



TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
INSENERITEADUSKOND
Tartu Kolledž

**KATKESTATUD EELPINGESTATUD
ÕÕNESPANEELIDE TOETAMINE MONOLIITSE
RAUDBETOONIST VEKSELTALA ABIL**

**MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE TRIMMER BEAM
FOR PRESTRESSED HOLLOW CORE SLAB OPENINGS**

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Erik Lukin

Üliõpilaskood: 153977EAEI

Juhendaja: Veiko Zovo, diplomeeritud
ehitusinsener tase 7

Kaasjuhendaja: Mihkel Kiviste, professor

AUTORIDEKLARATSIOON

Olen koostanud lõputöö iseseisvalt.

Lõputöö alusel ei ole varem kutse- või teaduskraadi või inseneridiplomit taotletud.

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

"....." 20.....

Autor:

/ allkiri /

Töö vastab bakalaureusetöö/magistritööle esitatud nõuetele

"....." 20.....

Juhendaja:

/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

"....."20... .

Kaitsmiskomisjoni esimees

/ nimi ja allkiri /

Lihtlitsents lõputöö reprodutseerimiseks ja lõputöö üldsusele kättesaadavaks tegemiseks¹

Mina Erik Lukin (sünnikuupäev: 02.01.1996)

1. Annan Tallinna Tehnikaülikoolile tasuta loa (lihtlitsentsi) enda loodud teose Katkestatud eelpingestatud õõnespaneelide toetamine monoliitse raudbetoonist vekseltala abil (Monolithic reinforced concrete trimmer beam for prestressed hollow core slab openings), mille juhendajateks on Mihkel Kiviste ja Veiko Zovo.

1.1 reprodutseerimiseks lõputöö säilitamise ja elektroonse avaldamise eesmärgil, sh Tallinna Tehnikaülikooli raamatukogu digikogusse lisamise eesmärgil kuni autoriõiguse kehtivuse tähtaja lõppemiseni;

1.2 üldsusele kättesaadavaks tegemiseks Tallinna Tehnikaülikooli veebikeskkonna kaudu, sealhulgas Tallinna Tehnikaülikooli raamatukogu digikogu kaudu kuni autoriõiguse kehtivuse tähtaja lõppemiseni.

2. Olen teadlik, et käesoleva lihtlitsentsi punktis 1 nimetatud õigused jäävad alles ka autorile.

3. Kinnitan, et lihtlitsentsi andmisega ei rikuta teiste isikute intellektuaalomandi ega isikuandmete kaitse seadusest ning muudest õigusaktidest tulenevaid õigusi.

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

_____ (allkiri)

_____ (kuupäev)

Tallinna Tehnikaülikool, Tartu Kolledž

LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

Üliõpilane: Erik Lukin, 153977 EAEI
Õppekava, peeriala: EAEI02/12Tartu – Ehitiste projekteerimine ja ehitusjuhtimine
Juhendaja(d): professor, Mihkel Kiviste, +372 51969960
tsiviilehitiste projekteerija, Veiko Zovo, +372 53969132

Lõputöö teema:

Katkestatud eelpingestatud õõnespaneelide toetamine monoliitse raudbetoonist vekseljala abil

Monolithic reinforced concrete trimmer beam for prestressed hollow core slab openings

Lõputöö põhieesmärgid:

1. Leida terasest vekseljalale alternatiivne lahendus raudbetoonist vekseljala kujul.
2. Dimensioneerida raudbetoonist vekseljalad eelpingestatud õõnespaneelide toetamiseks, mis on valmistatud tehastes TMB element ja E-Betoelement.

Lõputöö etapid ja ajakava:

Nr	Ülesande kirjeldus	Tähtaeg
1.	Ülesande püstitus, teoreetiline ettevalmistus	12.02.2021
2.	Talade dimensioneerimine, analüüs	04.04.2021
3.	Jooniste vormistamine	18.04.2021
4.	Lõplik vormistamine	02.05.2021

Töö keel: Eesti keel

Lõputöö esitamise tähtaeg: 24.05.2021

Üliõpilane: Erik Lukin 24.05.2021
/allkiri/

Juhendaja: Veiko Zovo 24.05.2021
/allkiri/

Kaasjuhendaja: Mihkel Kiviste 24.05.2021
/allkiri/

SISUKORD

EESSÕNA.....	7
LÜHENDITE JA TÄHISTE LOETELU	8
SISSEJUHATUS	10
1 EELPINGESTATUD ÕÕNE SPANEELID	11
1.1 Paindekandevõime.....	12
1.2 Nihkekandevõime.....	12
1.3 Väändemoment.....	13
1.4 Pikivuuk.....	14
2 AVADE TEGEMINE ÕÕNE SPANEELIDESSE	17
2.1 Koormuste jaotumine	17
2.2 Joon- ja punktkoormused	18
2.3 Moment.....	18
3 MONOLIITSE VEKSELTALA ARVUTAMINE.....	20
3.1 Ülesande püstitus.....	20
3.2 Paindekandevõime kontroll	23
3.3 Joonkoormus.....	25
3.4 Ilma armatuurita läbilõigatud õõnespaneeli betoontapi maksimaalne põikjõukandevõime	32
3.5 Külgnevate paneelide betoontapi maksimaalne põikjõukandevõime.....	34
3.5.1 Terasest vekseltala toetamine õõnespaneelile	45
3.6 Monoliitse raudbetoonist vekseltala põikjõukandevõime ilma põikarmatuurita.....	46
3.7 Raudbetoon vekseltala armeerimis nõuded	48
3.7.2 Minimaalne ja maksimaalne pikiarmatuuri pind	48
3.7.3 Põikarmatuuri nõuded	50
3.8 Monoliitse raudbetoonist vekseltala põikjõukandevõime põikarmatuuriga.....	53
3.9 Monolitiseeritud õõne painde- ja põikjõukandevõime leidmine	55
3.10 Tala pragudekindluse kontroll	59
4 RAUDBETOOONIST JA TERASEST VEKSELTALA VÕRD LUS	67
4.1 Keskkonna mõju tarinditele.....	67
4.2 Tulekindlus	72
4.3 Paigaldus.....	73

4.4 Vekseltala toetamine õõnespaneelile.....	74
KOKKUVÕTE.....	75
SUMMARY.....	77
KASUTATUD KIRJANDUSE LOETELU	79

GRAAFILINE OSA

VAADE I	1:20
LÕIGE B – B	1:10
LÕIGE C – C	1:5

EESSÕNA

Magistritöö teema pakuti välja juhendajalt Veiko Zovo.

Autor soovib tänada juhendamise eest Mihkel Kivistet, kes aitas töö terviklikuks luua ning Veiko Zovo, kes aitas töö arvutustehnilise poolega.

Töö käsitleb endas nelja peatükki, esmalt on kirjeldatud eelpingestatud õõnespaneelide töötamise põhimõtteid ning väänet soosivaid tööolukordi. Teises peatükis on kirjeldatud avade tegemist katkestatud õõnespaneelidega ning paneelide vahelist koormuste jaotumist. Kolmandas peatükis on kirjeldatud monoliitse raudbetoonist vekseltala kandevõime arvutusmetoodikat. Neljandas peatükis on esitatud monoliitse raudbetoonist vekseltala ning terasest vekseltala võrdlus.

Võtmesõnad: vekseltala, õõnespaneelide avaused, kandevõime

Key words: trimmer beam, hollow-core slab opening, bearing capacity

LÜHENDITE JA TÄHISTE LOETELU

A_c	– betoonristlõike survetsooni pindala
A_{red}	– redutseeritud ristlõike pindala
A_s	– armatuuri ristlõike pindala
$A_{s,min}$	– minimaalne pikitõmbearmatuuri ristlõikepindala
$A_{s,max}$	– maksimaalne pikitõmbearmatuuri ristlõikepindala
$C_{Rd,c}$	– katsetustest tuletatud koefitsient
$E_{c,eff}$	– betooni tegelik elastsusmoodul
E_{cm}	– betooni deformatsioonimoodul
E_s	– armatuurterase arvutuslik elastsusmoodul
I_{eff}	– pragunenud ristlõike inertsimoment
I_{red}	– redutseeritud ristlõike inertsimoment
L	– silde pikkus
L_{eff}	– arvutuslik silde pikkus
M_{cr}	– pragunemismoment
M_{Ed}	– arvutuslik paindemoment
M_{Rd}	– arvutuslik paindekandevõime
R	– toereaktsioon
RB	– raudbetoonkonstruktsioon
$S_{r,max}$	– pragude maksimaalne vahekaugus
$V_{Rd,c}$	– arvutuslik põikjõukandevõime
V_{u1}	– tappühenduse põikjõukandevõime
$W_{t,red}$	– redutseeritud ristlõike vastupanumoment
ÕP	– õõnespaneel
b_{eff}	– ribide efektiivne laius
b_t	– ristlõike survetsooni laius
b_v	– ribide summeeritud paksus
b_w	– ristlõike minimaalne laius tõmbetsoonis
C_{nom}	– nimikaitsekiht
d	– ristlõike kasuskõrgus
f_{cd}	– betooni survetugevuse arvutusväärtus
f_{ck}	– 28 päeva vanuse betooni silindriline normsurvetugevus
f_{ctd}	– monteeritava betooni arvutuslik tõmbetugevus
f_{ctm}	– betooni tõmbetugevuse keskmisesuurus
f_{yd}	– armatuurterase arvutusvoolavustugevus
f_{ywd}	– põikarmatuuri arvutusvoolavustugevus
h	– ristlõike kõrgus

- k – tegur
 n – armatuurteras varraste arv
 q – lauskoormus
 s_{max} – suurim põikarmatuuri pikisamm
 z – sisejõudude õlg
 w – prao avanemislaius
 x, x_1, x_2 – survetsooni kõrgus
 y – survetsooni arvutuslik kõrgus
 $y_{0,red}$ – ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast
- α_s – elastsusmoodulite suhe
 ρ_1 – pikiarmeermistegur
 $\rho_{p,eff}$ – kasuliku pinna armeermistegur
 ρ_w – põikiarmeermistegur
 σ_{cp} – betooni survepinge normaaljõust või eelpingestusest
 σ_s – tõmbearmatuuri pinge
 $\sigma_{sc,u}$ – armatuuri pinge
 γ_c – betooni osavarutegur
 λ_1, λ_2 – tegur survetsooni arvutamiseks
 ξ – survetsooni suhteline kõrgus ristlõike kasuskõrguse suhtes
 ξ_c, ξ_{c2} – deformatsioonidele ε_{yd} ja ε_{ycd} vastavad ξ_s väärtused
 v – nihke põhjustatud betooni survetugevuse vähenemist arvestav tegur
 $\Phi(\infty, t_0)$ – betooni roometeguri lõppväärtus

SISSEJUHATUS

Katkestatud raudbetoonist eelpingestatud õõnespaneelide toetamiseks, kasutatakse põhiliselt terasest vekseltala. Antud lõputöös pakutakse välja terasest vekseltalale üks võimalik alternatiivne lahendus monoliitse raudbetoonist vekseltala kujul. Raudbetoonist vekseltala on konstruktsiooni avades kasutatav tala, millele toetub ristuv eelpingestatud õõnespaneel.

Raudbetoonist vekseltala kasutamine annab võimaluse puhta betoonpinna saavutamiseks. Terastoote asendamine ühtlase betoonpinnaga annab võimaluse uuteks arhitektuurseteks lahendusteks ning rikastab arhitektuurset ilmet konstruktsioonides. Betoonpind on keskkonna tingimustele vastupidavam ning lihtsustab konstruktsiooni hooldustöid. Lisaks on betoonpind tulekahju tingimustes vastupidavam võrreldes terasega.

Antud lõputöö ülesandeks on leida Eesti tehastes OÜ TMB element ja E-Betonelement OÜ toodetavatele tüüpsetele õõnespaneelidele vastavad tüüpsed vekseltala armeerimisparameetrid. Olukorrad, kus terastoodet ei ole võimalik kasutada, oleks vaja leida võimalikult lihtne alternatiiv. Raudbetoonist vekseltala meetod on mõeldud lihtsustamiseks täita hoonete tuleohutusnõudeid. Projekteerimistöid omakorda aitab lihtsustada tüüpsete vekseltala armeeringute kasutamine vastavalt ava laiusele ning õõnespaneeli kõrgusele.

Lõputöö tulemuseks on tabelkujul esitatud vekseltala armeerimisparameetrid ühe kuni kahe paneeli laiuse sildeava ulatuses. Esitatud on talale vastavad maksimaalsed painde- ja põikjõukandevõime näitajad. Tabelis esitatud väärtuseid toetavad lõputöös kasutatud OÜ TMB element ja E-Betonelement graafilised tüüplõiked. Lisaks on esitatud kasutatud arvutusmetoodika, mille tulemusel on saadud tabelväärtused.

Teemakohane erialakirjandus puudub või teemat põgusalt puudutavad väljaanded on osaliselt või täielikult aegunud. Sellest tulenevalt kuluks ära täiendav uurimine selles valdkonnas.

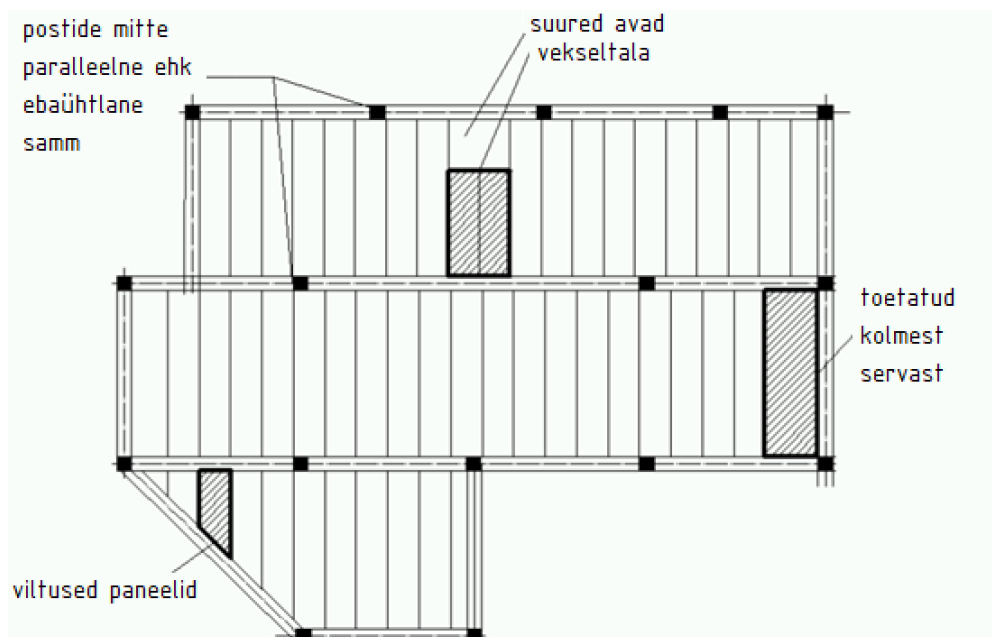
1 EELPINGESTATUD ÕÕNEPANEELID

Eelpingestatud betoonist õõnespaneeli kasutatakse suurte sildeavadega hoonetes. Sildeava võib ulatuda kuni 20 meetrini. Enamasti on eelpingestatud õõnespaneelide laius 1200 mm, kuid laius võib ulatuda kuni 2400 mm. Tegelik paneeli laius on väiksem, et tagada ehitusplatsil piisavad tolerantsid vältimaks paneelide plaanijaotuse kumulatiivset kasvamist üle projekteeritud mõõtmete [1][2].

Lisaks on õõnespaneelide kasutamise eeliseks hoonete ehitusel kiire ehitus kulg. Tehases valmistatud eelpingestatud õõnespaneel transportitakse ehitusplatsile ning paigaldatakse ettevalmistatud konstruktsiooni külge.

Paneelides on pikisuunalised õõned, mis vähendavad paneelide omakaalu ning sellest tulenevalt ehitusmaksumust. Pikisuunalisi õõnsusi on võimalik kasutada õhukanalitena või õõnsustesse paigaldada vee- ja kanalisatsioonitorustikku. Samuti saab paneelide õõnsusi ja vuuke kasutada elektrijuhtmetiku vedamiseks [3].

Olukorras, kus õõnepaneel on toetatud kolmest küljest, kalde all, viltusel toel, vekseltalale või tugedel, mis ei ole paralleelsed hakkavad rolli mängima põikjõust tekkivad vertikaalsed nihkepinged, paindemomendid ning kõige kriitilisem on sellistes olukordades tekkiv väändmoment. Antud olukordades ei jaotu koormus ühtlaselt nagu olukorras, kus paneel on toetatud kõigist neljast servast, millest kaks äärmist tuge on jäigad [4].



Joonis 1 Erinevad õõnespaneelide kasutus viisid, mis soosivad väänet [4]

1.1 Paindekandevõime

Raudbetoonile omaselt töötab elemendis terasarmatuur tõmbele ning survepinged võetakse vastu betooniga. Eelpingestatud armatuur tagab paneelide tõmbetugevuse ning nihkekindluse [4]. Eelpingestatud õõnespaneelide pragunemiskindlus paindel on sõltuv peale armatuurterase olulisel määral veel õõnespaneeli ribide betooni tõmbetugevusest [5]. Oluline on teada, et enamikes õõnespaneelides puudub põikarmatuur. Põikvardad pole nõutud paneelidele laiusel kuni 1200 mm [6]. Eelpingestatud õõnespaneelide armatuurterase eelpingestus toimub tehases paneelide valmistamisel [7].

1.2 Nihkekandevõime

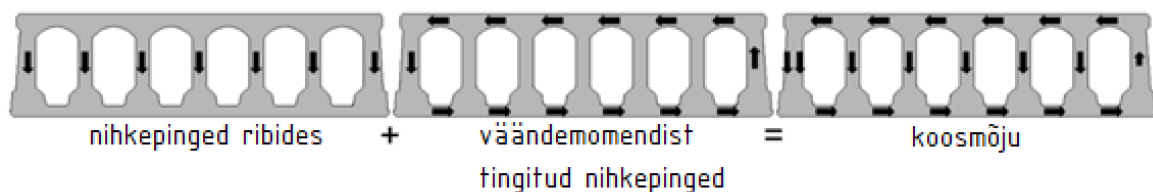
Nihkepingeid põhjustavad nii põikjõud kui ka väändmoment.

Kui vertikaalne nihe ja vääne mõjuvad samaaegselt, siis pinged ühinevad. Põikjõust tingitud nihkepinged on elemendi ristlõike pealmises ja alumises osas võrdsed nulliga ning maksimaalsed väärtused koonduvad ristlõike keskosas. Vertikaalsed nihkepinged jaotuvad võrdselt kõigile õõnespaneeli ribidele [4].

Elemendi nihkekandevõimet vähendab nii paindemoment kui ka väändmoment.

