



**TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL**  
INSENERITEADUSKOND  
Ehituse ja arhitektuuri instituut

**PROOVIVÕTU TEHNOLOOGIA MÕJU BETOONI  
SURVETUGEVUSELE JA KÜLMAKINDLUSELE**

**THE IMPACT OF SAMPLING TECHNOLOGY ON THE  
COMPRESSIVE STRENGTH AND FROST RESISTANCE OF  
CONCRETE**

MAGISTRITÖÖ

Üliõpilane: Egert-Marten Möller

Üliõpilaskood 182354

Juhendaja: Tanel Tuisk

Tallinn 2023

# 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.

22. mai 2023

Autor: .....  
/ allkiri /

Töö vastab magistritööle esitatud nõuetele.

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

Juhendaja: .....  
/ allkiri /

Kaitsmisele lubatud

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

Kaitsmiskomisjoni esimees:

.....  
/ nimi ja allkiri /

# LIHTLITSENTS LÕPUTÖÖ REPRODUTSEERIMISEKS JA LÕPUTÖÖ ÜLDSUSELE KÄTTESAADAVAKS TEGEMISEKS

Mina, Egert-Marten Möller,

1. Annan Tallinna Tehnikaülikoolile tasuta loa (lihtlitsentsi) enda loodud teose  
**PROOVIVÕTU TEHNOLOOGIA MÕJU BETOONI SURVETUGEVUSELE JA  
KÜLMAKINDLUSELE,**

mille juhendaja on Tanel Tuisk

- 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.
- 

\_\_\_\_\_ (kuupäev)

*Lihtlitsents ei kehti juurdepääsupiirangu kehtivuse ajal vastavalt üliõpilase taotlusele lõputööle juurdepääsupiirangu kehtestamiseks, mis on allkirjastatud teaduskonna dekaani poolt, välja arvatud ülikooli õigus lõputööd reprodutseerida üksnes säilitamise eesmärgil. Kui lõputöö on loonud kaks või enam isikut oma ühise loomingu tegevusega ning lõputöö kaas- või ühisautor(id) ei ole andnud lõputööd kaitsvale üliõpilasele kindlaksmääratud tähtajaks nõusolekut lõputöö reprodutseerimiseks ja avalikustamiseks vastavalt lihtlitsentsi punktidele 1.1. ja 1.2, siis lihtlitsents nimetatud tähtaja jooksul ei kehti.*

## LÕPUTÖÖ ÜLESANNE

Üliõpilane: **EGERT-MARTEN MÖLLER**

Üliõpilaskood **182354**

Õppekava: **EAEI02 Ehitiste projekteerimine ja ehitusjuhtimine**

Peaeriala: Ehitiste projekteerimine

Lõputöö teema:

### **PROOVIVÕTU TEHNOLOOGIA MÕJU BETOONI SURVETUGEVUSELE JA KÜLMAKINDLUSELE**

The impact of sampling technology on the compressive strength and frost resistance of concrete

Juhendaja: **Tanel Tuisk**

tanel.tuisk@taltech.ee

Lõputöö konsultandid:

Tiitel või ametikoht, Ees- ja  
Perekonnanimi

Kontakt (e-post või  
telefon)

Allkiri ja kuupäev

Lõputöö põhieesmärgid:

1. Hinnata proovikeha vertikaalsuse, kuju, otspindade tasandamise, kõrguse ja kasutatud torupuuride mõju betooni survetugevusele
2. Hinnata proovikeha vertikaalsuse ja kasutatud torupuuride mõju betooni külmakindlusele
3. Hinnata ajafaktori mõju betooni survetugevusele ja külmakindlusele.

Töö keel: eesti keel

## Lõputöö etapid ja ajakava:

Ülesande kirjeldus	Tähtaeg
1. Katsetoodika läbitöötamine	08.04.2022
2. Proovivõtt	18.10.2022
3. Proovikehade ettevalmistus	19.10.2022
4. Katsetamised	02.11.2022
5. Katsetulemuste analüüs	01.02.2023
6. Kirjanduse läbitöötamine	01.03.2023
7. Lõputöö vormistamine	01.04.2023
Kokkuvõtte eesti keeles	01.05.2023
Kokkuvõtte inglise keeles	02.05.2023

**Lõputööde 95% ülevaatus, mille läbimine on kaitsmise eelduseks**

**11.05.2023**

## Esitlusmaterjalid kaitsmisel: Powerpoint esitlus ja jaotusmaterjalid

Kirjeldus	Tähtaeg
1	
2	
3	
4	
5	

**Lõputöö esitamise tähtaeg:**

**22. mai 2023**

Lõputöö ülesanne välja antud: 18.03.2022

Juhendaja: Tanel Tuisk

Ülesande vastu võtnud: Egert-Marten Möller

Avalikustamise  
piirangu tingimused: puuduvad

# SISUKORD

EESSÖNA.....	8
LÜHENDITE JA TÄHISTE LOETELU .....	9
SISSEJUHATUS .....	10
1. TEOREETILINE OSA .....	12
1.1 Betooni survetugevuse katsetulemusi mõjutavad asjaolud .....	12
1.1.1 Katsekehade kuju .....	13
1.1.2 Katsekehade mõõtmed .....	15
1.1.3 Katsekehade tasandamine .....	19
1.1.4 Katsekehade koormamiskiirus .....	22
1.1.5 Katsekehade veesisaldus.....	24
1.1.6 Katsekehade kivistumistingimused .....	25
1.1.7 Katsekehad välitingimustes võrreldes laboritingimustel .....	28
1.1.8 Katsemasina jäikus .....	30
1.1.9 Katsekehade vormid.....	32
1.1.10 Proovivõtu tehnoloogia.....	33
1.1.11 Ajafaktori mõju.....	35
1.2 Betooni külmakindluse katsetulemusi mõjutavad asjaolud .....	36
1.2.1 Erinevad katsemeetodid .....	36
1.2.2 EVS 814 katsekehade katsetamise eksimusvõimalused .....	40
1.2.3 Ajafaktori mõju.....	45
2. KASUTATUD KATSEMEETOODID .....	47
2.1 Katseplaan.....	47
2.2 Katseplaadi valmistamine .....	48
2.3 Katsekehade valmistamine .....	50
2.3.1 Katsekehade puurimine ja lõikamine, transport ja hoiustamine .....	50
2.3.2 Katsekehade survepindade tasandamine .....	53
2.3.3 Katsekehade tiheduse määramine.....	55
2.3.4 Katsekehade survetugevuse määramine .....	56
2.3.5 Katsekehade külmakindluse määramine .....	58
3. KATSETULEMUSTE ANALÜÜS .....	62
3.1 Survetugevus.....	62
3.1.1 Tasandustehnoloogia mõju survetugevusele.....	62

3.1.2	Proovivõtu tehnoloogia mõju survetugevusele .....	67
3.1.3	Proovivõtu asukoha ja proovikehade karakteristikute mõju survetugevusele.....	69
3.1.4	Võrdlus varasemate analüüsidega .....	72
3.2	Külmakindlus .....	74
3.2.1	Proovivõtu tehnoloogia mõju külmakindlusele .....	75
3.2.2	Võrdlus varasemate analüüsidega .....	77
JÄRELDUSED .....		79
KOKKUVÕTE .....		81
SUMMARY .....		82
KASUTATUD KIRJANDUS.....		83
LISAD .....		89
	Lisa 1 Survetugevuse katseandmed .....	90
	Lisa 2 Külmakindluse katseandmed .....	91

## EESSÕNA

Lõputöö teema ja idee pakkus välja Tallinna Tehnikaülikooli ehituse ja arhitektuuri instituudi ehitusprotsessi uurimisrühma lektor Tanel Tuisk. Väljapakutud teema ning idee tundus töö autorile põnev ning osutus ka valituks. Magistritöö katsetused algasid sügisel 2022 AS Rudus Lagedi betoonitehase territooriumil, kus puuriti lõputöö teema uurimiseks vajalikud katsekehad. Edasised katsetused toimusid Tallinna Tehnikaülikooli laborites. Katsetuste üles seadmise ja katsekehade ettevalmistusel jagasid õpetussõnu ehituse ja arhitektuuri instituudi tehnik Ülo Russak ja ehitusinsener Jüri Hmelnitski.

Autor avaldab erilist tänu magistritöö juhendajale, Tanel Tuisule, kes andis töö koostamisel olulisi nõuandeid ning kes toetas töö valmimist igakülgset. Lisaks soovib autor tänada Tallinna Tehnikaülikooli ehituse ja arhitektuuri instituudi doktorant-nooremteadurit Mattias Põldaru, kes oli suureks abiks külmakindluse katsetuste korraldamisel. Viimaks tänab autor kõiki toetajaid ja kaasteelisi, kes andsid oma panuse magistritöö valmimisel.

Magistritöö eesmärkideks on hinnata proovivõtu tehnoloogia mõju katsekehade survetugevusele ja külmakindlusele. Katsetuste käigus uuritakse, kuidas mõjutab proovikeha vertikaalsus, otspindade tasandamine, proovikeha kõrgus ja kasutatud torupuurid betooni survetugevust ja külmakindlust. Lisanduvalt vaadeldakse, milline on ajafaktori mõju betooni survetugevusele ja külmakindlusele.

**Võtmesõnad:** betoon, survetugevus, külmakindlus, proovivõtt, magistritöö



## **LÜHENDITE JA TÄHISTE LOETELU**

$D_{max}$  – jämedaim täitematerjali fraktsioon betoonis

CIF (Capillary suction, Internal damage and Freeze-thaw) test – kapillaarimavuse, sisestruktuuri kahjustuste ja külmumis-sulamistsüklite katse

CDF (Capillary suction of Deicing solution and Freeze-thaw test) meetod – jäitevastase aine kapillaarimavuse ja külmumis-sulamistsüklite katse

## SISSEJUHATUS

Betooni kui ehitusmaterjali olulisemate omadustena on võimalik välja tuua survetugevus ja meie kliimas ka külmakindlus. Toetudes neile kahele karakteristikule on võimalik hinnata betooni seisukorda ning kaudselt määrata ka tema teisi omadusi. Nende omaduste leidmiseks on paika pandud kindlad nõuded nii proovikehadele kui ka proovivõtu tehnoloogiale. Proovidele ja proovivõtule esitatavad nõudmised tulenevad tõsiasjast, et katsetustega soovitakse hinnata betooni omadusi võimalikult realistlikult ehk proovivõtt peaks mõjutama hinnatavaid omadusi võimalikult vähe.

Sellest tulenevalt on valitud magistritöö teema uurimaks, kuidas mõjutab proovivõtu tehnoloogia neid põhiomadusi.

Töö põhieesmärkideks on:

- 1) hinnata proovikeha vertikaalsuse, kuju, otspindade tasandamise, kõrguse ja kasutatud torupuuride mõju betooni survetugevusele;
- 2) hinnata proovikeha vertikaalsuse ja kasutatud torupuuri mõju betooni külmakindlusele;
- 3) hinnata ajafaktori mõju betooni survetugevusele ja külmakindlusele.

Magistritöös on püstitatud hüpoteesid:

- 1) taastatud teradega torupuuri kasutamine mõjutab betooni survetugevust ja külmakindlust negatiivselt, sest torupuuri terade taastamisega võib kaasneda terade ekstsentrilisus, mis kahjustab katsekeha rohkem kui originaalteradega torupuur;
- 2) katsekehade survetugevust ja külmakindlust mõjutab ebasoodsalt proovivõtul katsekehade kaldenurga muutmine.

Magistritöös on seatud järgmised ülesanded:

- anda ülevaade betooni survetugevuse katsetulemusi mõjutavatest asjaoludest;
- kajastada betooni külmakindluse katsetulemusi mõjutavaid asjaolusid;
- viia läbi katsetused, mille käigus hinnatakse proovivõtu tehnoloogia mõju betooni survetugevusele ja külmakindlusele;

- analüüsida katsetulemusi ning teha järeldusi.

Töö koosneb kolmest peatükist, mis omakorda jagunevad alapeatükkideks ning punktideks. Esimeses osas antakse ülevaade betooni survetugevuse ja külmakindluse katsetulemusi mõjutavatest asjaoludest tuginedes teaduskirjandusele. Teises osas kirjeldatakse kasutatud katsemeetodeid ning kolmandas osas analüüsitakse katsetulemuste andmeid. Töö lõpus esitatakse ka katsetulemuste analüüsil baseeruvad järeldused.

Teema käsitlemiseks on kasutatud 88 allikat, mis on välja toodud kasutatud kirjanduse loetelus. Magistritöö koostamiseks tutvuti erinevate teadusartiklite, teaduskirjanduse ja riiklike standarditega.

# 1. TEOREETILINE OSA

## 1.1 Betooni survetugevuse katsetulemusi mõjutavad asjaolud

Betooni survetugevus on üks tema peamiseid materjaliomadusi ning kõikidest katsetavatest omadusest ka enim määratud. Survetugevust kui omadust on katseliselt üsna lihtne määrata ning survetugevus on seotud ka paljude teiste betooni omadustega – seetõttu on antud katse ka enim teostatud.

Betooni tugevus oleneb betooni koostisest, betoneerimise tehnoloogiast ja katsetamistehnoloogiast. Käesolev töö on suunitletud katsetamisega seotud aspektidele.

Betooni survetugevuse katsetulemusi võivad mõjutada erinevad tegurid:

- proovivõtu tehnoloogia;
- katsekeha kuju (kuup või silinder);
- katsekeha mõõtmed;
- katsekeha valmistamiseks kasutatud vorm;
- betooni veesisaldus;
- katsekehade tasandamine;
- katsekehade kivistumistingimused;
- katsemasina jäikus;
- katsekehade koormamiskiirus. [1]

2020. aastal avaldatud teadusartikkel Ain Shamsi ülikoolis Kairos keskendub samuti betooni survetugevuse katsetulemusi mõjutavatele teguritele ning loetleb seal kolm peamist tegurit:

- katsekeha mõõtmed;
- katsekeha kuju;

- hõõrdejõud katsekeha otstes. [2]

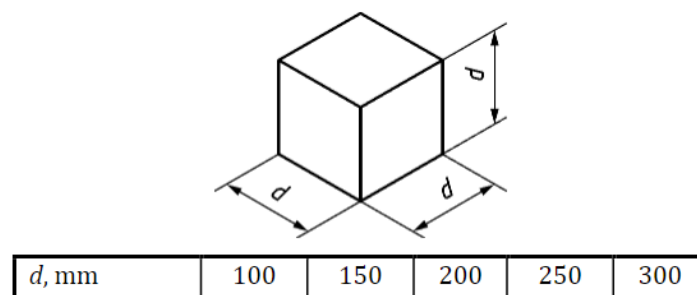
Järgnevates peatükkides vaadeldakse nimetatud omadusi lähemalt ning antakse ülevaade, kuidas nad mõjutavad betooni survetugevuse katsetulemusi ning millist mõju avaldavad need tegurid betoonile kui tervikule.

### 1.1.1 Katsekehade kuju

Betooni survetugevuse katsetulemusi mõjutab otseselt ka valitud katsekeha geomeetria. Vastavalt EVS-EN 12390-1. „Kivistunud betooni katsetamine. Osa 1: Kuju, mõõtmed ja muud katsekehadele ja vormidele esitatavad nõuded“ on kivistunud betooni katsetamiseks sobivad katsekeha kujud kas: kuubi-, silindri- või prismakujulised. [3] Kuubi- ja silindrikujulised katsekehad on üldkasutatavad, prismakujulised katsekehad on küll standardis välja toodud, kuid need ei leia üldjuhul praktikas kasutust.

Vaadeldes lähemalt kuubikujulisi ja silindrikujulisi katsekehi nähtub, et nende tugevusparameetrites on erinevused. Katsekeha paigutamisel katsemasina pressiplatide vahele ning katsekeha koormamisel tekib pressiplatide ja katsekeha pinna vahel hõõrdejõud. Antud hõõrdejõud tekitab katsekehas aga külgsuunalist normaalpinget – mida lähemal on materjal pressiplaadile, seda tugevam on ka külgsuunalist laienemist takistav normaalpinge. Pressiplatidest kaugenedes aga külgsuunaline normaalpinge väheneb – ligikaudselt on väljendatud normaalpinge ulatus materjaliseosega 0,86 katsekeha diameetrist. [1]

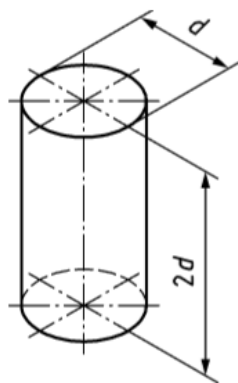
Kivistunud betooni kuju ja mõõtmeid käsitlev standard EVS-EN 12390-1 toob välja kuubikujulise katsekeha nimimõõtmeks ( $d$ ): 100, 150, 200, 250 ja 300 mm. [3] (vt Joonis 1.1)



Joonis 1.1 Kuubi nimimõõtmed [3]

Kuna kuubikujulise katsekeha kõik mõõdud on identsed, siis mõjutab külgsuunalist laienemist takistav normaalpinge katsekeha tema terves ulatuses.

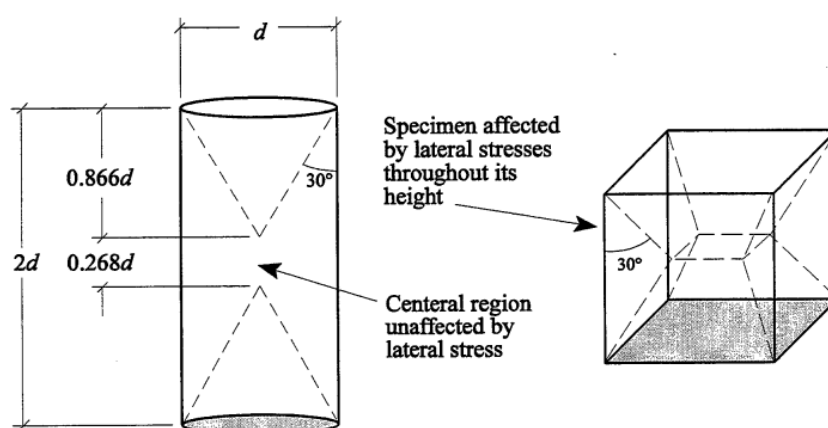
Silindrikujuliste katsekehade mõõtmete osas toob standard nimimõõtmetena ( $d$ ) välja: 100, 113, 150, 200, 250 ja 300 mm. [3] (vt Joonis 1.2)



$d$ , mm	100	113 <sup>a</sup>	150	200	250	300
<sup>a</sup> Selle katsekeha koormuspind on 10 000 mm <sup>2</sup> .						

Joonis 1.2 Silindri nimimõõtmed [3]

Silindri puhul on aga tema pikimõõde vastavalt standardile 2 korda suurem kui diameeter ehk katsekeha keskele tekib tsoon, kuhu külgsuunaline normaalpinge ei ulatu (vt Joonis 1.3). Selliselt ei mõjuta külgsuunaline normaalpinge kogu katsekeha ning silindrilise katsekeha survetugevus on väiksem kui kuubikujulise katsekeha puhul. [1]



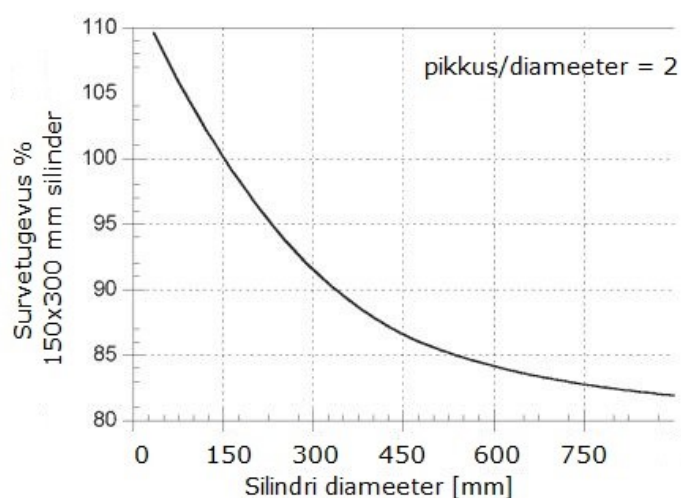
Joonis 1.3 Silindri- ja kuubikujuliste katsekehade külgsuunalise normaalpinge mõjuala [4]

Kuubi- ja silindrikujulise katsekeha survetugevuse kõrvutamiseks on Ühendkuningriikides kasutusel olevas standardis BS 1881-120:1983 välja toodud seos, et silindrilise katsekeha tugevus on ligikaudu 80% kuubikujulise katsekeha tugevusest [5]. Tegelikult pole aga nii lihtsakoelist seost tugevuste võrdlemisel kuubi- või silindrikujulise katsekeha puhul. Survetugevuste suhe silindri ja kuubi vahel on oluliselt seotud ka betooni tugevusega – üle 100 MPa tugevuste korral ligineb nende omavaheline suhe tegurile 1. Lisaks mõjutab erinevate kujude tugevuste suhet katsekehade niiskussisaldus. [1]

Euroopas kasutusel olevate standardite kohaselt on survetugevuse määramisel sobilikud nii kuubi- kui ka silindrikujulised katsekehad ning esitatud on ka survetugevuste suhe – kuni 50 MPa (silindrikujulise katsekeha survetugevus) on silindri ja kuubi tugevuse suhe ligikaudu 0,8. Betoonkonstruktsioonide projekteerimiseks koostatud juhendis CEB-FIP on välja toodud samuti erinevate kujude (silindri ja kuubi) puhul survetugevuste suhted (üle 50 MPa betoonide korral) ning 80 MPa juures jõuab silindri- ja kuubikujuliste katsekehade survetugevuste suhe tegurini 0,89. [1]

### 1.1.2 Katsekehade mõõtmed

Survetugevuse katsetamisel omab katsetulemustele otsest mõju ka katsekeha mõõtmed ja suurus. Standardid ei reguleeri üht sobivat katsekeha mõõtu, vaid tavaliselt pakutakse välja valik erinevatest aktsepteeritud katsekeha mõõtudest ja suurustest. Katsekeha suuruse muutumisel esineb aga erinevusi ka survetugevuses.



Graafik 1.1 Silindri mõõtmete suhe survetugevusega [6]

Katsekehade suuruse mõju survetugevuse tulemustele on leidnud kinnitust erinevate teadustööde käigus. Teadustööde põhitulemuseks on tõik, et kui katsekeha suurus kasvab, siis väheneb tema survetugevus. Esimesed uurimistööd selles vallas pärinevad 20. sajandi algusest kui H. Gonnerman uuris sama saledusega silindrikujulisi katsekehi ning täheldas, et katsekehade mõõtude suurenedes vähenes nende survetugevus (vt Graafik 1.1 lk 15). [2]

Üle 100 mm diameetriga katsekehade puhul on survetugevuse langus väiksem, aga sellest väiksemate katsekehade puhul on muutus survetugevuses märkimisväärne. Diameetri vähenedes suureneb survepinna ja katsekeha ruumala omavaheline suhe – see suurendab omakorda tõenäosust, et esineb langust survetugevuses, mis on põhjustatud katsekehade lõikamisel tekitatud kahjustustest. [7]

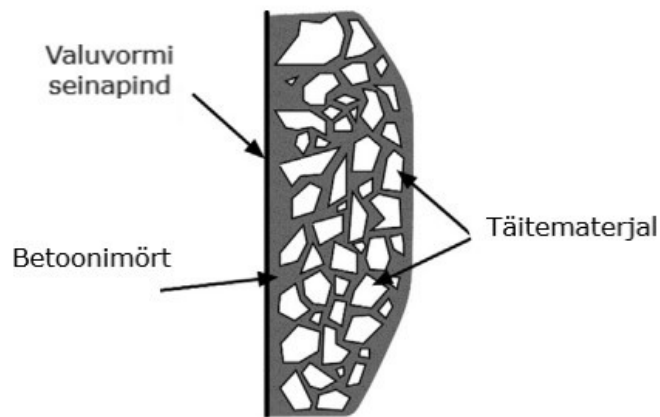
Teadustööde käigus on täheldatud aga ka huvitavat seost, et katsekeha suuruse kasvu mõju survetugevusele pole piiramatult ehk pärast teatud piiri ei vii katsekeha mõõtmete suurendamine enam survetugevust lisanduvalt allapoole [8]. Sama kinnitab ka 1963. aastal Ameerika Ühendriikide siseministeeriumi poolt tellitud uuring, kus vaadeldi katsekeha suuruse mõju nende survetugevustele. Uuringutulemustena leiti, et silindrikujuliste katsekehade survetugevus ei vähenenud enam alates 457 mm diameetrist. Katsekehad diameetritega 457, 610 ja 914 mm olid kõik sama survetugevusega. [9]

Katsekehade mõõtude mõju survetugevusele on põhjustatud erinevatest teguritest:

- nn seinaepekt;
- suuremal kehal on väiksem survepind;
- katsekeha suuruse ja maksimaalse täitematerjali terasuuruse suhe;
- sisepinged, mis on põhjustatud temperatuuri ja niiskussisalduse erinevustest materjali välis- ja sisepinnal;
- tangentsiaalpinged kontaktpindadel, mis on põhjustatud hõõrdejõust või pressiplatide paindest. [1]

Seinaefekti all teatakse nähtust, kus betoonivalu järel on vertikaalsete pindade (raketis, valuvorm) ümbruses tekkinud piirkond, milles on jämetäitematerjali osakaal väiksem ja tsementmördi osakaal suurem (vt Joonis 1.4 lk 17).



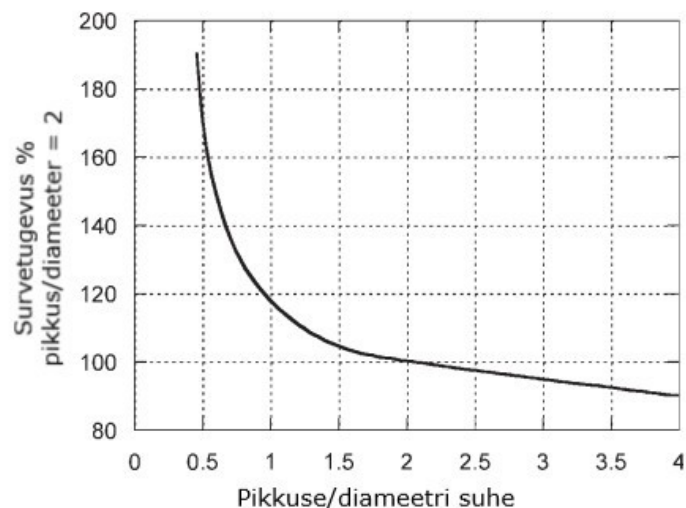


Joonis 1.4 Seinaefekt [4]

Kuna mörti on vormiga piirnevas kihis rohkem ja jämetäitematerjali on antud kihis vähem, siis on antud piirkond ka väiksema tugevusega võrreldes näiteks proovikeha keskosaga. Seinaefekti võimendab omakorda katsekeha suuruse ja maksimaalse täitematerjali terasuuruse suhe. Samuti mõjutab seinafekt rohkem katsekehi, mille survepinna ja ruumala omavaheline suhe on suurem. [2] Teadustöös leiti, et väiksemad proovikehad olid märkimisväärselt madalama survetugevusega kui standardmöödus katsekehad – seda seostati otseselt just seinafektiga, sest nende katsekehade survepinna ja ruumala omavaheline suhe oli suur ning tavatingimustes oleks pidanud nende katsekehade survetugevused olema suuremad kui standardmöödus katsekehade survetugevused [4].

