3].

Eelnevalt kirjeldatud töödes on võrreldud eelkõige terasest, liimpuidust ja raudbetoonist kandekonstruktsioone. Elamute vahelae kandekonstruktsioonide kohta pole tehtud piisavalt uuringuid ega võrdlusi.

Käesolevas töös kasutatav arvutusmetoodika põhineb Eestis kehtivatele standarditele [4,5,6,7,8,9,10,11]. Heliisolatsiooni- ja tulepüsivusnõuded võetakse Eestis kehtivatest standarditest [12,13] ja seadustest [14].

Standardites vajalike andmete puudumisel kasutatakse ehituskonstruktoriga käsiraamatut [15].

Veel kasutatakse kirjandusallikaid, mis käsitlevad komposiit konstruktsioonide [16,17], ristkihtpuit konstruktsioonide [18] ja vibratsiooni arvutamist [19].

Monteeritavate laepaneelide dimensioneerimiseks kasutatakse OÜ TMB Element koduleheküljel toodud eelpingestatud õõnespaneelide tootetutvusust [20]. Liitprofiilist vahelae arvutamiseks kasutatakse Ruukki Products AS koduleheküljel toodud liitprofiil CS48-36-750 projekteerimisjuhust [21].

Käesolevas töös käsitletakse võimalikult palju erinevaid materjale, mis sobivad elamute vahelagede konstruktsiooniks. Uuringus käsitletakse puitvahelagesid (kaasa arvatud liimpuit), monoliitset ja monteeritavast raudbetoonist vahelagesid, teraskandjatel vahelagesid, ristkihtpuidust vahelagesid ja komposiit vahelagesid liitprofiilist, puitbetoonist, teras-betoonist.

2. ERINEVATE VAHELAE TÜÜPIDE MATERJALIDE OMADUSED

2.1. Puit- ja liimpuitkandjatel vahelagi

Puitkandjatel vahelagi on enimkasutatav vahelae tüüp elamute puhul. Puitkandjatel vahelae eeliseks on väike mahukaal, mille juures omakaalu ja kandevõime suhe hea. Lisaks on puit kergesti töödeldav, väikse soojajuhtivusega ja korrosioonikindel. Puit on ka keskkonnasõbralik materjal, sest puit on taastuv ja korduvkasutatav, kergesti utiliseeritav ja laguneb bioloogiliselt. Liimpuittalasid saab kasutada ka suuremate sillete korral.

Puidu suurimateks puudusteks on tema tuleohtlikkus, tundlikkus niiskusele ja vastuvõtlikkus mikroorganismide tegevusele.

2.2. Teraskandjatel vahelagi

Teraskandjatel vahelae eelisteks on hea tiheduse ja tugevuse suhe, lihtsus ja kiirus monteerimisel ning pikaealisus. Materjal on homogeenne ja isotroopne. Teras on ka taaskasutatav materjal.

Terastalade puhul on suurimateks puudusteks korrosiooniohtlikkus, kaitse vajadus tulekahju korral ja vähene vastupanu vibratsioonile. Samuti on tootmine energiamahukas.

2.3. Monoliitne raudbetoonvahelagi

Monoliitse raudbetoonvahelae eeliseks on, et konstruktsioon jäigastab hoonet tervikuna ja on hea vastupanuvõimega dünaamilistele koormustele. Monoliitne raudbetoonvahelagi ei vaja tasandusvalu.

Monoliitse raudbetoonvahelae puudusena võib välja tuua ehituskestvuse pikenemise armeerimistöode, raketiste ja betooni kivistumisele kuluva aja tõttu. Lisaks on talvisel ajal betoonitööd kallimad.

2.4. Monteeritavatest õõnespaneelidest vahelagi

Monteeritavate õõnespaneelidest vahelae eeliseks on lühem ehituskestvus võrreldes monoliitse raudbetoonvahelaega betooni kivistumiseks ja raketiste ehitamisele kuluva aja arvelt. Kuna õõnespaneelid toodetakse tehases, siis enamasti on ka nende kvaliteet parem.

Monteeritavate õõnespaneelide puuduseks on, et elementide nomenklatuur piirab mingil määral võimalusi projekteerimisel.

2.5. Komposiitkonstruktsioonist vahelagi

Elamute ehituses ei ole komposiit vahelaed kuigi levinud. Kandvat profiilplekist vahelage kasutatakse peamiselt äri- ja tööstushoonetes. Kandvast profiilplekist vahelae peamine eelis seisneb selles, et profiilplekk toimib raketisena betoonplaatide valamisel ja töötab armatuurina valmis betoonplaatides. Teras-betoon ja puit-betoon vahelagede põhiliseks eeliseks on hea väljanägemine, kui talad nähtavale jätta. Talade eksponeerimine võib vajalik olla arhitektuurilistel kaalutlustel.

Puit- või terastaladega komposiit vahelae olulisemaks puuduseks on konstruktsioonide keerukus, mis omakorda teeb ehitamise ajamahukamaks ja kallimaks.

2.6. Ristkihtpuidust vahelagi

Ristkihtpuit on üsna uus materjal, selletõttu pole ka ristkihtpuidust vahelaed väga levinud veel. Ristkihtpuit koosneb paaritust arvust puidukihtidest (lamellidest), kus puidukiudude suund on kõrvuti olevates kihtides teineteise suhtes risti. Ristkihtpuidul on olemas kõik puidu eelised: väike mahukaal, kergesti töödeldav, väike soojajuhtivus, korrosioonikindlus, keskkonnasõbralikkus ja hea visuaalne väljanägemine.

Puudusteks on tuleohtlikkus, tundlikkus niiskusele ja vastuvõtlikkus mikroorganismide tegevusele.

3. UURIMISTÖÖ ARVUTUSMETOODIKA

3.1. Lähteandmed

Käesolevas töös on uuritud erinevate sillete korral elamute puit-, teras-, monoliitset raudbetoon-, monteeritavat õõnespaneelidest raudbetoon-, ristkihtpuitvahelage ja komposiit vahelagesid. Komposiit vahelagedest on uuritud liitprofiil vahelage, teras-betoon vahelage ja puit-betoon vahelage. Uurimiseks dimensioneeritakse erinevate sillete jaoks vahelae kandvad konstruktsioonid.

Aluseks on võetud ühesildeline arvutusskeem, silleteks on võetud 4, 6 ja 8 meetrit. Vibratsiooni arvutamiseks on vajalik määrata ka hoone laius, milleks on võetud 8 meetrit kõikide sillete korral.

Uuringus on käsitletud kahekorruselist üksikelamut (edaspidi kriteeriumiteta vahelagi) ja kahe ja enama korteriga elamut (edaspidi kriteeriumitega vahelagi), kus standardite [12,13] järgi on erinevad heliisolatsiooni- ning tulepüsivusnõudeid vahelagedele.

3.1.1. Heliisolatsiooni nõuded

Nõuded helipidavusele on formuleeritud standardis EVS 842:2003 „Ehitiste heliisolatsiooninõuded. Kaitse müra eest“ [12].

Ühepere elamutele kehtivad heliisolatsiooni nõuded:

- Õhumüraisolatsiooni indeks R'_w – ühe korteri ruumide vahel – 43 dB.
- Löögimüraisolatsioon $L'_{n,w}$ – kahekorruselise korteri eluruumide vahel – 63 dB.

Mitme korteriga elamutele kehtivad heliisolatsiooninõuded:

- Õhumüraisolatsiooni indeks R'_w – korterite eluruumide vahel – 55 dB.
- Löögimüraisolatsioon $L'_{n,w}$ – korterist teise korterisse – 53 dB.

Vahelagede mürapidavuse näitajad antud töös on hinnatud Ehituskonstruktori käsiraamatus [15: 175-176], Ehitusfüüsika ABC [22: 103-108] ja *Rakenteiden äänenheristysratkaisuja*

[23: 21-28] raamatutes toodud enimlevinud tarindite mürapidavuse näitajate järgi. Vajadusel on tuginetud ka tootja andmetele.

3.1.2. Tulepüsivusnõuded

Tulepüsivusnõuete aluseks on võetud Vabariigi Valitsuse 27. oktoobri 2004. a. määrus nr. 315 „Ehitisele ja selle osale esitatavad tuleohutusnõuded“ [14] ja standard EVS 812-7:2008/AC:2011 „Ehitiste tuleohutus. Osa 7: Ehitistele esitatava põhinõude, tuleohutusnõude tagamine projekteerimise ja ehitamise käigus“ [13].

Ehitise tuleohutuse näitajateks on tulepüsivus ja tuletundlikkus. Tulepüsivuse järgi jaotatakse ehitised tuleohutusklassidesse:

- Tuleohutusklassi TP-1 kuuluva ehitise kandetarindite puhul eeldatakse, et need ei varise tulekahjus. Sellise ehitise suurust, kõrgust ja selles viibivate inimeste arvu ei piirata.
- Tuleohutusklassi TP-2 kuuluva ehitise kandetarindite nõuded on üldjuhul tulepüsivuse suhtes TP-1 klassi tasemest madalamad. Piisav turvalisuse tase saavutatakse püsitades nõudeid ehitise seinte, lagede, põrandate pinnakihtide omadustele. Olenevalt kasutusviisist on korruste ja inimeste arv piiratud.
- Tuleohutusklassi TP-3 kuuluva ehitise maapealse osa kandetarinditele ei seata erinõudeid tulepüsivuse osas. Piisab turvalisuse tase saavutatakse ehitise suuruse ja inimeste arvu piiramisega, olenevalt kasutusviisist.

Ehitise kandetarindite ja tuletõkkeseksiooni moodustavate konstruktsioonide nõutav tulepüsivus sõltub ehitise otstarbest, tuletõkkeseksiooni pindalast ja ehitise või selle osa põlemiskoormusest. Nõutav tulepüsivus määratakse lähtudes konstruktsiooni kandevõimest (tähis R), tihedusest ehk terviklikkusest (E) ja soojaisolatsioonivõimest (I) ja väljendatakse minutites – 15, 30, 45, 60, 90, 120, 180 või 240 minutit [15: 551].

Tuletundlikkuse põhjal jaotatakse ehitismaterjalid klassidesse selle järgi, milline on nende mõju süttimisele, selle levikule ja suitsu tekkele [15: 551].

Ehitised liigitatakse tuletundlikkuse järgi järgmiselt [15:551]:

- 1) A1 – ei ole tuletundlik;
- 2) A2 – tuletundlik, kusjuures see väljendub suitsu eraldumises eriti vähesel määral;

- 3) B – tulekundlik, kusjuures see väljendub süttimises ja suitsu eraldimises eriti vähesel määral; põlevaid tilku ega tükke ei teki;
- 4) C – tulekundlik, kusjuures see väljendub suitsu eraldumises vähesel määral ja kiiresti kustuvate põlevate tilkade või tükkide tekkimisel;
- 5) D – tulekundlik, kusjuures see väljendub tulekahjus (põlemisprotsessis) osalemise lubatavuses;
- 6) E – tulekundlik; põlemine (tulekahjus toimuv) on tavapärane;
- 7) Tulekundlik; tulekahjus toimuv ei ole etteaimatav.

Vaadeldavad vahelaed on kavandatud I kasutusviisiga hoonetesse – elamud ja eluruumid. Ehitise tuleohutusklass on TP-2. Tulenevalt tuleohutusklassist on korruselisus ja kõrgus piiratud – kuni 4 korrust ja kuni 14m kõrgus. Kuni kahekorruselise hoone kandekonstruktsioonide tulepüsivus on R30 ja kolme- või neljakorruselise ehitise puhul R60. Ehitismaterjalide tulekundlikkus B-s1,d0. Kõrgusega kuni 9m, kahekorruselise elamu puhul võib ehitise kuuluda ka TP-3 klassi, sel juhul klassinõudeid ei ole. Ehitismaterjalide tulekundlikkus D-s2,d2.

Käesolev töö ei hõlma tulepüsivusarvutusi. Vahelagede tulepüsivus raudbetoonkonstruktsioonidel tagatakse sarruse kohaste kaitsekihtidega. Puit ja teras kandekonstruktsioonid kaitstakse sarnaselt lisakihtide teel, et luua mõlema jaoks võrdne olukord tulepüsivuse koha pealt. Praktikas on puit tule käes vastupidavam kui teras.

3.2. Vahelagedele mõjuvad koormused

3.2.1. Kasuskoormus

Kasuskoormus on muutuvkoormus inimeste, mööbli, teisaldatevahelise vaheseinte, ladustatud kaupade, seadmete, liiklusvahendite jms kaalust. Esitatud koormused hõlmavad ka erandolukordi, näiteks mööbli vm eseme kuhjumine remondi või kolimise tõttu. Kasuskoormused on esitatud jaotatud või koondatud koormustena [15: 186].

Põranda-, vahelaed- ja katusepinnad kuuluvad klassidesse, mis on määratud ruumi funktsiooni põhjal [15: 186].

Kandetarinditele rakenduvate kasuskoormuste normväärtused on määratud vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-1 [5] tabelis 3.1.

Tabel 3.1. Kasuskoormuse väärtus, kN/m² [5: tabel 6.2]

Pinna klass	Pinna kasutamise iseloom	Kasuskoormuse normväärtus	
		q _k (kN/m ²)	Q _k (kN)
A	Eluruumid, haiglapalatiid, hotellide numbridtoad, köögid ja WC-d.	2.0	2.0

3.2.2. Omakaal

Omakaalukoormuste normväärtused on määratud vastavalt standardile EVS-EN 1991-1-1:2002+NA:2002 [5] ja materjali tootja andmetele, lähtudes tarindite geomeetristest parameetritest ja kasutatavate materjalide omakaalust. Omakaalu arvutamisel on arvestatud põrandakatte materjali omakaaluks 0,1kN/m². Omakaalu arvutused on toodud lisas 1.

3.2.3. Koormuskombinatsioonid ja sisejõud

Koormuskombinatsioonid on määratud vastavalt standardile EVS-EN 1990:2002+NA:2002 [4].

Kandepiiriseisundi koormuskombinatsioon leitakse:

$$q_{ULS} = \gamma_G * g_k + \gamma_Q * q_k, \quad (3.1)$$

kus

γ_G – alaliskoormuse osavarutegur, mis on 1,2 [4: 48];

g_k – normatiivne omakaalukoormus, kN/m²;

γ_Q – muutuvkoormuse osavarutegur, mis on 1,5 [4: 48];

q_k – normatiivne kasuskoormus, kN/m².

Kasutuspiiriseisundi normatiivne koormuskombinatsioon leitakse:

$$q_{SLS,CHR} = g_k + q_k \quad (3.2)$$

Üldjuhul rakendatakse normatiivset koormuskombinatsiooni taastumatute kasutuspiiriseisundi puhul.

Kasutuspiiriseisundi tavaline koormuskombinatsioon leitakse:

$$q_{SLS,FRE} = g_k + \psi_1 * q_k, \quad (3.3)$$

kus

ψ_1 – kombinatsioonitegur, mis on 0,5 [4: 48].

Üldjuhul rakendatakse tavalist koormuskombinatsiooni taastuvate kasutuspiiriseisundite puhul.

Kasutuspiiriseisundi tõenäoline koormuskombinatsioon leitakse:

$$q_{SLS,QPR} = g_k + \psi_2 * q_k, \quad (3.4)$$

kus

ψ_2 – kombinatsioonitegur, mis on 0,3 [4: 48].

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

Sisejõud määratakse kandepiiriseisundi koormuskombinatsiooni järgi.

Paindemoment leitakse:

$$M_d = \frac{q_{ULS} * l^2 * s}{8}, \quad (3.5)$$

kus

l – vahelae sille, m;

s – tala arvutuslik samm, m.

Põikjõud leitakse:

$$V_d = \frac{q_{ULS} * l * s}{2} \quad (3.6)$$

Puit-betoon ja teras-betoon komposiit vahelagedel, taladega risti oleva armatuuri määramisel betoonis on kasutatud viiesildelise jätkuvtala ja lõpmatult pika võrdsildelise jätkuvtala koormusskeemi.

Suurim paindemoment viiesildelise jätkuvtalal leitakse:

$$M_{Ed,5t} = 0,105 * q_{ULS} * s^2 \quad (3.7)$$

Suurim paindemoment lõpmatult pika võrdsildelise jätkuvtalal leitakse:

$$M_{Ed,lt} = 0,083 * q_{ULS} * s^2 \quad (3.8)$$

3.3. Puitvahelagede arvutusmetoodika

Puitvahelagede arvutusolukordade lahendamiseks on aluseks võetud EVS-EN 1995-1-1:2005 „Eurokoodeks 5: Puitkonstruktsioonide projekteerimine“ [6]. Kandepiir seisundis on teostatud järgmised arvutused: surve ristikiudu, paine ja nihe. Kasutuspiir seisundis on teostatud läbipainde ja vibratsiooni arvutused. Puitvahelagede dimensioneerimise arvutused on esitatud lisas 2.

3.3.1. Surve ristikiudu ehk toepinna muljumine

Surve kontrollil ristikiudu peab olema täidetud järgmine tingimus:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} * f_{c,90,d}, \quad (3.9)$$

kus

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}, \quad (3.10)$$

kus

$\sigma_{c,90,d}$ – efektiivse kontaktpinna arvutuslik survepinge ristikiudu, N/mm²;

$F_{c,90,d}$ – arvutuslik survejõud ristikiudu, kN;

A_{ef} – efektiivne kontaktpind ristikiudu survele, mm²;

$f_{c,90,d}$ – arvutuslik survetugevus ristikiudu, N/mm²;

$k_{c,90}$ – tegur, mis arvestab koormuse konfiguratsiooni, lõhestumisvõimalust ning survedeformatsioonide astet [6: 36].

Arvutuslik survetugevus ristikiudu leitakse:

$$f_{c,90,d} = \frac{f_{c,90,k} * k_{mod}}{\gamma_M}, \quad (3.11)$$

kus

$f_{c,90,k}$ – normsurvetugevus ristikiudu, N/mm²;

k_{mod} – koormuse kestuse ja niiskuse mõju arvestav modifikatsioonitegur;

γ_M – materjali osavarutegur, mis on saepuidul 1,3 ja liimpuidul 1,25 [6: tabel NA.2.3].

3.3.2. Paine

Painde kontrollil peab olema rahuldatud järgmine tingimus:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1, \quad (3.12)$$

kus

$\sigma_{m,d}$ – arvutuslik paindepinge, kN/m²;

$f_{m,d}$ – arvutuslik paindetugevus, kN/m².