Väändmomendist tingitud nihkepinged jaotuvad paneeli ristlõikes ümber, maksimaalne väärtus on õõnespaneeli pinnal ning nihkepinged vähenevad ristlõike keskosas [4].

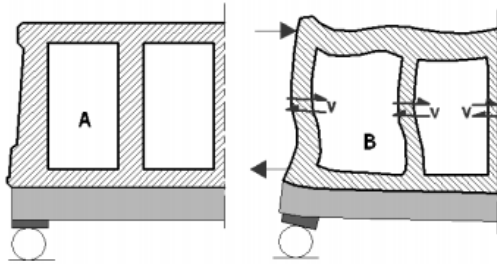
Kõige tavapärasem õõnespaneelide purunemine toimub õõnespaneelide ribide nihkekandevõime ületamise tõttu. Nihkekandevõime sõltub peamiselt betooni tõmbetugevusest [8].



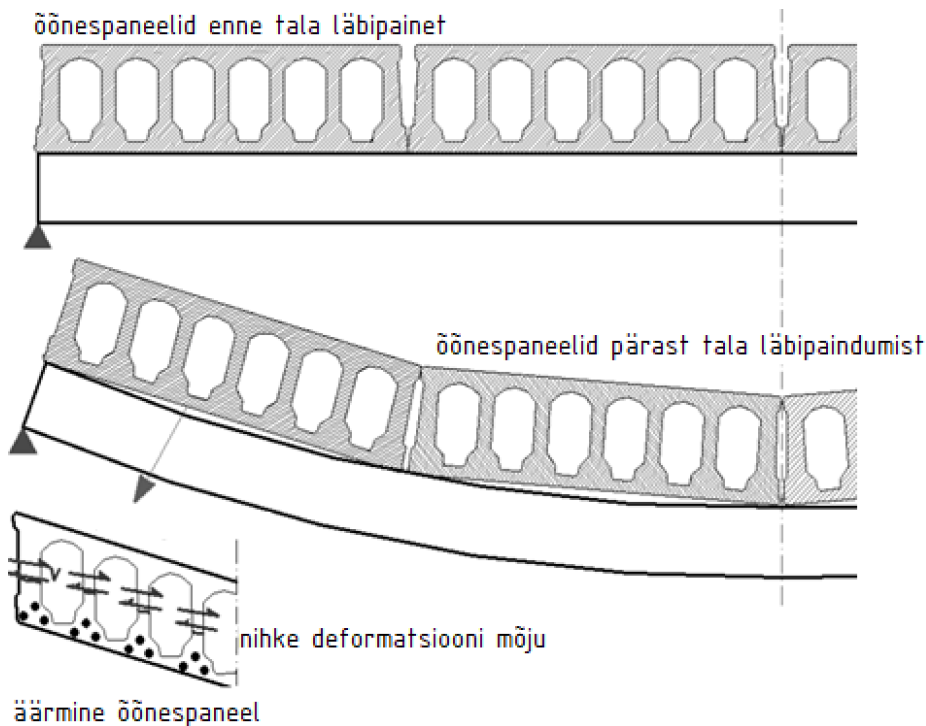
Joonis 2 Nihkepingete jaotus vertikaalsest nihkest ja väände koostoime õõnespaneelis [4]

Õõnespaneelide nihkekandevõimet vähendavad lisaks veel läbipainduvad toed. Kõige enam mõjutavad painduvad toed äärmisi õõnespaneele. Keskmistel paneelidel võib paneeli alumises pinnas tekkida pikipragunemine eelpingestatud trossideni, mille tulemusel betooni ja trossi vahelised nakke ja hõõrde omadused praktiliselt lakkavad olemast.

Mida suurem on toe läbipaine, seda suuremad on paneeli deformatsioonid. Olenevalt toe läbipaindest ja deformatsioonidest võivad paneeli ribad pingete summeerimisel oma kandevõime ammendada, mille tulemusel paneel puruneb. Leebemas olukorras, kus paneeli ribad suudavad pingeid vastu võtta toimub vuukide pragunemine. Vuukide pragunemisel paneelide omavaheliste kinnituste jäikus väheneb, mis omakorda tähendab kogu vahelae jäikuse vähenemist [9].



Joonis 3 Joonisel A on õõnespaneel toetatud jäigale toele. Joonisel B on õõnespaneel toetatud painduvale toele. Joonisel B on illustreeritud tekkivaid deformatsioone õõnespaneeli ristlõikes [9]



äärmine õõnespaneel

Joonis 4 Õõnespaneeli käitumine toe läbipainumisel [9]

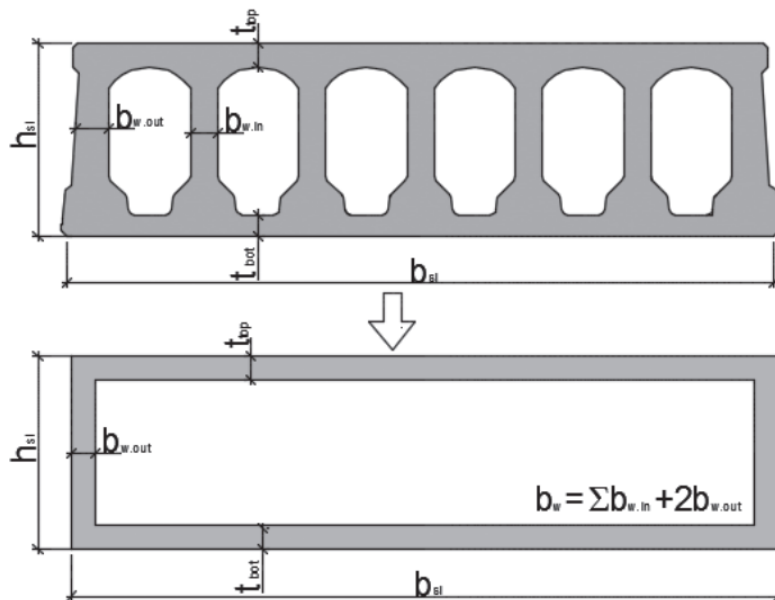
1.3 Väändemoment

Vääne põhjustab õõnespaneelides nihkepingeid, mis enamjaolt paiknevad elemendi ristlõike äärmises osas [4]. Mida õhukesemad on ribad, seda väiksem on elemendi väändekindlus. Nihke- ja väändepingete koosmõju on märkimisväärne. Kui summaarsed nihke- ja väändepinged ületavad paneeli betooni tõmbetugevust, siis

tekivad paneeli tõmbetsoonis praod. Kaldsuunaline pragunemine areneb ribides nurga all vahemikus 22° - 45° ning väände koosmõjul võib pragunemine areneda edasi spiraalselt, elemendi pinnaga 45° nurga all. Kuna kõikides õõnespaneelides ei ole põikvardad nõutud on see eriti ohtlik nendes paneelides, kus põikiarmatuur puudub. Põikarmatuuri puudumisel on esimese spiraalikujulise pragunemise tulemuseks kohene elemendi purunemine [5].

Nihke ja väände pragudekindlust annab juurde õõnespaneelide eelpingestamine. Eelpingestatud trossidest tekivad ekstsentrilise surve ning betooni ja trosside vahelise nakke koosmõju tulemusel saab pragude arenemist edasi lükata [5].

Joonisel 5 on esitatud enamlevinud õõnespaneeli ristlõike lihtsustatud kuju, mida kasutatakse elemendi väändekindluse leidmisel.



Joonis 5 Lihtsustatud ristkülikuline õõnespaneeli ristlõige [5]

1.4 Pikivuuk

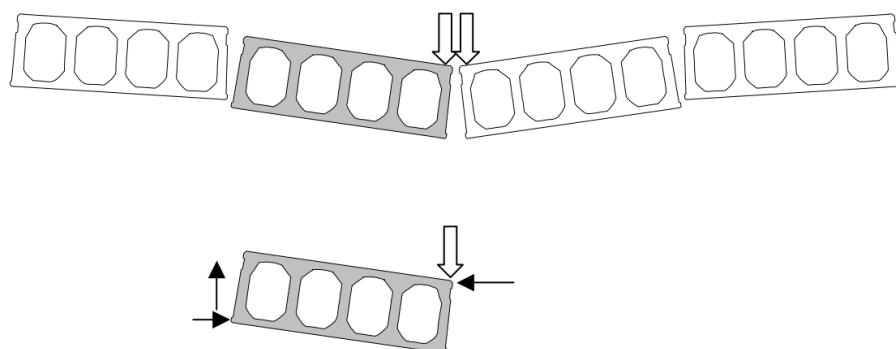
Pikivuukide abil jaotuvad õõnespaneelidest vahelagedele mõjuvad koormused külgnervatele paneelidele. Paneelile mõjuvatest koormustest tekivad sisejõud võivad olla nii paindemoment, nihkejõud, kui ka väändemoment. Ühele kindlale paneelile mõjuvad jõud mõjutavad omakorda ümbritsevaid paneele. Ümbritsevatele paneelidele mõjuvad pinged ei jaotu võrdselt [8].

Paneeli koormamisel tekivad paindemoment põhjustab paneeli ristlõike ülemises pinnas survepingeid ning ristlõige laieneb. Samaaegselt on paneeli ristlõike alumine vöö tõmmatud ning selle tulemusel ristlõige kitseneb. Ülemises vöös tekivad ristlõike

laienemine parandab konstruktsiooni jäikust. Selle tulemusel pikivuugid deformeeruvad ning paneelid hakkavad tööle ühtse tervikuna.

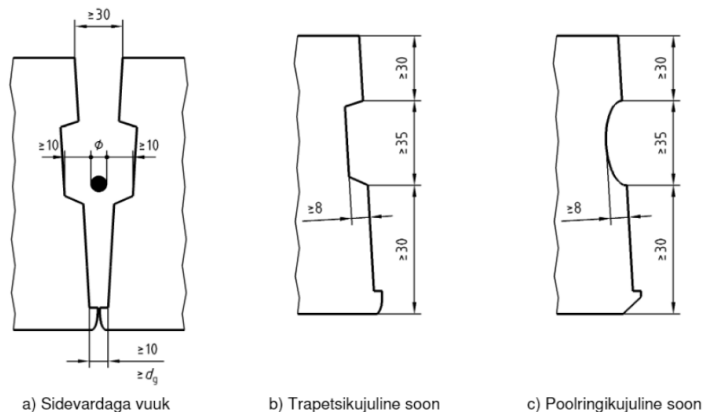
Armeeritud ning kvaliteetse betoonivaluga täidetud õõnespaneelide vahelised pikivuugid takistavad paneelide nihkumist ning on suutelised taluma põikjõust tingitud momenti. Kuna praktikas on vuukide teostuskvaliteet ehitusplatsil kasin, mis tähendab et vuugi armatuur võidakse paigaldamata jätta ja betoonivalu ei pruugi olla piisavalt kvaliteetne, arvestatakse pikivuuke liigenditena [10]. Samuti pikivuukide pragunemisel, hakkavad need liigenditena tööle.

Pikivuugi pragunemisel eeldatakse, et pragunenud vuugid hakkavad rohkemal või vähesemal määral tööle liigenditena. Sellest tulenevalt saab järeldada, et vuukide kaudu paneelide vahelise koormuse jaotumisel tekib alati väändmoment ja pikivuukide deformatsioon. Ühe paneeli koormamisel vertikaalse jõuga kutsudes esile selles paneelis väändmomendi on tulemuseks pikivuugi kaudu kõrval paikneva paneelile mõjuv vastupidine väändmoment joonis 6 [8].



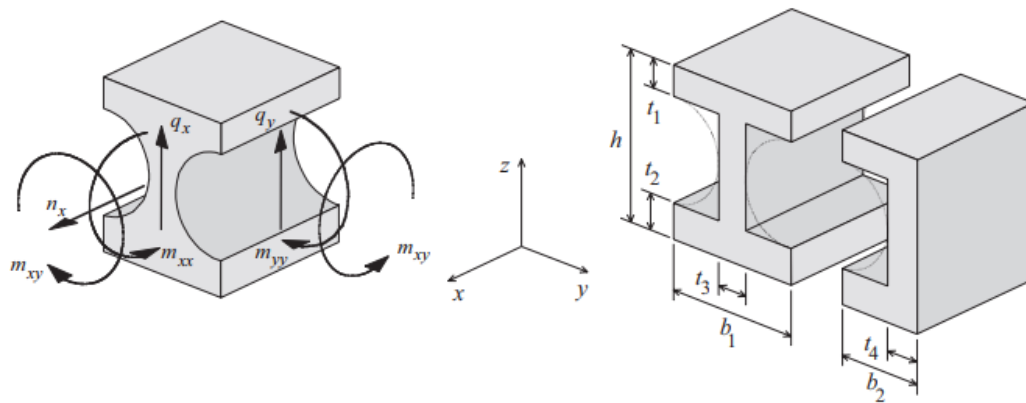
Joonis 6 Vertikaalse jõu mõjumine ühele vahelae paneelile [8]

Standardised eelpingestatud õõnespaneelide vuugid joonis 7.

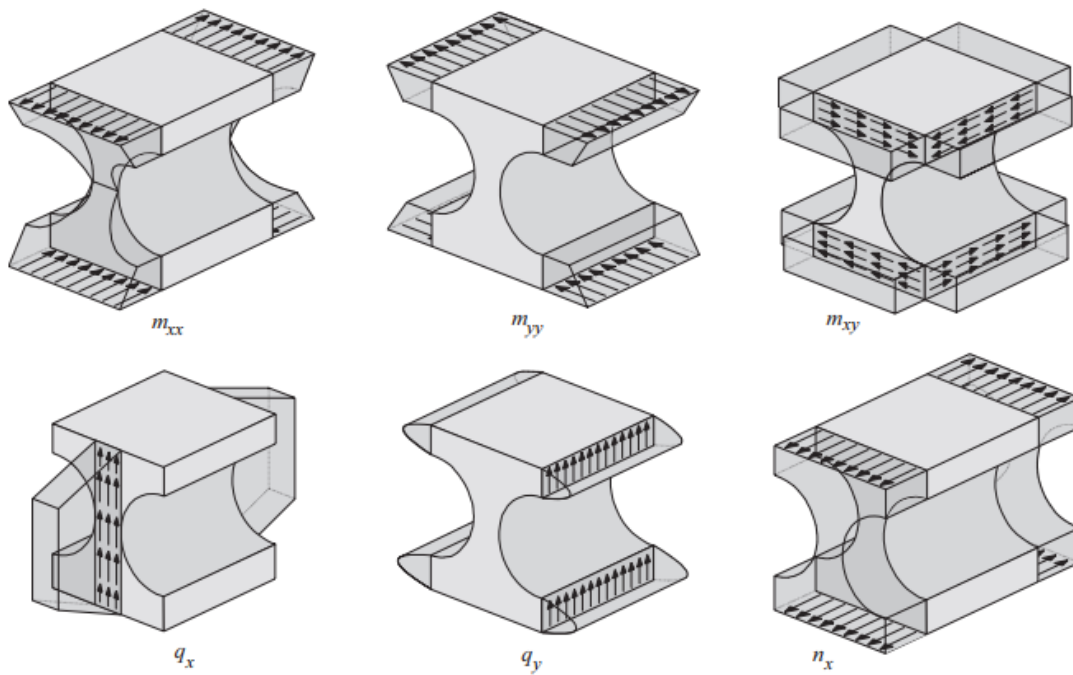


Joonis 7 Pikivuukide tüüpilised kujud [6]

Joonisel 8 on lõplike elementide meetodil modelleeritud õõnespaneel. Antud joonisel on kujutatud õõnespaneeli ribis erinevate võimalike sisejõudude mõju konstruktsioonile. Joonisel 9 on välja toodud erinevate sisejõudude, mis on illustreeritud joonisel 8, poolt tekitatud pinge olukorrad paneeli ribis.



Joonis 8 Õõnespaneelile mõjuvad punktkoormused lõplike elementide meetodil [10]



Joonis 9 Ligikaudne pingete jaotus joonisel 8 mõjuvatest sisejõududest [10]

2 AVADE TEGEMINE ÕÕNEPANEELIDESSE

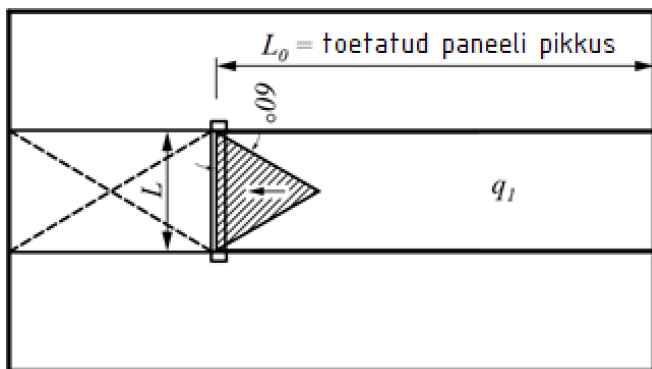
Antud lõputöös käsitletakse õõnespaneelidesse kavandatavaid avasid, kus katkestatud õõnespaneel toetatakse monoliitsest raudbetoonist vekseltala abil külgnevatele õõnespaneelidele.

Õõnespaneelidega vahelae konstruktsioonidesse avade tegemine kuni kahe õõnespaneeli laiuse ulatuses nõuab vähesel määral lisa arvutusi. Suuremate avade puhul tuleb kontrollida konstruktsiooni tugevusomadusi ning jäikust. Selleks et välja selgitada suuremate avade konstrueerimis võimalikkust [10].

2.1 Koormuste jaotumine

Koormus kandub läbilõigatud paneelilt monoliitsele raudbetoonist vekseltalale õõnespaneeli õõnsustesse valatud monoliitse betooni ja vajadusel paigaldatava armatuuri abil. Lisaks toetavad moodustava vekseltala läbilõigatud paneeli kõrval paiknevad õõnespaneelid. Läbilõigatud paneelile mõjuvad koormused kanduvad külgnevatele paneelidele pikivuukide kaudu.

Koormuste jaotumine vekseltala ja läbilõigatud paneeli toetuspiirkonnas on kolmnurkse kujuga. Kolmnurkse pingete jaotuse kuju suurus sõltub ava gabariitmõõtmetest [3].



