



MAANTEEAMET

Kohalike mineraalmaterjalide optimaalse kasutamise uuring Eesti teedemajanduses. Killustikaluse vastupidavuse võrdlus kompleksstabiliseeritud alusega

Töö nr 2015-04



Tallinn 2015



Lepingu nr 14-00148/013 „Kohalike mineraalmaterjalide optimaalse kasutamise uuring Eesti teedemajanduses. Killustikaluse vastupidavuse võrdlus kompleksstabiliseeritud alusega“ lõpparuanne

Tellija: Maanteeamet

Aadress: Pärnu mnt 463a, 10196 Tallinn

Telefon: 6119300

Kontaktisik: Taavi Tõnts (e-mail: taavi.tonts@mnt.ee)

Teostaja: Tallinna Tehnikakõrgkool

Aadress: Pärnu mnt 62, 10135 Tallinn

Telefon: 666 4500

Vastutav spetsialist: Sven Sillamäe (sven@tktk.ee)

Tallinn 2015

Töö autor ja vastutav täitja: Sven Sillamäe.

Kaastäitjad: Margus Vaino, Artjom Melnikov, Sten-Kristjan Saarik, Sandor Laanemäe.

Konsultandid: Arvo Tinni (Tinni Management Consulting), Silver Siht (AS Teede Tehnokeskus), prof. Terhi Pellinen (Aalto ülikool), Ain Kendra (TTÜ Teedeinstituut).

Abiks olid veel: Taavi Tõnts (MNT), Janek Hendrikson (MNT), Karli Kontson (MNT), Martti Kiisa (TTK), Rein Freiberg (Pigipada OÜ), Alar Tooming (LEAS), Sander Nõmme (LEAS), Lauri Stimmer (Nordecon AS), Laas Õun (Nordecon AS), Madis Padu (Nordecon AS), Kristjan Lill (TTÜ Teedeinstituut), Rando Purge (Baltflex AS), Timo Vares (Roadservice OÜ), Priit Willbach (Tallinna LV), Raul Oja (IceConcept OÜ), ViaCon Eesti AS.

Sisukord

SISSEJUHATUS.....	6
1. KIRJANDUSE ÜLEVAADE STABILISEERITUD SEGUEST.....	7
1.1. Eesti juhendid	7
1.2. Eesti uuringud	9
1.2.1. Põlevkivituha kasutamise uuring ehk OSAMAT	9
1.2.2. Nõrga kivi vääristamise teadusuuring	10
1.3. Soome ja Rootsi materjalid.....	11
1.3.1. Rootsi uuringud	11
1.3.2. Soome uuringud	12
1.4. Soome stabiliseeritud katendikihtide juhend	14
1.5. Teaduskirjandusest üle maailma.....	18
1.6. Erinevates normides ja kirjanduses esinevad stabiliseeritud kihtide arvutusparameetrid	25
1.7. Kokkuvõte kirjandusest seoses stabiliseeritud segudega.....	27
1.8. Ekspertide mõtted stabiliseeritud segudest.....	28
2. OBJEKTIKÜLASTUSED JA TEEREGISTRI ANALÜÜS – OLUKORD STABILISEERITUD KIHITIDEGA EESTIS.....	32
2.1. Veesisalduse mõõtmised.....	33
2.2. Proovikehade puurimine olemasolevatelt teedelt	37
2.3. Stabiliseeritud kihte sisaldavate teelõikude analüüs Teeregistri andmete põhjal	40
2.3.1. Koormussageduste leidmine	41
2.3.2. Stabiliseeritud alustel esinevad defektid	42
2.3.3. Bituumenstabiliseeritud alused.....	45
2.3.4. Tsementstabiliseeritud alused	52
2.3.5. Kompleksstabiliseeritud alused.....	57
2.3.6. Teekatte tasasus.....	62
2.3.7. Stabiliseeritud aluste omavaheline võrdlus	64
2.3.8. Kokkuvõte stabiliseeritud kihtide analüüsist.....	67

2.3.9.	Lõhestustõmbetugevuse põhine analüüs	68
2.3.10.	Survetugevuse põhine analüüs.....	70
3.	KATSETUS TTK KATSEKASTIS	73
3.1.	Kasutatud materjalid ja ehitamine	73
3.2.	Andurite paigutus.....	81
3.3.	Katse käik	84
3.3.1.	Koormamine	84
3.3.2.	Katse käigu kirjeldus ja tulemused.....	93
3.4.	Katsekeha lammutamine	100
3.5.	Proovide võtmine ja nende analüüs	104
3.5.1.	Stabiliseeritud sektsioon.....	104
3.5.2.	Killustikusektsioon.....	107
3.5.3.	Liiv	117
3.5.4.	Kandevõimete mõõtmine	118
3.5.5.	Vaatlused mikroskoobiga	122
3.6.	Andurite analüüs	127
4.	KILLUSTIKALUSE TOIMIVUSE ANALÜÜS	132
4.1.	Katendi toimivus killustikaluste vaatevinklist.....	133
4.2.	Katendiarvutuse seos killustikalusega	137
4.3.	Kuidas killustikalused töötavad ehk kuidas need mõjutavad teekatendi toimivust.....	138
5.	JÄRELDUSED JA SOOVITUSED	145
5.1.	Stabiliseeritud kihid	145
5.2.	Killustikalused, katendiarvutus ja muud.....	147
	KOKKUVÕTE.....	149
	VIIDATUD ALLIKATE LOETELU.....	150

Sissejuhatus

Maanteeameti peadirektori käskkirja nr 270, 16.09.10 „Freesipuru kasutamine“ järgselt on piiratud perspektiivse LS20 korral (8000 sõidukit ööpäevas) freesipuru kasutamine stabiliseeritud alustes. Seoses freesipuru suurenenud tekkega objektidelt on otstarbekas uurida, kas freesipurust valmistatud kompleksstabiliseeritud (KS 32) alus on ajas piisavalt püsiv, saamaks seda kasutada killustikaluste ülemise osa asendajana ka üle 8000 AKÖL teelõikudel. Eeldatavasti tooks see kaasa ka mõningase objektide maksumuse vähenemise, kuna kompleksstabiliseeritud alus on killustikalusest arvutuslikult oluliselt tugevam.

Peamine probleem seoses stabiliseeritud kihtidega on küsimus selle pikaajalisusest – kas see tagab sama või parema teekatendi toimivuse, nagu killustikaluste rajamisel.

Küsimuse lahendamiseks uuriti saadaolevat teaduskirjandust, tehti analüüs Teeregistri põhjal, sooritati täismõõduline teekonstruktsiooni katsetus TTK teekonstruktsioonide laboratooriumis, kus võrreldi omavahel killustikust ja kompleksstabiliseeritud kihist valmistatud alust ning külastati nii juba valminud kui valmimisel objekte, kus on kasutuses KS32.

Töö on jaotatud järgmisteks sektsioonideks:

- kompleksstabiliseerimist käsitleva kirjanduse ülevaade nii Eestist, kui välismaalt;
- valminud objektide KS kihtidest proovide puurimine ja laboratoorne analüüs;
- ehitatavate KS kihtide vaatlus erinevatel objektidel;
- stabiliseeritud kihte sisaldavate teekatendite analüüs Teeregistri andmete põhjal;
- TTK teekonstruktsioonide seadmes sooritatud katse kirjeldus ja analüüs;
- killustikaluste toimivuse analüüs;
- järeldused ja kokkuvõte.

1. Kirjanduse ülevaade stabiliseeritud segudest

1.1. Eesti juhendid

Tee ehitamise kvaliteedi nõuded [1] toovad kompleksstabiliseerimise kohta välja järgmised nõuded:

- stabiliseeritud segud valmistatakse asfaltbetoonkatte freesimisel saadud materjalist uute materjalide lisamisega või uutest täitematerjalidest.
- stabiliseeritud segude terastikulised koostised peavad vastama määruse lisas 11 esitatud nõuetele, mis on esitatud graafikul joonisel 3.14.
- stabiliseeritud segu nõuetekohane koostis saadakse vajalike omadustega täitematerjali lisamisega. Lisatava täitematerjali omadused on kompleks- ja bituumenstabiliseerimise puhul kirjeldatud standardis EVS-EN 13043 ning tsementstabiliseerimise puhul standardis EVS-EN 13242.

Kompleksstabiliseerimise osas on öeldud järgmist:

- Kompleksstabiliseerimisel kasutatakse sideainena samaaegselt bituumenemulsiooni C65B5, C60B4 või vahtbituumenit, mille lähtebituumen on 160/220, ja hüdraulilist teesideainet HRB 32,5. *Maanteeameti selgitus 03.06.15 nr 17-3/15-00524/008 ütleb, et kuna teesideainet HRB 32,5 enam ei toodeta ning see ei sisaldu ka Euroopa standardis 13282, siis segude projekteerimisel tuleb lähtuda segureseptist saavutamaks vajalikku stabiliseeritud kihi tugevust.*
- Summaarse bituumeni keskmine sisaldus peab olema vahemikus 2,8–3,5% ja üksikproovil võib olla vahemikus 2–4% segu massist.
- Hüdraulilise teesideaine keskmine sisaldus peab olema vahemikus 1,5–2,5% segu massist ja üksikproovil võib olla vahemikus 1,2–2,8% segu massist;
- Seitsme päeva vanuste proovikehade survetugevus peab olema vähemalt 1,5 MPa ja 28 päeva vanuselt vahemikus 3–12 MPa või kaudne tõmbetugevus (20 °C juures) seitsme päeva vanuselt vähemalt 0,35 MPa ja 28 päeva vanuselt vahemikus 0,5–0,9 MPa.

Lisaks on toodud bituumenstabiliseerimise osas, et keskmine summaarne bituumenisisaldus bituumeniga ja bituumenemulsiooniga stabiliseerimisel peab olema alustel (BS 32) vahemikus 2,8–3,5% segu massist ja üksikproovil vahemikus 2–4% segu massist ning katetel (BS 16) vastavalt 3–4% ja 2,5–4,5% segu massist.

Tsementstabiliseeritud segude osas on öeldud, et proovikehade survetugevus seitsme päeva vanuselt peab olema vähemalt 2 MPa ja 28 päeva vanuselt vahemikus 4–12 MPa.

Maanteeameti stabiliseeritud katendikihtide ehitamise juhendis [2] tuuakse välja erinevate stabiliseeritud segude lühiiseloostus, mis peaks olema aluseks sobiva materjali valikul teekonstruktsioonidesse. Vastavalt kasutatavale sideainele jagatakse stabiliseeritud katendikihid:

- hüdraulilise sideainega ehk tsementstabiliseeritud (TS) kihid on suure kandevõimega, kuid neis võivad tekkida kivinemisel ja temperatuuri muutumisel kahanemispraod. Paindepingete vähenemiseks vajavad nad tugevat alust.
- bituumenstabiliseeritud (BS) kihtidel on hea vee- ja ilmastikukindlus, kuid on väiksema kandevõimega.
- kompleksstabiliseeritud (KS) kihid on võrreldes tsementstabiliseeritud kihtidega elastsemad, kuid samaväärse kandevõimega.

Lisaks käsitleb stabiliseerimist **Wirtgeni külmstabiliseerimise käsiraamat** [3], mis toob välja muuhulgas järgmist:

- Bituumeni ja vähem kui 1,5 massiprotsendiga tsemendiga stabiliseeritud materjalis ei teki mahukahanemispragusid, nagu neid tekib tsemendiga töödeldud materjalis, ning katendit võib kohe liiklusega koormata tänu pinnaosakeste algnakketugevusele, mis hoiab ära katte murenemise. Materjali lõpptugevuse saavutamiseni ei tohi siiski raskeid sõidukeid, kaasa arvatud teerulle, valmis katendile parkida.
- Tsementi kasutatakse tavaliselt koos bituumenemulsiooniga. Lisaks jääktugevuse ja niiskuskindluse suurendamisele käitub tsement katalüsaatorina, mõjutades lagunemisaega ja suurendades varajast tugevust ning võimaldades seeläbi katendit kiiremini koormata. Tsemendi ja bituumenemulsiooni kombineerimist käsitlevad uuringud on näidanud, et tsementi võib lisada kuni 1,5 massiprotsenti, ilma et stabiliseeritud kihi väsimusnäitajad oluliselt halveneksid.
- Tsemendiga stabiliseeritud kihis liiklusest põhjustatud praod tekivad siis, kui tsemendiga töödeldud materjal on kas ülekoormatud või kui materjali väsimuspiir on ületatud. Praod saavad alguse kihi põhjast, kus liiklusest põhjustatud tõmbepinged on maksimaalsed ja põhjustavad maksimaalset deformatsiooni. Kuna tsemendiga töödeldud kihid on jäigad ja suhteliselt kehvade elastsusomadustega, on nad ülekoormamise suhtes äärmiselt tundlikud. Väsimuspragunemine tekib pärast korduvat koormamist, kusjuures koormamiskordi on võimalik ette prognoosida. Väsimuspraod ei tähenda veel, et materjal puruneb. Kiht suudab kanda liikluskooormust ka pragunemisjärgses seisundis, mida saab mudelleerida, vähendades tsemendiga töödeldud kihis elastsusmoodulit. Pragude tihedus ja laius suureneb sedamööda, kuidas kiht edasise korduva koormamise tagajärjel laguneb. Elastsusmooduli vähenemine ja läbipainde suurenemine jätkub, kuni materjal läheneb stabiliseerimiseelsele (sõmerale) seisundile.
- Uuringud on näidanud, et enam kui 2 massiprotsendi tsemendi lisamine mõjub halvasti stabiliseeritud kihi väsimusomadustele. Seepärast piirduakse tavaliselt kuni 1,5% tsemendi lisamisega ning 2% on absoluutne maksimumkogus, mida ei tohi ületada.

1.2. Eesti uuringud

Eestis on lähiajal avaldatud kaks uuringut, mis käsitlevad stabiliseeritud segusid. Mõlema uuringu eesmärgiks on olnud mittetraditsioonilise ja küsitava kvaliteediga materjalide kasutamine – põlevkivi kasutamisest järelejäanud tuhk [4] ja põlevkivi kaevandamisest tekkiv aheraine [5].

1.2.1. Põlevkivituha kasutamise uuring ehk OSAMAT

Uuringus [4] keskenduti põlevkivituha kasutamisele nii kiht- kui mass-stabiliseerimistöodes. Kihtstabiliseerimise jaoks tehti laboriuuringute programm ja ehitati katselõik. Käesoleva töö jaoks on huvipakkuvad järgmised OSAMATi uuringu aruandes välja toodud mõtted:

- Tööde kvaliteedikontrolli raskendas mitme taaskasutatava materjali samaaegne kasutamine (vana teekate, aheraine ja tuhk). Laboriuuringutest saadud optimaalse veesisalduse väärtused ei olnud objektil sobilikud ja seega tuli kontrolli teha jooksvalt.
- Stabiliseeritud segu segamine tee peal tekitas tee ristlõikes erineva terakoostisega materjali. Seega tuleb terakoostist tee ristlõikes kontrollida.
- Optimaalse veesisalduse ja maksimaalse kuivmahumassi osas kasutati modifitseeritud Proctori haamrit, kuid kasutati 8 lööki kihile, kuna see annab stabiliseeritud materjalide puhul sama tulemuse, kui objektil rullides. Tehtavate löökide arv peaks jääma vahemikku 6...11 sõltuvalt kasutatavast täitematerjalist. Laboratoorse tihendamise võrdlus tuleb teha objektil katselõiguga.
- Ülimalt oluline on kontrollida veesisaldust, kuna see on seotud stabiliseeritud kihi tihendatavusega (kihi tihedus on otseses seoses selle omadustega). Projektis mõõdeti materjali veesisaldust objektil asetsenud mikrolaineahjuga (vastavalt standardile ASTM D4643). Oluline on ka objektil tehtav tiheduse kontroll, milleks ei olnud sobilikud ei Troxler (tuhas sisalduvate metallide tõttu) ega ka Loadman/Inspector (seadmed on liiga kerged). Lahendust tööaegsele tihedusemõõtmisele ei pakutud, vaid öeldi, et teema vajab edasist uurimist.
- Toodi välja, et väga suurt rolli mängib täitematerjali kvaliteet, kuid uuringus vaadeldi vaid terastikulist koostist, kuna see on segu käitumise peamine mõjutaja.
- Uuringus kasutati segureseptide loomiseks sõelkõveraid, kuid nenditi, et Soome kogemuste kohaselt ei tingi terastikulise koostise väljumine nõutud sõelkõverapiiridest alati halvemat kvaliteeti. Esiteks peenendab segamisfrees täitematerjali ning teiseks seob kasutatav sideaine segu ühtseks seotud struktuuriks.
- Segu sobilikkus otsustati survetugevuste ja külmumiskindluste osas. Peamine huvi oli 28 päeva survetugevused ja survetugevused peale 12 külmumis-sulatustsükli ning nende erinevus ei tohtinud olla suurem kui 30%. Kui erinevus on suurem, on märkimisväärne tõenäosus, et stabiliseeritud kiht kaotab oma tugevuse enneaegselt.
- Uuringus toodi välja, et survetugevus üle 1 MPa on hea ja üle 3 MPa on väga hea, kuid üle 12 MPa ei tohi minna vähendamaks riski temperatuuripragude tekkeks. Võrdluseks, vanade tuhkstabiliseeritud lõikude uuringus [6] toodi välja, et tuhaga stabiliseeritud kihtide survetugevused

on vahemikus 20...34 MPa ja keskmine väärtus on 25,3 MPa, mis on põhjustanud ulatuslikke põikpragusid.

1.2.2. Nõrga kivi vääristamise teadusuuring

Uuringu [5] eesmärgiks oli leida lahendusi, kuidas saaks efektiivselt ja turvaliselt (st teede eluiga lühendamata) kasutada „tavalise“ killustikuga võrreldes nõrgema kvaliteediga aherainet. Selleks prooviti killustikku immutada mitmel erineval viisil, katsetati ka erinevate stabiliseeritud segudega. Viimaste omadusi kontrolliti läbi survetugevuse, kaudse tõmbetugevuse, veekindluse ja külmakindluse nii destilleeritud kui soolvees. Proovikehad valmistati güraatortihendajaga.

Kompleksstabiliseeritud proovikehade valmistamisel kasutati tsementi 2,5%, bituumenit 3,1% ja vett 5,5%.

Uuringu järeldused olid järgmised:

- Tsement üksi mõjub lubjakivi- ja aherainekillustiku külmakindlusele negatiivselt (survetugevus vähenes algselt 2...5 MPa-lt vahemikku 0...3 MPa), kuid kasutades lisaks veel bituumenit ehk tekitades kompleksstabiliseeritud segu, negatiivne efekt kadus. Kompleksstabiliseeritud katsekehade survetugevus paekivikillustikuga proovikehadel oli 2,5...3 MPa (aherainekillustikuga oli keskmine survetugevus 1...2 MPa), mida külmutustsüklid ei vähendanud.
- Kompleksstabiliseerimine käitus erinevate katsete puhul kõige stabiilsemalt. Freesipuru lisamine suurendas nii tugevust kui külmakindlust. Freesipuru lisamine parandas ka tuhkstabiliseerimise katsetulemusi.
- Veekindluse katsed lõhestus-tõmbetugevuse osas näitasid parimaid väärtusi tuhkstabiliseerimise osas (0,35...0,7 MPa), kompleksstabiliseerimine freesipuru ja aherainekillustikuga saavutati ca 0,25 MPa (teiste proovikehade osas jäi näitaja 0,1 MPa juurde) ning tsementstabiliseerimisel 0,15...0,25 MPa.
- Kokkuvõtlikult toodi välja, et kompleksstabiliseeritud katsekehad ei näidanud katsetatud segudest suurimaid survetugevuse tulemusi, kuid need olid teiste stabiliseerimisliikidega võrreldes ühtlasemad, s.t paralleelsed proovikehad käitusid katsetamisel sarnaselt, minimaalse ja maksimaalse tulemuse erinevus oli vaid kuni 5-kordne, seejuures sama segu ja paralleelkatsete vahel valdavalt vaid kuni 2 kordne. Saavutatud survetugevused olid järgmised:
 - freesipuru ja aheraine komplekstabiliseeritud proovikehadel 1,6-4,1 MPa;
 - paekillustikuga proovikehadel 0,8-2,8 MPa;
 - aherainekillustikuga proovikehadel 0,9-2,3 MPa.
- Kompleksstabiliseeritud proovikehade katsetused näitasid, et freesipuru lisamine aheraine- või paekillustikule tõstab materjali tugevusnäitajaid, mistõttu on esmajoones otstarbeks objektidel kasutada aherainekillustikku koos freesipuruga, viimase osakaaluks soovitati 50%.
- Uuringu tulemusena soovitati vähendada nõudeid kompleksstabiliseeritud segudes kasutatavale killustikule – $LA \leq 40$ (praegune nõue ≤ 35) ja $F \leq 15\%$. Kvaliteedikontrolli osas soovitati hakata määrama lisaks 7 ja 28 päeva survetugevusele ka ka 28 päeva külmakindlust.

1.3. Soome ja Rootsi materjalid

Soome ja Rootsi uuringuid käsitles aastal 2012 TTK üliõpilane Karli Kontson lõputöös „Kompleksstabiliseerimise omadused ja TTK kompleksstabiliseeritud alusega teekonstruktsiooni katsetus“ [7]. Järgnevalt nende uuringute põhijäreldused.

1.3.1. Rootsi uuringud

Rootsis tehtid 2000. aastate alguses katselõigud bituumen- ja kompleksstabiliseeritud segudega. Katselõigud asusid kõrvalteel, millel oli suur raskeveokite liiklus. Uuringuga leiti järgmised järeldused:

- Probleeme esines katselõikude ehitamisega, kuna ei saavutatud ühtlast segamistulemust ja mistõttu ei ole osad kogutud andmed usaldusväärsed.
- KS katselõikudel oli 2000. ja 2001. aastal teostatud FWD mõõtmistel suurem jäikus võrreldes BS katselõikudega. Ühel KS katselõigul ilmnemise aluspinnase madalamast kandevõimest tingituna üsna kiirelt pikipraad. Teisel lõigul tekkisid ainult lokaalsed praod. Pragude tekkimise võimalus suureneb, kui katendi jäikus on märkimisväärselt suurem võrreldes aluspinnase kandevõimega. Nelja aasta vanuse KS katselõikude vajumikausi raadiused olid suuremad, kui BS lõikudel, kuid aastatega erinevused vähenesid. Täheledatakse ka seda, et tsemendi lisamine parandas esialgu veekindluse tulemusi.
 - KS kiht sisaldas 1% tsementi, mistõttu oli selle veekindlus esialgu suurem, kui bituumenstabiliseeritud kihil, kuid aja jooksul erinevused vähenesid.
- Mitmel katselõigul ilmnemise praod, mis aastate jooksul arenesid. KS katselõikudel ilmneb neid rohkem, kui BS katselõikudel. Kui aluspinnase kandevõime on madal, siis tsemendi lisamine stabiliseerimissegusse võib soodustada pragude tekkimist teekattes. Kui aluspinnase kandevõime ja omadused on varieeruvad, siis ei pruugi kompleksstabiliseeritud katendi suurem jäikus, tõmbe- ja survetugevus olla eeliseks.
- Kokkuvõtvalt saab öelda, et KS katendikiht oli esimestel aastatel jäigem ning vastupidavam kui BS, kuid aastate jooksul omaduste erinevused vähenesid ning kohati olid tulemused isegi samaväärsed. Tulemused näitasid ka selgelt, millist mõju omab järeldamine emulsiooniga stabiliseeritud katendikihtide tugevusomaduste arengule ajas.
- Katselõikude tulemuste analüüsimisel selgus, et madala kandevõimega aluspinnase puhul võib kompleksstabiliseeritud katend praguneda kiiremini võrreldes bituumenemulsiooniga stabiliseeritud katendiga. Seetõttu ei ole soovitatav kasutada KS meetodit teedel, mille aluspinnase kandevõime on nõrk, või kui aluspinnase omadused on varieeruvad. Tsemendi ja bituumeniga katendikihtide stabiliseerimine sobib teedele, kus aluspinnase kandevõime on hea ja eriti teedele, kus raskeliikluse osakaal on suur.
 - Kandevõimete osas tugineb FWD d60 mõõtetulemustele. Kui d60 deformatsioon oli 200 µm ja vähem, oli teealuse kandevõime hea, seevastu 300 µm ja rohkem oli nõrga kandevõimega.

1.3.2. Soome uuringud

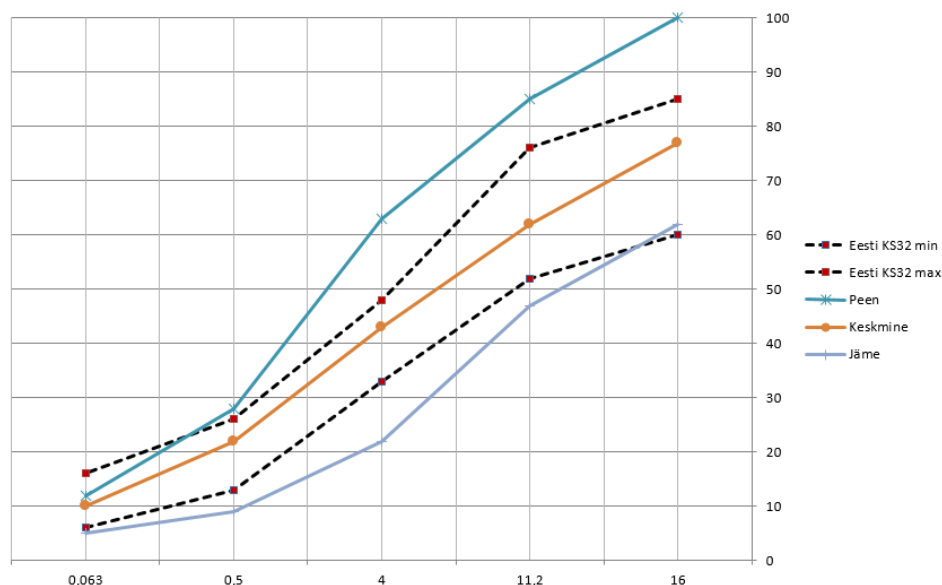
Soomes tehti 2000. aastate alguses Infra-Stabil projekt, mille eesmärgiks oli eelkõige laboratoorsete uuringutega saada rohkem teavet stabiliseeritud segudest ja vajadusel täpsustada nendele esitatavaid nõudeid. Uuringute lõpptulemusel valmis juhend stabiliseeritud katendikihtidele.

Uuringus mõõdeti stabiliseeritud segude survetugevusi (EN 13286-41), veekindlusi (EN 12697-12 ja PANK 4301), deformatsioonikindlusi (EN 12697-25), jäikusmooduleid 5, 15 ja 25 kraadi juures (Nordic SHRP Protocol: 48 ja FAS 454) ja külmakindluseid (destilleeritud ja 1% NaCl vees) betooni külmakindluse katsega (SFS 5447).

Laborikatsed tehti KS proovikehade osas, kus varieeriti terakoostisega (kolm erinevat terakoostist – peenem, keskmine ja jämedam, esitaut joonisel 1.1 võrrelduna Eestis kehtiva sõelkõveraga KS-segudele), bituumenisisaldusega (summaarne bituumenisisaldus vahemikus 2,5...4,0), tsemendisisaldusega (vahemikus 0,8...2,0 %), tihedusega (mobifitseeritud Proctor 90 ja 95%) ja segamistemperatuuriga (20...23 °C või 60 °C). Kõik segud segati uutest materjalidest, freespuru kasutati vaid ühel korral, mil selle sisaldus oli 25%. Põhjuseks oli see, et sooviti saada kontrollitud tulemusi; freespuru omadused ja kvaliteet kõiguvad reeglina suures ulatuses, mis tõenäoliselt oleks põhjustanud tulemuste liiga suure varieerivuse.

Infra-Stabil uuringu järeldused olid järgmised:

- *Veekindluse* parim tulemus saavutati peenema ja halvim jämeda terakoostisega (tulemusteks vastavalt 67 ja 50 %). Freespuru kasutamine veekindlust ei mõjutanud. Bituumeni suurem sisaldus parandas veekindlust, samuti suurem tsemendisisaldus. Proovikeha tiheduse suurendamine tõstis veekindlust märkimisväärselt.
- Parim *külmakindluse* tulemus saavutati peeneteralise ja halvim jämedateralise segu puhul. Bituumenisisalduse tõstmine parandab külmakindlust, sama lugu tsemendisisalduse tõstmisega.
- Bituumeni sisalduse tõstmine vähendas segude *jäikusmoodulit* vähesel määral, tsemendi sisalduse suurendamine tõstis oluliselt, kuid läbi selle muutusid proovikehad hapramaks. 90% tiheduse juures olnud proovikeha jäikusmoodul oli 95% tiheduse juures olnud proovikeha jäikusmoodulist poole väiksem.
 - kui proovikeha tihedus oli 95 % Proctor tihedusest, siis jäikusmoodul oli 5690 MPa, seevastu 90 % Proctor tihedusest proovikehade jäikusmoodul oli umbes 2750 MPa.



Joonis 1.1. Soome Infra-Stabil uuringus kasutati kolme erinevat terakoostist – peene, keskmise ja jäme, mida on siinjuures võrreldud Eestis kehtiva KS sõelkõveraga.

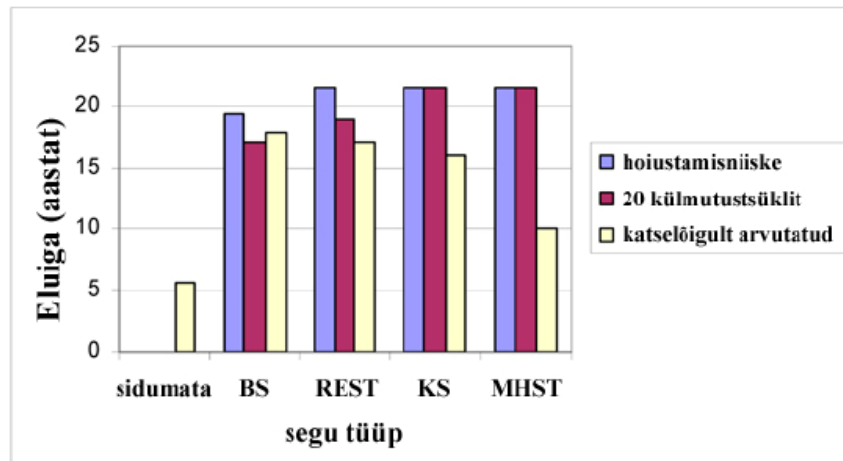
Senise Proctor-meetodi asemel eelistati proovikehad valmistada guraatortihendajaga, mille kasutamine sobib hästi freespuru sisaldavate soojalt tihendatavate proovikehade valmistamiseks. Guraatortihendajaga on võimalik täpsemalt määrata proovikehade lõpptihedust, mis omakorda võimaldab paremini valmistada proovikehasid, mille tihedus vastab reaalsele teeobjekti olukorrale.

Kui stabiliseerimistööde jaoks tehakse eelkatseid, tuleb välja selgitada segu optimaalne niiskus ja maksimaalne tihedus, veekindlus ja sideainesisaldus. Terastikuline koostis peab olema sõelkõvera välja piires.

KS segust proovikehade puhul täheldati, et tsemendi ja bituumeni suhe 0,33 on hea lähtekoht retsepti koostamiseks. Tsement seob ülemäärast vett ja materjali tugevnemine on kiirem. Tsemendi sisalduse muutus segus avaldas proovikehade jäikusmoodulitele suurt mõju. KS segul on väga hea deformatsioonikindlus ja segu jäikusmooduli temperatuuritundlikkus väike.

Stabiliseerimismeetodi valikul soovitati lähtuda konkreetsetel teelõigul eksisteerivatest tingimustest, arvestades, et KS ja BS segudel on hea deformatsioonikindlus, KS segudel hea veekindlus ja BS segudel kohanevad paremini liiklusest tingitud tõmbepingetega.

Uuringutega püüti hinnata ka erinevate stabiliseerimisliikide eluigasid. Lähtealuseks võeti 30 ja 90 päeva vanuste proovikehade jäikusmoodulid. Lisaks määrati jäikusmoodulid peale 20 külmutustsükli. Eluead arvutati mehaanilis-empiirilise käsitlemisega APAS-3 katendiarvutusprogrammiga. Kolmandaks arvutati stabiliseeritud kihtide jäikusmoodulid Vöyri katselõikudelt saadud FWD mõõtmistulemuste abil. Tulemused on siiski pigem kaudsed, kuna katselõikudel kasutatud segud erinesid laboratooriumis valmistatud segudest. Tulemused on esitatud joonisel 1.2.



Joonis 1.2. Mehaanilis-empiriilise käsitleusega arvatud stabiliseeritud segude eeldatavad eluead võrreldes katselõigult mõõdetud FWD tulemuste alusel arvatud elueaga. BS on bituumenstabiliseerimine, REST on *remix*-tehnoloogial põhinev stabiliseerimise liik, KS on kompleksstabiliseerimine ja MHST on räbuliivaga stabiliseerimine. REST ja MHST ei ole Eestis kasutatavad.

Soomes eeldatakse, et kui valmistatud segu vastab projekteerimisjuhendile, on tema omadused ja eluead tagatud. Seguretsept võidakse koostada ka katsete alusel ja seda juhul, kui soovitakse olla kindlad segu toimivuses või siis, kui seguretsept väljub mingil põhjusel juhendis etteantud piiridest.

Uuringu tulemusel soovitati, et katselise KS retsepti koostamisel tuleks lähtuda järgmistest nõuetest:

- 7 päeva vanuste proovikehade lõhestus-tõmbetugevus (EN 12697-23) 10 °C juures peab olema vähemalt 1 MPa;
- KS segu veekindlus (EN 12697-12) peab olema vähemalt 50 %;
- KS segu külmakindlus (PANK 4305, proovikeha vanus katse alguses 28 päeva) peab olema vähemalt 40 %.

Kompleksstabiliseeritud katend seab kõrgemad nõudmised aluspinnase kandevõimele, mistõttu teatud tingimustes ei ole kompleksstabiliseerimine õige lahendus. Teede kapitaalsel renoveerimisel ja seejuures kompleksstabiliseerimist kasutades tuleb juba projekteerimise etapis pöörata tähelepanu vee ärajuhtimisele konstruktsioonist igal aastaajal.

1.4. Soome stabiliseeritud katendikihtide juhend

Soomes kasutatakse stabiliseeritud katendikihtide projekteerimisel juhendit „Päällysrakenteen stabilointi“ [8], mis põhineb aastatel 2004...07 tehtud ulatuslikel uuringutel nii laboris kui katselõikudel (Infra-Stabil).

Juhendis tuuakse välja, et kompleksstabiliseerimisena mõistetakse segu, milles on kasutatud nii bituumenit kui tsementi ligikaudselt suhtena 3:1. Kompleksstabiliseerimises annab bituumen elastsuse, mistõttu „talub“ kiht mingil määral ebaühtlasi vajumeid ja külmakerkeid ning tsement jäikuse, mis annab vastupidavuse deformatsioonidele.

Stabiliseeritud kiht peab liikluskoormusele paremini vastu, kui sideainega sidumata kiht. Samuti võimaldab see jagada liikluskoormusest tulenevaid pingeid suuremale alale. Bituumenstabiliseeritud kiht on elastne, tugevus madalam ja tugevuse kasvamine aeglasem, kui tsementstabiliseeritud kihil. Viimane on jäik ehk mitteelastne, kuid sellega saavutatakse kiiresti suur kandevõime.

Stabiliseeritud alus deformeerub märgatavalt vähem, kui sama sõelkõveraga sidumata alus. Samuti terakoostis ei muutu ehk täitematerjal ei purune ja peenosiseid juurde ei teki. *Bituumenstabiliseerimise* korral liiga suur bituumeni sisaldus võib põhjustada püsivate deformatsioonide teket kuumade ilmadega, kuid liiga madal bituumeni sisaldus halvendab veekindlust. Seetõttu tuleb bituumenisisalduse valimisel pidada silmas mõlemaid omadusi.

Kompleksstabiliseerimisel kasutatav hüdrauliline sideaine võimaldab suurendada kihi jäikust ja vähendada tugevusomaduste sõltuvust temperatuurist. Seega on kompleksstabiliseerimine optimaalne segu jäikuse ja elastsuse vahel. See, kas projekteerimisel kasutada pigem jäikuse (ehk survetugevuse) või elastsuse (ehk lõhestus-tõmbetugevuse) nõudeid, sõltub teekonstruktsiooni külmakerkelisusest ja koormusolukorrast.

Tsementstabiliseeritud kiht ei deformeeru, kuid kuna sel pole elastsust, peab tee aluse kandevõime olema suhteliselt kõrge ning püsiv. Seetõttu on tsementstabiliseeritud kihi kasutamisel väga oluline, et selle alus oleks hästi drenitud ja vee ärajuhtimissüsteemid toimiksid hästi. Teekonstruktsiooni jääv vesi on stabiliseeritud kihi omadustele kahjulik. Tsementstabiliseeritud kihi omadused halvenevad vee ja soola koosmõjul, mistõttu tuleks nende sattumist kihti vältida kasutades kattes näiteks tihedat asfaltbetooni.

Tabelis 1.1 on esitatud eri stabiliseerimisliikide alla jääva aluse minimaalne arvutuslik kandevõime (Soomes arvutatakse Odemarki meetodiga ja mõõdetakse staatilise plaadiga), külmakerkelisus (vastavalt Soome sõelkõveratele) ja liikluse iseloomustus toomata siiski välja konkreetsemaid väärtuseid.

Lisaks on Soome juhendis toodud välja, et ehitamise ajal peab stabiliseeritud kihi alla jääva kihi kandevõime olema vähemalt 90...100 MPa.