Arvutuslik paindetugevus leitakse:

$$f_{m,d} = \frac{f_{m,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M}, \quad (3.13)$$

kus

$f_{m,k}$ – normpaindetugevus, N/mm².

Arvutuslik paindepinge leitakse:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W}, \quad (3.14)$$

kus

M – paindemoment, kN*m;

W – vastupanumoment, mm³.

Vastupanumoment leitakse valemiga:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6}, \quad (3.15)$$

kus

b – tala laius, mm;

h – tala kõrgus, mm.

3.3.3. Nihe

Nihkekandevõime tagamiseks tuleb rahuldada järgmine tingimus:

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \quad (3.16)$$

kus

τ_d – arvutuslik nihkepinge, N/mm²;

$f_{v,d}$ – arvutuslik nihketugevus tegeliku olukorra jaoks, N/mm².

Arvutuslik nihkepinge leitakse valemiga:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot Q}{b_{ef} \cdot h}, \quad (3.17)$$

kus

Q – põikjõud, kN;

b_{ef} – tala efektiivlaius, mm;

h – tala kõrgus, mm.

Efektiivlaius leitakse:

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b, \quad (3.18)$$

kus

k_{cr} – tegur, mille väärtus on nii saepuidu ja liimpuidu korral 0,67 [6: 37];

b – tala laius, mm.

Arvutuslik nihketugevus leitakse:

$$f_{v,d} = \frac{f_{v,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M}, \quad (3.19)$$

kus

$f_{v,k}$ – normnihketugevus, N/mm².

3.3.4. Läbipaine

Läbipainde tagamiseks tuleb rahuldada järgmisi tingimusi:

$$u_1 \leq w_{inst} \quad (3.20)$$

$$u_{fin} \leq w_{fin}, \quad (3.21)$$

kus

u_1 – läbipaine normkombinatsiooni järgi, mm;

w_{inst} – lubatud hetkeline läbipaine, mm;

u_{fin} – lõplik läbipaine, mm;

w_{fin} – lubatud läbipaine, mm.

Vastavalt EVS-EN 1995-1-1:2005 rahvuslikule lisale on soovitatav lubatud läbipaine $w_{fin} = 1/200$ peakandjatel ja lubatud hetkeline läbipaine $w_{inst} = 1/400$ [6: 128].

Läbipaine normkombinatsiooni järgi leitakse:

$$u_1 = \frac{5 \cdot q_{SLS,CHR} \cdot l^4 \cdot s}{384 \cdot E_{0,mean} \cdot I}, \quad (3.22)$$

kus

$q_{SLS,CHR}$ – kasutuspiirseisundi normkombinatsioon, kN/m²;

l – tala sille, m;

$E_{0,mean}$ – elastsusmoodul, N/mm²;

I – inertsimoment, mm⁴.

Inertsimoment leitakse:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}, \quad (3.23)$$

kus

b – tala laius, mm;

h – tala kõrgus, mm.

Lõplik läbipaine leitakse:

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q}, \quad (3.24)$$

kus

$u_{fin,G}$ – alalisest koormusest põhjustatud lõplik läbipaine, mm;

$u_{fin,Q}$ – ajutisest koormusest põhjustatud lõplik läbipaine, mm.

Alalisest koormusest põhjustatud lõplik läbipaine leitakse:

$$u_{fin,G} = u_{inst,G} * (1 + k_{def}) \quad (3.25)$$

Ajutisest koormusest põhjustatud lõplik läbipaine leitakse:

$$u_{fin,G} = u_{inst,Q} * (1 + \Psi_2 * k_{def}), \quad (3.26)$$

kus

$u_{inst,G}$ – alalisest koormusest põhjustatud hetkeline läbipaine, mm;

$u_{inst,Q}$ – ajutisest koormusest põhjustatud hetkeline läbipaine, mm;

k_{def} – roometegur;

Ψ_2 – kombinatsioonitegur.

Alalisest koormusest põhjustatud hetkeline läbipaine leitakse:

$$u_{inst,G} = \frac{5g_k * l^4 * s}{384 * E_{0,mean} * I}, \quad (3.27)$$

kus

g_k – normatiivne omakaalukoormus, kN/m²;

s – tala samm, m;

$E_{0,mean}$ – puittala elastsusmoodul, N/mm².

Ajutisest koormusest põhjustatud hetkeline läbipaine leitakse:

$$u_{inst,Q} = \frac{5q_k * l^4 * s}{384 * E_{0,mean} * I}, \quad (3.28)$$

kus

q_k – normatiivne kasuskoormus, kN/m².

3.3.5. Vibratsioon

Vibratsiooni arvutamiseks on vaja määrata ka lae laius, mis on kõikide sillete puhul võetud $b_0 = 8m$.

Kui eluruumide põrandakonstruktsioonide põhisagedus on suurem kui 9 Hz, siis kontrollitakse, et oleksid täidetud järgmised tingimused:

$$\delta \leq \begin{cases} 1mm & \text{kui } L \leq 2m \\ (1,25 - 0,125L)mm & \text{kui } 2m < L < 6m, \\ 0,55mm & \text{kui } L \geq 6m \end{cases} \quad (3.29)$$

kus

L – ruumi suurim pikkusmõõt, m;

δ – koondatud koormuse 1kN poolt põhjustatud suurim põrandakonstruktsiooni läbipaine. Kui põranda talade vahekaugus on vähem kui 600 mm, siis ei ole põrandaplaadi kohalikku läbipainet vaja δ arvutamisel arvesse võtta, mm.

Ühes suunas kandvate põrandakonstruktsioonide põhisagedus leitakse:

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} * \sqrt{\frac{(EI)_I}{m}}, \quad (3.30)$$

kus

$(EI)_I$ – põranda ekvivalentne paindejäikus tala suunaga risti oleva telje suhtes, Nm²/m;

m – põranda mass arvestades omakaalu ja 30% kasuskoormust, kg/m².

Põranda ekvivalentne paindejäikus tala suunaga risti oleva telje suhtes leitakse:

$$(EI)_I = \frac{E_{0,mean} * b * h^3}{12 * s} + \frac{E_{m,mean} * b_1 * h_1^3}{12 * s_1}, \quad (3.31)$$

kus

$E_{0,mean}$ – puittala elastusmoodul, N/mm²;

$E_{m,mean}$ – vineeri elastusmoodul, N/mm²;

b – tala laius, mm;

h – tala kõrgus, mm;

s – tala samm, m;

b_1 – vineeri laius, mm;

h_1 – vineeri paksus, mm;

s_1 – vineeri samm, m.

3.4. Terasvahelagede arvutusmetoodika

Terasvahelagede arvutusolukordade lahendamiseks on aluseks võetud EVS-EN 1993-1-1:2006 „Eurokoodeks 3: Teraskonstruktsioonide projekteerimine“ [8]. Kõigepealt on määratud profiili ristlõikeklass. Järgnevalt on kandepiiriseisundis teostatud järgmised arvutused: ristlõike plastne põikjõukandevõime, paine ja nihe. Kasutuspiiriseisundis on teostatud läbipainde ja vibratsiooni arvutused. Kiivet ei kontrollita, sest vahelae talad on külgsuunas toetatud ja ei saa külgsuunas välja nõtkuda. Terasvahelagede dimensioneerimise arvutused on esitatud lisades 3.

3.4.1. Ristlõikeklassi määramine

Ristlõike klassi määramisene:

$$\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon - \text{Ristlõikeklass 1;}$$

$$\frac{c}{t} \leq 83\varepsilon - \text{Ristlõikeklass 2;}$$

$$\frac{c}{t} \leq 124\varepsilon - \text{Ristlõikeklass 3;}$$

$$\frac{c}{t} \geq 124\varepsilon - \text{Ristlõikeklass 4,}$$

kus

c – tala seina (vöö) puhaskõrgus, mm;

t – tala seina (vöö) paksus, mm;

ε – terase mõju arvestav tegur.

Terase tugevuse mõju arvestav tegur leitakse:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, \quad (3.32)$$

kus

f_y – terase norm-voolavuspiir, N/mm².

Erinevate ristlõikeklasside korral on kontrollarvuste valemite sisu erinev.

3.4.2. Ristlõike plastne põikjõukandevõime kontroll

Ristlõike plastne põikjõukandevõime kontrollil tuleb rahuldada tingimust:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}, \quad (3.33)$$

kus

V_{Ed} – põikjõud, kN;

$V_{pl,Rd}$ – põikjõukandevõime, kN.

Põikjõukandevõime leitakse (väändemoment puudub):

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}}, \quad (3.34)$$

kus

A_v – terastala ristlõike pindala, cm²;

γ_{M0} – materjali osavarutegur.

3.4.3. Paine

Paindekandevõime tagamiseks peab olema rahuldatud järgmine tingimus:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}, \quad (3.35)$$

kus

M_{Ed} – paindemoment, kN*m.

$M_{c,Rd}$ – ristlõike arvutuslik paindekandevõime ühe peatelje suhtes toimuva painde korral, kN*m.

Ristlõike arvutuslik paindekandevõime ühe peatelje suhtes toimuva painde korral leitakse:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (3.36)$$

kus

$W_{pl,y}$ – profiili plastne vastupanumoment, cm³.

3.4.4. Nihe

Tala seina nihkestabiilsus on tagatud ja ei vaja kontrollimist, kui profiili seina kõrguse ja paksuse suhe rahuldab tingimust:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{72}{\eta} * \epsilon, \quad (3.37)$$

kus

h_w – profiili seina kõrgus, mm;

t_w – profiili seina paksus, mm;

η – tegur, mis võrdub 1,2 kui $f_y \leq 460 \text{ N/mm}^2$ ja 1,0 kui $f_y > 460 \text{ N/mm}^2$ [10: 25].

3.4.5. Läbipaine

Läbipaindel tuleb rahuldada järgmist tingimust:

$$\delta \leq \delta_{lub}, \quad (3.38)$$

kus

δ – maksimaalne läbipaine, mm;

δ_{lub} – lubatud läbipaine, mm.

Tala maksimaalne läbipaine leitakse:

$$\delta = \frac{5 * q_{SLS.FRE} * l^4 * s}{384 * E * I_y}, \quad (3.39)$$

kus

$q_{SLS.FRE}$ – koormuse tavakombinatsioon, kN/m²;

l – tala sille, m;

s – tala samm, m;

E – terase elastsusmoodul, N/mm²;

I_y – profiili inertsimoment, cm⁴.

Lubatud läbipaine leitakse:

$$\delta_{lub} = \frac{l}{250} \quad (3.40)$$

3.4.6. Vibratsioon

Teraskonstruksiooni vibratsiooni arvutused on tehtud sarnaselt puitkonstruksiooni vibratsiooni arvutustele, mis on toodud peatükis 3.3.5.

3.5. Raudbetoon vahelagede arvutusmetoodika

Raudbetoonvahelagede arvutusolukordade lahendamiseks on aluseks võetud EVS-EN 1992-1-1:2007 „Eurokoodeks 2: Betoonkonstruktsioonide projekteerimine“ [7]. Kandepiir seisundis on teostatud põikjõu kontrolli arvutus. Kasutuspiir seisundis on teostatud pragude avanemise, läbipainde ja vibratsiooni arvutused. Monoliitse raudbetoon vahelagede dimensioneerimise arvutused on esitatud lisas 4.

3.5.1. Betooni kaitsekiht

Betooni nimikaitsekiht leitakse:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}, \quad (3.41)$$

kus

c_{min} – nõutav minimaalne kaitsekiht, mm;

Δc_{dev} – kaitsekihi lubatav hälve, mm.

Nõutav minimaalne kaitsekiht saadakse keskkonnaklassi ja konstruktsiooniklassi järgi [7: 57]. Vastavalt standardile kasutatakse Eestis soovitatavalt väärtust $\Delta c_{dev} = 10\text{mm}$ [7: 252].

3.5.2. Tõmbearmatuuri vajalik pindala

Pikitõmbearmatuuri minimaalne pindala meetrile leitakse:

$$A_{s1} = \frac{\omega * f_{cd} * b * d}{f_{yd}}, \quad (3.42)$$

kuid mitte suurem kui $0,04 * b * h$ (maksimaalne sarruse pindala),

kus

- ω – abitegur;
 f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, MPa;
 b – betoontala arvutuslaius, mm;
 d – kasuskõrgus, mm;
 f_{yd} – 28 päeva vanuse betooni survetugevus, MPa;
 h – betoontala kõrgus, mm.

Kasuskõrgus leitakse:

$$d = h - c_{nom} - r, \quad (3.43)$$

kus

- c_{nom} – betooni nimikaitsekiht, mm;
 r – armatuuri raadius, mm.

Minimaalne armatuuri pind meetrile leitakse:

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d, \quad (3.44)$$

kuid mitte väiksem kui $0,0013 * b_t * d$,

kus

- f_{ctm} – betooni normtõmbetugevus, MPa;
 f_{yk} – armatuurterase norm voolavuspiir, MPa;
 b_t – tõmbetsooni keskmine laius, mm.

Jaotusarmatuuri pind peaks moodustama vähemalt 20% töötava armatuuri pinnast.

Varraste suurim vahekaugus:

- töötaval armatuuril $3h \leq 400\text{mm}$
- jaotusarmatuuril $3,5h \leq 450\text{mm}$

Survearmatuur ei ole vajalik kui kehtib järgmine tingimus:

$$\mu_c > \mu, \quad (3.45)$$

kus

- μ_c – tegur sõltuvalt armatuuri klassist, mis A500HW armatuuri puhul on 0,372 [15: tabel 10.24].

Abitegurid kontrollimaks surveamatuuri vajalikkust leitakse:

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} * b * d^2} \quad (3.46)$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu} \quad (3.47)$$

3.5.3. Põikjõukandevõime kontroll

Põikjõukandevõime tagamiseks peab olema rahuldatud järgmine tingimus:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}, \quad (3.48)$$

kus

V_{Ed} – põikjõud, kN;

$V_{Rd,c}$ – põikjõukandevõime, kN.

Põikjõukandevõime leitakse:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * \sqrt[3]{100 * \rho_1 * f_{ck}} * b_w * d \quad (3.49)$$

miinimumväärtusega:

$$V_{Rd,c,min} = v_{min} * b_w * d, \quad (3.50)$$

kus

f_{ck} – 28 päeva vanuse betooni survetugevus, MPa;

b_w – ristlõike minimaalne laius tõmbetsoonis, mm;

d – kasuskõrgus, mm.

Põikjõukandevõime leidmiseks tuleb leida ka järgnevad abisuurused:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (3.51)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (3.52)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w * d} \quad (3.53)$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}, \quad (3.54)$$

kus

γ_c – betooni tugevuse osavarutegur;

A_{s1} – tõmbearmatuuri pindala meetrile, mm².

3.5.4. Pragude avanemise kontroll

Pragude avanemise kontrollil peab olema rahuldatud tingimus:

$$w_k \leq w_{k,adm}, \quad (3.55)$$

kus

w_k – normaalprao arvutuslaius, mm;

$w_{k,adm}$ – prao lubatud arvutuslaius, mm.

Prao lubatud arvutuslaiuseks on tõenäolise koormuskombinatsiooni järgi 0,4mm arvestades keskkonnaklassi [7: 133].

Normaalprao arvutuslaius leitakse:

$$w_k = \beta * s_{rm} * \epsilon_{sm}, \quad (3.56)$$

kus

β – prao keskmise ja arvutuslaiuse suhe;

s_{rm} – pragude keskmine vahekaugus, mm;

ϵ_{sm} – armatuuri keskmine deformatsioon, mm.

3.5.5. Läbipainde kontroll

Läbipainde tagamiseks peab rahuldama järgmist tingimust:

$$f_m \leq f_{k,adm}, \quad (3.57)$$

kus

f_m – maksimaalne läbipaine, mm;

$f_{k,adm}$ – lubatud läbipaine, mm.

Lubatud läbipaine leitakse valemiga:

$$f_{k,adm} = \frac{L_0}{250}, \quad (3.58)$$

kus

L_0 – lae sille, mm.

Läbipaine silde keskel leitakse valemiga:

$$f_m = \frac{L_0^2}{216} * (r_0 + 6r_1 + 12r_2 + 8r_m), \quad (3.59)$$

kus

r_0 – kõverus toel; $z=0$, 1/m;

r_1 – kõverus lõikes; $z=L/6$, 1/m;

r_2 – kõverus lõikes; $z=L/3$, 1/m;

r_m – kõverus lõikes; $z=L/2$, 1/m.

Kõveras vaadeldavas lõikes leitakse:

$$r_i = \frac{M_{sk,Li}}{E_{c,eff} * I_{cr}}, \quad (3.60)$$

kus

$M_{sk,Li}$ – moment vaadeldavas lõikes, kN/m;

$E_{c,eff}$ – betooni tegelik elastusmoodul, MPa;

I_{cr} – inertsimoment vaadeldavas olukorras, mm⁴.

Inertsimoment vaadeldavas olukorras leitakse valemiga:

$$I_{cr} = \zeta * I + (1 - \zeta) * I_{red}, \quad (3.61)$$

kus

ζ – jaotustegur;

I – inertsimoment täispragunenud ristlõike korral, mm⁴;

I_{red} – inertsimoment pragunemata ristlõike korral, mm⁴.

Kui tegemist ei ole pragunenud ristlõikega siis tuleks võtta jaotusteguri väärtuseks 0, kui on tegemist pragunenud ristlõikega tuleks jaotustegur leida valemiga:

$$\zeta = 1 - \beta_1 * \beta_2 * \left(\frac{M_{cr}}{M_{sk,Li}}\right)^2, \quad (3.62)$$

kus

β_1 – armatuurvarda nakkeomadusi arvestav tegur, mis on 1 ribivarrastel ja 0,5 silevarrastel [7:145];

β_2 – tegur, mis võtab arvesse koormuse kestvuse või korduvuse mõju keskmisele suhtelisele deformatsioonile, $\beta_2=1$ ühekorsel lühiajalisel koormamisel, $\beta_2=0,5$ kestval või paljutsüklilisel korduval koormamisel [7:145];

M_{cr} – paindemoment normaalprao tekkimisel, kN*m.