Survetugevuse ja katsekeha mõõtmete osas tuleks vaadelda ka kehade saledust. Saledus on üks olulisemaid mõõtmetega seotud tegureid, mis mõjutab testimisel katsekehade survetugevusi. Kuna nn standardsilinder mõõtudega 150x300 mm on kasutusel laialdaselt üle maailma ning selle pikkuse ja diameetri suhe on võrdne kahega, siis on antud mõõtudega katsekehast saanud etalon, mille puhul on paika pandud ka suhe standardmöödudes kuubikujulise katsekehaga. [7]

Kuubi- ja silindrikujuliste katsekehade puhul, millel oli pikkuse ja diameetri suhe võrdne ühega, olid ka survetugevused sarnaste väärtustega [2]. Sama seaduspärasust täheldati prisma- ja silindrikujuliste katsekehade puhul, mille pikkuse ja diameetri suhe oli võrdne kahega [10]. Suurendades pikkuse ja diameetri vahelist suhet, toimub ka survetugevuse langus katsekehadel (vt Graafik 1.2 lk 18). Survetugevuse vähenemine on aga raskemini eristatav kui suurendada pikkuse ja diameetri suhet üle teatud piiri. [2]



Graafik 1.2 Survetugevuse sõltuvus pikkuse/diameetri suhtest [6]

Proovikehade nõudeid kirjeldav standard EVS-EN 12504-1:2019. „Konstruktsiooni betooni katsetamine. Osa 1: Puursüdamikud. Võtmine, ülevaatus ja survekatsed“ sätestab, et eelistatavad pikkuse/läbimõõdu suhted pärast ettevalmistust on:

- 2,0, kui tugevust võrreldakse silindrite tugevusega;
- 1,0, kui tugevust võrreldakse kuupide tugevusega. [11]

Vastavalt sellele standardile [11] on paika pandud ka puursüdamike läbimõõdu ja tera suuruse vaheline suhe. Tera suurus mõjutab suurel määral mõõdetava survetugevuse väärtust, kui puursüdamiku läbimõõdu ja täitematerjali maksimaalse tera suuruse suhe on väiksem kui ligikaudu 3. Sama standardi lisas A on esitatud täitematerjali terasuuruse ja puursüdamiku läbimõõdu mõju katsekeha tugevusele.

Standardi EVS-EN 12504-1 koostamiseks tehti uuring puursüdamikega, mille läbimõõt oli 25 mm, 50 mm ja 100 mm ning mille pikkuse ja läbimõõdu suhe oli 2:1 ning mille betoonis kasutatud kõige jämedama täitematerjali fraktsiooni ( $D_{max}$ ) deklareeritud  $D$  oli 20 mm ja 40 mm näitased, et:

- 20 mm täitematerjali puhul – 100 mm läbimõõduga puursüdamikud olid ligikaudu 7% suurema survetugevusega kui 50 mm läbimõõduga puursüdamikud; 50 mm läbimõõduga puursüdamikud olid ligikaudu 20% tugevamad kui 25 mm läbimõõduga puursüdamikud;
- 40 mm täitematerjali puhul – 100 mm läbimõõduga puursüdamikud olid ligikaudu 17% suurema survetugevusega kui 50 mm läbimõõduga puursüdamikud; 50 mm

läbimõõduga puursüdamikud olid ligikaudu 19% tugevamad kui 25 mm läbimõõduga puursüdamikud. [11]

Lisaks tuuakse välja samas standardis, et tugevuskatseks võetavate puursüdamike pikkuse valikul tuleb arvestada:

- puursüdamiku diameetrit;
- otste võimalikku ettevalmistusviisi;
- seda, kas tulemust võrreldakse kuubi- või silindrikujuliste katsekehade survetugevusega.

### **1.1.3 Katsekehade tasandamine**

Betooni survetugevuse katsetamisel on oluline tagada katsekehade tasapinnalisus, ristsus ja sirgsus. Ebatasasused survepinnal mõjutavad ka oluliselt survetugevuse näitajaid. Et parandada katsekeha ebatasasusi näevad EVS-EN 12390-3:2019. "Kivistunud betooni katsetamine. Osa 3: Katsekehade survetugevus" ja EVS-EN 12504-1:2019. "Konstruktsiooni betooni katsetamine. Osa 1: Puursüdamikud. Võtmine, ülevaatus ja survekate" ette survepindade katmist või lihvimist.

Survetugevuse katsetamisel on katsekeha otsad kontaktis katsemasina pressiplaatidega ning kuna ülemine survepind pole algselt vormipinna tasemel, siis leidub sellel ebatasasusi. Nimetatud ebatasasused võivad põhjustada pingete kontsentreerumist, mis viivad alla ka survetugevuse näitajaid katsekehadel. [1]

Ameerika Ühendriikides kehtiv standard ASTM C 39/C 39 M sätestab, et katsekehade otsapindadel peab olema tagatud ristsus ning maksimaalne kõrvalekalle sellest võib olla pool kraadi. Samuti esitatakse nõuded keha sirgsusele ja tasapinnalisusele. [12] Eestis kehtiv standard EVS-EN 12390-1:2021. „Kivistunud betooni katsetamine. Osa 1: Kuju, mõõtmed ja muud katsekehadel ja vormidele esitatavad nõuded" sätestab, et kuubi- ja prismakujulise katsekeha ristsustolerants on 0,5 mm ning silindril 0,7% diameetrist. Koormuspinna tasapinnalisustolerants on 0,06% diameetrist. [3]

Katsekehade pindade parandamine aitab vältida otsapindadel pingete kontsentreerumist, paindeid ja ebatavalist pingegaotust proovikehas. Uuringute käigus on leitud, et ebatasasused ja kumerused proovikeha survepindadel võivad vähendada

survetugevust kuni 75%. Survetugevuse langus esineb ebatasasuste korral ühtlaselt nii kuubi- kui ka silindrikujuliste katsekehade puhul. [13]

Pindade parandamisel on kasutusel kas proovikehade survepindade lihvimine või pindade parandamine katematerjaliga. Kattematerjalidena on üldkasutatavad väävel ja tsementmört. Lisaks on väiksema tugevusega katsekehade puhul kasutusel kips. Survetugevuse katsetamise standard EVS-EN 12390-3:2019 Lisa A toob välja, et katsekehade kuju parandamiseks tuleb neid lihvida või katta. Katmisele esitatakse ka erinevaid piiranguid (vt Tabel 1.1).

Tabel 1.1 Parandamisele esitatavad piirangud [14]

Meetod	Määratud (eeldataval) tugevusel põhinev piirang
Lihvimine	piiramatu
Aluminaattsementmört	ligikaudu kuni 50 MPa (N/mm <sup>2</sup> )
Väävli segu	ligikaudu kuni 50 MPa (N/mm <sup>2</sup> )
Liivakast	piiramatu

Lihvimist käsitletakse vastavalt betooni katsetamise standardile [14] kui etalonmeetodit survetugevuse testimisel. Leitud uuringutulemused tõid välja sama asjaolu, et lihvimine andis ühtlaseid ja usaldusväärseid survetugevuse näitajaid olenemata proovikeha tugevusest [15]. Lihvimist teostatakse üldjuhul kasutades selleks spetsiaalset lihvmasinat - 2016. aasta teadustöös kasutati lihvimiseks Hi-Kenma lihvmasinat (vt Foto 1.1).



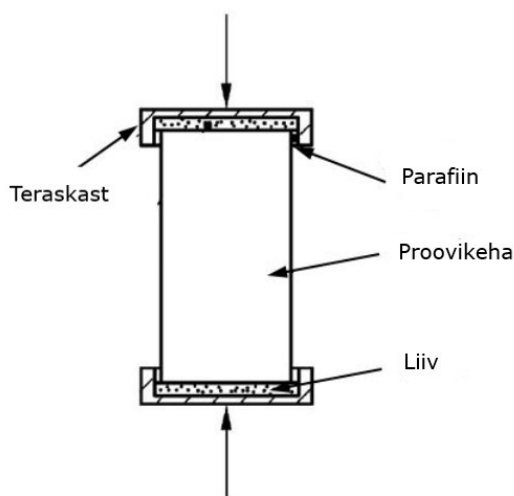
Foto 1.1 Hi-Kenma lihvmasin [15]

Lisaks on võimalus teostada lihvimist käsitsi, kuid selline protsess on kindlasti ajakulukam ning nõutavat tasapinnalisust on ka keerulisem saavutada.

Väävliga katmise puhul tuleb arvestada sellega, et materjali korduvkasutamise või keetmisega ei tohi alandada kattematerjali tugevus- või jäikusomadusi. Pärast proovikeha katmist väävliga tuleb lasta kaetud otsapindadel saavutada piisav tugevus ja jäikus. [13] Katsekeha pind peab olema enne katmist kuiv ja puhas ning kõik lahtised osakesed tuleb eemaldada [14]. Väävliga katmist soovitas leitud teaduskirjandus kuni 60 MPa katsekehade puhul, mis on sarnane ka Eestis kehtivatele soovitudele [15]. 1989. aastal korraldatud uuringus leiti, et kui koormata väävliga kaetud survepindasid 15 minuti jooksul peale katmist, siis toimub survetugevuses ligikaudu 2% langus võrreldes pikemaajalise väävlikihi kivistumisega [16].

Aluminaattsementmördiga katmisel peab katsekeha pind olema enne katmist märg ja puhas ning kõik lahtised osakesed tuleb eemaldada. Katteseguna kasutatav mört peab koosnema kolmest massiosast aluminaattsemendist ja ühes massiosast peenliivast. Teisi standardi EN 197-1 kohaseid tsemente võib kasutada juhul, kui mördi tugevus katmise ajal on vähemalt võrdne betooni tugevusega. [14]

Betooni katsetamist käsitlev standard EVS-EN 12390-3:2019 toob välja ka liivakasti meetodi. Liivakasti meetodi puhul asetatakse katsekeha survepindadele teraskastid, mille sees on liiv (vt Joonis 1.5). Liiv vibreeritakse ning teraskastid täidetakse kuni servadeni parafiiniga. Katsekeha asetatakse selliselt katsemasina alla ning pärast survekatset vabastatakse mõlemad kastid purunenud katsekehast, puhudes suruõhku läbi ettenähtud avade. [14]



Joonis 1.5 Liivakasti meetod [14]

Võrreldes lihvimisega on teadustööd näidanud, et liivakasti meetodi kasutades saavutatakse ligikaudu 5% madalam survetugevus [17]. Koreas läbi viidud uuring näitas aga, et liivakasti meetodil katsetatud katsekehad olid ligikaudu 5% tugevamad kui väävliga tasandatud katsekehad [18].

Katsekehade tasandamiseks kasutatav materjal peaks olema vähemalt sama tugev ja jäik kui kaetav materjal, eelistatult isegi tugevam. Madala tugevusega kattermaterjali (survetugevus ligikaudu 30 MPa) nagu kips on võimalik kasutada väiksema tugevusega betooni korral, kuid tavapraktikas pole sellised materjalid suuremat kasutust leidnud. [13] Madala tugevusega kattermaterjali kasutamisel normaal- või kõrgtugeva betooni puhul on survetugevuse näitajad vähenenud ligi 20% [19].

Teadustööde käigus on uuritud ka kattermaterjali elastsusmooduli ja proovikeha survetugevuse vahelist suhet ning jõutud järeldusele, et seda on võimalik pidada veelgi olulisemaks omaduseks kui kattermaterjali tugevus [20]. Kattermaterjalil peab olema võimalikult suur elastsusmoodul, et toimuks ühtlane jõudude ülekanne katsemasinalt proovikehale. Elastsusmoodul võiks olla proovikehal ja kattermaterjalil võimalikult sarnane. [21]

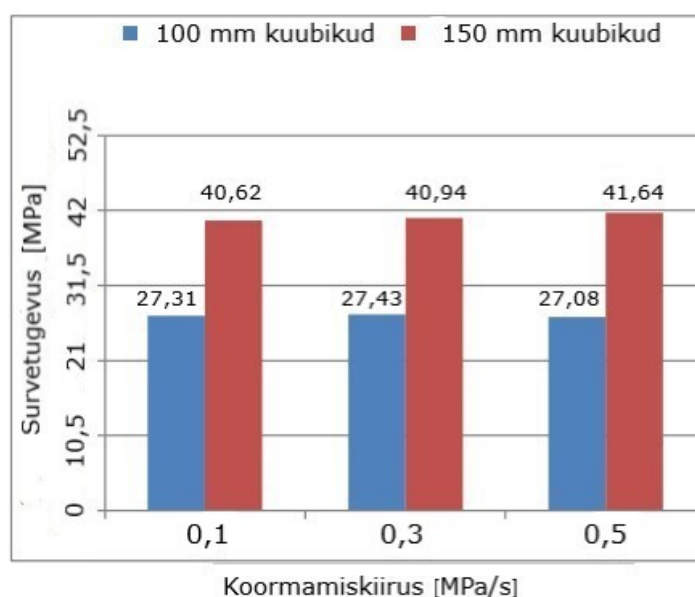
Katsekehade survetugevuse näitajaid mõjutab ka survepindade kattekihi paksus – mida õhukesem on kattekiht, seda suurem on ka kattermaterjali survetugevus [19]. Lisaks võib paksema kattekihi korral esineda ebaühtlaseid mahukahanemisi kattekihis, mis võivad põhjustada ebatasasusi ning mis omakorda langetavad ka proovikehade survetugevuse näitajaid [22]. Betooni katsetamise standard EVS-EN 12390-3:2019 sõnab, et kattekiht peaks olema võimalikult õhukene, mitte üle 5 mm, kuid väiksed lokaalsed kõrvalekalded on lubatud [14].

#### **1.1.4 Katsekehade koormamiskiirus**

Betooni survetugevuse katsetamisel on oluline tegur ka katsekehade koormamiskiirus. Üldine seaduspärasus sõnab, et katsekeha survetugevuse näitaja kasvab, kui suurendada katsekeha koormamiskiirust. [13] Teadustööd [12] on välja selgitanud, et koormamiskiirus ja survetugevus on omavahel seotud läbi betooni roome ja mikropragude tekke. Madala koormamiskiiruse korral arenevad praod betoonis kasvava kiirusega, kui aga katsekeha koormata kiiremini, siis toimub pragude teke konstantse kiirusega [23].

Vastav seos ühtib ka teiste uuringutulemustega - kui betooni on koormatud ühtlaselt kuni 75% purustavast koormusest toimub koormust lisamata mõne aja pärast ka katsekeha purunemine [12]. Katsetatud on ka pikemal perioodil katsekeha koormamist – 30 kuni 240 minutit. Sellisel juhul purunes katsekeha võrreldes ühtlase kiirusega koormamisel (0,2 MPa/s) 12-16% väiksema purustava jõu juures. [1]

Katsetulemused näitavad, et keskmiselt kasvatab koormamiskiiruse suurendamine survetugevuse näitajat 2,2% [12]. Tavapraktikas jäävad koormamiskiirused vahemikku 0,07-0,7 MPa/s ning sellisel juhul on mõõdetud survetugevuse näitajate kõikumine jäänud vahemikku 97-103% (võrreldes ühtlaste koormamisega kiirusel 0,2 MPa/s). [1]



Graafik 1.3 Erisuuruses katsekehade survetugevus erinevatel koormamiskiirustel [24]

Lähemalt on uuritud ka katsekeha suuruse ja koormamiskiiruse omavahelist sõltuvust (vt Graafik 1.3). Hoolimata katsekeha suurusest kehtib ka siin sama seaduspärasus – katsekeha survetugevuse näitaja suureneb, kui suurendada katsekeha koormamiskiirust. Kui võrrelda omavahel aga katsekeha suuruse ja koormamiskiiruse mõju, siis mõjutab koormamiskiirus survetugevuse näitajat oluliselt vähem kui katsekeha mõõtmed. [24]

Survetugevuse katsetamisel on kasutatavad koormamiskiirused paika pandud standardis. Betooni katsetamise standard EVS-EN 12390-3:2019 sätestab, et valitakse konstantne koormamiskiirus piirides  $0,6 \pm 0,2$  MPa/s. Pärast algkoormuse rakendamist, mis ei ületa ligikaudu 30% purustavast koormusest, rakendatakse katsekehale koormust ilma tõuketa ja suurendatakse pidevalt valitud konstantse kiirusega  $\pm 10\%$  kuni koormust pole võimalik enam suurendada. [14]

### 1.1.5 Katsekehade veesisaldus

Betooni survetugevuse katsetamisel mõjutab saadud tulemusi ka katsekeha veesisaldus. Nii Ameerika Ühendriikides kui ka Ühendkuningriigis kehtiv standard sõnab, et survetugevuse katsetamisel peavad katsekeha olema kas märjad või niisked. Vastav säte on standarditesse sisse viidud, sest katset on võimalik selliselt korrata väiksema varieeruvusega. [1]

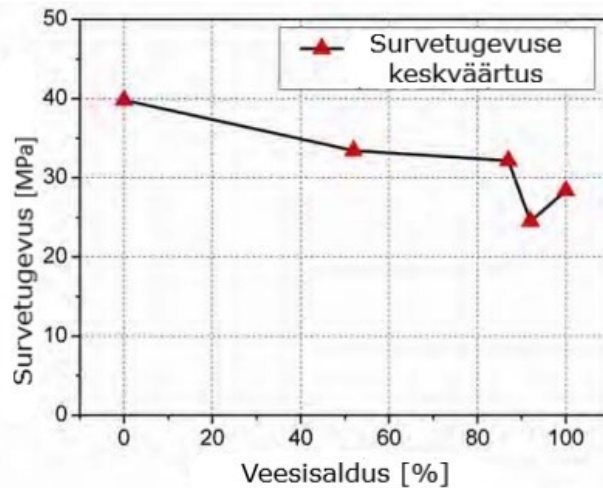
Survetugevuse katsetamisel on tulemused näidanud üheselt, et kuivade katsekehade survetugevus on suurem kui märgade või niiskete katsekehade survetugevus. Sellist nähtust seostatakse kuivamiskahanemisega, mis tekitab katsekehas kahetelgset survet ning suurendab omakorda tugevust kolmandas suunas – katsekeha koormamise suunas. [1]

Niiskete või märgade katsekehade survetugevuse languse põhjendamiseks on pakutud ka teist seost. Niiskete või märgade katsekehade puhul on betoonis olev tsementgeel laienenud, sest ta on endasse vett imenud. Tsementkivi pundumise tulemusena on vähenenud aga osakeste vaheline nidusus, mis omakorda alandab katsekeha survetugevust. [1]

Betooni veesisalduse mõju survetugevusele on seotud otseselt ka betooni küllastusastmega. Katsekehad, mis on kastetud lühiajaliselt vette, on vähem mõjutatud survetugevuse langusest, kui pikemalt vette sukeldatud katsekehad. Uuringutulemused näitavad, et 34 MPa betooni survetugevus tõusis kuivatamisel 10%. Kui aga kuivatusperiood oli vähem kui 6h, siis tõusis survetugevus vähem kui 5%. [25] Teised uuringud on näidanud, et 48h katsekeha vette sukeldamine enne katsetamist langetab katsekeha survetugevust 9-21% [1].

2012. aasta teadustöös [26] uuriti betooni veesisalduse ja survetugevuse omavahelist seost. Teadustöö tulemused (vt Graafik 1.4 lk 25) kinnitasid juba eelnevalt kirjeldatud seaduspärasust, et veesisalduse kasvades toimub survetugevuse langus katsekehas. Huvitav oli aga survetugevuse tõus peaaegu küllastunud olekus (veesisaldus 92-100%). Sellist survetugevuse tõusu seostatakse tekkinud poorirõhuga betoonis. Kasvav koormus katsekehale suurendab siserõhku, mis üritab katsekehast vett välja suruda. Kuna aga kapillaaride väiksuse tõttu pole kogu veel võimalik lahkuda, tekitab selline takistus omakorda survet poori seintele. Selline surve kasvab koos katsemasina poolt suureneva survega katsekehale ning suure küllastusastme korral suurendab omakorda katsekeha survetugevust.





Graafik 1.4 Veesisalduse mõju betooni survetugevusele [26]

EVS-EN 12390-2:2019. „Kivistunud betooni katsetamine. Osa 2: Tugevuskatse katsekehade valmistamine ja hoidmine“ sõnab, et pärast vormist välja võtmist hoitakse katsekehi kuni asjakohases standardis toodud menetluse kohase katsetamiseni vees temperatuuril  $(20 \pm 2)$  °C või kambris temperatuuril  $(20 \pm 2)$  °C ja relatiivsel niiskusel  $\geq 95\%$ . [27] See tähendab, et Euroopas on survetugevuse etaloniks veega immutatud betoon.

Betooni katsetamise standard EVS-EN 12390-3:2019 sätestab, et pärast hoidmiskeskonnast väljavõtmist tuleb katsekehade tugevust katsetada niipea kui see on praktiliselt teostatav, kuid kõige hiljem 10 tunni jooksul. Katseruumi temperatuur peab olema  $(20 \pm 5)$  °C. Kui katsekehi hoitakse katseruumis üle nelja tunni, tuleb neid kaitsta niiskuskao eest, näiteks katta märja kottriidega või niiskust mitteläbilaskva kilega. [14]

### 1.1.6 Katsekehade kivistumistingimused

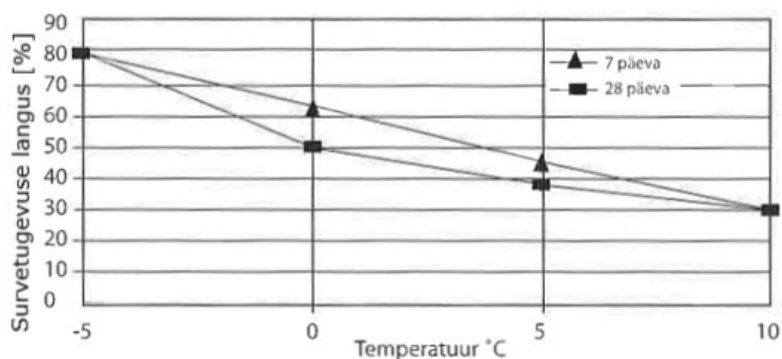
Betooni survetugevusele avaldavad olulist mõju ka kivistumistingimused. Kivistumistingimuste all peetakse eeskätt silmas temperatuuri ja suhtelise niiskuse mõju. Lisaks avaldab mõlema teguri puhul mõju ka ajaline faktor.

Betooni kivistumine on protsess, mille käigus toimub tsemendi hüdratatsioon. Hüdratatsiooni toimumiseks on oluline, et suhteline niiskus betoonis oleks vähemalt 80%. [1] Juhul kui suhteline niiskus langeb kapillaarpoorides alla 80%, siis aeglustub oluliselt ka hüdratatsioon ning alla 30% juures peatub protsess täielikult [28].

Hüdratatsiooni peatudes ei teki enam tsemendi ja vee omavahelise reageerimise tulemusena kaltsiumhüdrosilikaate, mis annavad betoonile ka tugevust [29]. Lisaks vähendavad kaltsiumhüdrosilikaadid betooni poorsust ja sellest tulenevalt on ka betooni mikrostruktuur tihedam [30].

Kivistumise käigus tuleks hoida betoon küllastatud olekus või sellele võimalikult lähedases seisundis, et esialgu tsemendipastas olev vesi asenduks soovitud ulatuses tsemendi hüdratatsiooniproduktidega [1]. Tsemendi hüdratatsioonil ühendatakse seguvesi ositi kaltsiumhüdraluminaatide, kaltsiumhüdrosilikaatide ja kaltsiumhüdروفerriitidega ning algstaadiumis tekib ka ettringiit [31].

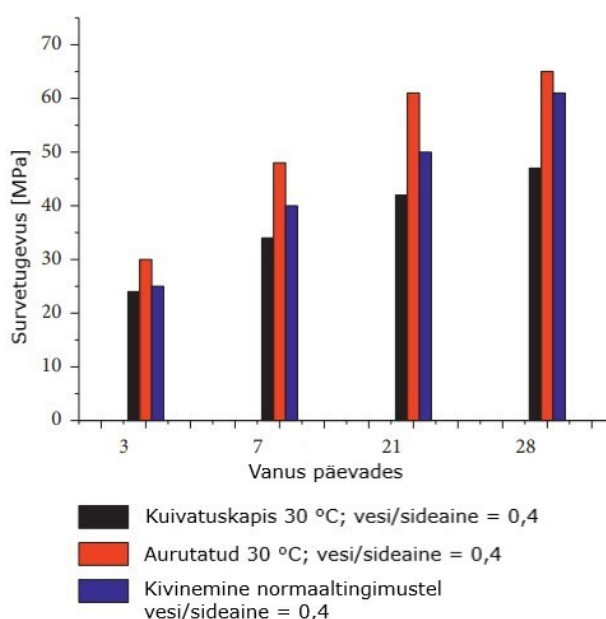
Eelnevalt mainitud reaktsioonide tõttu väheneb tarduvas segus vee hulk ja sellega kaasnevalt ka tema töödeldavus. Seguvesi aurustub osaliselt betoonisegu pealt, tekitades betoonis lahtiste kapillaarpooride võrgustiku. Kuna reaktsioonid leiavad aset tsemenditerakeste pealispinnal, jääb terade sisse alles reageerimata tsement. Vee jõudmine selle reageerimata tsemendini on pikem protsess, sest see toimub difusiooni abil ning vesi peab eelnevalt läbima reaktsiooniproduktide kihi. Seetõttu võib juhtuda, et segus olev tsement ei reageeri täies ulatuses veega, millest tulenevalt on hüdratatsiooniaste alati ühest väiksem. Vee eksistentsist ning tsemenditerakeste suurusest tulenevalt see protsess kas kestab edasi või vee vajakajäämisel lakkab. Sellest tulenevalt sõltub reaktsioonide intensiivsus tsemenditerakeste mõõtmetest, õhurõhust, õhuniiskusest ja ka keskkonnas valitsevast temperatuurist. Temperatuuri tõustes reaktsioonikiirus kasvab, väiksematel temperatuuridel aga reaktsioonid aeglustuvad. Betooni kivilinemine saab toimuda üksnes piisava vee olemasolul, mistõttu põhjustab väljakuivamine või ka vee külmumine betoonis kivilinemise aeglustumist või täielikku peatumist. [31]



Graafik 1.5 Betooni survetugevuse langus % kivilinemisel madalatel temperatuuridel [32]

Ka temperatuuril on oluline mõju betooni survetugevuse kujunemisele (vt Graafik 1.5 lk 26). Betooni survetugevus  $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$  on nii 7 kui ka 28 päeva kivistumise järgselt kõigest 20% eeldatavast tugevusest.  $0\text{ }^{\circ}\text{C}$  on eeldatav tugevus ligikaudu 40-50% juures – ehk madalamatel temperatuuridel kivistumine langetab ka betooni survetugevust.

Kivistumistingimuste mõju (vt Graafik 1.6) on käsitletud ka 2019. aasta teadustöös [33], kus uuriti, kuidas mõjutavad erinevad keskkonnad betooni survetugevuse näitajaid.

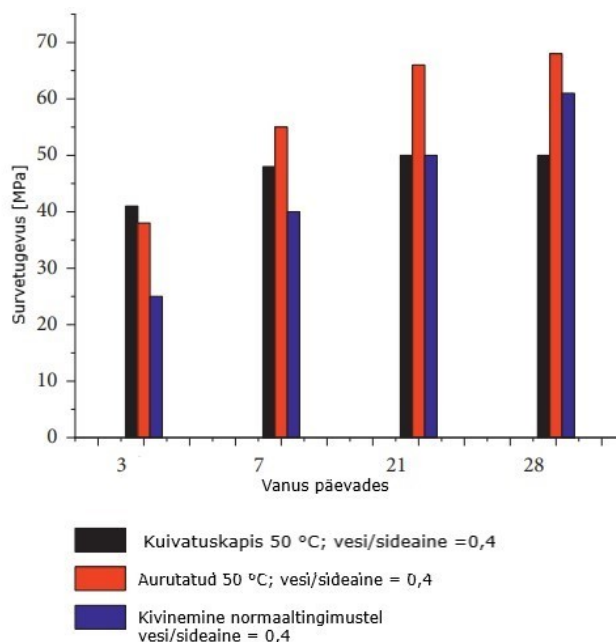


Graafik 1.6 Erinevate kivistumiskeskkondade mõju betooni survetugevusele [33]

Graafik 1.6 näitab, et kõikide proovikehade tugevus kasvab kivistumisaja pikenedes. Suurimate tugevusnäitajatega on igal vanusel just aurutatud keskkonnas kivistunud betoon, mis on ka igati loogiline. Aurutatud keskkonnas on tagatud kõrge suhteline niiskus ja temperatuur, mis aitab kiirendada hüdratatsiooni. Madalaimad survetugevuse näitajad saavutati kuivatuskapis kivistatud proovikehadega. Antud tulemus on samuti oodatav, sest sellises keskkonnas on suhtelise niiskuse tase madalam võrreldes teistega ning selliselt on ka hüdratatsioon puudulik.