Tabel 1.1

Soome juhendi nõuded seoses stabiliseeritud segude kasutamisevõimalustega

Omadus	Bituumenstabi.	Kompleksstabi.	Tsementstabi.
Minimaalne alla jääva kihi kandevõime	70 MPa	80 MPa	100 MPa
Külmakerkeomadused	Kergelt külmakerkeline	Kergelt külmakerkeline	Külmakerkekindel
Liiklussagedus	Suur	Suur	Suur
Liikluskoormus	Vähene	Keskmine	Suur

Projekteerides stabiliseeritud kihte, tuleb määrata:

- Olemasoleva teekatendi kihtide paksused (tehes rekonstrueerimist);
- Asfaltbetooni/freespuru sideainesisaldus ja terakoostis;
- Killustiku terakoostis;
- Stabiliseeritud kihi alla jääva kihi kandevõime;
- Teekonstruktsiooni külmakerkelised omadused.

Stabiliseeritud kihtides kasutatava killustiku LA peab olema vähemalt 40 ja plaatsustegur alla 50%. Juhendi mõistes on stabiliseeritud omadused tagatud, kui segu vastab juhendis toodud nõuetele (terastikuline koostis, sideainesisaldus, tihedusaste) ning segu projekteerimisel peab kontrollima vaid survetugevust või lõhestus-tõmbetugevust olenevalt objekti oludest.

Kompleksstabiliseeritud segu peab tagama järgmised omadused:

- 7 päeva vanuse proovikeha lõhestus-tõmbetugevus 10 °C juures vähemalt 1 MPa vastavalt SFS-EN 12697-23;
- veekindlus vähemalt 50% vastavalt SFS-EN 12697-12;
- külmakindlus vähemalt 40% vastavalt PANK 4305 või SFS 5447 (betooni külmakindlus). Proovikeha vanus testi algades peab olema 28 päeva.

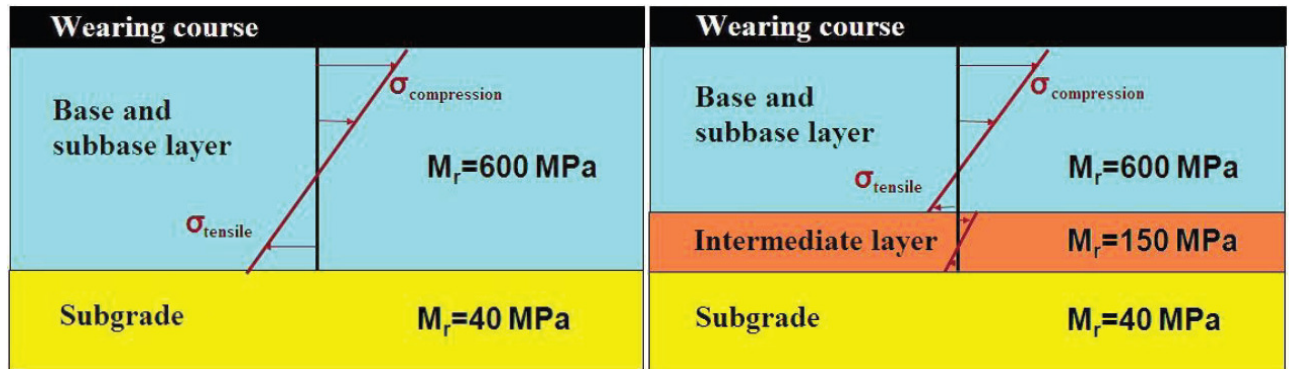
Juhendis tuuakse välja ka kõik testmetoodikad, mille abi saab kontrollida stabiliseeritud kihtide omadusi:

- tihedus peab olema vähemalt 95% modifitseeritud Proctori järgi (tsementstabiliseeritud proovikehal vastavalt 96%);
- veekindlus vastavalt EN 12697-12 (asfaltkatete veekindlus), EN 12697-23 (asfaldi lõhestus-tõmbetugevus – määratakse kuivalt ja pärast vees säilitamist);
- survetugevus vastavalt EN 13286-41;
- deformatsioonikindlus vastavalt EN 12697-25 A – cyclic compression test;
- jäikusmoodul vastavalt SHRP Protocol: P46 Resilient modulus of unbound granular base/subbase materials and subgrade soils;
- külmakindlus destilleeritud ja soolvees vastavalt PANK 4305 ja SFS 5447 (betooni külmakindlus);
- Külmakerketest spetsiaalse seadmega;
- TS-test vastavalt PANK 9002 (*tube suction test*).

InfraRYL [9] toob välja veel selle, et katte paigaldamine puhastatud stabiliseeritud segule peaks toimuma võimalikult kiiresti peale stabiliseerimistööde lõppu.

Allikas [10] tuuakse sama põhimõtte, mis on olemas ka Soome juhendites seoses stabiliseeritud kihiga ehk selle all peab olema piisava kandevõimega alus (tabel 1.1). Allikas keskendub küll sidumata segudele, kuid on kasutatav ka stabiliseeritud katendikihi kontekstis. Peamiselt on see seotud sellega, et suure elastsusmooduliga kihi tihendamisel madala elastsusmooduliga kihile ei saavutata piisavat tihedusastet, mis on omakorda otseses seoses kihi hilisema toimivusega (käsitletakse täpsemalt peatükis 4).

Allikas [10] tuuakse välja, et üksteise peale paigaldatavate kihtide elastsusmoodulite erinevused ei tohiks olla väga suured. Vastasel juhul tekivad kõrge elastsusmooduliga kihi alapinda suured tõmbepinged ja kihi efektiivsus langeb või on kihi eluiga planeeritust lühem (joonised 1.3 ja 1.4).



Joonised 1.3 ja 1.4. Katendiarvutuse üheks põhimõtteks on, et kihtide elastsusmoodulite erinevus ei oleks väga suur, vastasel juhul tekib tugevama kihi alapinda suured pingekonsentratsioonid, mis vähendavad kihi efektiivsust või aegamööda purustavad selle.

Sama põhimõte on välja toodud ka Elastsete teekatendite projekteerimise juhendis 2001-52 [11] tabelis T11.1 (joonis 1.5). Esitatud suhtarvud on soovituslikud, kuid sellegipoolest tuleb katendi konstrueerimisel jälgida, et elastsusmoodulites ei toimuks järsku väga suuri hüppeid, vastasel juhul on raskusi selle kihi tihendamise ja hilisemal ekspluatatsioonil ei suuda oluliselt nõrgem kiht tugevamat toetada, mistõttu tekivad kokkupuutepunktides suured pingekonsentratsioonid, mis vähendavad katendi efektiivsust.

Katendikiht	E-mooduli suhe	
Asfaltbetoon	2 – 3	3 – 5
Sideainega töödeldud alus		
Sideainega töötlemata alus või aluse alumine kiht	2,5 – 3,5	3 - 4
Dreenikiht	2,5 – 3,5	
Pinnas	2 - 4	

Joonis 1.5. Allikas [11] esitatud soovitus erinevate kihtide elastsusmoodulite suhete osas.

Pinged teekonstruktsioonis jagunevad joonisel 4.15 kujutatud viisil. Sarnaselt peaks välja nägema ka üksteise peale paigutatud katendikihtide elastsusmoodulid – võimalikult ühtlaselt ja vältides väga suuri hüppeid, nagu esitatud joonistel 1.3...1.5.

1.5. Teaduskirjandusest üle maailma

Teaduskirjanduses käsitletakse kompleksstabiliseerimist (täpsemalt, kahe sideaine – orgaanilise ja hüdraulilise – samaaegset kasutamist) erinevatest vaatenurkadest:

- Üheks eesmärgiks on külmalt segatud asfaltbetoonkihtide omaduste parandamine. Külmalt segatud asfaltbetoonkihtide tugevusomadused on alguses oluliselt madalamad, kui kuumalt segatud segul, kuna kihi sisse jääb vesi, mille eemaldumine ja seega vajalike sidemete tekkimine võtab aega. Tsemendi kasutamiseega eemaldatakse vaba vesi, mistõttu tugevusomadused saavutatakse kiiresti;
- Taaskasutatud materjalide kasutamine, mille omadused on halvemad, kui uute materjalide. Eelkõige peetakse silmas freespuru taaskasutamist teekatendites väljaspool asfaltkatteid. **Allikas [12]** tuuakse välja, et sideainete kasutamine on vajalik tagamaks taaskasutatud materjalide puudujääke tugevuses ja et tõsta terve aluse tugevusomadusi. **Allikas [13]** tuuakse välja, et tsemendi ja bituumeni kasutamise eesmärk on tagada kihile hea väsimuskindlus ja tugevus.
- Teekatendite taastusremontide tegemine ehk selleasemel, et vahetada välja killustikalus, segatakse see kokku asfaldipuru, bituumeni ja tsemendiga (ing. *full depth reclamation*).

Seega pööratakse teaduskirjanduses palju tähelepanu sellele, kuidas vähendada uute ja juba olemasolevate teekatendite ehitamiseks vajaminevaid ressursse ja kasutada võimalikult palju taaskasutatavaid ehitusmaterjale. Mõlemaid eesmärke võimaldab hästi tagada bituumeni ja tsemendi samaaegne kasutamine.

Allikas [14] selgitatakse, kuidas toimub kompleksstabiliseeritud kihis tugevuse arenemise protsess:

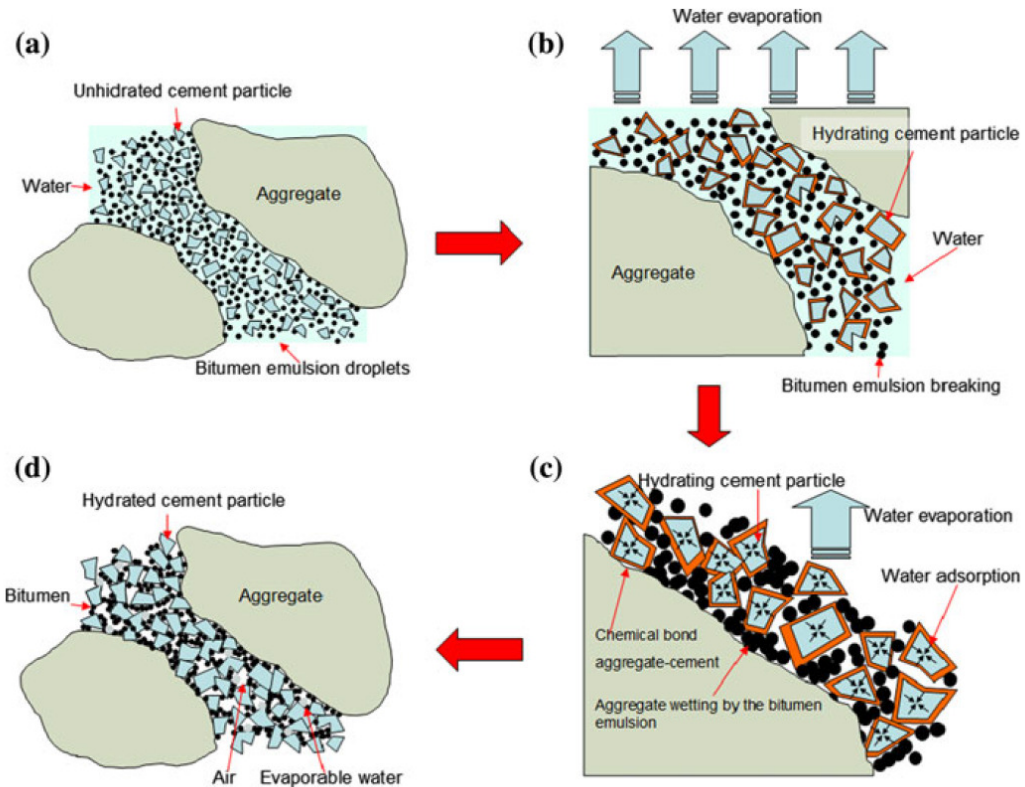
Kohe pärast segamist moodustub (eelduslikult) homogeenne segu täitematerjalidest, veest, bituumenitilkadest ja tsemendist (joonis 1.6a). Sel momendil täitematerjali ja tsemendiosakesed on niisked ning bituumeni ja täitematerjali vahel ei ole veel kontakti, kuna bituumenemulsioon ei ole veel lagunenu.

Vee eemaldumise kiirus segust ja seega ka segu tugevuse arenemine sõltub temperatuurist, õhuniiskusest, segu poorsusest ja veeläbilaskevõimest ning sellest, kui suurel määral hakkab endaga vett siduma tsement. Kuivamisprotsessis bituumenitilgad hakkavad koonduma moodustades suuremaid tilkasid. Mingil momendil kuivamisprotsessis emulsioon laguneb. Segusse pääseb õhk vabastades täitematerjali pinna veest võimaldades bituumenil nakkuda täitematerjaliga. Bituumen tekitab omamoodi kapillaartoime täites vee poolt vabanenud ruumi, mille tagajärjel segu mehaanilised omadused paranevad.

Vee aurumise protsess toimub sinnamaani, mil gravitatsioonijõud saab suuremaks kapillaartõusu jõust stabiliseeritud kihi pealispinna ja sisemuse vahel. Veesisalduse muutus sõltub seega ümbritsevast õhuniiskusest. Kuivamisprotsessi saab oluliselt kiirendada lisades segusse materjali, mis seob endaga vett – tsementi.

Segus oleval tsemendil on mitu efekti – väljaauruva vee kiirem eemaldamine ja emulsiooni pH muutmine tekitades selle kiirema lagunemise (joonis 1.6b). Segu tugevuse kasvamine kiireneb, lisaks tekitab tsement suurema veekindluse, kuna tekitab täitematerjalide vahele keemilise sideme (joonis 1.6c). Erinevad autorid on toonud välja, et juba väikse koguse tsemendi lisamisega (2...3%) tõuseb segu jäikus suuremaks, kui on kuumalt segatud asfaltbetoonil. Üle 3% tsemendisisaldus (filleri asendamine Portland tsemendiga) muudab segu rabedaks.

Töö [14] eesmärgiks oli uurida külmsegusid asfaltsegude asendajatena. Leiti, et ilma tsemendilisandita ei saavutanud külmalt segatud segu ka mitte pikaajalisel hoiustamisel (28 päeva) sama jäikust kui asfaltsegu. Asendades osa fillerist (1,5...6% kaalust) Portland tsemendiga, kasvas segu jäikus progressiivselt. Uuringu kokkuvõtteks leiti, et külmsegudega on võimalik saavutada tavalise asfaltbetooniga võrreldes kõrgemaid survetugevusi ja samu elastsusomadusi.



Joonis 1.6. Tsemendi ja bituumeni samaaegne kasutamine täitematerjali sideainena. Osa sidemetest moodustab tsement ja osa bituumen. Samuti paiknevad tsement ja bituumen vaheldumisi, mistõttu võimaldab tsement jäikust, aga bituumen elastsust.

Allikas [13] käsitletakse Itaalia kogemusi teekatendite rekonstrueerimisel kasutades objektil segatud stabiliseerimist. Itaalias kasutatakse kompleksstabiliseerimisel tsementi tavaliselt 1...2,5% täitematerjali massist ja bituumenit lisatakse vahustatud kujul või emulsioonina 2...3,5% täitematerjali massist.

Uuringus tuuakse välja, et väikse tsemendi ja bituumenisisaldusega segu käitumine sõltub pingelukorrist ja käitub sarnaselt sidumata seguga (ehk segus ei ole piisavalt sideainet tekitamiseks tugevaid sidemeid). Tõstes bituumenisisaldust, kuid jättes tsemendisisalduse madalaks, tõuseb bituumeni/tsemendi suhtarv ning suureneb segu koheosioon ja temperatuuritundlikkus, tulemuseks bituumenstabiliseeritud segu, mille omadused on sarnased asfaltbetoonile. Kõrgema tsemendisisalduse ehk madala bituumen/tsemendi suhtarvuga segu muutub jäigemaks ja tundlikumaks temperatuuripragunemisele. Hüdrauliline sideaine parandab segu omadusi vahetult segamise järgselt ja bituumen seob endaga peenosiseid tõstes segu vastupidavust ja vähendab niiskustundlikkust.

Uuringus uuriti segu, mis koosnes asfaldipurust (50 %), täitematerjalist, 3% bituumenemulsioonist ja 2% tsemendist. Valmistatud segu osas uuriti jäikust (ing. *stiffness*), vastupidavust korduvale koormamisele ja niiskusele. Uuringu tulemusel leiti, et hüdraulilise sideaine tõttu on temperatuuril suur roll segu omaduste arenemisel ajas. Kõrgema temperatuuri juures saavutas segu tugevusomadused kiiremini, kui madalama temperatuuri juures, kuid lõppkokkuvõtteks saavutasid kõik segud samad omadused olenemata hoiustamistemperatuurist (segud tahenesid kolmel erineval temperatuuril +40, +20 ja +5 kraadi, kuid hoiustamisaeg oli erinev).

Kompleksstabiliseeritud segu moodul sõltub temperatuurist, kuid temperatuuri mõju on oluliselt väiksem, kui asfaltbetoonil (joonis 1.7). Samas on kompleksstabiliseeritud kihil väiksem vastupidavus dünaamilisele koormusele, kui asfaldil, s.t see ei suutnud võtta vastu nii suuri deformatsioone, kui asfaltbetoon (joonis 1.8). Põhjuseks on tsemendi poolt tekitatavad jäigad sidemed. Siiski toodi välja, et tavaliselt on tealuste deformatsioon umbes 50 µm ja selle juures on kompleksstabiliseeritud kihil sama vastupidavus, kui asfaltbetoonil. Kompleksstabiliseeritud kihil on väga hea veekindlus ja see ei sõltunud sellest, mis temperatuuril lasti proovikehasid teheneda (joonis 1.9).

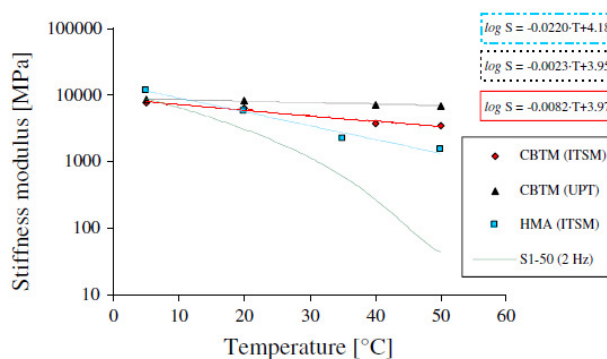


Fig. 3. Comparison between CBTM and HMA temperature sensitivity.

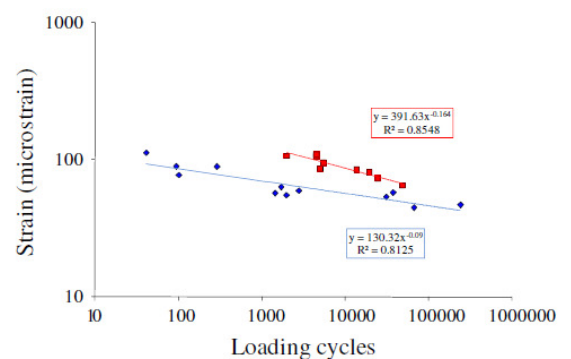


Fig. 4. Comparison of fatigue behaviour between CBTM and HMA.

Joonised 1.7 ja 1.8. KS kihtide moodul sõltub temperatuurist, kuid oluliselt vähem, kui asfaltbetoonil. KS kihid on vastuvõtlikumad dünaamilise koormuse mõjudele ehk nende väsimuskindlus on madalam, kui asfaltbetoonil. Samas jäävad deformatsioonid teede alustes KS kihtidele vastuvõetavatesse piiridesse ning väikeste deformatsioonide korral on kihi vastupidavused võrreldavad asfaltbetooniga.

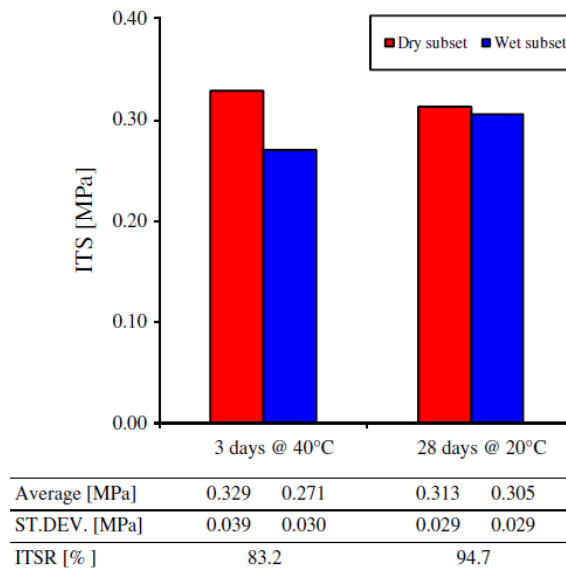


Fig. 5. Moisture effect on ITS of CBTM.

Joonis 1.9. KS kihtidel on väga hea veekindlus, mis ei sõltu hoiustamise ehk tahenemise temperatuurist.

Uuringus [15] käsitleti tsement- ja kompleksstabiliseeritud aluste pikaajalist käitumist. Uuringu meetoditeks olid *wetting and drying* ehk veekindlus (ASTM D 559), dünaamiline roome (ing. *dynamic creep*), rattaroopakatse ja CBR katse veeküllastunud proovikehadele (ing. *soaked CBR*). Lühiajalist vastupidavust uuriti survetugevusega (ing. *unconfined compressive strenght*), CBRi ja *flexural strenght* (ASTM D 1635) testidega. Katsetulemused on esitatud joonisel 1.10, kus on võrreldud nimetatud omaduste alusel vaid bituumenit, vaid tsementi ja mõlemat sideainet sisaldavaid proovikehasid.

Tulemused näitasid, et segu tugevus kasvas bituumenemulsiooni lisamisega kuni 3%-ni peale mida hakkas tugevus langema. Testid näitasid, et kompleksstabiliseerimine on efektiivne meetod, kuidas parandada aluste tugevust ja vastupidavust püsivatele deformatsioonidele, mille tagajärjel suureneb teekatendi eluiga. Leiti, et parimaid tulemusi saavutatakse, kui kasutatakse 4% tsementi ja 3% bituumenit, kuid siinjuures tuleb arvestada, et uuring tehti Malaisias, kus ei ole probleeme külmumisega.

Table 8
Summary of UCS, FS and U-CBR test results.

Curing (days)	Sample ID	UCS (MPa)	FS (MPa)	U-CBR (%)
7	3% B	0.75	0.26	129.2
	4% C	4.05	1.39	289.7
	4% C-3% B	4.42	1.5	308.4
28	3% B	1.02	0.40	NA
	4% C	5.22	1.76	NA
	4% C-3% B	5.73	2.03	NA
60	3% B	1.23	0.49	NA
	4% C	7.17	2.14	NA
	4% C-3% B	7.79	2.56	NA

Table 9
Summary of S-CBR, WD, DC, and WT test results.

Sample ID	WD (%)		DC (mm)		WT (mm)		S-CBR (%)
	Weight	Volume	25 °C	50 °C	25 °C	50 °C	
3% B	27.52	32.25	6.65	6.62	4.98	7.87	84.68
4% C	4.885	6.863	0.473	0.536	1.177	1.336	292.63
4% C-3% B	2.31	2.68	0.382	0.435	0.853	0.977	315.67

Joonis 1.10. Curing (days) on proovikeha hoiustamise aeg, UCS on survetugevus, FS on *flexural strenght*, U-CBR on tavaline CBR katse. WD on veekindlus, DC on dünaamiline roome, WT on rattaroopa katse ja S-CBR on CBR katse veelüllastatud proovikehadele.

Seoses sellega, et Eestis (ja ka Soomes) arvestatakse kompleksstabiliseeritud segude osas summaarse bituumenisisalduse hulka ka asfaldipurust sisalduv bituumen, on huvitavad allikad [16] ja [17]. Mõnikord on asfaldipuru nii „rasvane“, et Eestis seguresepti kohaselt värsket bituumenit ei lisatagi. Näiteks Lätis tehakse stabiliseeritud aluseid põhimõttel, et bituumenit ei lisata üldse, kuna see on niivõrd kallis komponent ja freesipurust sisaldub nagunii mingil määral sideainet. Ehk siis tehaksegi stabiliseeritud segu tsemendi, täitematerjali ja asfaldipuruga.

Allikas [17] põhineb kirjanduses esitatud andmetele selles osas, kuidas erinevates juhendites käsitletakse asfaldipurust sisalduvat bituumenit. Artikkel toob välja, et asfaldipuru peamiseks kvaliteedikriteeriumiks on homogeensus (terasuurus, mineraalmaterjali tüüp ja bituumen), mis suurtes kuhilates tavaliselt puudub, kuna asfaldipuru tuleb kokku erinevatest kohtedest – erinevad objektid, erinevad kihid, erinevad asfaltsegud, lammutamise meetodid (freesimine ja freesimise kvaliteet, asfalditükkide purustamine) – ja seetõttu võib asfaldipuru kasutamisel saada erinevaid tulemusi.

Asfaldipuru kasutamisel uutes asfaltsegudes arvestatakse seal esinev bituumen kogubituumeni hulka, kuid stabiliseeritud segudes see alati nii ei ole. Tabelis 1.2 on esitatud erinevate juhendite käsitus asfaldipurust olevast bituumenist külmstabiliseerimisel.

Tabel 1.2

Asfaldipurus sisalduva bituumeniga arvestamine stabiliseeritud segudes

Käsitlemiskoht	Asfaldipurus oleva bituumeniga arvestamine
Kalifornia	Freespurus oleva bituumeniga ei arvestata, kuna külmstabiliseerimisel kasutatavad temperatuurid on nii madalad, mis ei pehmenda ega muuda vananenud bituumenit aktiivseks.
Minnesota	Ekstraheeritud bituumenile määratakse PG ning määratakse tulemus, kui see segatakse kasutatava bituumenemulsiooniga.
Oregon	Ekstraheeritud bituumenist määratakse penetratsioon 25 °C juures ja dünaamiline viskoossus ning nende alusel leitakse lisatava uue bituumeni vajalik hulk.
Wirtgeni käsiraamat	Freespuru liigitletakse vastavalt ekstraheeritud bituumeni penetratsioonile kas aktiivseks (üle 25 mm) või mitteaktiivseks (alla 18 mm). Mitteaktiivsed freespuru osised käituvad nagu puhas täitematerjal, kuna vaid pealmine sideaine osa kuni sügavuseni 0,1...0,3 mm saab kokkupuutesse uue bituumeniga.
NY DOT	Asfaldipurus oleva bituumeniga ei arvestata.
Eesti ja Soome	Asfaldipurust ekstraheeritud bituumen arvestatakse summaarse bituumeni hulka.

Asfaldipuru osas on küsitavusi ka selles osas, mis on musta kihi all. Ekstraheerimise käigus tuleb tegelik terakoostis välja, kuid asfaldipuru segamisel käituvad joonisel 1.11 esitatud erinevad variandid erinevalt ja see mõjutab halvasti segu omadustele. Seetõttu tuuakse **allikas [18]** välja, et vaid taaskasutatud materjali (freespuru) kasutamine aluse ehitamisel ei taga piisavat kvaliteeti ja et selle sisaldus sidumata segus ei tohiks olla üle 60%.



Joonis 1.11. Asfaldipuru probleemid - me ei tea, mis musta kihi all on.

Tsementstabiliseerimise ja asfaldipuru kasutamise probleeme käsitleb **allikas [19]**, kus toodi välja, et tsementstabiliseeritud materjalide peamiseks probleemiks on haprus ja temperatuuripragude teke. Uuringus uuriti fiiberlisandite (PE polümeerfiibrid) ja asfaldipuru mõju tsementstabiliseeritud segule. Uuringus toodi välja, et uusi täitematerjale on võimalik asendada asfaldipuruga, kui jälgitakse hoolikalt vajalikku terakoostist.

Segus kasutati 3% tsementi, polüpropüleenfiibreid (joonised 1.12 ja 1.13, katsetati 2,5 ja 4 kg/m³) ja lubjakivikillustikust asfaldipuru (50 ja 80%). Arvestati, et asfaldipurus sisalduv bituumen on mitteaktiivne ehk materjal on vaid taaskasutatav täitematerjal. Kui asfaldipuru terakoostis oli sobilik, ei mõjutanud see halvasti segu tugevusomadusi. Leiti, et fiiberlisandi kasutamisel välditakse tsementstabiliseeritud segus mahukahanemisest ja haprusest tingitud pragude teket. Kõige paremad omadused saavutati, kui kasutati 80% asfaldipuru (jälgides nõutut terastikulist koostist) ja 4 kg/m³ polümeerfiibrit.

Uuringu meetoditena kasutati tõmbetugevust läbi kolme punkti testi (*3-point bending test*, joonis 1.14) ja pragude uurimist ultraheli lainetega (ing. *ultrasonic pulse velocity test to evaluate stiffness reduction and cracking distribution*).



Joonised 1.12...1.14. Uuringus [19] kasutatud polümeerfiibrid ja kolme punkti testi aparaat.

Järelduseni, et asfaldipuru kasutamine ei mõju halvasti tsemendiga stabiliseeritud segudele jõuti ka **allikas [20]**, kus toodi välja, et kuna asfaltbetoonis kasutatavatele täitematerjalidele on väga kõrged nõuded, on asfaldipurus sisalduv täitematerjal paremate omadustega, kui killustikalustes kasutatav kivi. Asfaldipuru saab edukalt, ilma kvaliteedis kannatamata, kasutada tsementstabiliseeritud segudes kuniks on tagatud nõutud terastikulise koostise olemasolu.

Allikas [21] tuuakse välja, et tsement on suurepärase materjali suurendamiseks teekatendi tugevust, aga selle liigne lisamine muudab kihi hapraks. Vältimaks tsemendi üledoseerimist ehk leidmaks optimaalset tsemendi kogust, kasutatakse survetugevuse ja TS-testi (ing. *tube suction*) andmeid. Põhja-Ameerikas The Portland Cement Association (PCA) soovitab, et stabiliseeritud segude 7 päeva survetugevus peaks jääma vahemikku 300...400 psi ehk ca. 2...3 MPa.

Allikas [22] tuuakse TS-testi osas välja, et kui dielektriline väärtus jääb alla 10, on tegemist külma kindla, kui vahemikku 10...16 mõõdukalt külmaohtliku ja kui üle 16, külmaohtliku segu/materjaliga. Dielektriline väärtus iseloomustab seda, kui palju sidumata vett on proovikeha pinna lähedal ehk kuivõrd palju on vaba

vett pääsenud mööda materjalis olevaid poore proovikeha sisse. Vaba vee olemasolu viib materjali kandevõime olulise vähenemiseni ja külmakergete tekkimiseni.

Üldiselt aluste toimivuse võtab hästi kokku **allikas [23]**, mille peamine eesmärk oli uurida asfaldipuru kasutamise sobilikkust killuastikaluste sidumata segudes. Artiklis toodi välja, et sidumata alused elastsete ja jäikade teekatendite puhul peavad üldiselt tagama järgmised ülesanded:

- toimima tööplatvormina;
- toimima teekatendi ühe struktuurse kihina;
- toimima drenkihina;
- toimima külma kindla kihina.

Probleemid sidumata alusega toovad kaasa teekatendi toimivuse halvenemise ja defektide tekkimise:

- väsimuspraod asfaltbetoonis;
- roopad;
- ebaühtlased vajumised;
- külmakerkekahjustused.

Faktorid, mis põhjustavad materjalikihi ebapiisavat toimimist:

- madal nihketugevus;
- madal tihedus;
- terastikuline koostis ja peenosiste sisaldus;
- veesisaldus;
- mineraalmaterjali terade vähene nurgelisus ja pinna tekstuur;
- purunemine/peenenedamine ehitamise ajal, külmumistsüklite mõjul;
- dreneaživõime.

Taaskasutatud materjali (nt. freespuru) sobivuse hindamiseks tuleks kasutada järgmisi meetodeid:

- terastikuline koostis ja veesisalduse-tihedusastme omavaheline seos;
- purunemiskindlus;
- elastsusmoodul (ing. *resilient modulus*);
- staatiline ja dünaamiline kolmetelgne test nii optimaalse veesisalduse juures kui küllastatud olekus nihkekindluse määramiseks;
- *tube suction* testi tulemused külmakerkekindluse määramiseks.

1.6. Erinevates normides ja kirjanduses esinevad stabiliseeritud kihtide arvutusparameetrid

Eesti elastsusmoodulid vastavalt Elastsete teekatendite projekteerimise juhendile ja maanteeameti peadirektori käskkirjale nr 72 (06.05.2004):

- kompleksstabiliseeritud 600 MPa (asfaldipurust teel segatud), 700 MPa (asfaldipurust seguris segatud) ja 900 MPa (uutest mineraalmaterjalidest seguris segatud);
- bituumenstabiliseeritud 500 MPa (teel segatud) ja 600 MPa (seguris segatud);
- tsementstabiliseeritud 600 MPa (asfaldipurust teel segatud), 700 MPa (asfaldipurust seguris segatud) ja 900 MPa (uutest mineraalmaterjalidest seguris segatud).

Enne käskkirja nr 72 kehtisid Eestis järgmised elastsusmoodulid (aastast 2002):

- kompleksstabiliseeritud 700 MPa (asfaldipurust) või 1000 MPa (uutest mineraalmaterjalidest);
- bituumenstabiliseeritud 600 MPa;
- tsementstabiliseeritud 700 MPa (asfaldipurust) või 1000 MPa (uutest mineraalmaterjalidest).

Käskkirjast nr 72 selgub, et elastsusmoodulite muutmine võeti ette seetõttu, et stabiliseeritud kihtide ehitamine toimub liiklust sulgemata ja tehnoloogiliselt ei ole võimalik saavutada kogu projekteeritud laiuse ulatuses ettenähtud paksusega homogeenset kihti. Elastsusmoodulite muutmist tingis veel käskkirjale eelnenud ajaperioodi jooksul saavutatud praktilised kogemused.

Vene elastsusmoodulid

Vene normides on elastsusmoodulite osas antud väga mitmeid erinevaid variante. Elastsusmoodulid võivad varieeruda suures vahemikus sõltuvalt erinevatest tingimustest ja alljärgnevalt on toodud välja Eesti kliimavööndisse ja eeldatavalt meil kasutatavate materjalidega valmistatud segud.

BCHis [24] on kompleksstabiliseerimisele elastsusmooduliks 650 MPa, tsementstabiliseerimisele 900 MPa ja bituumenstabiliseerimisele 350 MPa.

ODNis [25] on kompleksstabiliseerimisele elastsusmooduliks 950 MPa, tsementstabiliseerimisele 800 MPa ja bituumenstabiliseerimisele 450 MPa.

Soome elastsusmoodulid

Kompleksstabiliseeritud kihi elastsusmooduliks on 900 MPa (kui segu on „lahja“ ehk bituumenisisaldus üks protsendiühikut väiksem, kui juhendis etteantud, kuid segu on külmekeerkekindel või kiht on segatud ühe korraga tüsedamana, kui 200 mm) või 1250 MPa (kui segu paksus on ≤ 200 mm ja vastab stabiliseeritud katendikihis esitatud sideainesisaldusele). Kihtide elastsusmoodulid kehtivad, kui selle alla jääva pinna arvutuslik kandevõime on Odemarki järgi arvutades vähemalt 70 MPa.

Bituumenstabiliseeritud kihu elastsusmooduliks on 700 MPa (kui segu on „lahja“ ehk bituumenisisaldus üks protsendiühikut väiksem, kui juhendis etteantud, kuid segu on külmekeerkekindel või kiht on segatud ühe korraga tüsedamana, kui 200 mm) või 1050 MPa (kui segu paksus on ≤ 200 mm ja vastab stabiliseeritud katendikihis esitatud sideainesisaldusele). Kihtide elastsusmoodulid kehtivad, kui selle alla jääva pinna arvutuslik kandevõime on Odemarki järgi arvutades vähemalt 70 MPa.

Tsementstabiliseeritud kihi elastsusmooduliks on 1500 MPa (tingimusel, et selle alla jääva pinna arvutuslik kandevõime Odemarki järgi on vähemalt 80 MPa ja 7 päeva survetugevus on vähemalt 3 MPa) või 3500 MPa (tingimusel, et selle alla jääva pinna arvutuslik kandevõime Odemarki järgi on vähemalt 100 MPa ja 7 päeva survetugevus on vähemalt 5 MPa)

1.7. Kokkuvõtte kirjandusest seoses stabiliseeritud segudega

Üheski käsitletud uuringus ei leitud, et kompleksstabiliseeritud segusid ei peaks saama kasutada kõrgeklassiliste teede alustena. Näiteks Itaalias kasutatakse kompleksstabiliseeritud kihte kiirteede alustena, tõsi meetodit kasutatakse teekatendite rehabiliteerimistel. Soome allikad viitasid samuti, et kompleksstabiliseeritud kihid sobivad kasutada kõrgeklassiliste teede ehitamisel ning nende eluiga on vajalikes piirides.

Eesti stabiliseeritud kihtide nõuded terastikulisele koostisele on head ja vastavad Soomes läbi viidud ulatuslikes uuringutes leitud põhimõtetele. Eestis nõuetes kasutatavad sideainete kogused vastavad uuringutes leitud sobilikele kogustele. Eestis kasutatavad survetugevuse nõuded on sobilikud. Samuti leiti, et Eesti segude vee- ja külmakindlused on head.

Puudused Eesti juhendites võrreldes kirjanduses leitavaga:

- teekatendi projekteerimist puudutav - stabiliseeritud segud vajavad suhteliselt tugevat alust (tabel 1.1) ja nagu järgnevatest peatükkidest selgub, on see meil probleemiks.
- kõrgeklassiliste teede puhul tuleks kontrollida KS segude puhul lisaks surve- või lõhestus-tõmbetugevusele ka veekindlust ning see peaks olema Soome nõuetele tuginedes vähemalt 50% (KS segudega saavutatakse isegi üle 90%, seega võib-olla oleks mõistlik kehtestada kõrgem nõue), külmakindlust (võrreldes 28 päeva survetugevust peale 12 külmutus-sulatustsüklit mõõdetud survetugevusega, ei tohiks erinevus olla üle 30%) ja külmakerkekindlust (TST väärtused peaksid jääma alla 10).
- Eestis on probleemiks ka ehitusaegne ja -järgne stabiliseeritud kihtide tiheduse mõõtmine, mida püütakse teha Inspector-seadmega, kuid millega seda tegelikult teha ei saa. Teemat käsitletakse täpsemalt hiljem.