Paindemoment normaalprao tekkimisel leitakse:

$$M_{cr} = f_{ctm} * W_{t,red}, \quad (3.63)$$

kus

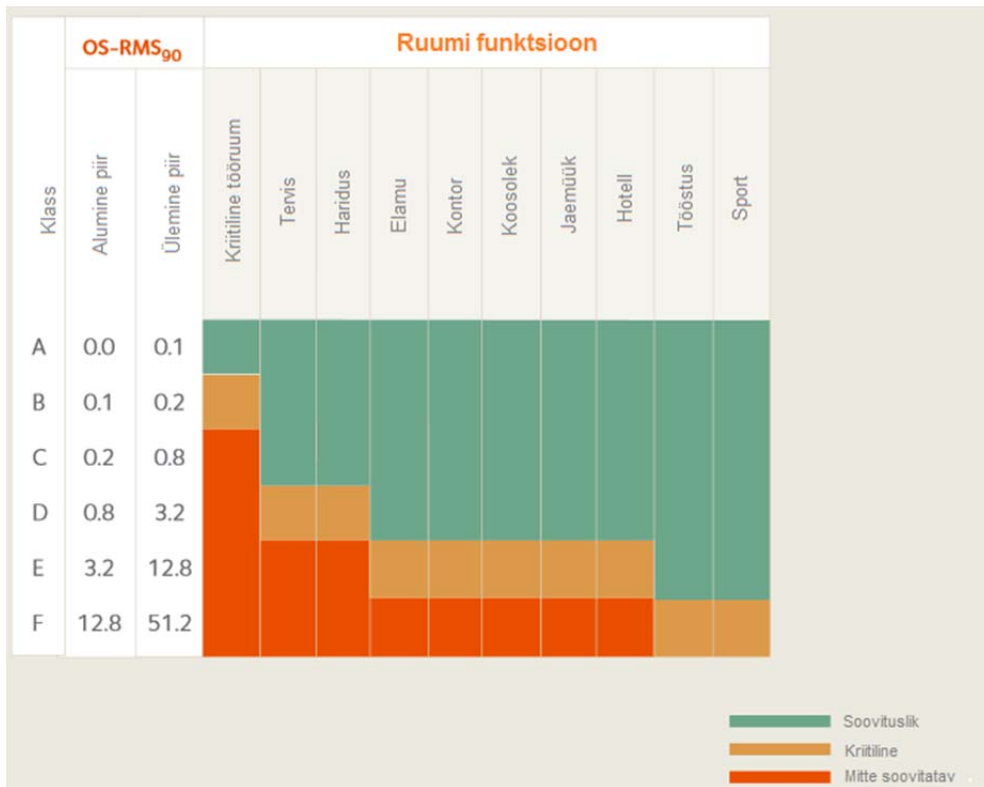
f_{ctm} – betooni normtõmbetugevus, MPa;

$W_{t,red}$ – ristlõike tugevusmoment tõmbetsooni jaoks, cm³.

3.5.6. Vibratsioon

Vibratsiooni arvutusteste aluseks on võetud Archelor Mittal „Design Guide for Floor Vibrations“ juhend [19].

Jooniselt 3.1. näeb, et $OS - RMS_{90}$ peab elumajade puhul jääma vahemikku 0.0-3.2, et vibratsioon jääks lubatud piiridesse.



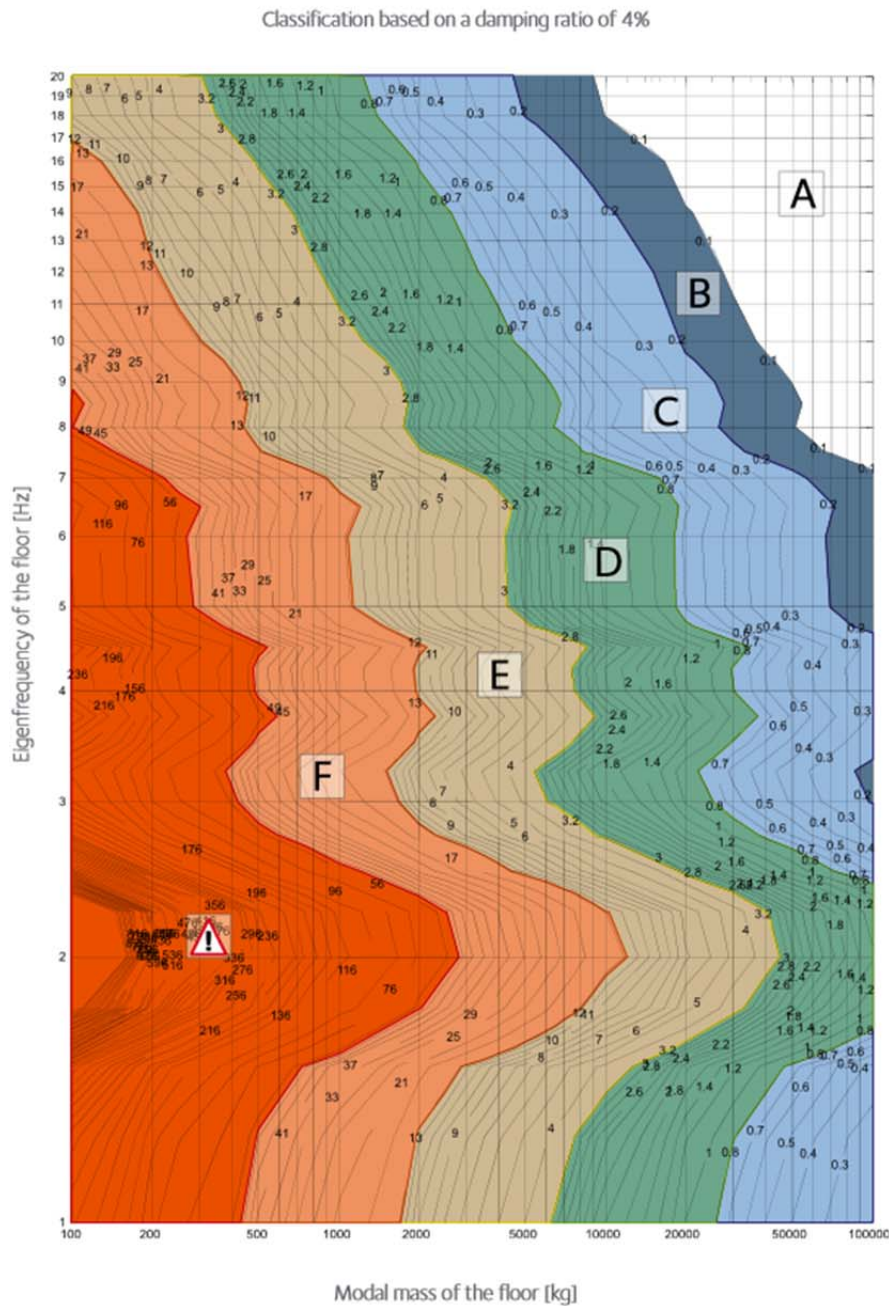
Joonis 3.1. Lubatud $OS - RMS_{90}$ suurus tagamaks vibratsioon erinevate otstarvetega hoonete puhul [19: 17]

Et määrata, kas vibratsioon jääb lubatud piiridesse, tuleb kõigepealt tuleb leida sumbuvus (*damping*) [19: 13]. Sumbuvuse saab liites kokku:

- konstruktsiooni materjalist tekkiv sumbuvus, milleks raudbetoonkonstruktsiooni korral on 2%;
- mööblist tingitud sumbuvus, milleks elumajade puhul on 1%;
- viimistluskihtidest tingitud sumbuvus, milleks on 1%.

Raudbetoonvahelagede korral on sumbuvus 4%, seega kasutatakse $OS - RMS_{90}$ määramiseks kasutatakse graafikut, mis on esitatud joonisel 3.2.

OS-RMS₉₀ for 4% Damping



Joonis 3.2. OS – RMS₉₀väärtuse määramise graafik vastavalt sagedusele ja kogumassile [19: 25]

Graafiku lugemiseks on vaja teada sagedust ja kogumassi.

Sagedus leitakse:

$$f = \frac{1}{2\pi} * \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (3.64)$$

kus

K – süsteemi jäikus, kg/s²;

M – kogumass, kg.

Kogumass leitakse:

$$M = 0,5 * \mu_1 * l, \quad (3.65)$$

kus

$$\mu_1 = m * l_x, \quad (3.66)$$

kus

m – lae mass arvestates omakaalu ja 30% kasuskoormust, kg/m²;

l_x – lae laius, m.

Süsteemi jäikus leitakse:

$$K = \frac{M * g}{0,75 * \delta}, \quad (3.67)$$

kus

g – raskuskiirendus [m/s²]

δ – läbipaine [mm]

3.6. Liitprofiilist vahelagede arvutusmetoodika

Liitprofiil vahelagede arvutusolukordade lahendamise aluseks on võetud Ruukki liitprofiil CS48-36-750 projekteerimisjuhend [21], mis on viidud vastavusse projekteerimisstandarditega EVS-1994-1-1 ja EVS-EN 1994-1-2.

Kandepiirseisundis on teostatud järgmised arvutused: põikjõukandevõime kontroll, painde kontroll. Kasutuspiirseisundis on teostatud läbipainde ja vibratsiooni arvutused. Liitprofiilist vahelagede dimensioneerimise arvutused on esitatud lisa 5.

3.6.1. Paindekandevõime kontroll

Paindekandevõime tagamiseks peab olema rahuldatud tingimus:

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}, \quad (3.68)$$

kus

M_{Ed} – paindejõud, kNm;

$M_{pl,Rd}$ – plastne paindekandevõime, kNm.

Täieliku nihkeliite puhul leitakse plastne paindekandevõime valemiga:

$$M_{pl,Rd} = A_p * f_{yd} * z_1, \quad (3.69)$$

kus

A_p – profiilpleki arvutuspindala, mm²;

f_{yd} – profiilpleki arvutustugevus, N/mm²;

z_1 – survetsooni ja profiilpleki raskuskeskme vahekaugus, mm.

Survetsooni ja profiilpleki raskuskeskme vahekaugus leitakse:

$$z_1 = d_p - 0,5z, \quad (3.70)$$

kus

d_p – plaadi kasuskõrgus, mis on ühtlasi ka plaadi arvutuspaksus, mm;

z – survetsooni ja profiilpleki raskuskeskme vahekaugus, mm.

Survetsooni ja profiilpleki raskuskeskme vahekaugus leitakse:

$$z = \frac{A_p * f_{yd}}{b * f_{cd}}, \quad (3.71)$$

kus

b – plaadi arvutuslaius, mm;

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, N/mm².

Plaadi kasuskõrgus, mis on ühtlasi ka plaadi arvutuspaksus leitakse:

$$d_p = h - 14mm, \quad (3.72)$$

kus

h – plaadi kogupaksus, mm.

3.6.2. Põikjõukandevõime kontroll

Põikjõukandevõime tagamiseks peab olema rahuldatud tingimus:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}, \quad (3.73)$$

kus

V_{Ed} – põikjõud, kN;

V_{Rd} – põikjõu kandevõime, kN.

Põikjõu kandevõime leitakse:

$$V_{Rd} = b * d_p * \tau_{Rd} * k_v * (1,2 + 40 * \rho) \quad (3.74)$$

Põikjõu kandevõime jaoks leitakse järgnevad abisuurused:

$$\rho = \frac{A_p}{b * d_p} \quad (3.75)$$

$$k_v = \frac{1600 - d_p}{1000} \quad (3.76)$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 * f_{ctd} \quad (3.77)$$

3.6.3. Läbipainde kontroll

Läbipainde tagamiseks tuleb rahuldada tingimust:

$$\delta \leq \delta_{lub}, \quad (3.78)$$

kus

δ – maksimaalne läbipaine, mm;

δ_{lub} – lubatud läbipaine, mm.

Tala maksimaalne läbipaine leitakse:

$$\delta = \frac{5 * q_{SLS.FRE} * l^4}{384 * (EI)_{eff}}, \quad (3.79)$$

kus

$q_{SLS.FRE}$ – koormuse tavakombinatsioon, kN/m²;

l – tala sille, m;

$(EI)_{eff}$ – plaadi efektiivjäikus, N*mm².

Lubatud läbipaine leitakse:

$$\delta_{lub} = \frac{l}{250} \quad (3.80)$$

Plaadi efektiivjäikus leitakse:

$$(EI)_{eff} = \frac{(EI)_c + (EI)_r}{2}, \quad (3.81)$$

kus

$(EI)_c$ – praota ristlõike paindejäikus, N*mm²;

$(EI)_r$ – praoga ristlõike paindejäikus, N*mm².

Praota ristlõike paindejäikus leitakse:

$$(EI)_c = E_{c'} * I_c, \quad (3.82)$$

kus

$E_{c'}$ – jäikuse määramisel kasutatav betooni tinglik elastsusmoodul, mis on pool betooni 28 päeva vanusest elastsusmoodulist, N/mm²;

I_c – praota ristlõike inertsimoment, mm⁴.

Praoga ristlõike paindejäikus leitakse:

$$(EI)_r = E_{c'} * I_r, \quad (3.83)$$

kus

I_r – praoga ristlõike inertsimoment, mm⁴.

Praota ristlõike inertsimoment leitakse:

$$I_c = \frac{b * d_p^3}{12} + A_c (z_c - \frac{d_p}{2})^2 + n * A_p (d_p - z_c)^2, \quad (3.84)$$

kus

A_c – ristlõike pindala arvestades plaadi arvutuslaiust ja arvutuspaksust, mm²;

z_c – praota ristlõike survetsooni sügavus, mm;

Praoga ristlõike inertsimoment leitakse:

$$I_r = \frac{b * z_r^3}{3} + n * A_p (d_p - z_r)^2, \quad (3.85)$$

kus

z_r – praoga ristlõike survetsooni sügavus, mm.

Abisuurused inerstimomendi leidmiseks:

$$n = \frac{E_p}{E_{cl}} \quad (3.86)$$

$$k_x = n * \frac{A_p}{A_c} \quad (3.87)$$

Praota ristlõike survetsooni sügavus leitakse:

$$z_c = \frac{d_p * (0,5A_c + n * A_p)}{A_c + n * A_p} \quad (3.88)$$

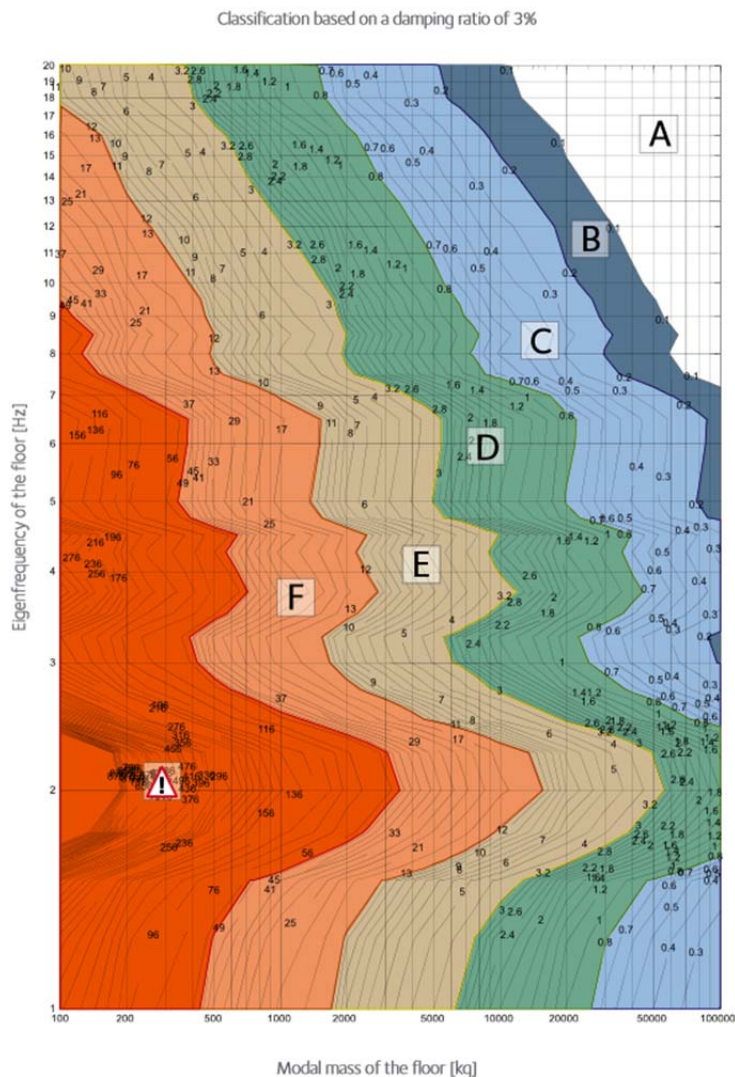
Praoga ristlõike survetsooni sügavus leitakse:

$$z_r = d_p * (\sqrt{k_x + 2k_x} - k_x) \quad (3.89)$$

3.6.4. Vibratsioon

Vibratsioon on leitud sarnaselt punktiga 3.5.6.

Konstruksiooni materjalist tingitud sumbuvus on teras-betoon komposiidi korral 1% [19: 13]. Seega sumbuvuseks saadakse 3% ja seljuhul kasutatakse $OS - RMS_{90}$ määramiseks kasutatakse graafikut, mis on esitatud joonisel 3.3.



Joonis 3.3. OS – RMS₉₀ väärtuse määramise graafik vastavalt sagedusele ja kogumassile [19: 24]

3.7. Puit-betoon vahelagede arvutusmetoodika

Puit-betoon vahelagede arvutusolukordade lahendamiseks on aluseks võetud võetud EVS-EN 1992-1-1:2007 „Eurokoodeks 2: Betoonkonstruktsioonide projekteerimine“ [7] ja Ceccotti A. artikkel „*Timber-concrete composite structures*“ [17]. Kandepiirsesundis on teostatud kandevõime ja ühenduste kandevõime arvutused. Kasutuspiirsesundis on teostatud läbipainde ja vibratsiooni arvutused. Puit-betoon vahelagede dimensioneerimise arvutused on esitatud lisis 6.

3.7.1. Betooni kaitsekiht

Betooni kaitsekiht on leitud sarnaselt punktiga 3.5.1.

3.7.2. Armatuuri vajalik pindala

Armatuuri pindala on leitud sarnaselt punktiga 3.5.2.

Taladega risti suunas oleva armatuuri leidmisel kasutatakse viiesildelise jätkuvtala (valem 3.7) või lõpmatult pika võrdsildelise jätkuvtala (valem 3.8) paindemomenti olenevalt tala sammust.