Sama vesi-sideaine suhtega segude survetugevusi uuriti ka  $50\text{ }^{\circ}\text{C}$  (vt Graafik 1.7 lk 28) Võrreldes  $30\text{ }^{\circ}\text{C}$  oli erinevusi just varajaste survetugevuste juures – 3 päeva vanuste katsekehade puhul olid tugevaimad kuivatuskapis kivistunud katsekehad ning ületasid isegi aurutatud keskkonna katsekehade survetugevust. 7. päeval olid tugevaimad aurutatud keskkonna katsekehad, kuid ka kuivatuskapis olnud katsekehad olid piisava

survetugevusega. Alates 21. päevast aga kuivatuskapis olnud katsekehade survetugevus enam ei kasvanud. 28 päeva seisuga oli sarnane trend võrreldes madalamate temperatuuridega: suurima survetugevusega olid aurutatud keskkonnas kivinenud proovikehad ning nõrgimad olid kuivatuskapis kivinenud katsekehad.



Graafik 1.7 Erinevate kivistumiskeskondade mõju betooni survetugevusele 2 [33]

Kõrgendatud temperatuurid tõstavad esialgset survetugevust, sest kiirendavad hüdratatsiooni [34]. Pikemaajaline survetugevus aga langeb, sest kõrgemal temperatuuril kivistunud betoonis on hüdratatsiooniproduktide jaotus ebaühtlane võrreldes normaaltemperatuuril kivistunud betooniga [35].

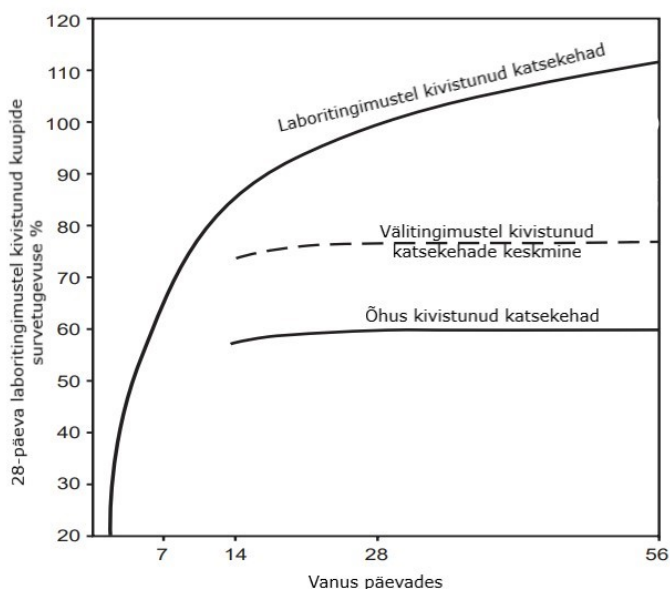
### 1.1.7 Katsekehad välitingimustes võrreldes laboritingimustel

Betooni survetugevust on võimalik määrata erinevate katsekehade abil. Üldjuhul toimub survetugevuse määramine katsekehadega, mis on kivistunud laboratoorses tingimustes, kuid on võimalik kasutada ka katsekehi, mis pärinevad n-ö välitingimustest.

Kui laboratoorsed tingimused on kindlalt paika pandud, siis välitingimused on oma olemuselt palju suurema varieeruvusega ning ettearvamatud. Välitingimustel valmistatud betooni mõjutab tihendamine, konkreetset kivistumistingimused, katsekeha keskkond jpm. Sellest tulenevalt ei ole ka mõistlik eeldada, et

laboritingimustel kivistunud katsekeha survetugevus peegeldaks üheselt eksploatatsioonist pärineva proovikeha survetugevust. Et saada täpsemaid andmeid tegeliku survetugevuse kohta võetakse konstruktsioonidest proovikehi, kuid selline protsess on aja- ja ressursikulukam. [36]

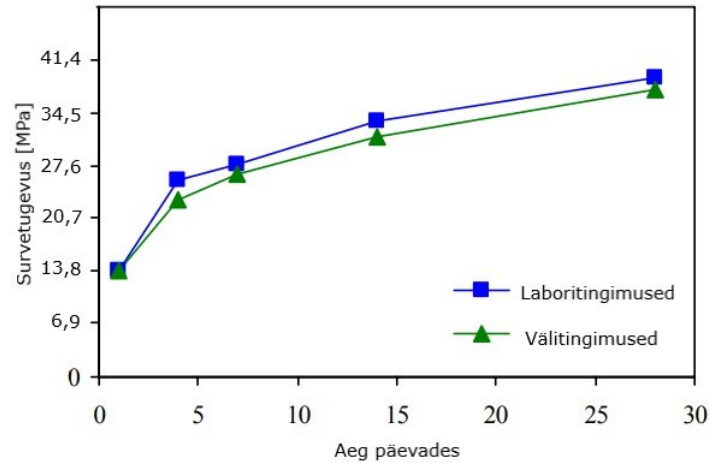
1987. aastal välja antud uuringus [37] kirjeldati, et välitingimustel kivistunud katsekehad saavutavad ligikaudu 77% survetugevusest võrreldes laboritingimustel kivistunud katsekehadega (vt Graafik 1.8).



Graafik 1.8 Survetugevuste võrdlus erinevates kivistumistingimustes [37]

Bloem [38] sõnab, et välitingimustes kivistunud katsekehade põhjal ei ole võimalik teha adekvaatseid järeldusi laboritingimustel kivistunud proovikehade survetugevuse osas. Kuna pole võimalik hinnata täpselt välikeskkonna mõju ja ulatust seal kivistunud katsekehadele, siis ei saa nende katsekehade survetugevusi võtta aluseks ka laboritingimustel kivistunud katsekehade survetugevuse hindamiseks [39].

2006. aastal viidi läbi Ameerika Ühendriikides uuring, mille üheks osaks oli laboritingimustes kivistunud ja välitingimustel kivistunud betoonist proovikehade survetugevuste võrdlus (vt Graafik 1.9 lk 30). Betoonivalu toimus objektil ning katsekehad jagati kahte erinevasse seeriasse: esimene seeria viidi laborisse ja teine seeria jäeti välitingimustesse kivistuma.



Graafik 1.9 Välitingimused vs laboritingimused survetugevus [40]

Vaadeldes katsetulemusi nähtub, et proovikehade survetugevus kasvab ajas ning laboritingimustel kivistunud proovikehad on igal ajahetkel kõrgema survetugevusega kui välitingimustel kivistunud katsekehad. Sellised tulemused olid ka igati ootuspärased, sest välitingimustel on märksa keerulisem luua betooni kivistumiseks sellist keskkonda nagu laboris. [40]

Samas uuringus tuuakse välja, et katsetulemuste põhjal on laboritingimustel kivistunud katsekehad keskmiselt 10-15% kõrgema survetugevusega kui välitingimustel kivistunud katsekehad [40]. Sama kinnitab ka muu teaduskirjandus, kus välitingimustel kivistunud katsekehad olid üldiselt 15% madalama survetugevusega kui laboritingimustel [36].

### 1.1.8 Katsemasina jäikus

Betooni survetugevuse katsetamisel mõjutab tulemusi ka katsemasina jäikus. Katsemasina puhul tuleb eraldi vaadelda tema piki- ja külgjäikust. Üldjuhul on eelistatud suure jäikusega katsemasin, sest talub paremini katsetamisega seonduvat kulumist ning avaldab katsetulemustele vähem mõju kui väikese jäikusega masinad [41].

Pikisuunaline jäikus mängib olulist rolli just purustava jõu saavutamisel [42]. Pikisuunalist jäikust mõjutab enim just katsemasina postid ja raam [43]. Katsemasina postide osas on üldlevinud just kahe või nelja postiga katsemasinad. Tänapäeval kasutatakse eelkõige nelja postiga masinaid – sellised masinad on suurema jäikusega

kui kahe postiga masinad ning annavad ka täpsemaid tulemusi katsekehade survetugevuse määramisel.

Pikisuunalise jäikuse mõju katsekehade survetugevusele on uuritud erinevates teadustöodes. L'Hermite [44] teoretiseeris, et kui väikese jäikusega katsemasinas talletuks suurel hulgal energiat, toimuks katsekeha purunemine väiksema koormuse juures kui suure jäikusega katsemasina puhul. Oma hüpoteesi ei suutnud ta aga katseliselt kunagi kinnitada. Sigvaldason [41] leidis oma teadustöös, et kasutades katsemasinaid, mille jäikus erines 20 korda, ei esinenud mingeid erinevusi katsekehade survetugevuses. Sama järelduseni jõudsid oma uurimuses ka Mindess ja Bentur [45], kes katsetasid tsementmördiga tasandatud katsekehi. Katsemasina pikijäikus ei avaldanud mingit märgatavat mõju katsekehade survetugevusele.

Piisav külgjäikus on väga oluline, et tagada katsekeha ühtlased deformatsioonid survetugevuse katsetamise ajal [46]. Kui katsemasinal on ebapiisav külgsuunaline jäikus, tekivad ekstsentrilised koormused, mis põhjustavad katsemasina raami deformeerumist. Raami deformeerumine aga põhjustab omakorda katsetamisel proovikehas ebaühtlaseid deformatsioone. [43]

Oluline on ka katsekeha tsentreeritud asetus pressiplatide vahele. Juhul kui katsekeha ei asetata võimalikult keskse paigutusega, tekib ekstsentrilise koormuse tõttu katsekehas ka ebaühtlaseid deformatsioone. [43] Kui raami külgsuunaline jäikus on suur, siis tekivad katsekehas ka tsentreerimata asetuse korral ühtlased deformatsioonid [44]. Sama kinnitavad ka teised teadustööd – kui suurendada katsekeha ekstsentrilist asetust väikese külgjäikusega katsemasina puhul, väheneb ka katsekehade survetugevuse näitaja, sest tekivad ebaühtlased deformatsioonid [41].

Kehtiv standard EVS-EN 12390-4: 2019. „Kivistunud betooni katsetamine. Osa 4: Survetugevus. Katsemasinatele esitatavad nõuded“ sõnab, et masina- ja abiplaadid tuleb valmistada materjalist, mis ei deformeeru masina kasutamisel püsivalt. Katsekehaga kokkupuutuvate pressiplatide tasapinnalisuse tolerants on 0,03 mm ja katsekeha õige asendi tagamiseks peab katsemasina alumine plaat olema varustatud tsentreerimisringide, asendifiksaatorite või muude tsentreerimisvahenditega. Tsentreerimiseks kasutatavad abivahendid ei tohi takistada katsekeha deformeerumist katsetamisel. [47]

### 1.1.9 Katsekehade vormid

Betooni katsetamisel mõjutab survetugevust ka katsekehade vormid. Katsekeha vorme on võimalik valmistada erinevatest materjalidest ning materjalide valikul on ka oma mõju proovikehade pinnatasasusele ja survetugevusele.

Materjali valik katsekeha vormi puhul mõjutab vormi jäikust, veeimavust ning ka katsekeha paisumist. Jäigemast materjalist vorm lubab katsekehal vähem paisuda ning pakub paremat tuge – see omakorda tagab väiksemad erinevused katsekeha tolerantsidest ning tingib ka katsekehade suurema tiheduse. [13] 1964. aastal korraldatud teadustöös uuriti erinevate vormimaterjalide mõju katsekeha tihedusele ja tugevusele. Töö tulemusena leiti, et katsekehad, mille puhul oli vormi põhi valmistatud terasest ja vormi küljed papist, olid tugevamad ja ka tihedamad kui tervenisti terasest vormidega katsekehad. [48] Terasvormid on küll kõige parema jäikusega vormid, kuid nende kasutamist muudab ebamugavamaks nende suur mass ja ka nende kallim hind võrreldes teiste materjalidega [13].

Tavaliste terasvormide puhul on aga suurimaks probleemiks nende veetihedus – vormid kipuvad lekkima läbi liitekohtade. Ameerika Ühendriikides kehtiv standard ASTM sätestab, et katsekehade vormid peavad olema veetihedad. Praktika näitab aga, et sellest nõudest vaadatakse betooni katsetamisel tihti mööda. [13] Eestis sätestatakse proovikehade vormidele esitatavad nõuded standardis EVS-EN 12390-1. Standard sõnab, et kasutatavad vormid peavad olema veetihedad ja mitteimavad. Vormi liitekohtade veetiheduse saavutamiseks on lubatud vaha, õli vm määrdede kasutamine. Vormid peavad olema valmistatud terasest või malmist, mis on ka etalonmaterjalid. Muude vormimaterjalide kasutamisel tuleb tõendada, et need vormid on kestval kasutusel kalibreeritud teras- või malmvormidega võrdväärised. [3]

Bloem [49] leidis, et õlitatud terasvormid hoiavad endas rohkem vett ning seetõttu on väiksem ka proovikehade tihedus ja survetugevus. Teadustöös märkis, et proovikehade tihedus oli ligikaudu 7% väiksem võrreldes teiste vormimaterjalidega.

Vormimaterjalide puhul on uuritud ka plastikvormide kasutamist. Plastikvormide puhul on tähendatud survetugevuses kuni 14% langust võrreldes terasvormidega. Teadustööde käigus on uuritud plastikvormide korduvkasutatavust ning on leitud, et 20 korduvkasutuse puhul langes proovikeha survetugevus 22%. Samas täheldati aga vormi paindlikkuse suurenemist korduvkasutamise puhul. [50]



Vormimaterjalide puhul on lähemalt vaadeldud ka parafiiniga kaetud papi kasutamist. Teadustöodes leiti, et selliste vormide kasutamisel vähenes survetugevus vahemikus 3 kuni 21%. [51] [6] [48] [16] Parafiiniga kaetud papi puhul on suuremaks probleemiks ka materjali veeimavus. Vormi veeimavus avaldab mõju värskelt valatud betoonile ning pikendab ka tema kivistumist. [51] Lisaks pääseb läbi vormi külgedele ja põhjale betoonisegusse ka lisaniiskust ning samuti põhjustab see vormi paisumist. Papist vormide puhul täheldati ka parafiini sulamist kõrgematel temperatuuridel – parafiin vajus sulamise tõttu vormi põhjale ning allesjäänud pappvorm muutus seetõttu veelgi rohkem vett imavaks. [13]

Kõikide vormimaterjalide puhul on väga oluline ka nende tasapinnalisus ja mõõtmete vastavus tolerantsidele. Isegi õhemate vormiseintega terasvormide puhul on teadustöodes kirjeldatud kumerusi ja tolerantsidele mittevastavust. [13] Richardson [16] leidis, et survepindade ovaalsus ja tolerantside ületamine vähendas katsekehade survetugevust 10%.

### **1.1.10 Proovivõtu tehnoloogia**

Betooni survetugevusele avaldab mõju ka proovikehade proovivõtu tehnoloogia. Võrreldes vormidesse valatud proovikehadega avaldab puursüdamikele lisafaktorina mõju puurimine.

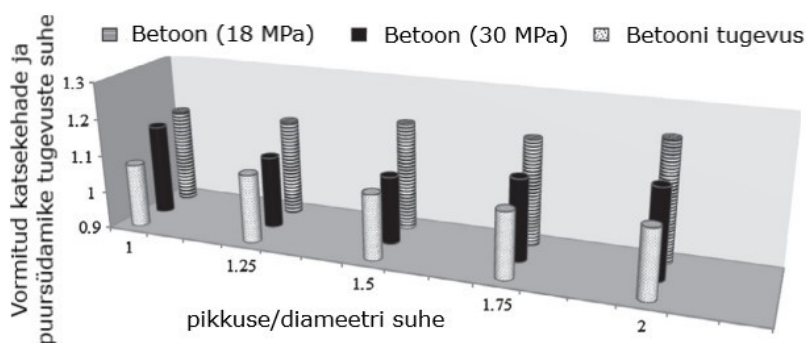
Proovikehade puurimiseks kasutatakse tavaliselt torupuure. Kui vormidesse valatud katsekehade puhul ümbritseb täitematerjali tavaliselt tervikuna betoonimört, siis puursüdamike puhul võib torupuur läbi lõigata ka jämetäitematerjalist jättes selle puursüdamiku pealispinnale katmata olekusse. [52]

Teadustööde käigus on kinnitust leidnud seaduspärasus, et puursüdamike survetugevus on madalam kui vormidesse valatud katsekehade oma. Seda on seotud asjaoluga, et kui torupuur lõikab läbi jämetäitematerjalist ning jätab selle katmata olekus puursüdamiku pealispinnale, siis jäävad antud jämetäitematerjali terad ainult osaliselt seotuks betooniseguga. [52] Puursüdamike puhul tuuakse ka välja, et nende efektiivne ristlõige on tõenäoliselt väiksem kui samade mõõtudega vormi valatud katsekeha ristlõige [53]. Survetugevust võib alandada ka asjaolu, et jämetäitematerjali terad võivad survetugevuse katsetamisel katsekehast irduda [54].

Kuna katsekehade võtmine puurimise teel on oma olemuselt purustav meetod, siis seostatakse survetugevuse langust ka puurimisega. Puurimise puhul tuuakse välja, et see põhjustab betoonis mikropragusid, mis nõrgestavad sidemeid jämetäitematerjali terade ja betoonisegu vahel. [55]

2020. aastal läbi viidud teadustöös uuriti lähemalt puursüdamike ja vormidesse valatud katsekehade survetugevusi. Survetugevust määrati päevadel 28, 90 ja 180. Tulemustes leiti, et puursüdamike survetugevus oli madalam 11-24% olenevalt määramise ajast. 28. päeval määratud puursüdamike tugevus oli 11% väiksem võrreldes vormidesse valatud katsekehadega. [56] Sarnast survetugevuse langust täheldati ka 2014. aasta teadustöös, kus puursüdamikud olid 14-20% madalama survetugevusega võrreldes vormidesse valatud katsekehadega [57].

Huvitava tähelepanekuna toodi välja 2014. aasta teadustöös, et madalama tugevusega betoonid olid puurimisest rohkem mõjutatud kui kõrgema tugevusega betoonid (vt Graafik 1.10).



Graafik 1.10 Vormitud katsekehade ja puursüdamike survetugevuste võrdlus [57]

Graafik 1.10 näitab, et väiksema tugevusega betoon oli puurimise tagajärjel kaotanud oma survetugevuses rohkem kui kõrgema tugevusega betoon. Samuti on antud graafikul välja toodud, kuidas mõjutab pikkuse ja diameetri suhe vormitud katsekehade ja puursüdamike survetugevuste suhet. [57]

Lisanduvalt tuleks vaadelda ka puurimise suuna mõju betooni survetugevusele. Teadustöodes on uuritud betooni survetugevust puurides valamise suunaga paralleelselt ning puurides valamise suunaga risti. Uuringute käigus on leitud, et risti valamise suunaga puuritud katsekehad on tavaliselt 8% madalama survetugevusega kui paralleelselt valamisega puuritud katsekehad. [1] Sarnast nähtust kinnitas ka Aleksandria ülikoolis tehtud uuring, kus leiti, et paralleelselt valamisega puuritud katsekehad oli 7-8% tugevamad kui risti valamise suunaga puuritud katsekehad [57].

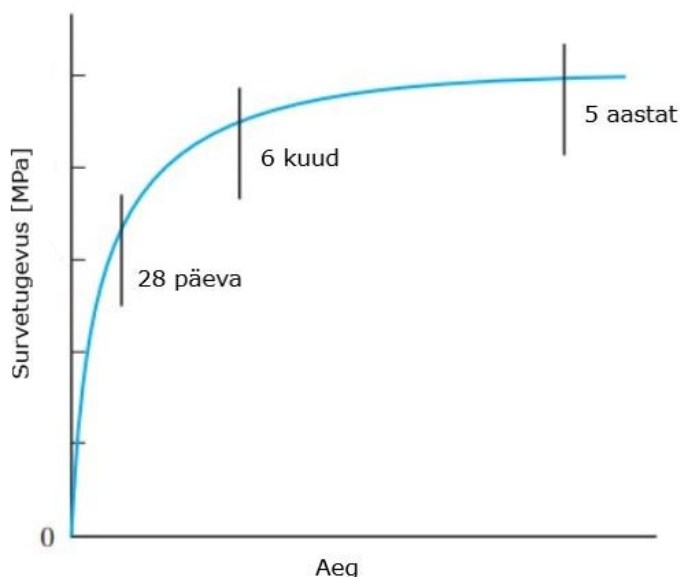
2012. aasta teadustöös toodi välja, et paralleelselt puuritud katsekehad olid 4% tugevamad kui risti puuritud katsekehad [58].

Puursüdamike võtmist käsitlev standard EVS-EN 12504-1 sätestab, et puursüdamikud puuritakse välja pinnaga risti viisil, mis neid ei vigasta. Lisanduvalt tuleks puursüdamikud võtta punktides, mis ei asu betoonelementide servade või liitekohtade lähedal ja on sarrustamata või vähe sarrustatud. [11]

### 1.1.11 Ajafaktori mõju

Betooni survetugevusele avaldab otsest mõju ka aeg. Üldine seaduspärasus sätestab, et betooni tugevus kasvab ajas. Tugevuse kasv ajas tugineb tsemendi hüdratatsiooniprotsessidel, mis on pikaajalised ning seetõttu toimub ka betooni lõpliku tugevuse saavutamine pika perioodi jooksul.

Ajafaktori mõju betooni tugevusele on uuritud laialdaselt ning uuringutulemused kinnitavad ka eelnevalt mainitud. Tüüpiline survetugevuse ja aja sõltuvuse seos on esitatud Graafik 1.11.



Graafik 1.11 Survetugevuse ja aja sõltuvus. [59]

2014. aasta teadustöös [60] uuriti, kuidas kõrgtugeva betooni survetugevus muutub ajas. Katsete käigus leiti, et betooni survetugevus kasvab esialgu väga kiiresti – esimese päevaga saavutas betoon ligikaudu 60% oma 28-päevasest survetugevusest.

Hilisem tugevuse kasv oli tagasihoidlikum – 180 päeva kivistunud katsekehad olid 11% suurema survetugevusega kui 28 päeva katsekehad.

Uuringud kasutades normaalbetooni on kinnitanud sama seaduspärasust. 2011. aasta teadustöös [61] vaadeldi betooni survetugevuse muutumist ajas. 7-päevane tugevus oli ligikaudu 69-74% 28-päevasest tugevusest. 90-päevane survetugevus oli vahemikus 120-133% 28-päevasest tugevusest.

Teaduskirjanduses on välja toodud, et betooni 50 aasta tugevus on ligikaudu 2,4 korda suurem tema 28-päevasest tugevusest. Selline seos kehtis pigem aga eelmise sajandi alguses toodetud betoonide kohta. [1] Tänapäevased betoonid saavutavad oma lõpliku survetugevuse 10 kuni 25 aastaga ning seejärel toimub nende survetugevuses väiksem langus, kuid tugevus stabiliseerub. [62]

## **1.2 Betooni külmakindluse katsetulemusi mõjutavad asjaolud**

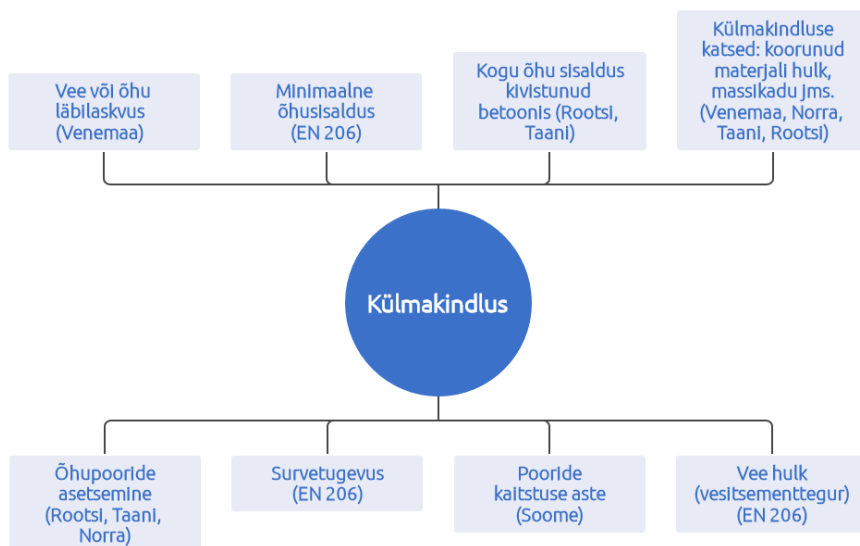
### **1.2.1 Erinevad katsemeetodid**

Külmakindluse katsetamist ja nende erinevust Eesti lähiriikides on uuritud Transpordiameti tellimusel ning selle tulemused on välja toodud aruandes „Teedeehituslik betoon kasutusega 100 aastat ja rohkem“. Käesolev peatükk põhineb 2022. aastal valminud aruandel, kuid tuleb ära märkida, et antud info ei pruugi peegeldada enam hetkel kehtivaid norme, sest osad uuritud riigid on jõudnud oma standardeid vahepeal ka uuendada.

Vastavalt CEN/TR 15868 raportile [63] soovitatakse igal riigil määratleda endale sobivad keskkonnaklassid ja neile vastavad kriteeriumid. Hoolimata sellest, et standardid seda üldjuhul ei võimalda, on mitmed riigid Euroopas ühendanud kloriidide sisaldusest ja karboniseerumisest tingitud keskkonnaklassid külmakindluse omadustega. Peale keskkonnaklasside ühendamise on Shpak ja Jacobsen [64] toonud välja oma uuringus, et riigid pole defineerinud betooni vastupidavust külmakindlusele üheselt ning sellest tulenevalt lahknevad ka nõuded betoonile.

Erinevate riikide kasutatavad külmakindluse nõuded on toodud välja Joonis 1.6 lk 37. Vaadeldes antud joonist nähtub, et erinevates riikides võivad külmakindluse nõuded varieeruda oluliselt.

Külmakindluse katsetamise sihiks on välja selgitada, et missugused materjaliomadused avaldavad enim mõju külmakindlusele. Külmakindluse katsed jaotatakse peamiselt kaheks: esimesed analüüsivad betooni sisemist pragunemist, teised mõõdavad koorunud materjali kogust. [65]



Joonis 1.6 Betooni külmakindlusele esitatavad nõuded [64]

Järgnevalt antakse lühiülevaade kasutatavatest külmakindluse määramise meetoditest.

### 1) Koorunud materjali kogus

Euroopas kasutusel olev levinuim meetod on külmakindluse määramine koorunud materjali kogust mõõtes. Vastavalt 2016. aastal välja antud standardile CEN/TS 12390-9 [66] vältab külmakindluse katsetamine 56 päeva ning betooni keskkonnaklassist sõltuvalt säilitatakse proovikehi 24 h külmumis-sulamistsükklitega testkambris kasutades vett või naatriumkloriidi lahust. Katse lõpus mõõdetakse koorunud materjali kogust, mis teisendatakse ühikusse  $\text{kg/m}^2$ . [65]

Kuna riigid on muutnud oma külmakindluse katsetamistoodikat, et peegeldada riigis valitsevaid kliimatingimusi kõige täpsemalt ning kuna riigid ei defineeri ka külmakindlust üheselt, siis ei ole ka asjakohane võrrelda erinevate riikide kriteeriume. [65] Et näitlikustada erinevusi on välja toodud mõnede riikide andmed (vt Tabel 1.2 lk 38). Eesti puhul on esitatud keskkonnaklass XF1 kriteerium, aga kuna riigid ei defineeri keskkonnaklasse üheselt, siis pole neid eraldi tabelis esitatud.

Tabel 1.2 Erinevate riikide külmakindluse kriteeriumid. [67] [68] [69] [70]

Riik	Standard	Külmakindluse kriteerium
Eesti	EVS 814:2020	$S_{56} \leq 0,5 \text{ kg/m}^2$ $S_{56} \leq 1 \text{ kg/m}^2$ ja $S_{56}/S_{28} < 2$
Soome	SFS 7022:2019	$S_{56} \leq 0,5 \text{ kg/m}^2$
Rootsi	SS 137244: 2019	$S_{56} < 0,5 \text{ kg/m}^2$ ja $S_{56}/S_{28} < 2$
Läti	LVS CEN/TS 12390-9:2017	$S_{56} < 1,0 \text{ kg/m}^2$ $S_{56} < 0,65 \text{ kg/m}^2$

Antud meetodit on kritiseeritud, sest see ei peegelda tihti tegelikke olusid ning on vastuvõtlik erinevatele muutustele materjalis [65].

## 2) Sisemine pragunemine

Külmakindluse hindamisel on võimalik indikaatorina kasutada ka betooni sisemist pragunemist. Juhend CEN/TR 15177 [71] toob välja kolm erinevat varianti, mis võimaldavad sisemisi kahjustusi hinnata. Meetodid baseeruvad kõik elastsusmooduli muutuste hindamisel, kuid erinevad oma sisult.