Eestis nõutakse KS segude osas kvaliteedikontrolli puhul kas survetugevuse või lõhestus-tõmbetugevuse väärtusi. Peaaegu kõik andmed näitavad (ka järgnevates peatükkides), et viimase väärtusi ei saavutata, eriti 28 päeva vanustel proovikehadel, mis tähendab, et segud pole piisavalt elastsed. Põhjus võib olla selles, et KS segud segatakse külmalt ja seega freespurus olevat bituumenit ei aktiveerita. Seega, kui bituumen on liialt vananenud ehk penetratsioon langenud alla mingisuguse taseme, bituumen segu tööks enam ei osale (just bituumen on see, mis määrab lõhestus-tõmbetugevuse väärtuse ehk segu elastsuse). Allikas [3] liigitletakse freespurus vastavalt ekstraheeritud bituumeni penetratsioonile kas aktiivseks (bituumeni penetratsioon üle 25 mm) või mitteaktiivseks (penetratsioon alla 18 mm). Mitteaktiivsed freespuru osised käituvad nagu puhas täitematerjal käitudes seega kui „must kivi“ ning taolist bituumenit ei peaks käsitlema summaarse bituumenisisaldusena.

Asfaldipuru sisaldus stabiliseeritud segus ei tohiks ületada 50% isegi, kui terastikuline koostis vastab nõuetele ja isegi, kui osad teadusartiklid väitsid, et 80...100% freespuru sisaldus on võimalik. Põhjus on selles, et „musta kivi“ sisse ei ole võimalik näha ning seega võib kvaliteet seetõttu kannatada.

Eelpool toodud soovitude kehtivus tuleb kindlasti üle kontrollida laboratoorselt ning teha vajalikud muudatused kas nõuetes või segureseptides. Peale seda tuleb üle vaadata Eesti normides kasutatavad

elastsusmoodulid (eriti küsitav on see, kuidas saab KS ja TS omada samu elastsusmooduleid, kuna viimane on oluliselt jäigem). Hetkel on mindud seda teed, et elastsusmoodulite numbrid on viidud igaks-juhuks madalamaks, mis on õigustatud niikaua, kuni ei ole täpselt selge kihtide tegelikud omadused ja objektidel tehtavate tööde kvaliteet. Kui stabiliseeritud kihtide projekteerimine ja ehitamine tagab nende kõrge kvaliteedi, on mõistlik vaadata üle ka elastsusmoodulite väärtused võimaldades nii ökonoomsemaid lahendusi.

1.8. Ekspertide mõtted stabiliseeritud segudest

Aalto ülikooli **professor Terhi Pellinen** ja Soome Maanteeameti katendispetsialist Katri Eskola rääkisid, et kuigi Soomes on tehtud ulatuslikke uuringuid stabiliseeritud segudega, ei ole tehnika väga laialdaselt kasutusel ja eelistatakse sidumata segusid. Prof. Pellinen leiab, et teekatend peab olema põhjamaistes oludes elastne ja „hingav“, mitte jäik. Seega ei ole tsementstabiliseerimine kuigi sobiv meetodika, kuna sellega on probleeme külmakindluse osas. Samuti põhjustab jäik alus asfaltkatetesse temperatuuripragusid. Stabiliseerimise suhtes oli tal üldiselt arvamus/kahtlus, kuidas toimub kihis vee liikumine ja mis selle tagajärjel juhtub, eriti külmudes – eksisteerib oht, et kiht hakkab külmudes lagunema ja põhjustama aja möödudes külmakerkeid. Kiht ei pruugi olla veeküllastunud ega sellelähedases olekus, kuid vaba vett esineb teekonstruktsioonides siiski alati.

Üheks ohuks seoses stabiliseeritud segudega on ka see, et selle peale ehk asfaldi alla võib koguneda vett (erinevatest põhjustest tingituna), mis külmudes kahjustab konstruktiivseid kihte. Nähtus toimub eeldusel, et stabiliseeritud kihi ja asfaltkatte vahel ei ole kuigi head naket, mis on põhjustatud pinna tolmususest (stabiliseeritud kihtide pind jääb alati vähemal või rohkemal määral tolmseks, joonis 1.15).

Soomest saadi infot, et FWD mõõtmised on viidanud võimalusele, et defektid asfaltkattes on tingitud sellest, et asfaltkatte ja aluse vahele jääb vesi, mis külmudes põhjustab külmakerkeid. Nimelt on väga hea kandevõimega teekonstruktsioonide puhul asfaltkatetesse tekkinud sisse võrkpraod, mis paistavad, et kandevõimega on probleeme, kuid tegelikkuses on kõik korras. On kahtlustatud, et see võib olla põhjustatud asfaltkatte all toimuvatest lokaalse ulatusega külmakergetest, mis kahjustab asfaltkatet. Nähtus võib toimuda ka koostöös asfaltkatte väsimisega.



Joonis 1.15 Asfalteerimine KS32 alusele. Stabiliseeritud kihtide pinnal on alati tolmu, mis võib kahjustada asfaltbetooni naket alusega. [foto: Laas Õun]

Arvo Tinni

Arvamust stabiliseeritud segude osas küsiti teedeinsener Arvo Tinnilt, kes ütles, et Austraalias kasutatakse vaid tsemendiga seotud kihte, kompleksstabiliseerimine on tundmatu. Tsementstabiliseerimist tehakse vaid kõrvalteedele, kuna selle elastsusmoodul ei ole piisavalt kõrge (5000 MPa), et sellega saaks tagada piisavat kandevõimet tsementbetoonkatete alla.

Teoreetiliselt on see võimalik, kuid ehitustehnoloogilises mõttes eelistatakse LMC-d (ing. *Leam Mix Concrete*), kuna selle elastsusmoodul on tsementstabiliseeritud kihist kaks korda suurem (10'000 MPa) ja seega saab ehitatav kiht olla piisava kandevõime tagamiseks õhem. Tsementstabiliseeritud materjaliga vajatakse suuremat kihipaksust, kui 200 mm, mis on tihendatavuse seisukohast maksimaalne paksus. Seega peaks ehitama kahes kihis, kuid sellisel juhul ei teki nende vahele piisavalt head naket ja koormuse avaldudes vajub kiht rohkem läbi, kui see on betoonkatte jaoks lubatav.

Survetugevuse osas arvestatakse, et nii tsementstabiliseeritud kihil kui ka LCMil võib viie päeva maksimumväärtus olla 5 MPa ja 28 päeva maksimum 15 MPa. Rusikareegli kohaselt tagab 5% tsemendisaldus 5 MPa survetugevuse.

Tsementstabiliseeritud kihti kasutatakse kõrvalteedel asfaltbetoonkatte all. Kihi sisse ei tehta kahanemisvuuke, kuid need tekivad paratamatult. Vältimaks põikpragude edasikandumist asfaltkihti, paigaldatakse ehituse ajal stabiliseeritud kihi ja asfaldi vahele 10 cm paksune peenikesest killustikust „puhverkiht“, mis võimaldab stabiliseeritud kihil ja asfaltbetoonil üksteise suhtes veidi liikuda, või ehitatakse peale vähemalt 175 mm paksune asfaltkate, mis on leitud olevat kriitiline kihipaksus, mis ei ole mõjutatav allpoolt tulevatest peegelduspragudest. Killustikust vahekihi probleem on see, et see võib põhjustada vee horisontaalse infiltreerumise, mis võib viia vahekihi veeküllastatud olukorda. Üheks

võimaluseks peegelduspragude vastu on see, et peale TS kihi valmimist lastakse sel seista vähemalt ühe kuu ilma, et see kaetaks kattega. Selle aja jooksul on toimunud kihis tsemendi formeerumise tagajärjel toimuvad liikumised.

Austraalias ei ole olnud probleeme tsementstabiliseeritud kihtide külmakindlusega, öeldakse, et külmumistsüklid praktiliselt ei oma kihile negatiivset mõju.

Kolmas tsemendiga seotud liik on tsementmodifitseeritud pinnas, milles tsemendi sisaldus ei ületa 1,5%. Selle eesmärk on parandada kohapealseid pinnaseid, mille kandevõime ja niiskustundlikkus on seoses suure peenosiste ja savisisalduse tõttu mittepiisav (materjali PI < 6%). Tsemendi kasutamise seotakse osa peenosiseid ja savi kokku, mistõttu materjali omadused paranevad.

Bituumenstabiliseerimist kasutatakse Austraalias vaid siis, kui tuleb ehitada midagi nidususega, väga halvasti tihenevale liivale selleks, et selle peal oleks võimalik ehitusmasinatega liigelda.

Silver Sihi kommentaarid

Uuringu raames paluti Teede Tehnokeskuse andmeid proovikehade surve- ja lõhestus-tõmbetugevuse osas (2012-2013 a. andmed esitati anonüümselt, s.t ilma objektidega seostamata), mida käsitletakse peatükis 2. Üllatav oli see, kui vähe andmeid antud perioodi kohta leidis – survetugevusi oli vaid seitsmest erinevast objektist ja lõhestus-tõmbetugevusi vaid ühest objektist. Seoses proovide vähesusega otsiti ka Maanteeameti arhiivist projektdokumentatsioone, kus oleks andmeid nimetatud katsete osas. Otsingu tulemusena leiti vaid mõni projekt, mis sisaldas andmeid stabiliseeritud katendikihtide kohta. Projektdokumentatsioonidest leitud andmed võivad omakorda kattuda Teede Tehnokeskuse poolt väljastatud andmetega. Seega statistiliseks analüüsimiseks saadavaid andmeid oli üllatavalt vähe.

Teema osas vesteldi AS Teede Tehnokeskuse labori juhataja Silver Sihiga, kes tõi välja järgmised mõtted:

- Rohkem tähelepanu tuleb pöörata segude projekteerimisele ja seda mitte paberil, nagu täna tehakse, vaid projekteeritud segu tuleb enne paigaldamist ka laboratoorselt kontrollida.
- On olnud mitmeid juhuseid, kus segu projekteerija ei saa lähtuda võimalikust paremast lõpptulemusest, vaid peab jäigalt jälgima objekti projektis ettenähtud tingimusi (lähtematerjalide osakaalusid). Projektis keskkendutakse vaid eelarvelistel numbritel, aga see kas näiteks 1,5 % hüdraulisit sideainet võrreldes 2,5 % annab parema või halvema tulemuse, või ei saavuta kumbgi % nõutud lõppeesmärki, ei loeta oluliseks.
- Küsitav on ka varasematel aastatel objektidel tehtav kvaliteedikontroll – vähe kui üldse kontrolliti tihedusastet ja valmis segatud segu omadusi. 2015 a on objektidel valmissegude kontrolli oluliselt Maanteeameti poolt suurendatud, kuid kui algfaasi ehk segu projekti poole peal on juba puudujääke, siis soovitud lõpptulemust ei saavutata.
- Stabiliseeritud segudega on probleeme. Üle tuleks vaadata paigaldatud segule esitatud nõuded ja suurendada projekteerimisfaasi tähtsust. Sideainete sisaldust ja osakaalusid ei saa jäigalt ette kirjutada – see võib takistada lõpptulemuse saavutamist. Juhul kui soovitakse teeprojekteerija poolt projektis ette antud osakaalusid jälgida ja segu projekteerimise käigus muutusi teha ei või, siis pole mõtet ka seguprojekti koostama hakata.

Stabiliseeritud kihile tuleks anda ette toimivuspõhised omadused, s.t näitajad, millele valmis segu peab vastama. Täna on ainsaks nõudeks kas survetugevus ja/või lõhestus-tõmbetugevus, mida kontrollitakse harva nii projekteeritud segude kui ka objektidel valmis segatud kihtide osas.

Hr. Siht rõhutas ka erinevust Soome ja Eesti kompleksstabiliseeritud proovikehade kaudse tõmbetugevuse osas. Eestis katsetatakse proovikehad 20 °C juures ja seitsme päeva vanuselt peab tulemuse olema vähemalt 0,35 MPa ning 28 päeva vanuselt vahemikus 0,5–0,9 MPa. Soomes toimub katsetus 10 °C ja seitsme päeva vanuselt peab tulemus olema vähemalt 1 MPa. Bituumeniga seotud materjalide tugevusomadused sõltuvad temperatuurist ja 10 °C juures on segu oluliselt jäigem ning suudab koormust paremini taluda.

2. Objektikülastused ja Teeregistri analüüs – olukord stabiliseeritud kihtidega Eestis

Käesoleva uuringu tegemise jooksul külastati mitmeid nii valmimisel kui valminud objekte. Valmimisel olevate objektide puhul oli eesmärgiks niiskuspõhiku katsetamine segatud segu veesisalduse määramisel ning muu võimaliku teabe hankimine. Optimaalne veesisaldus on oluline saavutamaks segu vajalikku tihedust, mis on omakorda tihedas seoses segu tugevusomadustega, nagu selgus peatükist 1. Juba valminud objektide puhul võeti nendest proovikehad survetugevuse ja lõhestus-tõmbetugevuse määramiseks ning nägemaks, mis seisukorras stabiliseeritud kihid on.

Tabelis 1.1 esitati Soome juhendist pärit nõuded seoses stabiliseeritud kihi alla jääva konstruktsiooni minimaalse kandevõimega. Selle vajalikkust illustreerisid hästi joonised 1.3 ja 1.4. Ühel vaadeldavatel objektidel ilmnemiseid stabiliseeritud kihi sisse võrkpraod (joonised 2.1 ja 2.2), mis olid FWD mõõtmistele tuginedes tingitud sellest, et kihi alla jäänud konstruktsiooni kandevõime ei olnud piisav. Ehitajaga suheldes tuli välja, et all paiknenud pinnased olid niiskustundlikud ja üleniiskunud. Projektis ei nähtud ette materjalide väljavahetamist, vaid konstruktsiooni tuli nendes kohtades tugevdada geovõrguga, seega ehitaja ei olnud teinud midagi valesti. Tundub, et geovõrk ei ole sobilik lahendus kohtadesse, kus stabiliseeritud kihi alla jääv konstruktsiooni osa ei ole piisava kandevõimega, kuna geovõrk ei vähenda konstruktsiooni „õõtsumist“, mis tekitab stabiliseeritud kihis suuri tõmbepingeid, vaid takistab kihtide laialivajumist suurendades seega kihi (killustikaluse) nihketugevust.



Joonised 2.1 ja 2.2. Võrkpraod kompleksstabiliseeritud kihis seoses sellega, et kihi alla jäänud teekonstruktsioonil ei olnud selle toetamiseks piisavat kandevõimet.

2.1. Veesisalduse mõõtmised

Saavutamaks hea kvaliteediga stabiliseeritud (või ükskõik mis materjalist teekonstruktsiooni) kihti on üheks olulisimaks teguriks piisava tiheduse saavutamine, mis on otseses seoses veesisaldusega. Hüdraulilise sideaine kasutamisel on vaja vett ka reaktsiooni toimimiseks. Liiga väikse veesisalduse juures on vajaliku tihedusastme saavutamine raskendatud, kui mitte võimatu; liiga suur veesisaldus põhjustab peenosiste (sh tsemendi) liigse mobiilsuse. Mõlemal juhul halvenevad kihi tugevusomadused, nagu nähtus ka käsitletud kirjandusest.

Käesolevas uurimustöös katsetati kolme niiskusandurit. Esiteks nõ aedniku niiskusvarrast („soil moisture meter“, joonis 2.3), mida kasutatakse näiteks lillepottides oleva niiskustaseme jälgimiseks ja mis maksab mõned eurod olles kõikidele kättesaadav. Teiseks prooviti professionaalseks kasutuseks mõeldud mulla niiskusvarrast (Extech M0750, joonised 2.4 ja 2.5) ja kolmandaks seda niiskusemõõdikut, mida kasutatakse TTK katsekastis liiva ja muu peenematerjalise täitematerjali niiskuse ja temperatuuri mõõtmiseks (Trime PICO, joonis 2.6). Kuna kasutusel olev PICO ei ole mobiilne, siis seda katsetati laborisse toodud proovist, teisi objektidel.

Laboratoorsed niiskusemõõtmised ahjus kuivatamise teel näitasid, et stabiliseeritud seguproovide niiskused olid vahemikus 3...4% (ühe proovi puhul 6%), kuid niiskusandurid näitasid hoopis teisest suurusjärgust numbreid, mille vahel ei olnud võimalik leida seoseid. „Aedniku niiskusvarda“ mõõtepiir ulatus kuni 10% veesisalduseni. Mõõtetulemus sõltus sellest, kui tugevalt varrast segatud proovi sisse suruti ja seega kõikusi mõõtmisväärtused isegi ühes ja samas mõõtepunktis suures vahemikus (varda tugevama surumisel tõuseb selle ümbruses poorivee rõhk mõjutades niiskusanduri näitu). Seega ei andnud varras kunagi ühtset numbrit ja seadme väiksemalgi liigutamisel võis mõõtetulemus muutuda olulisel määral. Mõõtetulemused jäid enamasti vahemikku 6...10%.

Kuna „aedniku niiskusvarras“ ei andnud vajalikku tulemust, otsustati katsetada professionaalseks kasutuseks mõeldud seadmega. Selleks soetati niiskusemõõdik Extech M0750, kuid ka see ei andnud stabiliseeritud segude osas kvaliteedikontrolliks kasutatavaid väärtusi. Enamasti saadi mõõtmistulemused ca 24...25% kanti, kuid mitmed mõõtepunktid näitasid oluliselt suuremaid väärtusi (kuni 50%). Segu projektne niiskussisaldus oli 3%. Antud seadme mõõtetulemus ei muutunud nii kergesti, kui eelnevalt käsitletud seadmel, kuid siiski tegeliku ja seadmega mõõdetud niiskussisalduse vahel ei leitud seost. Mõõtetulemus sõltus palju sellest, kui suure jõuga varras segatud kihti suruda ja kui sügavalt kihist mõõtetulemused registreeriti.

PICO mõõteandur erineb kahest teisest proovist selle poolest, et sel on kaks varrast ja mõõtmine toimub elektrilise juhtivuse mõõtmisel nende vahel olevas pinnases. Seadme kasutusjuhendis öeldakse, et varraste vahel asetsev pinnas peab olema homogeenne ja seal ei tohi asetseda suuremaid kive. Stabiliseeritud segude puhul on see võimatu ja seega ei suutnud PICO andur registreerida niiskuse näite.

Kaasaskantavad niiskusvardad ei andnud stabiliseeritud segude osas vajalikke tulemusi. Nimelt mõõdavad kõik seadmed niiskussisaldust vahetult sellega kokkupuutes olevast materjalist, kus on palju vaba vett, nagu nähtub jooniselt 2.4. Stabiliseeritud segu niiskussisaldus arvutatakse välja kogu segu massi kohta, kuid

niiskussvarrastega ei ole võimalik arvestada segus oleva jämetäitematerjaliga. Teoreetiliselt oleks võimalik välja arvutada, kui suur on niiskussisaldus peenosiste või peenemate osiste suhtes, kuid see eeldab, et materjal on ühtlane ja terastikuline koostis muutumatu, mida ei ole võimalik saavutada. Seega võibki stabiliseeritud segust saadud mõõtetulemus kõikuda 23...50 % vahel olenevalt mõõtmiskohast, kui kasutada näitena Extech M0750 seadmega saadud mõõtetulemusi. Seega ei ole mõõtevarrastega võimalik mõõta stabiliseeritud segude vajalikku niiskussisaldust. Taolised seadmed on mõeldud kasutamiseks homogeensetes pinnastes, milles ei ole või on väga minimaalselt kruusa/killustikuteri. Seadmed mõõdavad niiskust vahetult oma ümber olevast pinnasemassiivist.



Joonised 2.3 ja 2.4 „Aedniku“ niiskussvarras ja professionaalne niiskumõõdik.

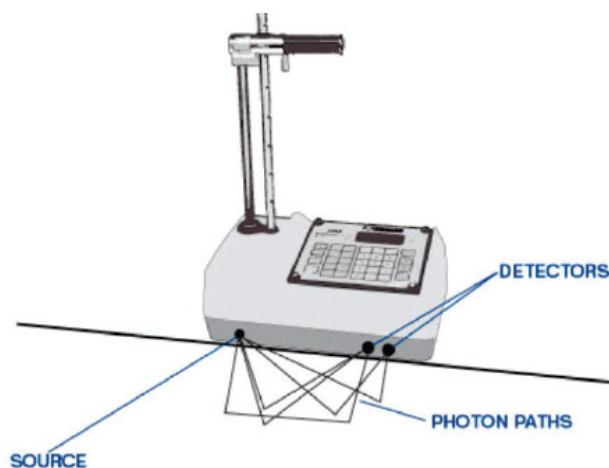


Joonised 2.5 ja 2.6. Extech M0750 [Extech] ja Trime PICO [IMCO] niiskumõõdikud.

OSAMAT projekti raames katsetati stabiliseeritud segu tihenduse ja niiskussisalduse mõõtmiseks radioaktiivsel isotoobil põhinevat Troxler-seadet. Uuringus avastati, et seoses põlevkivituhas sisalduvate metallidega ei andnud seade usaldusväärseid tulemusid ja ei ole seega kasutatav tuhkstabiliseeritud segudes. Troxlerit ja teisi taolisi seadmeid kasutatakse küll nii stabiliseeritud segude, killustikaluste kui ka asfaltsegude tiheduse ja niiskussisalduse mõõtmisel. Seadet ei sega suured killustikuterad, kui vaadata selle tööpõhimõtet joonisel 2.7. Seega oleks tsement- bituumen- ja kompleksstabiliseeritud segude niiskussisalduse mõõtmiseks sobiv radioaktiivsel isotoobil põhinev seade. Selle miinuseks on väga kõrge maksumus (ca 10'000 EUR) ja kasutamise erinõuded seoses radioaktiivsusega.

Radioaktiivse seadme alternatiiviks on elektriline tihedusemõõtja (ing. *electrical density gauge*, joonis 2.8), mille abil välditakse radioaktiivse isotoobiga seonduvaid piiranguid. Tegemist on suhteliselt uute seadmetega, mida Eestis veel kasutusel ei ole.

Kõige usaldusväärsemaks veesisalduse määramise meetodiks on kuivatamine püsiva kaaluni ja selle ekspressmeetodiks on objektil mikrolaineahju kasutamine (ASTM D4643), mida tehti ka OSAMATi projektis. Seega oleks soovitus niiskuse mõõtmiseks kasutada seda, kuna tegemist on kõige odavama ja usaldusväärsema meetodiga.



Joonised 2.7 ja 2.8. Radioaktiivse isotoobiga mõõteseadet [Troxler] ja elektriline tihedusemõõtja [Humboldt]

Soome Infra-Stabil uuringutes toodi välja, et tihedusel on väga oluline roll stabiliseeritud segu tugevusomadustele – vähendades suhtelist tihedust 95%-lt 90%-ni modifitseeritud Proctori alusel vähenes proovikehade jäikusmoodul poole võrra. Seega on niiskuse mõõtmisest veel olulisem jooksev tiheduse mõõtmine, kuna pärast tsemendi reageerimise lõppu ei saa kihti enam tihendada. Kui selleks ajaks ei ole saavutatud piisavat tihedust, ei ole segu tugevusomadused tagatud. Stabiliseeritud kihtide Teeregistri alusel tehtud analüüs (peatükis 2.2) näitab, et need on heal tasemel ja järelikult ei ole olnud (suuremaid) probleeme ka tiheduse saavutamisega.

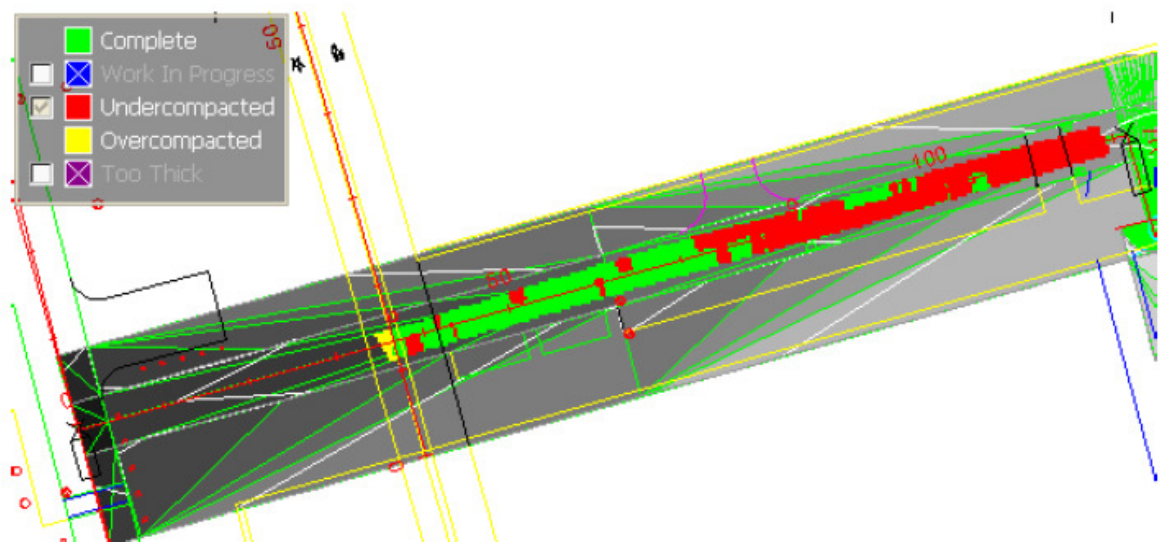
OSAMATi projekt tõi välja, et Loadman/Inspector ei ole piisavad hindamaks stabiliseeritud segude tihedust. Tuhaga stabiliseeritud segude puhul ei saanud kasutada ka radioaktiivset isotoopi. Muude sideainete kasutamise puhul oleks radioaktiivse isotoobi või elektrilise tihedusemõõtja kasutamine heaks variandiks.

Teiseks viisiks on liivakoonuse meetod (joonis 2.9), mis ei nõua kalleid eriseadmeid, kuid on ajamahukam. Meetod oleks hästi kasutatav, kui objektile kasutataks veesisalduse määramiseks mikrolaineahju meetodit.



Joonis 2.9 Tihedusemõõtmine liivakoonuse meetodil.

Kolmandaks ja väga mobiilseks, stabiliseeritud segudele parimaks meetodiks oleks teerulliga pidev tiheduse kontroll (ing. *Continuous Compaction Control*), mis aga eeldab spetsiaalse tehnika kasutamist, mis Eestis ei ole veel kuigi levinud. Tehnika võimaldaks pidevat tiheduse kontrolli ja näitaks ära madalama tihedusega kohad, mis vajaksid veel tähelepanu (joonis 2.10).



Joonis 2.10. Üheks viisiks, kuidas teerullid edastavad pidevat infot kihi tihedusastme kohta [26].

Peatükis 1.6 toodi välja, et Eestis alandati aastal 2004 stabiliseeritud kihtide arvutuslikke elastsusmooduleid. Põhjenduseks toodi see, et liikluse all töötamine ei võimalda tagada piisavat kvaliteeti. Ehk tegemist oli nõ igaks-juhuks käiguga selle vastu, kui valmis kiht ei saa olema sellise kvaliteediga, kui seda on eeldatud olema. Lisaks nähtus, et Eesti ja Vene elastsusmoodulid on märkimisväärselt madalamad, kui Soomes.

Suheldes Soome ekspertidega (Aalto ülikoolist Leena Korkiala-Tanttu) selgus, et nende elastsusmoodulid on väga konservatiivsed ehk arvestatud kõige halvema tsenaariumiga. Seega 2004 aasta otsus vähendada stabiliseeritud segude arvutuslikke tugevusi võib olla põhjendatud. Siiski on mõistlikum tagada kvaliteetsete kihtide valmistamine vajaliku kvaliteedikontrolliga, kui korrigeerida arvutusparameetreid nõrgemaks.

2.2. Proovikehade puurimine olemasolevatelt teedelt

Esimesed proovikehad võeti aastal 2012 ehitatud teelõigult, kus on KS32 paksusega 25 cm, mille peal 6 cm AC32 base ja 4 cm AC12 surf. Teeregistri andmetel oli 2014 aastal liiklussagedus ca 8500 autot/ööp, millest 4% raskeliiklust. Defekte ei esine, roopa sügavus 2015 aasta andmetel 8 mm. Kandevõime oli aastal 2012 mõõdetud andmete kohaselt ca 300 MPa, SCI väärtused on tugevalt alla soovitusliku miinimumi, BDI väärtused piiripealsed.

Stabiliseeritud segu oli väga tugev ja proovikehade kättesaamisega ei olnud probleeme, kui välja arvata see, et puurimiseks kasutatud puur purunes. Õnneks oli võimalus proovikehad kuubikutena välja saagida (joonis 2.11), kust oli hiljem võimalik puurkehad puurida. Katsetulemused kinnitasid samuti kihi head kvaliteeti. Kokku tehti viis survetugevuse katset ja neli lõhestus-tõmbetugevust:

- survetugevused olid 6,0; 7,6; 6,5; 6,1; 8,0 MPa;
- lõhestus-tõmbetugevused olid 0,46; 0,40; 0,42; 0,26 MPa.

Teised proovikehad võeti aastal 2006 ehitatud teelõigult, kus KS 32 paksus on 15 cm, mille peal 6 cm AC32 base, 4 cm AC12 surf ja ühekordne pindamine (tehtud aastal 2013). Liiklussagedus on teelõigul ca 2300 autot/ööpäevas, millest raskeliikluse osakaal 10%. Defektidest esineb teelõigul põikpragusid (joonis 2.12), kaks-kolm sajameetrise lõigu kohta (2015. a. inventeerimine), keskmine roopa sügavus on 10 mm (2015. a. mõõteandmete kohaselt). Aastal 2007 tehtud kandevõimemõõtmine näitab teekatendi väga kõrget kandevõimet vahemikus 300...500 MPa, SCI ja BDI väärtused on väga head olles märkimisväärselt väiksemad soovituslikust piirist.

Põikpragude ja väga suurte kandevõimenumbrite olemasolu järgi võiks oletada, et stabiliseeritud kiht on saavutanud väga suure tugevuse. Tegelikult saadi sellelt teelõigult vaid üks puurkeha, mille kõrgus oli madal ja mille tõttu võib survetugevuse väärtus olla moonutatud – 8,9 MPa.

Puurimisel stabiliseeritud kiht lagunes ja seda objekti erinevatest kohtadest (joonised 2.14 ... 2.15).



Joonised 2.11 ja 2.12. Aastal 2012 ehitatud stabiliseeritud kihist proovikehade võtmine. Teisel objektil olid iga 100 m kohta 2...3 põikpragu



Joonis 2.13. Asfaltbetoon ja stabiliseeritud kiht olid nakkunud omavahel väga hästi, kuid puurimisel viimane lagunes. Koos veega tuli puuraugust välja väga palju liiva.



Joonised 2.14 ja 2.15. Puurimise käigus stabiliseeritud kiht lagunes, enamasti järgi jäi vaid lahtine kivimaterjal.

Kui stabiliseeritud segus pole piisavalt sideainet või kui terastikuline koostis on selline, mis ei võimalda sel koos sideainega efektiivselt töötada, käitub stabiliseeritud alus pigem kui sidumata külmaohtlik alus (seoses suure peenosiste sisaldusega). Objektil esines mitmeid põikpragusid, mis võivad olla tingitud asfaltbetooni omadustest.

Kolmandad puurkehad võeti 2007 aastal ehitatud teelõigult, kus KS32 on 15 cm, mille peal MUK 6 cm, AC32 base 6 cm, AC12 surf 4 cm ja pooleteistkordne pindamine (tehtud aastal 2014). Teelõigu liiklussagedus on 2014 aasta andmetel ca 1900 autot/ööp, millest raskeliikluse osakaal 14%. Teelõigul defekte inventeeritud ei ole, keskmine roopa sügavus on 9 mm (möödetud aastal 2015). Teekatendi kandevõime on väga kõrge olles vahemikus 300...600 MPa, SCI ja BDI väärtused on tugevalt väiksemad soovituslikust piirist.

Stabiliseeritud kiht oli väga heas seisukorras. Vaid üks puurkeha purunes (joonis 2.17), teised saadi kätte tervena (joonis 2.18). Nake asfaldi ja stabiliseeritud kihi vahel oli väga hea (joonis 2.16).



Joonised 2.16 ja 2.17 Üks puurkeha purunes, nake KSi ja asfaltbetooni (täpsemalt MUKi) vahel oli väga hea. Kasutatud täitematerjal oli kruuskillustik, kõik terad olid ümardunud.



Joonis 2.18. Osad puurkehaded, millest nähtub puurkehade olemus.

Kokku tehti kaks survetugevuse ja kaks lõhestus-tõmbetugevuse katset, aga tulemused olid väga erinevad. Kõik katsetuseks kasutatud puurkehad olid puuritud samast piirkonnast, üksteisest ca mõnemeetrise vahega.

- Survetugevused 7,9 ja 2,5 MPa;
- Lõhestus-tõmbetugevused 0,13 ja 0,34 MPa.

Teede Tehnokeskuse kogemuste põhjal on olemasolevatest teedest stabiliseeritud kihtide proovikehasid raske kätte saada, kuna väga tihti proovid lagunevad. Ehitajad on samuti kommenteerinud, et valmis kihtidest reeglina proove ei võeta, et määrata survetugevusi ja/või lõhestus-tõmbetugevusi ja üheks põhjuseks on see, et proove ei saada kätte.

Teede Tehnokeskusest saadi vaid ühe vanema objekti võrdlusandmed lõhestus-tõmbetugevustega. Objekt oli ehitatud aastal 2012 ja proovikehad puuritud hiljuti. Tulemused olid järgmised:

- lõhestus-tõmbetugevused 0,19; 0,21; 0,22; 0,12; 0,2; 0,17; 0,13; 0,21; 0,24; 0,16 ja 0,14.

2.3. Stabiliseeritud kihte sisaldavate teelõikude analüüs Teeregistri andmete põhjal

Analüüsitavad andmed pärinevad eelkõige Riiklikust Teeregistrist, aga on kasutatud ka Maanteeametist saadud projektide täitedokumentatsioone. Laboratoorsetest andmetest on kasutatud saadaolevaid surve- ja lõhestus-tõmbetugevuse katsetulemusi. Analüüsi käigus selgus, et väga paljude teelõikude puhul ei ole tehtud katsetusi surve- ja lõhestustõmbetugevuse leidmiseks.

Analüüsimisel on võrreldud bituumen-, kompleks- ja tsementstabiliseeritud alustega teelõike ennustusliku koormussageduse ja sellele minimaalse vajaliku elastsusmooduli alusel. Gruppide siseselt on andmeid analüüsitud defektide, kandevõime, teekatte taset ja roopa sügavuse alusel.

Järgnevalt on välja toodud stabiliseerimisliikidest lähtuvalt erinevad maanteelõigud, mille andmeid on analüüsimisel kasutatud.

Bituumenstabiliseeritud alustega teelõikude kogupikkus on ~ 64,2 km. Analüüsis käsitletakse järgmiseid teelõike:

1. Põhimaantee T 2 Tallinn – Tartu – Võru – Luhamaa km 268,6 – 277,2 ehitatud 2001;
2. Põhimaantee T 4 Tallinn – Pärnu – Ikla km 69,3 – 76,7 ehitatud 2002;
3. Põhimaantee T 9 Ääsmäe – Haapsalu – Rohuküla km 49,4 – 64,2 ehitatud 2008;
4. Põhimaantee T 10 Risti – Virtsu – Kuivastu – Kuressaare km 11,1 – 21,5 ehitatud 1999;
5. Tugimaantee T 27 Rapla – Järvakandi – Kergu km 38,1 – 40,8 ehitatud 2008;
6. Tugimaantee T 64 Võru – Põlva km 1,8 – 6,0 ehitatud 2004;
7. Tugimaantee T 65 Võru – Räpina km 3,1 – 8,5 ehitatud 2011;
8. Tugimaantee T 71 Rõngu – Otepää – Kanepi km 2,6 – 5,2 ehitatud 2008;
9. Kõrvalmaantee T 11251 Viimsi – Rohuneeme km 1,1 – 7,3 ehitatud 2000.

Tsementstabiliseeritud alustega teelõikude kogupikkus on ~16,4 km. Analüüsitavad maanteelõigud on järgmised:

1. Põhimaantee T 1 Tallinn – Narva km 146,07 – 156,27 ehitatud 2002;
2. Põhimaantee T 4 Tallinn – Pärnu – Ikla km 92,25 – 98,45 ehitatud 2004;
3. Põhimaantee T 4 Tallinn – Pärnu – Ikla km 100 – 110,9 ehitatud 2004.

Analüüsis käsitletavate kompleksstabiliseeritud alustega teelõikude kogupikkus on ~73,6 km. Maanteelõigud on järgmised:

1. Põhimaantee T 1 Tallinn – Narva km 27,0 – 38,9 ehitatud 2005;
2. Põhimaantee T 1 Tallinn – Narva km 156,54 – 163,66 ehitatud 2010;
3. Põhimaantee T 5 Pärnu – Rakvere – Sõmeru km 78,7 – 83,07 ehitatud 2009;
4. Põhimaantee T 10 Risti – Virtsu – Kuivastu – Kuressaare km 40,3 – 50,6 ehitatud 2006;
5. Tugimaantee T 12 Kose – Jägala km 25,9 – 29,3 ehitatud 2010;
6. Tugimaantee T 15 Tallinn – Rapla – Türi km 27,69 – 37,1 ehitatud 2006;
7. Tugimaantee T 18 Niitvälja – Kulna km 0 – 4,7 ehitatud 2008;
8. Tugimaantee T 60 Pärnu – Lihula km 15,64 – 21,13 ehitatud 2006;
9. Kõrvalmaantee T 11250 Viimsi – Randvere km 7,2 – 11 ehitatud 2010.
10. Kõrvalmaantee T 11250 Viimsi – Rohuneeme km 0 – 1,13 ehitatud 2010.