3.7.3. Ühenduste kandevõime

Ühenduste kandevõime tagamiseks peab olema rahuldatud tingimus:

$$F_{1.d} \leq R_d, \quad (3.90)$$

kus

$F_{1.d}$ – puidu ja betooni liites tekkiv jõud, kN;

R_d – puidu ja betooni liites vastuvõetav jõud, kN.

Puidu ja betooni liites tekkiv jõud leitakse:

$$F_{1.d} = \frac{\gamma_1 * E_{cm} * A_1 * a_1 * s_1 * V_d}{(EI)_{ef}}, \quad (3.91)$$

kus

γ_1 – nihkemoodul;

E_{cm} – 28 päeva vanuse betooni elastsusmoodul, Gpa;

A_1 – betoonplaadi ristlõike pindala, mm²;

a_1 – liitelemendi raskuskeskme kaugus, mm;

s_1 – kinniti samm, mm;

V_d – põikjõud, kN;

E_{ef} – efektiivne paindejäikus, N*mm².

Nihkemoodul leitakse:

$$\gamma_1 = \left(1 + \frac{\pi^2 * E_{cm} * A_1 * s_1}{K_u * l^2}\right)^{-1}, \quad (3.92)$$

kus

K_u – kandepiirseisundis kinnituselemendi nihkemoodul, N/mm;

l – lae sille, m.

Kandepiirseisundis kinnituselemendi nihkemoodul leitakse:

$$K_u = \frac{2}{3} * K_{ser}, \quad (3.93)$$

kus

K_{ser} – kinnituselemendi nihkemoodul, N/mm.

Kinnituselemendi nihkemoodul leitakse:

$$K_{ser} = 0,125 * d * E_{0.mean}, \quad (3.94)$$

kus

d – kinniti läbimõõt, mm;

$E_{0.mean}$ – puidu elastsusmoodul, N/mm².

Liitelemendi raskuskeskme kaugus leitakse:

$$a_1 = \frac{h+h_a}{2} - a_2, \quad (3.95)$$

kus

h – betoonosa kõrgus, mm;

h_a – tala kõrgus, mm;

a_2 – liitelemendi raskuskeskme kaugus, mm.

Liitelemendi raskuskeskme kaugus leitakse:

$$a_2 = \frac{\gamma_1 * E_{cm} * A_1 * (h+h_a)}{2 * (\gamma_1 * E_{cm} * A_1 + E_{0.mean} * A_2)}, \quad (3.96)$$

kus

A_2 – puittala ristlõike pindala, mm².

Kinniti samm leitakse:

$$s_1 = 0,75 * s_{min} + 0,25 * s_{max}, \quad (3.97)$$

kus

s_{min} – eeldatav liite minimaalne samm, mm;

s_{max} – eeldatav liite maksimaalne samm, mm.

Effektiivne paindejäikus leitakse:

$$(EI)_{ef} = E_{cm} * I_1 + E_{0.mean} * I_2 + E_{cm} * A_1 * a_1^2 + E_{0.mean} * A_2 * a_2^2, \quad (3.98)$$

kus

I_1 – betoonplaadi inertsimoment, mm⁴;

I_2 – puittala inertsimoment, mm⁴.

Betoonplaadi inertsimoment leitakse:

$$I_1 = \frac{b_0 * h^3}{12}, \quad (3.99)$$

kus

b_0 – betoonosa arvutuslaius, mis on võrdeline puittalade sammuga, mm.

Puittala inertsimoment leitakse:

$$I_2 = \frac{b * h_a^3}{12}, \quad (3.100)$$

kus

b – puittala laius, mm.

Puidu ja betooni liites vastuvõetav jõud on väikseim järgnevatest suurustest: betooni tugevus liites, kinniti lõikekandevõime ja puidu tugevus liites.

Betooni tugevus liites:

$$R_d = 0,23 * d^2 * \sqrt{f_{ck} * \frac{E_{cm}}{\gamma_v}}, \quad (3.101)$$

kus

f_{ck} – 28 päeva vanuse betooni silindrilise survetugevus, MPa;

γ_v – osavarutegur, milleks on 1,25.

Kinniti lõikekandevõime:

$$R_d = \frac{0,8f_u * \frac{\pi * d^2}{4}}{\gamma_v}, \quad (3.102)$$

kus

f_u – terase normatiivne tõmbetugevus, N/mm².

Puidu tugevus liites:

$$R_d = 1,5 * \sqrt{M_{y,d} * f_{h.o.d} * d}, \quad (3.103)$$

kus

$M_{y,d}$ – voolavuspiirile vastav paindemomendi arvutuslik väärtus, N*mm²;

$f_{h.o.d}$ – puidu arvutuslik muljumistugevus pikikiudu, N/mm².

Voolavuspiirile vastav paindemomendi arvutuslik väärtus leitakse:

$$M_{y,d} = \frac{M_{y,k}}{1,1}, \quad (3.104)$$

kus

$M_{y,k}$ – voolavuspiirile vastav paindemomendi normväärtus, N*mm².

Voolavuspiirile vastav paindemomendi normväärtus leitakse:

$$M_{y,k} = 0,3 * f_u * d^{2,6}, \quad (3.105)$$

3.7.4. Kandevõime kontroll

Kandevõime tagamiseks ristlõike puitosas peab olema rahuldatud tingimus:

$$\frac{\sigma_{c.1.d}}{f_{t.o.d}} + \frac{\sigma_{m.1.d}}{f_{m.d}} < 1, \quad (3.106)$$

kus

$\sigma_{c.1.d}$ – arvutuslik survepinge puitosa ristlõikes, N/mm²;

$f_{t.o.d}$ – puidu arvutuslik tõmbetugevus, N/mm²;

$\sigma_{m.1.d}$ – arvutuslik paindepinge puitosa ristlõikes, N/mm²;

$f_{m.d}$ – puidu arvutuslik paindetugevus, N/mm².

Arvutuslikud pinged puitosa ristlõikes leitakse:

$$\sigma_{c.1.d} = \frac{\gamma_2 * E_{0.mean} * a_2 * M_d}{(EI)_{ef}}, \quad (3.107)$$

$$\sigma_{m.1.d} = \frac{0,5 * E_{0.mean} * h_a * M_d}{(EI)_{ef}}, \quad (3.108)$$

kus

γ_2 – nihkemoodul;

$E_{0.mean}$ – puidu elastsusmoodul, N/mm²;

M_d – paindemoment, kN*m.

Kandevõime tagamiseks ristlõike betoonosas peab olema rahuldatud tingimused:

$$\frac{\sigma_{c.d}}{f_{cd}} < 1 \quad (3.109)$$

$$\frac{\sigma_{t.d}}{f_{ctmd}} < 1, \quad (3.110)$$

kus

$\sigma_{c.d}$ – arvutuslike pingete summa betoonosa ristlõikes, N/mm²;

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, N/mm²;

$\sigma_{t.d}$ – arvutuslike pingete vahe betoonosa ristlõikes, N/mm²;

f_{ctmd} – betooni arvutuslik tõmbetugevus, N/mm².

Arvutuslikud pinged betoonosa ristlõikes leitakse sarnaselt puitosa ristlõikes leitud pingetele:

$$\sigma_{c.1.d} = \frac{\gamma_2 * E_{cm} * a_1 * M_d}{(EI)_{ef}} \quad (3.111)$$

$$\sigma_{m.1.d} = \frac{0,5 * E_{cm} * h * M_d}{(EI)_{ef}} \quad (3.112)$$

Kui esimene tingimus (valem 3.111) pole täidetud tuleb ette näha survearmatuur, teise tingimuse (valem 3.112) mittetäitmise korral tuleb ette näha tõmbearmatuur. Kuna arvutustulemustena survearmatuuri ei ole vaja ette näha, siis survearmatuuri leidmiseks antud peatükis valemid puuduvad.

Tõmbearmatuuri minimaalne pindala meetrile leitakse:

$$A_{st} = \frac{N_t}{f_{yd}}, \quad (3.113)$$

kus

N_t – tõmbejõud, kN;

f_{yd} – armatuurterase arvutustugevus, MPa.

Tõmbejõud leitakse:

$$N_t = A_t * \sigma_{t.d}, \quad (3.114)$$

kus

A_t – betoonosa tõmbetsooni pindala, mm².

Betoonosa tõmbetsooni pindala leitakse:

$$A_t = h_t * b_0, \quad (3.115)$$

kus

h_t – betoonosa tõmbetsooni kõrgus, mm².

Betoonosa tõmbetsooni kõrgus leitakse:

$$h_t = \frac{\sigma_{t.d}}{\sigma_{t.d} + \sigma_{c.d}} * h \quad (3.116)$$

Selleks, et arvestada kandevõime kontrollil roomet tuleb leida efektiivne puidu ja betooni elastsusmoodul ja teostada samad arvutused nagu eelnevalt peatükis toodud, asendades puidu ja betooni elastsusmoodulid efektiivsete elastsusmoodulitega.

Efektiivne betooni elastsusmoodul leitakse:

$$E_{1.ef} = E_{cm} \left(\frac{0,15}{1+2,25} + \frac{0,85}{1+1,35} \right) \quad (3.117)$$

Efektiivne puidu elastsusmoodul leitakse:

$$E_{2.ef} = E_{0.mean} * \left(\frac{0,15}{1+0,6} + \frac{0,85}{1+0,25} \right) \quad (3.118)$$

3.7.5. Läbipainde kontroll

Läbipainde tagamiseks tuleb rahuldada tingimusi algstaadiumis (valem 3.119) ja lõppstaadiumis (valem 3.120) :

$$\mu_{inst} \leq w_{inst} \quad (3.119)$$

$$\mu_{fin} \leq w_{fin}, \quad (3.120)$$

kus

μ_{inst} – läbipaine algstaadiumis, mm;

w_{inst} – lubatud läbipaine algstaadiumis, mm;

μ_{fin} – lõplik läbipaine, mm;

w_{fin} – lubatud läbipaine, mis on $\frac{l}{200}$ mm.

Läbipaine algstaadiumis leitakse:

$$\mu_{inst} = \mu_{1.inst} + \mu_{2.inst}, \quad (3.121)$$

kus

$\mu_{1.inst}$ – alalisest koormusest põhjustatud hetkeline läbipaine, mm;

$\mu_{2.inst}$ – ajutisest koormusest põhjustatud ajutine läbipaine, mm.

Alalisest koormusest põhjustatud hetkeline läbipaine leitakse:

$$\mu_{1.inst} = \frac{5 \cdot g_k \cdot l^4 \cdot s}{384 \cdot E I_{ef}}, \quad (3.122)$$

kus

g_k – omakaal, kN/m²;

s – puittalade samm, m.

Ajutisest koormusest põhjustatud hetkeline läbipaine leitakse:

$$\mu_{1.inst} = \frac{5 \cdot q_k \cdot l^4 \cdot s}{384 \cdot E I_{ef}}, \quad (3.123)$$

kus

q_k – kasuskoormus, kN/m².

Effektiivne paindejäikus leitakse sarnaselt ülalpool toodud arvustele (peatükk 2.5.3), ainukese vahega, et abiteguri γ_1 väärtusel leidmisel kasutatakse kinnituselemendi

nihkemoodulit K_{ser} erinevalt ülaltoodud arvutuses kasutatavast kandepiirteisundis kinnituselemendi nihkemoodulist K_u .

Lubatud läbipaine algstaadiumis leitakse:

$$w_{inst} = \frac{l}{300} \quad (3.124)$$

Lõplik läbipaine leitakse:

$$\mu_{fin} = \mu_{1,fin} + \mu_{2,fin}, \quad (3.125)$$

kus

$\mu_{1,fin}$ – alalisest koormusest põhjustatud lõplik läbipaine, mm;

$\mu_{2,fin}$ – ajutisest koormusest põhjustatud lõplik läbipaine, mm.

3.7.6. Vibratsioon

Vibratsioon on leitud sarnaselt punktiga 3.5.6.

Konstruksiooni materjalist tingitud sumbuvuseks võib puit-betoon komposiidi korral võtta 2% [17: E13/1]. Seega sumbuvuseks saadakse 4%.

3.8. Teras-betoon vahelagede arvutusmetoodika

Teras-betoon vahelagede arvutusolukordade lahendamiseks on aluseks võetud EVS-EN 1994-1-1:2006+NA2007 „Eurokoodeks 4: Terasest ja betoonist komposiitkonstruktsioonide projekteerimine“ [11] ja EPNi arvutusnäide komposiitkonstruktsioonide kohta [16]. Kandepiirteisundis on teostatud järgmised arvutused: painde ja põikjõu kontroll, polttüübli kandevõime. Kasutuspiirteisundis on teostatud läbipainde ja vibratsiooni arvutused. Teras-betoon vahelagede dimensioneerimise arvutused on esitatud lisas 7.

3.8.1. Betooni kaitsekiht

Betooni kaitsekiht on leitud sarnaselt punktiga 3.5.1.

3.8.2. Armatuuri vajalik pindala

Armatuuri vajalik pindala on leitud sarnaselt punktiga 3.7.2.

3.8.3. Ristlõikeklassi määramine

Ristlõikeklass on määratud sarnaselt punktiga 3.4.1.

3.8.4. Paindekandevõime kontroll

Paindekandevõime tagamiseks tuleb rahuldada tingimust:

$$M_d \leq M_{pl,Rd}, \quad (3.126)$$

kus

M_d – paindemoment, kN*m;

$M_{pl,Rd}$ – komposiittala kui terviku plastne kandevõime, kN*m.

Komposiittala kui terviku plastne kandevõime leitakse:

$$M_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y \cdot z_i}{\gamma_a}, \quad (3.127)$$

kus

A – terastala ristlõike pindala, cm²;

f_y – terase norm-voolavuspiir, N/mm²;

z_i – betoon- ja terasosas mõjuvate pikijõudude õlg, mm;

γ_a – materjali osavarutegur.

Betoon- ja terasosas mõjuvate pikijõudude õlg leitakse:

$$z_i = \frac{h_a}{2} + h - \frac{z}{2}, \quad (3.128)$$

kus

h_a – terastala kõrgus, mm;

h – betooni osa kõrgus, mm;

z – survetsooni sügavus, mm.

Betoon- ja terasosas mõjuvate pikijõudude õlg leitakse:

$$z = \frac{A \cdot f_y}{b_{eff} \cdot f_{cd} \cdot \gamma_a}, \quad (3.129)$$

kus

b_{eff} – betoonosa arvutuslaius, m;

f_{cd} – betooni arvutuslik survetugevus, MPa.

Betoonosa arvutuslaius võib lihtsutatult võtta kummalgi pool terastala 1/8 tala paindemomendi epüüri nullkohtade vahekaugusest L_0 . Seejuures ei tohi arvutuslaiust võtta suuremaks kui betoonplaadi tegelik laius või terastalade vahekaugus b_0 , s.o:

$$b_{eff} = 2 * \frac{1}{8} * L_0 = \frac{L_0}{4} \leq b_0, \quad (3.130)$$

kus

L_0 – vahelae sille, m;

b_0 – terastalade vahekaugus, m.

3.8.5. Põikjõu kontroll

Põikjõukandevõime tagamiseks tuleb rahuldada tingimust:

$$V_d \leq V_{pl,Rd}, \quad (3.131)$$

kus

V_d – põikjõud, kN;

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

Komposiittala kui terviku plastne kandevõime leitakse:

$$M_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y \cdot z_i}{\gamma_a}, \quad (3.132)$$

kus

A – terastala ristlõike pindala, cm²;

f_y – terase norm-voolavuspiir, N/mm².

3.8.6. Läbipainde kontroll

Läbipainde tagamiseks peab olema rahuldatud tingimus:

$$\delta \leq \delta_{lub}, \quad (3.133)$$

kus

δ – maksimaalne läbipaine, mm;

δ_{lub} – lubatud läbipaine, mm.

Komposiittala maksimaalne läbipaine leitakse:

$$\delta = \frac{5 \cdot q_{SLS,FRE} \cdot l^4 \cdot s}{384 \cdot (EI)_i}, \quad (3.134)$$

Lubatud läbipaine leitakse:

$$\delta_{lub} = \frac{l}{250}, \quad (3.135)$$

kus

$q_{SLS,FRE}$ – koormuse tavakombinatsioon, kN/m²;

l – tala (lae) sille, m;

s – tala samm, m;

$(EI)_i$ – komposiittala paindejäikus, N*mm².

Komposiittala paindejäikus leitakse:

$$(EI)_i = (1 + \alpha_i) \cdot (EI)_{ni}, \quad (3.136)$$

kus

α_i – betoon- ja terasosa koostöötegur;

$(EI)_{ni}$ – betoonosa ja terasosa paindejäikuste summa, N*mm².

Betoonosa paindejäikus leitakse:

$$(EI)_c = E_{c'} \cdot \frac{b_{eff} \cdot h^3}{12}, \quad (3.137)$$

kus

$E_{c'}$ – betooni tinglik elastsusmoodul, N/mm²;

h – betoonosa kõrgus, mm.

Betooni tinglik elastsusmoodul leitakse:

$$E_{c'} = \frac{E_{cm}}{2}, \quad (3.138)$$

kus

E_{cm} – betooni elastsusmoodul, N/mm².

Terasosa paindejäikus leitakse:

$$(EI)_a = E * I_y, \quad (3.139)$$

kus

E – terase elastsusmoodul, N/mm²;

I_y – terasprofiili inertsimoment, mm⁴.

Betoon- ja terasosa koostöötegur leitakse:

$$\alpha_i = \frac{e_i^2 * (EA)_c + (EA)_a}{(EI)_{ni} + (EA)_i}, \quad (3.140)$$

kus

e_i – betoon- ja terasosa paindetelgede vahekaugus, mm;

$(EA)_c$ – betoonosa pikijäikus, N;

$(EA)_a$ – terasosa pikijäikus, N;

$(EA)_i$ – betoon- ja terasosa pikijäikuste summa, N.

Betoon- ja terasosa paindetelgede vahekaugus leitakse:

$$e_i = \frac{h_a}{2} + h - \frac{h}{2} \quad (3.141)$$

Betoonosa pikijäikus leitakse:

$$(EA)_c = E_{c'} * b_{eff} * h \quad (3.142)$$

Terasosa pikijäikus leitakse:

$$(EA)_a = E * A \quad (3.143)$$

3.8.7. Polttüübli kandevõime

Täieliku nihkeliite tagamiseks vajalike tüüblite arv paindemomendi epüüri nullkoha ja maksimumi vahelisel lõigul (või sellest lühemal lõigul) leitakse:

$$N_f = \frac{F_{pl.f}}{P_{Rd}}, \quad (3.144)$$

kus

$F_{pl.f}$ – terasosa tõmbejõu maksimaalne suurus, kN;

P_{Rd} – ühe tüübli kandevõime põhisuurus, kN.