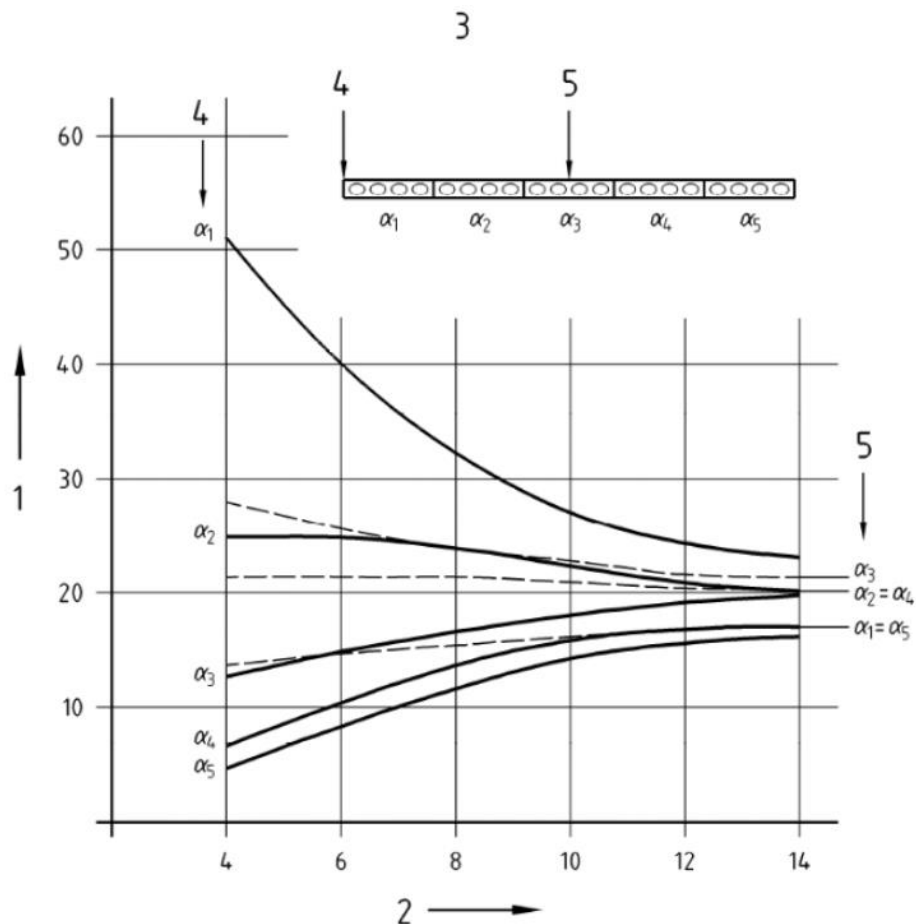
Joonis 10 Koormuse jaotus vekseltalale [11]

2.2 Joon- ja punktkoormused

Õõnespaneelidest konstrueeritud vahelaed koos pikisuunaliste vuukidega, kus on teostatud betoonivalu ja paigaldatud vuugiarmatuuri, töötavad ühtse plaatkonstruktsioonina. Paneelide nihkumist takistades on võimalik jaotada konstruktsioonile mõjuvaid joon kui ka punktkoormusi [3]. Õõnespaneelidest konstrueeritud plaatkonstruktsioonile jaotuvad koormused elastsusteooria kohaselt [6].

2.3 Moment

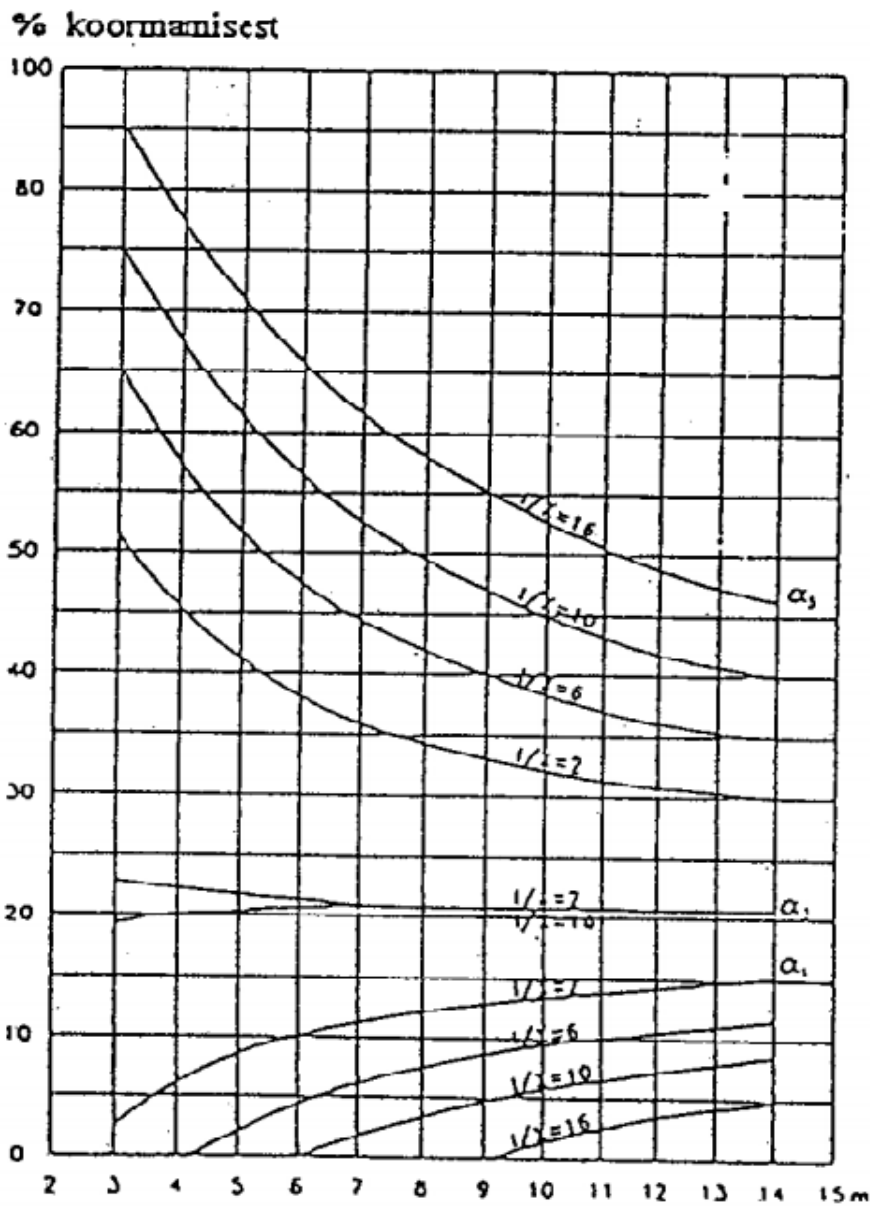
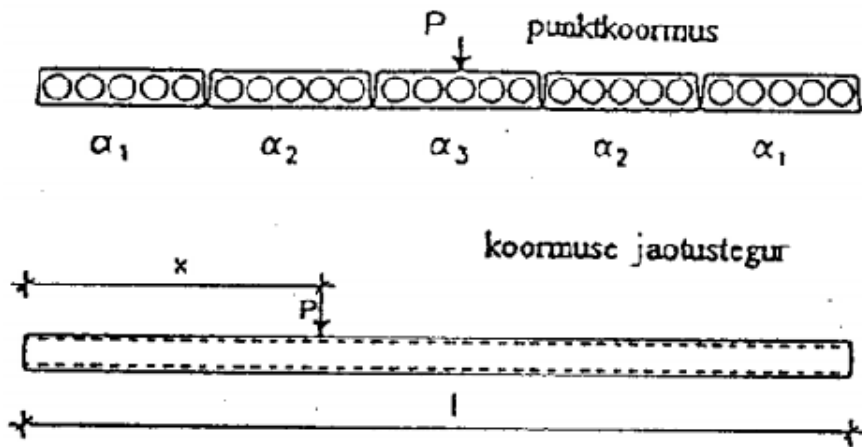
Plaatkonstruktsioonis tekkiv moment on võimalik välja arvutada nii punktkoormusest kui ka ühtlaselt jaotatud koormusest põhjustatud avamomendist. Selle tulemusel saab leida protsentuaalse koormuse jaotuse õõnespaneelide vahel [3].



Tähistus

- 1 koormus (protsentides)
- 2 ava / (m)
- 3 joonkoormused
- 4 serv
- 5 tcenter

Joonis 11 Joonkoormuse jaotustegurid [6]



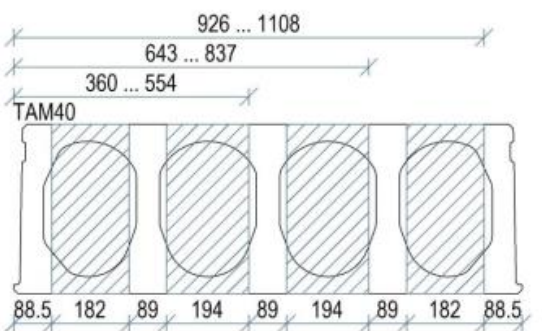
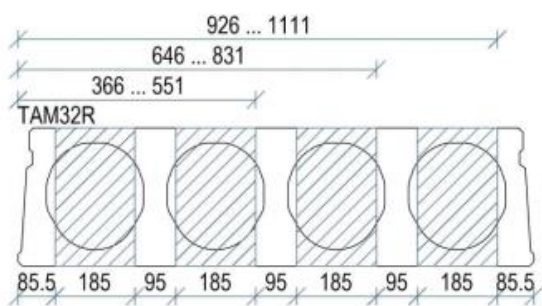
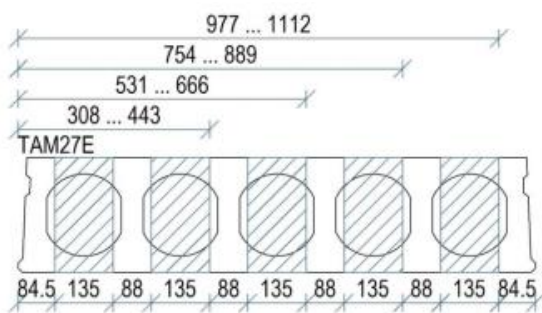
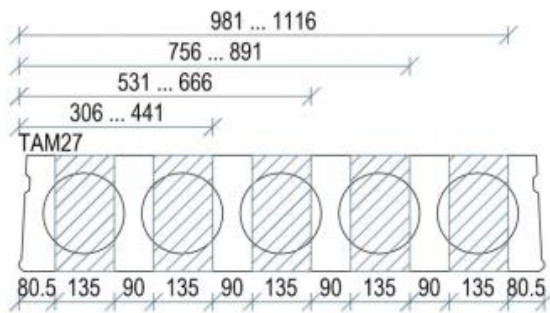
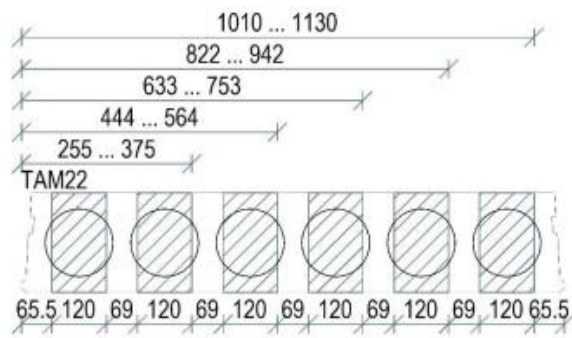
Joonis 12 Punktkoormuste jagunemine ilma pindbetoonita [3]

3 MONOLIITSE VEKSELTALA ARVUTAMINE

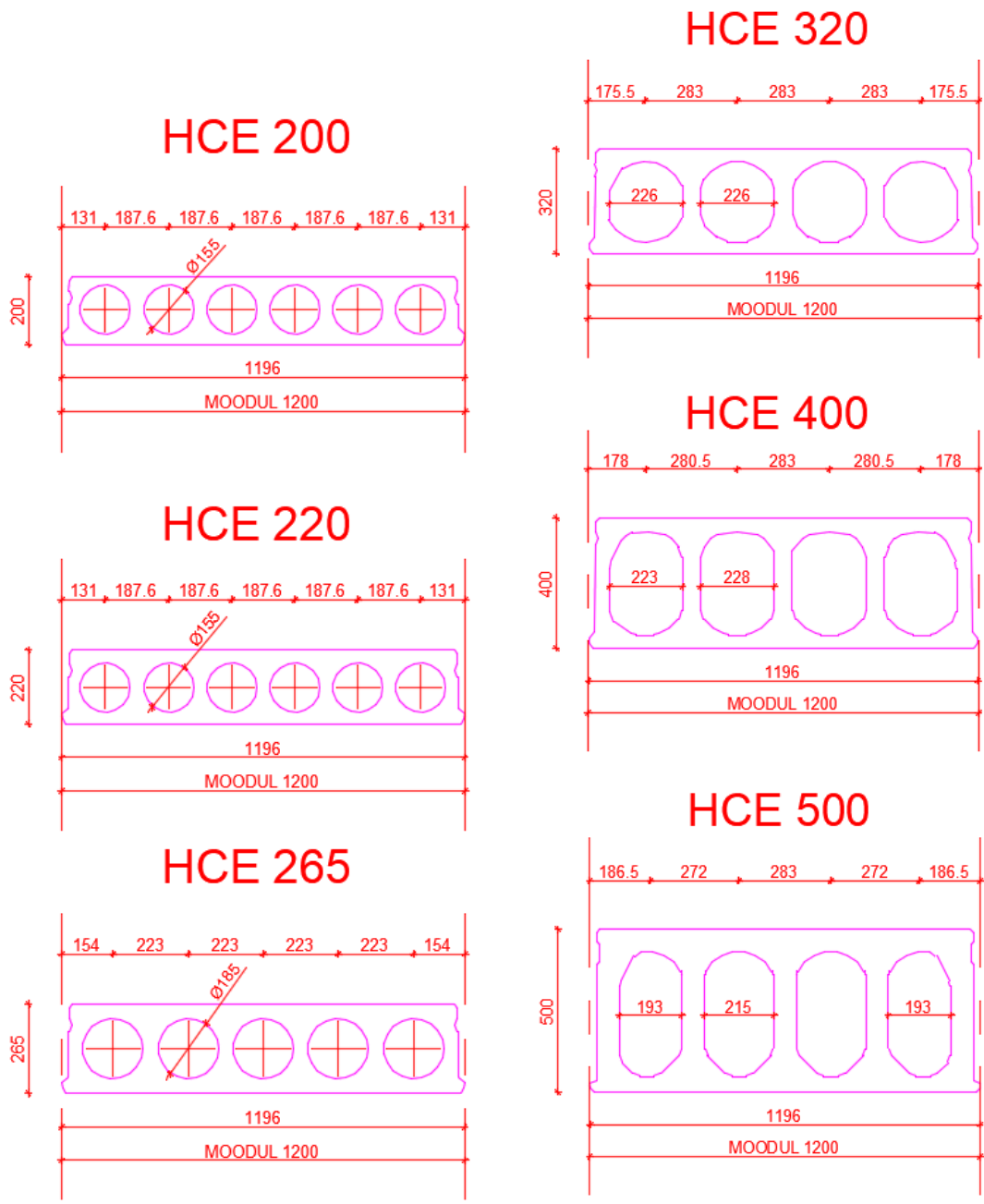
3.1 Ülesande püstitus

Arvutuste käigus leitakse raudbetoonist vekseltalad laiusel 200 mm ja pikkusega 1200 mm pluss iga õõnespaneeli õõnsuste tsentrite vaheliste kaugus kuni 2400 mm. Vekseltala armeerimisel kasutatakse 8, 10 ja 12 mm armatuurteras. Eeldades, et väiksema ristlõikega armatuurteras ei taga vajalikke tugevusomadusi raudbetoonist vekseltalale. Suuremaid armatuurterase ristlõikeid ei kasutata arvestades ehitusplatsi kasutusmugavust selleks, et hoida konstruktsiooni valmistamis tööprotsessi hõlpsamana.

Vekseltalade dimensioneerimisel leitakse algselt tala ristlõigetele vastavad maksimaalsed paindekandevõimed. Paindekandevõimetele vastava joonkoormuse alusel arvutatakse suurimad võimalikud toereaktsioonid. Suurimad võimalikud toereaktsioonid on esialgseteks väärtusteks vekseltala toetavate õõnespaneelide mõjuvateks põikjõududeks. Edasiste vekseltala ja õõnespaneelide liidete kontroll arvutustega leitakse üha täpsemad võimalikud konstruktsiooni kandevõime väärtused. Arvutuste käigus selgub raudbetoonist vekseltala dimensioneerimisel enim määravaks saav kontrollitav lõige ja vastav arvutus.



Joonis 13 OÜ TMB Element kasutatavad õõnespaneelide ristlõiked [12]



Joonis 14 E-Betoelement OÜ kasutatavad õõnespaneelide ristlõiked [13]

3.2 Paindekandevõime kontroll

Arvutused õppeaine Raudbetoonkonstruktsioonid I õppematerjali abil [7].

Tala 200 x 220 ristlõike tugevuskontroll.

$b = 200 \text{ mm}$ $h = 220 \text{ mm}$

$d_1 = 171 \text{ mm}$

$c_{nom} = 35 \text{ mm}$

Rang = 8 mm

Pikivarras = 12 mm

Betooni klass C30/37

$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$

Armatuur B500B

$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$

$n = 2 \text{ tk}$

$A_{s1} = 226,2 \text{ mm}^2$

$\xi_c = 0,617$

$\xi_{c2} = 2,639$

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

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

Esialgu leitakse survetsooni kõrgus x ristlõikes mõjuvate pikijõudude tasakaalutingimusest, loobudes survearmatuuri mõjust $A_{s2} = 0$.

Normaalarmeerimise tunnus on $\xi = x / d_1 \leq \xi_c$.

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b} \quad (3.1)$$

kus x – survetsooni kõrgus, mm

f_{yd} – armatuurterase arvutuslik volavustugevus, MPa

f_{cd} – betooni survetugevuse arvutusväärtus, MPa

A_{s1} – armatuurterase ristlõike pindala, mm^2

b – vekseltala laius, mm

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{435 \cdot 226,2}{0,8 \cdot 20 \cdot 200} = 30,75 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d_1} \quad (3.2)$$

kus ξ – survetsooni suhteline kõrgus ristlõike kasuskõrguse suhtes
 x – survetsooni kõrgus, mm
 d_1 – ristlõike kasuskõrgus, mm

$$\xi = \frac{x}{d_1} = \frac{30,75}{171} = 0,18 < \xi_c = 0,617$$

kui $x < \xi_{c2} \cdot d_1$ võib loobuda survearmatuuri mõjust $A_{s2} = 0$
 $x = 30,75 \text{ mm} < \xi_{c2} \cdot d_2 = 2,639 \cdot 35 = 92,37 \text{ mm}$

Paindekandevõime peab vastama tingimusele $M_{Ed} \leq M_{Rd}$

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot (d_1 - 0,5 \cdot y) \quad (3.3)$$

kus M_{Rd} – arvutuslik paindekandevõime, kN · m
 f_{cd} – betooni survetugevuse arvutusväärtus, MPa
 b – vekseltala laius, mm
 y – survetsooni arvutuslik kõrgus, $y = 0,8 \cdot x$
 d_1 – ristlõike kasuskõrgus, mm

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot (d_1 - 0,5 \cdot y) \\ &= (20 \cdot 200 \cdot 0,8 \cdot 30,75 \cdot (171 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 30,75)) \cdot 10^{-6} \\ &= 15,62 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

3.3 Joonkoormus

Leitakse maksimaalne joonkoormus kuni kahe õõnespaneeli laiuse ulatuses. Arvutuste teostamisel tuginetakse „Ehituskonstruktori käsiraamatust“ peatükis tarindite sisejõud [14].