2.3.1. Koormussageduste leidmine

Kandevõimete analüüsimiseks on vajalik leida vaadeldavate teelõikude koormussagedused. Koormussagedused on leitud teeregistrisse koondatud liiklussageduste andmete põhjal, millest on teada veoautode ja autobusside (VA/AB) ja autoringide (AR) osakaal kogu liiklusest. Maanteede projekteerimismäärde alusel on autorongide keskmiseks siirdeteguriks 2,0. Veoautode ja autobusside jaoks taolist ühist keskmist siirdetegurit ei ole. T. Metsvahi eksperthinnangu alusel võiks VA/AB siirdeteguriks üle Eesti võtta alumise piirina 0,8 ja ülemisena 1,1. Sellest lähtuvalt on antud töös koormussageduste leidmiseks veoautode ja autobusside keskmiseks siirdeteguriks valitud 0,95. [27]

Koormussagedused on arvutatud järgneva valemi järgi:

$$Q_a = a' \sum_{j=1}^m Q_j K_j$$

kus m - sõidukitüüpide arv;

Q_j – j tüüpi sõidukite arv ööpäevas mõlemas suunas;

K_j – j tüüpi sõidukite siirdetegur;

a' – rajategur, mis arvestab enamkoormatud sõidurajale langeva koormussageduse osa.

Rajateguriks a' on valitud 0,55 mis vastab kahe rajalisele, üle 6 m laiusele teele. I klassi maanteedel puhul on rajateguriks valitud 0,9, mis vastab kahe rajalisele ühesuunalisele teele.

Kandevõime hindamiseks on vaja teada ka vajalikke elastsusmooduleid. Vajalikud elastsusmoodulid on leitud koormussagedustest järgneva valemi abil:

$$E_{vaj} = a * \log(Q) + b$$

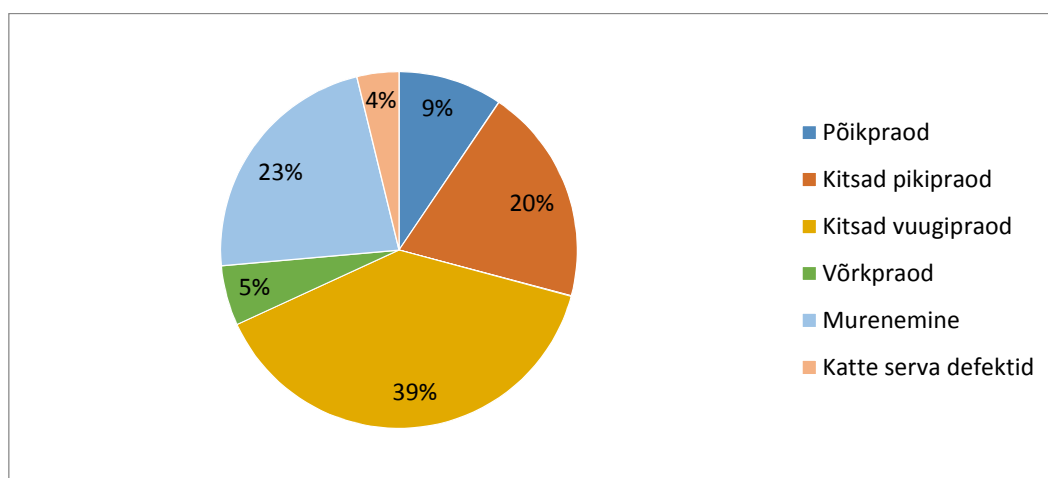
kus Q [normtelge/ööpäevas] – koormussagedus;

$a = 67,6$;

$b = 61,3$.

2.3.2. Stabiliseeritud alustel esinevad defektid

Järgnevalt on antud ülevaade vaadeldavatel stabiliseeritud katendikihtidega teelõikudel esinevatest defektidest stabiliseerimise tüübi alusel. Joonis 1.19 näitab **bituumenstabiliseeritud** alustega teelõikudel esinevate defektide osakaalu.



Joonis 1.19. Bituumenstabiliseeritud alustega teelõikude defektide osakaal

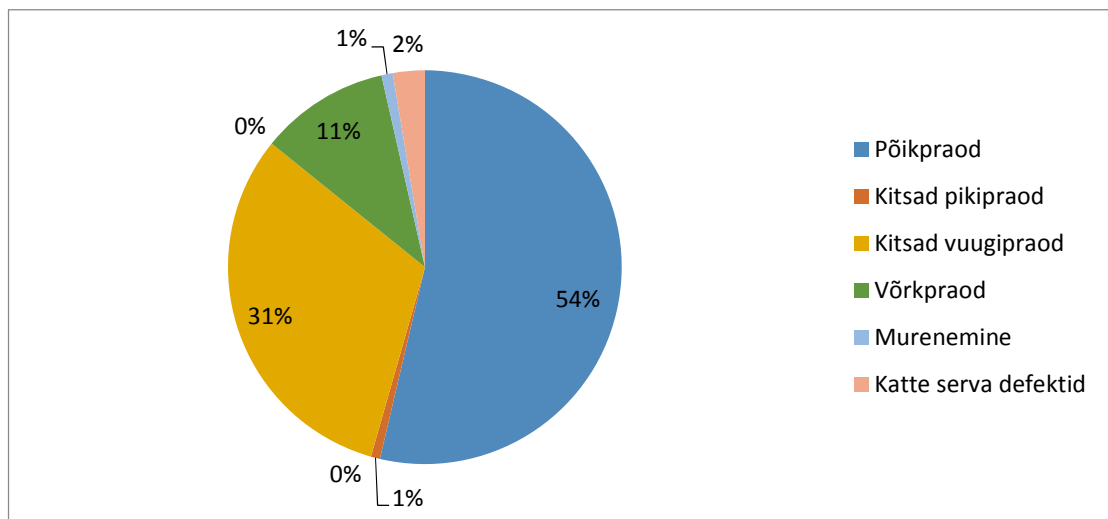
Bituumenstabiliseeritud alustega teelõikudel esineb kõige enam kitsaid vuugipragusid, millele järgnevad murenemine ning kitsad pikipraod.

Vuugipragude tõenäoliseks tekkepõhjuseks on temperatuurimuutustest põhjustatud külmakerked, mille tekkepõhjused saavad alguse kas muldkehast, stabiliseeritud kihi alla rajatud tehnoloogilisest kihist, või stabiliseeritud kihist endast. Freespurule on omane kapillaartõus ja vähese bituumeniga segatuna on see külmakerkeohtlik. Kui muldkeha või alus on külmakerkeohtlikud, hakkab niiskus tõusma läbi stabiliseeritud kihi vahetult asfaltbetoonkihi alla ning põhjustab katte pragunemise.

Kitsaste pikipragude ja võrkpragude peamiseks tekkepõhjuseks on enamasti kogu katendikonstruktsiooni, või üksiku katendikihi ebapiisav kandevõime, aga võib olla põhjustatud ka asfaldi alla ja stabiliseeritud kihi vahele kogunenud veest, mis talvel külmub tekitades kattesse pragusid.

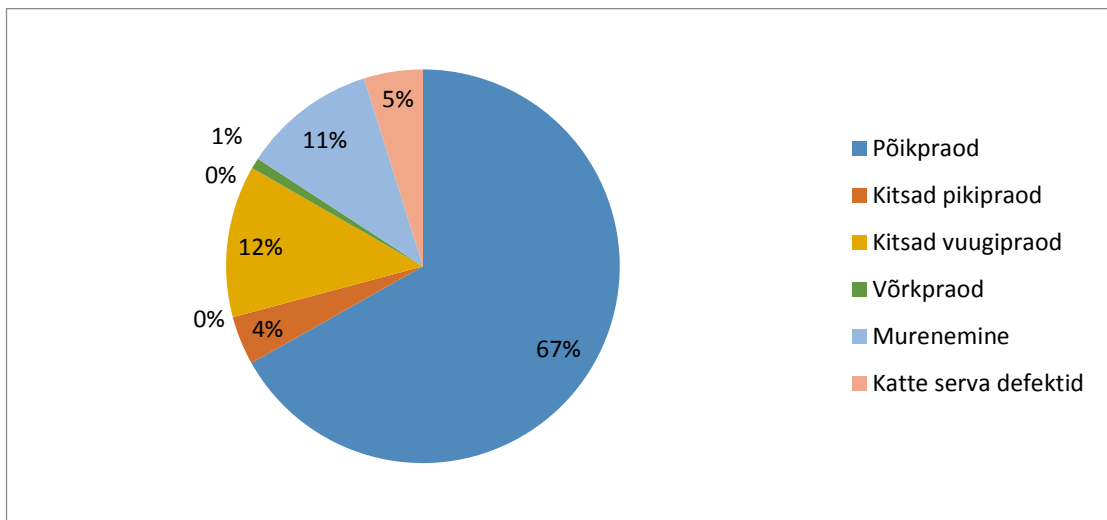
Mittepiisava kandevõime põhjuseks võib olla ebaühtlaselt tihendatud katendikiht, või selle ebaühtlane paksus. Katte servadefektide peamiseks põhjuseks on tihti halb nake asfaldi ja aluse vahel, mida stabiliseeritud katendikihtide puhul põhjustab liialt tolmuks jäänud alus. Kui asfaldikihi aluspind jääb tolmuks, siis asfalt ei nakku korralikult aluskihiga. Sellest tulenevalt ei tihene asfalt tolmuks alusel korralikult. Lisaks jahtub asfalt tee servadel kiiremini, kui teljel. Tolmuks aluse ja kiire jahtumise koosmõjul jääb paigaldatav asfaldikiht poorne ning lõpptulemuseks on katte servade lagunemine. Vähem tõenäolisem servadefektide tekkepõhjus on mittepiisav aluskihi servade tihendamine. Murenemist põhjustab halb nake asfaldi ja aluse vahel, mis viitab samuti tolmuks alusele.

Järgnevas graafikus on näidatud **tsementstabiliseeritud** alustega teelõikudel esinevate defektid jagunemine (joonis 2.20).



Joonis 2.20. Tsementstabiliseeritud alustega teelõikude defektide osakaal

Joonis 2.21 näitab, millised defektid esinevad vaadeldavatel **kompleksstabiliseeritud** katendikihtidega teelõikudel.



Joonis 2.21. Kompleksstabiliseeritud alustega teelõikude defektide osakaal

Nii kompleks- ja tsementstabiliseeritud alustega teelõikudel esinevate defektide vaatlemisel hakkab silma suur põikpragude osakaal. Põikpragude tekkepõhjuseks võib pidada temperatuurimuutustest tulenevat materjali mahukahanemist, mis on omane hüdraulilistele sideainetega töödeldud alustele. Materjali mahukahanedes hakkab ilmnema defekt, milleks on ristisuunas pragu. Aja jooksul peegeldub pragu läbi katendikihtide katte pealispinda. Protsess on omane eelkõige tsementstabiliseeritud alustega teelõikudele, kus sideainena on kasutatud tsementi. Kuid vaadates põikpragude suurt osakaalu kompleksstabiliseeritud teelõikude puhul võiks järeldada, et kompleksstabiliseeritud segudes kasutatava tsemendi osakaal on liiga suur ja bituumeni osakaal liiga väike. Tõenäolisem probleemi põhjus on alguse saanud seguresepti koostamisest, kus on lisatava bituumeni hulka arvestatud ka freesipuru sideaine sisaldus. Tegelikult on see bituumen juba kasutuskõlbmatu ja oksüdeerunud ning ei toimi nii elastsena, kui toimiks uus lisatav sideaine. Sellise stabiliseeritud segu valmistamisel saadakse vähese elastsusega ja suure kandevõimega kompleksstabiliseeritud aluskiht, mis toimib sarnaselt tsementstabiliseeritud kihile.

Murenemine esineb kõigi stabiliseerimisliikide juures ja see on tingitud pigem tolmses jäänud stabiliseeritud kihist. Tolmu tõttu ei teki asfaldi ja stabiliseeritud kihi vahele tugevat naket, mis raskendab ehitusaegset tihendamist. Halva nakke korral tekivad mikropraod, mis aja jooksul arenevad murenemiseks. Samuti, kui asfaldikiht jääb väga poorseks, halveneb ka selle veekindlus, vesi võib niimoodi pääseda asfaldi ja stabiliseeritud kihi vahele, kus võib põhjustada külmakerkeid, mis rikuvad asfaltkatet.

Arvestades defektide osakaalu ja nende tekkepõhjuseid võib öelda, et bituumenstabiliseeritud alustega teelõikudel esineb enamjaolt probleeme külmakergetega, mille viitavad katte pinnal esinevad vuugipraad. Samuti esineb mõningaid kandevõime probleeme, millele viitavad piki- ja võrkpraod.

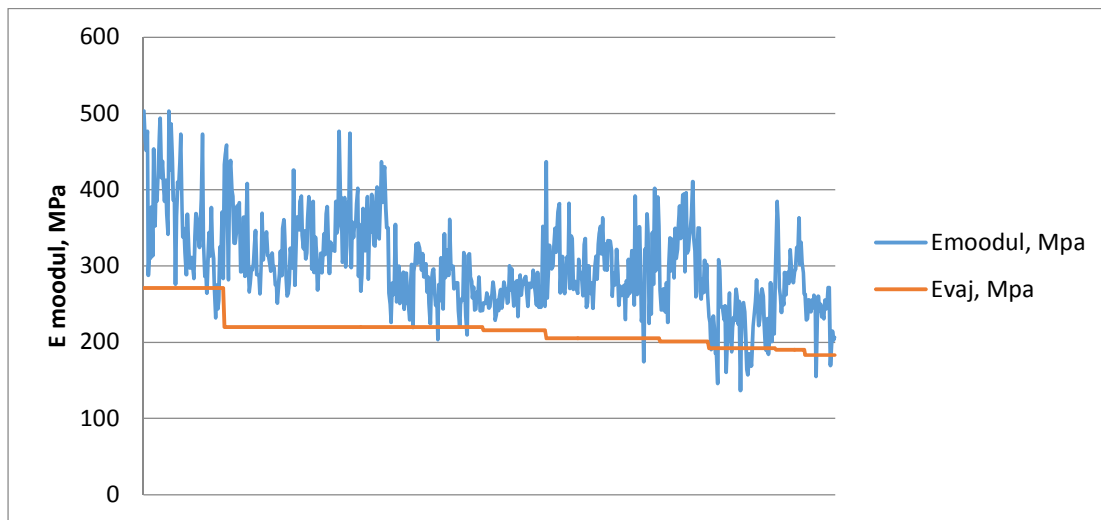
Tsementstabiliseeritud alustega teelõikudel domineerivad põikpraod, mis moodustavad enam, kui poole esinevatest defektidest. Põikpragude põhjuseks on temperatuurimuutustega kaasnev materjali mahukahanemine. Samuti võib põikpragude teket seostada stabiliseeritud kihi all olevas vanas aluskihis esinevate pragude peegeldumisega aluspinda. Ligikaudu kolmandiku esinevatest defektidest moodustavad kitsad vuugipraad, mis viitavad külmakerkele.

Sarnaselt tsementstabiliseeritud alustele esinevad kompleksstabiliseeritud alustel põhiliselt põikpraod. Vuugipragude osakaal on märkimisväärselt väiksem, kui bituumen- ja tsementstabiliseeritud aluste puhul.

2.3.3. Bituumenstabiliseeritud alused

2.3.3.1 Kandevõime

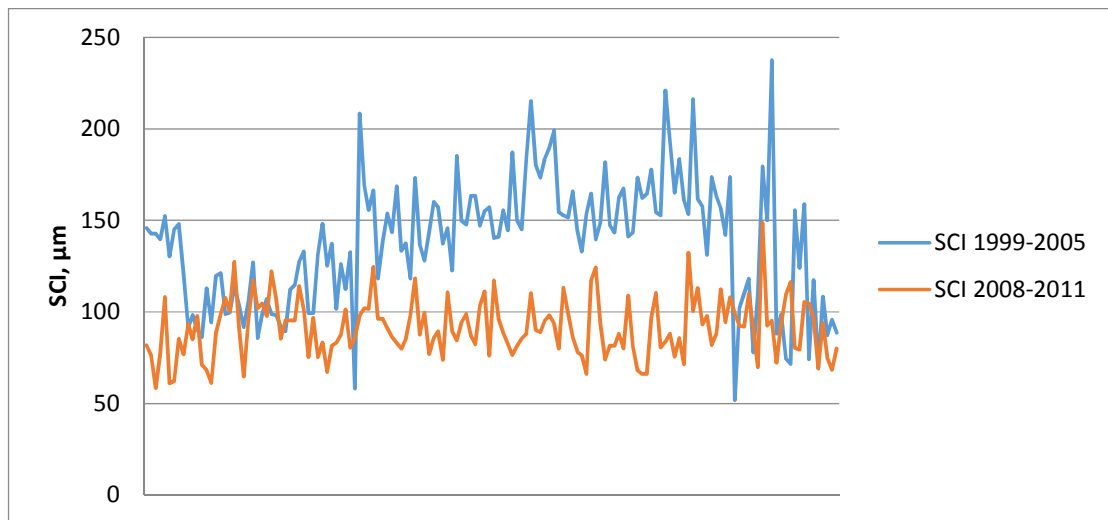
Bituumenstabiliseeritud alustega teelõikude kandevõimed koos vajalike elastsusmoodulite piirväärtustega on esitatud järgmisel joonisel (joonis 2.22).



Joonis 2.22. Bituumenstabiliseeritud alustega teelõikude kandevõime

Analüüsides bituumenstabiliseeritud alustega teelõike kandevõime alusel, selgus, et kandevõime probleeme esineb rohkem teelõikudel, mis on olnud eksploatatsioonis enam, kui 10 aastat. Üheltpoolt viitab see sellele, et bituumen on hakanud aja jooksul ja liikluskoormuse mõjul väsima ning muutunud nõrgemaks. Teiseks põhjuseks on tõenäoliselt suurenenud liikluskoormus, mida katendikonstruktsioon ei suuda efektiivselt vastu võtta. Uuematel teelõikudel kandevõime probleeme ei täheldatud.

Kuna üle 10 aasta vanuste teelõikude kandevõimed on oluliselt halvemad, võib oletada, et bituumeniga seotud kiht hakkab aja jooksul väsima ning katendi konstruktsioon nõrgeneb oluliselt. Järgnev joonis näitab bituumenstabiliseeritud alustega teelõikude SCI parameetreid (joonis 2.23). Võrreldud on üle 10 aasta vanuseid teelõike uuemate, kuni seitsme aasta vanuste teelõikudega.



Joonis 2.23. Bituumenstabiliseeritud aluste SCI parameetrite võrdlus.

On näha, et SCI näitajad on ligi poole suuremad vanematel teelõikudel, millest võib järeldada, et bituumeni omadused halvenevad aja jooksul ning konstruktsiooni kandevõime hakkab halvenema, tulemuseks on defektid teekattel (võrkpragunemine, murenemine).

Kandevõime ja vajumikausi parameetrite omavaheliseks võrdluseks on kasutatud uurimustöös „FWD mõõtmistulemuste alusel arvatud parameetrite SCI, BDI ja BCI kasutamine teekatendi seisukorra hindamisel“ leitud SCI, BDI ja BCI parameetrite piirväärtusi, sõltuvalt vajalikust minimaalsest elastsusmoodulist, mis on esitatud järgnevas tabelis (tabel 2.1).

Tabel 1.1

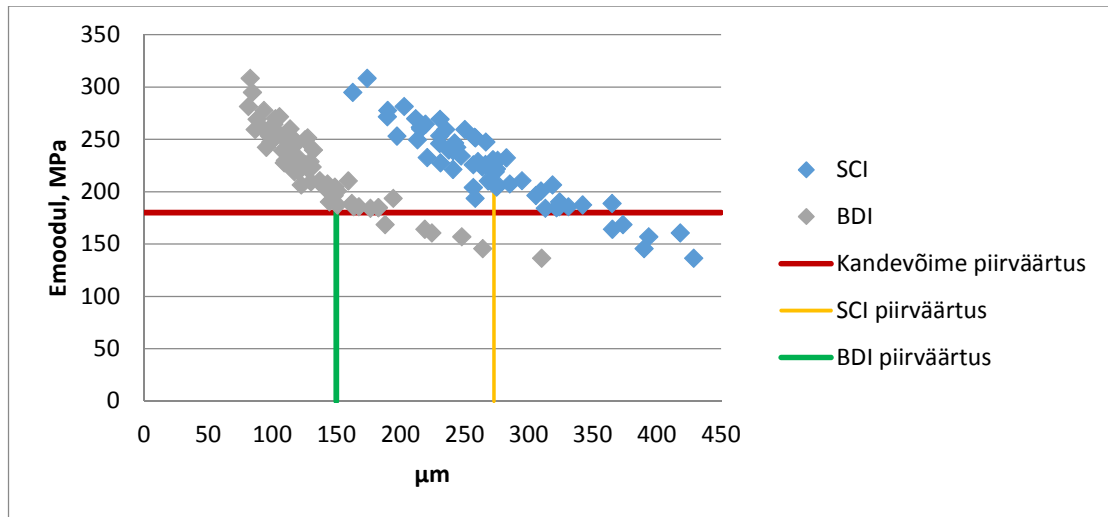
Vajalikule elastsusmoodulile vastavad vajumikausi parameetrid bituumenstabiliseeritud aluste puhul

E vaj, MPa	SCI, μm	BDI, μm	BCI, μm
180	273	150	49
200	243	133	40
220	218	119	33
240	198	107	28
260	181	98	24

Järgnevalt on kujutatud T 11251 Viimsi – Rohuneeme km 1,13 – 7,3 vajumikausi parameetrite seosed vajaliku elastsusmooduliga. Horisontaalne joon kujutab vajaliku elastsusmooduli piiri ning vertikaalsed jooned kujutavad aluse vigastatuse teguri (BDI) ja pinna kõverusteguri (SCI) piirväärtuseid (joonis 2.24). Kuna BCI parameetrite väärtused on võrreldes SCI ja BDI väärtusega oluliselt madalamad, siis parema

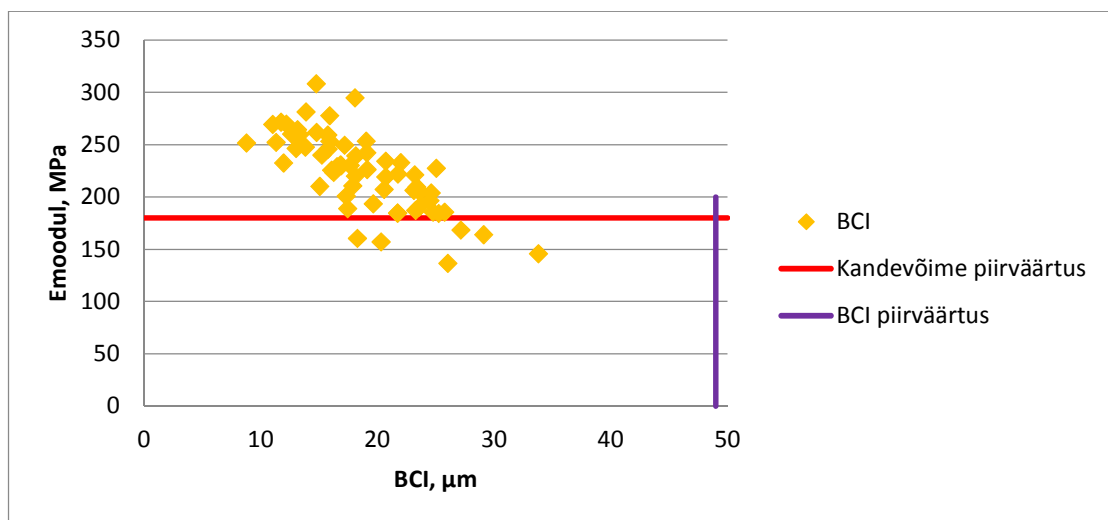
ülevaate andmiseks on need esitatud eraldi joonisel. Aluspinnast iseloomustavad vajumikausi parameetrid on esitatud järgmisel joonisel (joonis 2.25).

Vaadeldaval teelõigul on sõltuvalt koormussagedusest vähim nõutav elastsusmoodul 180 MPa ning vajumikausi parameetrid vastavalt vähimale nõutavale elastsusmooduli SCI 273 μm , BDI 150 μm ja BCI 49 μm . **Antud teelõigul esines defektidest kitsaid piki- ja vuugipragusid, võrkpragunemist ning servadefekte.**



Joonis 2.24. T 11251 Viimsi – Rohuneeme km 1,13 – 7,3 SCI, BDI seos kandevõimega

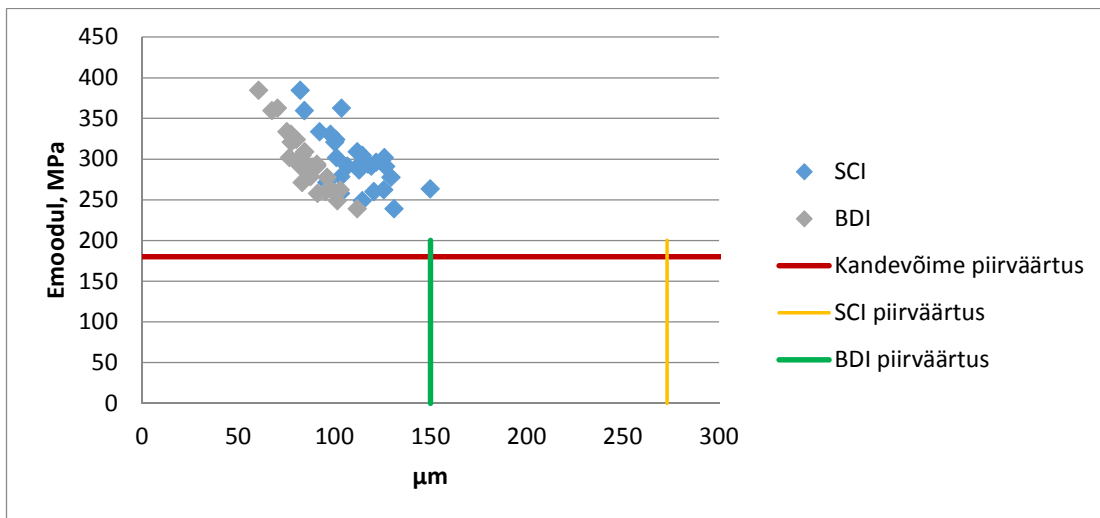
Jooniselt 2.24 selgub, et kandevõime madalamate väärtuste puhul suurenevad vajumikausi parameetrid. On näha, et vajalikust kandevõimest väiksema puhul ületavad vajumikausi parameetrid oma piirväärtuseid, millest võib järeldada, et madal kandevõime on tingitud aluskihtidest ja kattest.



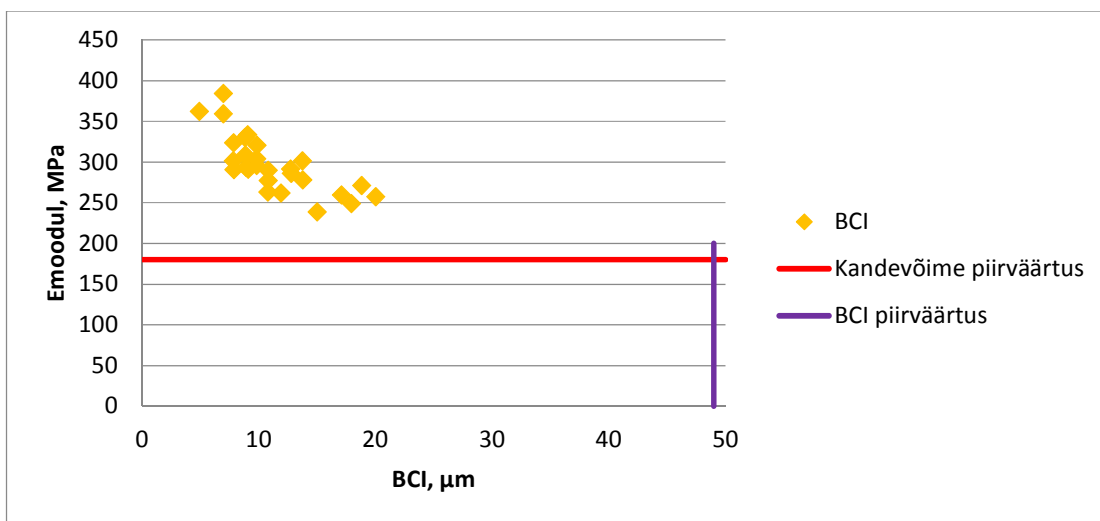
Joonis 2.25. T 11251 Viimsi – Rohuneeme km 1,13 – 7,3 BCI seos kandevõimega

SCI ja BDI parameetritega võrreldes on BCI väärtused hajuvamad, kuid piirväärtuse ületusi ei ole esinenud.

Parema võrdlusmomendi loomiseks on esitatud teelõigu T 27 Rapla – Järvakandi – Kergu km 38,1 – 40,8 SCI, BDI ja BCI vajumikausi parameetrite ja kandevõime seosed. Antud teelõigu kohta kehtivad samad kandevõime ja vajumikausi parameetrite piirväärtused, nagu eelmisel lõigulgi. **Defektidest esines kitsaid vuugipragusid.** Vaadeldava teelõigu vajumikausi parameetrite seosed kandevõimega on esitatud järgmistel joonistel (joonis 2.26) ja (joonis 2.27).



Joonis 2.26. T 27 Rapla – Järvakandi – Kergu km 38,1 – 40,8 SCI ja BDI seosed kandevõimega



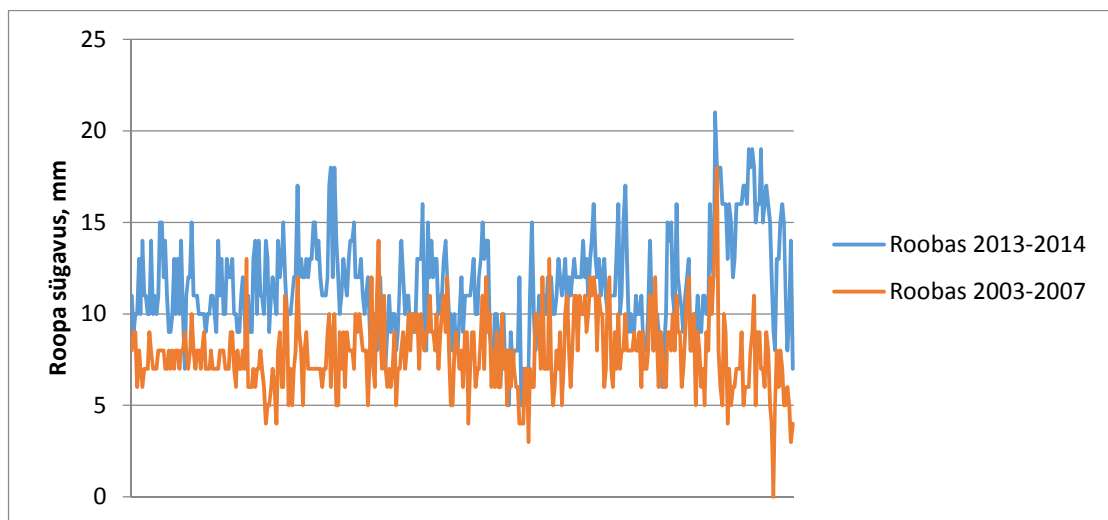
Joonis 2.27. T 27 Rapla – Järvakandi – Kergu km 38,1 – 40,8 BCI seos kandevõimega

Jooniste omavahelisel võrdlusel on selgelt näha, et T 11251 Viimsi – Rohuneeme km 1,13–7,3 kohta esitatud vajumikausi parameetrite seosed kandevõimega viitavad madalale kandevõimele, mis on tingitud katte ja aluskihtide konstruktsioonidest. Samuti kinnitavad madalat kandevõimet registreeritud piki- ja võrkpraod, millest enamik on 2015 aasta kevadise seisuga remonditud, kuid nende olemasolu siiski märgatav.

Analoogseid kandevõime probleeme esineb ka teistel vaadeldavatel teelõikudel, mis on olnud eksploatatsioonis kauem, kui 10 aastat. Üheks põhjuseks madalamate kandevõimete puhul on kindlasti katendite dimensioneerimine madalamale koormussagedusele, ehk ei ole arvestatud tee kasutusaja lõpul oleva koormussagedusega. Teiseks põhjuseks võib olla sideaine suur sisaldus, mille tõttu konstruktsiooni kandevõime nõrgeneb.

2.3.3.2 Pikiroobaste sügavused

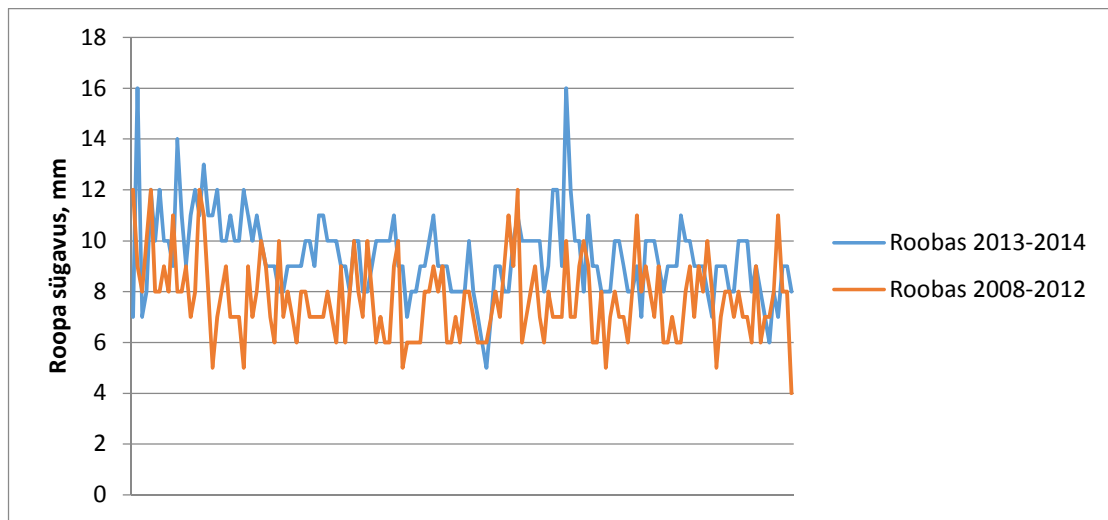
Bituumenstabiliseeritud alustega teelõikude, mis on eksploatatsioonis olnud enam, kui 10 aastat roopasügavuste võrdlus on esitatud järgmisel joonisel (joonis 2.28). Roopa sügavuste andmetest on valitud esimesed mõõdistustulemused, mis on teostatud kuni kaks aastat peale teelõigu valmimist ning viimased teadaolevad mõõdistustulemused, mis teostatud 2013-2014 aastal.



Joonis 2.28. Pikiroobaste sügavuste võrdlus 10-15 a. vanustel teelõikudel

Jooniselt on näha, et pikiroobaste sügavused viimaste mõõtmiste põhjal jäävad enamjaolt 10 – 15 mm piiresse. Pikiroobaste piirväärtuse ületusi esineb ainult ühes kohas. Samas on märgata, et intensiivsem roobaste areng on alanud juba esimestel aastatel alates teelõigu eksploatatsiooni minekust. Kohati on näha isegi 10 mm ületusi.

Järgnevalt on kujutatud bituumenstabiliseeritud alustega kuni 7 aasta vanuste teelõikude roopasügavuste võrdlus (joonis 2.29).



Joonis 2.29. Pikiroobaste sügavuse võrdlus 5-7 a. vanustel teelõikudel

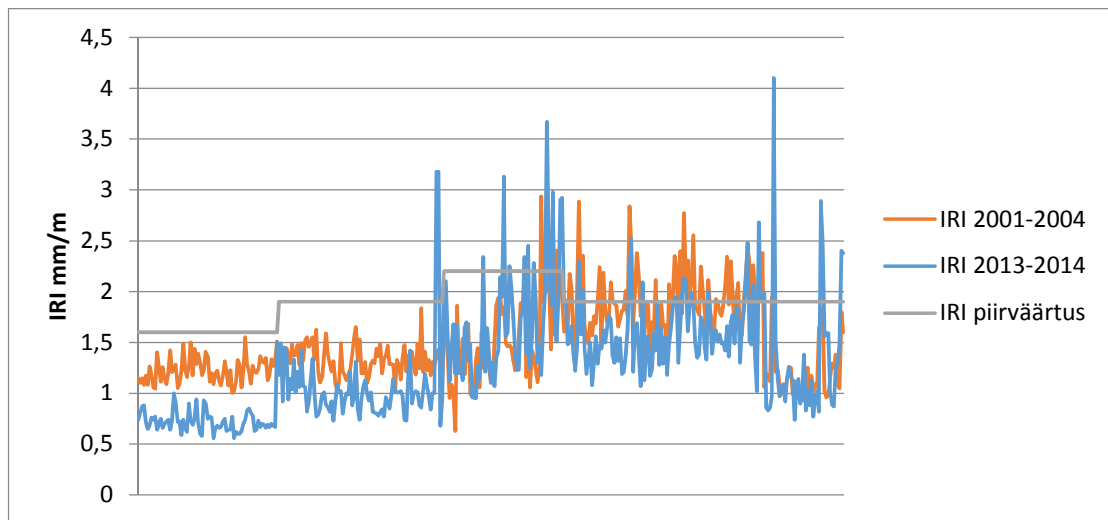
Selgub, et pikiroobaste sügavused jäävad keskmiselt 10 mm piiresse, üksikutes kohtades esineb ka sügavamaid pikiroopaid, kuid piirväärtuseni need ei küündi. Vanematele teelõikudele sarnaselt on ka uuematel teelõikudel näha, et pikiroobaste areng on alanud juba varasemas staadiumis.

Pikiroobaste kohta esitatud graafikutest võib järelda, et bituumenstabiliseerimine ei ole sobilik teedele, kus raskeliikluse osakaal on suur. Kuna roobaste areng on alanud juba esimestel aastatel peale teelõikude valmimist, võib probleem olla ilmnunud bituumeni ebapiisavatest omadustest materjali nihkekindluse tagamisel. Koormuse avaldudes on stabiliseeritud aluse materjaliosakesed hakanud nihkuma koormustsentrilt väljapoole, mille tulemused avalduvad teekattel pikiroobastena.

Teiseks põhjuseks võib olla stabiliseeritud aluse pinnale tekkinud pikiroobaste nõuetele mittevastav likvideerimine. Protsess leiab aset eelkõige juhul, kui stabiliseeritud alus on jäänud asfalteerimata kauemaks, kui seitse päeva. Sellisel juhul tekivad liikluskooormusest stabiliseeritud kihti pikiroopad ja ka löökaugud.