Terasosa paindejäikus leitakse:

$$F_{pl.f} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_a} \quad (3.145)$$

Ühe tüübli kandevõime põhisuurus on väikseim järgmistest suurustest: betooni tugevus liites ja tüübli lõikekandevõime.

Betooni tugevus liites:

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} E_{cm})^{0,5}}{\gamma_v}, \quad (3.146)$$

kus

d – polttüübli läbimõõt, mm;

f_{ck} – 28 päeva vanuse betooni silindriline survetugevus, MPa;

γ_v – nihkeliite kandevõime osavarutegur.

Tüübli lõikekandevõime:

$$P_{Rd} = \frac{0,8 f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}}{\gamma_v}, \quad (3.147)$$

kus

f_u – tüübli normtõmbetugevus, N/mm².

Betooni tugevuse määramiseks vajalik abisuurus $\alpha=1$, kui $\frac{h}{d} \geq 4$. Kui $3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$ leitakse abisuurus valemiga:

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1\right) \quad (3.148)$$

3.8.8. Vibratsioon

Vibratsioon on leitud sarnaselt punktiga 3.6.4.

3.9. Ristkihtpuitvahelae arvutusmetoodika

Ristkihtpuidu arvutamise kohta pole välja toodud Euroopa standardit, seega tuleb arvutamisel lähtuda teadustöödest ja eurokoodeksitest. Ristkihtpuit vahelagede arvutusolukordade lahendamiseks on aluseks võetud Alexandra Thiel artikkel „*ULS and SLS design of CLT and implementation in the CLTdesigner*“ [18] ja EVS-EN 1995-1-1:2005 „Eurokoodeks 5: Puitkonstruktsioonide projekteerimine“ [6]. Kandepiir seisundis on teostatud painde ja nihke kontrolli arvutused. Kasutuspiir seisundis on teostatud läbipainde ja vibratsiooni arvutused. Ristkihtpuit vahelagede dimensioneerimise arvutused on esitatud lisa 8.

3.9.1. Paine

Paindekandevõime tagamiseks peab rahuldama tingimust:

$$\sigma_z \leq f_{m,d}, \quad (3.149)$$

kus

σ_z – paindepinge, N/mm²;

$f_{m,d}$ – arvutuslik paindemoment, N/mm².

Arvutuslik paindemoment leitakse:

$$f_{m,d} = \frac{f_{m,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M}, \quad (3.150)$$

kus

$f_{m,k}$ – normpaindetugevus, N/mm²;

k_{mod} – koormuse kestuse ja niiskuse mõju arvestav modifikatsioonitegur;

γ_M – materjali osavarutegur.

Paindepinge leitakse:

$$\sigma_z = \frac{E_{0,mean} * M_d * z}{(EI)_{ef}}, \quad (3.151)$$

kus

$E_{0,mean}$ – elastsusmoodul, N/mm²;

M_d – paindemoment, kN*m;

z – arvutuspunkti kaugus ristlõike massikeskmest, mm;

$(EI)_{ef}$ – efektiivne paindejäikus, N*mm².

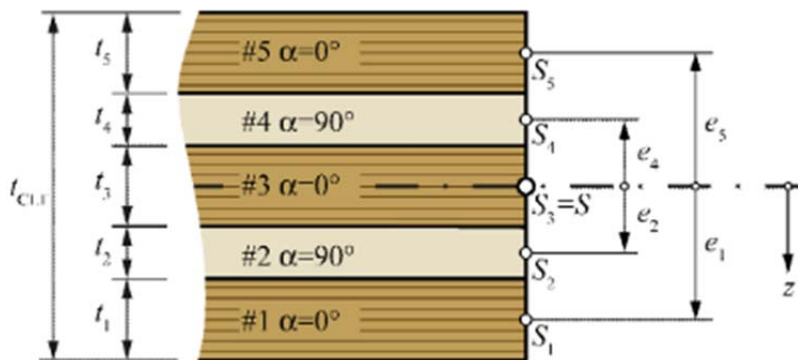
Arvutuspunkti kaugus ristlõike massikeskmest leitakse:

$$z = \frac{h}{2}, \quad (3.152)$$

kus

h – ristkihtpuittala kõrgus, mm.

Ristkihtpuidust elemendi paindejäikuse arvutamisel rististe kihtide mõju paindejäikusele on ebaoluline ja seda ei arvestata, kuna suhe keskmise pikikiudu elastsusmooduli ja keskmise ristikiudu elastsusmooduli vahel on suur, $E_{0,mean}/E_{90,mean} \approx 30$ [16]. Sellest tulenevalt kasutatakse efektiivse paindejäikuse arvutamisel keskmist elastsusmoodulit pikikiudu ning eiratakse ristiasetsevaid kihte, mille mõju inertsimomendile ei arvestata, seda iseloomustab joonis 3.4.



Joonis 3.4 Viiekihilise ristkihtpuidust elemendi ristlõike [18: joonis 5].

Effektiivne paindejäikus leitakse:

$$(EI)_{ef} = \Sigma(E_i * I_i) + \Sigma(E_i * A_i * e_i^2), \quad (3.153)$$

kus

E_i – i-nda kihi elastsusmoodul, N/mm²;

I_i – i-nda kihi inerstimoment, mm⁴;

A_i – i-nda kihi ristlõikepindala, mm²;

e_i – elemendi osa pinnakeskme kaugus kogu ristlõike pinnakeskme kaugusest, mm.

Inertsimoment I_i leitakse:

$$I_i = \frac{b_i * h_i^3}{12}, \quad (3.154)$$

kus

b_i – i-nda kihi laius, mm;

h_i – i-nda lamelli paksus, mm.

Ristlõikepindala A_i leitakse:

$$A_i = b_i * h_i, \quad (3.155)$$

kus

b_i – i-nda kihi laius, mm;

h_i – i-nda lamelli paksus, mm.

3.9.2. Nihe

Nihkekandevõime tagamiseks tuleb rahuldada tingimust:

$$\tau_v \leq f_{v,d}, \quad (3.156)$$

kus

τ_v – nihkepinge, N/mm²;

$f_{v,d}$ – arvutuslik nihketugevus, N/mm².

Arvutuslik paindemoment leitakse:

$$f_{v,d} = \frac{f_{v,k} * k_{mod}}{\gamma_M}, \quad (3.157)$$

kus

$f_{v,k}$ – normnihketugevus, N/mm².

Nihkepinge leitakse:

$$\tau_v = \frac{V_d * S * E_{0,mean}}{(EI)_{ef} * b}, \quad (3.158)$$

kus

V_d – põikjõud, kN;

S – staatiline moment, mm³;

b – tala arvutuslaius, mm.

Staatiline moment leitakse:

$$S = b * h_i * e_i \quad (3.159)$$

3.9.3. Läbipaine

Läbipaine on leitud sarnaselt punktiga 3.3.4.

Arvutustes kasutatav roometegur k_{def} on ristkihtpuidu korral 0,85 [18].

3.9.4. Vibratsioon

Ristkihtpuit vahelae vibratsiooni arvutused on tehtud sarnaselt puitkonstruktsiooni vibratsiooni arvutustele, mis on toodud peatükis 3.3.5.

Ristkihtpuidu põhisagedus leidmisel arvestatakse erinevate teotingimustega, see leitakse valemiga:

$$f_1 = \frac{k_m}{2\pi * l^2} * \sqrt{\frac{(EI)_I}{m}}, \quad (3.160)$$

kus

k_m – tegur, mis arvestab erinevaid teotingimusi, tabel 3.2.

Tabel 3.2. Teguri k_m väärtus arvestades teotingimused [18: tabel 7]

Toetingimused	Teguri k_m väärtus
Liigend ühendus mõlemas otsas	$\pi^2 = 9,87$
Jäik ühendus mõlemas otsas	22,4
Ühes otsas jäik ühendus, teine ots vaba (konsool)	3,52

3.10. Õõnespaneelidest vahelae dimensioneerimine

Käesolevas töös on õõnespaneelidest vahelae dimensioneerimiseks kasutatud eelpingestatud õõnespaneelide TAM tootetutvustuse kandevõimegraafikuid OÜ TMB Element kodulehelt [20].

Näide paneelide markeeringust [20] : TAM22,

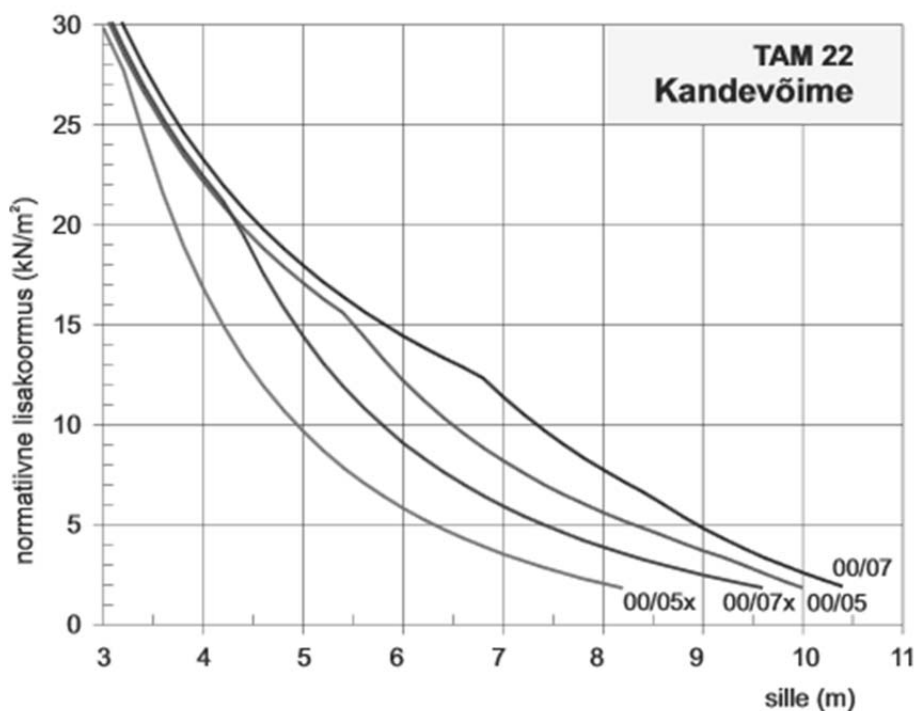
kus

TAM22-00/05 – paneeli tüübitähtsus

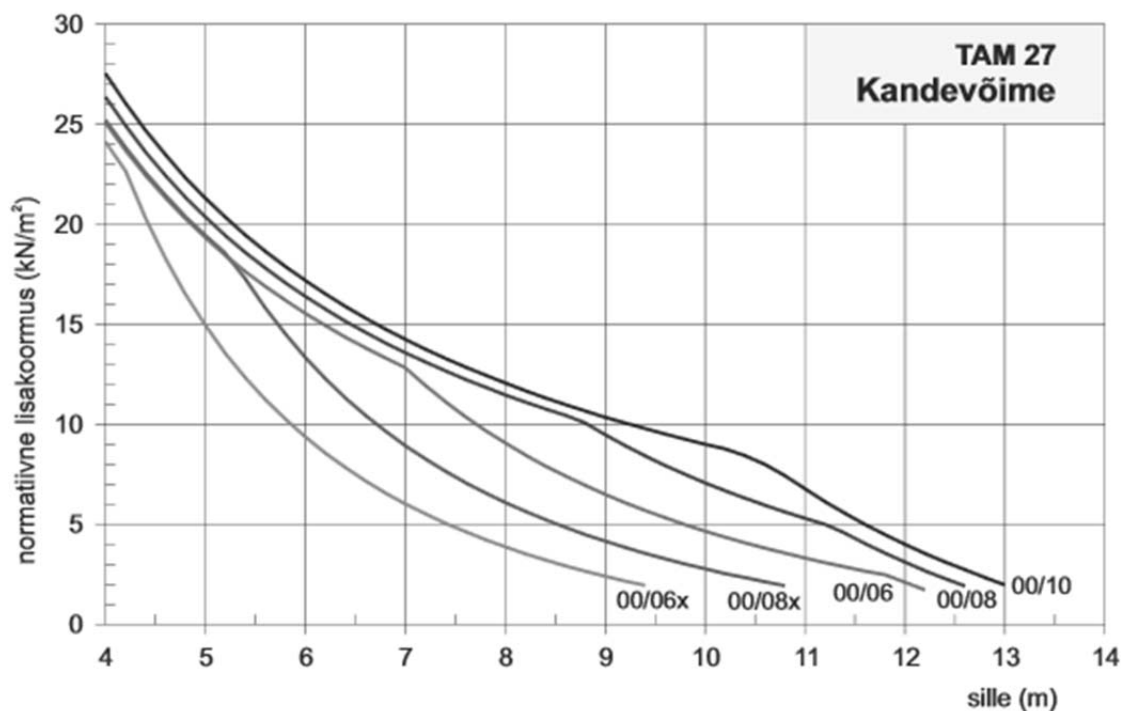
00 – ülemiste sarrustrosside arv (täht X viitab trossile 9,3mm);

05 – alumise sarrustrosside arv (täht X viitab trossile 9,3mm).

Vahelae paneelid valitakse jooniste 3.5 ja 3.6 järgi:



Joonis 3.5. Paneeli TAM 22 kandevõime graafik (alumiste trosside algeelpinge 900 MPa, kasuskoormuse klass A – elamispinnad) [20: 12]



Joonis 3.6. Paneeli TAM 27 kandevõime graafik (alumiste trosside algeelpinge 900 MPa, kasuskoormuse klass A – elamispinnad) [20: 15]

3.11. Vahelagede maksumuste määramine

Maksumuste koostamisel on arvesse võetud, et objekt asub 50 kilomeetri kaugusel Tallinnast ning arvestada tuleb ka materjalide transpordikuludega. Maksumused on esitatud koos käibemaksuga ja ilma kasumita. Vahelagede maksumuste arvutused on toodud lisas 10.

Maksumuste määramiseks on liimpuittaladele ja ristkihtpuidule hinnapakkumised koostanud Peetri Puit OÜ. Monteeritavate raudbetoon õõnespaneelide hinnapäring on võetud TMB Element OÜ'lt. Vahelae liitprofiilpleki hinnapakkumise on koostanud Ruukki Products AS. Ülejäänud materjalide hinnad ja ehitustegevuse hinnad on kalkuleerinud OÜ Astlanda Ehitus. Materjali mahud on arvestanud töö autor. Tööjõukulu ühikhinna sisse on arvestatud ja vajaminevate masinate ja mehannismide kulu.

4. ARVUTUSTULEMUSED

Vahelagede dimensioneerimise kohta teostatud arvutused on leitavad lisades 1.; 2.; 3.; 4.; 5.; 6.; 7.; ja 8. väljavõttena arvutiprogrammist Mathcad. Saadud tulemused on eraldi väljatoodud allpool. Vahelagede lõiked on toodud lisas 9.

4.1. Puitvahelae dimensioneerimise tulemused

Puitvahelae dimensioneerimisel said suuresti määravaks vibratsiooni arvutused. Kuna praktikas tihtipeale vibratsiooni unustatakse kontrollida või eiratakse tulemusi, siis puittalade ristlõiked võivad erineda mingil määral praktikas kasutatavatest ristlõigetest. Puitvahelagede lõiked on toodud lisas 9. joonisel L.1.

Kriteeriumiteta puitvahelagede puhul on vahelae kihid kõikidel silletel järgnevad:

- vineer 18mm;
- puittalade vahel mineraalvill Isover KL AKU 95mm;
- puitlaudis 22x45mm, sammuga 400mm;
- kipsplaat Gyproc 4PRO.

Kandvad puittalad on järgnevate mõõtmetega:

sille 4m – talad ristlõikega 250x50 (kõrgus x laius) mm (lae kogupaksus: 302,5mm), sammuga 600mm (C16);

sille 6m – talad ristlõikega 320x100mm (lae kogupaksus: 372,5mm), sammuga 600mm (GL28h);

sille 8m – talad ristlõikega 400x200mm (lae kogupaksus: 452,5mm), sammuga 600mm (GL28h).

Tulepüsisus ja heliisolatsiooni kriteeriumitega puitvahelagede puhul on vahelae kihid kõikidel silletel järgnevad:

- kipsplaat Gyproc GL 15;
- vineer 18mm;
- puittalade vahel mineraalvill Isover KL AKU 95mm;

- harvlaudis 45x45mm, sammuga 600mm;
- akustiline profiil Gyproc AP25, sammuga 400mm;
- kipsplaat Gyproc GN13;
- kipsplaat Gyproc GN13.

Kandvad puittalad on järgnevate mõõtmetega:

sille 4m – talad ristlõikega 250x75mm (lae kogupaksus: 378,5mm), sammuga 600mm (C16);

sille 6m – talad ristlõikega 340x100mm (lae kogupaksus: 468,5mm), sammuga 600mm (GL28h);

sille 8m – talad ristlõikega 400x200mm (lae kogupaksus: 528,5mm), sammuga 500mm (GL28h).

4.2. Terasvahelae dimensioneerimise tulemused

Sarnaselt puitvahelagedega said ka terasvahelae dimensioneerimisel väga suuresti määravaks vibratsiooni arvutused. Terastalade ristlõiked võivad erineda lausa mitmekordselt praktikas kasutatavatest ristlõigedest, kuna praktikas tihti vibratsiooni unustatakse kontrollimast või eiratakse arvutustulemusi. Terasvahelagede lõiked on toodud lisas 9. joonisel L.2.

Kriteeriumiteta terasvahelagede puhul on vahelae kihid kõikidel silletel sarnaselt puitvahelagedega järgnevad:

- vineer 18mm;
- terastalade vahel mineraalvill Isover KL AKU 95mm;
- puitlaudis 22x45mm, sammuga 400mm;
- kipsplaat Gyproc 4PRO.

Kandvad terasprofiilid on järgnevate andmetega:

sille 4m – IPE 120 (lae kogupaksus: 172,5mm), sammuga 600mm;

sille 6m – IPE 200 (lae kogupaksus: 252,5mm), sammuga 600mm;

sille 8m – IPE 300 (lae kogupaksus: 352,5mm), sammuga 600mm.