Koondtabelites on ava pikkusteks ühe paneeli laius pluss iga õõs tsentrist kuni kahe paneeli laiuseni.

Ava ühe õõnespaneeli laiuse ulatuses $L = 1,2$ m

$$M_{Rd} = \frac{q \cdot L^2}{8} \rightarrow q = \frac{8 \cdot M_{Rd}}{L^2} \quad (3.4)$$

kus M_{Rd} – arvutuslik paindekandevõime, kN · m

q – lauskoormus, kN/m

L – silde pikkus, m

$$q = \frac{8 \cdot M_{Rd}}{L^2} = \frac{8 \cdot 15,62}{1,2^2} = 86,8 \text{ kN/m}$$

Tabel 1 Vekseltalade paindekandevõime 2 x 10 mm pikivarraste puhul

E-betoelement ristlõike puhul			
Tala ristlõike mõõtmed b x h (mm)	Ava pikkus (m)	Maksimaalne võimalik joonkoormus (kN/m)	Betooni klass C30/37
200 x 200	1,2	54,5	Pikivarras 10 mm
	1,331	44,3	
	1,519	34,0	
	1,706	26,9	
	1,894	21,9	
	2,081	18,1	
	2,269	15,2	
	2,4	13,6	
200 x 220	1,2	62,1	
	1,331	50,4	
	1,519	38,7	
	1,706	30,7	
	1,894	24,9	
	2,081	20,6	
	2,269	17,4	
	2,4	15,5	
200 x 265	1,2	79,1	
	1,354	62,2	
	1,577	45,8	
	1,8	35,2	
	2,023	27,8	
	2,246	22,6	
	2,4	19,8	
200 x 320	1,2	100,0	
	1,376	76,1	
	1,659	52,4	
	1,942	38,2	
	2,225	29,1	
	2,4	25,0	
	200 x 400	1,2	130,4
1,378		98,9	
1,659		68,3	
1,942		49,8	
2,222		38,0	
2,4		32,6	
200 x 500	1,2	168,3	
	1,3865	126,1	
	1,6585	88,1	
	1,9415	64,3	
	2,2135	49,5	
	2,4	42,1	

Tabel 2 Vekseltalade paindekandevõime 2 x 10 mm pikivarraste puhul

TMB element ristlõike puhul			
Tala ristlõike mõõtmed b x h (mm)	Ava pikkus (m)	Maksimaalne võimalik joonkoormus (kN/m)	Betooni klass C30/37
200 x 220	1,2	62,1	Pikivarras 10 mm
	1,328	50,7	
	1,517	38,9	
	1,706	30,7	
	1,895	24,9	
	2,084	20,6	
	2,273	17,3	
	2,4	15,5	
200 x 265	1,2	79,1	
	1,348	62,7	
	1,573	46,1	
	1,798	35,2	
	2,023	27,8	
	2,248	22,5	
	2,4	19,8	
	200 x 265*	1,2	
1,352		62,3	
1,575		45,9	
1,798		35,2	
2,021		27,9	
2,244		22,6	
2,4		19,8	
200 x 320		1,2	
	1,378	75,8	
	1,658	52,4	
	1,938	38,3	
	2,218	29,3	
	2,4	25,1	
	200 x 400	1,2	130,4
1,376		99,2	
1,659		68,3	
1,942		49,8	
2,225		37,9	
2,4		32,6	

265* - TAM27E, ovaalne õõne kuju

265 - TAM27, ümar õõne kuju

Tabel 3 Vekseltalade paindekandevõime 2 x 12 mm pikivarraste puhul

E-betoelement ristlõike puhul			
Tala ristlõike mõõtmed b x h (mm)	Ava pikkus (m)	Maksimaalne võimalik joonkoormus (kN/m)	Betooni klass C30/37
200 x 200	1,2	75,8	Pikivarras 12 mm
	1,331	61,6	
	1,519	47,3	
	1,706	37,5	
	1,894	30,4	
	2,081	25,2	
	2,269	21,2	
	2,4	19,0	
200 x 220	1,2	86,8	
	1,331	70,5	
	1,519	54,2	
	1,706	42,9	
	1,894	34,8	
	2,081	28,8	
	2,269	24,3	
	2,4	21,7	
200 x 265	1,2	111,4	
	1,354	87,5	
	1,577	64,5	
	1,8	49,5	
	2,023	39,2	
	2,246	31,8	
	2,4	27,8	
200 x 320	1,2	141,4	
	1,376	107,6	
	1,659	74,0	
	1,942	54,0	
	2,225	41,2	
	2,4	35,4	
200 x 400	1,2	185,1	
	1,378	140,4	
	1,659	96,9	
	1,942	70,7	
	2,222	54,0	
	2,4	46,3	
200 x 500	1,2	239,8	
	1,387	179,6	
	1,659	125,5	
	1,942	91,6	
	2,214	70,5	
	2,4	60,0	

Tabel 4 Vekseltalade paindekandevõime 2 x 12 mm pikivarraste puhul

TMB element ristlõike puhul			
Tala ristlõike mõõtmed b x h (mm)	Ava pikkus (m)	Maksimaalne võimalik joonkoormus (kN/m)	Betooni klass C30/37
200 x 220	1,2	86,8	Pikivarras 12 mm
	1,328	70,9	
	1,517	54,3	
	1,706	42,9	
	1,895	34,8	
	2,084	28,8	
	2,273	24,2	
	2,4	21,7	
200 x 265	1,2	111,4	
	1,348	88,2	
	1,573	64,8	
	1,798	49,6	
	2,023	39,2	
	2,248	31,7	
	2,4	27,8	
200 x 265*	1,2	111,4	
	1,352	87,7	
	1,575	64,6	
	1,798	49,6	
	2,021	39,3	
	2,244	31,8	
	2,4	27,9	
200 x 320	1,2	141,4	
	1,378	107,2	
	1,658	74,1	
	1,938	54,2	
	2,218	41,4	
	2,4	35,5	
200 x 400	1,2	185,1	
	1,376	140,9	
	1,659	96,9	
	1,942	70,7	
	2,225	53,9	
	2,4	46,3	

265* - TAM27E, ovaalne õõne kuju

265 - TAM27, ümar õõne kuju

Tabel 5 Vekseltalade paindekandevõime 3 x 12 mm pikivarraste puhul

E-betoelement ristlõike puhul			
Tala ristlõike mõõtmed b x h (mm)	Ava pikkus (m)	Maksimaalne võimalik joonkoormus (kN/m)	Betooni klass C30/37
200 x 200	1,2	108,7	Pikivarras 12 mm
	1,331	88,3	
	1,519	67,9	
	1,706	53,8	
	1,894	43,6	
	2,081	36,1	
	2,269	30,4	
	2,4	27,2	
200 x 220	1,2	125,1	
	1,331	101,7	
	1,519	78,1	
	1,706	61,9	
	1,894	50,2	
	2,081	41,6	
	2,269	35,0	
	2,4	31,3	
200 x 265	1,2	162,0	
	1,354	127,2	
	1,577	93,8	
	1,8	72,0	
	2,023	57,0	
	2,246	46,2	
	2,4	40,5	
	200 x 320	1,2	
1,376		157,6	
1,659		108,4	
1,942		79,1	
2,225		60,3	
2,4		51,8	
200 x 400		1,2	272,7
	1,378	206,8	
	1,659	142,8	
	1,942	104,2	
	2,222	79,5	
	2,4	68,2	
	200 x 500	1,2	354,7
1,387		265,7	
1,659		185,7	
1,942		135,5	
2,214		104,2	
2,4		88,7	

Tabel 6 Vekseltalade paindekandevõime 3 x 12 mm pikivarraste puhul

TMB element ristlõike puhul			
Tala ristlõike mõõtmed b x h (mm)	Ava pikkus (m)	Maksimaalne võimalik joonkoormus (kN/m)	Betooni klass C30/37
200 x 220	1,2	125,1	Pikivarras 12 mm
	1,328	102,2	
	1,517	78,3	
	1,706	61,9	
	1,895	50,2	
	2,084	41,5	
	2,273	34,9	
	2,4	31,3	
200 x 265	1,2	162,0	
	1,348	128,4	
	1,573	94,3	
	1,798	72,2	
	2,023	57,0	
	2,248	46,2	
	2,4	40,5	
200 x 265*	1,2	162,0	
	1,352	127,6	
	1,575	94,0	
	1,798	72,2	
	2,021	57,1	
	2,244	46,3	
	2,4	40,6	
200 x 320	1,2	207,1	
	1,378	157,0	
	1,658	108,5	
	1,938	79,4	
	2,218	60,6	
	2,4	51,9	
200 x 400	1,2	272,7	
	1,376	207,5	
	1,659	142,8	
	1,942	104,2	
	2,225	79,3	
	2,4	68,2	

265* - TAM27E, ovaalne õõne kuju

265 - TAM27, ümar õõne kuju

3.4 Ilma armatuurita läbilõigatud õõnespaneeli betoontapi maksimaalne põikjõukandevõime

Arvutatakse E-betoelement ja TMB element õõnespaneelide ristlõigete tappühenduse kandevõime põikjõule.

Arvutused E-betoelement „EP-õõnespaneelide projekterimisjuhise“ järgi [3].

$$V_{u1} = 0,2 \cdot f_{ctd} \cdot b_v \cdot h \quad (3.5)$$

- kus V_{u1} – tappühenduse kandevõime põikjõule, kN
 f_{ctd} – monteeritava betooni arvutuslik tõmbetugevus, MPa
 b_v – õõnespaneeli ribide summeeritud paksus, mm
 h – õõnespaneeli kõrgus, mm

Betooni klass C30/37

$f_{ctd} = 1,35$ MPa

$b_v = 255$ mm

$h = 220$ mm

$$V_{u1} = 0,2 \cdot f_{ctd} \cdot b_v \cdot h = 0,2 \cdot 1,35 \cdot 255 \cdot 220 \cdot 10^{-3} = 15,15 \text{ kN}$$

Tabel 7 E-betoelement õõnespaneelide ristlõiked

	E-betoelement õõnespaneelide ristlõiked					
	6 õõnsust		5 õõnsust	4 õõnsust		
Ristlõige	200	220	265	320	400	500
Keskised ribad (mm)	163	163	152	168	165	204
Äärmised ribad (mm)	64,7	64,7	80,56	84,66	89,54	138

Tabel 8 E-betoelement õõnespaneelide ristlõigete tappühenduse põikjõukandevõimed

f_{ctd} (Mpa)	1,35					
b_v (mm)	227,7	227,7	232,56	252,66	254,54	342
h (mm)	200	220	265	320	400	500
V_{u1} (kN)	12,30	13,53	16,64	21,83	27,49	46,17

Tabel 9 TMB element õõnespaneelide ristlõiked

	TMB element õõnespaneelide ristlõiked				
	6 õõnsust	5 õõnsust		4 õõnsust	
Ristlõige	220	265	265*	320	400
Keskmised ribid (mm)	195	160	204	165	165
Äärmised ribid (mm)	60	92,2	99,4	97,2	104,2

265* - TAM27E, ovaalne õõne kuju

265 - TAM27, ümar õõne kuju

Tabel 10 TMB element õõnespaneelide ristlõigete tappühenduse põikjõukandevõimed

f_{ctd} (Mpa)	1,35				
b_v (mm)	255	252,2	303,4	262,2	269,2
h (mm)	220	265	265	320	400
V_{u1} (kN)	15,15	18,04	21,71	22,65	29,07

Kindlasti antud tappliite korral õõnespaneeli õõnsusi pealt lõhkuda ei tohi.

Paneelide tellimisel informeerida tehist, kus paigaldatakse plastmassist spetsiaalne õõnespaneeli õõnsusse sobiv kork sügavamale.

Tappliite moodustav betoon valgub monoliitse vekseltala betoneerimisel õõnespaneelide õõnsustesse moodustades vajaliku tappliite.

3.5 Külgnevate paneelide betoontapi maksimaalne põikjõukandevõime

Esmalt leitakse vekseltala poolt põhjustava toereaktsiooni.

Arvutus metoodikat kasutades lähtutakse „Ehituskonstruktori käsiraamatust“ peatükis tarindite sisejõud [14].

$$R_1 = R_2 = \frac{q \cdot L}{2} \quad (3.6)$$

kus R – toereaktsioon, kN
 q – joonkoormus, N/m
 L – silde pikkus, m

$$q = 86,8 \text{ kN/m}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$h = 220 \text{ mm}$$

$$L = 1,2 \text{ m}$$

L_{eff} – arvutuslik sildeava

Arvutused E-betonelemendi õõnespaneeli kõrgusega 220 mm ristlõike järgi.

Paneeli õõnsus = 155 mm

Paneeli servast äärmise õõnsuse tsentrisse = 131 mm

Õõnsuste tsentrite vaheline kaugus = 187,6 mm

Arvutusliku sildeava arvutamisel liidan 1/3 kogu vekseltala toetus pikkusest kummalgi vekslil poolel.

$$L_{eff} = 1200 + \left(\frac{131 + 187,6 + \frac{155}{2}}{3} \cdot 2 \right) = 1,464 \text{ m}$$

$$R_1 = R_2 = \frac{q \cdot L_{eff}}{2} = \frac{86,8 \cdot 1,464}{2} = 63,5 \text{ kN}$$

Tabel 11 Toereaktsiooni arvutused 2 x 10 pikiarmatuuriga

Toereaktsiooni arvutus 2 x 10 armatuuriga vekselalalt E-betoelement ristlõigetele				
Tala ristlõike mõõtmed b x h (mm)	Sildeava (m)	Arvutuslik sildeava (m)	joonkoormus (kN/m)	Toereaktsioon (kN)
200 x 200	1,2	1,463	54,5	39,8
	1,331	1,594	44,3	35,3
	1,519	1,781	34,0	30,3
	1,706	1,969	26,9	26,5
	1,894	2,157	21,9	23,6
	2,081	2,344	18,1	21,2
	2,269	2,532	15,2	19,3
	2,4	2,663	13,6	18,1
200 x 220	1,2	1,464	62,1	45,4
	1,331	1,595	50,4	40,2
	1,519	1,783	38,7	34,5
	1,706	1,970	30,7	30,2
	1,894	2,158	24,9	26,9
	2,081	2,345	20,6	24,2
	2,269	2,533	17,4	22,0
	2,4	2,664	15,5	20,7
200 x 265	1,2	1,513	79,1	59,9
	1,354	1,667	62,2	51,8
	1,577	1,890	45,8	43,3
	1,8	2,113	35,2	37,2
	2,023	2,336	27,8	32,5
	2,246	2,559	22,6	28,9
	2,4	2,713	19,8	26,8
200 x 320	1,2	1,581	100,0	79,1
	1,376	1,757	76,1	66,9
	1,659	2,040	52,4	53,4
	1,942	2,323	38,2	44,4
	2,225	2,606	29,1	37,9
	2,4	2,781	25,0	34,8
200 x 400	1,2	1,582	130,4	103,1
	1,378	1,760	98,9	87,0
	1,659	2,040	68,3	69,6
	1,942	2,323	49,8	57,9
	2,222	2,604	38,0	49,5
	2,4	2,782	32,6	45,3
200 x 500	1,2	1,577	168,3	132,8
	1,387	1,764	126,1	111,2
	1,659	2,036	88,1	89,7
	1,942	2,319	64,3	74,6
	2,214	2,591	49,5	64,1
	2,4	2,777	42,1	58,4

Tabel 12 Toereaktsiooni arvutused 2 x 10 pikiarmatuuriga

Toereaktsiooni arvutus 2 x 10 armatuuriga vekseltalalt TMB element ristlõigetele				
Tala ristlõike mõõtmed b x h (mm)	Sildeava (m)	Arvutuslik sildeava (m)	joonkoormus (kN/m)	Toereaktsioon (kN)
200 x 220	1,2	1,461	62,1	45,3
	1,328	1,589	50,7	40,3
	1,517	1,778	38,9	34,5
	1,706	1,967	30,7	30,2
	1,895	2,156	24,9	26,8
	2,084	2,345	20,6	24,1
	2,273	2,534	17,3	21,9
	2,4	2,661	15,5	20,6
200 x 265	1,2	1,510	79,1	59,8
	1,348	1,658	62,7	52,0
	1,573	1,883	46,1	43,4
	1,798	2,108	35,2	37,2
	2,023	2,333	27,8	32,5
	2,248	2,558	22,5	28,8
	2,4	2,710	19,8	26,8
	200 x 265*	1,2	1,507	79,1
1,352		1,659	62,3	51,7
1,575		1,882	45,9	43,2
1,798		2,105	35,2	37,1
2,021		2,328	27,9	32,5
2,244		2,551	22,6	28,9
2,396		2,703	19,8	26,8
200 x 320		1,2	1,580	100,0
	1,378	1,758	75,8	66,7
	1,658	2,038	52,4	53,4
	1,938	2,318	38,3	44,4
	2,218	2,598	29,3	38,0
	2,4	2,776	25,1	34,8
	200 x 400	1,2	1,582	130,4
1,376		1,757	99,2	87,2
1,659		2,040	68,3	69,6
1,942		2,323	49,8	57,9
2,225		2,606	37,9	49,4
2,4		2,782	32,6	45,3

265* - TAM27E, ovaalne õõne kuju

265 - TAM27, ümar õõne kuju

Tabel 13 Toereaktsiooni arvutused 2 x 12 pikiarmatuuriga

Toereaktsiooni arvutus 2 x 12 armatuuriga vekseljalalt E-betoelement ristlõigetele				
Tala ristlõike mõõtmed b x h (mm)	Sildeava (m)	Arvutuslik sildeava (m)	joonkoormus (kN/m)	Toereaktsioon (kN)
200 x 200	1,2	1,463	75,8	55,5
	1,331	1,594	61,6	49,1
	1,519	1,781	47,3	42,2
	1,706	1,969	37,5	36,9
	1,894	2,157	30,4	32,8
	2,081	2,344	25,2	29,5
	2,269	2,532	21,2	26,8
	2,4	2,663	19,0	25,2
200 x 220	1,2	1,464	86,8	63,5
	1,331	1,595	70,5	56,2
	1,519	1,783	54,2	48,3
	1,706	1,970	42,9	42,3
	1,894	2,158	34,8	37,6
	2,081	2,345	28,8	33,8
	2,269	2,533	24,3	30,7
	2,4	2,664	21,7	28,9
200 x 265	1,2	1,513	111,4	84,2
	1,354	1,667	87,5	72,9
	1,577	1,890	64,5	60,9
	1,8	2,113	49,5	52,3
	2,023	2,336	39,2	45,8
	2,246	2,559	31,8	40,7
	2,4	2,713	27,8	37,8
	200 x 320	1,2	1,581	141,4
1,376		1,757	107,6	94,5
1,659		2,040	74,0	75,5
1,942		2,323	54,0	62,7
2,225		2,606	41,2	53,6
2,4		2,781	35,4	49,2
200 x 400		1,2	1,582	185,1
	1,378	1,760	140,4	123,5
	1,659	2,040	96,9	98,9
	1,942	2,323	70,7	82,2
	2,222	2,604	54,0	70,3
	2,4	2,782	46,3	64,4
200 x 500	1,2	1,577	239,8	189,1
	1,387	1,764	179,6	158,4
	1,659	2,036	125,5	127,8
	1,942	2,319	91,6	106,2
	2,214	2,591	70,5	91,3
	2,4	2,777	60,0	83,3