- Prisma katse – betoonprisma (400x100x100) paigutatakse 56 tsüklis ionivabasse vette ja mõõdetakse selle elastsusmooduli muutust;
- plaadi katse – sõltuvalt keskkonnaklassist säilitatakse kuubist lõigatud proovikeha 56 tsüklit naatriumkloriidi lahuses või vees ning mõõdetakse keha elastsusmooduli muutust;
- CIF (Capillary suction, Internal damage and Freeze-thaw) test – kuubik piiratakse keskele paigutatud PTFE plaadiga ning sõltuvalt keskkonnaklassist paigutatakse 56 tsüklis kas naatriumkloriidi lahusesse või vette, kus mõõdetakse keha elastsusmooduli muutust. [65]

## 3) Õhusisaldus ja õhu struktuur

Materjali külmakindluse garanteerimiseks on lisaks materjali enda tugevusele vaja tekitada ka betooni küllaldaselt ruumi, et betooni jõudnud vesi saaks paisuda ilma struktuuri kahjustamata [65]. Betonis oleva õhu sisaldust on võimalik mõõta lähtudes standardist EN 12350-7 [72] kasutades selleks rõhumeetodit, kuid on olemas ka alternatiivne variant, kus mõõdetakse õhu struktuuri betoonis. Õhu struktuuri on võimalik määrata kivistunud ja lihvitud betooni pealispinnalt mikroskoobiga, tuginedes standardis EVS-EN 480-11 [73] välja toodule. Lisaks sellele saab kasutada ka õhu

struktuuri analüsaatorit, millega on võimalik mõõta õhu sisaldust ja õhumullide paigutustegurit [65].

Soomes kasutatakse külmaskindluse määramisel ühe variandina samuti betooni struktuuri analüüsimist. Esimese variandina on külmaskindlust võimalik määrata kasutades *ohuthie* meetodit. Valmiselemendist puuritakse 50 mm diameetriga katsekehad, mis saadetakse laborisse. Laboris saetakse katsekehad õigesse mõõtu ning lihvitakse. [74]

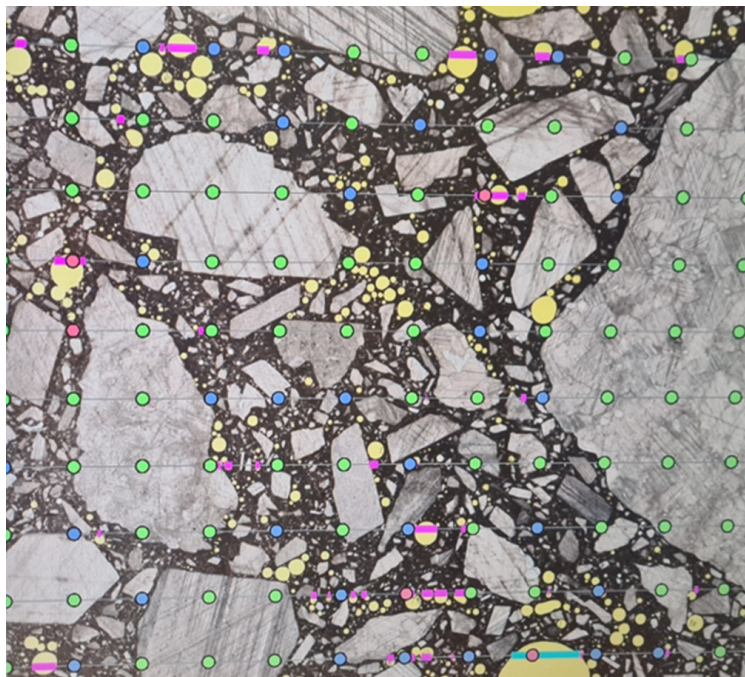


Foto 1.2 Betooni struktuur mikroskoobi all. [74]

Järgnevalt uuritakse katsekeha mikroskoobi all (vt Foto 1.2), kus kaardistatakse betoonis olev õhk, reservpoorid, pooride omavaheline kaugus ja nende pindala. Fotol olevad hallid osised on täitematerjal, must sideaine ja kollane õhupoorid. [74]

Teine sarnane meetod, mida kasutatakse Soomes külmaskindluse määramisel, on *pintahie* meetod. Selle meetodi korral saadetakse laborisse 150x150x150 katsekehad, mis on võetud tootmisel kasutatavast betoonist. Katsekeha saetakse õigesse mõõtu ning kaetakse tumeda pinnakattega. Seejärel kantakse pinnale valge kontrastaine, mis muudab poorid nähtavaks (vt Foto 1.3 lk 40). [74]

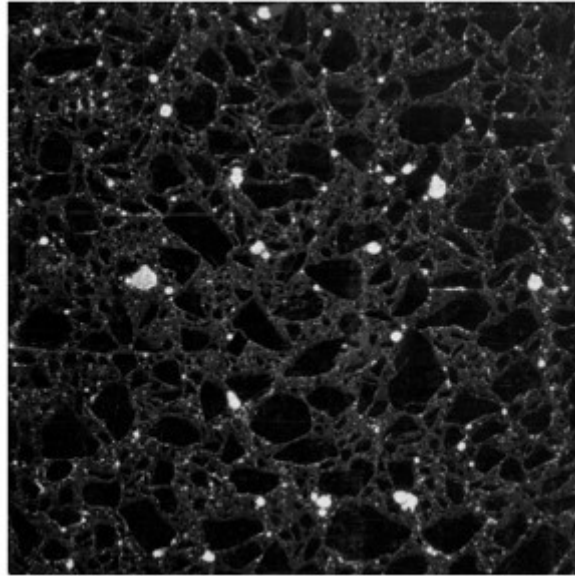


Foto 1.3 Kontrastainega kaetud betooni struktuur [74]

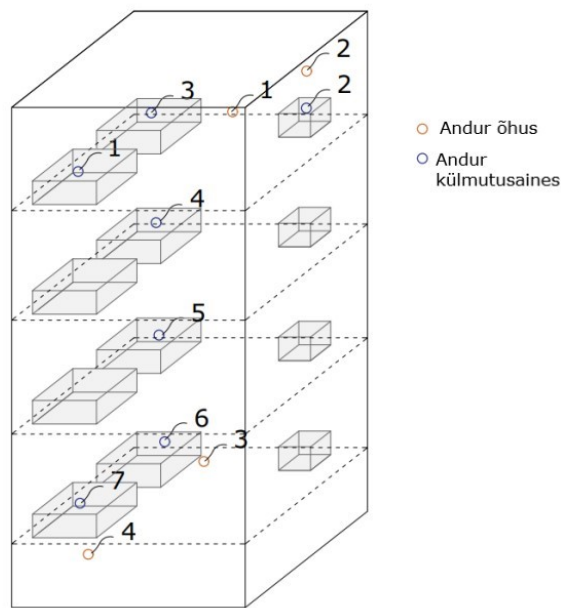
Pärast pooride nähtavaks muutumist kaardistatakse betooni pooride karakteristikud sarnaselt *ohuthie* meetodiga. [74]

### **1.2.2 EVS 814 katsekehade katsetamise eksimusvõimalused**

Normaalbetooni külmakindluse katsetamist käsitlev standard EVS 814: 2020 reguleerib külmakindluse määramise katsemeetodeid ja spetsiifikat. Sama standardi kasutus praktikas on aga näidanud, et kaasneb ka teatavaid eksimusvõimalusi, mis võivad muuta ka katsetulemusi.

Praktika käigus on selgunud, et kliimakambris pole temperatuur igal pool ühtlane ning esineb temperatuuride erinevusi erinevatel kõrgustel kliimakambris ning ka erinevates asukohtades. Kikas mõõtis oma magistritöös [75], kuidas erinesid kliimakambris olevad temperatuurid - selleks kasutas ta temperatuuriandureid, mis mõõtsid temperatuure kliimakambri erinevates kohtades (vt Joonis 1.7 lk 41).





Joonis 1.7 Temperatuuriandurite asetused kliimakambris [75]

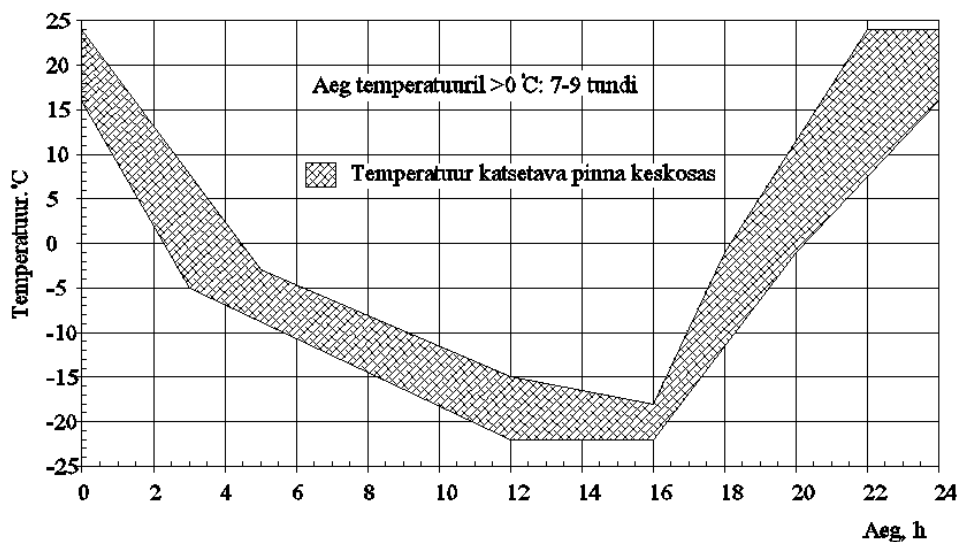
Andurid 1 ja 3, mis mõõtsid õhutemperatuure riiulite tagaservas (vastavalt kliimakapi ülaosas ja alaosas) olid keskmise temperatuurierinevusega 2,49 °C. Kliimakambri ülaosas oli õhutemperatuur 24 h jooksul null kraadi või enam kokku 497 minutit ja kliimakapi alaosas oli õhutemperatuuri 24 h jooksul null kraadi või enam 484 minutit, mis teeb erinevuseks 13 minutit. [75]

Andurid 3 ja 4, mis mõõtsid õhutemperatuure kliimakambri alaosas (vastavalt riiuli tagaservas ja riiuli esiservas) näitasid erinevaid tulemusi mõõdetud temperatuuride osas. 24 h jooksul mõõtis riiuli tagaservas olev andur null või enam kraadi 484 minutit ja riiuli esiservas olev andur null või enam kraadi 488 minutit, mis teeb erinevuseks 4 minutit. Sama erinevust täheldati ka nullist väiksemate kraadide juures. [75]

Kui võrrelda temperatuure katsekeha pinnal külmutusaines, siis on võimalik täheldada sarnast seaduspärasust. Andur 1, mis paiknes kliimakambri ülaosas riiuli esiservas näitas, et 24 h jooksul on temperatuurid null või vähem kraadi 985 minutit. Andur 6, mis paiknes kliimakambri alaosas riiuli tagaservas näitas, et 24 h jooksul on temperatuur null kraadi või vähem 1009 minutit. Andurite võrdluses on vahe 24 minutit. [75]

Teine probleemne aspekt on katsekehade pinnal külmutusaine õige temperatuuri tagamine. Vastavalt külma kindluse määramise standardile EVS 814: 2020 peab

külmutusaine temperatuur kõikide katsekehade puhul püsima sellisena nagu on esitatud Graafik 1.12.



Graafik 1.12 Külmutuskeskkonna tempi-ajatsükkel katsetatava katsekeha pinna keskel [67]

Standard määratleb küll, milline peaks olema temperatuur katsekeha pinnal, kuid kliimakambri toimub temperatuuri reguleerimine kliimakambri anduri põhjal, mis paikneb õhukeskkonnas. Selliselt ei ühti praktikas omavahel kliimakambri reguleeritud temperatuur katsekeha pinnal oleva külmutusaine temperatuuriga.

Kikas [75] mõõtis oma magistritöös temperatuure nii katsekehade pinnal, kui ka õhukeskkonnas ning võrdles saadud näite. Kui võrrelda omavahel kliimakambri ülaosas riuli tagaservas paiknevaid andureid – andur 3, mis paiknes katsekeha pinnal külmutusaines ja andur 1, mis paiknes õhukeskkonnas, siis tulevad välja ka selged erinevused. Katsekeha pinnal olev andur näitas, et temperatuur oli 24 h jooksul null kraadi või vähem 980 minutit, õhukeskkonnas olev andur näitas aga, et 24 h jooksul oli temperatuur null kraadi või vähem 943 minutit. Erinevus kahe näidu vahel on 37 minutit.

Vaadeldes temperatuure kliimakambri alaosas riuli esiservas, siis näeme sarnast mustrit. Andur 7, mis on paigaldatud katsekeha pinnale külmutusainesse, näitab, et 24 h jooksul on temperatuur null kraadi või vähem 1005 minutit. Andur 4, mis on paigaldatud õhukeskkonda, annab tulemuseks, et 24 h jooksul on temperatuur null kraadi või vähem 952 minutit. Kahe näidu võrdluses on vahe 53 minutit. [75]

Lisanduvalt on võimalik välja tuua erisuguseid kõrvalekaldeid ja vigu EVS 814 järgimisel.

Külmakindluse katsetamise standard [67] näeb ette, et katsetatava pinna nurgad kummiümbrise ja betooni vahel tuleb täita silikooni või liimiga. Antud täitmine on aga üsna delikaatne protsess, mis ei pruugi alati korrektselt õnnestuda. Silikooni- või liimiriba võib tulla ebaühtlane või liiga suur – selliselt väheneb katsekeha katsepind, mis omakorda mõjutab ka külmakindluse katsetulemusi.

Külmakindluse katsetulemusi mõjutab teatud määral ka murenenud materjali pühkimiseks kasutatav hari (pehmed või tugevad harjased). Standard [67] sõnab, et kasutatav hari peab olema lühikeste (ligikaudu 20 mm pikkuste) ja tugevate harjastega. Lisaks mõjutab koorunud materjali hulka koorunud materjali pühkimise intensiivsus. Standard toob välja, et pinda loputatakse pihustiga ning pühitakse murenenud materjal, kuid ei kirjeldata, kuidas peaks täpsemalt pühkimine toimuma – mitu korda, kui intensiivselt.

Katsetulemustele avaldab mõju ka irdunud materjali kaalumistäpsus. Kaalumistäpsuse all mõeldakse eeskätt, kas kogu irdunud materjal suudetakse korjata paberfiltrisse või esineb kadu. Irdunud materjali valamine paberfiltrisse võib olla üsna keerukas, sest koorunud materjal võib valamise käigus sattuda hoopis soojusisolatsiooni ja proovikeha vahele, takerduda pühkimiseks kasutatava pintsli harjastesse või ebatäpse valamise tõttu lihtsalt paberfiltrist mööda minna. Kõik need faktorid avaldavad mõju koorunud materjali hulgale, mis omakorda mõjutab katsekeha külmakindluse tulemust.

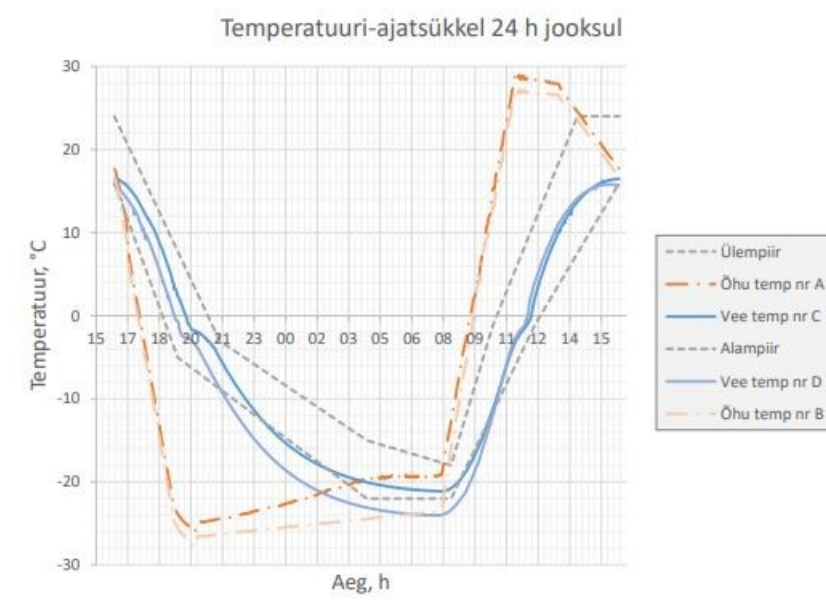
Külmakindlust mõjutab ka katsekeha isoleerimiseks kasutatav soojusisolatsioon. Standard [67] toob välja, et isolatsiooniks võib kasutada paisutatud polüstüreeni, mille tihedus on  $18 \pm 2 \text{ kg/m}^3$  või mõnda teist samaväärset materjali. Välja on toodud küll materjali tihedusvahemik, kuid pole sätestatud soojuseri juhtivust, mis mõjutab teatud määral ka katsetulemusi.

Oluline faktor, mis mõjutab katsetulemusi on õhu liikumise kiirus konkreetse katsekeha kohal. Standard [67] näeb ette, et kliimakambris peab toimuma õhu sundsirkulatsioon. Kuna kliimakambris liigub õhk ülevalt alla, siis tuleks tagada, et riulitel oleks vabaks jäetud piisava suurusega õhukoridor, mis lubaks õhul kliimakambris ühtlasemalt jaotuda. Vastasel juhul ei ole proovikehad ühtlaselt keskkonnatingimuste poolt mõjutatud.

Katsetulemustele avaldab mõju ka katsekehade katmiseks kasutatav kile ja selle paksus. Standard [67] sõnab, et kasutada tuleb polüetüleenkile paksusega 0,1-0,2 mm. Paksema kile kasutamisel on katsekeha pinnal olev keskkond rohkem isoleeritud kliimakambris valitsevast keskkonnast ning esineb ka suuremaid erinevusi temperatuuride ja suhtelise niiskuse osas.

Külmakindluse katsetulemuste mõjutamisel tuleb kindlasti ära märkida ka katsekehade lõikepinna juhuslikkus. Mõnel katsekehal võib lõikepinnal esineda rohkem liivapesi või nõrgemaid täitematerjalide tükke, mis irduvad tsüklite käigus kergemini. Ehk lõikepindade juhuslikkus on kindlasti faktor, mis mõjutab ka tulemusi üldisemalt.

Lisanduvalt tuleks välja tuua, et EVS 814 ei arvesta asjaoluga, et jäätumisel ja sulamisel on temperatuuride muutumisel arvestatav ajaline viide. Külmumise või sulamise käigus jääb temperatuur teatud ajaks paigale kuni vastavad protsessid on jõudnud lõpuni ning alles siis toimub temperatuuri muutumine. Sama asjaolu täheldas ka Kikas oma lõputöös [75] (vt Graafik 1.13). Graafikul on eristatavad horisontaalsed jooned, kus temperatuur on ühtlane – nende ajahetkedel toimub kas soolvee sulamine või jäätumine katsekeha pinnal.



Graafik 1.13 Külmakindluse katsetamise 24 h tsükkel kliimakambris [75]

Standardis [67] esitatud graafik (vt Graafik 1.12 lk 42) näitab, millisesse vahemikku peab jääma temperatuur katsekeha pinnal, kuid ei arvesta eelnevalt mainituga, et temperatuurimuutused ei toimu alati kohe ning esineb teatud ajaline viivitus.

### 1.2.3 Ajafaktori mõju

Betooni külmakindluse uurimise käigus on vaadeldud ka ajafaktori mõju. Ajafaktori mõju on analüüsitud mitmetes teadustöodes, kus on kasutatud erinevaid katsemetoodikaid ning lähtematerjale.

1977. aasta teadustöös [76] uurisid Bonzel ja Siebel kuidas mõjutab betooni vanus koos kivistumistingimustega külmakindlust. Betooni valmistamiseks kasutati portlandtsementi ja erinevate segude vesi-tsementtegur varieerus 0,4-0,6 vahel. Uuringu käigus valati erinevatest segupartiidest 100 mm kuubikud. Lahtirakestamine toimus päev pärast betoonivalu ja katsekehad asetati 7 päevaks vette. Järgnevalt lasti katsekehadel kivistuda laboritingimustes (65% suhteline õhuniiskus ja 20 °C) 48 päeva. Paralleelselt kivistusid ka proovikehad, mida hoiti laboritingimustel 1,5 aastat enne külmakindluse katse algust.

Külmakindlust katsetati asetades proovikehad 15,5 h -15 °C keskkonda ja sulamistsükli jaoks asetati samad katsekehad 8,5 h veevanni, kus temperatuur oli 20 °C. Selliselt läbisid katsekehad 100 külmumis-sulamistsükli ning koorunud materjali hulka kaaluti regulaarselt. [76]

Katsetulemused näitasid, et sõltumata vesi-tsementtegurist esines 1,5 aastat kivilinenud katsekehadel rohkem koorunud materjali kui 48 päeva kivistunud kehadel. Teadustöös toodi välja, et mida rohkem oli katsekeha karboniseerunud ja mida vanem oli katsekeha külmakindluse katsetamise alguses, seda kehvem oli ka proovikeha külmakindlus. [76]

1992. aasta doktoritöös [77] uuris Hartmann betooni külmakindluse ja ajafaktori omavahelist mõju. Külmakindluse katsetamine toimus CDF-meetodil (Capillary suction of Deicing solution and Freeze-thaw test). CDF meetod koosneb kolmest osast: katsekehade laboritingimustel hoiustamine, katsekehade eelküllastamine ja katsekehade külmumis-sulamistsükli läbimine. Betoonivalu järgselt asetatakse katsekehad 7 päevaks vette ning järgnevalt hoiustatakse katsekehi 21 päeva laboritingimustel (65% suhteline õhuniiskus ja 20 °C). Seejärel teibitakse katsekehade külgpinnad butüülteibi või fooliumiga ning proovikehad asetatakse 7 päevaks eelküllastuma. Pärast seda algab külmakindluse katsetamine – katsekehad on asetatud katsepinnaga 3% soolalahusesse ning läbivad külmumis-sulamistsükleid (ühe tsükli pikkus on 12 h) -20 °C kuni 20 °C. Katsekehad läbivad 28 tsükli ning paika pandud intervalliga kaalutakse koorunud materjali hulka ja hinnatakse selle põhjal materjali külmakindlust.

Hartmann katsetas katsekehasid kahes partiis – esimeste katsekehade külmakindluse katset alustati 35. päeval peale betoonivalu ning teise partii katsekehade külmakindlus määrati vahemikus 86 kuni 497 päeva pärast esimese partii katsekehi. Teise partii katsekehi hoiustati vaheperioodil laboritingimustel. Võrreldes esimese partii katsekehadega olid teise partii proovikehade hüdratatsiooniprotsessid toimunud pikemalt ja nende karboniseerumise aste oli suurem. [77]

Doktoritöö tulemustes toodi välja, et teise partii katsekehad koorusid külmumis-sulamistsüklite tagajärjel oluliselt rohkem kui esimese partii katsekehad. Hartmann järeldas, et ajafaktori ja karboniseerumise mõjul langeb katsekehade külmakindlus. [77]

Auberg [78] uuris teadustöös ajafaktori mõju külmakindlusele. Külmakindluse katsetamiseks kasutati uuringus CDF-meetodit, mida on kirjeldatud eelnevalt. Katsetuste käigus olid proovikehad jaotatud erinevatesse kategooriatesse vastavalt nende kivistumisajale enne külmakindluse katse alustamist: osad katsekehad järgisid tavalist CDF-meetodit ehk nende külmakindlust hakati katsetama 35. päeval peale betoonivalu ning teisi hoiustati laboritingimustel kuni (65% suhteline õhuniiskus ja 20 °C) 180 päeva enne külmakindluse katse alustamist.

Katsetulemused näitasid, et mida kauem olid proovikehad kivistunud enne külmakindluse katse algust, seda rohkem murenes nende pinnalt ka materjali. Proovikehade puhul, mille valmistamiseks oli kasutatud CEM I portlandtsementi, oli ajafaktori mõju eristada keerulisem, sest osade proovikehade tulemused näitasid ka külmakindluse paranemist ajaga. Üldine trend viitas aga, et laboritingimustel kivistumise aja pikenedes vähenes proovikehade külmakindlus. [78]

Erinevate teadustööde tulemusena pole aga suudetud jõuda konsensuseni, kuidas mõjutab ajafaktor katsekehade külmakindlust. Uuringute käigus on dokumenteeritud nii ajafaktori positiivset mõju kui ka negatiivset mõju betooni külmakindlusele. [79]

## 2. KASUTATUD KATSEMEETOODID

Magistritöö katseline osa toimus Rudus AS Lagedi betoonitehase territooriumil, Tallinna Tehnikaülikooli ehituse mäemajas ja Tallinna Tehnikaülikooli ehitusmaterjalide õppelaboris. Antud töö on üks neljast, mille katsed põhinevad 2021. aastal Rudus AS Lagedi tootmisplatsil valatud betoonist katseplaadil. Käesoleva magistritöö katsed kestsid vahemikus 18.10.2022 kuni 29.01.2023.

### 2.1 Katseplaadid

Katsetuste aluseks olnud betoonplaat valati Rudus AS Lagedi betoonitehase territooriumil 2021. aastal. Katseplaadist puuriti toonaste magistrantide jaoks katsekehi, et määrata betooni survetugevust ja külmaskindlust (vt Foto 2.1).



Foto 2.1 Katseplaadist puuritud proovikehad ja nende asukoht 2021. aastal [75]

Käesolevas töös katsetati proovikehade külmaskindlust 1,5 aastat peale plaadi valamist ning survetugevust 1,75 aastat peale plaadi valamist. Silindriliste proovikehade puurimist teostas ettevõtte Teemantmeister OÜ (vt Foto 2.6 lk 52) töö autori ja juhendaja juhiste põhjal ning kuubikujulised katsekehad lõigati töö autori ja juhendaja koostöös. Lõigatud proovikehade ligikaudsed asukohad plaadil on esitatud fotol (vt Foto 2.2 lk 48). Punasega on tähistatud kuubikujuliste proovikehade lõikekohad plaadil ja sinisega on tähistatud silindriliste katsekehade puurimiskohad plaadil.

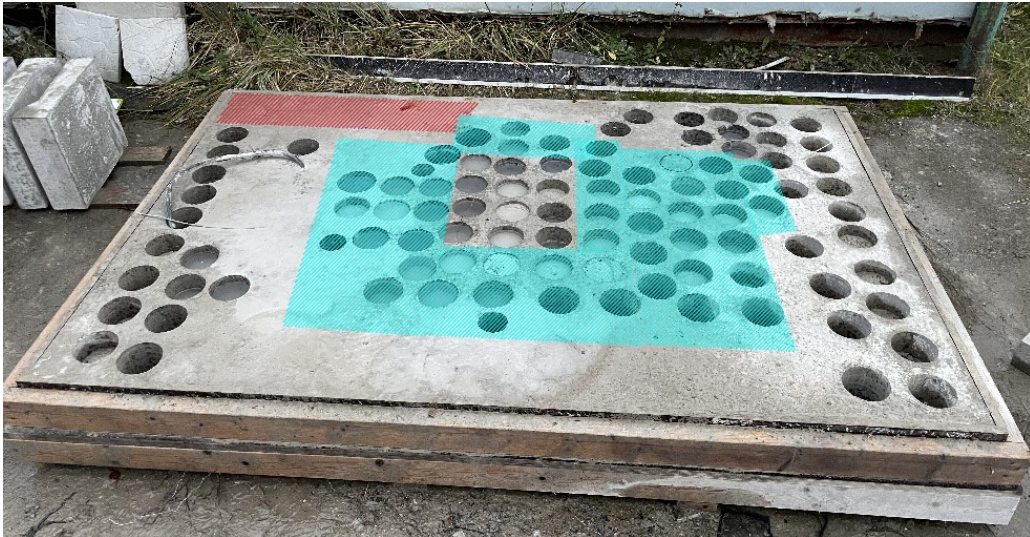


Foto 2.2 Katseplaadist võetud proovikehade asukohad. Erakogu

## 2.2 Katseplaadi valmistamine

Proovikehade valmistamiseks kasutatud katseplaat valati 29.04.2021. Katseplaadi valmistasid endised magistrandid E. J. Kikas, M. Nõulik ja L. Kaups. Katseplaat valmistati Rudus AS Lagedi betoonitehase territooriumil.