2.3.3.3 Teekatte tasetasus

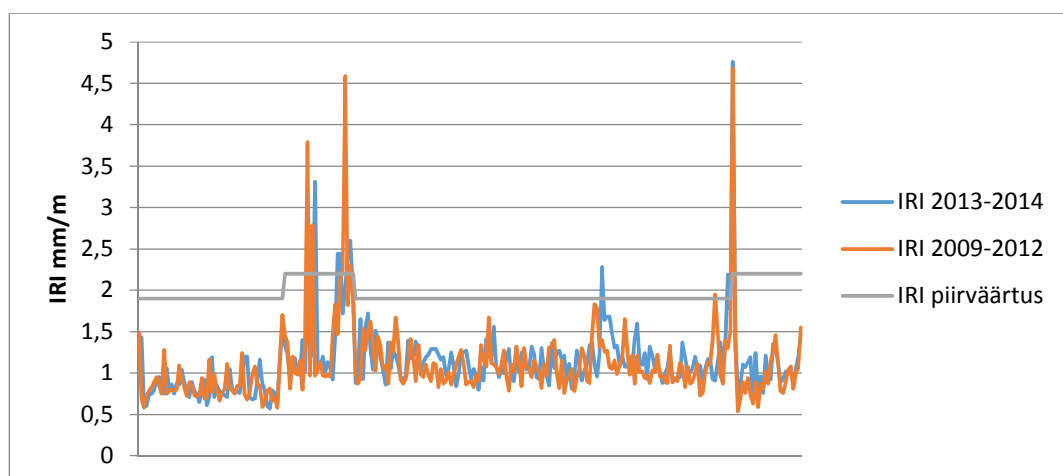
Bituumenstabiliseeritud alustega teelõikude, mis on ehitatud aastatel 1999-2004, tasetasuse mõõtmistulemused on esitatud järgmisel joonisel (joonis 2.30). Võrreldud on esimesi mõõtetulemusi, mis on registreeritud ajavahemikus 2001-2004 viimaste tulemustega, mis on registreeritud 2013-2014.



Joonis 2.30. Bituumenstabiliseeritud alustega 10-15 aasta vanuste teelõikude tasasus

Selgub, et osadel teelõikudel on tasasus esimese mõõtmistulemusena suurem, kui viimasena. On alust arvata, et antud teelõike on vahepeal remonditud, kuigi teeregister andmeid uue kulumiskihi, või pindamiste kohta nendel teelõikudel ei kajasta. Valdavalt jääb teekatte tasasus lubatu piiridesse, probleeme esineb kahel teelõigul – Viimsi-Rohuneeme km 1,13-7,3 ja Risti-Virtsu-Kuivastu-Kuresaare km 11,06-21,46. Esimesel neist on lubatust suurem tasasus registreeritud 2014 aastal ja seda üksikutel lõikudel. Kõrvalmaanteel esines ka mitmeid kandevõime probleeme, mis vajumikausi parameetrite analüüsimisel viitasid katte ja aluse seisukorrale, siis võib järeldada, et nii kandevõime, kui ka pikisuunaline ebataasus on tingitud stabiliseeritud kihist. Risti-Virtsu maanteel on näha piirväärtuste ületamist juba 2003 aasta mõõtmistest. On näha, et 2005 aastal tehtud teekatte pindamine on teelõigul tasasust parandanud ja 2014 aasta mõõtmistulemustel on piirväärtuste ületamisi märgata tunduvalt vähem. Kandevõime probleeme antud lõigul ei täheldatud, küll aga esines mitmeid põikpragusid, mis mõjutavad teekatte tasasust.

Joonis 2.31 näitab kuni seitsme aasta vanuste bituumenstabiliseeritud teelõikude tasasust.



Joonis 2.31. Bituumenstabiliseeritud alustega 5-7 aasta vanuste teelõikude tasasus

Selgub, et vaadeldavate lõikude tasasus on hea ja jääb lubatud väärtuste piiresse. Esineb küll üksikuid piirväärtuste ületusi, mis võivad olla tingitud katte jätkuvuskohtades. Võrreldes vanemate BS teelõikudega on esmane registreeritud tasasus suhteliselt sarnane, millest võib eeldada sarnaste IRI väärtuse kasvu ka uuematel teelõikudel.

2.3.3.4 Bituumenstabiliseeritud aluste kokkuvõte

Bituumenstabiliseeritud alustega teelõikude seisukorda analüüsides selgus, et defektidest domineerivad kitsad vuugipraod ning kitsad pikipraod. Vuugipragusid esines kõigil vaadeldud teelõikudest, rohkem aga teelõikudel, mis on olnud eksploatatsioonis vähemalt 10 aastat. Vuugipragude tekkepõhjuseks on kas külmakerked, mis on tingitud stabiliseeritud kihi, muldkeha, või aluspinnase külmaohtlikusest, või poorseks jäänud katte pealiskiht, mis aja jooksul on oma veekindluse kaotanud. Samuti esines kõigil vanematest teelõikudest kitsaid pikipragusid ja osaliselt ka võrkpragusid, mille tekkepõhjuseks võib pidada teekonstruktsiooni mittepiisavat kandevõimet.

Vajalikust kandevõimest madalamat esines üheksast vaadeldavast teelõigust viiel. Enim madalamat kandevõimet täheldati vanematel teelõikudel. Selle peamiseks põhjuseks on arvatavasti bituumeni omaduste halvenemine aja jooksul. Seda näitasid ka SCI vajumikausi parameetrite omavahelised võrdlused. Samuti võib eeldada, et vanemad katendid on projekteeritud väiksemale liikluskoormusele, ehk liiklussagedus on kasvanud kiiremini, kui prognoositud. Teelõikudel, mis on ehitatud peale 2005 aastat, esines kandevõime probleeme oluliselt vähem.

Roopasügavused jäävad üle 10 aasta vanustel teelõikudel valdavalt alla 15 mm piiri, mis on rahuldav. Üksikutel lõikudel oli märgata ka suuremaid koguni 20 mm sügavusi pikiroopaid, mis ületavad lubatud piirväärtuse. Kuni 10 aasta vanustel teelõikudel jääb keskmine roopasügavus 10-12 mm piiresse, mis on samuti rahuldav, 12 mm ületusi esines neljas kohas.

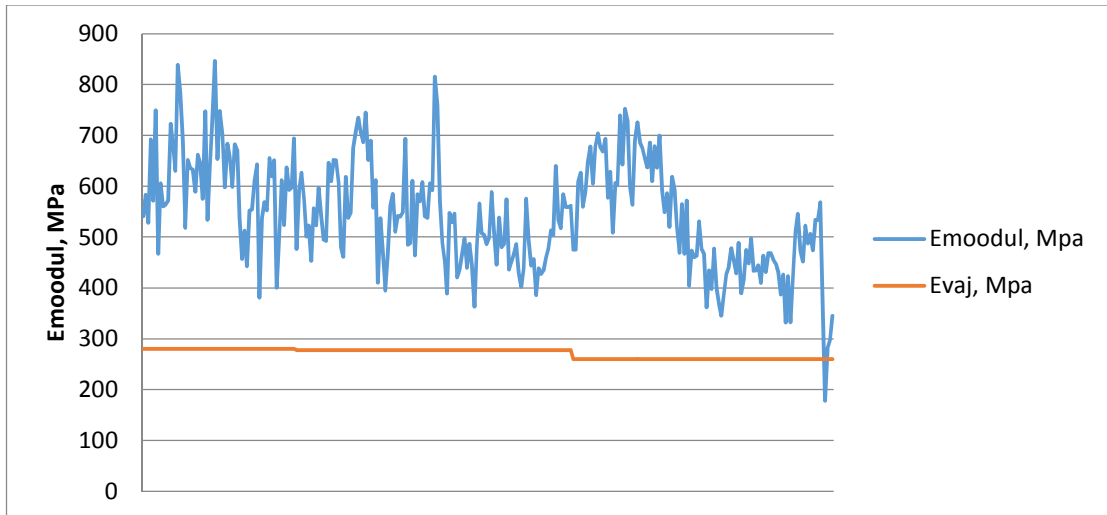
Enim tasasuse ületusi esines samuti vanematel teelõikudel, kus see kohati küündis üle 3 mm/m. 5-10 aasta vanustel lõikudel esines samuti lubatust suuremat tasasust, kuid oluliselt vähem. Suur tasasuse väärtus on tingitud arvatavasti stabiliseeritud aluse profileerimisest. Teadaolevalt ei kasutatud 2000 ndate algusaastatel greideritel automaatikat, mistõttu on neil teelõikudel aluskihid ehitatud nõ. silma järgi. Samuti ei olnud ka teeprojektid nii detailsed, kui need seda tänapäeval on.

2.3.4. Tsementstabiliseeritud alused

Tsementstabiliseeritud aluseid on teeregistri andmetel rajatud valdavalt põhimaanteedele. Teeregistrisse koondatud andmete põhjal võib järeldada, et tsementstabiliseeritud aluseid rajati valdavalt 21. sajandi esimese dekaadi alguses ning 2015. aastal eelistatakse ainult hüdraulilise sideaine kasutamisele ka orgaanilise lisamist, ehk domineerivaks stabiliseerimiseliigiks on saanud kompleksstabiliseerimine. Samas ei kajasta teeregister 2015. aasta seisuga kogu maanteevõrku hõlmavate katendikihtide andmeid, selletõttu on ka käesolevas töös vaadeldavate tsementstabiliseeritud alustega teelõikude hulk oluliselt väiksem, võrreldes teiste stabiliseerimisliikidega.

2.3.4.1 Kandevoime

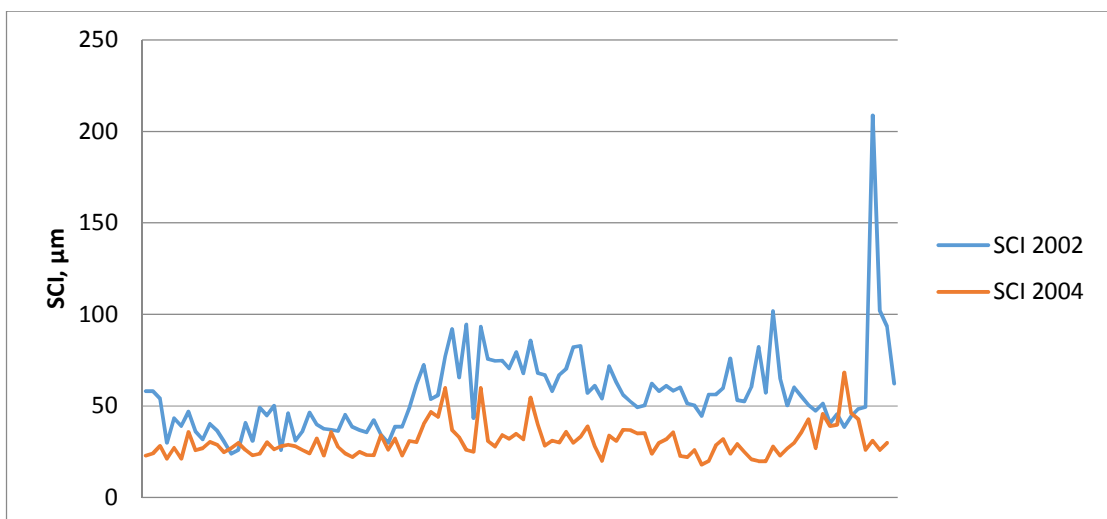
Vaadeldavate tsementstabiliseeritud aluste kandevoimed ja vajalikud elastsusmoodulid on esitatud järgneval joonisel (joonis 2.32).



Joonis 2.32. Tsementstabiliseeritud alustega teelõikude kandevoime

Jooniselt ilmneb, et piirväärtusest madalamat kandevoimet esineb ainult ühes mõõdetud punktis. Samuti on näha väga suurt kandevoimet, mis tuleneb hüdraulilisest sideainest.

Vaadeldavad tsementstabiliseeritud alustega teelõigud on rajatud 2002-2004 aastal. Kuna teelõikude ekspluatatsioonide vahe on kõigest 2 aastat, siis on ka erinevus SCI parameetrite vahel suhteliselt väike võrreldes bituumenstabiliseeritud alustega (joonis 2.33).

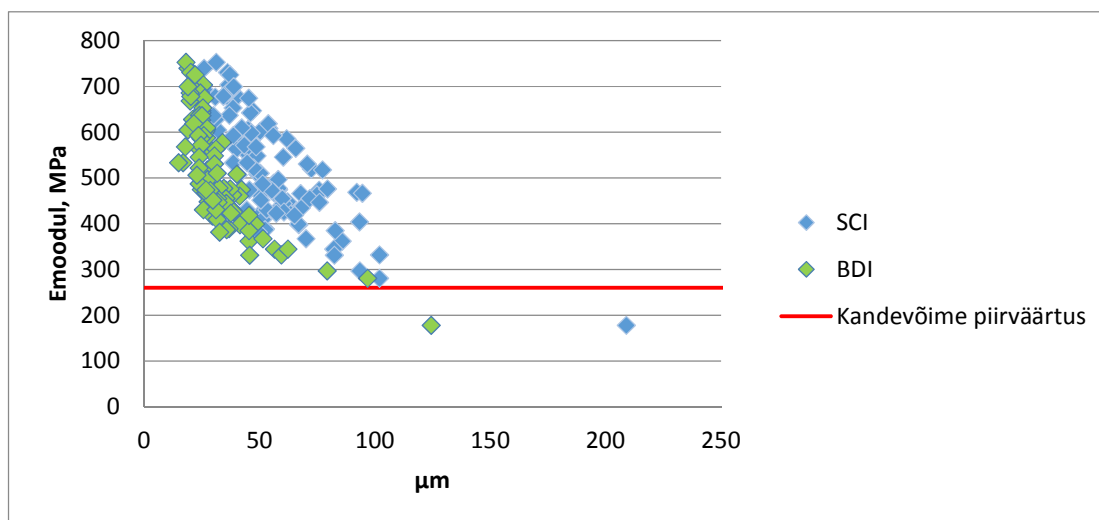


Joonis 2.33. Tsementstabiliseeritud aluste SCI parameetrite võrdlus

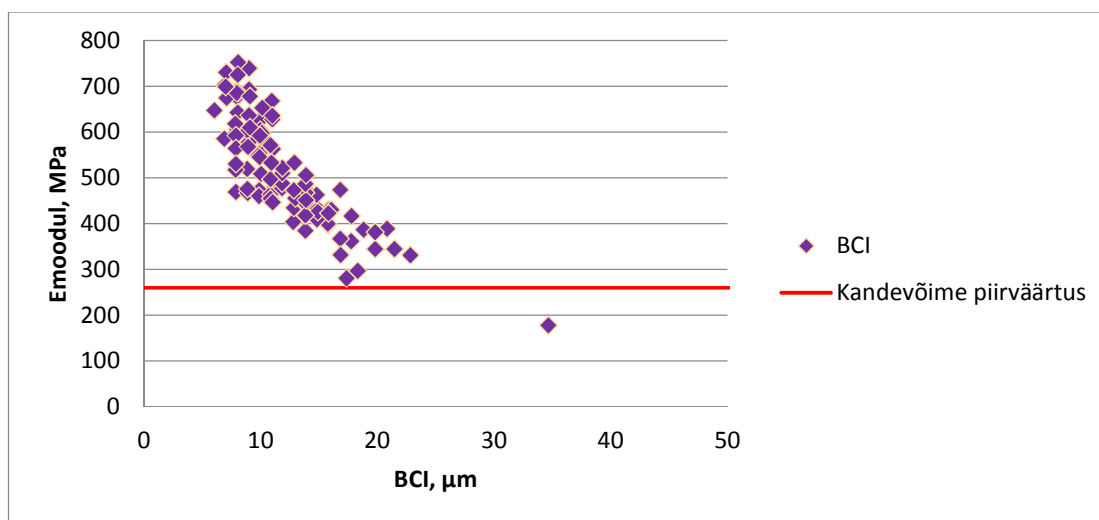
Kuna tsemendi tugevus ajajooksul kasvab ning materjali mahukahanemisega kaasneb ka pragude tekkimine, siis võib eeldada, et 2002. aastal rajatud stabiliseeritud kihi suuremad SCI näitajad on tingitud just tsemendi tugevuse kasvamisest.

Järgnevalt on esitatud graafiliselt tsementstabiliseeritud alustega maanteelõikude kandevõime seosed vajumikausi parameetritega.

Põhimaantee T 1 Tallinn – Narva km 146,07 – 156,27 kandevõime seos SCI, BDI ja BCI parameetritega on kujutatud järgnevatel joonistel (joonis 2.34) ja (joonis 2.35).



Joonis 2.34. T 1 Tallinn – Narva km 146,07 – 156,27 kandevõime seos SCI ja BDI parameetritega

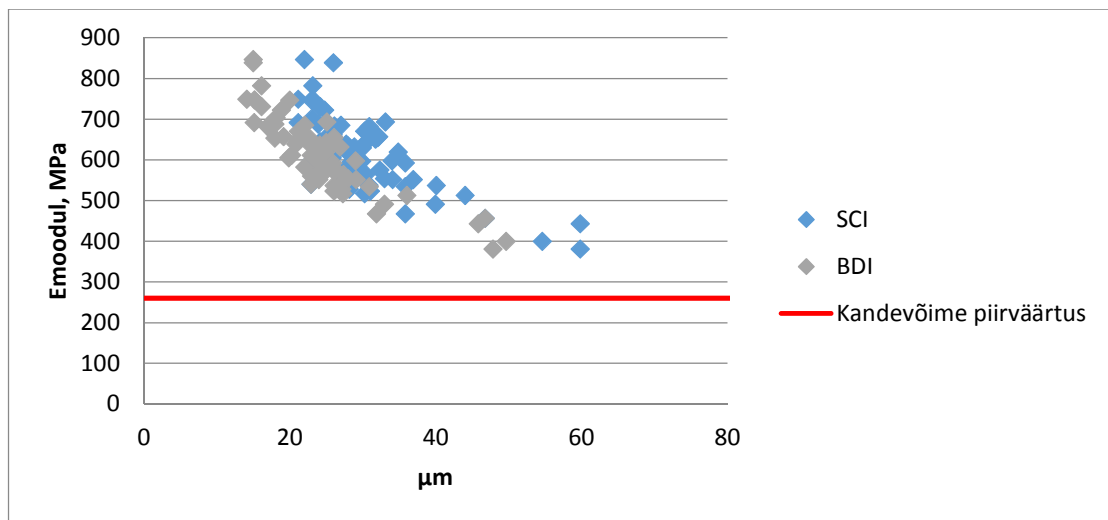


Joonis 2.35. T 1 Tallinn – Narva km 146,07 – 156,27 kandevõime seos BCI parameetriga

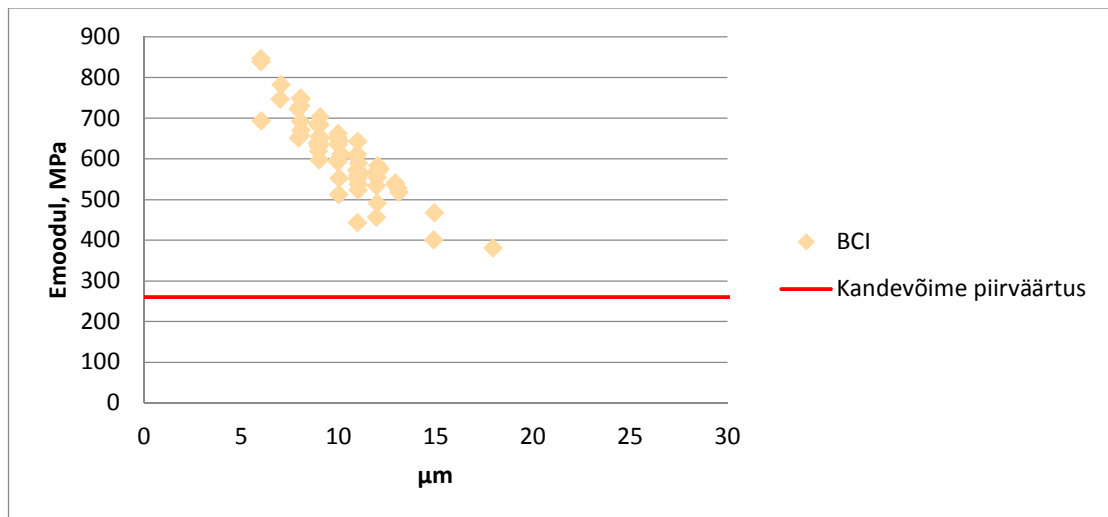
Graafikutelt selgub, et tsementstabiliseeritud alustele on omane väga suur kandevõime, mis on tingitud tsemendi tugevuse kasvamisest ajas. Piirväärtusest madalamat kandevõimet esineb ainult ühes mõõdetud punktis. Kogemused on näidanud, et hüdraulilise sideaine üledoseerimisel hakkavad materjali mahukahanemisel tekkima praod, mis aja jooksul ilmuvad katte pinnale. Fakti kinnitavad ka antud teelõigul

esinevad defektid, millest domineerivateks osutuvad põikpraod, võrkpraod ja katte servadefektid. Teostusdokumentatsiooni andmetest selgus, et stabiliseeritud kihi all paikneb vana tsementbetoonkate. On alust arvata, et vanas tsementbetoonkattes esinevad põikpraod on peegeldunud katte pinda. Võrkpragunemine võib olla alguse saanud liikluskoormuse pidevast avaldumisest põikpragudele.

Võrdlusmomendi loomiseks on järgnevalt esitatud joonised T 4 Tallinn – Pärnu – Ikla km 92,25 – 98,45 kandevõime seoste ja vajumikausi parameetrite kohta (joonis 2.36) ja (joonis 2.37).



Joonis 2.36. T 4 Tallinn – Pärnu – Ikla km 92,25 – 98,45 kandevõime seos SCI ja BDI parameetriga

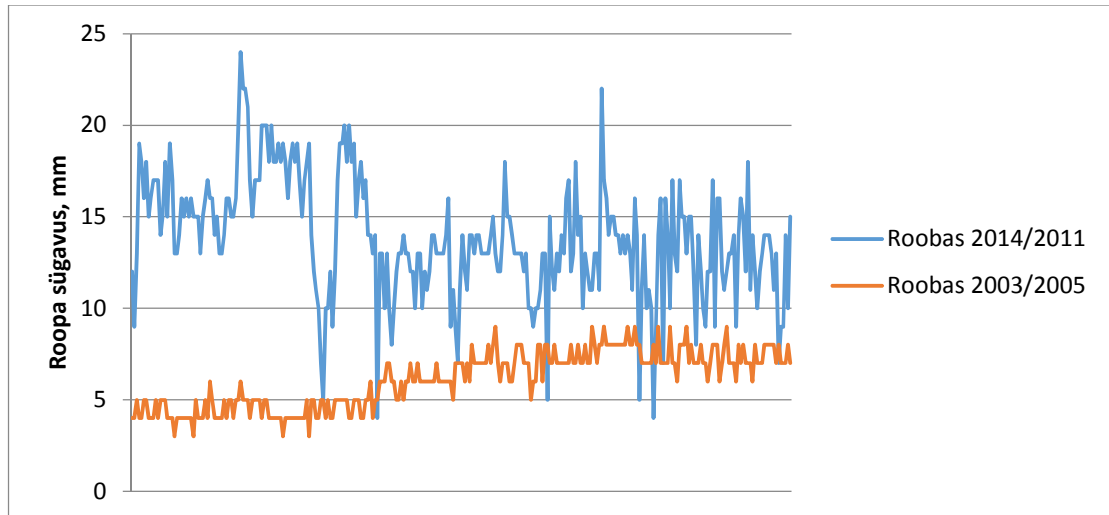


Joonis 2.37. T 4 Tallinn – Pärnu – Ikla km 92,25 – 98,45 kandevõime seos BCI parameetriga

Samuti on näha väga suurt kandevõimet, mis kohati ületab vajaliku kandevõime kolmekordselt. Antud lõigul on domineerivateks defektideks kitsad vuugipraod, mille tekkepõhjuseks on valdavalt temperatuurimuutustest tingitud külmakerked. Tsemendi aladooseerimisega vähenevad aluse külma- ja veekindlus. Seega on alust arvata, et vaadeldavale lõigule on defektide ilmnemise põhjuseks hüdraulilise sideaine aladooseerimine, kuigi kandevõime probleeme ei esine.

2.3.4.2 Pikiroobaste sügavused

Järgnevalt on esitatud andmed tsementstabiliseeritud alustega teelõikude roopasügavuste kohta (joonis 2.38).

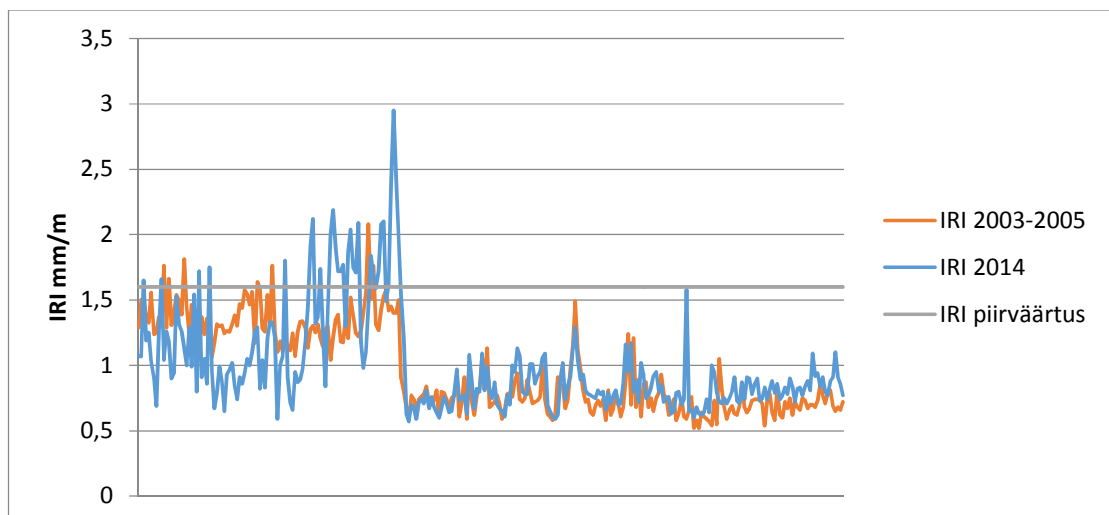


Joonis 2.382. Tsementstabiliseeritud alustega teelõikude roopasügavuste võrdlus

Keskmine roopasügavus esimesel mõõtmisel peale lõigu valmimist jääb 5 mm piiresse, kuid ligi kümme aastat hiljem ületab see enamikes kohtades 15 mm piiri. Lubatavat roopasügavuse piirväärtuse ületusi esineb ca. 400 m, kus roopasügavus küündib pea 25 mm.

2.3.4.3 Teekatte tasetas

Tsementstabiliseeritud alustega teelõikude tasetas on kujutatud järgmisel joonisel (joonis 2.39).



Joonis 2.39. Tsementstabiliseeritud alustega teelõikude tasetas

Joonise esimene osa, kus esinevad märgatavalt kõrgemad väärtused kirjeldab teekatte tasasust põhimaanteel Tallinn–Narva km 146,07 – 156,27. Esimestest mõõtmistest on näha, et tasasuse väärtused on kõrgemad võrreldes Tallinn–Pärnu-Ikla maanteel mõõdetud tasasusega. 2012 aastal tehtud pindamistööd on teekatte tasasust küll parandanud, aga 2014 aasta tulemustes esineb siiski piirväärtuste ületusi. Põhjuseks võivad olla eelnevalt mainitud põikpraod, mis mõjutavad mille tekkepõhjuseks on suur hüdraulilise sideaine sisaldus stabiliseeritud segus.

Tallinn–Pärnu-Ikla maantee km 92,25-98,45 ja 100,05-110,9 tasasuse piirväärtuse ületusi ei ole esinenud.

2.3.4.4 Tsementstabiliseeritud aluste kokkuvõte

Tsementstabiliseeritud alustega teelõikudel osutusid domineerivateks defektideks põik- ja kitsad vuugipraad. Põikpraod tekivad materjali mahukahanemisest, mis on omane just hüdraulilise sideainega stabiliseeritud katendikihtidele.

Kandevõime on tsementstabiliseeritud alustega teelõikudel tagatud, vajalikust madalamat kandevõimet registreeriti ainult ühes mõõtepunktis. Kõik vaadeldavad tsementstabiliseeritud lõigud on rajatud põhimaanteedele, millede koormussagedus on kohati enam, kui 1700 normtelge ööpäevas. Suur kandevõime tuleneb hüdraulilisest sideainest, mis näitab, kui oluline on tsemendi sisaldus stabiliseeritud segus.

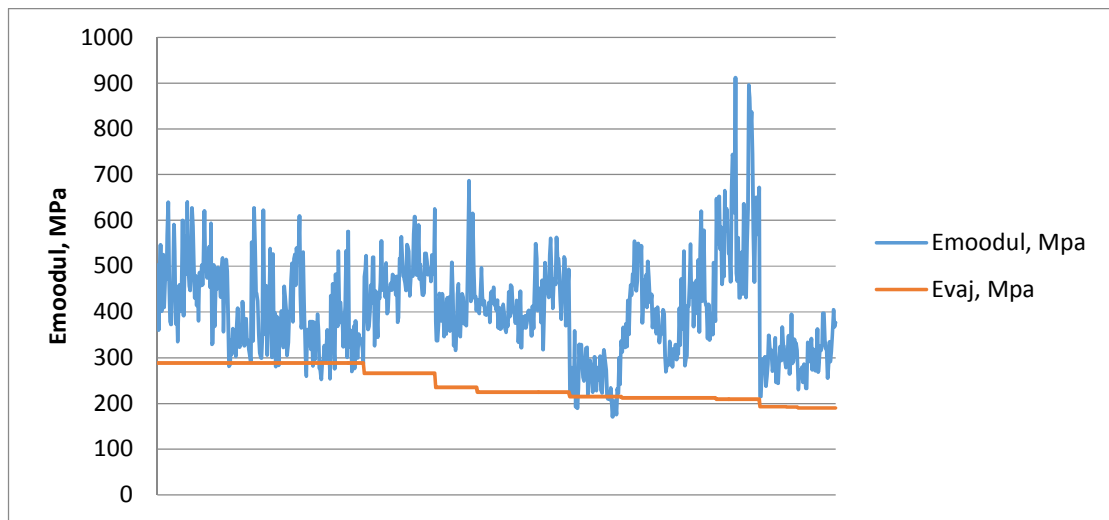
Pikiroobaste sügavused jäävad tsementstabiliseeritud alustega teelõikudel 2014 aasta seisuga valdavalt 15-20 mm piiresse, kuid esineb ka kohati sügavamaid roopaid. FWD parameetritele tuginedes võib väita, et tsementstabiliseeritud katendikihte sisaldavatel teekonstruktsioonidel esineb pikiroopaid vaid asfaltbetoonist tulenevalt.

Teekatte tasasus on tsementstabiliseeritud alustega teelõikudel üldjuhul täidetud. Suuremat tasasust esines põhimaanteel Tallinn–Narva km 146,07 – 156,27 kus tasasus küündib kohati 3 mm/m. Antud lõigul domineerisid ka põikpraod, mis mõjutavad eelkõige sõidumugavust ja teekatte tasasust.

2.3.5. Kompleksstabiliseeritud alused

2.3.5.1 Kandevõime

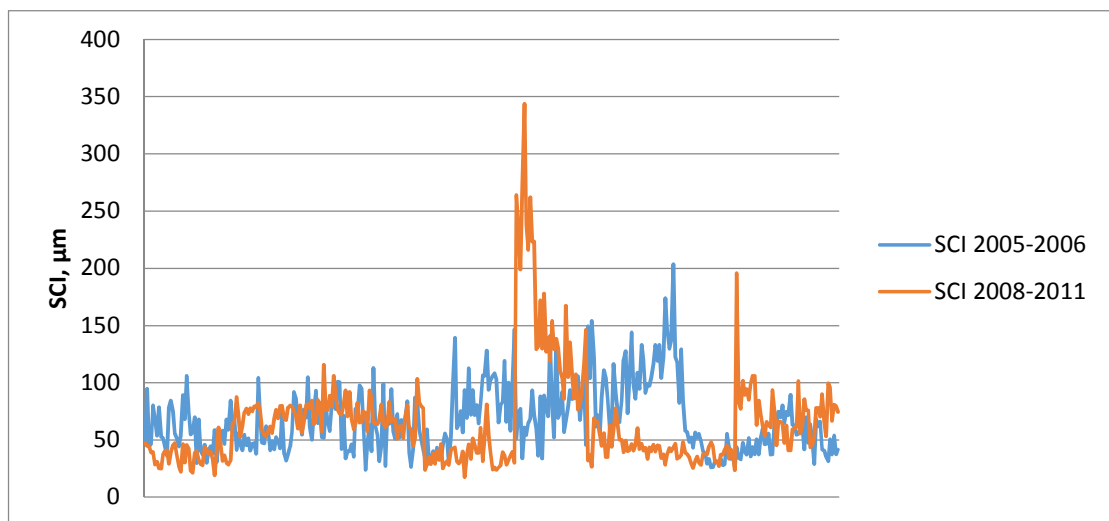
Vaadeldavate kompleksstabiliseeritud aluste kandevõimed ja vajalikud elastsusmoodulid on esitatud järgmisel joonisel (joonis 2.40).



Joonis 2.40. Kompleksstabiliseeritud alustega teelõikude kandevõime

Sarnaselt tsementstabiliseeritud alustega teelõikudele on märgata väga suurt kandevõimet, millest võib järeldada, et stabiliseeritud segu sisaldab kas liiga palju tsementi või liiga vähe bituumenit. Kahel vaadeldavatest teelõikudel on täheldatud piirväärtustest madalamat kandevõimet.

Võrreldes bituumenstabiliseeritud aluste SCI näitajatega on kompleksstabiliseeritud alustel erinevused väiksemad (joonis 2.41).



Joonis 2.41. Kompleksstabiliseeritud aluste SCI parameetrid

Kompleksstabiliseeritud aluste puhul on SCI näitajate kasvamine aja jooksul väiksem, võrreldes bituumenstabiliseeritud alustega. Esineb üksikuid suuremaid väärtusi, mis on eeldatavasti tingitud aluspinnasest.

Järgnevalt on esitatud seoseid vajaliku kandevõime ja vajumikausi parameetrite vahel kompleksstabiliseeritud alustega teelõikudel. Vajalikust elastsusmoodulist lähtuvad vajumikausi parameetrite piirväärtused on esitatud tabelis 2.2.

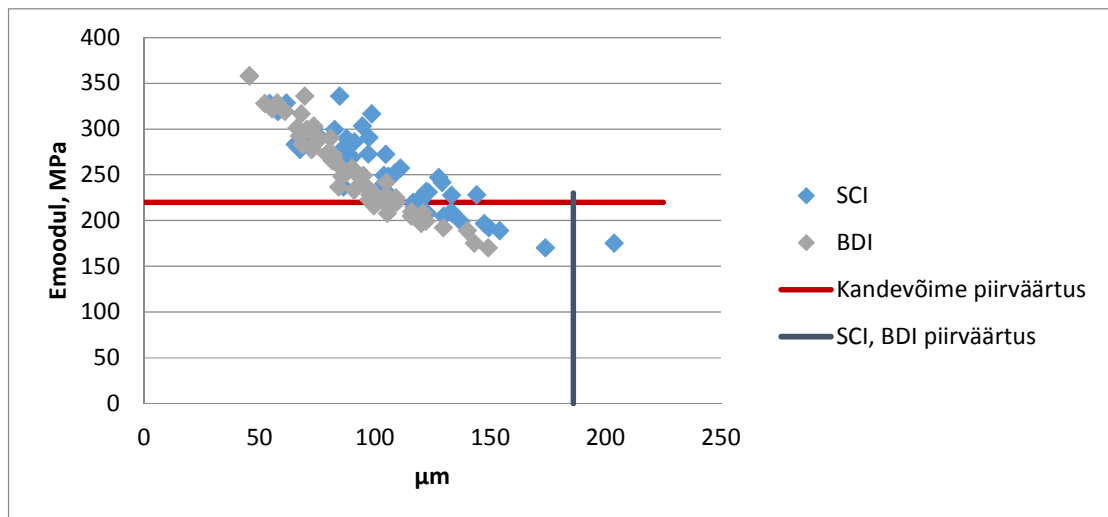
Tabel 2.2.

Vajalikule elastsusmoodulile vastavad vajumikausi parameetrid kompleksstabiliseeritud aluste puhul

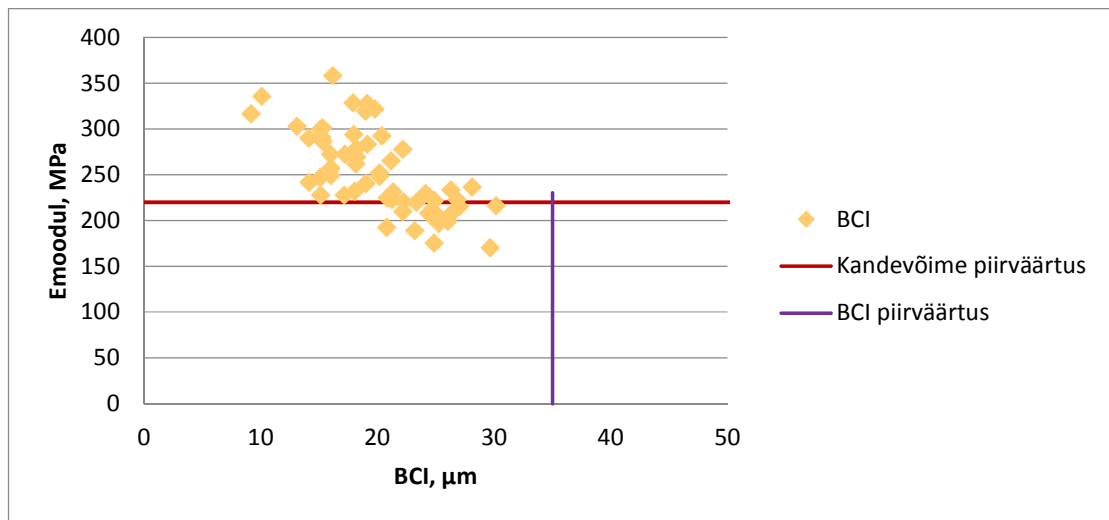
E vaj, MPa	SCI, μm	BDI, μm	BCI, μm
180	258	156	39
200	218	218	37
220	186	186	35
240	162	162	33
260	142	142	32

Vaatluse all olevad kompleksstabiliseeritud alustega teelõigud on olnud eksploatatsioonis 5-10 aastat. Omane neile teelõikudele on suur kandevõime, mis on tingitud tänu hüdraulilise sideaine kasutamisele. Vajalikust madalamat kandevõimet esines ainult tugimaantee T 60 Pärnu – Lihula km 15,64–21,13 ja põhimaantee T 1 Tallinn–Narva km 27,0–38,9 üksikutes mõõtekohtades.