Tabel 14 Toereaktsiooni arvutused 2 x 12 pikiarmatuuriga

Toereaktsiooni arvutus 2 x 12 armatuuriga vekseltalalt TMB element ristlõigetele				
Tala ristlõike mõõtmed b x h (mm)	Sildeava (m)	Arvutuslik sildeava (m)	joonkoormus (kN/m)	Toereaktsioon (kN)
200 x 220	1,2	1,461	86,8	63,4
	1,328	1,589	70,9	56,3
	1,517	1,778	54,3	48,3
	1,706	1,967	42,9	42,2
	1,895	2,156	34,8	37,5
	2,084	2,345	28,8	33,7
	2,273	2,534	24,2	30,6
	2,4	2,661	21,7	28,9
200 x 265	1,2	1,510	111,4	84,1
	1,348	1,658	88,2	73,2
	1,573	1,883	64,8	61,0
	1,798	2,108	49,6	52,3
	2,023	2,333	39,2	45,7
	2,248	2,558	31,7	40,6
	2,4	2,710	27,8	37,7
	200 x 265*	1,2	1,507	111,4
1,352		1,659	87,7	72,8
1,575		1,882	64,6	60,8
1,798		2,105	49,6	52,2
2,021		2,328	39,3	45,7
2,244		2,551	31,8	40,6
2,4		2,703	27,9	37,8
200 x 320		1,2	1,580	141,4
	1,378	1,758	107,2	94,3
	1,658	2,038	74,1	75,5
	1,938	2,318	54,2	62,8
	2,218	2,598	41,4	53,8
	2,4	2,776	35,5	49,2
	200 x 400	1,2	1,582	185,1
1,376		1,757	140,9	123,8
1,659		2,040	96,9	98,9
1,942		2,323	70,7	82,2
2,225		2,606	53,9	70,2
2,4		2,782	46,3	64,4

265* - TAM27E, ovaalne õõne kuju

265 - TAM27, ümar õõne kuju

Tabel 15 Toereaktsiooni arvutused 3 x 12 pikiarmatuuriga

Toereaktsiooni arvutus 3 x 12 armatuuriga vekseltalalt E-betoelement ristlõigetele				
Tala ristlõike mõõtmed b x h (mm)	Sildeava (m)	Arvutuslik sildeava (m)	joonkoormus (kN/m)	Toereaktsioon (kN)
200 x 200	1,2	1,463	108,7	79,5
	1,331	1,594	88,3	70,4
	1,519	1,781	67,9	60,4
	1,706	1,969	53,8	52,9
	1,894	2,157	43,6	47,1
	2,081	2,344	36,1	42,3
	2,269	2,532	30,4	38,5
	2,4	2,663	27,2	36,2
200 x 220	1,2	1,464	125,1	91,6
	1,331	1,595	101,7	81,1
	1,519	1,783	78,1	69,6
	1,706	1,970	61,9	61,0
	1,894	2,158	50,2	54,2
	2,081	2,345	41,6	48,8
	2,269	2,533	35,0	44,3
	2,4	2,664	31,3	41,7
200 x 265	1,2	1,513	162,0	122,5
	1,354	1,667	127,2	106,0
	1,577	1,890	93,8	88,6
	1,8	2,113	72,0	76,1
	2,023	2,336	57,0	66,6
	2,246	2,559	46,2	59,2
	2,4	2,713	40,5	54,9
	200 x 320	1,2	1,581	207,1
1,376		1,757	157,6	138,4
1,659		2,040	108,4	110,6
1,942		2,323	79,1	91,9
2,225		2,606	60,3	78,5
2,4		2,781	51,8	72,0
200 x 400	1,2	1,582	272,7	215,6
	1,378	1,760	206,8	181,9
	1,659	2,040	142,8	145,6
	1,942	2,323	104,2	121,0
	2,222	2,604	79,5	103,5
	2,4	2,782	68,2	94,8
200 x 500	1,2	1,577	354,7	279,7
	1,387	1,764	265,7	234,3
	1,659	2,036	185,7	189,0
	1,942	2,319	135,5	157,1
	2,214	2,591	104,2	135,0
	2,4	2,777	88,7	123,1

Tabel 16 Toereaktsiooni arvutused 3 x 12 pikiarmatuuriga

Toereaktsiooni arvutus 3 x 12 armatuuriga vekseltalalt TMB element ristlõigetele					
Tala ristlõike mõõtmed b x h (mm)	Sildeava (m)	Arvutuslik sildeava (m)	joonkoormus (kN/m)	Toereaktsioon (kN)	
200 x 220	1,2	1,461	125,1	91,4	
	1,328	1,589	102,2	81,2	
	1,517	1,778	78,3	69,6	
	1,706	1,967	61,9	60,9	
	1,895	2,156	50,2	54,1	
	2,084	2,345	41,5	48,6	
	2,273	2,534	34,9	44,2	
	2,4	2,661	31,3	41,6	
200 x 265	1,2	1,510	162,0	122,3	
	1,348	1,658	128,4	106,4	
	1,573	1,883	94,3	88,8	
	1,798	2,108	72,2	76,1	
	2,023	2,333	57,0	66,5	
	2,248	2,558	46,2	59,0	
	2,4	2,710	40,5	54,9	
	200 x 265*	1,2	1,507	162,0	122,1
1,352		1,659	127,6	105,9	
1,575		1,882	94,0	88,5	
1,798		2,105	72,2	76,0	
2,021		2,328	57,1	66,5	
2,244		2,551	46,3	59,1	
2,396		2,703	40,6	54,9	
200 x 320		1,2	1,580	207,1	163,6
	1,378	1,758	157,0	138,1	
	1,658	2,038	108,5	110,6	
	1,938	2,318	79,4	92,0	
	2,218	2,598	60,6	78,7	
	2,4	2,776	51,9	72,1	
	200 x 400	1,2	1,582	272,7	215,6
		1,376	1,757	207,5	182,3
1,659		2,040	142,8	145,6	
1,942		2,323	104,2	121,0	
2,225		2,606	79,3	103,4	
2,4		2,782	68,2	94,8	

265* - TAM27E, ovaalne õõne kuju

265 - TAM27, ümar õõne kuju

Betoontappide löikekandevõime töötavate ribide arvutuste tegemisel lähtutakse standartist EVS-EN 1992-1-1:2005 [15]. Arvutus tulemused antakse tabel kujul 3 + 3 ja 2 + 2 töötava ribi tööolukorra tulemused. Sobivat läbiviidud katsetust millele tugineda ei ole tehtud, seetõttu kindlalt ei ole teada kui efektiivselt sellises olukorras 3 + 3 ribad tööle hakkavad. Katseliselt tuleks kontrollida, kas selliselt õõnespaneeli koormates töötavad rohkem kui 2 + 2 ribi.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (3.7)$$

$$\geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

kus $V_{Rd,c}$ – arvutuslik põikjõukandevõime, kN

$C_{Rd,c}$ – katsetustest tuletatud koefitsient, $0.18/\gamma_c$

k – tegur, $1 + \sqrt{200/d} \leq 2.00$

k_1 – tegur, 0,15

ρ_l – pikiarmeerimise tegur, $A_{s1} / b_w \cdot d \leq 0,02$

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

σ_{cp} – betooni survepinge normaaljõust või eelpingestusest, $N_{Ed} / A_c < 0,2 \cdot f_{cd}$

b_w – ristlõike minimaalne laius tõmbetsoonis, mm

v_{min} – tegur, $0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$

Betoontapi löikekandevõime arvutus 3 + 3 töötava ribi korral.

Tulepüsimisklass REI 60 korral on minimaalne nimikaitsekiht 35 mm.

$b_w = 195,1$ mm

$h = 200$ mm

$d_1 = 160,35$ mm

$c_{nom} = 35$ mm

$\gamma_c = 1,5$

Betooni klass C30/37

$f_{ck} = 30$ MPa

Arvutuses kasutatakse ühte seitsmetrossilist kimpu K7 minimaalse läbimõõduga 9,3 mm [16], [17].

Pingearmatuur seitsmetraadiline tross läbimõõt 9,3 mm.

$A_{s1} = 475,5$ mm²

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d_1} \leq 0,02 \quad (3.8)$$

kus ρ_1 – pikiarmeermise tegur
 A_{s1} – armatuuri ristlõikepind, mm²
 d_1 – kasuskõrgus, mm

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d_1} = \frac{475,5}{195,1 \cdot 160,35} = 0,0152 < 0,02 \rightarrow \rho_1 = 0,0152$$

$$C_{Rd.c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (3.9)$$

kus $C_{Rd.c}$ – katsetustest tuletatud koefitsient
 γ_c – betooni osavarutegur, 1,5

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} \leq 2,00 \quad (3.10)$$

kus k – tegur
 d_1 – kasuskõrgus, mm

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{160,35}} = 2,12 \leq 2,00 \rightarrow k = 2,00$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (3.11)$$

kus v_{min} – tegur
 k – tegur
 f_{ck} – 28 päeva vanuse betooni silindriline normsurvetugevus, MPa

Arvutustes jäetakse arvestamata eelpingestamistest tekkiva pikijõu ja eeldatakse $N_{Ed} = 0$, selle tulemusel valem 3.7 lihtsustub.

$$V_{Rd.c1} = \left[C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$= \left[0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0152 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 195,1 \cdot 160,35 \cdot 10^{-3} = 26,8 \text{ kN}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{1}{2}} = 0,542$$

$$V_{Rd.c} = v_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,542 \cdot 195,1 \cdot 160,35 \cdot 10^{-3} = 16,96 \text{ kN}$$

$26,8 \text{ kN} > 16,96 \text{ kN}$

Tabel 17 E-betoelement õõnespaneelide külgnevate paneelide betoontappide maksimaalne lõikekandevõime 3 + 3 töötava ribi korral

	E-betoelement õõnespaneelide ristlõiked					
	3 + 3 Ribi korral (1 äärmine, 2 keskmist + 1 äärmine, 2 keskmist)					
	6 õõnsust		5 õõnsust		4 õõnsust	
Ristlõige	200	220	265	320	400	500
Keskised ribad (mm)	130,4	130,4	152	225	220	272
Äärmised ribad (mm)	64,7	64,7	80,56	84,66	89,54	138
f_{ck} (Mpa)	30					
b_w (mm)	195,1	195,1	232,56	309,66	309,54	410
h (mm)	200	220	265	320	400	500
$V_{Rd.c1}$ (kN)	26,8	29,0	36,7	48,9	54,6	73,7

Tabel 18 TMB element õõnespaneelide külgnevate paneelide betoontappide maksimaalne lõikekandevõime 3 + 3 töötava ribi korral

	TMB element õõnespaneelide ristlõiked					
	3 + 3 Ribi korral (1 äärmine, 2 keskmist + 1 äärmine, 2 keskmist)					
	6 õõnsust		5 õõnsust		4 õõnsust	
Ristlõige	220		265	265*	320	400
Keskised ribad (mm)	156		160	204	220	220
Äärmised ribad (mm)	60		92,2	99,4	97,2	104,2
f_{ck} (Mpa)	30					
b_w (mm)	216		252,2	303,4	317,2	324,2
h (mm)	220		265	265	320	400
$V_{Rd.c1}$ (kN)	31,0		38,8	43,9	49,6	51,6

265* - TAM27E, ovaalne õõne kuju

265 - TAM27, ümar õõne kuju

Tabel 19 E-betoelement õõnespaneelide külgnevate paneelide betoontappide maksimaalne löikekandevõime 2 + 2 töötava ribi korral

	E-betoelement õõnespaneelide ristlõiked					
	2 + 2 Ribi korral (1 äärmine, 1 keskmist + 1 äärmine, 1 keskmist)					
	6 õõnsust		5 õõnsust		4 õõnsust	
Ristlõige	200	220	265	320	400	500
Keskmised ribid (mm)	130,4	130,4	152	225	220	272
Äärmised ribid (mm)	64,7	64,7	80,56	84,66	89,54	138
f_{ck} (Mpa)	30					
b_w (mm)	129,9	129,9	156,56	197,16	199,54	274
h (mm)	200	220	265	320	400	500
$V_{Rd,c2}$ (kN)	19,6	22,0	32,2	47,9	58,9	56,4

Tabel 20 TMB element õõnespaneelide külgnevate paneelide betoontappide maksimaalne löikekandevõime 2 + 2 töötava ribi korral

	TMB element õõnespaneelide ristlõiked					
	2 + 2 Ribi korral (1 äärmine, 1 keskmist + 1 äärmine, 1 keskmist)					
	6 õõnsust		5 õõnsust		4 õõnsust	
Ristlõige	220		265	265*	320	400
Keskmised ribid (mm)	156		160	204	220	220
Äärmised ribid (mm)	60		92,2	99,4	97,2	104,2
f_{ck} (Mpa)	30					
b_w (mm)	138		172,2	201,4	207,2	214,2
h (mm)	220		265	265	320	400
$V_{Rd,c2}$ (kN)	23,0		30,1	33,4	37,4	42,7

265* - TAM27E, ovaalne õõne kuju

265 - TAM27, ümar õõne kuju

3.5.1 Terasest vekseltala toetamine õõnespaneelile

Läbisurumiskandevõime arvutamisel lähtutakse standardist EVS-EN 1168:2006+A3:2011 [6].

$$V_{Rd} = b_{eff} \cdot h \cdot f_{ctd} \cdot \left(1 + 0,3 \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{ctd}}\right) \quad (3.12)$$

kus V_{Rd} – läbisurumiskandevõime, kN

b_{eff} – ribide efektiivne laius, mm

h – õõnespaneeli kõrgus, mm

f_{ctd} – monteeritava betooni arvutuslik tõmbetugevus, MPa

α – tegur

σ_{cp} – eelpingestusjõu põhjustatud betooni survepinge keskeljel

Arvutused E-betoelemendi õõnespaneeli kõrgusega 220 mm ristlõike järgi.

Betooni klass C30/37

$f_{ctd} = 1,35$ MPa

$b_{eff} = 64,7$ mm

$h = 220$ mm

Arvutustes jäetakse arvestamata eelpingestamistest tekkiva pikijõu ja eeldatakse $N_{Ed} = 0$, selle tulemusel valem 3.12 lihtsustub.

$$V_{Rd} = b_{eff} \cdot h \cdot f_{ctd} = 64,7 \cdot 220 \cdot 1,35 \cdot 10^{-3} = 19,22 \text{ kN}$$

Tabel 21 E-betoelement ristlõigetele teras vekseltala toetamine

	E-betoelement õõnespaneelide ristlõiked					
	1 + 1 Ribi korral (1 äärmine + 1 äärmine)					
f_{ctd} (Mpa)	1,35					
h (mm)	200	220	265	320	400	500
b_{eff} (mm)	64,7	64,7	80,56	84,66	89,54	138
V_{Rd} (kN)	17,47	19,22	28,82	36,57	48,35	93,15

Tabel 22 TMB element ristlõigetele teras vekseltala toetamine

	TMB element õõnespaneelide ristlõiked				
	1 + 1 Ribi korral (1 äärmine + 1 äärmine)				
f_{ctd} (Mpa)	1,35				
h (mm)	220	265	265	320	400
b_{eff}	60	92,2	99,4	97,2	104,2
V_{Rd} (kN)	17,82	32,98	35,56	41,99	56,27

3.6 Monoliitse raudbetoonist vekseljala põikjõukandevõime ilma põikarmatuurita

Leitakse vekseljala põikjõukandevõime ilma põikarmatuurita.

Arvutused standardi EVS-EN 1992-1-1:2005 järgi [15], [18]

Tala ristlõikega 200 x 200 põikjõukandevõime arvutus.

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$d_1 = 160 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

Betooni klass C30/37

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Armatuur B500B

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

Pikiarmatuur = 10 mm

$$n = 2 \text{ tk}$$

$$A_{s1} = 157,1 \text{ mm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d_1} \leq 0,02 \quad (3.13)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d_1} = \frac{157,1}{200 \cdot 160} = 0,0049$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (3.14)$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} \quad (3.15)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{160}} = 2,118 \leq 2,00 \rightarrow k = 2,00$$

$$V_{Rd.c} = \left[C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (3.16)$$

$$\geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Arvutuslik pikijõud $N_{Ed} = 0$

$$V_{Rd.c} = \left[C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$= \left[0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0049 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 200 \cdot 160 \cdot 10^{-3} = 18,8 \text{ kN}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (3.17)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{1}{2}} = 0,542$$

$$V_{Rd.c} = v_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,542 \cdot 200 \cdot 160 \cdot 10^{-3} = 17,3 \text{ kN} \quad 18,8 \text{ kN} > 17,3 \text{ kN}$$

Tabel 23 Raudbetoon vekseltalade põikjõukandevõimed ilma põikarmatuurita

Tala põikjõukandevõime						
f_{ck} (MPa)	30					
f_{yd} (MPa)	435					
C_{nom} (mm)	35					
b_w (mm)	200					
n	2					
Pikiarmatuur(mm)	10					
h (mm)	200	220	265	320	400	500
$V_{Rd.c}$ (kN)	19	20	23	25	28	32
Pikiarmatuur(mm)	12					
$V_{Rd.c}$ (kN)	21	23	26	28	32	36
n	3					
Pikiarmatuur(mm)	12					
$V_{Rd.c}$ (kN)	24	26	30	33	36	41

3.7 Raudbetoon vekseljala armeerimis nõuded

3.7.2 Minimaalne ja maksimaalne pikiarmatuuri pind

Arvutuste tegemisel lähtutakse standardist EVS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015+NA:2015 [15].

$$A_{s.min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (3.18)$$

kus $A_{s.min}$ – minimaalne pikitõmbearmatuuri ristlõikepindala, mm²

f_{ctm} – betooni tõmbetugevuse keskmine suurus, MPa

f_{yk} – armatuurterase normvoolavustugevus, MPa

b_t – ristlõike survetsooni laius, mm

d – kasuskõrgus, mm

$$A_{s.max} = 0,04 \cdot A_c \quad (3.19)$$

kus $A_{s.max}$ – maksimaalne pikitõmbearmatuuri ristlõikepindala, mm²

A_c – betoonristlõike pindala, mm²

Tala ristlõikega 200 x 200 pikiarmatuuri nõuete kontroll.