Kasutatud betooni põhilised karakteristikud:

- tugevusklass - C30/37;
- keskkonnaklass - XC4, XS3, XD3, XF4;
- plastsusklass - S4;
- maksimaalne terasuurus - 16 mm.

Betooni koostis:

- tsement CEM I 42,5 R – 390 kg/m<sup>3</sup>;
- vesi – 150 kg/m<sup>3</sup>;
- peenkillustik 4/8 (graniit) – 130 kg/m<sup>3</sup>;
- jämekillustik 8/16 (graniit) – 800 kg/m<sup>3</sup>;
- peenliiv 0/2 – 350 kg/m<sup>3</sup>;
- jämeliiv 0/4 – 580 kg/m<sup>3</sup>;
- õhkumanustav lisand – 0,2%;
- superplastifikaator – 0,8%;



- vesi-tsementtegur – 0,385.

Kasutatud betooni mõõdetud parameetrid:

- koonuse vajum – 20 cm;
- õhusisaldus – 4,2%;
- 7-päevane tugevus – 47,6 MPa;
- 28-päevane tugevus – 54,6 MPa.

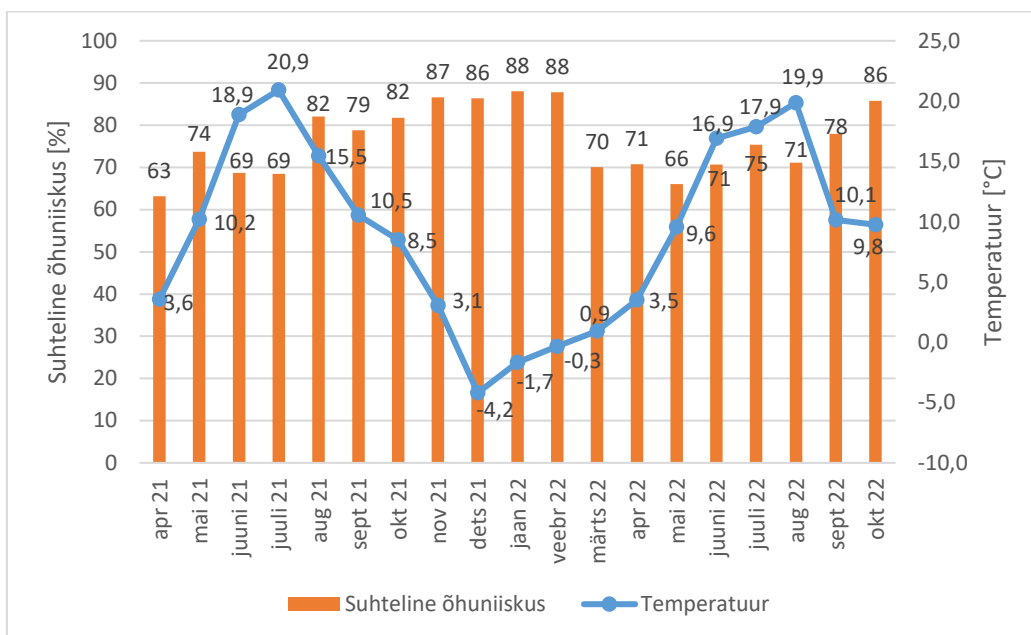
Katseplaadi betooni tihendati elektrilise vibronuiaga. Vibronuiaga tihendati betooni iga 20-30 cm järel 2-3 sekundit. Tihendamine kestis, kuni betoonist ei eraldunud enam suuremaid õhumulle. [75] Tihendamisel jälgiti, et vibronui oleks vertikaalses asendis ning välditi vibronuia kokkupuudet katseplaadi raketisega [80].

Katseplaat asetses Rae vallas Lagedil aadressil Tehase tee 3a. Asukoht kaardil on näidatud Foto 2.3.



Foto 2.3 Katseplaadi asukoht kaardil. X-GIS2 Maa-amet

Katseplaat asetses alates valamisest kuni magistritöös kasutatud proovikehade puurimiseni välitingimustes ja oli püsivalt ilmastikuoludele avatud. Et näitlikustada kliimatingimusi, milles katseplaat asetses, on esitatud Ilmateenistuse vaatlusandmed Tallinn-Harku vaatlusjaamast vahemikus 28.04.2021 kuni 18.10.2021 (vt Graafik 2.1 lk 50).



Graafik 2.1 Tallinn-Harku vaatlusandmed 2021-2022. Ilmateenistus

Vaadeldes vaatlusandmeid nähtub, et temperatuurid ja suhtelised õhuniiskused on mõlemal aastal olnud kuude lõikes üsna sarnased ning suuremaid erinevusi nendes ei esine. Võrreldes 1991-2020 vaatlusandmetega on temperatuur vahemikus 2021-2022 kuu lõikes keskmiselt 2 °C soojem, kuid muid suuremaid erisusi pole võimalik välja tuua. 2021. aastal oli vaatlusperioodil maksimaalne temperatuur 32,1 °C ja minimaalne temperatuur -19,7 °C. 2022. aastal oli vaatlusperioodil maksimaalne temperatuur 32 °C ja minimaalne temperatuur -16,7 °C.

## 2.3 Katsekehade valmistamine

### 2.3.1 Katsekehade puurimine ja lõikamine, transport ja hoiustamine

Katseplaadist puuriti proovikehad välja 18.10.2022 – kuupäev pandi paika vastavalt külmakindluse katsekehadele, et nende katsetamine algaks täpselt 1,5 aasta möödudes betoonplaadi valamisest. Puurimine ja lõikamine toimus eelnevalt paika pandud ajagraafiku järgi. Vastavalt katseplaanile puuriti või lõigati igast kategooriast kolm erinevat katsekeha. Puurimisel kasutati nii taastatud teradega torupuuri (vt Foto 2.5 lk 51) kui ka originaalteradega torupuuri (vt Foto 2.4 lk 51). Katsekehade puurimisel

kasutati ka erinevate siseläbimõõtudega torupuure: 73, 101, 105 ja 124 mm.  
Lisanduvalt kasutati puurimiseks ka erinevaid meetodikaid:

- 90° nurga all statiiviga puurimine;
- ~ 90° nurga all käsitsi puurimine;
- 5° nurga all käsitsi puurimine;
- 10° nurga all käsitsi puurimine;
- ketaslõikuriga lõikamine.



Foto 2.4 Originaalteradega torupuur. Erakogu

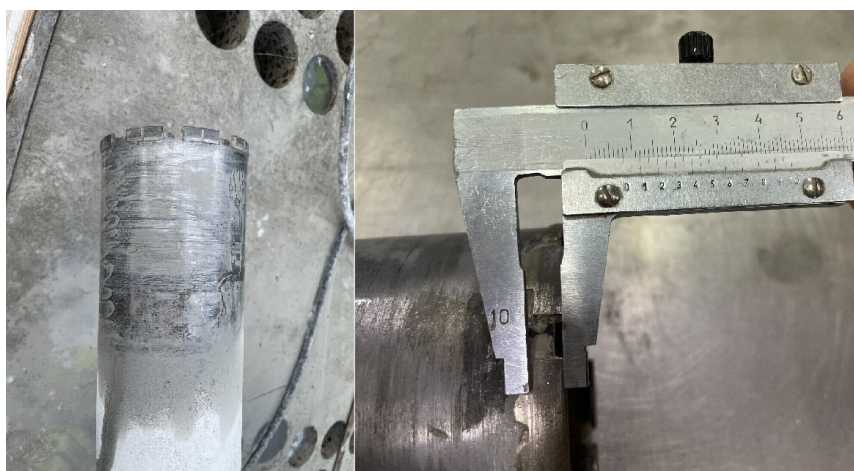


Foto 2.5 Taastatud teradega torupuur. Erakogu



Foto 2.6 Teemantmeister OÜ töötajad katsekehi puurimas. Erakogu

Vastavalt puursüdamike võtmist käsitlevale standardile EVS-EN 12504-1 valiti puurimiskohad selliselt, et need ei asuks katseplaadi servade lähedal. Puursüdamikud tähistati peale väljapuurimist kustumiskindlalt (vt Foto 2.7). [11]



Foto 2.7 Väljapuuritud puursüdamikud. Erakogu

Lisaks kasutati kuubikujuliste proovikehade lõikamiseks käsiketaslõikurit Husqvarna K4000 350 mm lõikekettaga (vt Foto 2.8 lk 53).



Foto 2.8 Kuubikujuliste katsekehade lõikamine ja kasutatud ketaslõikur. Erakogu

Kõiki katsekehi hinnati peale puurimist ja lõikamist visuaalselt, et tuvastada võimalikke defekte. Pärast proovikehade puurimist ja lõikamist transporditi katsekehad Tallinna Tehnikaülikooli ehituse mäemajja ning lõigati ketaslõikuriga mõõtu, et saavutada pikkuse/läbimõõdu suhe 1,0.

Vastavalt puursüdämike võtmist käsitlevale standardile EVS-EN 12504-1 mõõdeti õigesse mõõtu lõigatud puursüdämike ja kuubikujuliste katsekehade läbimõõdud täpsusega 0,5% mõõtmest. Mõõtmised tehti paarikaupa puursüdämiku poolel pikkusel ja veerandpikkustel. Keskmise läbimõõd arvatati kuue mõõtmise keskmisena ning väljendati täpsusega 1 mm. [11]

Pärast mõõtmist fikseeriti puursüdämike ja kuubikujuliste katsekehade mass ning nad asetati Tallinna Tehnikaülikooli ehitusmaterjalide õppelaborisse veevannidesse hoiule.

### **2.3.2 Katsekehade survepindade tasandamine**

Katsekehade survepindade tasandamine viidi läbi tuginedes standardile EVS-EN 12390-3: 2019 „Kivistunud betooni katsetamine. Osa 3: Katsekehade survetugevus“. Vastavalt katseplaanile toimus katsekehade tasandamine kasutades väävlit, aluminaattsementmörti või lihvimist.

#### **Pindade tasandamine lihvimisega**

Proovikehade lihvimiseks kasutati käsiketaslõikurit, millele oli kinnitatud betooni lihvketas. Tulenevalt standardist, eemaldati proovikehad lihvimiseks veevannist mitte

kauemaks kui üheks tunniks ning pärast katsekehade lihvimist asetati proovikehad veevanni tagasi hoiule.

### **Pindade tasandamine tsementmördiga**

Teine grupp katsekehi tasandati aluminaattsementmördiga. Vastavalt standardile [14] puhastati katsekehade pind ja eemaldati lahtised osised proovikehade pindadelt. Kuna katsekehad olid veevannist võetud olid ka nende pinnad juba eelnevalt märjad. Kasutatav segu koosnes ühest osast kiirkivinevast portlandtsemendist CEM I 52,5 R, ühest osast aluminaattsemendist ISIDAC-40 CEM I 52,5 ja ühest osast peenliivast # 0-1 mm. Koostisosad segati kasutades segistit ning lisati vesi. Proovikehade pindade tasandamiseks asetati töölauale klaasplaat, mis kaeti eelnevalt õhukese kihi vormiõliga. Õlitatud katseplaadile valati aluminaattsementmört ning katsekeha suruti survepinnaga tsementmördi sisse. Järgnevalt eemaldati üleliigne mört ning katsekehad jäeti mõneks ajaks kivinema (vt Foto 2.9).



Foto 2.9 Proovikehade tasandamine aluminaattsementmördiga. Erakogu

Antud protsessi korrati, et katsekehade mõlemad pooled oleks tasandatud aluminaattsementmördi kihiga. Proovikehade tasandamisel jälgiti, et kattekihid oleksid võimalikult õhukesed ning ei oleks paksemad kui 5 mm [14]. Pärast katsekehade tasandamist asetati proovikehad tagasi veevanni hoiule ning katsekehadel lasti piisavalt kivistuda, et kattekihi tugevus ei oleks väiksem kui proovikeha enda tugevus.

## Pindade tasandamine väävliga

Vastavalt standardile [14] eemaldati proovikehadelt lahtised osised ning pinnad puhastati. Katsekeha pinnad kuivatati enne väävliga tasandamist. Tasandamiseks kasutatavat väävlit kuumutati sulatuspotis seda pidevalt segades kuni saavutati õige konsistents. Väävli kuumutamine toimus väljatõmbesüsteemiga ruumis, et eemaldada õhust tekkivaid väävliare. Väävliga tasandamiseks kasutati metallplaate, mis olid kaetud eelnevalt vormiõliga. Väävlisegu valati metallplaadile ning proovikeha asetati sulatatud väävlisegu loiku (vt Foto 2.10). Segul võimaldati kivistuda ning eemaldati noaga üleliigsed ääred. Protsessi korrati, et tasandada katsekeha mõlemad survepinnad.



Foto 2.10 Väävliga tasandatud katsekehad. Erakogu

Pärast väävliga tasandamist kontrolliti, et väävlikiht oleks proovikeha otspinnaga korralikult nakkunud. Väävliga tasandamisel jälgiti ka seda, et kattekiht oleks võimalikult õhukene ning ei ületaks 5 mm. [14] Pärast katsekehade tasandamist asetati proovikehad tagasi hoiule veevannidesse.

### 2.3.3 Katsekehade tiheduse määramine

Katsekehade tiheduse määramine toimus vastavalt standardile EVS-EN 12390-7: 2019 „Kivistunud betooni katsetamine. Osa 7: Kivistunud betooni tihedus“. Katsekehade

massi määramine toimus pärast igat proovikeha ettevalmistamise etappi. Vastavalt puursüdamike katsetamist käsitlevale standardile EVS-EN 12504-1 määrati katsekehade tihedus enne puursüdamike otste tasandamist [11].

Katsekehade ruumala määrati vastavalt standardile EVS-EN 12390-1 [81]. Tiheduse arvutamiseks kasutati valemit 2.1:

$$D = \frac{m}{V} \quad (2.1)$$

kus

D on tihedus, mis sõltub katsekeha olekust ja mahu määramise meetodikast, kg/m<sup>3</sup>;

m on katsekeha mass tema katsetamisaegses olekus, kg;

V on katsemeetodil määratud katsekeha mass, m<sup>3</sup>.

### 2.3.4 Katsekehade survetugevuse määramine

Katsekehade survetugevuse määramine toimus vastavalt betooni survetugevuse määramist käsitlevale standardile EVS-EN 12390-3: 2019. Betooni survetugevuse määramiseks kasutati hüdraulilist pressi Matest Servo Plus Evolution (vt Foto 2.11).



Foto 2.11 Hüdrauliline press Matest Servo Plus Evolution. Erakogu



Survetugevuse katsetamine toimus 29.01.2023 Tallinna Tehnikaülikooli ehitusmaterjalide õppelaboris. Betooni vanus katsetamise hetkel oli 1,75 aastat. Survetugevuse katsetamisel sätestati katsemasina algparameetriteks:

- koormamiskiirus 0,6 MPa/s;
- aliskoormus 30 kN.

Aliskoormuse puhul jälgiti, et see ei ületaks rohkem kui 30% purustavast koormusest. Pärast aliskoormuse rakendamist suurendati koormust konstantse kiirusega kuni koormust polnud enam võimalik lisada. [14]

Proovikehade katsetamine toimus vastavalt katseplaanile. Osade silindrikujuliste ja kuubikujuliste katsekehade survepinnad olid tasandatud kasutades väävlit või aluminaattsementmörti. Mõned silindrilised katsekehad olid tasandatud lihvimise teel. Lisaks oli silindrikujulisi katsekehi, mis olid ainult õigesse mõõtu lõigatud ning neid ei olnud lisanduvast tasandatud. Katsekehade diameetrid olid vahemikus 73 kuni 124 mm. Katsekehade pikkuse/läbimõõdu suhe oli 1,0.

Katsekehade koormamiseks võeti katsekehad välja veevannist ning nende pealt pühiti üleliigne vesi ning pressiplatide vahele asetades tsentreeriti proovikehad. Survetugevuse katsetamise käigus fikseeriti purustav koormus ning vaadeldi ka katsekehade purunemispilte (vt Foto 2.12).



Foto 2.12 Survetugevuse katsekehade purunemispildid. Erakogu

Survetugevus leiti kasutades valemit 2.2:

$$f_c = \frac{F}{A_c} \quad (2.2)$$

kus

$f_c$  on survetugevus, MPa;

F on purustav koormus, N;

$A_c$  on proovikeha ristlõikepind, mm<sup>2</sup>.

### **2.3.5 Katsekehade külmakindluse määramine**

Katsekehade külmakindluse määramine toimus vastavalt standardile EVS 814:2020. „Normaalbetooni külmakindlus. Määratlused, spetsifikatsioonid ja katsemeetodid“. Külmakindluse katse pidi esialgu algama 29.10.2022, täpselt 1,5 aasta möödudes betoonplaadi valamisest, kuid kuna Tallinna Tehnikaülikoolis toimus 01.11.2022 planeeritud elektrikatkestus nihutati katse alguskuupäev 02.11.2022.

Külmakindluse katse jaoks puuriti 18.10.2022 välja üheksa puursüdamikku – kolm erinevat katsekehade gruppi, igas grupis kolm katsekeha. Katsekehade puurimiseks kasutati statiivi, mille abil puuriti 90° nurga all katsekehi ning puuriti katsekehi ka käsitsi ~ 90° nurga all. Lisanduvalt vahetati puurimisel ka freesi ehk osad katsekehad puuriti kasutades originaalteradega puuri ning osad puuriti kasutades taastatud teradega puuri. Standard [67] sõnab, et tavaliselt katsetatakse ühes grupis nelja erinevat katsekeha, kuid on lisatud, et pooltevahelisel kokkuleppel võib vähendada katsekehade arvu minimaalselt kaheni – ehk kasutatud kolm katsekeha ühes grupis on aktsepteeritav.

10 päeva enne külmakindluse katse algust lõigati puursüdamikest risti selle pealispinnaga 50 mm paksune katsekeha. Katsekeha katsetatav pind lõigati puursüdamike keskelt. Pärast lõikamist pesti katsekehad joogiveega ning asetati hoidekambrisse.

6 päeva enne külmakindluse katse algust kleebiti katsekeha kõikidele külgedele kummiümbris. Vastavalt standardile [67] ulatus kleebitav kummiümbrise serv 20 mm üle katsetatava pinna. Kummiümbrise liimimisel kanti liim nii betoonile kui ka kummiümbrisele ja suruti tihedalt vastu katsekeha (vt Foto 2.13 lk 59). 5 päeva enne külmakindluse katse algust silikooniti betooni ja kummi vahele jääv riba kasutades sanitaarsilikooni. Liimimisel ja hermetiseerimisel silikooniga jagas eelnevalt õpetussõnu Tallinna Tehnikaülikooli ehitusprotsesside uurimisrühma insener Jüri Hmelnitski.



Foto 2.13 Kummiümbrisega külmakindluse katsekehad. Erakogu

3 päeva enne külmakindluse katse algust valati katsetatavale pinnale 3 mm kõrgune destilleeritud vee kiht. Enne katsetuse algust isoleeriti katsekeha külgedelt ja põhjast 20 mm paksuse soojaisolatsioonimaterjaliga, mis kinnitati pakketeibiga. Lisanduvalt fikseeriti igast grupist ühele katsekehale temperatuuriandur, mis paigutati katsepinnale. Temperatuuriandur fikseeriti kasutades pakketeibi riba. Pakketeibi riba lõigati võimalikult õhukene, et katsetingimuste häiring oleks minimaalne (vt Foto 2.14).



Foto 2.14 Katsetamiseks valmistatud katsekehad ja temperatuurianduri paigutus. Erakogu

Enne katsekehade kliimakambriasse asetamist asendati destilleeritud vesi 3% soolalahusega katsetataval pinnal. Katsepinnal oleva soolalahuse kiht oli vastavalt

standardile 3 mm kõrgune. Viimaks kaeti katsekehad polüetüleenkilega ning katsekehad markeeriti (vt Foto 2.15).



Foto 2.15 Valmis katsekehad kliimakambrisse asetamiseks. Erakogu

Katsekehade kliimakambrisse asetamisel peeti silmas, et igast grupist oleks üks katsekeha erineval korrusel ja positsioonil. Et tagada võimalikult sarnased tingimused asetati ülemiste katsekehade peale samas mõõdus puursüdamikud, et katsekehade avatus õhu liikumisele oleks sama (vt Foto 2.16).



IV k			andur 4 õhk	
III k		K90S-3	K90K-3	K90ST-3
		andur 1		
II k			K90S-2	
		K90ST-2		K90K-2
		andur 2		
I k			K90ST-1	
		K90K-1		K90S-1
		andur 3		

Foto 2.16 Katsekehade ja temperatuuriandurite asetused kliimakambris. Erakogu

Kliimakambris kasutati eelseadistatud programmi, mis järgis standardi EVS 814 sulatamis-külmutamistsükleid. Külmaskindluse katsetamiseks kasutati FDM Della Marca CB-CS kliimakambrit.

Vastavalt külmaskindluse standardile [67] hooldati katsekehi 7, 14, 28, 42 ja 56 tsükli möödumisel (ühe tsükli pikkus 24 h) katse algusest. Nendel päevadel koguti katsekehadelt koorunud materjal filterpaberisse. Katsekeha pinda loputati veega ja pühiti harjaga, et eemaldada koorunud materjal. Järgnevalt valati katsekeha pinnale uuesti 3% soolalahus ning katsekehad asetati tagasi kliimakambrisse. Filterpaberid koos koorunud materjaliga asetati kuivatuskappi ning pärast kuivamist kaaluti.

Koorunud materjali mass arvutati valemiga 2.3:

$$M_n = M_{\text{üld}} - M_{\text{filter}} \quad (2.3)$$

kus

$M_n$  on koorunud materjali mass, g;

$M_{\text{üld}}$  on koorunud materjali mass koos filterpaberiga, g;

$M_{\text{filter}}$  on filterpaberi mass, g.

Lõpptulemuse hindamiseks arvutati koorunud materjali summaarne kogus ( $S_n$ ) kilogrammides ühe ruutmeetri kohta kasutades valemit 2.4:

$$S_n = \frac{\sum M_n}{A} \times 10 \quad (2.4)$$

kus

$\sum M_n$  on koorunud materjali summaarne mass pärast n arvu tsükleid, g;

A on katsetatav pind, cm<sup>2</sup>.

Betooni külmaskindluse määramine toimub vastavalt standardis EVS 814 esitatud tabelile „Betooni külmaskindluse normväärtused“.

### 3. KATSETULEMUSTE ANALÜÜS

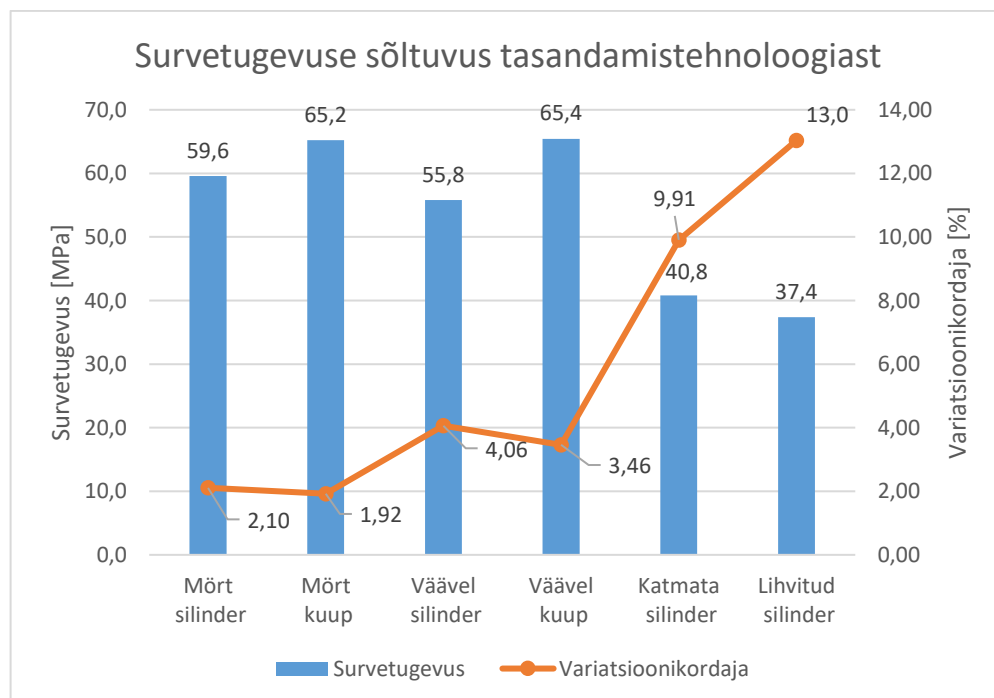
Katsetulemuste analüüs baseerub 50 erineval katsekehal, millel määrati kas survetugevus või külmakindlus. Lisanduvalt uuriti ka antud katsekehade tihedust ja veesisaldust. Katsete eesmärgiks oli välja selgitada, kuidas mõjutab katsekehade vertikaalsus, kuju, otspindade tasandamise tehnoloogia, kõrgus ja kasutatud torupuurid proovikehade survetugevust. Lisanduvalt uuriti, kuidas mõjutab kasutatud torupuur ja puurimistehnoloogia proovikehade külmakindlust ning kuidas mõjutab ajafaktor survetugevust ja külmakindlust.

#### 3.1 Survetugevus

Survetugevus määrati 41 erineval katsekehal. Katsekehad olid jagatud vastavalt kasutatavale puurimistehnoloogiale, tasandusviisile ja proovikeha suurusele erinevatesse partiidesse – igas partiis oli keskmiselt kolm katsekeha. Katsekehade katsetamise hetkel olid proovikehad 1,75 aastat vanad.

##### 3.1.1 Tasandustehnoloogia mõju survetugevusele

Esmalt vaadeldakse, kuidas mõjutab katsekehade tasandustehnoloogia survetugevust.



Graafik 3.1 Survetugevuse sõltuvus tasandamistehnoloogiast

Graafik 3.1 lk 62 illustreerib erinevate tasandusviiside mõju katsekehade survetugevusele. Vaadeldes graafikut nähtub, et tugevaimad proovikehad on väävliga tasandatud kuubikujulised proovikehad (65,4 MPa) ning veidi väiksema survetugevusega on mördiga tasandatud kuubikujulised katsekehad (65,2 MPa) – antud tasandustehnoloogiate puhul märkimisväärset tugevuserinevust (0,3%) ei ole võimalik täheldada. Sarnaseid tulemusi tõi välja Troxell oma teadustöös [82]. Troxell [82] leidis, et tugevaimad katsekehad olid väävliga tasandatud ning neile järgnesid mördiga tasandatud katsekehad – katsekehade tugevuserinevus oli kõigest 1%.

Silindrikujulistest katsekehadest on tugevaimad mördiga kaetud (59,6 MPa) ning neile järgnevad väävliga tasandatud katsekehad (55,8 MPa) – tugevuserinevus 6,4%. Oluliselt väiksema survetugevusega on aga katmata silindrikujulised katsekehad (40,8 MPa) ning üllatuslikult on nõrgimad katsekehad silindrikujulised lihvitud proovikehad (37,4 MPa). Võrreldes mitmete teadustöödega on saadud tulemused üsna erinevad. 1994. aasta teadustöös [21] leiti, et mördiga tasandatud katsekehad olid tugevaimad, neile järgnesid lihvitud katsekehad (1% väiksem survetugevus) ning viimasele kohale asetuisid väävliga tasandatud katsekehad (2-7% nõrgemad kui lihvitud katsekehad). French [83] märkis, et tugevaimad katsekehad saavutati just lihvimise teel ning väävliga tasandatud katsekehad olid 1% võrra väiksema survetugevusega kui lihvitud proovikehad.

Nõrgimad silindrikujulised katsekehad on 37% madalama survetugevusega võrreldes tugevaimate silindrikujuliste proovikehadega, mis on märkimisväärne erinevus. Selline survetugevuse langus lihvitud katsekehade puhul on seda enam kurioosne, et antud tasandusmeetodit käsitletakse Eestis kehtivas standardis kui etaloni [14]. Lisaks tuuakse välja erinevates teadusartiklites, et lihvitud katsekehad annavad tavaliselt kõige suuremaid survetugevuse tulemusi ning võrreldes mördiga tasandamisega on lihvitud katsekehad kuni 13% tugevamad [84]. Tõenäolise seletusena sellistele tulemustele võib välja tuua tõsiasja, et lihvimiseks kasutati käsiketaslõikurit betooni lihvkettaga. Käsiketaslõikuri kasutamisel tekkis palju vibratsioone, mis võisid kahjustada betooni struktuuri ning tingida väiksemaid survetugevuse näitajaid. Teaduskirjanduses on välja toodud, et lihvimiseks kasutatakse spetsiaalselt lihvmasinat, mis välistab liigsete vibratsioonide tekke lihvimise käigus.