Järgnevalt on näidatud tugimaantee T 60 Pärnu – Lihula km 15,64 – 21,13 SCI, BDI ja BCI parameetrite seoseid kandevõimega (joonis 2.42) ja (joonis 2.43). Antud tugimaanteel esinesid defektidest üksikud piki- ja põikpraod.



Joonis 2.42. T 60 Pärnu – Lihula km 15,64 – 21,13 SCI ja BDI seos kandevõimega

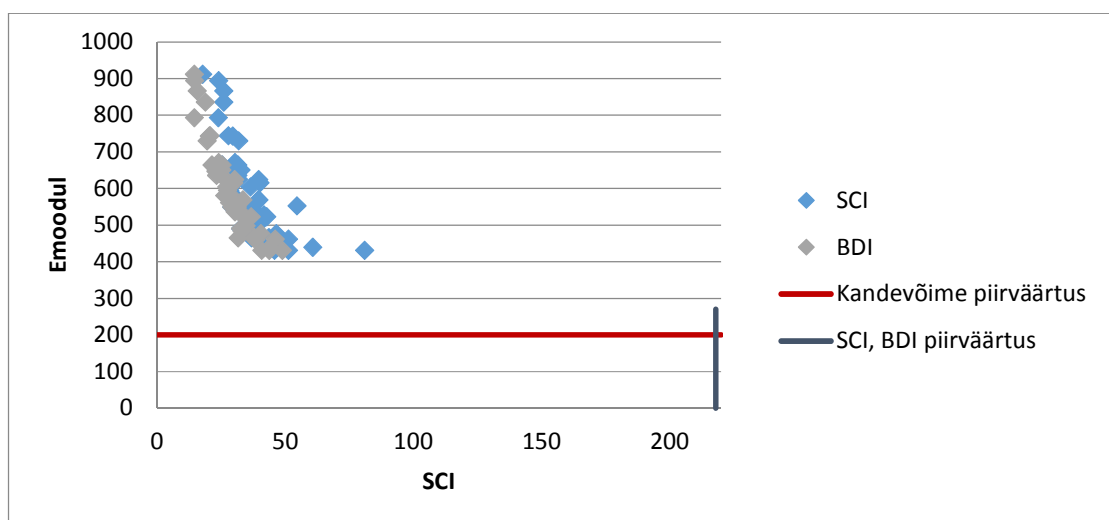


Joonis 2.43. T 60 Pärnu – Lihula km 15,64 – 21,13 BCI seos kandevõimega

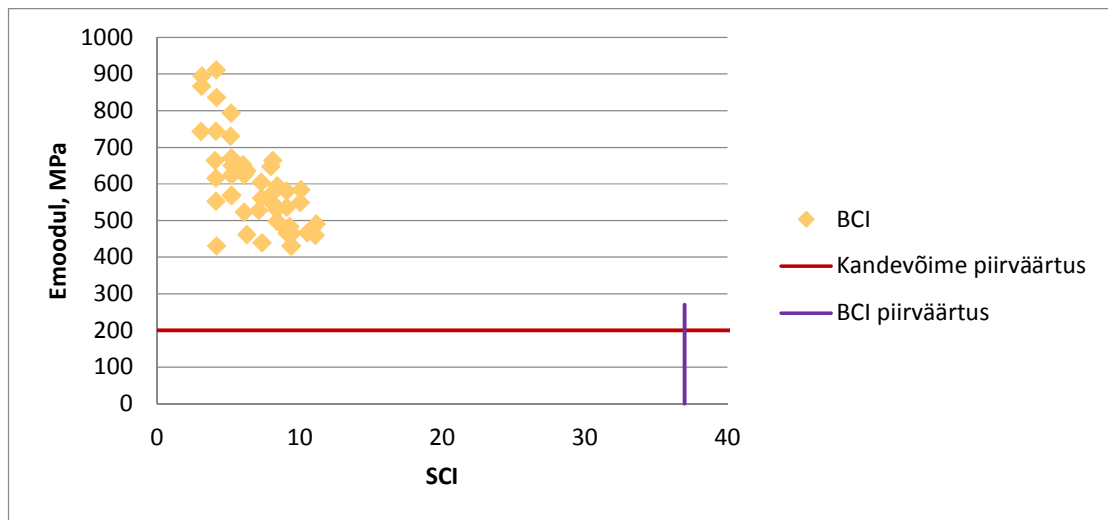
Piirväärtuste ületusi esineb ainult ühes kohas ja seda SCI parameetri puhul, kuid siiski on märgata madalamat kandevõimet, mis viitab aluskihtide seisukorrale. Seda tõestavad ka registreeritud pikipraod, mille peamiseks tekkepõhjuseks on aluskihtidest tingitud madalam kandevõime, mis vastava koormussageduse juures antud teelõigul tagatud peaks olema. Põikpraod on tekkinud materjalide mahukahanemisest, ja kandevõimet ei mõjuta, küll aga sõidumugavust.

Võrdlusmomendi loomiseks on esitatud tugimaantee T 18 Niitvälja – Kulna km 0 – 4,7 kandevõime seosed vajumikausi parameetritega (joonis 2.44) ja (joonis 2.45).

Antud teelõigul defekte ei ole ilmnenud, millele viitab ka suur kandevõime ja väiksed vajumikausi parameetrid.



Joonis 2.44. T 18 Niitvälja – Kulna km 0 – 4,7 SCI ja BDI parameetri seos kandevõimega



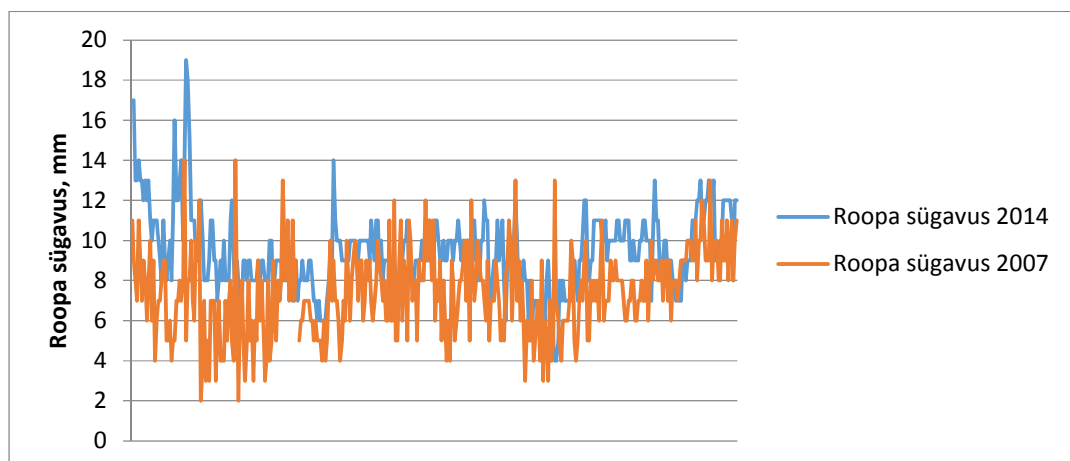
Joonis 2.45. T 18 Niitvälja – Kulna km 0 – 4,7 BCI parameetri seos kandevõimega

Analüüsid erinevaid stabiliseerimiseliike omavahel kandevõime alusel selgub, et bituumenstabiliseerimine on sobilik teede, kus on väike raskeliikluse osakaal, millest tulenevalt ei ole vajalik suur kandevõime. Samas on bituumenstabiliseeritud alused olulised külmaohtlikumad, kui kompleks- ja tsementstabiliseeritud alused. Seetõttu esineb nendel teelõikudel ka arvukalt vuugipragusid.

Hüdraulilise sideaine kasutamine stabiliseeritud segudes tagab suurema kandevõime, kuid sõltumata nõrgast aluspinnasest ei suuda see tagada kogu konstruktsiooni vajaliku kandevõimet. Hüdraulilisele sideainele omaselt tekib materjali mahukahanemist, mis avaldub teekattel esinevate põikpragudena, tulemuseks on halb sõidumugavus.

2.3.5.2 Pikiroobaste sügavused

Järgnevalt on kujutatud kompleksstabiliseeritud alustega teelõikude, mis on olnud eksploatatsioonis üle 10 aasta pikiroobaste sügavused (joonis 2.46).



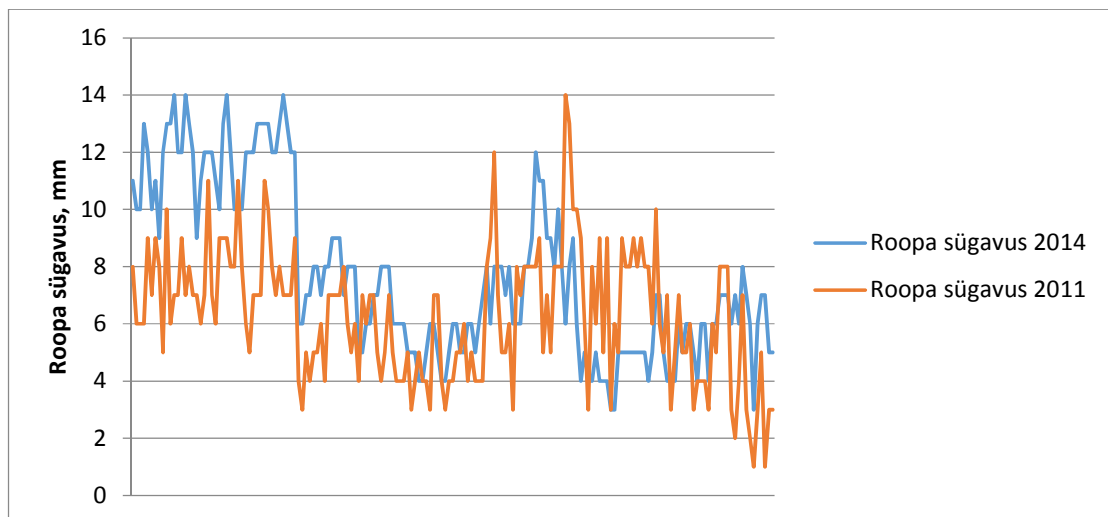
Joonis 2.46. Kompleksstabiliseeritud alustega 6 – 10 aasta vanuste teelõikude roopasügavused

Esmastest roopasügavuse mõõdistamistest on näha, et pikiroobaste sügavused jäävad valdavalt alla 10 mm. 2014. aasta mõõdistustulemustega võrreldes saab öelda, et pikiroobaste sügavused on kasvanud keskmiselt 9 – 11 mm piirini, esineb ka üksikuid mõõdetud lõike, kus sügavus küündib koguni üle 16 mm.

Järgnevalt on esitatud pikiroobaste sügavused kompleksstabiliseeritud teelõikudelt, mis on olnud eksploatatsioonis kuni 5 aastat (joonis 2.47).

Antud graafikust ilmneb huvitav nähtus, kus ühel vaadeldaval lõigul ületasid 2011 aasta mõõtetulemused 2014 aasta mõõtetulemusi. Tegemist on kõrvalmaantee T 11250 Viimsi – Randvere km 7,2 – 11 teelõiguga. Lähemal uurimisel selgus, et antud teelõigu l jääb esmane registreeritud roopasügavus 8 mm piiresse. 2014 aasta mõõdistustulemuste järgi jääb keskmine roopasügavus 5 – 8 mm piiresse. Esialgne suurem roopasügavus võib olla tingitud liikluskoormusest tingitud järeltihenemisest. Koormuse mõjul aluskihtide materjal tiheneb ning protsess väljendub teekattele sõidujälgedesse tekkivate roobastega.

2014 aasta sügavused mis on madalamad tulenevad ilmselt naastrehvide kasutamisest. Kuna talvisel ajal teekatte laius sahkamisel tekkivatest lumevallidest tingituna kitsam, siis on ka sõidukite liikumistrajektor erinev suvisest trajektorist. Naastrehvide kasutamisega kaasneb suviste sõidujälgede vahelise harja kulutamine ning sellest tulenevalt väheneb ka pikiroobaste sügavus.

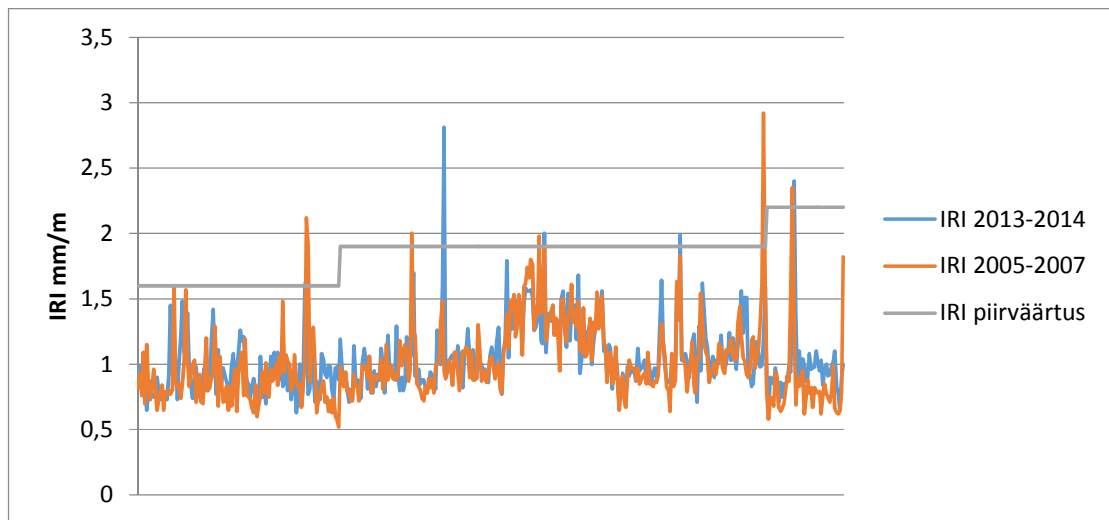


Joonis 2.47. Kompleksstabiliseeritud alustega kuni 5 aasta vanuste teelõikude roopasügavused

Sarnaseid olukordi, kus esimese roopasügavuse mõõtmise tulemused ületavad hilisemaid tulemusi esineb veel teistelgi vaadeldavatest teelõikudest.

2.3.6. Teekatte tasasus

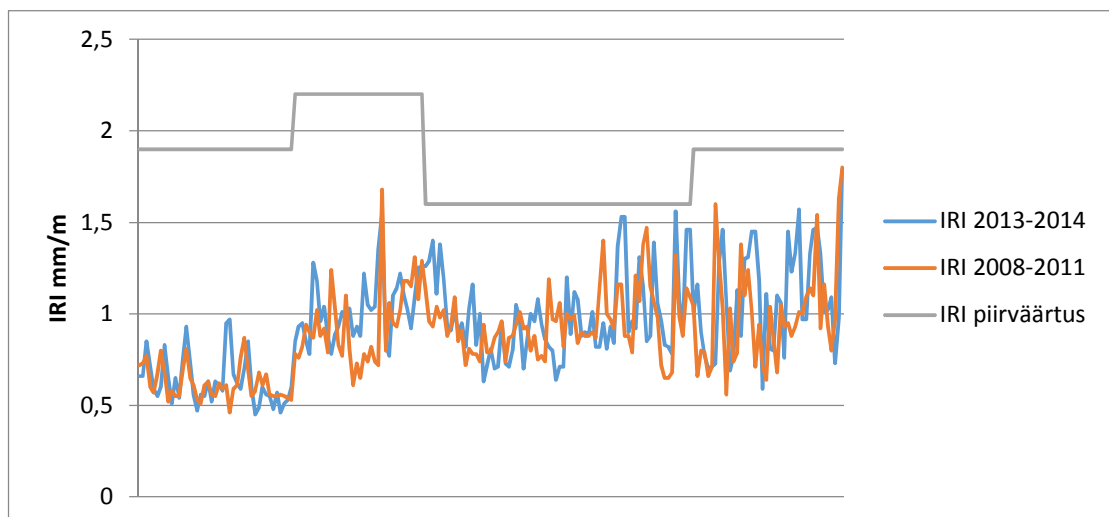
Järgnevas alapeatükis on esitatud graafikud kompleksstabiliseeritud alustega teelõikude pikitasasuste kohta. Joonisel on näidatud kompleksstabiliseeritud alustega 8-10 aasta vanuste teelõikude pikitasasused (joonis 2.48).



Joonis 2.48. KS alustega 8-10 aasta vanuste teelõikude tasetasused

On näha, et esineb üksikuid ületusi, erinevatel teelõikudel, mis näitab, et antud teelõigud on tasetasuse aspektist vaadatuna heas seisukorras. Võrreldes bituumenstabiliseeritud teelõikude tasetasuste andmetega oli piirväärtuste ületusi tunduvalt rohkem.

Järgneval joonisel on näidatud kompleksstabiliseeritud alustega 4-7 aasta vanuste teelõikude pikitasasused (joonis 2.49).



Joonis 2.49. KS alustega 4-7 aasta vanuste teelõikude tasetasused

On näha, et tasetasuse piirväärtuste ületusi ei esine mitte ühelgi teelõigul. Võib öelda, et kompleksstabiliseeritud teelõikude seisukord on tasetasuse aspektist hinnatuna väga hea, võrreldes bituumen- ja tsementstabiliseeritud alustega.

2.3.6.1 Kompleksstabiliseeritud aluste kokkuvõte

Kompleksstabiliseeritud alustega teelõikudel domineerivad defektidest sarnaselt tsementstabiliseeritud alustele põikpraod. Vuugi- ja pikipragude osakaal on suhteliselt väike. Samuti võib tõmmata paralleelse materjali mahukahanemisega, mis on seotud tsemendi kasutamisega.

Kandevõime probleeme täheldati kahel maanteelõigul kümnest. Mõlemal juhul viitasid vajumikausi parameetrid aluspinnasest tingitud madalamale kandevõimele, millest võib järeldada, et stabiliseerimine ei kompenseeri aluspinnasest, või muldkehast tingitud madalamat kandevõimet.

Pikiroobaste sügavused jäävad 6-10 aasta vanustel teelõikudel valdavalt 9-12 mm piiresse, üksikutel lõikudel esines ka sügavamaid, kuid piirväärtuste ületusi ei täheldatud. Kuni 5 aasta vanustel teelõikudel jääb roopasügavus keskmiselt alla 10 mm. Analüüsist selgus, et suuremate koormussagedustega teelõikudel esineb sügavamaid pikiroopaid, mis on tingitud raskeliikluse mõjust.

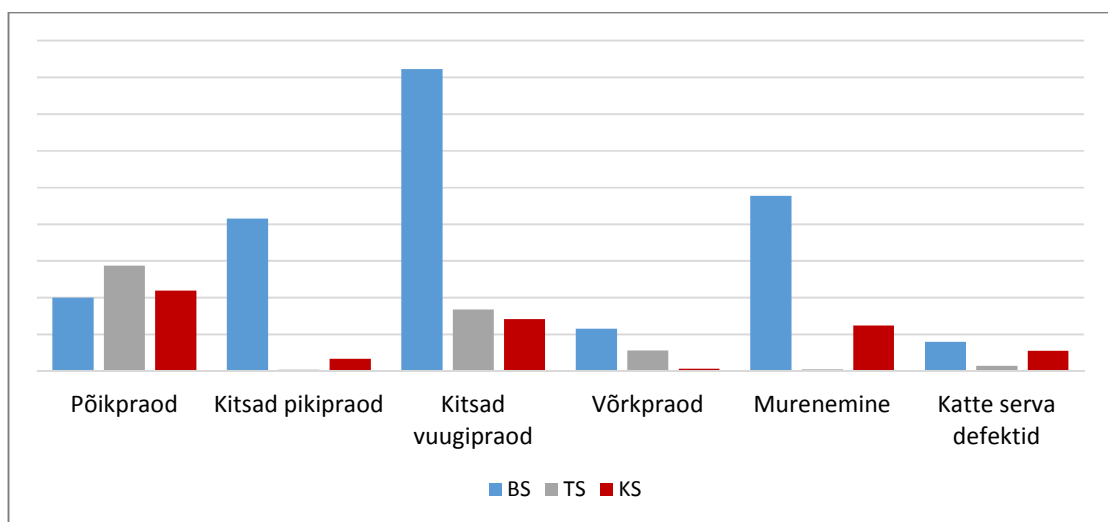
Teekatte tasasuse aspektist võib öelda, et kompleksstabiliseeritud alustega teelõikudel on tasasuse kõige parem. Üksikuid piirväärtuste ületusi täheldati ainult 6-10 aasta vanustel teelõikudel.

2.3.7. Stabiliseeritud aluste omavaheline võrdlus

Järgnevas alapeatükis on võrreldud omavahel bituumen-, tsement- ja kompleksstabiliseeritud aluseid kandevõime, pikiroobaste ja teekatte tasasuse aspektidest eesmärgiga selgitada välja milline stabiliseerimiseliik on kõige optimaalsem.

2.3.7.1 Defektid

Järgnevalt on võrreldud kõiki kolme stabiliseerimisliiki defektide alusel (joonis 2.50).

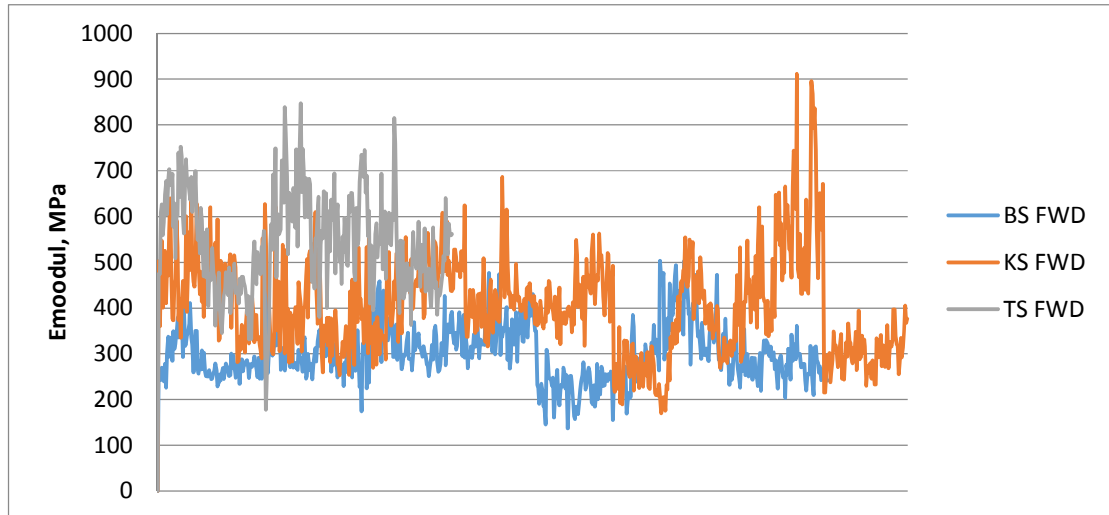


Joonis 2.50. Stabiliseeritud alustel esinevad defektid.

On näha, et enim defekte esineb bituumenstabiliseeritud aluste puhul. Tsement- ja kompleksstabiliseeritud alustega teelõikudel esinevad defektid on oma osakaalu poolest üsna sarnased.

2.3.7.2 Kandevõime

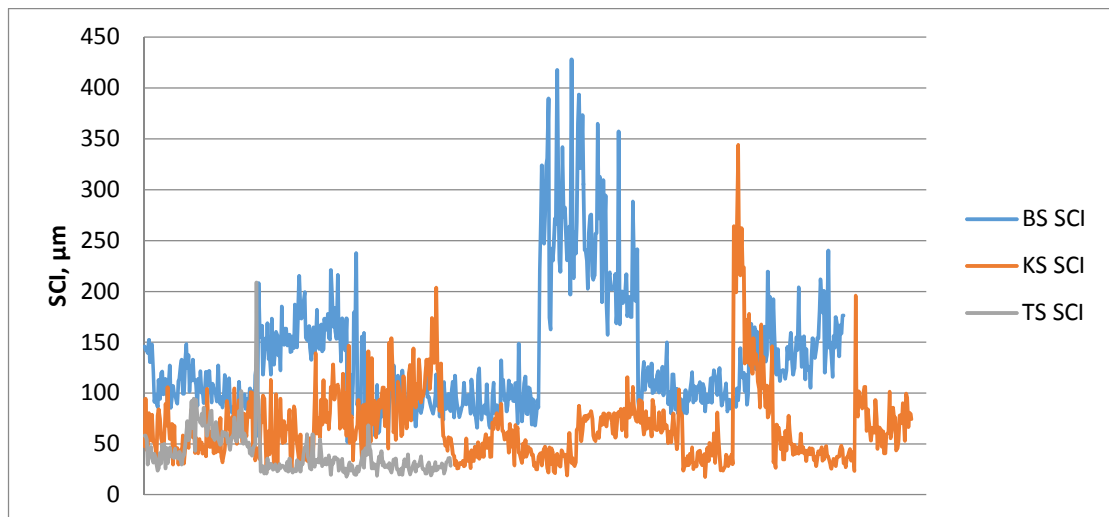
Järgnev joonis näitab kõikide stabiliseeritud alustega teelõikude kandevõimeid (joonis 2.51).



Joonis 2.51. Stabiliseeritud aluste kandevõimed

On näha, et bituumenstabiliseeritud kihtidega teelõikudel on keskmine kandevõime ca. 300 MPa, kompleks- ja tsementstabiliseeritud alustega teelõikudel vastavalt ca. 420 MPa ja ca. 500 MPa.

SCI näitajate võrdlused on toodud järgmisel joonisel (joonis 2.52).



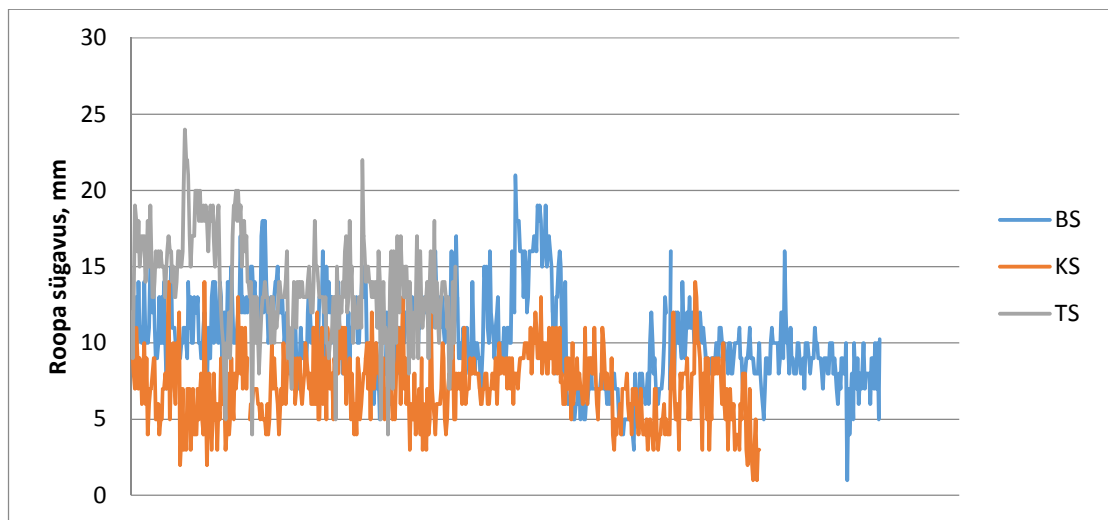
Joonis 2.52. Stabiliseeritud alustega teelõikude SCI näitajad

Joonistest võib järeldada, et madalama kandevõime korral on ka katte pinna kõverustegurid suuremad. Veel selgub, et suurema koormussagedustega maanteedele ei ole bituumenstabiliseeritud alus kõige optimaalseim valik, kuna suure liikluskooormuse all kaotab bituumensideaine oma visko-elastseid omadusi, mistõttu on sellise teelõigu eluiga lühike, ca. kümme aastat. Nii kompleks-, kui ka tsementstabiliseeritud alustel on suur kandevõime ja ka väiksemad SCI näitajad, kui bituumenstabiliseeritud alustega teelõikudel.

Üksikud suuremad SCI näitajad on tingitud tõenäoliselt aluspinnasest ja seega võib öelda, et stabiliseeritud alus ei kompenseeri vajaliku kandevõimet, kui konstruktsiooni aluspinnas ei ole piisavate tugevusomadustega.

2.3.7.3 Pikiroobaste sügavused

Järgnev joonis näitab erinevate stabiliseeritud alustega teelõikude roopasügavusi (joonis 2.53). Keskmine pikiroobaste sügavus on kõige väiksem kompleksstabiliseeritud alustega teelõikudel, jäädes 7 mm piiresse. Bituumen- ja tsementstabiliseeritud alustega teelõikudel jäävad keskmised roopasügavused vastavalt 11 mm ja 13 mm piiresse, kuid esineb ka üksikuid üle 20 mm sügavusi pikiroopaid.



Joonis 2.53. Stabiliseeritud alustega teelõikude pikiroobaste sügavused

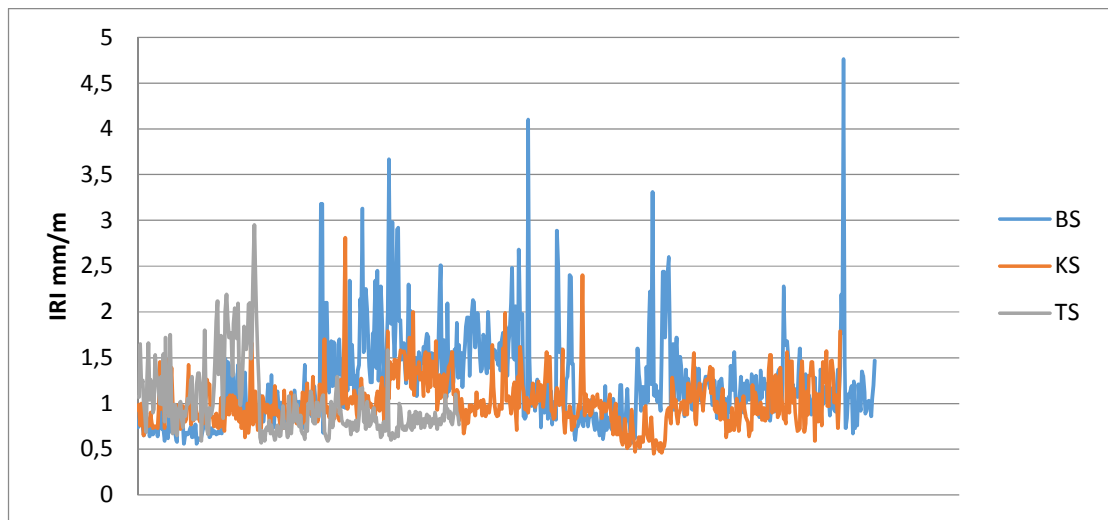
Tsementstabiliseeritud alustega teelõikude suhteliselt sügavad roopad on tingitud raskeliikluse suurest osakaalust, kuna tsementstabiliseeritud aluseid on rajatud ainult suurematele põhimaanteedele, mille liiklussagedused ületavad kohati 10 000 auto/ööpäevas. Samuti mõjutavad roopasügavuste arengut ka naastrehvide kasutamine talvetingimustes. Suure liiklussagedusega teedel avaldavad naastrehvid väga suurt mõju pikiroobaste arengule. Tuginedes eelnevale faktile, võib arvata, et tsementstabiliseeritud alustega teelõikudel ei ole katendi nõrgaks kohaks stabiliseeritud alus, vaid kulumiskiht, mille kulumist naastrehvide kasutamine kiirendab.

Vastupidiselt eelmisele väitele on bituumenstabiliseeritud aluste suur roopasügavus tingitud ainult elastsest sideainest, sest elastisel katendikihil on survetugevus ja jäikus oluliselt väiksemad, kui jäigal katendikihil.

Roopasügavused on kõige väiksemad kompleksstabiliseeritud alustega teelõikudel, seega võib järeldada, et hüdraulilisest sideainest tingitud jäikus ja orgaanilisest tingitud elastsus töötava koos kõige efektiivsemalt, ning püsivateks jääb vähem deformatsioone, kui ainult ühe sideaine puhul.

2.3.7.4 Teekatte tasasused

Järgnev joonis näitab stabiliseeritud alustega teelõikude tasasusi (joonis 2.54).



Joonis 2.54. Stabiliseeritud alustega teelõikude tasetasused

Selgub, et suurimat tasetasust esineb bituumenstabiliseeritud alustega teelõikudel. Üheltpoolt tingib seda bituumeni omaduste halvenemine ajajooksul. Sellest tulenevalt halvenevad bituumeni nakkeomadused ning seotud materjal hakkab nihkuma, muutudes sisuliselt sidumata kihiks. Tulemuseks on nii piki-, kui ka põiksuunalised ebataasused, mille tõttu sõidumugavus ja tasetasus halvenevad. Kompleks- ja tsementstabiliseeritud alustega teelõikude puhul jääb see suhteliselt samasse suurusjärku. Suuremad tasetasuse mõõdistustulemused on tingitud hüdraulilise sideaine mahukahanemisel tekkivatest põikpragudest, mille tõttu on tasetasus suurem.

2.3.8. Kokkuvõtte stabiliseeritud kihtide analüüsist

Analüüsist selgus, et **bituumenstabiliseerimine** ei ole sobilik teede, millel on suur raskeliikluse osakaal. Probleemaatilisteks osutusid eelkõige teelõigud, mis on olnud eksploatatsioonis enam, kui kümme aastat. Samuti täheldati mitmetel vanematel teelõikudel arvukalt defekte, mis viitavad külmarkergetele muldkehas või stabiliseeritud kihis endas. Külmarkerked võivad olla alguse saanud ka katte ja aluse sideaine nakkeomaduste vähenemisest, mille tulemusel konstruktsiooni kandevõime ja veekindlus on märgatavalt vähenenud. Tulemused avalduvad eelkõige pikiroobastena ja suurema pikitasasusena. Analüüsist selgus ka, et bituumensideained hakkavad oma visko-elastseid omadusi ligikaudu kümme aastat peale eksploatatsioonis olekut kaotama, seda kinnitavad ulatuslikud murenemised ja ka pikipraad. Samuti võib seda järeldada nii põik-, kui ka pikisuunalistest ebataasustest, millest viimased olid bituumenstabiliseeritud alustega teelõikudel kõige suuremad.

Analüüsides selgus, et **tsementstabiliseeritud** alustega teelõigud sobivad suure raskeliikluse osakaaluga teede, kuna neil on suur kandevõime. Jäiga aluskihi negatiivseks küljeks on hüdraulilise sideaine põhjustatud materjali mahukahanemine, mille tulemusel ilmnevad katte pinnale põikpraod. Põikpraod mõjutavad eelkõige sõidumugavust ehk teekatte tasetasust, kuid pideva liikluskooormuse all hakkavad nendest moodustuma võrkpraod. Vaadeldavatest tsementstabiliseeritud aluskihtidega teelõikudest on kõik olnud eksploatatsioonis enam, kui kümme aastat. Kõigist kolmest stabiliseerimisliigist esinesid

tsementstabiliseeritud alustega teelõikudel sügavaimad pikiroopad. Kuna FWD näitajad olid kõnealustel teelõikudel väga head, koos SCI näitajatega, siis võib eeldada, et pikiroopad on tekkinud asfaltbetoonis, mitte sügavamal.

Kõige paremas seisukorras on **kompleksstabiliseeritud** alustega teelõigud. Vajalikust väiksemat kandevõimet täheldati kahel teelõigul kümnest, mõlemal juhul võis järeldada, et madal kandevõime on tingitud nõrgast aluspinnasest. Seega võib järeldada et, nõrga aluspinnase puhul ei suuda stabiliseeritud kiht tagada kogu teekonstruktsiooni vajaliku kandevõimet. Kompleksstabiliseeritud alustega teelõikudel on tsemendi poolt tagatud piisav jäikus ning bituumeni poolt ka elastsus, mille koosmõjul on katendil piisav kandevõime ja elastsus, mistõttu jääb vähem deformatsioone püsivateks, kui ainult bituumenit, või tsementi kasutades. Samuti on kompleksstabiliseeritud alustega teelõikudel väga hea pikitasasus, mis väljendub madalas IRI väärtuses.

Tuginedes eelnevalt teostatud analüüsile võib öelda, et intensiivsema liiklussagedusega teedel on tsement- ja kompleksstabiliseerimine ennast õigustanud.