$b_t = 200$ mm

$c_{nom} = 35$ mm

$d_1 = 152$ mm

$h = 200$ mm

Betooni klass C30/37

$f_{ctm} = 2,9$ MPa

Armatuur B500B

$A_{s1} = 157$ mm²

$f_{yk} = 500$ MPa

$n = 2$ tk

Pikiarmatuur = 10 mm

$$A_{s.min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d_1 = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 200 \cdot 152 = 45,8 \text{ mm}^2 \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d_1$$

$$= 0,0013 \cdot 200 \cdot 152 = 39,52 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 200 \cdot 200 = 1600 \text{ mm}^2$$

Tabel 24 Pikiarmatuuri nõuded

2 x 10 mm pikiarmatuuri korral ja rang 8 mm						
f_{ctm} (MPa)	2.9					
f_{yk} (MPa)	500					
b_t (mm)	200					
h (mm)	200	220	265	320	400	500
d (mm)	152	172	217	272	352	452
$0.0013 \cdot b_t \cdot d$ (mm ²)	39,52	44,72	56,42	70,72	91,52	117,52
$A_{s.1}$ (mm ²)	157					
$A_{s.min}$ (mm ²)	45,8	51,9	65,4	82,0	106,2	136,3
$A_{s.max}$ (mm ²)	1600	1760	2120	2560	3200	4000

Tabel 25 Pikiarmatuuri nõuded

2 x 12 mm pikiarmatuuri korral ja rang 8 mm						
f_{ctm} (MPa)	2.9					
f_{yk} (MPa)	500					
b_t (mm)	200					
h (mm)	200	220	265	320	400	500
d (mm)	151	171	216	271	351	451
$0.0013 \cdot b_t \cdot d$ (mm ²)	39,26	44,46	56,16	70,46	91,26	117,26
$A_{s.1}$ (mm ²)	226					
$A_{s.min}$ (mm ²)	45,5	51,6	65,1	81,7	105,9	136,0
$A_{s.max}$ (mm ²)	1600	1760	2120	2560	3200	4000

Tabel 26 Pikiarmatuuri nõuded

3 x 12 mm pikiarmatuuri korral ja rang 8 mm						
f_{ctm} (MPa)	2.9					
f_{yk} (MPa)	500					
b_t (mm)	200					
h (mm)	200	220	265	320	400	500
d (mm)	151	171	216	271	351	451
$0.0013 \cdot b_t \cdot d$ (mm ²)	39,26	44,46	56,16	70,46	91,26	117,26
$A_{s.1}$ (mm ²)	339					
$A_{s.min}$ (mm ²)	45,5	51,6	65,1	81,7	105,9	136,0
$A_{s.max}$ (mm ²)	1600	1760	2120	2560	3200	4000

3.7.3 Põikarmatuuri nõuded

Arvutuste tegemisel lähtutakse standardist EVS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015+NA:2015 [15].

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin\alpha} \quad (3.20)$$

kus ρ_w – põikarmeerimistegur, $\rho_w \geq \rho_{w.min}$
 A_{sw} – ühes tasandis paikneva põikarmatuuri ristlõikepind, mm²
 s – elemendi pikitelje suunas mõõdetud põikarmatuuri samm, mm
 b_w – ristlõike survetsooni laius, mm
 α – põikarmatuuri ja elemendi pikitelje vaheline nurk

$$\rho_{w.min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (3.21)$$

kus $\rho_{w.min}$ – põikarmeerimistegur
 f_{ck} – 28 päeva vanuse betooni silindriline normsurvetugevus, MPa
 f_{yk} – armatuurterase normvoolavustugevus, MPa

$$s_{max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot\alpha) \quad (3.22)$$

kus s_{max} – suurim põikarmatuuri pikisamm, mm
 d – kasuskõrgus, mm
 α – põikarmatuuri ja elemendi pikitelje vaheline nurk

Tala ristlõikega 200 x 200 pöikarmatuuri nõuete kontroll.

$$b_w = 200 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$d_1 = 152 \text{ mm}$$

Betooni klass C30/37

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Armatuur B500B

$$A_{sw} = 101 \text{ mm}^2$$

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

Kahelõikeline rang = 8 mm

$$\alpha = 90^\circ$$

$$s_{max} = 0,75 \cdot d_1 \cdot (1 + \cot\alpha) = 0,75 \cdot 152 = 114 \text{ mm}$$

valin samm pikkuseks $s = 110 \text{ mm}$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin\alpha} = \frac{101}{110 \cdot 200} = 0,0046$$

$$\rho_{w.min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{30}}{500} = 0,00088 \qquad 0,0046 \geq 0,00088$$

Tabel 27 Põikarmatuuri nõuded

	2 x 10 mm pikiarmatuuri korral ja kahelõikeline rang 8 mm					
f_{ck} (MPa)	30					
f_{yk} (MPa)	500					
α°	90					
A_{sw} (mm ²)	101					
b_w (mm)	200	220	265	320	400	500
d_1 (mm)	152	172	217	272	352	452
s_{max} (mm)	114	129	163	204	264	339
s (mm)	110	125	160	200	250	325
$\rho_{w,min}$	0,00088					
ρ_w	0,0046	0,0037	0,0024	0,0016	0,0010	0,0006

Tabel 28 Põikarmatuuri nõuded

	2 x 12 / 3 x 12 mm pikiarmatuuri korral ja kahelõikeline rang 8 mm					
f_{ck} (MPa)	30					
f_{yk} (MPa)	500					
α°	90					
A_{sw} (mm ²)	101					
b_w (mm)	200	220	265	320	400	500
d_1 (mm)	151	171	216	271	351	451
s_{max} (mm)	113	128	162	203	263	338
s (mm)	110	125	160	200	250	325
$\rho_{w,min}$	0,00088					
ρ_w	0,0046	0,0037	0,0024	0,0016	0,0010	0,0006

3.8 Monoliitse raudbetoonist vekseljala põikjõukandevõime põikarmatuuriga

Leitakse vekseljala põikjõukandevõime põikarmatuuri arvestades.
Arvutused standardi EVS-EN 1992-1-1:2005 järgi [15].

Tala ristlõikega 200 x 200 põikjõukandevõime arvutus.

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$d_1 = 152 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

Betooni klass C30/37

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Armatuur B500B

$$f_{ywd} = 435 \text{ MPa}$$

Kahelõikeline rang = 8 mm

$$A_{sw} = 101 \text{ mm}^2$$

s = 110 mm, sammu pikkus on valitud vastavalt tabel 27 järgi.

$\cot\theta$ piirväärtusteks võetakse 1 ja 2,5. Piirväärtustest lähtuvalt arvutatakse võimalikku halvimat juhtu.

$$z = 0,9 \cdot d_1 \tag{3.23}$$

kus z – sisejõudude õlg, mm

d_1 – kasuskõrgus, mm

$$z = 0,9 \cdot d_1 = 0,9 \cdot 152 = 136,8 \text{ mm}$$

$$V_{Rd.s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad (3.24)$$

- kus $V_{Rd.s}$ – arvutuslik põikjõukandevõime, kN
 s – kahelõikeliste rangide sammu pikkus, mm
 z – sisejõudude õlg, mm
 f_{ywd} – põikarmatuuri arvutusvoolavustugevus, MPa
 $\cot\theta$ – põikarmatuuri kaldenurga θ piirsuurus

$$V_{Rd.s1} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = \frac{101}{110} \cdot 136,8 \cdot 435 \cdot 1 \cdot 10^{-3} = 54,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.s2} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = \frac{101}{110} \cdot 136,8 \cdot 435 \cdot 2,5 \cdot 10^{-3} = 136,6 \text{ kN}$$

Tabel 29 Monoliitse raudbetoon vekseltala põikjõukandevõimed

Tala põikjõukandevõime													
f_{ck} (MPa)	30												
f_{ywd} (MPa)	435												
C_{nom} (mm)	35												
A_{sw} (mm ²)	101												
b (mm)	200												
h (mm)	200		220		265		320		400		500		
$\cot \theta$	1	2,5	1	2,5	1	2,5	1	2,5	1	2,5	1	2,5	
n	2												
Pikiarmatuur (mm)	10												
$V_{Rd.s}$ (kN)	54,6	136,6	54,4	136,0	53,6	134,1	53,8	134,4	55,7	139,2	55,0	137,5	
n	2/3												
Pikiarmatuur (mm)	12												
$V_{Rd.s}$ (kN)	54,3	135,7	54,1	135,2	53,4	133,5	53,6	133,9	55,5	138,8	54,9	137,2	

3.9 Monolitiseeritud õõne painde- ja põikjõukandevõime leidmine

Õõnespaneelide õõnsused on lihtsustatud ristkülikukujulisteks ristlõigeteks. Tegelik õõne läbimõõt on kõigil paneelide ristlõigetel suuremad ning arvutus on tagavara kasuks.

Tehase TMB element õõnespaneel kõrgusega 220, monolitiseeritud õõne põikjõukandevõime leidmine.

$$b = b_w = 80 \text{ mm}$$

$$h = 130 \text{ mm}$$

$$d_1 = 90 \text{ mm}$$

$$d_2 = 35 \text{ mm}$$

$$L = 300 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

Betooni klass C30/37

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

Armatuur B500B

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

Pikiarmatuur = 10 mm

$$n = 1 \text{ tk}$$

$$A_{s1} = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$\xi_c = 0,617$$

$$\xi_{c2} = 2,639$$

Ristlõike paindekandevõime arvutuskäik hõlmab alljärgnevaid valemeid:

Normaalarmeerimise tunnus on $\xi = x / d_1 \leq \xi_c$.

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b} \quad (3.25)$$

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{435 \cdot 78,5}{0,8 \cdot 20 \cdot 80} = 26,7 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{x}{d_1} \quad (3.26)$$

$$\xi = \frac{x}{d_1} = \frac{26,7}{171} = 0,156 < \xi_c = 0,617$$

kui $X < \xi_{c2} \cdot d_1$ võib loobuda survearmatuuri mõjust $A_{s2} = 0$

$$x = 26,7 \text{ mm} < \xi_{c2} \cdot d_2 = 2,639 \cdot 35 = 92,37 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot (d_1 - 0,5 \cdot y) \quad (3.27)$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot (d_1 - 0,5 \cdot y) = (20 \cdot 80 \cdot 0,8 \cdot 26,7 \cdot (90 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 26,7)) \cdot 10^{-6} \\ &= 2,71 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Põikjõukandevõime arvutamisel kasutatakse alljärgnevaid valemeid:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (3.28)$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} \quad (3.29)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{90}} = 2,49 \leq 2,00 \rightarrow k = 2,00$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d_1} \quad (3.30)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d_1} = \frac{78,5}{80 \cdot 90} = 0,011 < 0,02 \rightarrow \rho_1 = 0,011$$

$$V_{Rd.c} = \left[C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d_1 \quad (3.31)$$

$$\begin{aligned} V_{Rd.c} &= \left[C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d_1 \\ &= \left[0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,011 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 80 \cdot 90 \cdot 10^{-3} = 5,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (3.32)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{1}{2}} = 0,542$$

$$V_{Rd.c} = v_{min} \cdot b_w \cdot d_1 \quad (3.33)$$

$$V_{Rd.c} = v_{min} \cdot b_w \cdot d_1 = 0,542 \cdot 80 \cdot 90 \cdot 10^{-3} = 3,9 \text{ kN} \quad 5,5 \text{ kN} > 3,90 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = V_{Rd.c} \cdot L \quad (3.34)$$

kus M_{Ed} – arvutuslik paindemoment, kN · m

$V_{Rd.c}$ – arvutuslik pöikjõukandevõime, kN

L – täidetud õõne pikkus, mm

$$M_{Ed} = V_{Rd.c} \cdot L = 5,5 \cdot 300 \cdot 10^{-3} = 1,65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tabel 30 E-betoelement ristlõigete lihtsustatud õõnte löike- ja paindekandevõimed

E-betoelement ristlõiked						
ÕP ristlõige	200	220	265	320	400	500
b_w (mm)	90	90	110	145	145	165
h (mm)	125	125	150	205	290	295
$V_{Rd,c}$ (kN)	5,8		7,8	12,3	15,4	16,9
L (mm)	300					
M_{Ed} (kN·m)	1,7		2,3	3,7	4,6	5,1
M_{Rd} (kN·m)	2,6		3,5	5,4	8,3	8,5

Tabel 31 TMB element ristlõigete lihtsustatud õõnte löike- ja paindekandevõimed

TMB element ristlõiked					
ÕP ristlõige	220	265	265*	320	400
b_w (mm)	80	115	125	150	160
h (mm)	130	145	145	190	250
$V_{Rd,c}$ (kN)	5,5	7,8	8,2	11,8	15,2
L (mm)	300				
M_{Ed} (kN·m)	1,7	2,3	2,5	3,5	4,6
M_{Rd} (kN·m)	2,7	3,3	3,4	4,9	7,0

Täidetud õõnsused töötavad lühikeste konsoolidena, kus konstruktsioonile saab määravaks löikejõud.

3.10 Tala pragudekindluse kontroll

Prao laiuse arvutamisel lähtutakse standardist EVS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015+NA:2015, lisaks kasutatakse abimaterjalina „Ehituskonstruktori käsiraamatut“ ja õppeaine raudbetoonkonstruktsioonid II õppematerjale [15], [14], [1].

Tala ristlõikega 200 x 220 pragudekindluse kontroll.

$$M_{Rd} = 15,62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$h = 220 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$d_1 = 171 \text{ mm}$$

$$\Phi t = 2,6$$

$$k_1 = 0,8$$

$$k_2 = 0,5$$

$$k_t = 0,4$$

Betooni klass C30/37

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 33 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Armatuur B500B

$$A_{s1} = 226,2 \text{ mm}^2$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

$$n = 2$$

$$\text{pikivarras} = 12 \text{ mm}$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi(\infty, t_0)} \quad (3.35)$$

kus $E_{c,eff}$ – betooni tegelik elastsusmoodul, MPa

E_{cm} – betooni deformatsioonimoodul, MPa

$\Phi(\infty, t_0)$ – betooni roometegur

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi(\infty, t_0)} = \frac{33 \cdot 10^3}{1 + 2,6} = 9,16 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (3.36)$$

kus α_s – elastsusmoodulite suhe
 E_s – armatuurterase arvutuslik elastsusmoodul, MPa
 $E_{c,eff}$ – betooni tegelik elastsusmoodul, MPa

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{2 \cdot 10^5}{9,16 \cdot 10^3} = 21,82$$

$$A_{red} = b \cdot h + \alpha_s \cdot A_{s1} \quad (3.37)$$

kus A_{red} – redutseeritud ristlõikepindala, cm^2
 A_{s1} – armatuuri ristlõikepindala, cm^2
 b – tala laius, cm
 h – tala kõrgus, cm
 α_s – elastsusmoodulite suhe

$$A_{red} = b \cdot h + \alpha_s \cdot A_{s1} = 20,0 \cdot 22,0 + 21,82 \cdot 2,262 = 489 \text{ cm}^2$$

$$y_{0,red} = \frac{0,5 \cdot b \cdot h^2 + \alpha_s \cdot A_{s1} \cdot (h - d_1)}{A_{red}} \quad (3.38)$$

kus $y_{0,red}$ – ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast, cm
 A_{s1} – armatuuri ristlõikepindala, cm^2
 b – tala laius, cm
 h – tala kõrgus, cm
 d_1 – ristlõike kasuskõrgus, cm
 α_s – elastsusmoodulite suhe

$$y_{0,red} = \frac{0,5 \cdot b \cdot h^2 + \alpha_s \cdot A_{s1} \cdot (h - d_1)}{A_{red}} = \frac{0,5 \cdot 20,0 \cdot 22,0^2 + 21,82 \cdot 2,262 \cdot (22,0 - 17,1)}{489} = 10,4 \text{ cm}$$

$$x_1 = h - y_{0.red} \quad (3.39)$$

kus x_1 – survetsooni kõrgus, cm
 h – tala kõrgus, cm
 $y_{0.red}$ – ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast, cm

$$x_1 = h - y_{0.red} = 22,0 - 10,4 = 11,6 \text{ cm}$$

$$I_{red} = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot (x_1 - 0,5 \cdot h)^2 + \alpha_s \cdot A_{s1} \cdot (d_1 - x_1)^2 \quad (3.40)$$

kus I_{red} – redutseeritud ristlõike inertsimoment, cm^4
 A_{s1} – armatuuri ristlõikepindala, cm^2
 b – tala laius, cm
 h – tala kõrgus, cm
 d_1 – ristlõike kasuskõrgus, cm
 x_1 – survetsooni kõrgus, cm
 α_s – elastsusmoodulite suhe

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot (x_1 - 0,5 \cdot h)^2 + \alpha_s \cdot A_{s1} \cdot (d_1 - x_1)^2 \\ &= \frac{20,0 \cdot 22,0^3}{12} + 20,0 \cdot 22,0 \cdot (11,6 - 0,5 \cdot 22,0)^2 + 21,82 \cdot 2,262 \\ &\quad \cdot (17,1 - 11,6)^2 = 1,94 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$W_{t.red} = \frac{I_{red}}{y_{0.red}} \quad (3.41)$$

kus $W_{t.red}$ – ristlõike tugevusmoment tõmbetsooni jaoks, cm^3
 I_{red} – ristlõike inertsimoment, cm^4
 $y_{0.red}$ – ristlõike raskuskeskme kaugus ristlõike tõmmatud servast, cm

$$W_{t.red} = \frac{I_{red}}{y_{0.red}} = \frac{1,94 \cdot 10^4}{10,4} = 1,87 \cdot 10^3 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = f_{ctm} - W_{t.red} \quad (3.42)$$

- kus M_{cr} – paindemoment normaalprao tekkimisel, $kN \cdot m$
 f_{ctm} – betooni tõmbetugevuse keskmine suurus, MPa
 $W_{t.red}$ – ristlõike tugevusmoment tõmbetsooni jaoks, cm^3

$$M_{cr} = f_{ctm} - W_{t.red} = 2,9 - 1,87 = 5,4 \text{ kN} \cdot m < 15,62 \text{ kN} \cdot m$$

Kuna M_{cr} väärtus on väiksem kui M_{Rd} tekivad ristlõikesse praod. Järgnevalt arvutatakse täispragunenud ristlõike karakteristikud.

$$x_2 = -\frac{\alpha_s \cdot A_{s1}}{b} + \sqrt{\left(\frac{\alpha_s \cdot A_{s1}}{b}\right)^2 + \frac{2 \cdot \alpha_s \cdot A_{s1} \cdot d_1}{b}} \quad (3.43)$$