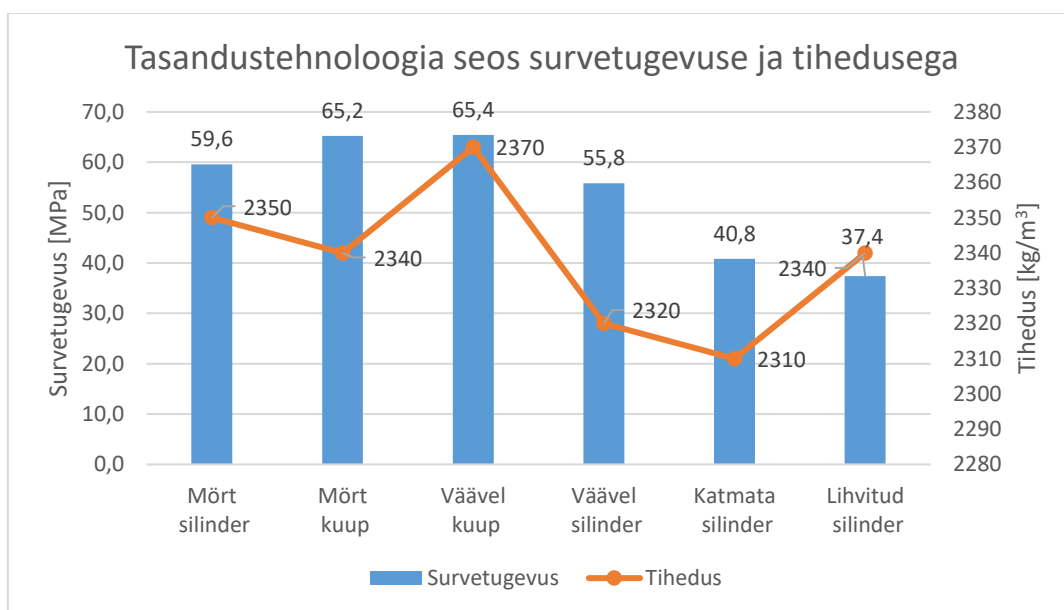
Katmata silindrikujulised katsekehad on 32% madalama survetugevusega kui tugevaimad silindrikujulised katsekehad. Antud tulemus on oodatav, sest ilma pindasid eelnevalt tasandamata alandavad katsekehade survepinnal olevad ebatahasused survetugevuse näitajaid – tekib pingete kontsentreerumine, mis võib viia katsekeha

enneaegse purunemiseni. Katsekehade tasandamine aitab jaotada pingeid survepindadel ühtlaselt ning selliselt on võimalik hinnata proovikehade tegelikku tugevust.

Graafik 3.1 lk 62 kinnitab ka kehtivat seaduspärasust, et kuubikujulised katsekehad on suurema survetugevusega kui silindrikujulised katsekehad. Tugevaimate kuubikujuliste katsekehade ja silindrikujuliste katsekehade survetugevus erineb ligikaudu 9%. Erinevad teadusartiklid on välja pakkunud üleminekutegureid, et teisendada betooni survetugevusi ühest katsekeha kujust teise. Elwell ja Fu toovad välja [4], et Ameerika Ühendriikides kehtivas standardis ASTM C39 on pikkuse/läbimõõdu suhte 1,0 korral üleminekutegur 0,87. Gonnerman [85] pakkus üleminekuteguriteks 0,85-0,88. Vaadeldes katsetulemusi nähtub, et sarnasesse vahemikku jääb ka analüüsitud kuupide ja silindrite tugevuserinevus – üleminekutegur oleks 0,91.

Lisanduvalt on Graafik 3.1 lk 62 esitatud katsekehade survetugevuste variatsioonikordajad. Väikseima variatsioonikordajaga (2,01) on mördiga tasandatud katsekehad ning neile järgnevad väävliga tasandatud katsekehad (3,76). Suurima variatsioonikordajaga on lihvitud katsekehad (13,0). 2016. aasta teadustöös [15] leiti, et väikseima variatsioonikordajaga olid lihvitud katsekehad (1,3-1,6%) ning neile järgnesid väävliga tasandatud katsekehad (2,1-3,1%). Sellise jaotuse põhjal valitakse käesolevas töös etaloniks just mördiga tasandatud proovikehad.

Järgnevalt vaatleme erinevate tasandustehnoloogiate põhjal katsekehade tihedust.



Graafik 3.2 Tasandustehnoloogia seos survetugevuse ja tihedusega

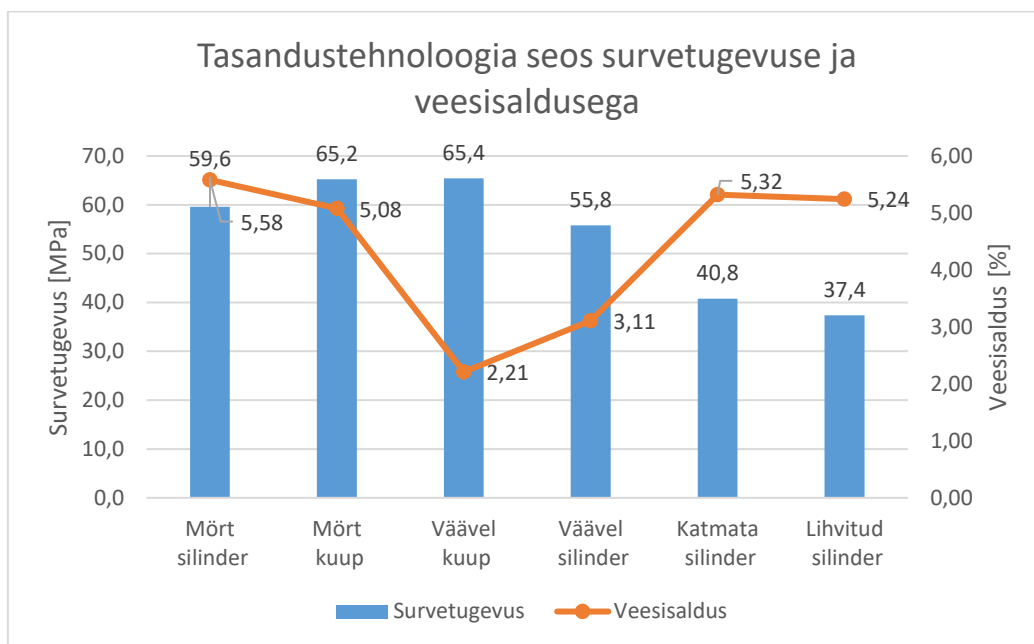


Graafik 3.2 lk 64 toob välja, kuidas on seotud omavahel analüüsitud katsekehade survetugevus ning tihedus. Tugevaim katsekeha, milleks on väävliga tasandatud kuubikujuline proovikeha (65,4 MPa), omab ka suurimat tihedust (2370 kg/m<sup>3</sup>). Tugevaim silindrikujuline katsekeha, mis on tasandatud mördiga (59,6 MPa), on samuti suure tihedusega (2350 kg/m<sup>3</sup>). Selliselt kinnitavad tulemused ka seaduspärasust, et katsekeha suurem tihedus on indikaatoriks ka materjali tugevuse osas – mida suurem on tihedus, seda suurem peaks olema ka materjali tugevus. Iffat [86] kirjeldas oma 2015. aasta teadustöös sama seost. Katsekehad, mille määratud tihedus oli madalam, olid ka väiksema survetugevusega kui tihedamad katsekehad.

Samas tuleb ära märkida, et antud seos pole absoluutne. Kui vaadelda väikseima survetugevusega katsekehi (37,4 MPa), milleks on lihvitud silindrikujulised katsekehad, siis nende tihedus (2340 kg/m<sup>3</sup>) on suurem kui näiteks väävliga tasandatud silindrikujulistel katsekehadel (2320 kg/m<sup>3</sup>), kuid viimaste survetugevus (55,8 MPa) on suurem kui lihvitud silindrikujulistel katsekehadel. Tihedus on küll indikaatoriks materjali võimaliku tugevuse osas, kuid tegemist pole absoluutse seosega, sest betooni survetugevust mõjutab veel palju erinevaid faktoreid nagu katsekeha mõõtmed, veesisaldus, kivistumistingimused jpm.

Kui vaadelda etaloniks olevaid mördiga tasandatud katsekehi nähtub, et kuubikujulised katsekehad on väga sarnaste survetugevustega (väävliga tasandatud 65,4 ja mördiga tasandatud 65,2 MPa), kuid mördiga tasandatud katsekehade tihedus (2340 kg/m<sup>3</sup>) on 30 kg/m<sup>3</sup> väiksem kui väävliga tasandatud (2370 kg/m<sup>3</sup>) katsekehadel. Mördiga tasandatud silindrikujuliste katsekehade tihedus (2350 kg/m<sup>3</sup>) on 10 kg/m<sup>3</sup> suurem kui nõrgimatel silindrikujulistel katsekehadel, mida tasandati lihvimisega (2340 kg/m<sup>3</sup>), kuid vahe survetugevuses on 37%, mida võib lugeda märkimisväärseks erinevuseks.

Edasi vaatleme erinevate tasandustehnoloogiate seost katsekehade survetugevuse ja veesisaldusega.



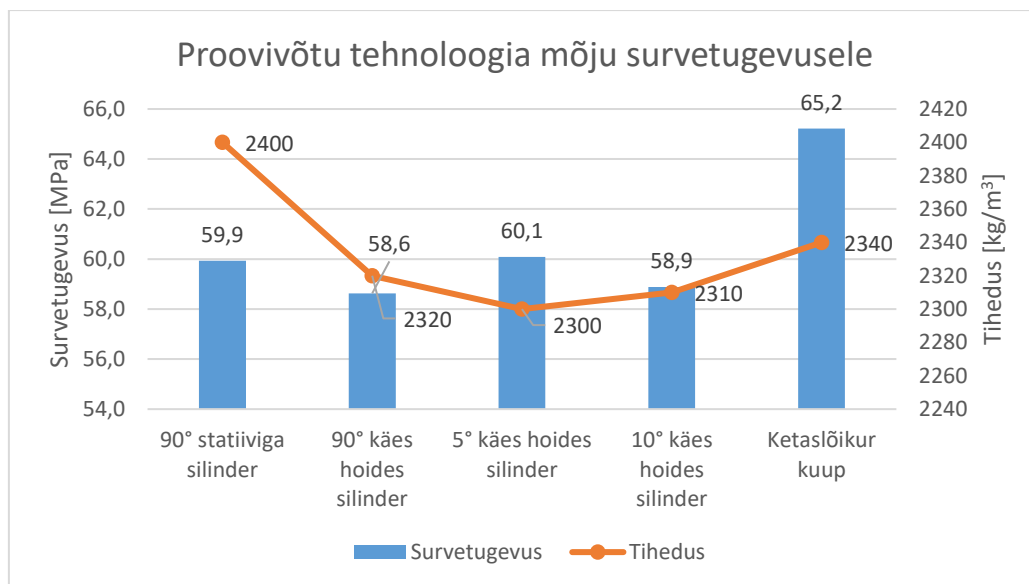
Graafik 3.3 Tasandustehnoloogia seos survetugevuse ja veesisaldusega

Graafik 3.3 näitab, kuidas on omavahel seotud analüüsitud katsekehade tasandamistehnoloogia proovikehade survetugevuse ja veesisaldusega. Suurima survetugevusega katsekehad (65,4 MPa), milleks on väävliga tasandatud kuubikujulised proovikehad, omavad ka kõige madalamat veesisaldust (2,21%). Samas on ainult 0,2 MPa väiksema survetugevusega katsekehad (mördiga tasandatud kuubid) veesisaldusega 5,08%. Üldine seaduspärasus sõnab, et mida madalam on katsekeha veesisaldus, seda suurem on ka katsekeha tugevus [1]. Samas nähtub, et katsekehade veesisaldused (jättes kõrvale väävliga tasandatud katsekehad) on sarnased. Ehk sellest on võimalik järeldada, et sarnase veesisalduse juures avaldab antud faktor katsekehadele ühtlast mõju ning kuna katsekehade survetugevust mõjutab hulgaliselt tegureid, siis ei saa katsekehade veesisaldus ainuüksi määravaks teguriks survetugevuse puhul.

Kui vaadelda üldisi trende analüüsitud katsekehade põhjal (jättes kõrvale väävliga tasandatud katsekehad), siis selgub, et katsekehade veesisaldus on üsna stabiilne (vahemikus 5,08 kuni 5,58%). Väävliga tasandatud katsekehade veesisaldus on oluliselt madalam (keskmise veesisaldus 2,66%) kui mördiga tasandatud katsekehadel (keskmise veesisaldus 5,33%). Antud töö tulemuste põhjal ei ole kahjuks veesisalduse kahekordne erinevus selgitatav. Väiksem veesisaldus annab aga aluse suurematele survetugevustele, mida peegeldavad ka tulemused.

### 3.1.2 Proovivõtu tehnoloogia mõju survetugevusele

Järgnevalt vaadeldakse lähemalt, kuidas mõjutab proovivõtu tehnoloogia katsekehade survetugevust.



Graafik 3.4 Proovivõtu tehnoloogia mõju survetugevusele

Graafik 3.4 illustreerib, kuidas mõjutavad erinevad proovivõtu tehnoloogiad katsekehade survetugevust. Proovivõtu tehnoloogia mõju hindamiseks vaadeldakse just etalonkatsekehi ehk mõrdiga tasandatud proovikehi. Suurima survetugevuse saavutasid kuubikujulised ketaslõikuriga lõigatud katsekehad (65,2 MPa), mis on ka ootuspärane, sest kuubikujulised katsekehad on suurema survetugevusega võrreldes silindrikujuliste proovikehadega. Sama seaduspärasust kinnitavad ka erinevad teadustööd, kus tuuakse välja, et kuubikujulisi katsekehi mõjutab terves ulatuses külgsuunaline normaalpinge, mis takistab katsekeha laienemist ning selliselt tagab ka proovikeha suurema tugevuse võrreldes silindrikujulise katsekehaga [1].

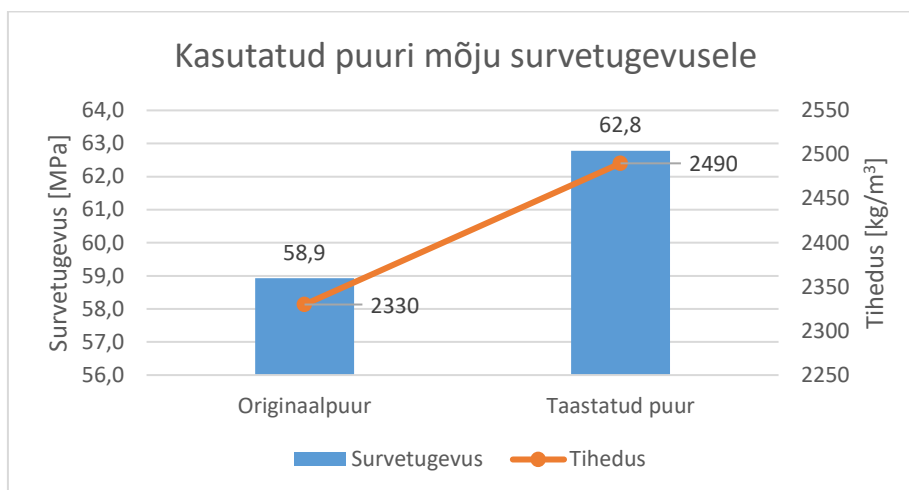
Vaadeldes lähemalt teisi tulemusi selgub, et statiiviga puuritud katsekehad (59,9 MPa) on 2% tugevamad võrreldes käsitsi puuritud katsekehadega (58,6 MPa), mis on katseplaadi suhtes  $\sim 90^\circ$  nurga all.  $5^\circ$  nurga all puuritud katsekehad ületavad tugevuselt (60,1 MPa) statiiviga puuritud katsekehi (59,9 MPa) ning on silindrikujulistest katsekehadest kõige tugevamad – samas on selline erinevus nii väike, et selle põhjal pole võimalik põhjanevamaid järeldusi teha. Võrreldes omavahel  $5^\circ$  ja  $10^\circ$  nurga all puurimist nähtub, et väiksema nurga all puurimisel saavutati 2% suurem survetugevus (vastavalt 60,1 MPa ja 58,9 MPa).

Analüüsitud katsekehade puhul on keeruline aga välja tuua kindlaid seoseid, sest katsetulemused lahknevad vähe. Kui vaadelda 5° ja 10° nurga all puurimist, siis viitavad tulemused sellele, et puurimisnurga suurendamine vähendab katsekehade survetugevust. Samas tekib sellise järeltulemuse puhul vastuolu, kui vaadelda 5° nurga all puurimist ning võrrelda seda 90° nurga all puurimisega (nii käsitsi kui statiiviga) - 5° nurga all puuritud katsekehad on tugevamad kui 90° nurga all puuritud. Kokkuvõtlikult on võimalik aga välja tuua, et puurimisnurga mõju katsekehade survetugevusele on väike – tugevaimad silindrikujulised katsekehad (5° nurga all puuritud) on kõigest 2,5% tugevamad kui nõrgimad silindrikujulised katsekehad (~ 90° nurga all käsitsi puuritud).

Uurides lähemalt antud katsekehade tihedusnäitajaid, siis nähtub huvitav trend, kus silindrikujuliste katsekehade puhul on kõige tugevamate katsekehade (60,1 MPa) tihedused kõige väiksemad (2300 kg/m<sup>3</sup>). Statiiviga puuritud katsekehade tihedusnäitajad on kõrgeimad (2400 kg/m<sup>3</sup>), kuid survetugevuselt on antud proovikehad tugevuselt teised (59,9 MPa). Sellised tulemused peegeldavad osaliselt juba eelnevalt täheldatud trendi, et kuna tihedus pole ainus indikaator katsekehade tugevuse hindamisel, siis võivad väiksema tihedusega katsekehad olla ka suurema survetugevusega võrreldes suurema tihedusega katsekehadega. Käsitletud proovikehade veesisaldused on väga sarnased ehk antud teguri mõju katsekehade survetugevustele on väike.

Edasi vaatleme, kuidas mõjutab kasutatud puur katsekehade survetugevust.

Graafik 3.5 lk 69 illustreerib kasutatud torupuuri mõju katsekehade survetugevusele. Proovikehade puurimiseks kasutati kaht erinevat torupuuri – esimese puuri puhul oli tegemist originaalteradega torupuuriga, mida oli juba eelnevalt kasutatud ning teise puuri puhul oli tegemist taastatud teradega torupuuriga. Puuride valiku põhjenduseks oli hüpotees, et taastatud torupuuri hammaste ekstsentrilise asetuse tõttu toimib see destruktiivsemalt. Saadud tulemused näitavad aga, et taastatud teradega torupuuri kasutamisel on katsekehade survetugevus (62,8 MPa) 6% suurem kui originaalteradega torupuuri kasutamisel (58,9 MPa).



Graafik 3.5 Kasutatud puuri mõju survetugevusele

Vaadeldavate katsekehade tulemused näitavad, et taastatud teradega torupuuri kasutades on tihedus ( $2490 \text{ kg/m}^3$ ) 6% suurem kui originaalteradega torupuuri kasutades ( $2330 \text{ kg/m}^3$ ). Selline tulemus ühtib ka survetugevuse katsetulemustega ning üldise materjalide tugevuse seaduspärasusega, mis sõnab, et tihedamad materjalid on ka üldjuhul tugevamad. Töö tulemuste põhjal ei saa väita, et puurimistehnoloogia ega puuri seisukord katsetulemusi oluliselt mõjutaks. Pigem on tulemused sõltuvuses betooni tihendamise (selle ebaühtlusega) betoneerimise ajal.

### 3.1.3 Proovivõtu asukoha ja proovikehade karakteristikute mõju survetugevusele

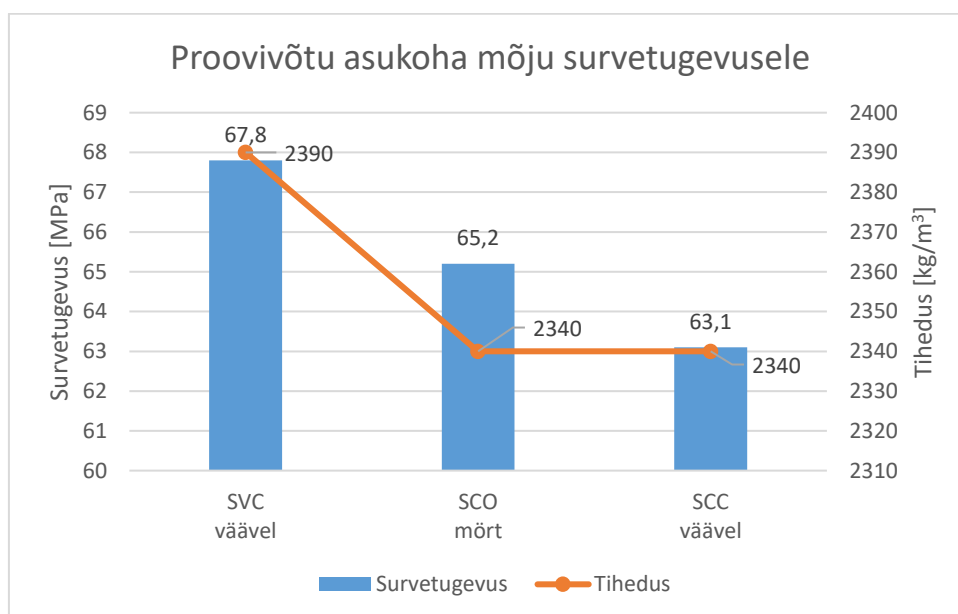
Et hinnata proovivõtu asukoha mõju katsekehadele lõigati kuubikujulisi katsekehi kolmes erinevas partiis kolmes erinevas asukohas (vt Foto 3.1).



Foto 3.1 Kuubikujuliste katsekehade asukoht katseplaadil. Erakogu

Partii SVC asetses betoonplaadi ääres vastu raketist, partii SCO oli võrreldes SVC-ga rohkem keskel, kuid puudutas otsaraketist ning partii SCC ei puudutanud ühtegi raketisepinda.

Graafik 3.6 näitab, kuidas kujunesid proovikehade survetugevuse näitajad sõltuvalt asukohast. Kõik vaadeldavad katsekehad on kuubikujulised ning katsekehad on tasandatud kas väävli või mördiga. Tugevaimad katsekehad (67,8 MPa) on vastu äärmist raketist asunud väävliga tasandatud katsekehad. Nõrgimad katsekehad (63,1 MPa) on väävliga tasandatud katsekehad, mis ei puudutanud ühtegi raketisepinda. Võrreldes tugevaima katsepartiiga on nõrgimad katsekehad 7% väiksema survetugevusega.



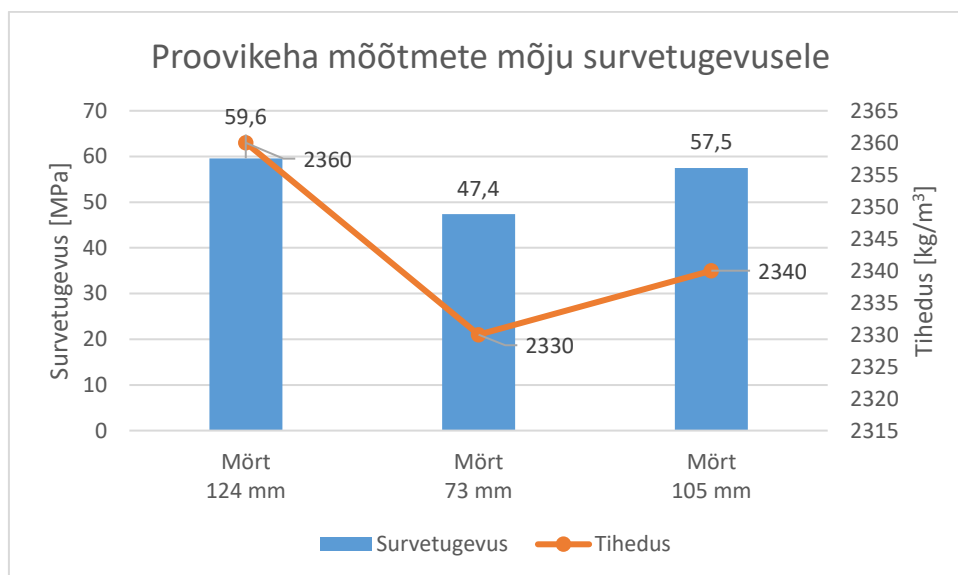
Graafik 3.6 Proovivõtu asukoha mõju survetugevusele

Tulemusi vaadeldes nähtub, et nõrgimaks partiiks kujunes kõige lähemal plaadi keskpunktile asuvad katsekehad. Sellised tulemused võivad olla tingitud betooni ebaühtlasest tihendamisest. Võimalik, et betoonplaadi servades tihendati betooni efektiivsemalt kui keskel. Puursüdamike võtmist käsitlev standard [11] sõnab, et puursüdamikud tuleks võtta punktidest, mis ei asu betoonelementide liitekohtade või servade lähedal. Betoonelementide servade lähedal ei pruugi olla betooni konsistents ühtlane ning selliselt ei pruugi võetud proovikehad anda õiget ülevaadet elemendi tegelikust tugevusest.

Vaadeldes katsekehade tihedusi nähtub, et tugevaimad (plaadi servas asunud katsekehad) on ka kõige suurema tihedusega (2390 kg/m³). Väikseima tugevusega

katsekehad on 2% väiksema tihedusega (2340 kg/m<sup>3</sup>) kui tugevaimad proovikehad. Plaadi servas asunud katsekehade suurimat tihedust on võimalik tõenäoliselt siduda taaskord katseplaadi tihendamise erinevusega.

Edasi vaatleme, kuidas mõjutavad proovikehade mõõtmed nende survetugevust. Graafik 3.7 annab ülevaate proovikehade mõõtmete mõjust survetugevusele. Kõik katsekehad on pikkuse/läbimõõdu suhtega 1,0 ning katsekehade puurimiseks on kasutatud statiivi.



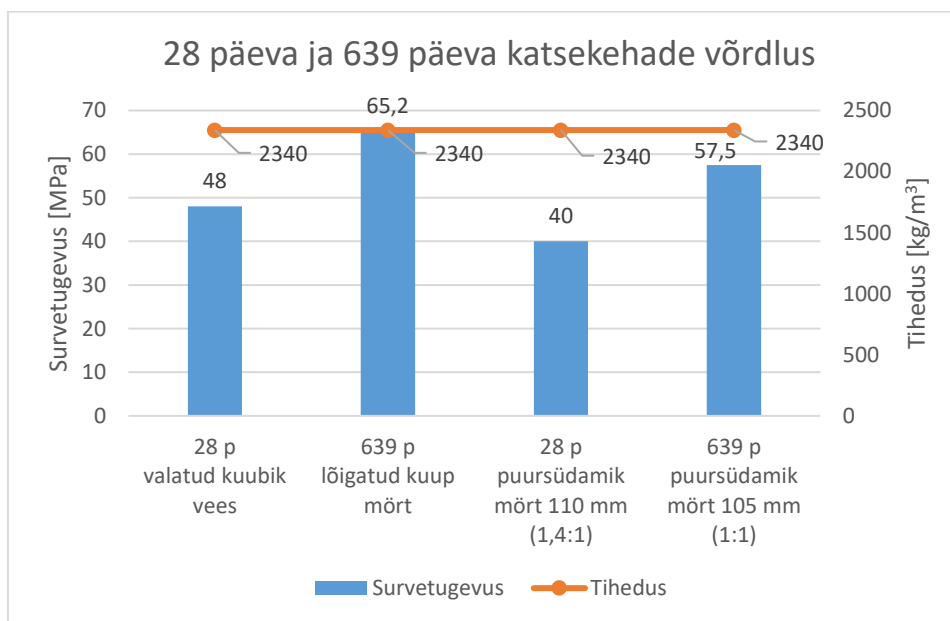
Graafik 3.7 Proovikeha mõõtmete mõju survetugevusele

Suurima diameetriga katsekehad (124 mm) osutusid ka kõige tugevamateks katsekehadeks survetugevusega 59,6 MPa. Kõige nõrgemad katsekehad on 73 mm diameetriga ning survetugevusega 47,4 MPa, mis on 20% väiksem tulemus võrreldes tugevaimate proovikehadega. Sellised tulemused ei ühti üldtuntud seaduspärasusega, et katsekeha mõõtmete vähenedes suureneb ka survetugevus [85]. Katsekehad, diameetriga 105 mm, on tugevusega 57,5 MPa, mis on 3% madalam survetugevus kui kõige tugevamatel katsekehadel. Saadud tulemuste ebakõla võib olla jällegi selgitatav ebaühtlase tihendamisega.