2.3.9. Lõhestustõmbetugevuse põhine analüüs

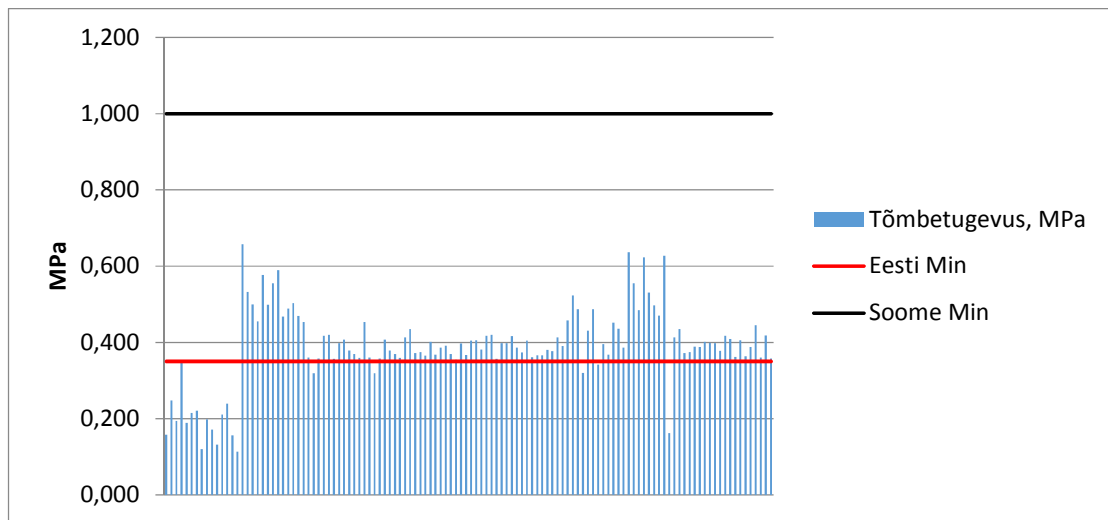
Käesolevas alapeatükis on välja toodud kompleksstabiliseeritud alustest võetud proovikehade lõhestustõmbetugevused. Andmed pärinevad AS Teede Tehnokeskusest ja lisatud statistilise analüüsi eesmärgil, ega kajasta eelnevalt analüüsitud stabiliseeritud aluskihtide seisukorda. Proovikehade kaudsete tõmbetugevuste katsete teostamise meetodika on reguleeritud Eesti Vabariigi riikliku standardiga EVS-EN 12697-23:2003.

Vastavalt Teetööde Kvaliteedinõuetele peab kompleksstabiliseeritud alustest võetud proovikehade kaudne tõmbetugevus 20 °C juures seitsme päeva vanusel proovikehal olema vähemalt 0,35 MPa ja 28 päeva vanusel proovikehal jääma vahemikku 0,5-0,9 MPa.

Kaudsete tõmbetugevuste andmeid on võrreldud Soome stabiliseeritud katendikihtide ehitamise juhendis esitatud piirväärtustega. Vastavalt Soome stabiliseeritud katendikihtide ehitamise juhendile peab kaudne tõmbetugevus seitsme päeva vanusel kompleksstabiliseeritud alusest võetud proovikehal olema 10 °C juures vähemalt 1 MPa.

Vahe proovikehade minimaalsetel nõutavatel tugevustel tuleneb temperatuurist. Kuna bituumeni omadused sõltuvad põhiliselt temperatuurist, siis on loogiline, et 10 °C juures on bituumen sitkem ja sellest tulenevalt ka tõmbetugevus suurem.

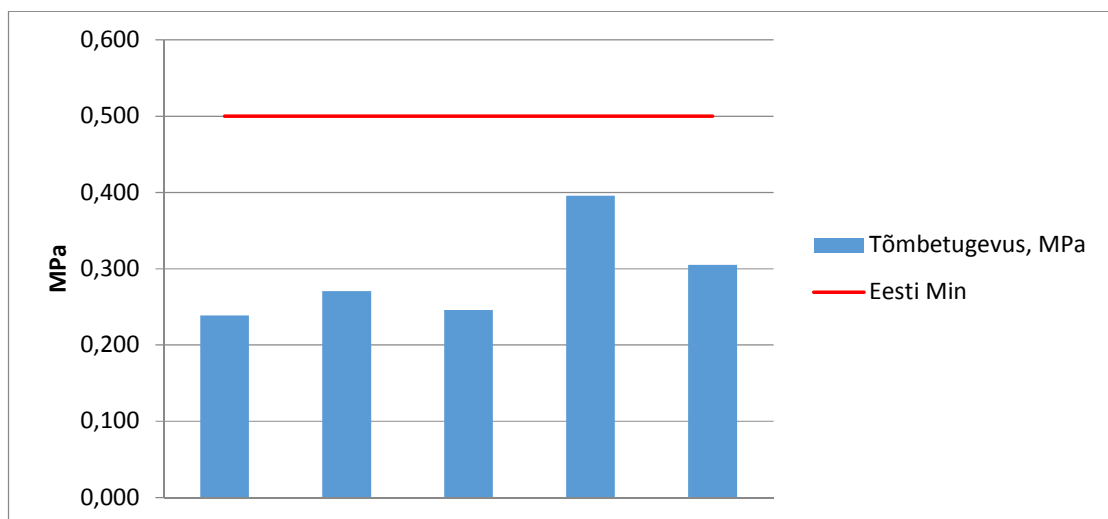
Järgneval joonisel on välja toodud kompleksstabiliseeritud alustest võetud seitsme päeva vanuste proovikehade lõhestus-tõmbetugevuste katsetulemusi (joonis 2.55).



Joonis 2.55. Kaudsed tõmbetugevused seitsme päeva vanustel KS 32 proovikehadel

Jooniselt selgub, et Soome minimaalse nõutava tõmbetugevusega, milleks on 1,0 MPa, pole mitte ükski katsetatud proovikeha. Seega leiab kinnitust fakt, et kaks korda kõrgemal temperatuuril katsetamisel on bituumen pehmem ning sellest tulenevalt proovikeha kaudne tõmbetugevus ka väiksem, kui sitkema bituumeniga proovikehal. Eestis kehtivate nõuete kohaselt on enamikel proovikehadel seitsme päeva vanuselt vajalik kaudne tõmbetugevus tagatud.

Järgnevalt on esitatud 28 päeva vanuste kompleksstabiliseeritud proovikehade kaudsed tõmbetugevused (joonis 2.56).



Joonis 2.563. Kaudsed tõmbetugevused 28 päeva vanustel KS 32 proovikehadel

Selgub, et kaudsed tõmbetugevused jäävad seitsme ja 28 päeva vanustel proovikehadel suhteliselt võrdseteks, ehk tugevus kasvab vähe, või ei kasva üldsegi. Põhjuseks võib olla projekteeritud segu sideaine sisalduses. Mida rohkem on sideainet stabiliseeritud segus, seda kiiremini segu tugevus kasvab, kuid seda kiiremini hakkab esinema ka materjali mahukahanemist.

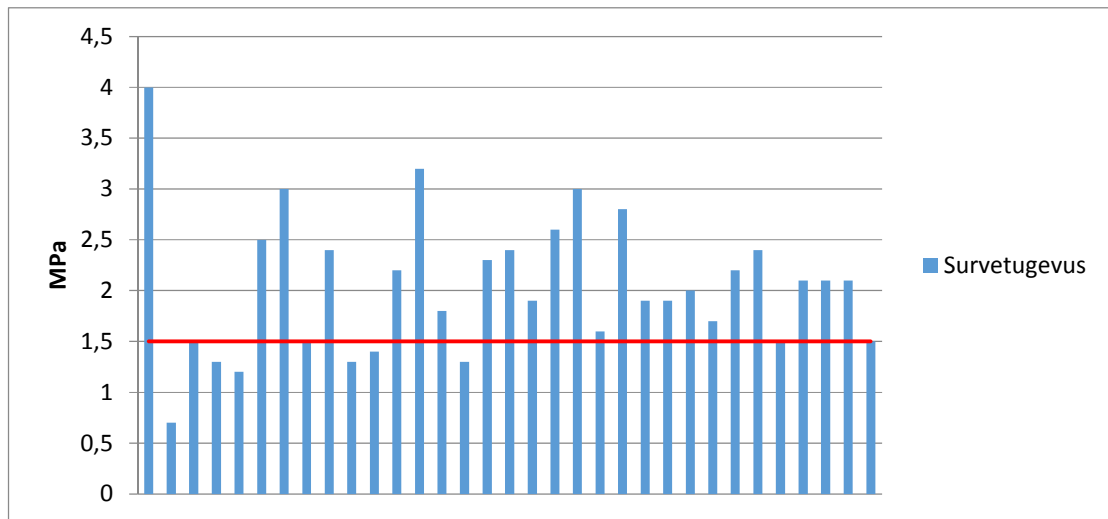
2.3.10. Survetugevuse põhine analüüs

Järgnevalt on näidatud kompleks- ja tsementstabiliseeritud alustest katsetatud proovikehade survetugevusi. Kõik survetugevuste katsed on reguleeritud Eesti Vabariigi riikliku standardiga EVS-EN 12390-3:2009.

2.3.10.1 Kompleksstabiliseeritud alused

Käesolevas alapeatükis on esitatud kompleksstabiliseeritud alustest võetud proovikehade survetugevuste katsetulemused. Vastavalt Teetööde Kvaliteedinõuetele peab seitsme päeva vanuste proovikehade survetugevus olema vähemalt 1,5 MPa ja 28 päeva vanustel proovikehadel jääma vahemiku 3–12 MPa.

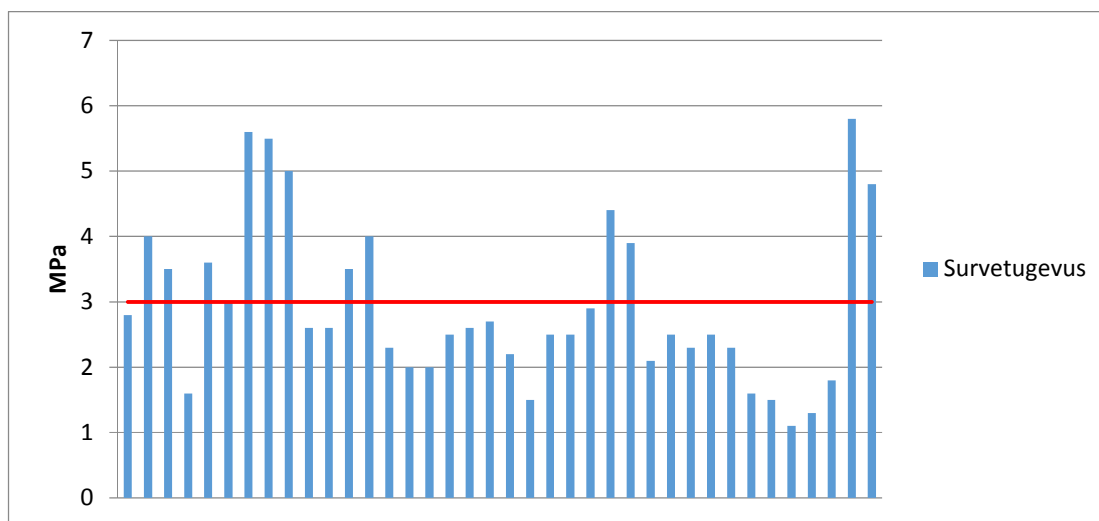
Joonis 2.57 näitab seitsme päeva vanuste kompleksstabiliseeritud alustest võetud proovikehade survetugevusi.



Joonis 2.57. Survetugevused seitsme päeva vanustel KS 32 proovikehadel

On näha, et survetugevused seitsme päeva vanustel proovikehadel on peaaegu kõigil täidetud. Väiksem survetugevus võib olla tingitud hüdraulilise sideaine väiksemast sisaldusest.

Järgnev joonis kajastab survetugevusi 28 päeva vanustel kompleksstabiliseeritud alustest võetud proovikehadel (joonis 2.58).



Joonis 2.58. KS 32 28 päeva vanuste proovikehade survetugevused

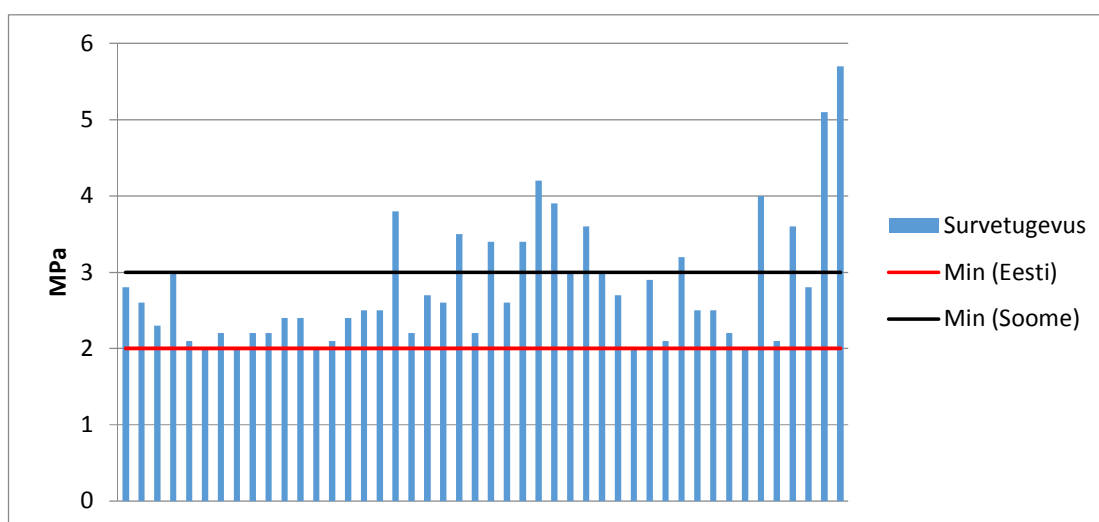
Võrreldes seitsme ja 28 päeva vanuste proovikehade katsetulemusi omavahel on näha, et survetugevused jäävad suhteliselt konstantseteks. Seega on 28 päeva vanuste proovikehade puhul vajalik 3,0 MPa saavutatud ainult kolmandikel katsetatud proovikehadest. Ühtlasi võib see tingitud olla liiga suure niiskuse sisaldusega stabiliseeritud segust.

2.3.10.2 Tsementstabiliseeritud alused

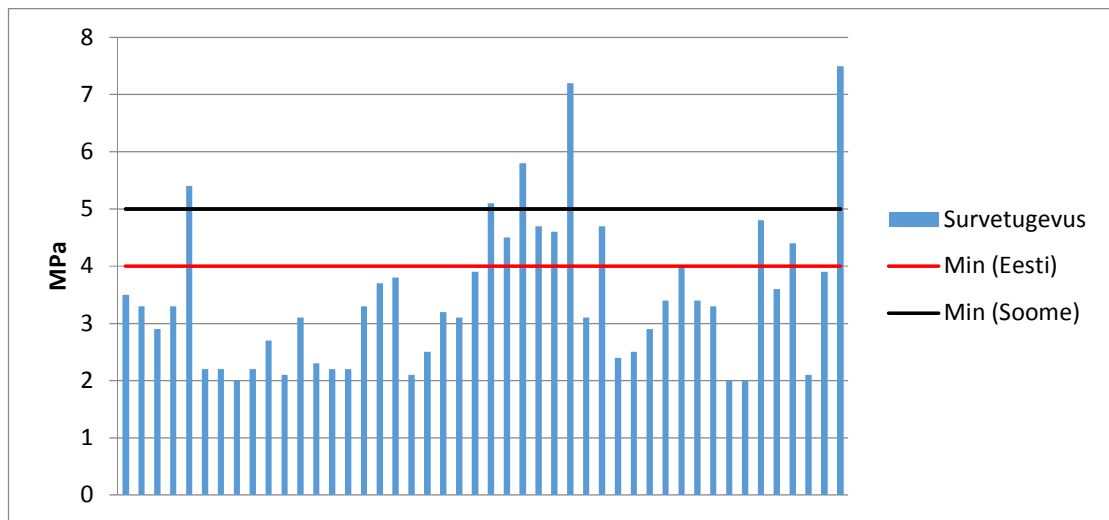
Vastavalt Teetööde Kvaliteedinõuetele peab seitsme päeva vanuste proovikehade survetugevus olema vähemalt 2 MPa ja 28 päeva vanuselt jääma 4–12 MPa vahemikku.

Vastavalt Soome stabiliseeritud katendikihtide ehitamise juhendile peab tsementstabiliseeritud alusest võetud proovikeha survetugevus seitsme päeva vanuselt olema 3-8 MPa ja 28 päeva vanuselt 5-13 MPa.

Tsementstabiliseeritud aluste survetugevused on näidatud järgmistel joonistel (joonis 2.59) ja (joonis 2.60).



Joonis 2.59. TS 32 seitsme päeva vanuste proovikehade survetugevused



Joonis 2.604. TS 32 28 päeva vanuste proovikehade survetugevused

Võrreldes eelnevalt esitatud graafikuid tsementstabiliseeritud alustega teelõikude survetugevuste kohta ilmneb nähtus, kus seitsme päeva vanuste proovikehade survetugevused jäävad samuti konstantseteks 28 päeva vanuste proovikehade survetugevustega. Seega on seitsme päeva vanustele proovikehadele kehtestatud minimaalne survetugevus 2 MPa kõikidel proovikehadel täidetud, kuid 28 päeva vanustel proovikehadel on minimaalne nõutav survetugevus täidetud ca. kolmandikul proovikehadest. Sarnane nähtus, kus survetugevus muutus vähe, või ei muutunud üldse ilmnes ka kompleksstabiliseeritud proovikehade puhul. Üheks põhjuseks on samuti sideaine sisaldus stabiliseeritud segus.

3. Katsetus TTK katsekastis

3.1. Kasutatud materjalid ja ehitamine

Tehtud katsetuse eesmärgiks oli võrrelda sidumata alust KS32 alusega teekonstruktsioonis, mida koormatakse kõrge intensiivsusega ja vaadelda, kuidas need käituvad võrdsetes oludes. Katsetatud konstruktsioon on näidatud tabelis 3.1.

Tabel 3.1

Katsetatud teekonstruktsioonide olemus

Asfaltbetoon	
10 cm 16/32 graniitkivikillustik	20 cm kompleksstabiliseeritud kiht
10 cm 32/64 lubjakivikillustik	
Eristav geotekstiil	
20 cm drenliiv minimaalse filtratsioonimooduliga 2 m/ööp	
Muldkeha minimaalse filtratsioonimooduliga 0,2 m/ööp	

Asfaltbetoon. Eelnevatest katsetustest TTK katsekastis oli teada, et katsekehale paigaldatud asfaltbetooni on väga raske saada vajaliku tiheduseni ja kui see õnnestub, on kiht liiga „värske“ talumaks koormusratta poolt tekitatavat koormust, mistõttu kiht ei täida oma eesmärki ja deformeerub. Seetõttu otsustati, et asfalt tuleb hankida plaadina mõnelt juba ekspluatatsioonis olevalt teelt. Eesmärgiks oli, et asfaldikiht oleks kahekihiline ja kogupaksusega vähemalt 10 cm.

Sobiv teelõik leiti T-8 Tallinn-Paldiski maanteelt seoses Kiia-Keila teelõigu rekonstrueerimisega. Teeregistri andmetele põhinedes oli tegemist 4 cm AC12 surf ja 6 cm AC32 base, mis on ehitatud aastal 2012 kompleksstabiliseeritud alusele. Asfaldiplaadi kättesaamiseks lõigati see sobivasse suurusesse, kaevati seda ümbritsev tee lahti ning kasutades ekskavaatorit lohistati plaat metallist alusele. Plaat tõsteti TTK katsekasti sisse laaduriga, enne seda oli selle alla paigaldatud ca 2 cm paksune tasanduskiht. Protsess on jälgitav joonistelt 3.1 ... 3.5.



Joonised 3.1 ja 3.2. Asfaldiplaadi hankimine. Plaadi all asus KS32 kiht, mis raskendas plaadi kättesaamist.



Joonised 3.2. ja 3.3. Plaat lohistati metallist plaadile, mille abil see veeti TTK labori juurde, kus sissetõtsimine toimus laaduriga.



Joonised 3.4 ja 3.5. Plaat saadi edukalt paika ning näha on olukord, millest alates loeti katse alganuks.

Asfaltbetooni omaduste osas määrati sideainete sisaldused ja selle omadused, terastikulised koostised, tihedused ja deformatsioonikindlused.

AC12 surf omadused:

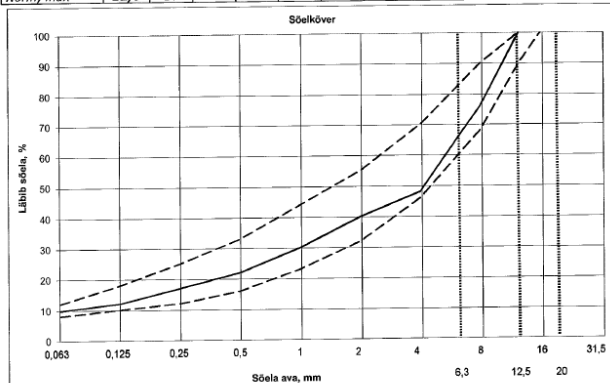
- sideaine sisaldus 5,7% (penetratsioon 108, pehmenemistäpp 46,6 °C ja murdumistäpp -12 °C*);
- terastikuline koostis on näidatud joonisel 3.6;
- jäävpoorsused vahemikus 2,2...2,6% ja tihendustegurid 1,00 (ühel proovil ka 2,9 % ja 0,99);
- deformatsioonikindluse katses maksimaalne jäljesügavuse juurdekasv (WTS_{AIR}) 0,53 mm 10^3 koormustsükli kohta, maksimaalne suhteline jäljesügavus (PRD_{AIR}) 30,6% ja maksimaalne jäljesügavus (RD_{AIR}) 9,2 mm.

AC32 base omadused:

- sideaine sisaldus 3,6% (penetratsioon 95, pehmenemistäpp 49,0 °C ja murdumistäpp -13 °C*);
- terastikuline koostis on näidatud joonisel 3.7;
- jäävpoorsused vahemikus 3,3...4,3% ja tihendustegurid vahemikus 1,01...1,02;
- deformatsioonikindluse katses maksimaalne jäljesügavuse juurdekasv (WTS_{AIR}) 0,11 mm 10^3 koormustsükli kohta, maksimaalne suhteline jäljesügavus (PRD_{AIR}) 7,3% ja maksimaalne jäljesügavus (RD_{AIR}) 3,6 mm.

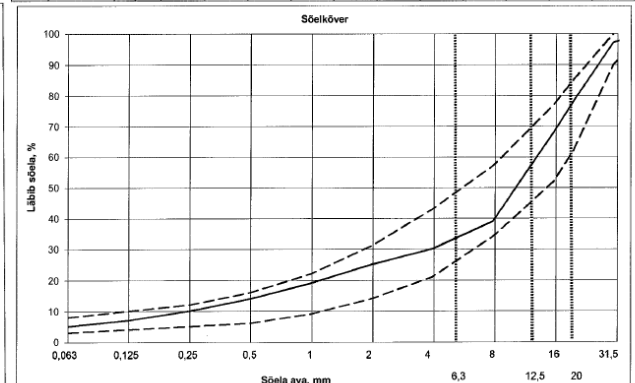
* Murdumistäpi määramisel ei toimunud klassikalist bituumeni murdumist (ka madalatel temperatuuridel kuni -30°C AC12 surf osas ja -20 °C AC32 base osas). Sideaine pinnale tekkisid painutamisel horisontaalse jooned, bituumen jäi elastseks. Katse tulemuseks on võetud esimese joone tekkimine.

Sõela ava, mm	0,063	0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	12,5	16	20	31,5
Sõela läbimõõt, % kivimaterjali massist												
Faktiline	9,7	12	17	22	30	40	48	76	100			
Norm, min	8,0	10	12	16	23	32	46	68	90	100		
Norm, max	12,0	18	25	33	44	55	70	90	100			



Läbimine sõelast avaga 6,3 mm oli 63%.

Sõela ava, mm	0,063	0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	16	20	31,5	45
Sõela läbimõõt, % kivimaterjali massist												
Faktiline	5,1	7	10	14	19	25	30	39	68	78	97	100
Norm, min	3,0	4	5	6	9	14	21	34	52	62	90	100
Norm, max	8,0	10	12	16	22	31	43	57	77	85	100	



Läbimine sõelast avaga 6,3 mm oli 35%, sõelast avaga 12,5 mm 57% ja sõelast avaga 25 mm 91%.

Joonised 3.6 ja 3.7. AC12 surf ja AC32 base terakoostised.

Asfaldiplaadi ja aluse vahele paigaldati õhuke kiht peeneteralist kuuma asfaltbetooni eesmärgiga tekitada **tasanduskiht**, s.t et see vajuks asfaldiplaadi koormuse all võimaldamaks „mugandada“ plaati ühtlaselt aluse peale. Segu paigaldati kuumalt ja jäeti tihendamata, et plaadi raskus saaks vajutada selle selliseks, nagu vaja. Kuna asfaldiplaat oli raske ja suurte mõõtudega ning ruumi oli vähe, võttis selle paika tõstmine nii kaua aega, et tasanduskiht jõudis ära taheneda ning loodetud efekt jäi saavutamata. Tasanduskihi sisse

oli paigaldatud ka asfaltbetooni tõmbeandurid, mis seetõttu korrektselt tööle ei hakanudki ja kahjuks nendest andmeid koguda ei saanud, mis siiski ei takistanud vajalike järelduste tegemist.

Tulemuste analüüsil selgus, et probleemid tasanduskihiga mõjutasid konstruktsiooni toimivust minimaalselt ja selle poolt tekitatud hälbed saab välja taandada.

Killustik. Killustikuna kasutati alumises kihis lubjakivi fr. 32/64 ja pealmises fr 16/32 graniitkivi (joonis 3.8), mis kiiluti fr 4/12. Lubja- ja graniitkivikillustiku kihid eraldati omavahel väga kerge geotekstiiliga. Peale killustikkihi valmimist mõõdeti Inspectoriga kandevõimeks 224 MPa.



Joonis 3.8. Olukord peale killustikkihi valmimist ja enne stabiliseeritud kihi paigaldamist.

Kasutatud killustike omadused on näidatud tabelis 3.2.

Tabel 3.2

Katses kasutatud killustike omadused

Omadus	Lubjakivi 32/64	Graniit 16/32
Peenosiste sisaldus, f	0,8%	0,3%
Purunemiskindlus, LA	28	17
Plaatsustegur, FI	13%	11%
Külmakindlus, F	2,1%	0,1%
Külmakindlus, F _{NaCl}	-	0,1%

Katses kasutatud lubjakivikillustiku terastikuline koostis on näidatud tabelis 3.3 ja hiljem ka joonisel 3.63.

Tabel 3.3

Lubjakivikillustiiku terastikuline koostis

63	45	40	31,5	16
100	70	47	14	2

Katses kasutatud graniitkivikillustiku terastikuline koostis on näidatud tabelis 3.4 ja hiljem ka joonisel 3.62.

Tabel 3.4

Graniitkivikillustiku terastikuline koostis

40	31,5	22,4	20	16	8
100	91	47	34	11	1

Stabiliseeritud segu. Materjal saadi ühelt tee-ehitusobjektilt, kust see võeti vahetult peale segamisfreesi ülekäiku (joonis 3.9) ja toimetati TTK laborisse (paigaldusest joonised 3.11 ... 3.13). Samal ajal viidi proovid katsetamisse ka Teede Tehnokeskusesse. Stabiliseeritud materjali seguprojekt on esitatud lisa. Segust kontrolliti niiskust nii „aedniku niiskusvardaga“ (joonis 3.10) kui ka laboris. Niiskusvarras näitas pea kõikide mõõtmistulemustena üle 10% niiskussisaldust, laboris määrati selleks 6,4%.

Stabiliseeritud segus kasutatud täitematerjali plaatsustegur oli 6% ja purunemiskindlus $LA = 28$.

Stabiliseeritud kiht seisis enne asfaldiplaadi paigaldamist kaks kuud, kindlustamaks selle, et intensiivseks koormamiseks on saavutatud piisav tugevus. Kihilt püüti mõõta kandevõimet ka Inspectoriga, kuid kihi tugevus ületas seadme mõõtepiiri, milleks on 800 MPa.



Joonised 3.9 ja 3.10. Stabiliseeritud segu hankimine objektilt ja niiskuse mõõtmine niiskusvardaga.



Joonised 3.11 ja 3.12. Stabiliseeritud segu tõsteti katsekasti laaduriga ning planeeriti käsitsi.



Joonis 3.13. Viimistletud ja tihendatud stabiliseeritud kiht.

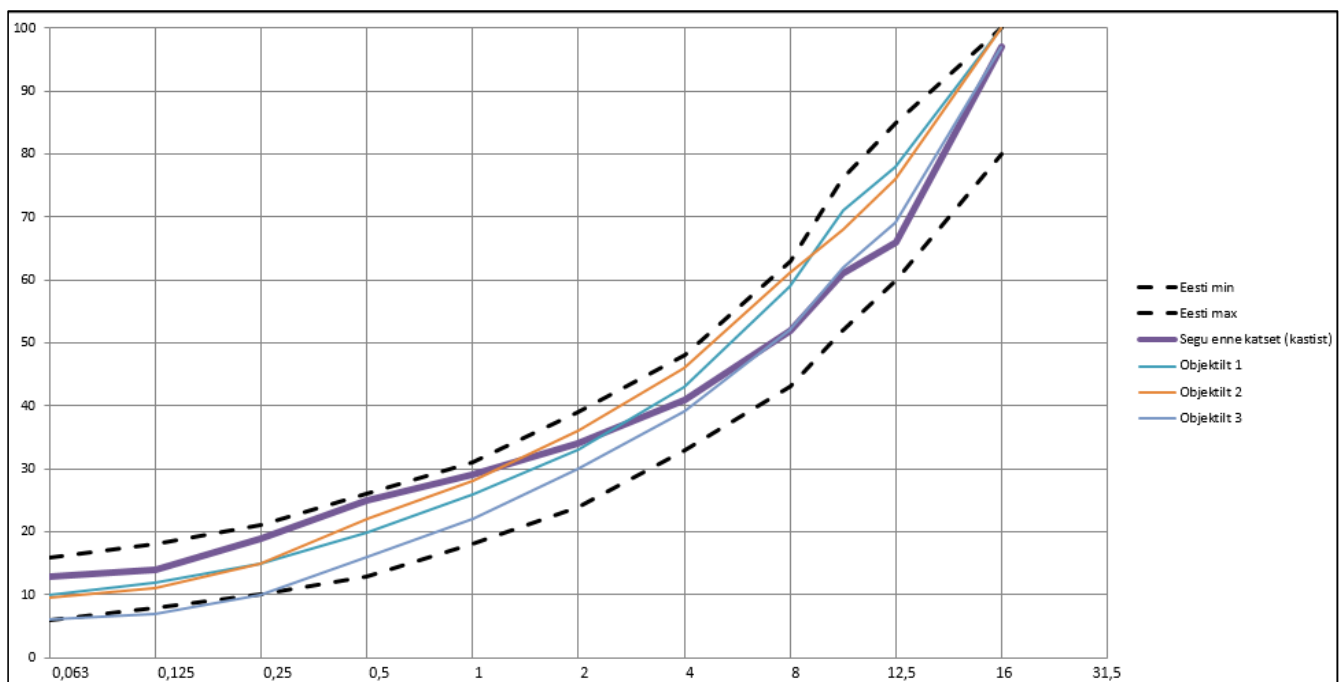
Stabiliseeritud segu terastikuline koostis on näidatud joonisel 3.14, kus kõige jämedama joonena on TTK katsekastis katsetatud segu ja teised muud samalt objektilt, kuid erinevatest võetud proovide terakoostised. Surve- ja lõhestus-tõmbetugevused on esitatud tabelis 3.5.

Segu veekindlus EVS-EN 12697-12 järgi oli 95%.

Külmakindlus määrati vastavalt standardile EN 814:2003, kuid kahjuks jäi täpsustamata, et pärast seda on vaja sooritada ka survetugevuse test. Seega on külmakindluse osas olemas vaid massikaod (võrdluseks, et sillutis- ja äärekivide puhul võib 28 tsükli järel murenenud materjali keskmiselt olla kuni $1,0 \text{ kg/m}^2$ ja üksiktulemus mitte üle $1,5 \text{ kg/m}^2$)

- 7 tsükli – $0,44 \text{ kg/m}^2$;
- 14 tsükli – $1,17 \text{ kg/m}^2$;
- 28 tsükli – $2,25 \text{ kg/m}^2$.

Seega oli katsetatud stabiliseeritud segu külmakindlus vaid 2x nõrgem, kui on nõutud betoonist äärekivile. Erinevus seisneb selles, et stabiliseeritud kiht kaetakse asfaltbetooniga ehk kaitstakse otseste loodusjõudude poolt, äärekividel on otsem kokkupuude vee ja külmaga.



Joonis 3.14. TTK katsekastis kasutatud stabiliseeritud segu terastikuline koostis võrreldes piirväärtuste ja muude objektilt võetud proovidega.

Tabel 3.5

Kasutatud KS32 omadused

Hoiustamise aeg	Survetugevus, MPa	Lõhestus-tõmbetugevus, MPa
7 päeva	1,9 ja 2,1	0,22 ja 0,15
28 päeva	2,6; 2,9 ja 2,6	0,31; 0,3 ja 0,08
56 päeva	2,4 ja 3,5	0,29 ja 0,12
72 päeva	3,1 ja 2,0	0,33 ja 0,19
120 päeva	2,6 ja 3,2	0,2 ja 0,34

Dreenkiht ja muldkeha. Dreenkihis kasutati Männiku karjääri keskliiva filtratsioonimooduliga 16 m/ööp; terastikuline koostis on näidatud joonisel 3.15. Muldkeha ehitamiseks kasutati peenliiva filtratsioonimooduliga 1,28 m/ööp; terastikuline koostis on näidatud joonisel 3.16.

Dreenkiht eraldati killustikust ja stabiliseeritud kihist kerge geotekstiiliga (joonis 3.17). Kihtide tihedust kontrolliti penetromeetri ja Inspectoriga. Peale dreenkihi lõpetamist mõõdeti Inspectoriga 82 MPa ja $T_f = 1,26$.

1,3 m sügavusele katte pinnast paigaldati veekindel vahekiht saamaks tekitada püsivat veetaset sügavusega 1,0 m katte pinnast.

Labori nr.	Proov	Pinnas EVS 1997-1:2003	Fraktsiooni läbimõõt mm, sisaldus %																C _u	w _L ^s	w _p	I _p ^s		
			Veeris	Jämepeurd								Peenpeurd												
				Kruus				Liiv				Möll				Sau	<0,06							
				Jäme	Kesk	Peen	kokku	Jäme	Kesk	Peen	kokku	Jäme	Kesk	Peen	kokku	<0,002								
			>60	60..20	20..6	6..2	kokku	2..0,6	0,6..0,2	0,2..0,06	kokku	0,06..0,02	0,02..0,006	0,006..0,002	kokku	<0,002								
3160A	kvarstliiv	keskliiv	0	0,2	0,3	4,0	4,5	26,6	63,6	3,6	93,8	0,8	0,5	0,3	1,6	0,1	1,7	5,9	2,6					
			Dispergaatorina on kasutatud 2 %-list Na-heksametafosfaadi lahust																					
Labori nr.	Proov	Pinnas GOST 25100-95	Fraktsiooni läbimõõt mm, sisaldus %																C _u	w _L ^s	w _p	I _p ^s		
			Veeris	Jämepeurd								Peenpeurd												
				Rähk				Kruus				Liiv				Tolm							Sau	
				>60	60..40	40..20	20..10	10..5	5..2	kokku	2..1	1,0..0,5	0,50..0,25	0,25..0,10	0,10..0,05	kokku	<0,05	0,05..0,01					0,01...0,002	kokku
3160B	kvarstliiv	keskliiv	0	0	0,2	0,2	0,6	2,5	3,5	9,8	23,9	52,7	5,5	4,3	96,2	0,3	0,1	0,1	0,2	0,1	2,0			
			Dispergaatorina on kasutatud 2 %-list Na-heksametafosfaadi lahust																					
Tellija: TTK; S.Sillamäe			Teimimeetod: CEN ISO/TS 17892-4:2004; GOST 12536-79																Leht: 1 (1)					

Joonis 3.15. Dreenkihis kasutatud keskliiva terastikuline koostis

Fraktsiooni läbimõõt mm, sisaldus %																													
Labori	PA	Sügavus	Pinnas	Veeris	Kruus						Liiv						Mõll				Sau	<0,063	<0,002 / <0,06	C _u d ₆₀ / d ₁₀					
nr.	nr.	m	GOST 25100-95* (MA parandus 2006)	>63	63...31,5	31,5...16	16...8	8...4	4...2	kokku	2...1	1...0,5	0,5...0,25	0,25...0,1	0,1...0,063	kokku	0,063...0,02	0,02...0,006	0,006...0,002	kokku	<0,002								
793			peenliiv	0	0	0,7	1,7	1,3	0,8	4,5	0,9	1,3	3,6	69,2	17,2	92,2	1,0	1,1	0,5	2,6	0,7	3,3	21,2	2,3					
**	*		peenliiv								0,9	1,4	3,8	72,5	18,0	96,6	1,0	1,2	0,5	2,7	0,7	3,4	20,6						
FRAKTSIOONIDE SUMMAARNE SISALDUS					<63	<31,5	<16	<8,0	<4,0	<2,0	<1,0	<0,5	<0,25	<0,1	<0,063	<0,02	<0,006	<0,002											
EVS 1997-1:2003 järgi: peenliiv						100,0	99,3	97,6	96,3	95,5	94,6	93,3	89,7	20,5	3,3	2,3	1,2	0,7											
* Määratud fraktsioonist < 2 mm				Dispergaatorina on kasutatud Na-heksametafosfaadi 2 %-list lahust Meetod: EVS-EN 933-1:2012+CEN ISO/TS 17892-4:2004																									
PINNASE OMADUSED; FILTRATSIOON			Pinnas GOST 25100-95* (MA parandus 2006)	w _n %	w _n %	u %	Filtratsioon (Sojuzdornii ap. frakts. <4 mm)										Standard-Proctoriteim (frakts. <4 mm)												
							w _{plan} %	w %	p g/cm³	p _d g/cm³	k m/ööp.	k m/sek x10 ⁻⁵	Tihen- damis- ener- gia A MJ/m²	Mee- tod	I _s	p _d /p _{dmax}	w _{opt} %	p _{dmax} g/cm³	w _{opt} * %	p _{dmax} * g/cm³	Fraktsioon >4 mm %	Tihen- damis- ener- gia A MJ/m²							
793			peenliiv	11,3	11,3	0,4	17,2	17,8	1,86	1,58	1,22	1,41	0,9	EVS	1,00		17,2	1,58	16,6*	1,61*	3,7	0,6							
*				11,3			17,2	17,7	1,86	1,58	1,39	1,61	0,9	EVS	1,00														
*							17,2	17,6	1,86	1,58	1,24	1,43	0,9	EVS	1,00														
							X =	17,7	1,86	1,58	1,28	1,48																	
Proov on laborisse toodud 30.06.14.										Filtratsioon (ap. Sojuzdornii; meetod EVS 901-20:2013);										Standard-Proctoriteim (ELE seade, meetod DIN 18128);									
										teimik: h = 10,0 cm, d = 5,0 cm;										teimik: h = 11,5 cm; d = 10,1 cm									
										tihendus 3 x 4 löögiga maks. tihedus ja opt. w juures										teim: tihendamine 3 kihis a' 25 lööki									
										teim: gradient I = 2,0; veeküllastatud olek; t = 20°C										w _{opt} *, p _{dmax} * - arvest. on >4 mm fraktsiooni sisaldust									
Tellija: TTK; S.Sillamäe				Teimimeetod: GOST 5180-84; EVS-EN 933-1:2012+CEN ISO/TS 17892-4:2004; EVS 901-20:2013; DIN 18128																					Leht: 1 (1)				

Joonis 3.16. Muldkehas kasutatud peenliiva terastikuline koostis



Joonis 3.17. Eraldamiseks kasutati väga kerget kahekordselt paigaldatud geotekstiili vältimaks mingilgi määral pingeolukorra mõjutamist.