- kus x_2 – survetsooni kõrgus, cm
 A_{s1} – armatuuri ristlõikepindala, cm^2
 b – tala laius, cm
 h – tala kõrgus, cm
 d_1 – ristlõike kasuskõrgus, cm
 α_s – elastsusmoodulite suhe

$$\begin{aligned}
 x_2 &= -\frac{\alpha_s \cdot A_{s1}}{b} + \sqrt{\left(\frac{\alpha_s \cdot A_{s1}}{b}\right)^2 + \frac{2 \cdot \alpha_s \cdot A_{s1} \cdot d_1}{b}} \\
 &= -\frac{21,82 \cdot 2,262}{20,0} + \sqrt{\left(\frac{21,82 \cdot 2,262}{20,0}\right)^2 + \frac{2 \cdot 21,82 \cdot 2,262 \cdot 17,1}{20,0}} \\
 &= 7,04 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$I_{eff} = \frac{b \cdot x_2^3}{3} + \alpha_s \cdot A_{s1} \cdot (d_1 - x_2)^2 \quad (3.44)$$

- kus I_{eff} – ristlõike inertsimoment, cm^4
 A_{s1} – armatuuri ristlõikepindala, cm^2
 b – tala laius, cm
 d_1 – ristlõike kasuskõrgus, cm
 x_2 – survetsooni kõrgus, cm
 α_s – elastsusmoodulite suhe

$$I_{eff} = \frac{b \cdot x_2^3}{3} + \alpha_s \cdot A_{s1} \cdot (d_1 - x_2)^2 = \frac{20,0 \cdot 7,04^3}{3} + 21,82 \cdot 2,262 \cdot (17,1 - 7,04)^2 \\ = 7,32 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = \alpha_s \cdot \frac{M_{Rd} \cdot (d_1 - x_2)}{I_{eff}} \quad (3.45)$$

- kus σ_s – tõmbearmatuuri pinge, MPa
 α_s – elastsusmoodulite suhe
 M_{Rd} – arvutuslik paindekandevõime, $kN \cdot m$
 d_1 – ristlõike kasuskõrgus, m
 x_2 – survetsooni kõrgus, m
 I_{eff} – ristlõike inertsimoment, m^4

$$\sigma_s = \alpha_s \cdot \frac{M_{Rd} \cdot (d_1 - x_2)}{I_{eff}} = 21,82 \cdot \frac{15,62 \cdot 10^{-3} \cdot (0,171 - 0,0704)}{7,32 \cdot 10} = 468 \text{ MPa NB!}$$

$$h_{c.ef} = \min, \left(\begin{array}{c} b \cdot 2,5 \cdot (h - d_1) \\ \frac{(h - x_2)}{3} \\ \frac{h}{2} \end{array} \right) \quad (3.46)$$

- kus $h_{c.ef}$ – tõmmatud betooni kasulik kõrgus, cm
 b – tala laius, cm
 h – tala kõrgus, cm
 d_1 – ristlõike kasuskõrgus, cm

x_2 – survetsooni kõrgus, cm

$$h_{c.ef} = 2,5 \cdot (h - d_1) = 2,5 \cdot (22,0 - 17,1) = 12,25 \text{ cm}$$

$$h_{c.ef} = \frac{(h - x_2)}{3} = \frac{(22,0 - 7,04)}{3} = 5 \text{ cm}$$

$$h_{c.ef} = \frac{h}{2} = \frac{22,0}{2} = 11 \text{ cm}^2$$

$$A_{c.eff} = b \cdot h_{c.ef} \quad (3.47)$$

kus $A_{c.eff}$ – tõmbearmatuuri ümbritseva tõmmatud betooni kasulik ristlõikepindala, cm^2

b – tala laius, cm

$h_{c.ef}$ – tõmmatud betooni kasulik kõrgus, cm

$$A_{c.eff} = b \cdot h_{c.ef} = 20,0 \cdot 5 = 100 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{p.eff} = \frac{A_{s1}}{A_{c.eff}} \quad (3.48)$$

kus $\rho_{p.eff}$ – kasuliku pinna armeerimistegur

$A_{c.eff}$ – tõmbearmatuuri ümbritseva tõmmatud betooni kasulik ristlõikepindala, cm^2

A_{s1} – tõmbearmatuuri ristlõikepindala, cm^2

$$\rho_{p.eff} = \frac{A_{s1}}{A_{c.eff}} = \frac{2,262}{100} = 0,0226$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p.eff}} \cdot (1 + \alpha_s \cdot \rho_{p.eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.49)$$

kus $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ – keskmine pragudevaheline deformatsioon

σ_s – tõmbearmatuuri pinge, MPa

k_t – pikaajalise koormuse korral $k_t = 0,4$

$\rho_{p.eff}$ – kasuliku pinna armeerimistegur

f_{ctm} – betooni keskmine tõmbetugevus, MPa

α_s – elastsusmoodulite suhe

E_s – armatuurterase arvutuslik elastsusmoodul, MPa

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_s \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \\ &= \frac{468 - 0,4 \cdot \frac{2,9}{0,0226} \cdot (1 + 21,82 \cdot 0,0226)}{2 \cdot 10^5} = 0,002 > 0,6 \cdot \frac{468}{2 \cdot 10^5} \\ &= 0,0014\end{aligned}$$

$$S_{r,max} = 3,4 \cdot c + 0,425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\varnothing}{\rho_{p,eff}} \quad (3.50)$$

kus $S_{r,max}$ – pragude maksimaalne vahekaugus, mm

c – pikiarmatuuri kaitsekiht, mm

k_1 – kõrgnakkega armatuuri tegur, $k_1 = 0,8$

k_2 – pingejaotustegur paindel, $k_2 = 0,5$

$\rho_{p,eff}$ – kasuliku pinna armeerimistegur

\varnothing – pikiarmatuuri läbimõõt, m

$$\begin{aligned}S_{r,max} &= 3,4 \cdot c + 0,425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\varnothing}{\rho_{p,eff}} = 3,4 \cdot 35 + 0,425 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot \frac{12}{0,0226} \\ &= 209\text{mm}\end{aligned}$$

$$w_k = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \leq w_{max} \quad (3.51)$$

kus w_k – normaalprao arvutuslaius, mm

w_{max} – prao arvutuskohane piirlaius, keskkonnaklasside X0 ja XC1 korral = 0,4.

Keskkonnaklasside XC2, XC3, XC4, XD1, XD2, XS1, XS2 ja XS3 korral = 0,3

$S_{r,max}$ – pragude maksimaalne vahekaugus, mm

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ – keskmine pragudevaheline deformatsioon

$$w_k = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 209 \cdot 0,002 = 0,4 > w_{max} = 0,3$$

Tingimus $w_k \leq w_{max}$ ei ole täidetud, lisaks ületas tõmbearmatuuri pinge terase volavuspiiri!

Esmane arvutus on tehtud kandepiirseisundi väärtusega, edasised arvutused on tehtud eesmärgiga, kui suur võib olla kasutuspiirseisundi paindemoment võrrelduna kandepiirseisundi paindekandevõimega, ilma et pragu ületaks lubatud suurust.

Tabel 32 Tala pragudekindluse arvutuste tulemused erinevate ristlõigete

Tala pragudekindlus						
f_{ck} (MPa)	30					
f_{ctm} (MPa)	2,9					
f_{yd} (MPa)	435					
C_{nom} (mm)	35					
b (mm)	200					
h (mm)	200	220	265	320	400	500
n (tk)	2					
Pikiarmatuur (mm)	10					
70% M_{Rd} (kN·m)	6,9	7,8	10,0	-	-	-
M_{cr} (kN·m)	4,3	5,2	7,6	11,0	17,1	26,4
w_{max} (mm)	0,3					
w_k (mm)	0,26	0,26	0,27	-	-	-
n (tk)	2					
Pikiarmatuur (mm)	12					
70% M_{Rd} (kN·m)	9,6	10,9	14,0	17,8	23,3	-
M_{cr} (kN·m)	4,4	5,4	7,9	11,5	17,8	27,4
w_{max} (mm)	0,3					
w_k (mm)	0,26	0,26	0,28	0,29	0,30	-
n (tk)	3					
Pikiarmatuur (mm)	12					
70% M_{Rd} (kN·m)	13,7	15,8	20,4	34,4	34,4	44,7
M_{cr} (kN·m)	4,7	5,8	8,4	12,3	18,9	29,0
w_{max} (mm)	0,3					
w_k (mm)	0,23	0,23	0,25	0,26	0,27	0,29

4 RAUSBETOONIST JA TERASEST VEKSELTALA VÕRDLUS

4.1 Keskkonna mõju tarinditele

Teraskonstruksioonidel tuleb tagada korrosioonikaitse, et säilitada konstruktsiooni ristlõike parameetrid ja kandevõime. Teraskonstruksioonid on oma omadustelt keskkonna suhtes mõjutatavad ning konstruktsioone kaitseb peale kantav pinnakate. Esmalt puhastatakse konstruktsiooni pind ning seejärel kaetakse sobiva värvi või tsingitakse. Teras pinnakatted sõltuvad konstruktsiooni töökeskkonna saasteklassist [14][19]. Erinevad keskkonna saasteklassid on välja toodud tabelis 33. Olenevalt keskkonna saasteklassist on tabelis 34 välja toodud konstruktsiooni massi ja paksuse vähenemine ühe aasta lõikes olukorras, kus teraskonstruksioonil puudub kaitsekiht.

Raudbetoonkonstruktsioonidel kaitseb armatuuri teda ümbritsev betoonist kaitsekiht. Kaitsekihi eesmärk on tagada armatuuri korrosioonikindlus, võimalikult suur nakketugevus ning tulekindlus [14].

Konstruktsiooni mõjutavad keskkonnaklassid on lahti kirjeldatud tabelis 35-36. Sõltuvalt keskkonnaklassist ja betooni tugevusklassist määratakse konstruktsioonile konstruktsiooniklass.

Tabelis 37 on välja toodud konstruktsiooniklassidele ja keskkonnaklassidele vastavad minimaalsed armatuurterase kaitsekihid ning tabelis 38 pingearmatuurterase minimaalsed kaitsekihid.

Kui tegemist on agressiivse keskkonnaklassiga võib vajalik betooni nimikaitsekiht olla sedavõrd paks, et raudbetoonkonstruktsiooni algne vajalik armatuur ei täida armeerimis või pragudekindluse nõudeid. Sellisel juhul tuleb konstruktsioon ümber dimensioneerida. Võrreldes teraskonstruksiooniga, kus vastav element tuleb katta piisavalt efektiivse korrosioonikaitsega, mis võib elemendi paksust muuta samaaegselt mõjutades vähem konstruktsiooni algseid tugevusomadusi.

Raudbetoonkonstruktsioon peab vastu pidama ettenähtud kasutusea ilma, et vajaks suuremat remonttööd, seda peab tagama konstruktsiooni nimikaitsekiht. Teraskonstruksioonidel tuleb teostada konstruktsiooni kaitsekihi hooldusvärvimine vastavalt keskkonna saasteklassile, selleks et tagada konstruktsiooni püsivus. Madala keskkonna saasteklassi puhul tuleb teostada hooldus kuni 7 aasta täitumisel, keskmise saasteklassi puhul 7-15 aastat, kõrge saasteklassi puhul 15-25 ning väga kõrge saasteklassi puhul peaks kaitsekiht kestma kauem kui 25 aastat. Lisaks on määratletud

standardis ISO 4628-3, kuna tuleks kaitsekihi hooldus teostada olenevalt värvkatte seisukorrast, millisesse roosteklassi kaitsekihi seisukord kuulub [18].

Tabel 33 Teraskonstruktsioonide keskkonna saasteklassid [19]

Keskkonna saasteklass	Korrodeerivuse kategooriad	Keskkonnaklassi kirjeldus	
		Sisekeskkond	Väliskeskkond
C1	väga madal	Kõetavad madala suhtelise õhuniiskuse ja õhusaasteta ruumid (bürood, koolid, muuseumid jne)	Väga madala õhusaaste ja õhuniiskusega keskkond (teatud kõrbed, Arktika keskosa/Antarktika)
C2	madal	Erineva temperatuuri ja suhtelise õhuniiskusega kütmata ruumid. Madala kondensatsiooni ja õhusaastega keskkond (laod, spordihallid)	Madala õhusaastega keskkond (maapiirkonnad, väikelinnad)
C3	keskmine	Ruumid, kus kondenseerumine on mõõdukas ja tootmisprotsess mõõduka reostusega (toiduainete töötlemine, tehased, pesumajad)	Mõõduka saastusega keskkond või kloriidide mõningane mõju. (linnapiirkonnad, madala kloriidide sadestumisega rannikualad)
C4	kõrge	Ruumid, kus kondenseerumine on sage ja/või tootmisprotsessist tulenev õhusaaste on kõrge (töötlemisettevõtted, ujulad)	Kõrge saastatuse või kloriidide olulise toimega keskkond. (linnapiirkonnad, tööstuspiirkonnad, rannikualad ilma soolase vee pritsimiseta)

C5	väga kõrge	Väga tiheda kondenseerumisega ja/või tootmisprotsessist tulenevalt kõrge reostusega ruumid. (kaevandused, töötlemisettevõtted)	Väga kõrge reostuse ja/või kloriidide olulise toimega keskkond. (tööstuspiirkonnad, ranniku- ja merealad)
CX	ekstreemne	Ruumid, kus on praktiliselt püsiv kondenseerumine või ulatuslik niiskuse mõju ja/või tootmisprotsessist tulenev kõrge saastatus (ventileerimata ruumid niiskes keskkonnas)	Väga kõrge saastatuse ja/või kloriidide tugev mõju. (äärmuslikud tööstuspiirkonnad, ranniku- ja avamere piirkonnad)

Tabel 34 Teraskonstruktsioonide massi ja paksuse vähenemine korrosiooni tagajärjel [21]

Korrodeerivuse kategooria	Massikadu pinnaühiku kohta / paksuse kadu (1-aastase kokkupuute järel)			
	Madalsüsinikteras		Tsink	
	Massikadu g/m ²	Paksuse kadu μm	Massikadu g/m ²	Paksuse kadu μm
C1 väga madal	≤ 10	≤ 1,3	≤ 0,7	≤ 0,1
C2 madal	> 10 kuni 200	> 1,3 kuni 25	> 0,7 kuni 5	> 0,1 kuni 0,7
C3 keskmine	> 200 kuni 400	> 25 kuni 50	> 5 kuni 15	> 0,7 kuni 2,1
C4 kõrge	> 400 kuni 650	> 50 kuni 80	> 15 kuni 30	> 2,1 kuni 4,2
C5 väga kõrge	> 650 kuni 1500	> 80 kuni 200	> 30 kuni 60	> 4,2 kuni 8,4
CX ekstreemne	> 1500 kuni 5500	> 200 kuni 700	> 60 kuni 180	> 8,4 kuni 25

Tabel 35 Betoonkonstruktsioonide keskkonnaklassid [15]

Klassi tähis	Keskonna kirjeldus	Keskkonnaklasside rakendamise näited
1. Korrosioonioht puudub		
X0	Betoon ei sisalda armatuuri ega tariraudu: kõik tingimused, välja arvatud need, mille puhul esineb külmumine/sulamine, kulumine või keemilised mõjurid Betoon sisaldab armatuuri või tariraudu: väga kuiv	Betoon väga kuiva õhuga siseruumides
2. Karboniseerumisest põhjustatud korrosioon		
XC1	Kuiv või püsivalt märg	Betoon madala õhuniiskusega siseruumides Pidevalt vee all olev betoon
XC2	Märg, harva kuiv	Kaua veega kontaktis olevad betooni pinnad Paljud vundamendid
XC3	Mõõdukalt niiske	Betoon mõõduka või kõrge õhuniiskusega siseruumides Vihma eest kaitstud betoon välisõhus
XC4	Vaheldumisi märg ja kuiv	Veega kokkupuutuvad pinnad, mis ei kuulu klassi XC2
3. Kloriididest põhjustatud korrosioon		
XD1	Mõõdukalt niiske	Betoonpinnad, millele langevad kloriide sisaldavad piisad
XD2	Märg, harva kuiv	Ujumisbasseinid Betoon, mis on kokkupuutes kloriide sisaldava tootmisveega
XD3	Vaheldumisi märg ja kuiv	Silla osad, millele langevad kloriide sisaldavad piisad Sillutised Autoparklad
4. Merevee kloriididest põhjustatud korrosioon		
XS1	Sooli sisaldav õhk, kuid mitte otsene kontakt mereveega	Kaldal või selle lähedal asuvad konstruktsioonid
XS2	Vee all	Mereehitiste osad
XS3	Loodete, piisk- ja uduveevööndid	Mereehitiste osad
5. Külmumise/sulamise mõju		
XF1	Mõõdukalt veega küllastunud, ilma jätevastase aineta	Vihma ja külma eest kaitsmata vertikaalsed betoonpinnad
XF2	Mõõdukalt veega küllastunud, jätevastase ainega	Teekonstruktsioonide vertikaalsed betoonpinnad, mis on külmumise ja jätevastast ainet sisaldavate udupiiskade eest kaitsmata
XF3	Tugevasti veega küllastunud, ilma jätevastase aineta	Vihma ja külma eest kaitsmata horisontaalsed betoonpinnad

Tabel 36 Tabeli 34 jätk Betoonkonstruktsioonide keskkonnaklassid [15]

XF4	Tugevasti veega küllastunud, jäitevastase ainega või mereveega	Jäitevastaste ainete mõjule avatud tee- ja sillakatted Betoonpinnad, mis on avatud jäitevastaseid aineid sisaldavatele pritsmetele ja külma mõjule Pritsmete tsoonis asuvad külma mõjule avatud mererajatised
6. Keemilised mõjurid		
XA1	Madala keemilise agressiivsusega keskkond vastavalt standardi EN 206-1 tabelile 2	Looduslik pinnas ja pinnasevesi
XA2	Mõõduka keemilise agressiivsusega keskkond vastavalt EN 206-1 tabelile 2	Looduslik pinnas ja pinnasevesi
XA3	Kõrge keemilise agressiivsusega keskkond vastavalt standardi EN 206-1 tabelile 2	Looduslik pinnas ja pinnasevesi

Tabel 37 Armatuurterase minimaalse kaitsekihi väärtused [15]

Keskkonnanõuded kaitsekihile $c_{min,dur}$ (mm)							
Konstruktsiooniklass	Keskkonnaklass vastavalt tabelile 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tabel 38 Pingestusterase minimaalse kaitsekihi väärtused [15]

Keskkonnanõuded kaitsekihile $c_{min,dur}$ (mm)							
Konstruktsiooniklass	Keskkonnaklass vastavalt tabelile 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

4.2 Tulekindlus

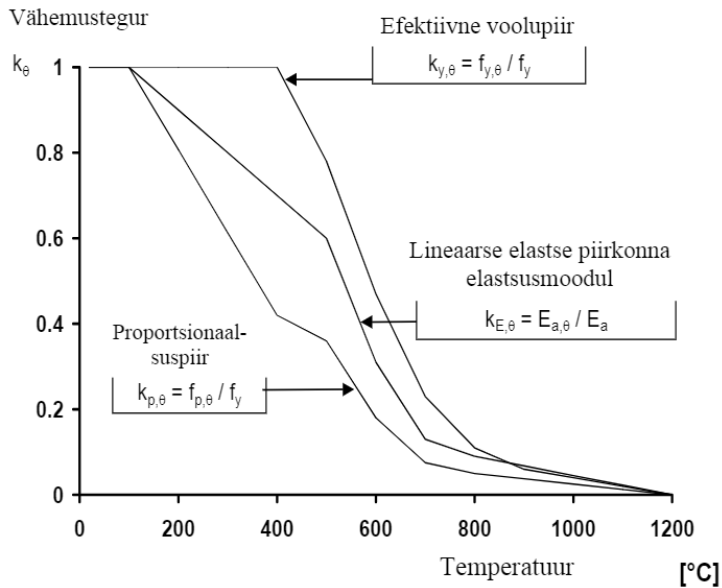
Teraskonstruktsioone mõjutab oluliselt temperatuuri tõus. Ilma konstruktsiooni kaitsva pinnakatteta temperatuuri tõustes teraskonstruktsioonide mehaanilised omadused vähenevad oluliselt. Normaalsed terase mehaanilised omadused on aluseks võetud 20 °C juures [22]. Joonisel 15 on võimalik näha temperatuuri ja deformatsiooni kasvu seost.