Vaadeldes katsekehade tihedusi nähtub, et tugevaimad katsekehad on ka suurima tihedusega (2360 kg/m<sup>3</sup>) ning nõrgimate katsekehade tihedus on ka väikseim (2330 kg/m<sup>3</sup>) – tiheduste vaheks kujunes ligikaudu 1%.

### 3.1.4 Võrdlus varasemate analüüsidega

Sama katseplaati on kasutatud ka varasemate magistritööde käigus – nimelt uuris M. Nõulik oma 2021. aasta magistritöös [80] samast katseplaadist valmistatud katsekehade survetugevusi. Esmalt vaatleme võrdlusena, kuidas on muutunud survetugevus võrreldes M. Nõuliku töös esitatud 28-päevase betooni survetugevuse väärtustega. Käesolevas töös olid katsekehad katsetamise hetkel 1,75 aastat vanad ehk 639 päeva vanused.



Graafik 3.8 28 päeva ja 639 päeva survetugevuse võrdlus

Graafik 3.8 illustreerib kahes magistritöös leitud survetugevuste tulemusi. Võrreldes kuubikujulisi proovikehi nähtub, et 639 päeva vanune katsekeha on 26% kõrgema survetugevusega (vastavalt 65,2 ja 48 MPa). Aitcin [87] tõi välja oma teadustöös, et betooni survetugevus oli teiseks aastaks kasvanud 23-40%. Al-Khaiat tõi oma 2001. aasta teadustöös [88] välja, et võrreldes 28-päevase survetugevusega kasvas betooni survetugevus 1800. päevaks keskmiselt 33%. Kui võrrelda saadud tulemust nende teadustöödega, siis saab nentida, et tulemus on ootuspärane ning vastab teistes teadustöödes leitud tulele.

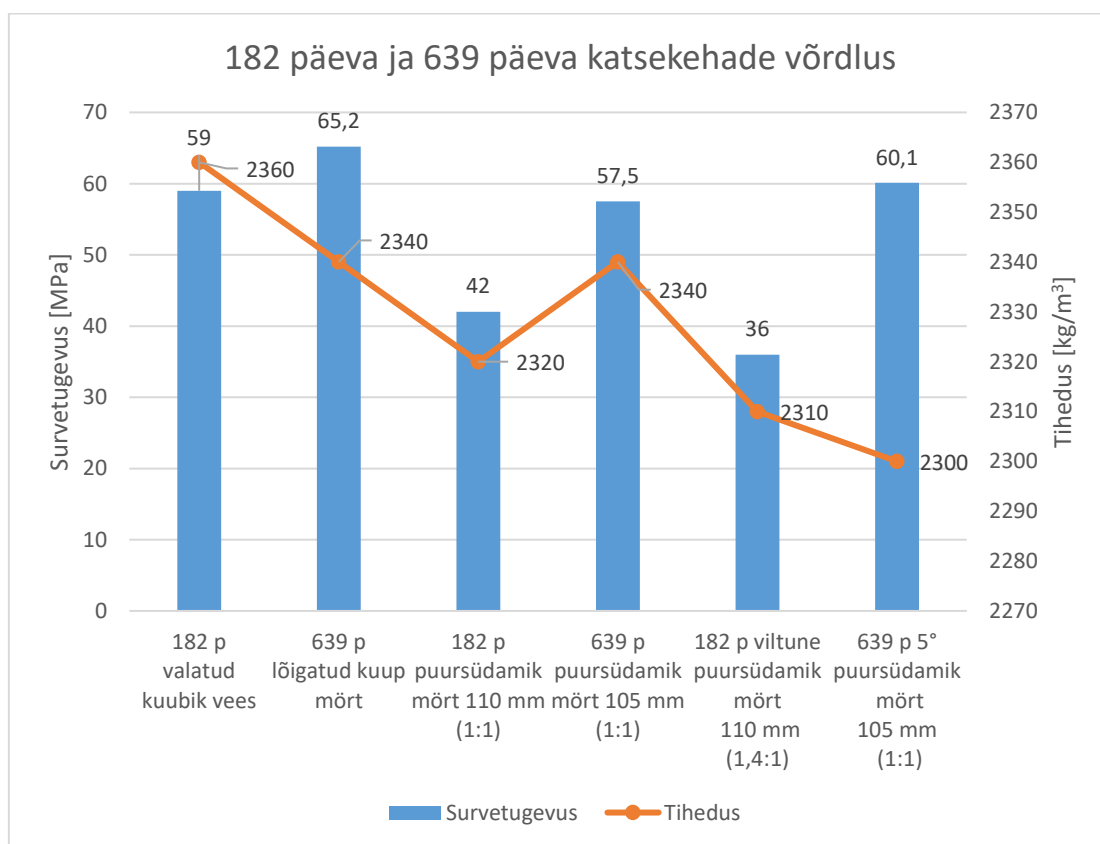
Vaadeldes omavahel silindrikujulisi katsekehi nähtub, et betooni survetugevus on kasvanud 30% (vastavalt 40 ja 57,5 MPa). Tugevuse märgatavat kasvu on võimalik seletada pikema kivistumisperiodiga, mis suurendab plaadi tugevust. Puursüdamike võtmise puhul on tegemist destruktiivse meetodiga – ehk 28 päeva ja 639 päeva võrdluses vähenes survetugevus viimase puhul väiksemal määral, sest katseplaad oli



proovi võtmise ajal ka tugevam. Siin on aga mõjutavaid tegureid kindlasti ka rohkem, sest puursüdamikud polnud sama pikkuse ja läbimõõdu suhtega (1,4:1 ja 1:1) ning erines ka katsekehade diameeter (110 ja 105 mm). Samas on betooni survetugevuse muutus võrreldes kuubikujuliste katsekehade samas suurusjärgus ning vastab ka teadusartiklites välja toodud tulemustele.

Katsekehade tiheduses pole muutusi toimunud ning kõik analüüsitud katsekehad on täpselt sama tihedusega (2340 kg/m<sup>3</sup>).

Järgnevalt vaatleme aga 182-päevaste katsekehade survetugevuse võrdlust.



Graafik 3.9 182 päeva ja 639 päeva katsekehade võrdlus

Graafik 3.9 kujutab, kuidas on omavahel seoses 182-päevased ja 639-päevased katsekehade survetugevused. Vaadeldes kuubikujulisi katsekehi nähtub, et 639-päevased katsekehad on ligikaudu 9% kõrgema survetugevusega kui 182-päevased katsekehad (vastavalt 65,2 ja 59 MPa). Vaadates Al-Khaiati teadustöös [88] esitatud tulemusi selgub, et vahemikus 182 päeva kuni 639 päeva on survetugevuse tõus samuti ligikaudu 9% ehk tulemus vastab varasemate teadustööde käigus leitud. Samuti nähtub Al-Khaiati teadustöös, et survetugevuse tõusu kõver muutub ajaperioodi

pikenedes laugemaks ehk võrreldes 28-päevaste tugevustega ei toimu pikema perioodi vältel enam nii teravat survetugevuse tõusu, mis vastab ka selles töös leitule.

Uurides silindrikujulisi katsekehi nähtub, et pikkuse/diameetri suhtega 1:1 katsekehad on survetugevuselt kasvanud ajas 27% (vastavalt 42 ja 57,5 MPa). Taaskord tuleb välja tuua, et plaadi kivistumisaja pikenedes suureneb tema tugevus, mis muudab teda ka vastupidavamaks puursüdamike võtmise destruktiivsusele. Siin tuleb muidugi ära ka märkida, et katsetatud puursüdamikud ei olnud täpselt sama diameetriga (182 p katsekeha 110 mm ja 639 p katsekeha 105 mm). Vaadeldes viltuselt puuritud katsekehi selgub, et katsekehade survetugevus on kasvanud ajas 40%, mida võib nimetada märkimisväärseks tõusuks (vastavalt 36 ja 60,1 MPa). Tõenäoliselt on märkimisväärse survetugevuse tõusu taga plaadi kivistumisaja pikkus, mis muudab vanema plaadi puursüdamike võtmise destruktiivsusele vastupidavamaks. Samas polnud antud katsekehade pikkuse/diameetri suhe võrdne (1,4:1 ja 1:1) ning erines ka katsekehade diameeter (110 ja 105 mm). Lisanduvalt tuleb ära märkida, et M. Nõulik polnud täpsustanud ka antud katsekehade kaldenurka, vaid kirjeldanud neid terminiga „viltused“. Sellele toetudes on tõenäoliselt võimalik ka seletada katsekehade survetugevuste märkimisväärset erinevust.

Vaadeldes katsekehade tihedusnäitajaid selgub, et kuubikujuliste katsekehade erinevus tiheduses on ligikaudu 1% (2360 ja 2340 kg/m<sup>3</sup>). Silindrikujuliste katsekehade puhul jääb tihedusnäitaja erinevus samuti 1% lähedusse. Ehk tihedusnäitajad on erinevate katsekehade kujude puhul suhteliselt sarnased. Sarnased tihedusnäitajad on seletatavad asjaoluga, et tsemendi hüdratatsioon ajas muudab eeskätt tsementkivi enda tugevust, mitte niivõrd tihedust. Võrreldes aga 182-päevast viltuselt puuritud puursüdamikku 639-päevase 5° nurga all puuritud katsekehaga nähtub, et 182-päevase katsekeha tihedus on 2310 kg/m<sup>3</sup> ja 639-päevase katsekeha tihedus on 2300 kg/m<sup>3</sup>, kuid 639-päevane katsekeha on 40% suurema survetugevusega. Siin tuleks aga taaskord välja tuua eelnevalt märgitud erinevused katsekehade puhul ning ka tõsiasi, et katsekeha tiheduse seos materjali tugevusega pole absoluutne.

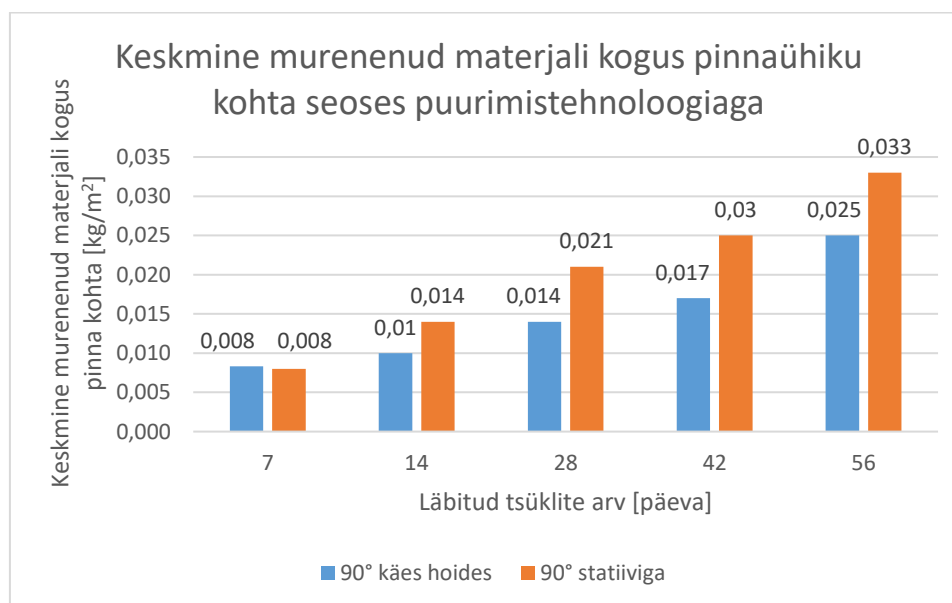
## 3.2 Külmakindlus

Betooni külmakindlust määrati 9 erineval silindrikujulisel katsekehal, mis olid jagatud kolme erinevasse partiisse. Esimese partii katsekehad puuriti 90° nurga all statiiviga ning kasutati originaalteradega torupuuri. Teise partii katsekehad puuriti 90° nurga all statiiviga ning kasutati taastatud teradega torupuuri. Kolmanda partii katsekehad puuriti ~ 90° nurga all käsitsi ning kasutati originaalteradega torupuuri. Igas partiis oli

kolm erinevat katsekeha. Valatud betoonplaat asetses Rudus AS tehase territooriumil veokite parkla vahetus läheduses, CO<sub>2</sub> rikkas keskkonnas. Katsekehade katsetamine algas, kui betooni vanus oli 1,5 aastat.

### 3.2.1 Proovivõtu tehnoloogia mõju külmaskindlusele

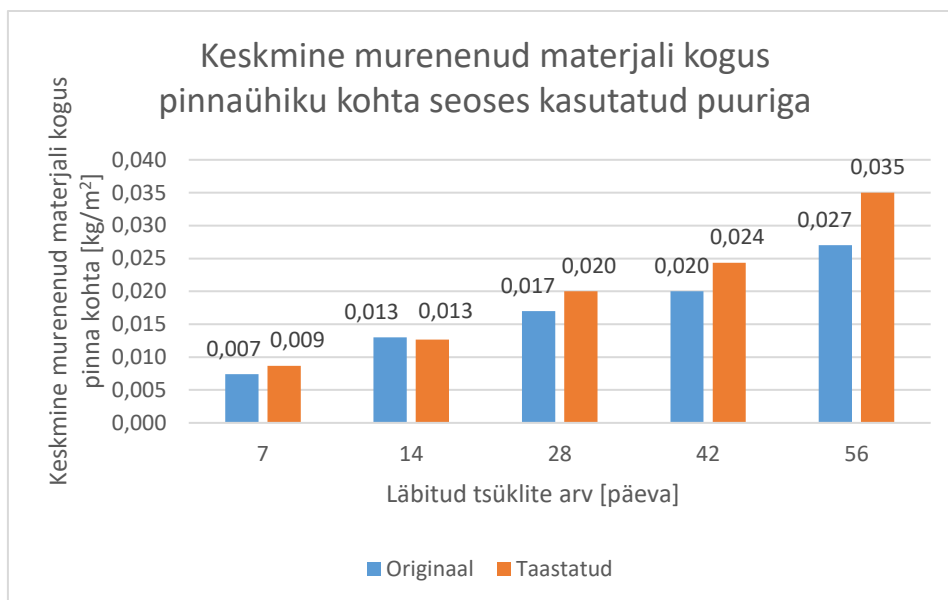
Esmalt uurime, kuidas mõjutab puurimistehnoloogia valik katsekehade külmaskindlust. Graafik 3.10 näitab, kuidas kujunesid katsekehade koorunud materjali kogused pinnaühiku kohta, kui võrdleme kasutatud puurimistehnoloogiad (statiiviga või käsitsi). Tulemused peegeldavad, et katsekehad, mille puhul kasutati puurimiseks statiivi, omavad suuremat keskmist murenenud materjali hulka pinnaühiku kohta. Suurim erinevus oli 42. päeval kogutud murenenud materjali massis pinnaühiku kohta (0,017 ja 0,03 kg/m<sup>2</sup>), kui erinevus oli 43%. Teistel päevadel kogutud materjali mass pinnaühiku kohta erines keskmiselt 0,005 kg/m<sup>2</sup>. Ehk vaadeldes katsetulemusi nähtub, et käsitsi puurimise korral esines katsekehade pinnaühiku kohta vähem massikadu. Siinkohal tuleb aga välja tuua, et statiiviga puuritud katsekehade tihedus (2300 kg/m<sup>3</sup>) on ligikaudu 4% väiksem kui käsitsi puuritud katsekehadel (2390 kg/m<sup>3</sup>) ehk tõenäoliselt on leitud tulemus seletatav ka läbi tiheduse. Statiiviga puuritud katsekehade väiksema tiheduse tõttu on antud katsekehad ka väiksema tugevusega ning seeläbi on nende vastupanuvõime külmumis-sulamistsüklitele ka väiksem.



Graafik 3.10 Keskmine murenenud materjal pinnaühiku kohta seoses puurimistehnoloogiaga

Vaadeldes massikadu pinnaühiku kohta ning võrreldes seda betoonitootja deklareeritud keskkonnaklassiga XF4 nähtub, et tingimus  $0,50 \text{ kg/m}^2$  on tagatud suure varuga ning betoon vastab külmakindlusklassile XF4.

Edasi vaatleme, kuidas mõjutab kasutatud torupuur massikadu pinnaühiku kohta.



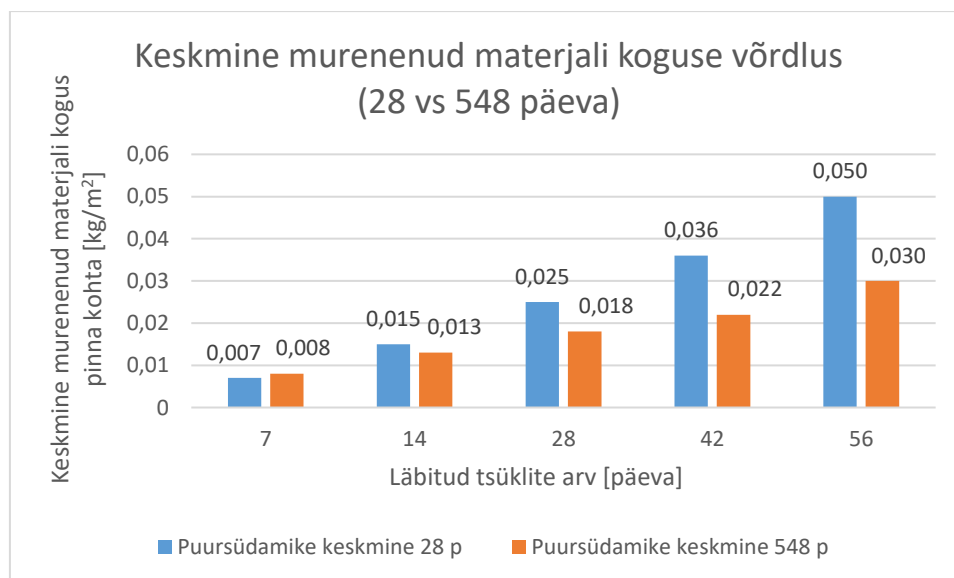
Graafik 3.11 Keskmine murenenud materjal pinnaühiku kohta seoses kasutatud torupuuriga

Graafik 3.11 kujutab, milline on omavaheline seos kasutatud torupuuri ja keskmise murenenud materjali koguse pinnaühiku kohta. Vaadeldes tulemusi selgub, et taastatud teradega torupuuri kasutamisel on koorunud materjali kogus pinnaühiku kohta suurem kui kasutades originaalteradega torupuuri. Suurim erinevus on 56. päeval kogutud materjali hulgas pinnaühiku kohta ( $0,027 \text{ kg/m}^2$  ja  $0,035 \text{ kg/m}^2$ ) – sel juhul erinevad tulemused 23% võrra. Teistel päevadel on keskmine erinevus taastatud või originaalteradega torupuuri kasutamisel  $0,03 \text{ kg/m}^2$ . Selliseid tulemusi on võimalik põhjendada asjaoluga, et torupuuri taastamisel on terade tsentreerimine üsna keerukas protseduur ning tsentreerimata terad võivad põhjustada suuremaid vibratsioone katsekehade puurimisel – see võib omakorda seletada asjaolu, et miks esines suurem massikadu pinnaühiku kohta just taastatud teradega torupuuri kasutamisel. Vaadeldes aga katsekehade tihedusi nähtub, et tihedusnäitajate erinevus on 3% (taastatud teradega puuritud katsekehad  $2310 \text{ kg/m}^3$  ja originaalteradega puuritud katsekehad  $2380 \text{ kg/m}^3$ ) ehk rohkem murenenud katsekehad on ka väiksema tihedusega. Selle põhjal tuleb taaskord nentida, et pole võimalik teha põhjapanevamaid järeldusi kasutatud torupuuri mõju kohta betooni külmakindlusele, sest on ebaselge, millest erinevus täpselt tingitud on.

Vaadeldes massikadu pinnaühiku kohta ning võrreldes seda betoonitootja deklareeritud keskkonnaklassiga XF4 selgub, et tingimus 0,50 kg/m<sup>2</sup> on tagatud suure varuga ning betoon vastab külmakindlusklassile XF4 ka pärast 639 päeva kivistamist väliskeskkonnas.

### 3.2.2 Võrdlus varasemate analüüsidega

Sama katseplaati on kasutatud ka varasemate magistritööde käigus – nimelt uuris E.-J. Kikas oma 2022. aasta magistritöös [75] samast katseplaadist valmistatud katsekehade külmakindlust. Esmalt vaatleme võrdlusena, kuidas on muutunud külmakindlus võrreldes E.-J. Kikase töös esitatud 28-päeva vanuse betooni külmakindluse väärtustega. Käesolevas töös olid katsekehad katsetamise hetkel 1,5 aastat vanad ehk 548 päeva vanused.

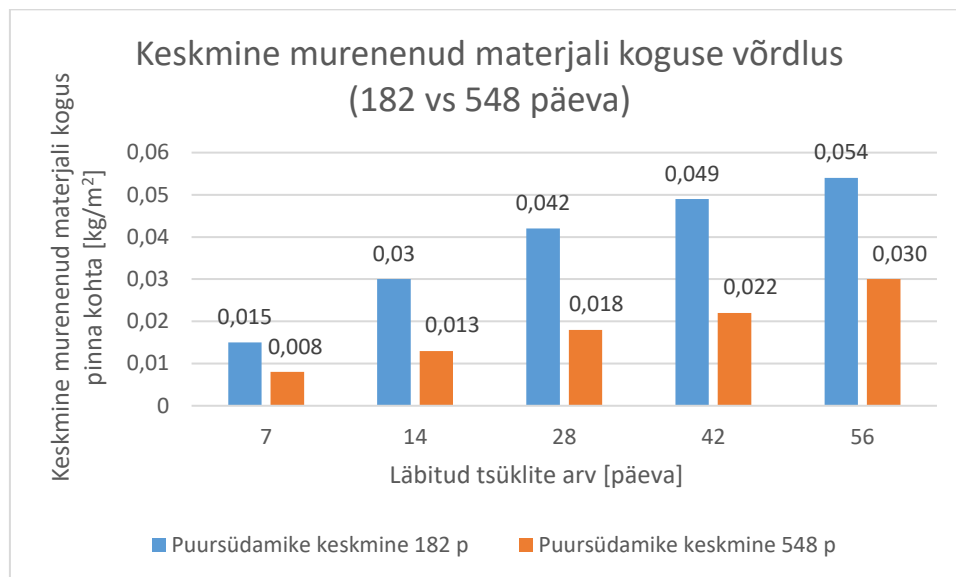


Graafik 3.12 Keskmise murenenu materjali koguse võrdlus (28 vs 548)

Graafik 3.12 annab ülevaate keskmisest murenenu materjali kogusest pinnaühiku kohta 28 päeva ja 548 päeva võrdluses. Vaadeldes tulemusi nähtub, et keskmine koorunud materjali hulk pinnaühiku kohta erinevatel ajahetkedel on 28 päeva puhul suurem võrreldes 548 päevaga. Suurim erinevus on võrreldes 56. päeval kogutud materjali hulga – vastavalt 0,050 kg/m<sup>2</sup> ja 0,030 kg/m<sup>2</sup>, mis teeb erinevuseks 40%. Selliseid tulemusi on tõenäoliselt võimalik seletada katseplaadi tugevuse kasvuga ajas. 548-päevased proovikehad on võetud katseplaadist, mis on kivistunud pikemalt kui 28-päevased proovikehad – selliselt on vanemad katsekehad ka parema vastupidavusega

puursüdamike võtmise destruktiivsusele ning näitavad paremat vastupanu ka külmumis-sulamistsüklitele.

Sarnaseid tulemusi kujutab ka 182-päevaste ja 548-päevaste katsekehade võrdlus.



Graafik 3.13 Keskmise murenenud materjali koguse võrdlus (182 vs 548)

Graafik 3.13 näitab, et võrreldes eelneva graafikuga (vt Graafik 3.12 lk 77) kordub sarnane trend. Keskmise koorunud materjali hulk pinnaühiku kohta on 182-päevastel katsekehadel suurem kui 548-päevastel katsekehadel. Suurim erinevus on täheldatav 42. päeval – koorunud materjali hulk vastavalt 0,049 kg/m<sup>2</sup> ja 0,022 kg/m<sup>2</sup> ehk erinevuseks kujuneb 56%. Sellised tulemused on tõenäoliselt seletatavad eelnevalt mainitud tõsiasjaga, et katseplaadi kivistumisaja pikenedes, suureneb tema tugevus, mis parandab katsekeha vastupanuvõimet külmumis-sulamistsüklitele.

Hartmann [77] kirjeldas oma teadustöös, et katsekehade külmakindluse katsetamisel mõjub ajafaktor negatiivselt ning ajafaktori ja karboniseerumise koosmõjul on vanemad katsekehad nõrgema külmakindlusega. Auberg [78] jõudis oma teadustöös täpselt sama järelduseni, et vanema betooni katsetamisel on massikadu suurem võrreldes noorema betooni katsetamisega. Käesolevas töös koostatud analüüs näitab aga vastupidist – vanemad katsekehad on väiksema massikaoga pinnaühiku kohta. Samas pole jõutud antud küsimuses konsensuseni, sest erinevates teadustöodes on kirjeldatud nii ajafaktori positiivset kui ka negatiivset mõju [79]. Lisaks erinevad ka kasutatud katsekehade mõõdud – 28/182-päevased katsekehad olid puuritud 110 mm torupuuriga, 548-päevaste proovikehade puhul kasutati külmakindluse katsekehade puurimiseks 100/102 mm torupuuri.

## JÄRELDUSED

- 1) Proovivõtu tehnoloogia mõju katsekehade survetugevusele on väike. Töö käigus analüüsitud katsekehade puhul täheldati suuremat sõltuvust betooni tihendamisest (selle ebaühtlusest).
- 2) Erinevate tasandustehnoloogiate võrdluses andis kõige ühtlasemaid tulemusi katsekehade mördiga tasandamine (variatsioonikordaja 2,01%). Samuti näitas mördiga tasandamine ka suhteliselt suuri tugevusnäitajaid – erinevus väevliga tasandamisega praktiliselt puudus (0,2 MPa).
- 3) Lihvimistehnoloogia kasutamisel tuleb valida selleks ettenähtud lihvmasin. Töös kasutatud käsiketaslõikur koos betooni lihvkettaga vähendas proovikehade survetugevust märkimisväärselt (survetugevuse langus kuni 37%). Käsiketaslõikuri kasutamisel tekkis palju vibratsioone, mis tõenäoliselt kahjustasid betooni struktuuri. Ühtlasi ei saavutatud käsiketaslõikuriga nõuetele vastavat taset. Mõlemad asjaolud mõjutasid survetugevust negatiivselt.
- 4) Katsekeha vertikaalsus mõjutab tõenäoliselt ka proovikehade survetugevust, kuid antud töös analüüsitud katsekehade puhul oli erinevus nii väike (erinevate kaldenurkade puhul survetugevuste vahe 0,3%), et selle põhjal pole võimalik teha põhjanevaid järeldusi. Antud küsimus vajaks edasist põhjalikumalt käsitlust.
- 5) Kasutatud torupuuri seisukorra negatiivne mõju katsekehade survetugevusele ei leidnud magistritöös kinnitust. Survetugevuses esines küll erinevus (taastatud teradega torupuuri kasutamisel olid katsekehad 6% suurema survetugevusega võrreldes originaalteradega torupuuriga), kuid selline erinevus on pigem seletatav läbi katsekehade tiheduse, mis lahkes samuti 6%.
- 6) Töös leidis kinnitust ajafaktori mõju betooni survetugevusele. Võrreldes omavahel betooni 28-päevast ja 639-päevast survetugevust täheldati 26% survetugevuse tõusu. Samuti leiti, et kauem kivistunud betoonist võetud puursüdamikud on parema vastupidavusega puursüdamike võtmise destruktiivsusele ning võimaldavad hinnata betooni tegelikku tugevust täpsemalt.
- 7) Proovivõtu tehnoloogia negatiivne mõju betooni külmakindlusele ei leidnud magistritöös kinnitust. Nii kasutatud torupuuri (originaal või taastatud) kui ka puurimisviisi (statiiv või käsitsi) puhul ei leitud olulist seost betooni külmakindlusega. Taaskord täheldati siin betooni tihendamise tähtsust – paremini

tihendatud katsekehad olid ka suurema vastupidavusega külmumis-sulamistsüklitele.