Tulepüsivus ja heliisolatsiooni kriteeriumitega terasvahelagede puhul on vahelae kihid kõikidel silletel järgnevad:

- kipsplaat Gyproc GL 15;
- vineer 18mm;
- terastalade vahel mineraalvill Isover KL AKU 95mm;
- harvlaudis 45x45mm, sammuga 600mm;
- akustiline profiil Gyproc AP25, sammuga 400mm;
- kipsplaat Gyproc GN13;
- kipsplaat Gyproc GN13.

Kandvad terasprofiilid on järgnevate andmetega:

sille 4m – IPE 140 (lae kogupaksus: 268,5mm), sammuga 600mm;

sille 6m – IPE 200 (lae kogupaksus: 328,5mm), sammuga 600mm;

sille 8m – IPE 300 (lae kogupaksus: 428,5mm), sammuga 600mm.

4.3. Monoliitse raudbetoonvahelae dimensioneerimise tulemused

Monoliitse raudbetoon vahelae dimensioneerimisel said määravaks heliisolatsiooni kriteeriumite täitmiseks vajalik minimaalne raudbetoonvahelae paksus ja läbipainde arvutused. Monoliitse raudbetoonvahelagede lõiked on toodud lisas 9. joonisel L.3.

Kriteeriumiteta monoliitse raudbetoonvahelagede andmed:

sille 4m – paksus 150mm (tõmbearmatuur Ø8 samm 150mm, jaotusarmatuur Ø6 samm 450mm);

sille 6m – paksus 210mm (tõmbearmatuur Ø12 samm 200mm, jaotusarmatuur Ø6 samm 250mm);

sille 8m – paksus 310mm (tõmbearmatuur Ø16 samm 200mm, jaotusarmatuur Ø8 samm 300mm).

Tulepüsivus ja heliisolatsiooni kriteeriumitega raudbetoonvahelagede andmed:

sille 4m – paksus 240mm (tõmbearmatuur Ø8 samm 200mm, jaotusarmatuur Ø6 samm 450mm);

sille 6m – paksus 240mm (tõmbearmatuur Ø10 samm 150mm, jaotusarmatuur Ø6 samm 250mm);

sille 8m – paksus 310mm (tõmbearmatuur Ø16 samm 200mm, jaotusarmatuur Ø8 samm 300mm).

4.4. Liitprofiilist vahelaie dimensioneerimise tulemused

Sarnaselt monoliitse raudbetoon vahelaega said ka liitprofiilist vahelaie dimensioneerimisel määravaks läbipainde arvutused ja heliisolatsiooni kriteeriumite täitmiseks vajalik minimaalne betooni paksus. Liitprofiilist vahelagede lõiked on toodud lisas 9. joonisel L.5.

Kriteeriumiteta liitprofiilist vahelaiele lisatakse järgivad kihid:

- harvlaudis 45x45mm, sammuga 375mm;
- kipsplaat Gyproc GN13;
- kipsplaat Gyproc GN13.

Kriteeriumiteta liitprofiil vahelagede andmed:

sille 4m – Ruukki liitprofiil 0,7mm CS48-36-750, betoonosa paksus 140mm (lae kogupaksus: 210mm);

sille 6m – Ruukki liitprofiil 0,7mm CS48-36-750, betoonosa paksus 160mm (lae kogupaksus: 230mm);

sille 8m – Ruukki liitprofiil 0,9mm CS48-36-750, betoonosa paksus 230mm (lae kogupaksus: 300mm).

Tulepüsivus ja heliisolatsiooni kriteeriumitega liitprofiilist vahelaiele lisatakse järgivad kihid:

- harvlaudis 45x45mm, sammuga 375mm;
- kipsplaat Glasroc F;
- kipsplaat Glasroc F.

Tulepüsivus ja heliisolatsiooni kriteeriumitega liitprofiil vahelagede andmed:

sille 4m – Ruukki liitprofiil 0,7mm CS48-36-750, betoonosa paksus 230mm (lae kogupaksus: 300mm);

sille 6m – Ruukki liitprofiil 0,7mm CS48-36-750, betoonosa paksus 230mm (lae kogupaksus: 300mm);

sille 8m – Ruukki liitprofiil 0,9mm CS48-36-750, betoonosa paksus 230mm (lae kogupaksus: 300mm).

4.5. Puit-betoon vahelae dimensioneerimise tulemused

Puit-betoon vahelae dimensioneerimisel sai määravaks kandevõime kontrolli arvutused. Puit-betoon vahelagede lõiked on toodud lisas 9. joonisel L.6.

Kriteeriumiteta puit-betoon vahelagede puhul on vahelae kihid kõikidel silletel järgnevad:

- raudbetoonplaat;
- puittalade vahel mineraalvill Isover KL AKU 95mm;
- puitlaudis 22x45mm, sammuga 400mm;
- kipsplaat Gyproc 4PRO.

Kandvad osad on järgnevate andmetega:

- sille 4m – raudbetoon 110mm (tööarmatuur Ø14 samm 150mm, jaotusarmatuur Ø6 samm 150mm) ja puittalad mõõtmetega 200x50mm (lae kogupaksus: 344,5mm), sammuga 1600mm (C16);
- sille 6m – raudbetoon 140mm (tööarmatuur Ø14 samm 250mm, jaotusarmatuur Ø6 samm 150mm) ja puittalad mõõtmetega 250x100mm (lae kogupaksus: 424,5mm), sammuga 1000mm (C16);
- sille 8m – raudbetoon 200mm (tööarmatuur Ø18 samm 200mm, jaotusarmatuur Ø8 samm 200mm) ja puittalad mõõtmetega 250x150mm (lae kogupaksus: 484,5mm), sammuga 1000mm (C16).

Tulepüsisus ja heliisolatsiooni kriteeriumitega puit-betoon vahelagede puhul on vahelae kihid kõikidel silletel järgnevad:

- raudbetoonplaat;
- puittalade vahel mineraalvill Isover KL AKU 95mm;
- harvlaudis 45x45mm, sammuga 600mm;
- akustiline profiil Gyproc AP 25, sammuga 400mm;
- kipsplaat Gyproc 4PRO;
- kipsplaat Gyproc 4PRO.

Kandvad osad on järgnevate andmetega:

sille 4m – raudbetoon 110mm (tööarmatuur Ø16 samm 200mm, jaotusarmatuur Ø6 samm 150mm) ja puittalad mõõtmetega 200x50mm (lae kogupaksus: 405mm), sammuga 1600mm (C16);

sille 6m – raudbetoon 140mm (tööarmatuur Ø14 samm 250mm, jaotusarmatuur Ø6 samm 150mm) ja puittalad mõõtmetega 250x100mm (lae kogupaksus: 485mm), sammuga 1000mm (C16);

sille 8m – raudbetoon 200mm (tööarmatuur Ø18 samm 200mm, jaotusarmatuur Ø8 samm 200mm) ja puittalad mõõtmetega 250x150mm (lae kogupaksus: 545mm), sammuga 1000mm (C16).

4.6. Teras-betoon vahelae dimensioneerimise tulemused

Teras-betoon vahelae dimensioneerimisel sai põhiliselt määravaks painde ja vibratsiooni arvutused. Teras-betoon vahelagede lõiked on toodud lisas 9. joonisel L.7.

Kriteeriumiteta teras-betoon vahelagede puhul on vahelae kihid kõikidel silletel järgnevad:

- raudbetoonplaat;
- terastalade vahel mineraalvill Isover KL AKU 95mm;
- puitlaudis 22x45mm, sammuga 400mm;
- kipsplaat Gyproc 4PRO.

Kandvad osad on järgnevate andmetega:

- sille 4m – raudbetoon 80mm (armatuurvõrk Ø6 silmaga 200x200mm) ja terastalad IPE 100 (lae kogupaksus: 214,5mm), sammuga 1600mm;
- sille 6m – raudbetoon 110mm (armatuurvõrk Ø6 silmaga 150x150mm) ja terastalad IPE 120 (lae kogupaksus: 264,5mm), sammuga 1600mm;
- sille 8m – raudbetoon 120mm (armatuurvõrk Ø8 silmaga 200x200mm) ja terastalad IPE 160 (lae kogupaksus: 314,5mm), sammuga 1600mm.

Tulepüsivus ja heliisolatsiooni kriteeriumitega puit-betoon vahelagede puhul on vahelae kihid kõikidel silletel järgnevad:

- raudbetoonplaat;
- terastalade vahel mineraalvill Isover KL AKU 95mm;
- harvlaudis 45x45mm, sammuga 600mm;
- akustiline profiil Gyproc AP 25, sammuga 400mm;
- kipsplaat Gyproc GN13;
- kipsplaat Glasroc F.

Kandvad osad on järgnevate andmetega:

- sille 4m – raudbetoon 80mm (armatuurvõrk Ø6 silmaga 200x200mm) ja terastalad IPE 100 (lae kogupaksus: 275mm), sammuga 1600mm;
- sille 6m – raudbetoon 110mm (armatuurvõrk Ø6 silmaga 150x150mm) ja terastalad IPE 120 (lae kogupaksus: 325mm), sammuga 1600mm;
- sille 8m – raudbetoon 150mm (armatuurvõrk Ø8 silmaga 200x200mm) ja terastalad IPE 160 (lae kogupaksus: 415mm), sammuga 1600mm.

4.7. Ristkihtpuitvahelae dimensioneerimise tulemused

Ristkihtpuitvahelae dimensioneerimisel sai põhiliselt heliisolatsiooni nõuded ja vibratsiooni arvutused. Sildega 8 meetrit arvutused puuduvad kuna dimensioneerimisel tuli ristlõige suurem maksimaalsest Eestis toodetavast ristkihtpuidu ristlõikest. Ristkihtpuitvahelagede lõiked on toodud lisas 9. joonisel L.8.

Kriteeriumiteta ristkihtpuitvahelagede puhul on vahelae kihid kõikidel silletel järgnevad:

- kipsplaat Gyproc GL15;
- kipsplaat Gyproc GL15;
- Isover FLO 30mm;
- ristkihtpuit paneel.

Kandvad osad on järgnevate andmetega:

- sille 4m – kolmekihiline ristkihtpuit 120mm (lae kogupaksus: 181mm), lamellide paksus 40mm;
- sille 6m – seitsmekihiline ristkihtpuit 220mm (lae kogupaksus: 281mm), lamellide paksus silde suunas kihtidel 40mm ja 20mm rististel kihtidel.

Kriteeriumitega ristkihtpuitvahelagede puhul on vahelae kihid kõikidel silletel järgnevad:

- kipsplaat Gyproc GL15;
- kipsplaat Gyproc GL15;
- Isover FLO 30mm;
- ristkihtpuit paneel;
- akustiline profiil Gyproc AP 25, sammuga 400mm;
- kipsplaat Gyproc 4PRO.

Kandvad osad on järgnevate andmetega:

- sille 4m – viiekihiline ristkihtpuit 200mm (lae kogupaksus: 298,5mm), lamellide paksus 40mm;
- sille 6m – seitsmekihiline ristkihtpuit 220mm (lae kogupaksus: 318,5mm), lamellide paksus silde suunas kihtidel 40mm ja 20mm rististel kihtidel.

4.8. Monteeritava raudbetoonvahelae dimensioneerimise tulemused

Monteeritava raudbetoonvahelae dimensioneerimisel sai määravaks heliisolatsiooninõuded. Monteeritava raudbetoonvahelagede vahelagede lõiked on toodud lisas 9. joonisel L.4.

Kriteeriumiteta monteeritava raudbetoonvahelagede andmed:

Sille 4m – TAM22 – 00/05x (lae kogupaksus: 260mm);

Sille 6m – TAM22 – 00/05x (lae kogupaksus: 260mm);

Sille 8m – TAM22 – 00/05x (lae kogupaksus: 260mm).

Tulepüsisivus ja heliisolatsiooni kriteeriumitega monteeritava raudbetoonvahelagede andmed:

Sille 4m – TAM27 – 00/06x (lae kogupaksus: 340mm);

Sille 6m – TAM27 – 00/06x (lae kogupaksus: 340mm);

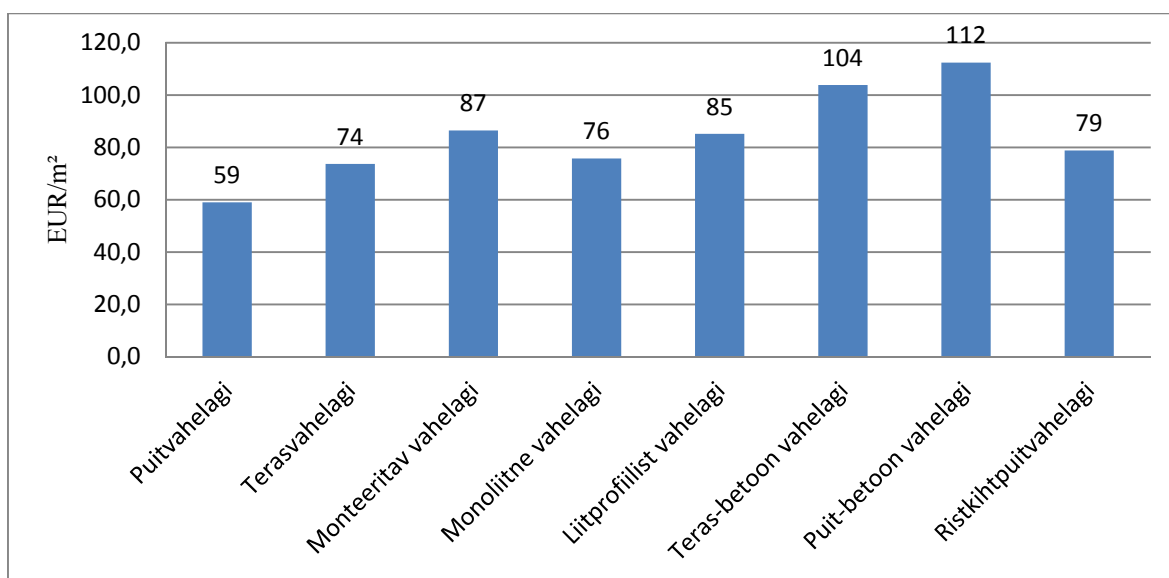
Sille 8m – TAM27 – 00/06x (lae kogupaksus: 340mm).

Heliisolatsiooni nõuete täitmiseks on paneelide peal elastseks kihiks ISOVER FLO 30mm ja kiudbetoon 40mm.

4.9. Vahelagede maksumused

Vahelagede maksumuste arvutused on toodud lisa 10.

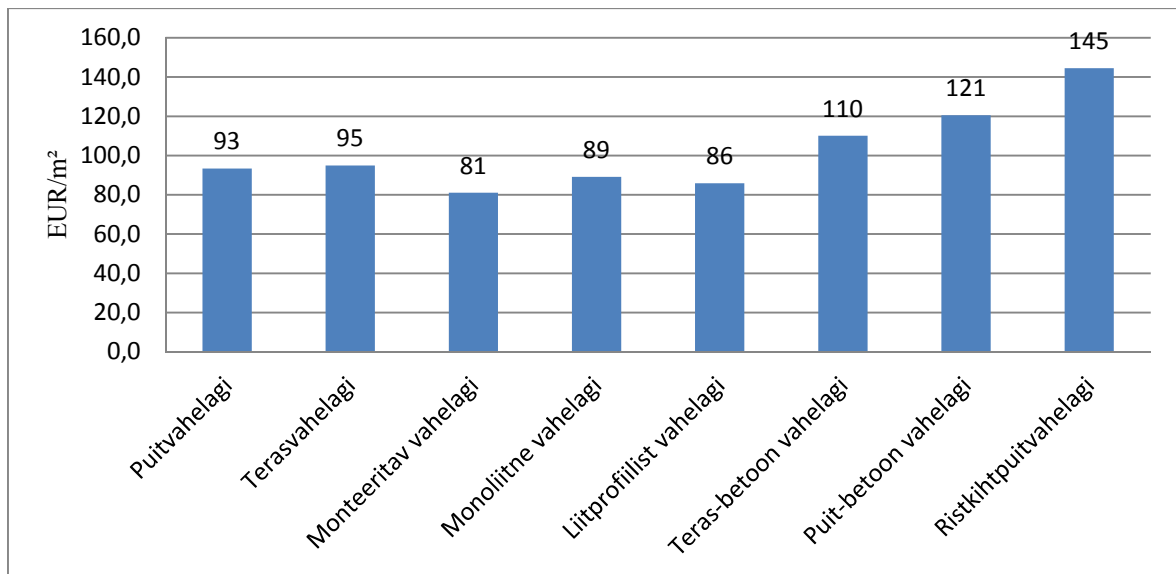
Kriteeriumiteta vahelagede maksumused ühe ruutmeetri kohta 4 meetrise silde korral on esitatud joonisel 4.1.



Joonis 4.1. Kriteeriumiteta vahelagede maksumused ühe ruutmeetri kohta 4 meetrise silde korral.

Puitvahelae puhul moodustab puittalade hind paigaldusega 26% koguhinnast, ülejäänud osa maksumus tuleneb lisakihtidest. Terasvahelael on terastalade maksumus koos paigaldusega 38% kogumaksumusest. Monoliitse raudbetoonvahelae korral moodustavad raketistega seotud tööd ja materjalid kogumaksumusest üle poole, täpsemalt 61%. Liitprofiilist vahelae puhul kujuneb terasprofiili kuluks koos paigaldusega 29% ja betoneerimine 26%. Teras-betoon ja puit-betoon komposiitkonstruktsioonidel moodustab suurima osa kogukulust raketistega seotud tööd, vastavalt 48% ja 44%. Ristkihtpuidu materjali maksumus moodustab vahelae kogumaksumusest 65%.