Raudbetoonkonstruktsioonidega on lihtsam saavutada konstruktsioonidele tulekindlust võrreldes teraskonstruktsioonidega. Elemendi tulekindluse saavutamiseks piisab, kui tagada nõutud betoonkaitsekiht terasarmatuurile.

Tabelis 39 on välja toodud lihttalade minimaalsed mõõdud ja armatuuri telgkaugused.

Tabel 39 Raudbetoonist ja pingebetoonist lihttalade minimaalsed mõõdud ja armatuuri telgkaugused [23]

Tulepüsi- vuklass	Minimaalsed mõõdud (mm)						
	Võimalik tala laiuse b_{\min} ja armatuuri keskmise telgkauguse a kombinatsioon				Seinapaksus b_w		
					Klass WA	Klass WB	Klass WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{\min}= 80$ $a = 25$	120 20	160 15*	200 15*	80	80	80
R 60	$b_{\min}= 120$ $a = 40$	160 35	200 30	300 25	100	80	100
R 90	$b_{\min}= 150$ $a = 55$	200 45	300 40	400 35	110	100	100
R 120	$b_{\min}= 200$ $a = 65$	240 60	300 55	500 50	130	120	120
R 180	$b_{\min}= 240$ $a = 80$	300 70	400 65	600 60	150	150	140
R 240	$b_{\min}= 280$ $a = 90$	350 80	500 75	700 70	170	170	160
$A_{sd} = a + 10$ mm (vt märkus allpool)							
Pingebetoontaladel tuleks armatuuri telgkaugust suurendada vastavalt punktile 5.2 (5). a_{sw} on nurkmise varda (ka pingevarda või traadi) kaugus tala külgpinnast ühekihilise armatuuri korral. Suuremate kui veerus 4 toodud b_{\min} korral ei ole a_{sw} suurendamine nõutav. * Tavaliselt on piisav EN 1992-1-1 nõutav betoonkaitsekiht.							

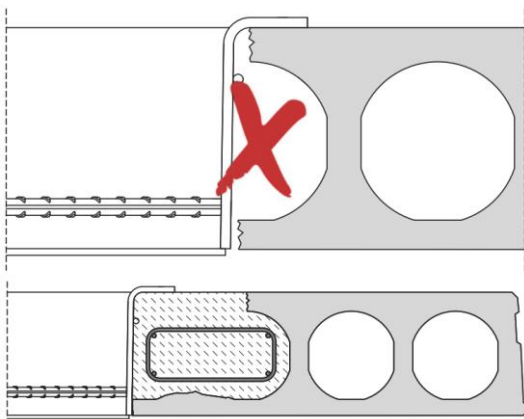


Joonis 15 Roostevaba terase pingedeformatsiooni sõltuvuse parameetrite vähendustegurid kõrgendatud temperatuuril [22]

4.3 Paigaldus

Terasest vekseltala eeliseks on kiire ja lihtne paigaldamine. Raudbetoonist vekseltala valmistamine ehitusplatsil on töö- ja ajamahukam, kui terasest valmistoote paigaldus. Raudbetoonist vekseltala puhul tuleb teostada katkestatud õõnespaneel. Valmistada ette külgmised õõnespaneelid vekseltala armatuuri paigutamiseks ning valmistada raketis. Peale betoneerimist betooni normtugevus saavutatakse 28 päevast pärast kivistumist. Sellisel juhul on 95% tõenäosusega tagatud raudbetoon vekseltala tugevus [14], [24].

Terasest vekseltala puhul ei ole lubatud pooliku õõnsuse kohale toodet teostada. Taolises olukorras tuleb teostada ehitusplatsil külgmisele paneelile, millele terasveksel toestatakse armeerimine ja valada betoonist tapp. Töö kulg sarnaneb mõneti raudbetoon vekseltala valmistamisega.



Joonis 16 Terasest vekseltala paigaldamine [11]

4.4 Vekseltala toetamine õõnespaneelile

Peatükis 3.5 tehtud arvutuste põhjal on raudbetoonist vekseltala toetamisel külgmistele õõnespaneelidele enamjaolt eelis võrreldes teras vekseltala toetamisega. Raudbetoonist vekseltala toetamisel moodustuva tappliite puhul on konstruktsioonil suurem põikjõukandevõime, mille puhul saame vekseltalale suuremat koormust lubada. Raudbetoonist vekseltala eelis on suurem õõnespaneelide ristlõigete 200–320 mm puhul. Ristlõike 400 mm puhul on erinevus väiksem ning õõnespaneel ristlõikega 500 mm toetamisel on arvutuste põhjal terasest vekseltalal suurem põikjõukandevõime.

Tabel 40 Terasest vekseltala toetamis tulemused

E-betoonelement õõnespaneelide ristlõiked						
h (mm)	200	220	265	320	400	500
V_{Rd} (kN)	17,5	19,2	28,8	36,6	48,4	93,2
TMB element õõnespaneelide ristlõiked						
V_{Rd} (kN)		17,8	33,0	42,0	56,3	
			35,6			

Tabel 41 Raudbetoonist vekseltala tappühenduste põikjõukandevõimed

E-betoonelement õõnespaneelide ristlõiked						
h (mm)	200	220	265	320	400	500
$V_{Rd.c1}$ (kN)	26,8	29,0	36,7	48,9	54,6	73,7
$V_{Rd.c2}$ (kN)	19,6	22,0	32,2	47,9	58,9	56,4
TMB element õõnespaneelide ristlõiked						
$V_{Rd.c1}$ (kN)		31,0	38,8	49,6	51,6	
			43,9			
$V_{Rd.c2}$ (kN)		23,0	30,1	37,4	42,7	
			33,4			

KOKKUVÕTE

Lõputöö eesmärgiks oli leida raudbetoonist vekseltala parameetrid Eesti tehastes OÜ TMB element ja E-Betoelement OÜ toodetavatele tüüpsetele eelpingestatud õõnespaneelidele.

Raudbetoonist vekseltala arvutustes kasutati kolme erinevat armatuurterase konfiguratsiooni. Käsitletud vekseltalade pikkused olid ühe kuni kahe paneeli laiuse avalatuses. Esialgu leiti elementide maksimaalsed paindekandevõimed, nendele vastava joonkoormuse alusel sai arvutada külgmistele õõnespaneelidele maksimaalsed võimalikud vekseltala poolt põhjustatud toereaktsioonid.

Järgnevalt arvutati välja katkestatud õõnespaneelide ja monoliitse raudbetoonist vekseltalade sõlmede maksimaalsed põikjõukandevõimed. Samuti arvutati välja külgmistele paneelidele toetuva monoliitse raudbetoonist vekseltala toe piirkonna maksimaalsed põikjõukandevõimed. Lisaks arvutati välja vekseltalade maksimaalsed põikjõukandevõime väärtused ja kontrolliti monoliitse raudbetoonist vekseltala armeerimisnõudeid ning elemendi pragunemiskindlust.

Arvutatud maksimaalsete põikjõukandevõimete väärtuste põhjal saadi kätte lubatud võimalikud vekseltala koormuse väärtused. Pragudekindluse arvutus määras omakorda, kui suur võib olla kasutuspiiriseisundi moment võrrelduna kandepiiriseisundi paindekandevõimega. Pooled tõmbearmatuuriga 2 x 10 mm ja kahelõikeliste rangidega 8 mm monoliitsed vekseltalad suudavad arvutuste põhjal vastu võtta 70% oma maksimaalsest arvutuslikust paindekandevõimest. Tõmbearmatuuriga 2 x 12 ja kahelõikeliste rangidega 8 mm vekseltaladest suudavad arvutuste põhjal vastu võtta viis ristlõiget kuuest 70% oma maksimaalsest arvutuslikust paindekandevõimest. Tõmbearmatuuriga 3 x 12 ja 8 mm kahelõikeliste rangidega suudavad kõik ristlõiked arvutuste põhjal vastu võtta 70% oma maksimaalsest arvutuslikust paindekandevõimest.

Antud konstruktsiooni koormamisel saavad määravateks monoliitse vekseltala ja õõnespaneelide vaheliste liidete põikjõukandevõimed. Monoliitse raudbetoonist vekseltala paindekandevõime arvutuslikud väärtused on kordades üle liite põikjõukandevõimete väärtustest.

Kasulik oleks tulevikus läbi viia täiendavad katsetused vekseltala toestamisel õõnespaneelidele, selleks et saada täiendavat informatsiooni, millele külgmiste tapp liidete arvutuste tegemisel tugineda. Lõputöös arvutatud külgmiste õõnespaneelide 3 +

3 töötava ribi tööolukorrale ei saa kindlalt tugineda, kuna puuduvad eksperimentaalsed katsed. Seetõttu on ilma katsetusteta 2 + 2 töötava ribi arvutus tagavara kasuks.

Kõik valemid, mida töö koostamisel kasutati on kirjeldatud lõputöös ning arvutuste tegemisel kasutati programme Excel ja MathCad.

SUMMARY

The aim of the research was to find typical parameters of a reinforced concrete trimmer beam for typical prestressed hollow core slabs produced by Estonian factories OÜ TMB element and E-Betoonelement OÜ.

Three different reinforcement methods were used in the calculations of the reinforced concrete trimmer beam. The lengths of the trimmer beams ranged from one to two panels wide. Firstly the maximum flexural load-bearing capacities of the trimmers were found. Then it was possible to calculate maximum support reactions caused by the trimmer beam to the side hollow core slabs.

Subsequently, the maximum transverse load-bearing capacities at the connections of the supporting hollow core panel and the monolithic reinforced concrete trimmer beam were calculated. The maximum transverse load-bearing capacities of the support area of the monolithic reinforced concrete trimmer beam on the side panels were also calculated. In addition, the maximum transverse load-bearing capacity values of the trimmer were calculated. The reinforcement requirements of the monolithic reinforced concrete trimmer beam and the crack resistance of the element were also checked.

Based on the calculated values of the maximum transverse load-bearing capacities, the real possible load values of the trimmer were obtained. The crack resistance calculation determined how large the service limit moment can be compared to the flexural load capacity of the load limit state. The crack resistance calculation found out that all three reinforcement solutions failed. Half of the monolithic trimmer beams with reinforcement of 2 x 10 mm and 8 mm two-section bars, was calculated to be able to accept 70% of its maximum design flexural strength. Trimmer beam with tensile reinforcement 2 x 12 and 8 mm two-section were calculated to accept five cross-sections of six to 70% of their maximum design flexural strength. Tensile reinforcement with 3 x 12 and 8 mm two-section bars, all cross-sections were calculated to be able to withstand 70% of their maximum design flexural strength.

The strength of this structure is determined by the transverse load capacities at the connections between the trimmer beam and the hollow core slabs.

The calculated values of the flexural load-bearing capacity of monolithic reinforced concrete trimmer beam are several times the values of the transverse load-bearing capacity of the connections.

In the future, it would be useful to carry out experimental tests on supporting the trimmer beam on hollow core panels.

KASUTATUD KIRJANDUSE LOETELU

- [1] J. Valgur, "Raudbetoonkonstruktsioonid II," *EMÜ Loengukonspekt*, 2014.
- [2] "IPHA - International Prestressed Hollowcore Association."
<https://hollowcore.org/hollowcore/why-hollowcore/> (külastatud Mar. 17, 2021).
- [3] E-Betoonelement, "EP-õõnespaneelide projekteerimisjuhised," 1996.
- [4] W. Derkowski, M. Surma, and J. Sliwinski, "COMPLEX STRESS STATE IN PRESTRESSED HOLLOW CORE SLABS," *researchgate*, 2015, Külastatud : Feb. 27, 2021. [Online]. Available:
<https://www.researchgate.net/publication/279183454>.
- [5] W. Derkowski and M. Surma, "Torsion of precast hollow core slabs," *researchgate*, vol. 2015, pp. 31–43, Dec. 2015, doi:
10.4467/2353737XCT.15.160.4335.
- [6] Eesti Standardikeskus, "EVS-EN 1168:2006+A3:2011, Betoonvalmistooted. Õõnespaneelid," *Eesti Standardikeskus*, 2011.
<https://www.evs.ee/Download/ViewBrowsingServiceSubscription?productId=34930&language=EstonianLanguage> (külastatud Feb. 25, 2021).
- [7] J. Valgur, "Raudbetoonkonstruktsioonid I," *EMÜ Loengukonspekt*, 2014.
- [8] H. Broo, "Shear and Torsion in Concrete Structures Non-Linear Finite Element Analysis in Design and Assessment," Göteborg, 2008. Külastatud : Mar. 18, 2021. [Online]. Available:
<https://publications.lib.chalmers.se/records/fulltext/70629.pdf>.
- [9] W. Derkowski and M. Surma, "Shear capacity of prestressed hollow core slabs on flexible supports," *researchgate*, Dec. 2013.
https://www.researchgate.net/publication/279183244_Shear_capacity_of_prestressed_hollow_core_slabs_on_flexible_supports (külastatud Mar. 11, 2021).
- [10] P.C.J. Hoogenboom, "Analysis of hollow-core slab floors," *researchgate*, pp. 172–185, Jan. 2005, Külastatud : Mar. 11, 2021. [Online]. Available:
https://www.researchgate.net/publication/27342163_Analysis_of_hollow-core_slab_floors.
- [11] PEIKKO GROUP, "Technical Manual PETRA® Slab Hanger: Hollow-Core Support for Slab Openings," 2016. [Online]. Available:
<https://d76yt12idvq5b.cloudfront.net/file/dl/i/TTEgOw/sQ2Vx5Go0yIM5XDym7aYIQ/PETRAPeikkoGroup003TMAWeb.pdf>.
- [12] T. M. B. Element, "EELPINGESTATUD ÕÕNESPANEELID TAM," 2020.
- [13] "Õõnespaneelid - E-Betoonelement."
<https://betoonelement.ee/tooted/oonespaneelid/> (külastatud May 24, 2021).
- [14] J. Rohusaar *et al.*, *EHITUSKONSTRUKTORI KÄSIRAAMAT*. EHITAME, 2014.

- [15] Eesti Standardikeskus, "EVS-EN 1992-1-1:2005+A1:2015+NA:2015 EUROKODEKS 2: BETOONKONSTRUKTSIOONIDE PROJEKTEERIMINE OSA 1-1: ÜLDREEGLID JA REEGLID HOONETELE," *Eesti Standardikeskus*, Mar. 2015.
<https://www.evs.ee/Download/ViewBrowsingServiceSubscription?productId=56046&language=EstonianLanguage> (külastatud Apr. 28, 2021).
- [16] T. M. B. Element, "EELPINGESTATUD ÕÕNESPANEELID TAM," 2013.
- [17] O. E-Betonelement, "EKSTRUUDER - ÕÕNESPANEELID vastuvõtu- ja paigaldusjuhend," 2021.
- [18] Eesti Standardikeskus, "EVS-EN 1992-1-1:2005 Eurokoodeks 2: Betoonkonstruktsioonide projekteerimine. Osa 1-1: Üldreeglid ja reeglid hoonetele," *Eesti Standardikeskus*, 2004.
<https://www.evs.ee/Download/ViewBrowsingServiceSubscription?productId=63269&language=EnglishLanguage> (külastatud Feb. 25, 2021).
- [19] Eesti Standardikeskus, "Corrosion of metals and alloys - Corrosivity of atmospheres - Classification, determination and estimation (ISO 9223:2012)," *Eesti Standardikeskus*, Feb. 2012.
<https://www.evs.ee/Download/ViewBrowsingServiceSubscription?productId=44757&language=EnglishLanguage> (külastatud May 06, 2021).
- [20] Eesti Standardikeskus, "VÄRVID JA LAKID Teraskonstruktsioonide korrosioonitõrje kaitsvate värvkattesüsteemidega Osa 1: Üldtutvustus," *Eesti Standardikeskus*, Jan. 2018.
<https://www.evs.ee/Download/ViewBrowsingServiceSubscription?productId=67266&language=EstonianLanguage> (külastatud May 22, 2021).
- [21] Eesti Standardikeskus, "VÄRVID JA LAKID Teraskonstruktsioonide korrosioonitõrje kaitsvate värvkattesüsteemidega Osa 2: Keskkondade klassifikatsioon," *Eesti Standardikeskus*, Jan. 2018.
<https://www.evs.ee/Download/ViewBrowsingServiceSubscription?productId=67270&language=EstonianLanguage> (külastatud May 22, 2021).
- [22] E. Standardikeskus, "EUROKODEKS 3: TERASKONSTRUKTSIOONIDE PROJEKTEERIMINE Osa 1-2: Üldeeskirjad Tulepüsivusarvutus," *Eesti Standardikeskus*, Oct. 2007.
<https://www.evs.ee/Download/ViewBrowsingServiceSubscription?productId=28320&language=EstonianLanguage> (külastatud May 06, 2021).
- [23] Eesti Standardikeskus, "EVS-EN 1992-1-2;2005+NA+A1;2019 Eurokoodeks 2: Betoonkonstruktsioonid projekteerimine Osa 1-2 üldreeglid Tulepüsivus," *Eesti Standardikeskus*, Oct. 2019.
<https://www.evs.ee/Download/ViewBrowsingServiceSubscription?productId=115011&language=EstonianLanguage> (külastatud May 05, 2021).

- [24] Eesti Standardikeskus, "EVS-EN 206:2014+A2:2021 Batoon spetsifitseerimine, toimivus, tootmine ja vastavus," *Eesti Standardikeskus*, Apr. 2021.
<https://www.evs.ee/Download/ViewBrowsingServiceSubscription?productId=135945&language=EstonianLanguage> (külastatud May 05, 2021).