- 8) Magistritöös täheldati ka betooni külmakindluse ja ajafaktori omavahelist seost. Mida kauem oli betoon enne puursüdamike võtmist kivistunud, seda paremat vastupanu näitasid katsekehad ka külmumis-sulamistsüklitele. Seda on võimalik seletada hüdratatsiooniprotsessidega, mis pikema aja vältel annavad tsementkivile rohkem tugevust ning mis parandavad kokkuvõtlikult betooni külmakindlust.



## KOKKUVÕTE

Magistritöö annab ülevaate proovivõtu tehnoloogia mõjust betooni survetugevusele ja külmakindlusele. Sellise seose uurimine on oluline, sest soovides hinnata betooni omadusi võimalikult täpselt, peame ka teadma, kas ja millisel määral mõjutab proovivõtu tehnoloogia survetugevust ja külmakindlust.

Magistritöös püstitati kolm põhilist eesmärki: hinnata proovikeha vertikaalsuse, kuju, otspindade tasandamise, kõrguse ja kasutatud torupuuride mõju betooni survetugevusele; hinnata proovikeha vertikaalsuse ja kasutatud torupuuri mõju betooni külmakindlusele ning uurida ajafaktori mõju betooni survetugevusele ja külmakindlusele. Töös püstitatud eesmärgid täideti – katsetuste abil oli võimalik uurida proovivõtu tehnoloogia mõju betooni survetugevusele ja külmakindlusele ning võrdluses varasemate magistritöödega oli võimalik hinnata ajafaktori mõju neile omadustele.

Töö alguses seatud ülesanded täideti. Teoreetilises osas anti ülevaade betooni survetugevuse ja külmakindluse katsetulemusi mõjutavatest asjaoludest. Korraldati katsetused, mille käigus hinnati proovivõtu tehnoloogia mõju survetugevusele ja külmakindlusele ning analüüsiti saadud tulemusi, mille põhjal koostati järeldused.

Katseanalüüsi põhjal selgus, et proovivõtu tehnoloogia mõju survetugevusele ja külmakindlusele on väike – hoopis olulisem mõjur on betooni tihendamistehnoloogia paigaldusel. Otspindade tasandamisel andis stabiilsemaid tulemusi mördi kasutamine ning katsetulemused peegeldasid ka õigete katseseadmete kasutamise vajalikkust otspindade tasandamisel. Põhjalikumat käsitlust vajaks katsekehade vertikaalsuse mõju hindamine betooni survetugevusele.

Magistritöös püstitatud kaks hüpoteesi ei leidnud kinnitust. Taastatud teradega torupuuri kasutamisel ei tuvastatud negatiivset mõju betooni survetugevusele. Samuti ei täheldatud ka olulist negatiivset mõju taastatud teradega torupuuri kasutamisel betooni külmakindlusele. Teine püstitatud hüpotees ei leidnud samuti otsest kinnitust. Survetugevuse katsekehade kaldenurga muutmine proovivõtul vajaks täiendavaid uuringuid ning külmakindluse osas ei täheldatud ebasoodsaid mõjusid kaldenurga muutmisel.

## SUMMARY

The master's thesis provides an overview of the impact of sampling technology on the compressive strength and frost resistance of concrete. Studying this relationship is paramount because, to accurately assess the properties of concrete, it must be known whether and to what extent sampling technology affects compressive strength and frost resistance.

Three main objectives were set in the master's thesis: to assess the impact of specimen verticality, specimen shape, specimen capping, specimen height, and the used core drill on the compressive strength of concrete; to study the impact of the used sampling technology on the frost resistance of concrete and to assess the effect of time on the compressive strength and frost resistance of concrete. The set objectives were met – the conducted experiments helped to study the impact of sampling technology on the strength and frost resistance of concrete and in comparison with previously published master's theses, it was possible to assess the effect of time on these properties.

The tasks set were fulfilled. In the theoretical part, an overview was given of the circumstances affecting the testing of concrete compressive strength and frost resistance of concrete. The impact of sampling technology on the compressive strength and frost resistance was assessed during the conducted experiments. The results obtained from the experiments were analysed and conclusions were derived from the analysis.

Based on the test analysis, the impact of sampling technology on the compressive strength and frost resistance of concrete is insignificant – the role of correct concrete compaction was proven to be much more crucial. The use of mortar gave the most stable results when capping concrete specimens. The experiments also reflected the need for correct test equipment when preparing specimens. A more detailed assessment is required to evaluate the effect of core drilling angle on concrete compressive strength.

The two hypotheses set were not confirmed. The use of a restored core drill did not reveal a negative impact on concrete compressive strength. The frost resistance tests also did not indicate a negative impact when using a restored core drill. The second hypothesis set was also not unequivocally confirmed – further research is needed to analyse the effect of core drilling angle on concrete compressive strength. No adverse effects were observed on concrete frost resistance when changing the core drilling angle.

## KASUTATUD KIRJANDUS

- [1] A. M. Neville, *Properties of concrete*, 4th and final ed tr. Harlow: Prentice Hall, 1995.
- [2] A. Talaat, A. Emad, A. Tarek, M. Masbouba, A. Essam, ja M. Kohail, „Factors affecting the results of concrete compression testing: A review“, *Ain Shams Engineering Journal*, kd 12, nr 1, lk 205–221, märts 2021, doi: 10.1016/j.asej.2020.07.015.
- [3] „EVS-EN 12390-1:2021. Kivistunud betooni katsetamine. Osa 1: Kuju, mõõtmed ja muud katsekehadele ja vormidele esitatavad nõuded“.
- [4] D. J. Elwell ja G. Fu, „Compression testing of concrete: cylinders vs“, *Cubes, New York State Department of Transportation*, kd 22, 1995.
- [5] „BS 1881-120:1983. Testing concrete. Method for determination of the compressive strength of concrete cores“.
- [6] W. H. Price, „Factors influencing concrete strength“, *Journal Proceedings*, 1951, lk 417–432.
- [7] J. H. Bungey ja S. G. Millard, *Testing of Concrete in Structures*, 3rd edition. London: Blackie Academic & Professional, 1996.
- [8] R. F. Blanks ja C. C. McNamara, „Mass Concrete Tests In Large Cylinders“, *ACI Journal Proceedings*, kd 31, nr 1, 1935, doi: 10.14359/8345.
- [9] E. C. Higginson, G. B. Wallace, ja E. L. Ore, „Effect of Maximum Size Agregate on Compressive Strength of Mass Concrete“, *Special Publication*, kd 6, lk 219–256, 1963.
- [10] T. Gyengo, „Effect Of Type Of Test Specimen And Gradation Of Aggregate On Compressive Strength Of Concrete“, *ACI Journal Proceedings*, kd 34, nr 1, 1938, doi: 10.14359/8450.
- [11] „EVS-EN 12504-1:2019. Konstruksiooni betooni katsetamine. Osa 1: Puursüdamikud. Võtmine, ülevaatus ja survekatse“.
- [12] J. F. Lamond ja J. H. Pielert, *Significance of tests and properties of concrete and concrete-making materials*, kd 169. ASTM international, 2006.
- [13] D. N. Richardson, „Review of Variables that Influence Measured Concrete Compressive Strength“, *Journal of Materials in Civil Engineering*, kd 3, nr 2, lk 95–112, mai 1991, doi: 10.1061/(ASCE)0899-1561(1991)3:2(95).
- [14] „EVS-EN 12390-3:2019. Kivistunud betooni katsetamine. Osa 3: Katsekehade survetugevus“.
- [15] I. Dumitru, T. Song, V. Caprar, ja V. Mukhin, „Compressive strength of concrete cylinders by sulphur, rubber capping and grinding methods“, *Boral Construction Materials (NSW/ACT)*, 2016.
- [16] D. N. Richardson, „Effects of non-standard concrete cylinder testing techniques“, *University of Missouri-Rolla, Rolla, Mo*, 1989.

- [17] C. Boulay ja F. de Larrard, „Sand box“, *Concrete International*, kd 15, nr 4, lk 63–66, 1993.
- [18] Y.-S. Park ja J.-K. Suh, „Comparative study on compressive strength of concrete with new sand-cap and neoprene pad“, *Int J Concr Struct Mater*, kd 2, nr 1, lk 15–19, 2008.
- [19] K. L. Saucier, *Effect of method of preparation of ends of concrete cylinders for testing*. Waterways Experiment Station, 1972.
- [20] W. Vichit-Vadakan, N. J. Carino, ja G. M. Mullings, „Effect of elastic modulus of capping material on measured strength of high-strength concrete cylinders“, *Cement Concrete and Aggregates*, kd 20, lk 227–234, 1998.
- [21] C. L. Lobo, G. M. Mullings, ja R. D. Gaynor, „Effect of Capping Materials and Procedures on the Measured Compressive Strength of High-Strength Concrete“, *Cement, Concrete and Aggregates*, kd 16, nr 2, 1994.
- [22] A. T. Goldbeck, „Are test cylinders indicative of the true strength of concrete in structures“, *The Crushed Stone*, kd 27, nr 2, lk 3–9, 1952.
- [23] C. Y. Rena, X. Zhang, ja G. Ruiz, „Cohesive modeling of dynamic fracture in reinforced concrete“, *Computers and Concrete, An International Journal*, kd 5, nr 4, lk 389–400, 2008.
- [24] A. I. Abdullah, „Effects of loading rates on concrete compressive strength“, *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, IOP Publishing, 2021, lk 012033.
- [25] W. S. Butcher, „The effect of air drying before test: 28-day strength of concrete“, *Constructional Rev*, lk 31–32, 1958.
- [26] X. Chen, W. Huang, ja J. Zhou, „Effect of moisture content on compressive and split tensile strength of concrete“, 2012.
- [27] „EVS-EN 12390-2:2019. Kivistunud betooni katsetamine. Osa 2: Tugevuskatse katsekehade valmistamine ja hoidmine“.
- [28] T. C. Powers, „A discussion of cement hydration in relation to the curing of concrete“, Portland Cement Association, 1947.
- [29] M. Safiuddin, S. N. Raman, ja M. F. M. Zain, „Effect of different curing methods on the properties of microsilica concrete“, *Aust J Basic Appl Sci*, kd 1, nr 2, lk 87–95, 2007.
- [30] M. R. Aminur, M. R. Harunur, D. C. L. Teo, ja A. Z. MM, „Effect of aggregates and curing conditions on the compressive strength of concrete with age“, *Journal of Civil Engineering, Science and Technology*, kd 1, nr 2, lk 1–6, 2010.
- [31] L.-M. Raado, *Ehitusmaterjalid*. Tallinn: Professor Karl Öigeri Stipendiumifond, 2018.
- [32] M. Husem ja S. Gozutok, „The effects of low temperature curing on the compressive strength of ordinary and high performance concrete“, *Constr Build Mater*, kd 19, nr 1, lk 49–53, 2005.
- [33] A. M. O. Wedatalla, Y. Jia, ja A. A. M. Ahmed, „Curing effects on high-strength concrete properties“, *Advances in Civil Engineering*, kd 2019, 2019.

- [34] J. I. Escalante-Garcia ja J. H. Sharp, „Effect of temperature on the hydration of the main clinker phases in Portland cements: Part I, neat cements”, *Cem Concr Res*, kd 28, nr 9, lk 1245–1257, 1998.
- [35] K. O. Kjellsen, R. J. Detwiler, ja O. E. Gjrv, „Development of microstructures in plain cement pastes hydrated at different temperatures”, *Cem Concr Res*, kd 21, nr 1, lk 179–189, 1991.
- [36] M. CELAYA, S. NAZARIAN, ja D. YUAN, „Comparison of field and laboratory strengths of concrete slabs”, *Actes des journes scientifiques du LCPC*, lk 267–272, 2009.
- [37] D. Dewar, J. D. Llewellyn, J. L. Collins, W. E. Murphy, M. Plowman, ja P. A. Warren, „Concrete Core Testing for strength”, *Concrete Society WE Murphy, M. Plowman, PA Warren. Technical Reportn*, kd 11, 1987.
- [38] D. L. Bloem ja R. D. GAYNOR, „Concrete strength measurement-cores versus cylinders”, *MATERIALS RESEARCH AND STANDARDS*, MATERIALS RESEARCH SOCIETY 506 KEYSTONE DR, WARRENDALE, PA 15086, 1965, lk 258.
- [39] J. G. L. Munday ja R. K. Dhir, „Assessment of in situ concrete quality by core testing”, *Special Publication*, kd 82, lk 393–410, 1984.
- [40] S. Nazarian, D. Yuan, K. Smith, F. Ansari, ja C. Gonzalez, „Acceptance criteria of airfield concrete pavement using seismic and maturity concepts”, *Innovative Pavement Research Foundation, Airport Concrete Pavement Technology Program. Report IPRF-01-G-002-02-2*, 2006.
- [41] O. T. Sigvaldason, „The influence of testing machine on the compressive strength of concrete”, *Proceedings of a Symposium on Concrete Quality, London, Cement and Concrete Association*, 1964, lk 162–171.
- [42] R. H. Evans, K. Hajnal Konyi, V. P. Jensen, C. S. Whitney, ja L. J. Mensch, „THE PLASTIC THEORIES FOR THE ULTIMATE STRENGTH OF REINFORCED-CONCRETE BEAMS.”, *Journal of the Institution of Civil Engineers*, kd 21, nr 2, lk 98–121, 1943.
- [43] N. J. Carino, *Effects of testing variables on the measured compressive strength of high-strength (90 MPa) concrete*. US Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology, 1994.
- [44] R. L’Hermite, „Present Day Ideas in Concrete Technology, Part 3: The Failure of Concrete”, *RILEM Bulletin*, kd 18, lk 27–38, 1954.
- [45] S. Mindess ja A. Bentur, „The effect of the longitudinal stiffness of the testing machine on the strength of hardened cement paste”, *Matriaux et Construction*, kd 17, lk 149–155, 1984.
- [46] K. Newman ja D. C. Spooner, „Towards a standard for compression testing machines”, *Concrete (London)*, 1969.
- [47] „EVS-EN 12390-4:2019. Kivistunud betooni katsetamine. Osa 4: Survetugevus. Katsemasinatele esitatavad nuded.”
- [48] A. R. Cusens, „Strength of concrete test cylinders cast in waxed paper molds”, *Journal Proceedings*, 1964, lk 287–292.

- [49] D. L. Bloem, „Comparisons between sealed and unsealed molds for concrete test cylinders“, *National Ready Mixed Concrete Assoc*, 1958.
- [50] W. T. Hester, „Field testing high-strength concretes: A critical review of the state-of-the-art“, *Concrete International*, lk 27–38, 1980.
- [51] R. A. Burmeister, „Tests of paper molds for concrete cylinders“, *Journal Proceedings*, 1950, lk 17–24.
- [52] J. Haavisto, A. Husso, ja A. Laaksonen, „Compressive strength of core specimens drilled from concrete test cylinders“, *Structural Concrete*, kd 22, lk E683–E695, 2021.
- [53] R. J. Kopf, C. G. Cooper, ja F. W. Williams, „In situ strength evaluation of concrete case histories and laboratory investigations“, *Concrete International*, kd 3, nr 3, lk 66–71, 1981.
- [54] F. M. Bartlett ja J. G. MacGregor, „Effect of core diameter on concrete core strengths“, *Materials Journal*, kd 91, nr 5, lk 460–470, 1994.
- [55] M. McIntyre ja A. Scanlon, „Interpretation and application of core test data in strength evaluation of existing concrete bridge structures“, *Canadian Journal of Civil Engineering*, kd 17, nr 3, lk 471–480, 1990.
- [56] N. Kabay ja A. Fevziye, „Investigation of factors affecting core compressive strength and non-destructive testing of concrete“, *Sigma Journal of Engineering and Natural Sciences*, kd 38, nr 1, lk 171–182, 2020.
- [57] S. Khoury, A. A.-H. Aliabdo, ja A. Ghazy, „Reliability of core test–Critical assessment and proposed new approach“, *Alexandria Engineering Journal*, kd 53, nr 1, lk 169–184, 2014.
- [58] A. Ergun ja G. Kurklu, „Assessing the relationship between the compressive strength of concrete cores and molded specimens“, *Gazi University Journal of Science*, kd 25, nr 3, lk 737–750, 2012.
- [59] „CONCRETE IN COMPRESSION (ACI 318)“, *Civil Engineering Forum*, 12. juuli 2017. <https://www.civilengineeringforum.me/concrete-compression-aci-318/> (vaadatud 12. aprill 2023).
- [60] O. Holčapek, F. Vogel, T. Vavříník, ja M. Keppert, „Time progress of compressive strength of high performance concrete“, *Applied Mechanics and Materials*, Trans Tech Publ, 2014, lk 167–172.
- [61] X. B. Zhang, C. G. Kuang, ja Z. Fang, „The effect of water-cement ratio and curing age on the strength of recycled concrete“, *Advanced materials research*, Trans Tech Publ, 2011, lk 740–745.
- [62] G. W. Washa ja K. F. Wendt, „Fifty year properties of concrete“, *Journal Proceedings*, 1975, lk 20–28.
- [63] „CEN/TR 15868:2018. Survey on provisions valid in the place of use used in conjunction with the European concrete standard and developing practice“.
- [64] A. Shpak ja S. Jacobsen, „Requirements and recommendations for frost durable concrete. Test methods. Overview of national and international standards, codes, committees, representative projects“, *DACS Report*, kd 6.

- [65] M. Kiisa, S. Sein, J. Šommet, K. Lellep, J. Vanamõisa, ja R. Aunpu, „Teedehituslik betoon kasutuseaga 100 aastat ja rohkem“, Tallinn, apr 2022.
- [66] „CEN/TS 12390-9:2016. Testing hardened concrete - Part 9: Freeze-thaw resistance with de-icing salts - Scaling“.
- [67] „EVS 814:2020. Normaalebetooni külmakindlus. Määratlused, spetsifikatsioonid ja katsemeetodid“.
- [68] „NS-EN 206:2013+A1:2016+NA:2020 Concrete — Specification, performance, production and conformity“.
- [69] „SS 137244:2019. Concrete testing - Hardened concrete - Scaling at freezing“.
- [70] „LVS CEN/TS 12390-9:2017 Testing hardened concrete - Part 9: Freeze-thaw resistance with de-icing salts - Scaling“.
- [71] „CEN/TR 15177:2006 Testing the freeze-thaw resistance of concrete - Internal structural damage“.
- [72] „EN 12350-7:2019 Testing fresh concrete - Part 7: Air content - Pressure methods“.
- [73] „EVS-EN 480-11:2005. Admixtures for concrete, mortar and grout - Test methods - Part 11: Determination of air void characteristics in hardened concrete“.
- [74] A. Lessuk, „SFS 7022:2019. Soome külmakindluse standardi kokkuvõte.“ Contesta Oy, Vantaa, 6. aprill 2022.
- [75] E. J. Kikas, „AJA JA KATSEKEHA KUJU MÕJU NORMAALBETOONI KÜLMAKINDLUSELE“, Magistritöö, Tallinna Tehnikaülikool, Tallinn, 2022.
- [76] J. Bonzel ja E. Siebel, „Neuere Untersuchungen über den Frost-Tausalz-Widerstand von Beton“, *Betontechnische Berichte*, kd 1976, 1977.
- [77] V. Hartmann, „Optimierung und Kalibrierung der Frost-Tausalz-Prüfung von Beton - CDF-test“, Doctoral dissertation, Universität Duisburg-Essen, Essen, 1992.
- [78] R. Auberg, „Zuverlässige Prüfung des Frost-und Frost-Tausalz-Widerstands von Beton mit dem CDF-und CIF-Test. Essen: Universität Gesamthochschule“, *Mitteilungen aus dem Institut für Bauphysik und Materialwissenschaften*, kd 6, 1999.
- [79] P. Utgenannt, *The influence of ageing on the salt-frost resistance of concrete*, kd 1021. Lund University, 2004.
- [80] M. Nõulik, „KIVISTAMISKESKKONNA MÕJU BETOONI SURVETUGEVUSELE“, Magistritöö, Tallinna Tehnikaülikool, Tallinn, 2021.
- [81] „EVS-EN 12390-7:2019. Kivistunud betooni katsetamine. Osa 7: Kivistunud betooni tihedus“.
- [82] G. E. Troxell, „The effect of capping methods and end conditions before capping upon the compressive strength of concrete test cylinders“, *Proceedings, American Society of Testing and Materials*, 1942, lk 1038–1044.

- [83] C. W. French ja A. Mokhtarzadeh, „High strength concrete: effects of materials, curing and test procedures on short-term compressive strength“, *PCI Journal*, kd 38, nr 3, lk 76–87, 1993.
- [84] L. Brunarski ja M. Dohojda, „An approach to in-situ compressive strength of concrete“, *Bulletin of the Polish Academy of Sciences. Technical Sciences*, kd 64, nr 4, 2016.
- [85] H. F. Gonnerman, *Effect of size and shape of test specimen on compressive strength of concrete*. Structural materials research laboratory, 1925.
- [86] S. Iffat, „Relation between density and compressive strength of hardened concrete“, *Concrete Research Letters*, kd 6, nr 4, lk 182–189, 2015.
- [87] P.-C. Aitcin ja P. Laplante, „Long-term compressive strength of silica-fume concrete“, *Journal of Materials in Civil Engineering*, kd 2, nr 3, lk 164–170, 1990.
- [88] H. Al-Khaiat ja N. Fattuhi, „Long-term strength development of concrete in arid conditions“, *Cem Concr Compos*, kd 23, nr 4–5, lk 363–373, 2001.



**LISAD**

**Lisa 1 Survetugevuse katseandmed**

Puurimistehnoloogia	Katmisviis	Frees	Tähis	d <sub>m</sub> , mm	A <sub>c</sub> , mm <sup>2</sup>	Purustav jõud, kN	f <sub>c</sub> , MPa	Keskmine f <sub>c</sub> , MPa	Algkaal, g	Kuivkaal, g	Veesisaldus, %	Veesisaldus, %
90° statiiviga	Kiirsegu	Originaal	S120-1	124	12076	725	60,0	59,6	3688	3497	5,46	5,38
			S120-2	124	12076	715	59,2		3622	3442	5,22	
			S120-3	124	12076	718	59,5		3655	3465	5,47	
90° statiiviga	Kiirsegu	Originaal	S90KK-1	105	8659	519	59,9	57,5	2245	2131	5,31	5,45
			S90KK-2	105	8659	476	55,0		2251	2131	5,62	
			S90KK-3	105	8659	349	40,3		2232	2117	5,43	
90° statiiviga	Kiirsegu	Originaal	S80-1	74	4301	201	46,7	47,4	737	699	5,46	5,90
			S80-2	73	4185	205	49,0		756	714	5,91	
			S80-3	73	4185	195	46,6		733	689	6,33	
90° statiiviga	Kiirsegu	Taastatud	S90ST-1	101	8012	514	64,2	62,8	2065	1961	5,35	5,51
			S90ST-2	101	8012	492	61,4		2036	1927	5,67	
10° käes hoides	Kiirsegu	Originaal	S10K-1	105	8659	502	58,0	58,9	2176	2062	5,5	5,74
			S10K-2	104	8495	502	59,1		2145	2030	5,69	
			S10K-3	105	8659	516	59,6		2189	2065	6,03	
90° käes hoides	Kiirsegu	Originaal	S90K-1	105	8659	513	59,2	58,6	2130	2020	5,48	5,68
			S90K-2	105	8659	498	57,5		2246	2123	5,81	
			S90K-3	105	8659	512	59,1		2190	2071	5,76	
5° käes hoides	Kiirsegu	Originaal	S5K-1	105	8659	529	61,1	60,1	2147	2035	5,5	5,74
			S5K-2	105	8659	516	59,6		2166	2046	5,87	
			S5K-3	105	8659	516	59,6		2183	2062	5,86	
90° statiiviga	Väävel	Originaal	S90V-1	105	8659	445	51,4	55,8	2030	1964	3,38	3,11
			S90V-2	105	8659	508	58,7		2022	1960	3,16	
			S90V-3	105	8659	497	57,4		2187	2128	2,78	
90° statiiviga	Katmata	Originaal	S90STK-1	105	8659	352	40,7	42,8	2046	1938	5,62	5,36
			S90STK-2	105	8659	400	46,2		2085	1983	5,15	
			S90STK-3	105	8659	361	41,7		2077	1972	5,3	
90° statiiviga	Katmata	Originaal	S90S-1	105	8659	336	38,8	38,8	2053	1951	5,21	5,27
			S90S-2	105	8659	380	43,9		2108	2005	5,1	
			S90S-3	105	8659	291	33,6		2088	1979	5,51	
90° statiiviga	Lihvitud	Originaal	S90L-1	105	8659	275	31,8	37,4	2120	2018	5,05	5,24
			S90L-2	105	8659	346	40,0		2103	2000	5,12	
			S90L-3	105	8659	350	40,4		2143	2030	5,56	
Ketaslõikur	Väävel	-	SVC1	101	10201	674	66,1	67,8	2423	2368	2,36	2,29
			SVC2	101	10201	691	67,7		2525	2474	2,05	
			SVC3	101	10201	709	69,5		2494	2434	2,46	
Ketaslõikur	Kiirsegu	-	SC01	101	10201	667	65,4	65,2	2378	2266	4,95	5,08
			SC02	101	10201	665	65,2		2411	2293	5,12	
			SC03	101	10201	664	65,1		2370	2254	5,17	
Ketaslõikur	Väävel	-	SCC1	101	10201	633	62,1	63,1	2468	2417	2,1	2,12
			SCC2	101	10201	641	62,8		2410	2361	2,1	
			SCC3	100	10000	644	64,4		2421	2369	2,16	

## Lisa 2 Külmakindluse katseandmed

		Keskmine d, mm	Pindala, cm <sup>2</sup>	M <sub>7</sub> , g	M <sub>14</sub> , g	M <sub>28</sub> , g	M <sub>42</sub> , g	M <sub>56</sub> , g	S <sub>7</sub> , kg/m <sup>2</sup>	S <sub>14</sub> , kg/m <sup>2</sup>	S <sub>28</sub> , kg/m <sup>2</sup>	S <sub>42</sub> , kg/m <sup>2</sup>	S <sub>56</sub> , kg/m <sup>2</sup>	S <sub>56</sub> /S <sub>28</sub> ?	S <sub>56</sub> ≤ 0,50
90° käes hoides ORIGINAAL	K90K-1	103	83	0,15	0,17	0,18	0,19	0,25	0,018	0,021	0,022	0,023	0,030	JAH	KEHTIB
	K90K-2	101	80	0,04	0,04	0,07	0,09	0,17	0,005	0,005	0,009	0,011	0,021	JAH	KEHTIB
	K90K-3	102	82	0,02	0,04	0,09	0,13	0,2	0,002	0,005	0,011	0,016	0,024	JAH	KEHTIB
90° statiiviga TAASTATUD	K90ST-1	102	81	0,07	0,16	0,25	0,32	0,42	0,009	0,02	0,031	0,040	0,052	JAH	KEHTIB
	K90ST-2	100	79	0,03	0,03	0,05	0,05	0,15	0,004	0,004	0,006	0,006	0,019	JAH	KEHTIB
	K90ST-3	100	79	0,1	0,11	0,18	0,21	0,27	0,013	0,014	0,023	0,027	0,034	JAH	KEHTIB
90° statiiviga ORIGINAAL	K90S-1	103	83	0,05	0,23	0,27	0,32	0,4	0,006	0,028	0,033	0,039	0,048	JAH	KEHTIB
	K90S-2	102	82	0,1	0,79	1,62	2,46	2,82	0,012	0,096	0,197	0,299	0,342	JAH	KEHTIB
	K90S-3	101	81	0,05	0,05	0,08	0,09	0,1	0,006	0,006	0,01	0,011	0,012	JAH	KEHTIB