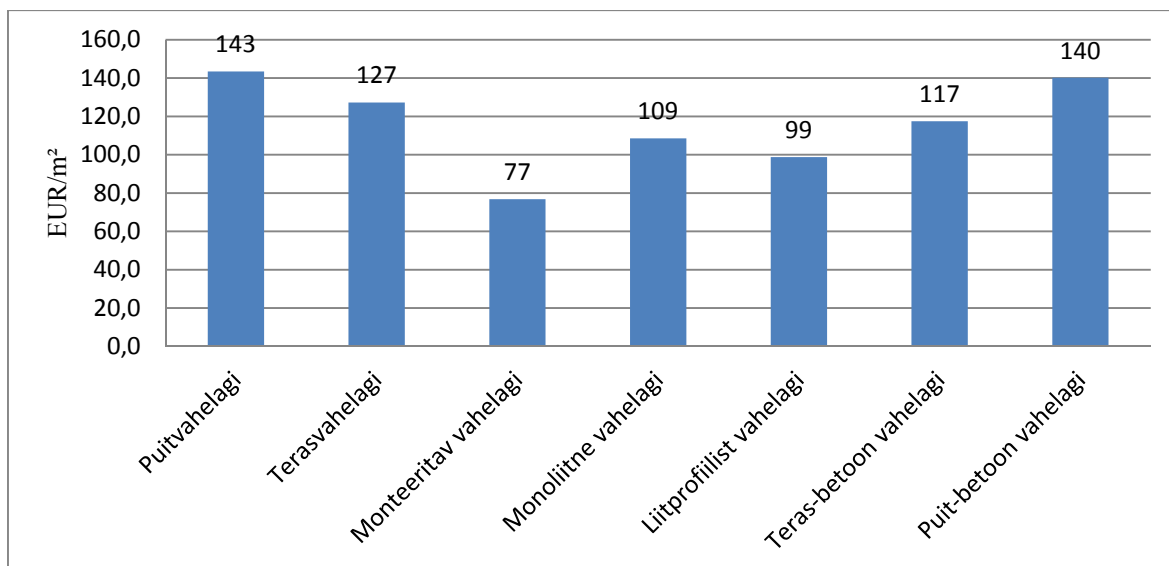
Kriteeriumiteta vahelagede maksumused ühe ruutmeetri kohta 6 meetrise silde korral on esitatud joonisel 4.2.



Joonis 4.2. Kriteeriumiteta vahelagede maksumused ühe ruutmeetri kohta 6 meetrise silde korral.

Liimpuittalade hind koos paigaldusega on 53% kogu puitvahelae hinnast. Terasvahelae puhul moodustab IPE talad ja nende paigaldus 52% kogu vahelae maksumusest. Õõnespaneelide hind on 40% monteeritava raudbetoonvahelae koguhinnast. Monoliitse raudbetoonvahelae betoneerimise ja armeerimise kulu (koos materjaliga) on ligi pool, täpsemalt 47% kogukulu. Betoneerimise hind liitprofiielist vahelae korral on 33% vahelae koguhinnast. Teras-betoon ja puit-betoon vahelagedel on suurimaks kuluartikliks raketistega seotud tööd ja materjal, mis moodustavad kogukulust vastavalt 45% ja 41%. Ristkihtpuit materjalina on 71% kogu ristkihtpuitvahelae maksumusest.

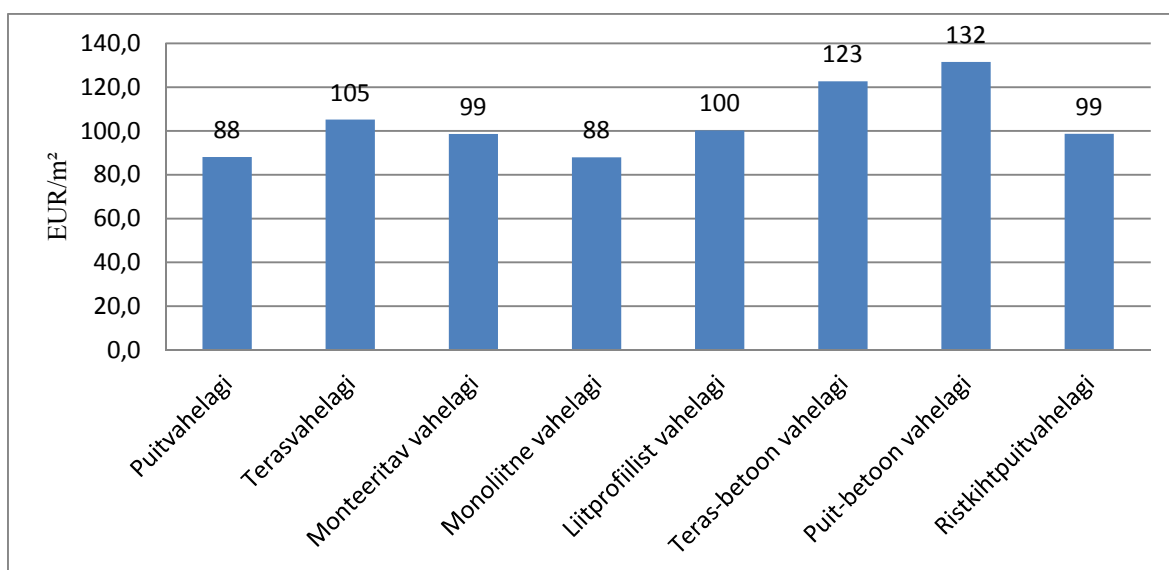
Kriteeriumiteta vahelagede maksumused ühe ruutmeetri kohta 8 meetrise silde korral on esitatud joonisel 4.3.



Joonis 4.3. Kriteeriumiteta vahelagede maksumused ühe ruutmeetri kohta 8 meetrise silde korral.

Puitvahelae ja terasvahelae suurimaks kuluartiklik on liimpuittalad ja IPE talad koos paigaldusega, mis on vastavalt 70% ja 64% vahelae kogukulust. Betoneerimise maksumus monoliitse ja liitprofiliist vahelae korral on vastavalt 44% ja 33%. Sarnaselt 4 ja 6 meetriste vahelagedega on ka 8 meetrise teras-betoon ja puit-betoon vahelae ehitamisel suurimaks kuluks raketiste ehitamine, mis moodustab vastavalt 42% ja 36% kogukulust.

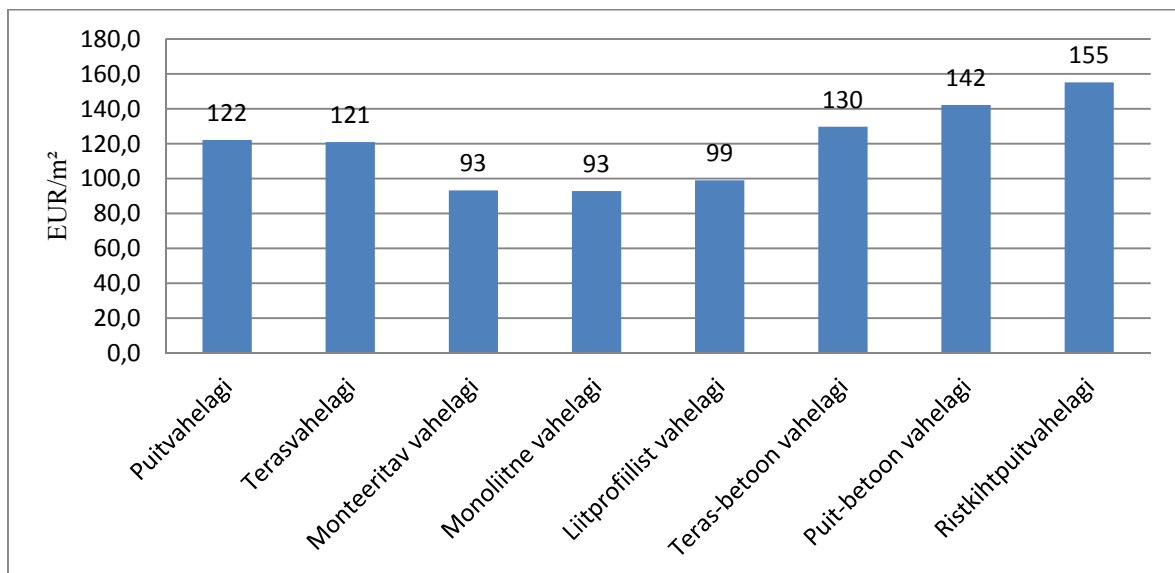
Kriteeriumitega vahelagede maksumused ühe ruutmeetri kohta 4 meetrise silde korral on esitatud joonisel 4.4.



Joonis 4.4. Kriteeriumitega vahelagede maksumused ühe ruutmeetri kohta 4 meetrise silde korral.

Puitvahelae puhul moodustab puittalade hind paigaldusega 21% koguhinnast, ülejäänud osa maksumus tuleneb lisakihtidest. Terasalade hind koos paigaldusega moodustab terasvahelae koguhinnast 32%. Monoliitse raudbetoonvahelae korral on raketistega seotud tööd ja materjalid kogumaksumusest 53%. Liitprofilist vahelae puhul kujuneb terasprofili kuluks koos paigaldusega 26% ja betoneerimine 33%. Teras-betoon ja puit-betoon komposiitkonstruktsioonidel moodustab suurima osa kogukulust raketistega seotud tööd, vastavalt 41% ja 38%. Ristkihtpuidu materjali maksumus moodustab vahelae kogumaksumusest ligi kaks kolmanikku.

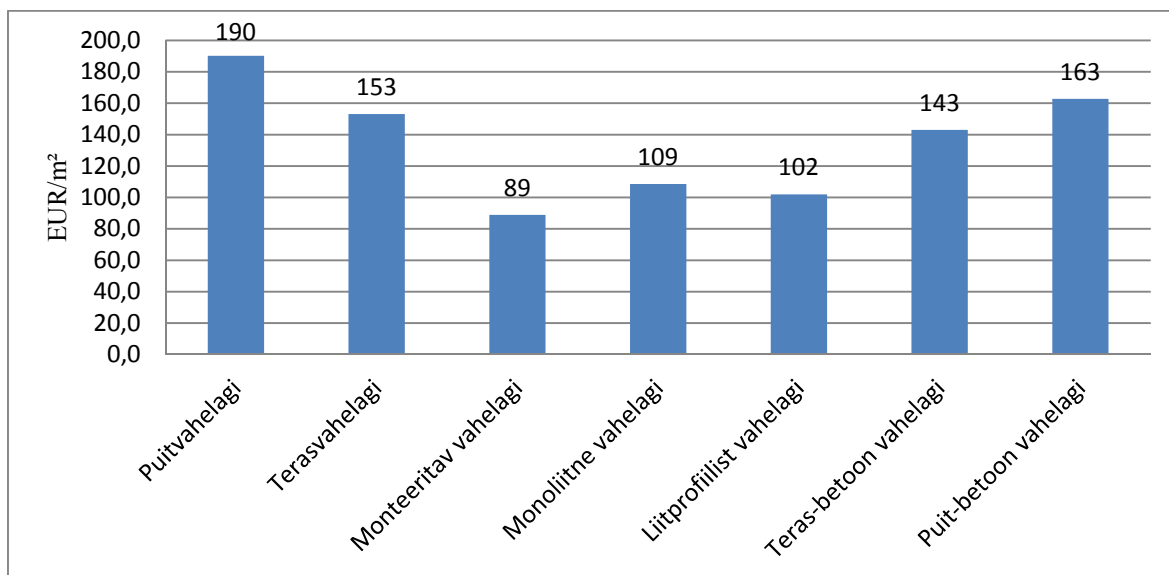
Kriteeriumitega vahelagede maksumused ühe ruutmeetri kohta 6 meetrise silde korral on esitatud joonisel 4.5.



Joonis 4.5. Kriteeriumitega vahelagede maksumused ühe ruutmeetri kohta 6 meetrise silde korral.

Liimpuittalade maksumus koos paigaldusega on 43% kogu puitvahelae maksumusest. Terasvahelae puhul moodustavad terastalad koos paigaldusega 41% vahelae hinnast. Õõnespaneelide hind on 37% monteeritava raudbetoonvahelae koguhinnast. Betooni kulu monoliitsel ja liitprofilist vahelael on vastavalt 11,5m³ ja 10,8m³, betoneerimise hind vahelae kogumaksumusest moodustab vastavalt 38% ja 33%. Suurimaks kuluartikliks teras-betoon ja puit-betoon vahelagede puhul on rakestite ehitamine, mis moodustab vastavalt 38% ja 35%. Ristkihtpuidu materjali maksumus moodustab vahelae kogumaksumusest kaks kolmanikku.

Kriteeriumitega vahelagede maksumused ühe ruutmeetri kohta 8 meetrise silde korral on esitatud joonisel 4.6.



Joonis 4.6. Kriteeriumitega vahelagede maksumused ühe ruutmeetri kohta 8 meetrise silde korral.

Puitvahelae ja terasvahelae suurimaks kuluartikliks on liimpuittalad ja IPE talad koos paigaldusega, mis on vastavalt 63% ja 54% vahelae kogukulust. Betoneerimise maksumus monoliitse ja liitprofiilist vahelae korral on vastavalt 41% ja 32%. Teras-betoon ja puit-betoon vahelae ehitamisel suurimaks kuluks raketiste ehitamine, mis moodustab vastavalt 35% ja 31% kogukulust.

5. TULEMUSTE ANALÜÜS JA JÄRELDUSED

Saadud tulemuste järgi on kriteeriumiteta 4 meetrise sildega vahelae puhul soodsamaks lahenduseks puitvahelagi. Puitvahelagi on 19,9% soodsam terasvahelaest, 22,2% monoliitsest vahelaest, 25,2% ristkihtpuitvahelaest, 30,8% liitprofiilist vahelaest ja 31,8% monteeritavast vahelaest, 43,2% teras-betoon vahelaest ja 47,5% puit-betoon vahelaest.

Tuginedes tulemustele on kriteeriumiteta 6 meetrise sildega vahelagede korral odavamaks variandiks monteeritav raudbetoonvahelagi. Monteeritav vahelagi on 5,6% soodsam liitprofiilist vahelaest, 9,0% monoliitsest vahelaest, 13,2% puitvahelaest, 14,8% terasvahelaest, 26,3% teras-betoon vahelaest, 32,7% puit-betoon vahelaest ja 43,9% ristkihtpuitvahelaest.

Kriteeriumiteta 8 meetrise sildega vahelagede puhul on kõige odavamaks lahenduseks monteeritav raudbetoonvahelagi. Monteeritav vahelagi on 22,2% soodsam liitprofiilist vahelaest, 29,3% monoliitsest vahelaest, 34,6% teras-betoon vahelaest, 39,7% terasvahelaest, 45,2% puit-betoon vahelaest ja 46,5% puitvahelaest.

Eeltoodut arvesse võttes võib järeldada, et kriteeriumiteta vahelagede puhul on kõige kasulikum ehitada puitvahelagi, kui dimensioneerimise tulemusel on võimalik kasutada saepuitu. Sellisel juhul teised töös toodud vahelagede variandid ei ole hinna poolest konkurentsivõimelised. Puitvahelae teeb järsult kallimaks liimpuidu kasutamise vajadus. Kuue meetrise sildega vahelagede puhul võib kasutada erinevaid variante, kuna hinnavahe ei ole väga suur, siiski hinna poolest on kõige kasulikum kasutada monteeritavat vahelage. Silde suurenemisel veelgi suureneb märgatavalt monteeritava vahelae eelis teiste töös toodud variantide suhtes. Kuna õõnespaneelide ristlõige on vaadeldud silletes sama, siis hind ruutmeetrile silde suurenemisel väheneb. Vastupidiselt õõnespaneelidele, suurenevad teiste variantide vahelagede kandvate osade ristlõiked, mis omakorda teeb kallimaks ruutmeetri hinna.

Kriteeriumitega 4 meetrise sildega vahelagede puhul osutuvad võrdselt soodsamateks variantideks puitvahelagi ja monoliitne vahelagi. Puitvahelagi ja monoliitne vahelagi on hinnavõrdluses monteeritavast vahelaest 10,7%, ristkihtpuitvahelaest 10,8%, liitprofiilist

vahelaest 12,3%, terasvahelaest 16,3%, teras-betoon vahelaest 28,2% ja puit-betoon vahelaest 33,1% soodsam.

Saadud tulemuste järgi on kriteeriumitega 6 meetrise silde vahelagede korral odavamateks variantideks monoliitne ja monteeritav raudbetoonvahelagi. Monoliitne ja monteeritav vahelagi on liitprofiielist vahelaest 6,0%, terasvahelaest 23,1%, puitvahelaest 23,8%, teras-betoon vahelaest 28,3%, puit-betoon vahelaest 34,6% ja ristkihtpuitvahelaest 40,1% soodsam.

Tuginedes tulemustele on kriteeriumitega 8 meetrise silde vahelagede puhul soodsaim ehitada monteeritav raudbetoonvahelagi. Monteeritav vahelagi on 12,8% soodsam liitprofiielist vahelaest, 18,1% monoliitsest vahelaest, 37,9% teras-betoon vahelaest, 41,9% terasvahelaest, 45,4% puit-betoon vahelaest ja 53,3% puitvahelaest.

Arvestades eeltoodut võib järeldada, et kriteeriumitega 4 meetrise silde vahelagede puhul on konkurentsivõimelisemad puitvahelagi ja monoliitne raudbetoonvahelagi. Kriteeriumitega puitvahelae teeb olulisemalt kallimaks võrreldes kriteeriumiteta puitvahelaega lisakihtide vajadus rahuldamiseks heliisolatsiooni nõudeid. Liimpuidu kasutamisevajadusega, suuremate sillete korral, kaob puitvahelae konkurentsieelis teiste töös toodud vahelagede ees. Kuue meetrise silde juures tuleb välja, et nii monoliitne kui ka monteeritav raudbetoonvahelagi on soodamad teistest variantidest. Sellisel juhul võib määravaks saada ehitustegevusele kuluv aeg. Silde suurenemisel kaheksale meetrile kerkib esile monteeritav raudbetoonvahelae eelis veelgi, kuna hind ruutmeetrile langeb.

Tabelis 5.1. on toodud töös kirjeldatud kriteeriumiteta ja kriteeriumitega vahelagede kogupaksused erinevate sillete korral. Tabelist on näha, et kriteeriumiteta vahelagede korral on kõige õhem vahelagi 4 ja 6 meetrise silde korral monoliitne raudbetoonvahelagi, mis on 4 meetrise silde korral poole õhem ja 6 meetrise silde korral ligi poole võrra õhem puitvahelaest. Kaheksa meetrise silde korral on kõige õhem monteeritav raudbetoonvahelagi. Sarnaselt on ka kriteeriumitega vahelagede puhul 4 ja 6 meetrise silde korral kõige õhemaks monoliitne raudbetoonvahelagi. Puitvahelagi on 4 ja 6 meetrise silde korral monoliitsest raudbetoonvahelaest vastavalt 138,5 ja 228,5 millimeetrit paksem. Liitprofiielist vahelagi on kõige õhem kriteeriumitega kaheksa meetrise silde korral, olles 40 millimeetrit õhem odavaimast monteeritavast raudbetoonvahelaest.

Tabel 5.1. Vahelagede kogupaksused erinevate sillete korral, mm

	4m sille	6m sille	8m sille	Kriteeriumitega 4m sille	Kriteeriumitega 6m sille	Kriteeriumitega 8m sille
Puitvahelagi	302,5mm	372,5mm	452,5mm	378,5mm	468,5mm	528,5mm
Terasvahelagi	172,5mm	252,5mm	352,5mm	268,5mm	328,5mm	428,5mm
Monoliitne raudbetoon- vahelagi	150mm	210mm	310mm	240mm	240mm	310mm
Monteeritav raudbetoon- vahelagi	260mm	260mm	260mm	340mm	340mm	340mm
Liitprofiilist vahelagi	210mm	230mm	300mm	300mm	300mm	300mm
Puit-betoon vahelagi	344,5mm	424,5mm	484,5mm	405mm	485mm	545mm
Teras-betoon vahelagi	214,5mm	264,5mm	314,5mm	275mm	325mm	415mm
Ristkihtpuit- vahelagi	181mm	281mm	-	298,5mm	318,5mm	-

Lisaks vahelae maksumustele ja kogupaksusele tasub vahelae valimisel arvestada ka ehitustegevusele kuluva ajaga, mis erinevate vahelagede korral on erinev. Arvestada tuleb ka eritellimusel toodetavate materjalide (liimpuit, õõnespaneelid, ristkihtpuit) tarneajaga, et materjal oleks õigeaegselt kättesaadav.

KOKKUVÕTE

Elamute vahelagede konstruktsioonidele pole tehtud piisavalt uuringuid või võrdlusi. Ollakse kinni vanades harjumustes ja eelarvamustes elamute vahelagede ehitamisel. Samuti ei ole pööratud piisavalt tähelepanu tulepüsivusele, heliisolatsioonile ja vibratsiooni-tundlikkusele, eriti varasematel aegadel. Tagamaks elamus meeldiv elukeskkond peab olema kandekonstruktsioon projekteeritud ja ehitatud normide kohaselt.

Magistritöö eesmärgiks oli arvutustulemuste põhjal võrrelda elamute vahelagede maksumust erinevate sillete ja materjalide kasutamise korral. Samuti toodi välja alternatiivseid võimalusi vahelagede ehitamiseks. Uuringus käsitleti kahekorruselist üksikelamut (kriteeriumiteta vahelagi) ning kahe ja enama korteriga elamut (kriteeriumitega vahelagi), kus on erinevad heliisolatsiooni- ning tulepüsivusnõuded vahelagedele. Töös käsitleti kaheksat erinevat kandekonstruktsiooniga vahelage: puittaladel vahelagi, terastaladel vahelagi, monoliitne raudbetoonvahelagi, monteeritav õõnespaneelidest vahelagi, ruukki liitprofiilist vahelagi, teras-betoon vahelagi, puit-betoon vahelagi ja ristkihtpuitvahelagi. Uurimustöös toodi välja erinevate vahelagede eelised ja puudused.

Eesmärgi täitmiseks teostati tugevusarvutused vahelagedele ning arvestati heliisolatsiooni- ja tulepüsivusnõuetega. Arvutustulemustena leiti materjalide kulud ning vahelagede maksumused. Vahelagede hinnad kalkuleeris OÜ Astlanda Ehitus, lisaks kasutati mõningal juhul materjali tootja hinnapakkumisi. Kõikide sillete puhul koostati hindade analüüs, kus toodi välja hinnaerinevused.

Töö tulemusena selgus, et kriteeriumiteta vahelagede puhul oli 4 meetrise silde korral kõige odavamaks lahenduseks puitvahelagi, mis oli hinna poolest järgnevast terasvahelaest 19,9% soodsam. Kuue meetrise silde puhul oli kõige soodsamaks variandiks monteeritav vahelagi, mis oli järgnevatest liitprofiilist vahelaest ja monoliitsest vahelaest vastavalt 5,6% ja 9,0% soodsam. Kaheksa meetrise sildega vahelagede puhul on majanduslikult otstarbekam ehitadada monteeritav raudbetoonvahelagi, mis on järgnevast liitprofiilist vahelaest juba 22,2% odavam.

Kriteeriumitega vahelagede puhul osutus 4 meetrise silde korral võrdselt odavamateks puitvahelage ja monoliitne raudbetoon vahelagi, mis olid hinna poolest järgnevast monteeritavast raudbetoon vahelaest 10,7% soodsamad. Sildega kuus meetrit, tulid võrdselt odavamateks variantideks monoliitne ja monteeritav raudbetoonvahelaed, mis olid järgnevast liitprofiilist vahelaest 6,0% soodsamad. Sarnaselt kriteeriumiteta vahelagedega osutus ka kriteeriumitega kaheksa meetrise sildega vahelagede korral odavamaks variandiks monteeritav vahelagi, mis oli hinna poolest järgnevast liitprofiilist vahelaest 12,8% soodsam.

Arvestades eeltoodut, majanduslikult otstarbekam on ehitada puitvahelagi, kui dimensioneerimise tulemusel on võimalik kasutada saepuidu. Kriteeriumitega vahelagede puhul on 4 meetrise silde korral konkurentsivõimeline ka monoliitne raudbetoonvahelagi. Suuremate sillete puhul kasvab monteeritava raudbetoonvahelae eelis teiste varianti ees kuna õõnespaneelide ristlõige jääb töös arvatud sillete korral samaks, mis teeb ruutmeetri hinna silde suurenemisel odavamaks. Kriteeriumitega kuue meetrise sildega vahelae puhul on monoliitne raudbetoonvahelagi hinna poolest võrdne monteeritava raudbetoonvahelaega, seega arvestades hinda võib kasutada mõlemat.

Nii kriteeriumiteta kui ka kriteeriumitega nelja ja kuue meetrise sildega vahelae korral on monoliitne raudbetoonvahelagi kõige õhem töös käsitletud vahelagedest. Kriteeriumiteta kaheksa meetrise sildega vahelae puhul osutus kõige õhemaks monteeritav raudbetoonvahelagi, kriteeriumitega vahelae korral on kõige õhem liitprofiilist vahelagi.

Töö sissejuhatuses püstitatud eeldus, et puitvahelagi on 4 meetrise silde korral majanduslikult otstarbekam ehitada, osutus osaliselt õigeks. Kriteeriumitega 4 meetrise sildega vahelagede puhul on monoliitse raudbetoonvahelae hind võrdne puitvahelaega. Kuue meetrise silde puhul eeldati samuti, et soodsaim variant on puitvahelagi, mis osutus valeks. Puitvahelagi ei suuda hinna poolest konkureerida raudbetoonvahelagedega, sest kuue meetrine silde eeldab liimpuidu kasutamist, mis teeb puitvahelae maksumuse oluliselt kallimaks. Eeldus, et kaheksa meetrise sildega vahelagede puhul on monteeritav raudbetoonvahelagi soodsam kõigist teistest variantidest, osutus õigeks.

Võib tõdeda, et püstitatud eesmärk sai täidetud ja saadud tulemuste põhjal on võimalik eristada mis sillete korral millist vahelae tüüpi on majanduslikult otstarbekam kasutada. Saadud tulemuste põhjal on võimalik teha valikuid elamute vahelagede ehitamiseks.

Tulemustest järeldub, et erinevatest materjalidest elamute vahelae kandekonstruktsioonide maksumused võivad suuresti erineda. Töö tulemusi saavad kasutada tellijad, ehitajad kui ka projekteerijad valikute tegemisel elamute vahelagedeks.

KASUTATUD KIRJANDUS

1. Goroško, V. 2008. OÜ Greid remondihoone terasest kandekonstruktsioonide võrdlemine. Tartu: Eesti Maaülikool.
2. Aren, R. 2008. Liimpuidust ja terasest katuse kandekonstruktsioonide võrdlus Lõunakeskuse 6. Etapi juurdeehituse näitel. Tartu: Eesti Maaülikool.
3. Muhhin, A. 2014. Büroohoone vahe- ja katuslagede kandekonstruktsioonide maksumuste võrdlus. Tartu: Eesti Maaülikool.
4. Eurokoodeks: Ehituskonstruktsioonide projekteerimise alused. 2002. Eesti Standard EVS- EN 1990: 2002+NA:2002. Tallinn: Eesti Standardikeskus.
5. Eurokoodeks 1: Ehituskonstruktsioonide koormused. Osa 1-1: Üldkoormused. Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused. Eesti Standard EVS- EN 1991-1-1: 2002. Tallinn: Eesti Standardikeskus.
6. Eurokoodeks 5: Puitkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldist. Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks: Eesti Standard EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2007+A1:2008+NA:2009. Tallinn: Eesti Standardikeskus
7. Eurokoodeks 2: Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. 2007. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele: Eesti Standard EVS-EN 1992-1-1:2005+NA:2007. Tallinn: Eesti Standardikeskus.
8. Eurokoodeks 3. Teraskonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldist. Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks: Eesti Standard EVS-EN 1995-1-1:2005+NA:2006. Tallinn: Eesti Standardikeskus
9. Eurokoodeks 3: Teraskonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-3: Üldreeglid ja lisareeglid külmvormitud profiilidele ja profiilplekile: Eesti Standard EVS-EN 1993-1-3:2006+NA:2008. Tallinn: Eesti Standardikeskus.
10. Eurokoodeks 3: Teraskonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-5: Tasapinnalised konstruktsioonelemendid: Eesti Standard EVS-EN 1993-1-5:2006+NA:2008. Tallinn: Eesti Standardikeskus.
11. Eurokoodeks 4: Terasest ja betoonist komposiitkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonete projekteerimiseks: Eesti Standard EVS-EN 1994-1-1:2006+NA:2007. Tallinn: Eesti Standardikeskus.

12. Ehitiste heliisolatsiooninõuded. Kaitse müra eest: Eesti Standard EVS 842:2003. Tallinn: Eesti Standardikeskus.
13. Ehitiste tuleohutus. Osa 7: Ehitistele esitatava põhinõude, tuleohutusnõude tagamine projekteerimise ja ehitamise käigus: Eesti Standard EVS 812-7:2008. Tallinn: Eesti Standardikeskus.
14. Ehitisele ja selle osale esitatavad tuleohutusnõuded. (vastu võetud 27.10.2004, jõustunud 01.01.2005). – *Riigi teataja* [WWW] <https://www.riigiteataja.ee/akt/12866223> (20.05.2015).
15. Masso, T. 2012. Ehitususkonstruktori käsiraamat. 3. Parandatud ja täiendatud trükk. Tallinn: Ehitame kirjastus. 577 lk.
16. Komposiitkonstruktsioonide arvutus. Abimaterjal EPN 4 osa 1.1 kasutajatele: ET-2 0113-0197. Tallinn: Ehitusteave.
17. Ceccotti A. 2002. Timber-concrete composite structures. STEP lecture E13. In: Timber Engineering STEP 2. (edited by Blass, H.J; Aune, P; Choo, B.S; Görlacher, D.R; Hilson, B.O; Racher, P; Steck, G.). The Netherlands: Centrum Hout.
18. Thiel, A. 2013. ULS and SLS design of CLT and implementation in the CLTdeisgner. Theme II. Deisgn and Construction. – In: Focus Solid Timber Solutions – European Conference on Cross Laminated Timber (CLT). (edited by Harris, R; Ringhofer, A; Schickhofer, G.). Austria: Graz University of Technology. 74pp. [http://costfp1004.holz.wzw.tum.de/fileadmin/tu/wz/costfp1004/Theme_II_Design_and_Construction.pdf] (20.05.2015).
19. Feldmann, M; Heinemeyer, C; Völling, B. (2008). Design Guide for Floor Vibrations. 51 pp. [WWW] [http://sections.arcelormittal.com/fileadmin/redaction/4-Library/1-Sales_programme_Brochures/Vibration/Vibration_EN.pdf] (20.05.2015).
20. Eelpingestatud õõnespaneelid. - *OÜ TMB Element*. [WWW] [<http://www.tmbelement.ee/toode/tam.pdf>] (20.05.2015).
21. Loorits, K. 2008. Kandvad tooted. Projekteerimisjuhised. Liitprofiil CS-48-36-750 [<http://www.ruukki.ee/Ehitamine/Kandvad-profiilplekid/Liitprofiil-CS48-36-750>] (12.05.2015)
22. Masso, T. 2012. Ehitusfüüsika ABC: soojus, niiskus, müra. Tallinn: EHITAME kirjastus. 172 lk.
23. Halme A. Rakenteiden ääneneristysratkaisuja. Ahlstrom: Ahlsträm eristeet oy. 54 lk.

CEILINGS SOLUTIONS AND COMPARISON FOR RESIDENTIAL BUILDINGS

SUMMARY

There are not enough studies or comparisons made on structures of ceilings in residential construction. As for building ceilings in dwellings, old habits and prejudices are hard to break. Not enough attention is either paid to fire resistance, acoustic insulation and resistance to vibration, especially in earlier times. To ensure a pleasant living environment in the dwelling, bearing structures should be designed and constructed in accordance with the rules and standards.

The main aim of this Paper was to compare the cost of residential ceilings based on calculation results in using various spans and materials. The author also sought to identify alternative ways of building ceilings. The study included a two-storey dwelling (ceilings without criteria) and a residential building with two and more flats (ceilings with criteria), which had different requirements for acoustic insulation and fire resistance in ceilings.

The Paper deals with 8 different ceilings which have bearing structures for spans of 4, 6 and 8 meters: 1) ceilings on wooden beams; 2) ceilings on steel beams; 3) reinforced concrete ceilings; 4) ceilings on hollow core slabs; 5) ceilings of Ruukki's composite profile; 6) ceilings on steel-concrete composite; 7) ceilings on wood-concrete composite; 8) ceilings of the cross-laminated timber.

To reach the goal, the author has set the following tasks: to point to advantages and disadvantages of various bearing structures of ceilings, to perform calculations on structures in order to ensure structural reliability, to determine the material consumption, to assess the cost of ceilings and to compare the results.

To achieve purpose, the structural design calculations were performed, keeping in view requirements for acoustic insulation and fire resistance. As a result of calculation, the cost of materials and ceilings was found out. The cost of these ceilings was calculated by OÜ Astlanda Ehitus together with using quotes of the material producers in some cases. As for spans, the analysis of the cost was made with disclosing the cost differences. The Paper

showed that the cheapest solution for ceilings without criteria and had the span of 4 meters is a wooden ceiling, which was 19.9% cheaper steel ceilings. The most favourable option for the span of 6 meters is a prefabricated ceiling, which is respectively 5.6% and 9.0% cheaper compared to ceilings of composite profile and monolithic ceilings. As for ceilings with the span of 8 meters, it would be economically more rational to build a prefabricated reinforced concrete ceiling, which is 22,2% cheaper than the following ceilings of Ruukki's composite profile.

As for ceilings with criteria and had the span of 4 meters, wooden ceilings and monolithic reinforced concrete ceilings, proved to be equally less expensive. As for the span of 6 meters, monolithic and the prefabricated reinforced concrete ceilings were less expensive variations, i.e. 6.0% cheaper compared to the following ceilings of Ruukki's composite profile. Similar to ceilings without criteria, the cheaper option for with criteria and having the span of 8-metres was represented by prefabricated ceilings, being 12.8% cheaper than Ruukki's composite profile.

Considering the above, it is economically expedient to build a wooden ceiling, as timber can be used due to dimensioning. As for ceilings with criteria and have the span of 4 meters, a monolithic reinforced concrete ceiling can be competitive. For larger spans, prefabricated reinforced concrete ceilings have the growing advantage over the other options as the cross-section of hollow core slabs remains the same for the spans calculated in the Paper, lowering the price per square meter when the span increases. As for ceilings with the span of 6 meters, the cost of monolithic reinforced concrete ceilings is the same as that of prefabricated reinforced concrete ceilings, so based on the cost both can be used.

For both ceilings (as for criteria) with the span of 4 and 6 meters, monolithic reinforced concrete ceilings are the thinnest of the ceilings. For ceilings without criteria and had the span of 8 meters, the thinnest ceilings turned out to be prefabricated reinforced concrete ceilings, as for ceilings with criteria these were represented by ceilings of the composite profile.

The assumption the author has set in the introduction of the Paper that it is economical to build wooden ceiling for ceilings with the span of 4 meters turned out to be partially correct. As for ceilings with criteria and have the span of 4 meters, the cost of monolithic reinforced concrete ceilings is equal with that of wooden ceilings. As for the span of 6

meters, it was assumed that the most affordable option is wooden ceilings, but that turned out to be false. Wooden ceilings are unable to compete in terms of the cost with reinforced concrete ceilings as the span of 6 meters requires the use of glued laminated wood, which makes the cost of wooden ceilings considerably more expensive. The presumption that prefabricated reinforced concrete ceilings are more favourable than all other alternatives for the span of 8 meters, turned out to be correct.

It can be said that the purpose set was achieved and the results obtained allow distinguishing what kind of ceilings are more economical for spans of different lengths. Based on these results, it is possible to select among various ceilings of residential construction.

The results suggest that the cost of bearing structures of residential ceilings vary widely. These results can be used by costumers, contractors and designers to select among ceilings for residential buildings.

Lihtlitsents lõputöö salvestamiseks ja üldsusele kättesaadavaks tegemiseks ning juhendaja(te) kinnitus lõputöö kaitsmisele lubamise kohta

Mina, _____,

(*autori nimi*)

sünniaeg _____,

1. annan Eesti Maaülikoolile tasuta loa (lihtlitsentsi) enda loodud lõputöö

(*lõputöö pealkiri*)

mille juhendaja(d) on _____,

(*juhendaja(te) nimi*)

1.1. salvestamiseks säilitamise eesmärgil,

1.2. digiarhiivi DSpace lisamiseks ja

1.3. veebikeskkonnas üldsusele kättesaadavaks tegemiseks

kuni autoriõiguse kehtivuse tähtaja lõppemiseni;

2. olen teadlik, et punktis 1 nimetatud õigused jäävad alles ka autorile;

3. kinnitan, et lihtlitsentsi andmisega ei rikuta teiste isikute intellektuaalomandi ega isikuandmete kaitse seadusest tulenevaid õigusi.

Lõputöö autor _____

(*allkiri*)

Tartu, _____

(*kuupäev*)

Juhendaja(te) kinnitus lõputöö kaitsmisele lubamise kohta

Luban lõputöö kaitsmisele.

(*juhendaja nimi ja allkiri*)

(*kuupäev*)

(*juhendaja nimi ja allkiri*)

(*kuupäev*)