3.2. Andurite paigutus

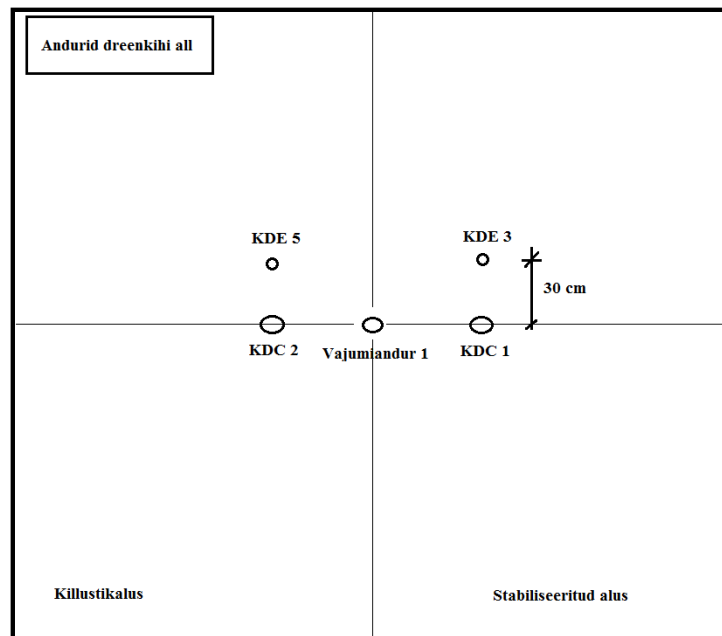
Konstruktiooni toimivuse jälgimiseks paigaldati drenkihi, killustikaluse, stabiliseeritud kihi ja asfaltbetooni alla andurid. Lisaks erinevale sügavusele niiskus- ja temperatuuriandurid. Roobast mõõdeti katte pealt käsitsi kasutades latti ja mõõtekiilu. Enne katse algust kalibreeriti pingeandurid Metroserdi poolt. Samuti oli nende poolt kalibreeritud ka koormusratas.

Dreenkihi alla ehk 50 cm sügavusele katte pinnast paigaldati mõlema sektsiooni alla neli pingeandurit – kaks ratta sõidujälje keskele (KDC 2, KDC 1) ja kaks sellest 30 cm eemale (KDE 5, KDE 3) – ning üks vajumiandur täpselt katsekasti keskele (joonis 3.18 ja 3.21).

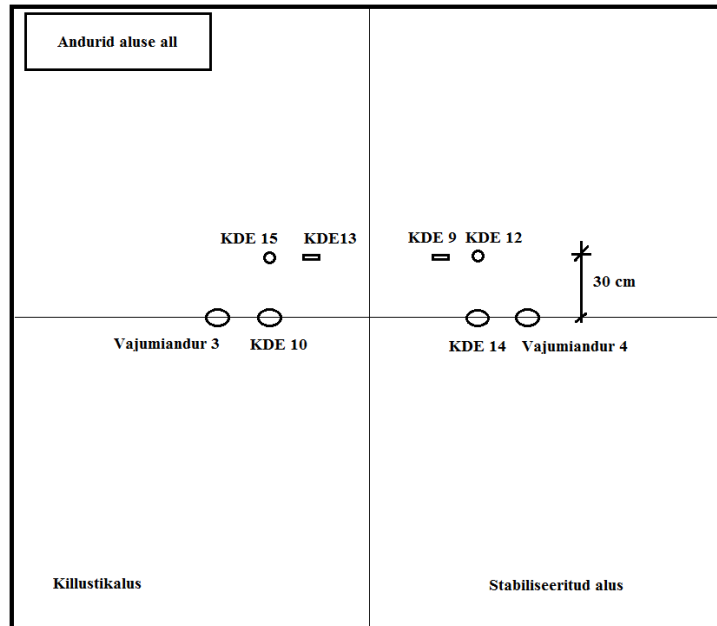
Aluse alla paigaldati neli vertikaalpingeid mõõtvat andurit – kaks ratta jälge ja kaks sellest 30 cm eemale (vastavalt KDE 10, KDE 14 ja KDE 15, KDE 12) – kaks horisontaalpingeid mõõtvat andurit (30 cm eemal rattajälje tsentrist, KDE 13 ja KDE 9) ning kaks vajumiandurit. Ehk mõlema sektsiooni alla oli paigaldatud neli andurit (joonised 3.19 ja 3.20).

Niiskus- ja temperatuuriandurid (joonis 3.22) paiknesid katte pealt mõõdetuna 110 cm (PICO 1), 70 cm (PICO 2) ja 40 cm (PICO 3, dreenkihi keskel) sügavusel. Lisaks olid temperatuuriandurid katte peal ja katte all.

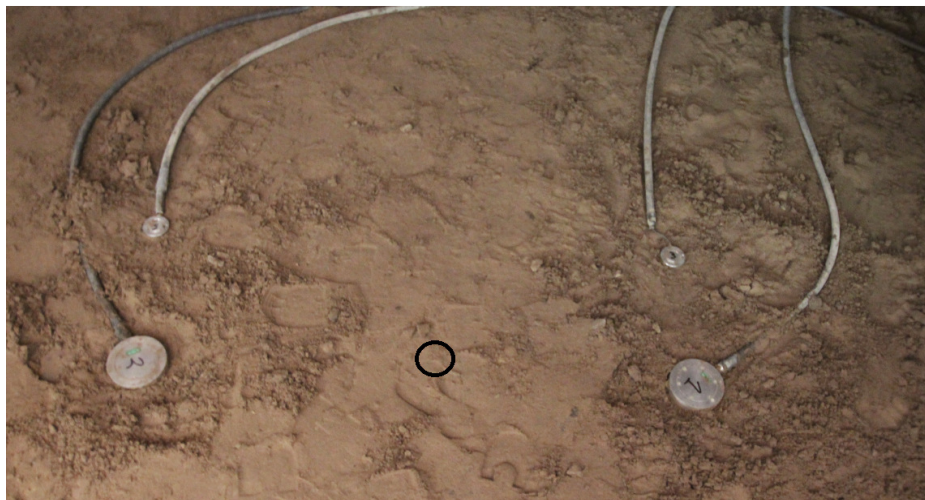
Asfaltbetooni alakihti paigaldati ka asfaltbetooni tõmmet registreerivad andurid.



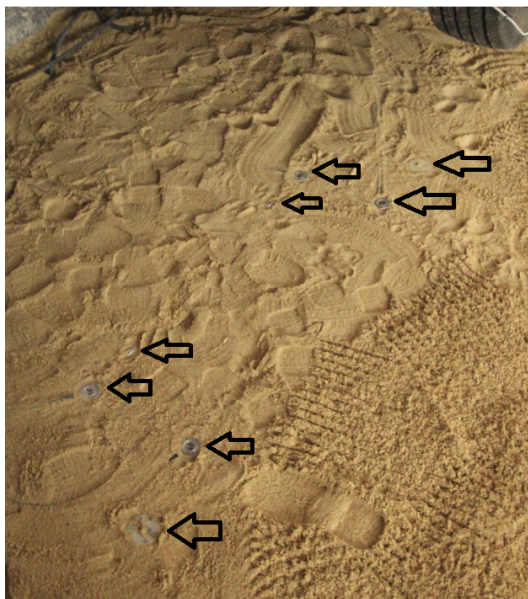
Joonis 3.18. Pinge- ja vajumiandurite paigutus dreenkihi alla (10 cm asfaltkatet, 2 cm tasanduskihti, 20 cm alust ja 20 cm dreenkihti).



Joonis 3.19. Pinge- ja vajumiandurite paigutus aluse all (10 cm asfaltkatet, 2 cm tasanduskihti, 20 cm alust). Andurid KDE 15 ja KDE 9 on pikuti paigutatud pingeandurid ehk mõõdavad horisontaalkomponenti.



Joonis 3.20. Dreenkihi all paigaldati neli pingeandurit ja üks vajumiandur (veel paigaldamata, asukoht tähistatud musta ringiga).



Joonis 3.21. Dreenkihi peale ehk aluse all paigaldati 6 pingeandurit ja kaks vajumiandurit.

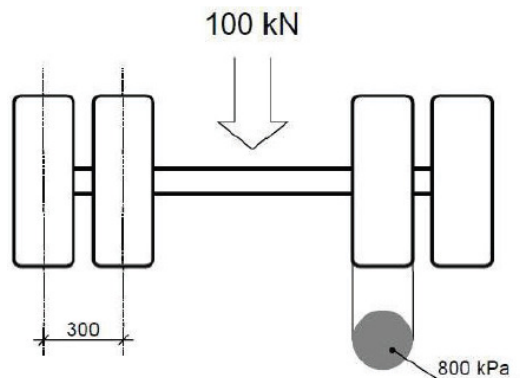


Joonis 3.22. Muldkehasse paigaldatud niiskus- ja temperatuuriandur

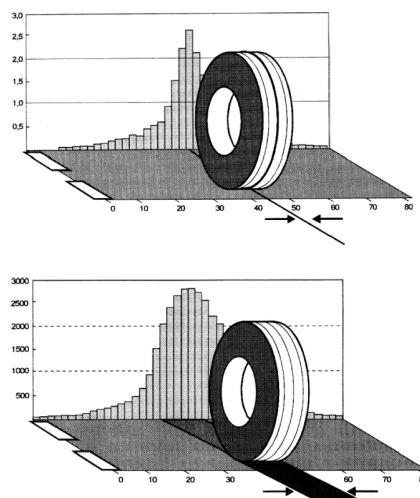
3.3. Katse käik

3.3.1. Koormamine

Konstruksiooni koormati veoki paarisrattarakendist pärit ühe rattaga, koormusena kasutati 2,5 t eeldusel, et normkoormus on 10 t, millest paarisratastele tuleb 5 t ja seega ühele rattale 2,5 t, rehvirõhk oli 0,8 MPa (joonis 3.23). Kontaktpinna mõõtmisel saadi, et jälje pikkus on 129 mm ja laius 235 mm, kontaktpindala 30315 mm² ja seega erisurveks tuleb ca 0,81 MPa, mis on rehvirõhuga praktiliselt võrdne. Ratta liikumine oli täielikult kanaliseeritud ehk *wheel wander* oli 0 (joonis 3.24).



Joonis 3.23. Koormamisel kasutatud põhimõtte ehk ühele rehvide langeb koormus 25 kN (ca 2,5 t) ja rehvirõhk on 800 kPa ehk 0,8 MPa.



Joonis 3.24. Ratta külgsuunaline liikumine ehk *wheel wandering* [28].

Kokku sooritati ca 2,8 milj. koormustsükli koos 50 külmutus-sulatustsükliga. Puhast vett lisati kattele 62 l ja soolvett (1% NaCl) 128 l. Katse tuli peatada 2,8 milj. koormustsükli juures põhjusel, et killustikaluse ja stabiliseeritud sektsiooni vahel oli tekkinud kõrguste erinevus, mistõttu koormusratas ei suutnud enam liikuda ja katse tuli lõpetada. Peale katse lõpetamist ja konstruktsiooni lahtivõtmist tehti katseseadmele täishooldus, mille käigus avastati, et ratta mootor on kasutamise käigus kulunud nii hõredaks, et ei võimaldanud enam liikumist ebaühtlasel pinnal.

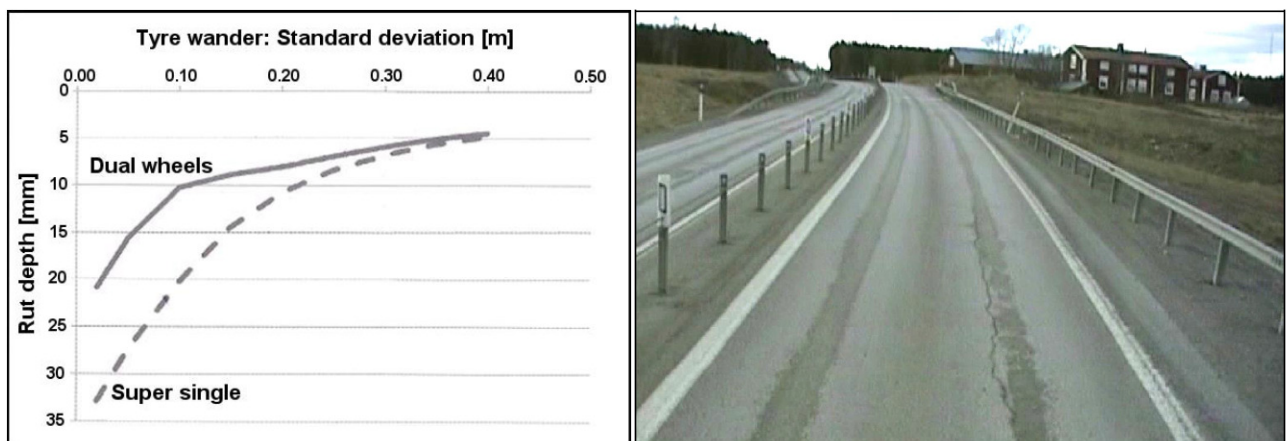
Erinevates kirjandusallikates on käsitletud seoses raskeveokite simulaatoritega (HVS ehk *Heavy Vehicle Simulator*) seda, kui võrd on sealt tulenevad katseandmed seostatavad reaalse teega. HVS-seadmetes toimub koormamine kiirendatud kujul ehk teekonstruktsioonile avaldatakse reaalse teede puhul mitmete aastate jooksul kumuleeruv liikluskõormus suhteliselt lühikese ajaga – enamasti on see mõõdetav paari või mõne kuuga olenevalt katse ja seadme konfiguratsioonist. Seega ei ole HVS-ist tulenev koormus teekonstruktsioonile üks-üheselt võrreldav reaalse teega ja tuleb arvestada erinevate teguritega, milleks on:

- *wheel wandering* ehk ratta liikumine või mitteliikumine külgedele (joonis 3.24);

- teekatendi „puhkeaeg“ koormamise vahel;
- rehvi tüüp – topelt või üksikrehv ehk *supersingle*;
- rehvirõhk;
- vedrustus;
- kas koormusratas liigub vaid ühesuunaliselt või on liikumine kahesuunaline (edasi – tagasi).

Wheel wander. Uuringus [29] tuuakse välja, et raskeveokitootjad on välja töötanud süsteemi, et kõik veoki rattad jälgivad sama marsruuti ehk ka kurvides sõidavad täpselt üksteise jälgedes. Seetõttu liigub veok „nagu rong“. Tulemuseks on see, et *wheel wander* väheneb, mis tõstab püsivate deformatsioonide (ehk pikiroobaste) tekke riski kuni kuuekordseks (joonis 3.25). Joonisel 3.26 on teepiirete poolt tekitatud visuaalne kitsendus tekitanud olukorra, kus liiklusvahendid, eriti raskeveokid ja bussid, sõidavad vaid samas jäljes. Nähtav pilt on sarnane uuringus [30] nähtuga (joonis 3.27).

Eestis ei ole kirjas reeglit, kui suur on või peaks olema sõidujälgede vahelduvus. See sõltub mitmetest teguritest, näiteks tee laiusest, visuaalsetest kitsendustest nagu teepiirded, teekattemärgistus, aga ka teekatte seosukorrast, nt kulumisroobaste olemasolust. Maanteeamet soovitas arvestada, et Eestis võiks *wheel wander* olla 0,3 m. USA-s näiteks arvestatakse 0,15 meetriga [31], mõned allikad on maininud 0,25 m.

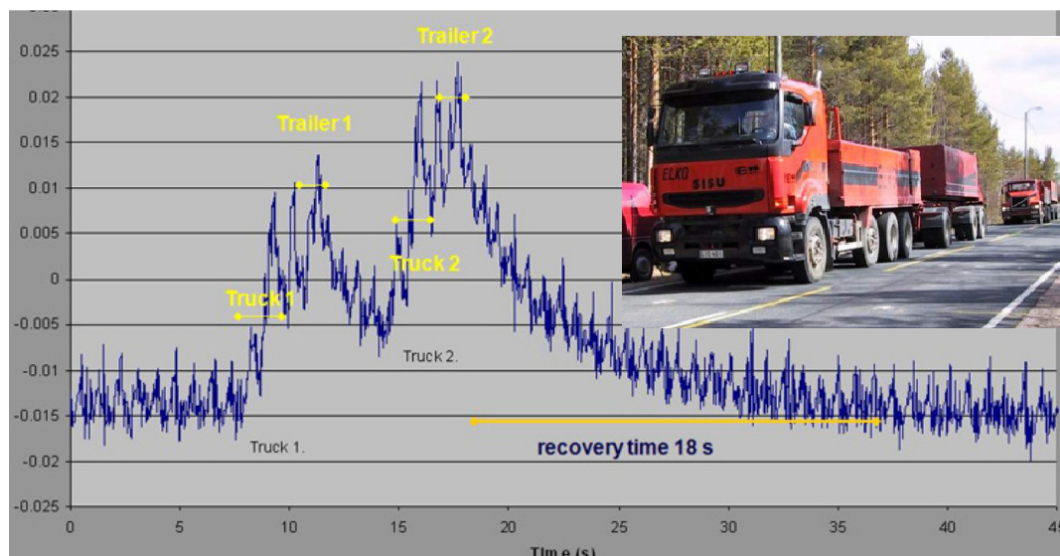


Joonised 3.25 ja 3.26. *Wheel wanderi* mõju roopa tekkimisele nii topeltrehvide kui *supersinglite* osas. Kui liiklus on kanaliseeritud, toimub väiksem sõidujälje vahelduvus ehk *wheel wander*, mistõttu kasvab püsiv deformatsioon ehk roobas kiiremini.



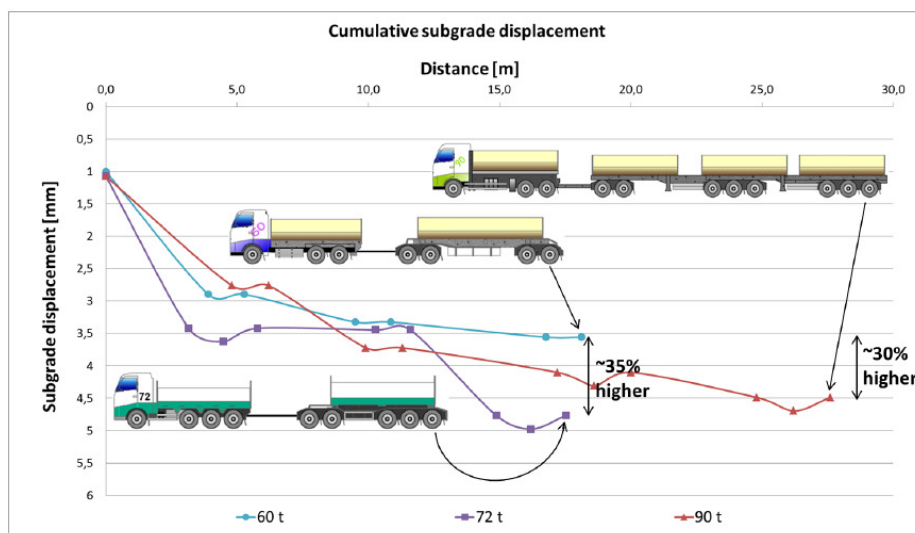
Joonis 3.27. TTK katsekastis uuringu [30] ajal toimunu on sarnane joonisel 3.26 kujutatuga.

Teekatendi taastumine koormuse tagajärjel. Peamiselt on teekatendi taastumise või mittetaastumise probleemide üle arutletud seoses niiskustundlike pinnastega, milles tiheda koormamise tagajärjel pooriveerõhk ei jõua hajuda. Allikas [32] esitab näidiseks joonise 3.28, millest nähtub, kuidas muutub aluse dielektriline väärtus peale kahe raskeveoki ülesõitu ja täielikuks taastumiseks kulub aega 18 sekundit.



Joonis 3.28. Üksteisele järgnevate veoautode mõju aluspinnase dielektrilisele väärtusele ehk poorivee rõhu kasvule.

Teise näitena on uuringus [29] toodud arvutus kolme erineva raskeveoki mõjust suhteliselt nõrgale aluspinnasele (10 MPa). Arvutustes võrreldi 7-teljelist 60 t raskeveokit 9-teljelise 72 t ja 11-teljelise 90 t raskeveokiga. Tulemuseks saadi, et raskemad veokid, millel oli rohkem telgi hoidmaks teljekoormust samal tasemel, aga mis olid seega ka pikemad, põhjustasid pinnases 30...35 % suuremaid vajumisi (joonis 3.29).

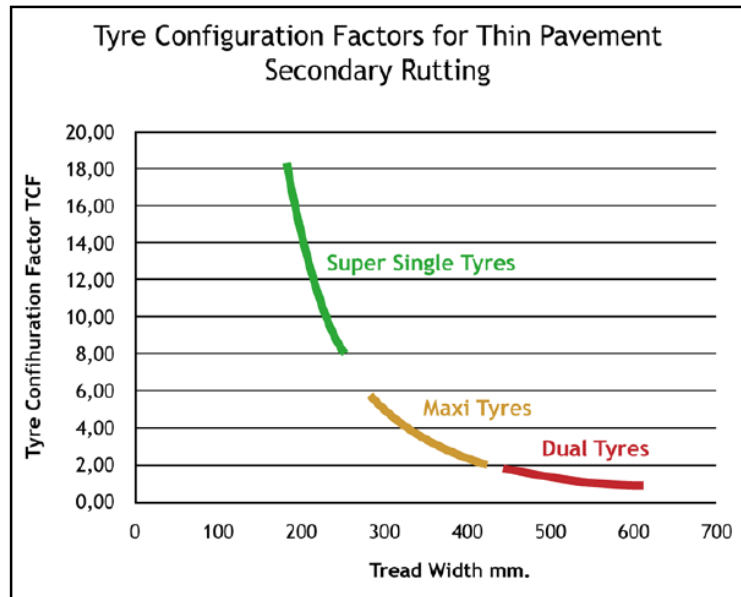


Joonis 3.29. Erineva raskusega veokite mõju nõrga kandevõimega aluspinnasele

Allikast [31] nähtub, et Suurbritannias läbiviidud uuringu kohaselt on **kahes suunas** (edasi-tagasi) liikuv HVS ratas suurema mõjuga, kui ühes suunas (nagu liiklus) ja erinevus roopa arengus võib olla kuni kahekordne. Mõju kinnitavad ka teoreetilised analüüsid nagu leiti USA IndianaDOT-is läbiviidud uuringus, et kahesuunaline ratta liikumine põhjustas suuremaid deformatsioone, kui ühesuunaline. Soomes järelitati samas, et teekatendi käitumises ei olnud erinevust, kui koormata seda ühe või kahesuunaliselt. Teemat ei ole siiski teadaolevalt enam põhjalikumalt uuritud ja lõplikke järeldusi on olemasolevatest nappidest andmetest keeruline teha.

Allikates [33] ja [34] leiti, et **supersinglid tekitasid kuni 2,4 korda rohkem roobast, kui paarisrattad**. Enamus roopast tekkis killustikaluse arvelt. Asfaltkattes nähtavaid väsimuspragusid tekkis supersinglite puhul neli korda rohkem, kui paarisrattastega.

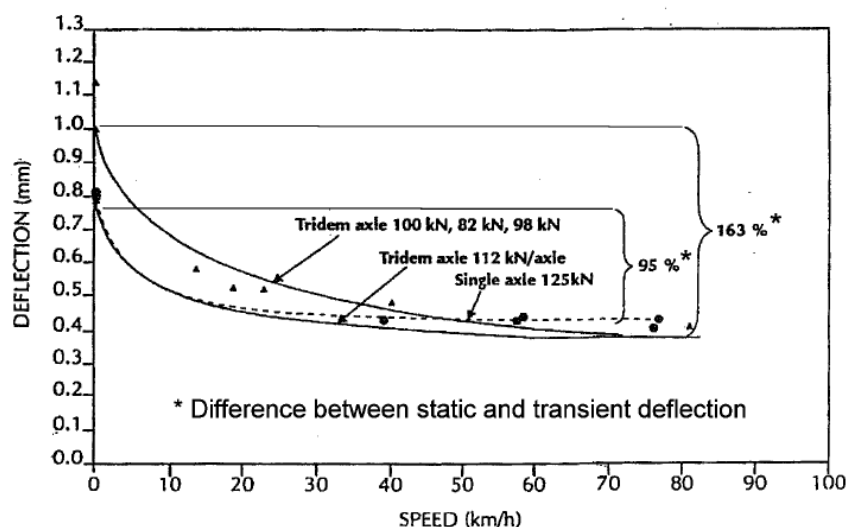
Sama teemat käsitletakse ka uuringus [35], kus leiti, et suhteliselt õhukese kattega (75 mm asfaltkatet) teekonstruktsioonis tekkis viis korda suurem roobas võrreldes supersinglit paarisrattastega kasutades sama koormust. Avastati, et iga **mustri ribi rehvil** (v.t joonis 3.27) tekitab täiendavaid nihkepingeid. Uuringus [29] on esitatud ülevaatlik graafik, kuidas mõjutab rehvi laius sama koormuse juures roopa tekkimist õhukese kattekihi korral.



Joonis 3.30. Rehvi laiusel on väga oluline mõju roobaste tekkele teekatendites.

Uuringus [36] käsitleti **kiirust**, millega katsetuses teekonstruktsiooni koormati ja leiti, et suurendades koormamiskiirust kiiruselt 40...50 km/h 15% võrra vähenes roobaste teke 20...35%. Koormamise kiirust käsitleti ka uuringus [37], kus mõõdeti nii staatilise kui dünaamilise koormuse mõju läbipaindele võrreldes HVS-i ja reaalse liikluse andmeid. Kokkuvõtteks saadi joonisel 3.31 esitatud tulemused.

HVS-i mõõtmistulemused, aga ka reaalsel teedel roobaste arengut mõjutab veel „stress history“ ehk kuidas konstruktsiooni on koormatud. Uuring [38] näitab, et püsivad derormatsioonid on oluliselt väiksemad, kui koormust tõstetakse järk-järgult selle asemel, et koormata kohe maksimumkoormusega. Iga koormustsükliga allolevad materjalid muutuvad järk-järgult jäigemaks, kui materjaliosakesed paigutuvad ümber ja kihid muutuvad tihedamaks.



Joonis 3.31. Kiiruse mõju teekatendi läbivajumisele.

Kokkuvõtte HVSi tulemuste ja reaalsel teedel toimuva vahel on esitatud allikas [31]:

On leitud, et HVS põhjustab kiiremaid teekatendi lagunemisi, kui võrrelda pragude ja roobaste teket. Seda mõjutavad tegurid on teekatendi struktuur ja seal kasutatavad materjalid, katendi omaduste muutumine ajas. Erinevus sõltuvalt erinevatest tingimustest võib olla alates 1,7 kuni 10 ja isegi rohkem kordne, mida mõjutavad lisaks teekatendi omadustele ka koormamise parameetrid nagu:

- koormus rattale ja missugust koormuskombinatsiooni kasutatakse (üks, kaks või kolm telge);
- koormus rehvidele ja kas see on staatiline või dünaamiline, s.t kas koormusratas on vedrustatud või mitte;
- kui vedrustatud, siis mis tüüpi see on – kas lehtvedrustus, paraboolne või õhk;
- kas ratas sõidab vaid ühes jäljes või toimub ka jälje vahelduvus (*wheel wander*);
- rehvi rõhk ja kontaktpinge;
- rehvi tüüp;
- koormamise kiirus.

Lisaks tuleb arvestada keskkonnamõjusid nagu:

- tuul ja päikesekiirgus;
- temperatuur;
- erinevates vormides esinev vesi.

Kõikide mõjutavate tegurite mõju koormatavale konstruktsioonile ei ole veel täpselt teada, seega ei ole võimalik ka väga täpselt määrata, kuidas HVSi all käitunud teekonstruktsiooni käituks reaalse teena. Siiski on võimalik arvestada seda suurusjärgudena ja näha materjalide koormuskäitumist.

Püüdes arvestada nimetatud tingimusi Tallinna Tehnikakõrgkooli katseseadme puhul, saab tuua välja järgmist:

- **Ratas sõidab ühte jälge** ehk *wheel wandering* puudub. Arvestades, et *wheel wander* võiks olla keskmiselt 250 mm ja võttes jooniselt 3.25 topeltrataste ja supersingle vahepeale saadakse erinevuseks 4 kordne roopa kasv.
- **Ratas liigub edasi-tagasi.** Kirjanduses on teemat käsitletud napilt. Ühe uuringu kohaselt suurendas see roopa arengut kahekordselt, teise uuringu sõnutsi praktiliselt mitte üldse. Arvestame vahepealset olukorda ehk seda, et edasi-tagasi liikumine võiks suurendada roopa arengut 1,5 kordselt.
- **Kasutusel on üks ratas**, mis pärineb paarisrattarakendist. Koormus sellele on arvestatud vastavalt paarisratastele. Kuigi koormus on arvestatud paarisrattale, leiab kirjandusest viiteid, et ühe soonilise rehvi kasutamine tõenäoliselt mõjutab teekatendit rohkem, kui kahe ratta korraga kasutamine. Arvestame, et see võiks suurendada roopa arengut 1,1 kordselt.
- **Kasutusel on üks telg** ehk vahetult pärast ratta ülesõitu ei järgne kohe teist ratast. Arvestada tuleb siiski seda, et ratta liikumise ala on piiratud ehk ratas sõidab samast ristlõikest uuesti üle üpriski kiiresti. Katsekasti keskosa läbib koormusratas keskmiselt iga 2,1 sekundi järelt. Joonistel 3.28 ja 3.29 on esitatud üksteisele tihedalt järgnevate veokite või telgede mõju teekatendile. Arvestades

neid, võiks HVS-seadmes pidev koormamine ilma puhkepausideta mõjutada roopa arengut ca 1,3...1,4 kordselt.

- **Ratta liikumiskiirus.** Konstantse kiirusega sõidab koormusratas 1,5 m pikkuse ala, mille läbimiseks kulub 0,6 sekundit. Seega on ratta liikumiskiirus 9 km/h. Võrdluseks, Rootsi VTI HVS-seade, mida on oma uuringutes kasutanud ka soomlased, sõidab maksimaalselt 12 km/h (testimistel kasutatakse 11 km/h) ja ühtlase liikumise ala pikkus on 6 m [39]. Jooniselt 3.31 selgub kiiruse ja läbivajumise omavaheline suhe. Maanteekiirustel (80 km/h) on läbivajum võrreldes staatilise koormusega 95...163 % väiksem. Arvestades jooniselt keskmist olukorda 9 km/h kiiruse puhul saadakse, et võrreldes maanteekiirusega kasvab läbipaine 71 % (0,38 mm → 0,65 mm). Seega võiks erinevuseks arvestada 1,7 korda.
- **Rehvirõhk on 0,8 MPa**, sama on ka kontaktsurve, mis on arvutatud vastavalt kontaktjälje pindalale. Taolist kontaktsurvet kasutatakse enamasti ka veokitel ja teistes HVS-testides.
- **Ratta koormus hoitakse peal hüdroüsteemiga**, mis võimaldab koormuse reguleerimist vastavalt pinna tasasusele. Seega on tegemist midagi vahepealset staatilise ja vedrustatud koormuse vahel. Selle mõju teekonstruktsioonile on teadmata.
- **Keskkonnatingimustest** on kasutusel temperatuuri ja erinevas vormis esineva vee mõju. Käesolevas uuringus kasutati 10...20 korda suuremat veekogust katte pinnale, kui on Eesti keskmine sademete hulk.

Eelnevalt püüti leida kirjanduse põhjal seoseid, kuidas teisendada TTK katseseadme tulemusi reaalsel teel toimivale. Võttes kõik erinevused kokku (4x *wheel wangering*, 1,5x ratta edasi-tagasi liikumine, 1,1x ühe ratta kasutamine topeltrataste asemel, 1,3x lühikese taastusaja osas, 1,7x väikese liikumiskiiruse osas) saadakse kordajaks 14,6.

Tõenäoliselt on tegemist liiga suure kordajaga, kuna allikas [31] mainiti vahemikku 1,7...10+ korda. Arvatavasti on erinevates kirjandusallikates erinevate mõjuvate tegurite osas kaudselt arvestatud ka teisi mõjutavaid tegureid. Arvatavasti ratta edasi-tagasi liikumine, lühikene taastusaeg ja madal liikumiskiirus on kõik omavahel seotud ja nende tegurite koostööd võiks hinnata teguriga 2,0, lisaks võib üksikratta tegur 1,1 olla samuti liiga suur, kuna kasutati normtelje koormust. **Kokkuvõttes tuleb kordajaks seega vahemik 8.0...8.8, keskmine tuleb 8,4, mida kasutatakse käesoleva uuringu tulemuse üleviimiseks reaalsele teele.** Käesolevalt arvestatakse, et sinna sisse võiks jääda ka lisatud vee ja miinustemperatuuride poolt tekitatud koormus.

Tallinna Tehnikakõrgkooli HVSiga sooritati käesolevas uuringus 2,8 milj. koormustsükli, mis teeb ca 23,5 milj. normtelge (paarisrattad) reaalsel teel. Arvestades I-klassi teekatendi elueaks 20 aastat, teeb see 1,175 milj. normtelge aastas, mis teeb **keskmiselt 3219 normtelge/ööpäevas**, kui kasutada paarisrattaid.

Tegelikkuses liigub teekatenditel ka märkimisväärne hulk supersinglitega telgi, mille mõju on teekatenditele kordades suurem, kui paarisratastega (joonis 3.30). Lisaks mõjutab tugevalt ka rehvirõhk (joonis 4.15), mis ei ole samuti liiklusvoo osas konstantne. HVS-katsete tulemusi ja nende konverteerimist reaalsele teele mõjutab veel aeg, ilmastik, vesi ja kuigi neid kõiki püütakse modelleerida, ei ole võimalik iga tegurit arvestada. HVS-iga modelleeritakse eelkõige siiski materjalide koormuskäitumist ja käitumine ajas ning ilmastiku osas tulevad juurde muude katsete ja empiirika abil.

Kuna tavapärase katendiarvutused ei võimalda eristada enamikke erinevaid eelpool nimetatud mõjutajaid, siis need jäävad hetkel vaid teoreetilistele alustele. Tehes katsetatud konstruktsioonide osas katendiarvutuse (joonised 3.32 ja 3.33), tuleb arvestada etteantud normkoormustega, mida siinkohal ka tehakse ja arvestada seda, et kõik normteljed on paarisratastena.

ARVUTUSE TULEMUSED									
Kihi nr.	Kihi nimetus	Kihi paksus cm	Tugevuse näitaja				Üldine elastsus- moodul Mpa	Vajalik elastsus- moodul MPa	Arvutuslik niiskus W1 või Warv
			Kriteerium	Nihkepinged MPa		Varu %			
				t _{arv}	t _{lub}				
			Üldine elastsusmoodul			-22,4%	237,47	298,42	
1	Tihe kuum asfaltbetoon - ACsurf; ACbin	4,0					237,47		
2	Kuum poorne asfaltbetoon - ACbase	7,0	Asfaltbetooni tõmbepinged			-24,5%	206,72		
3	Killustik (graniit või lubjakivi)	20,0					157,73		
4	Keskliiv	20,0	Nihkepinged	0,0216	0,0131	-66,9%	105,85		
	Peenliiv		Nihkepinged aluspinnasel	0,0120	0,0091	-34,5%			-
	Katendi kogupaksus	51,0					Parandustegur Δ		

Joonis 3.32. Katendiarvutus killustiku sektsioonis

ARVUTUSE TULEMUSED									
Kihi nr.	Kihi nimetus	Kihi paksus cm	Tugevuse näitaja				Üldine elastsus- moodul Mpa	Vajalik elastsus- moodul MPa	Arvutuslik niiskus W1 või Warv
			Kriteerium	Nihkepinged MPa		Varu %			
				t _{rv}	t _{ub}				
			Üldine elastsusmoodul			-3,7%	293,47	298,42	
1	Tihe kuum asfaltbetoon - ACSurf; ACbin	4,0					293,47		
2	Kuum poorne asfaltbetoon - ACbase	7,0	Asfaltbetooni tõmbepinged			-7,0%	260,64		
3	Kompleksstabi kiht asfaldipurust teel segatud	20,0					204,79		
4	Keskliiv	20,0	Nihkepinged	0,0177	0,0131	-37,6%	105,85		
	Peenliiv		Nihkepinged aluspinnasel	0,0093	0,0091	-4,5%			-
	Katendi kogupaksus	51,0					Parandustegur Δ		

Joonis 3.33. Katendiarvutus stabiliseeritud sektsioonis

Katendiarvutuslikult ei tohiks taolisele koormusele (3219 normtelge/ööpäevas) vastu pidada kumbki konstruktsioon. Vaadeldes tulemusi järgnevates peatükkides nähtub, et nii see ka oli, kuid olukord ei olnud nii dramaatiline, kui katendiarvutus lubaks oletada. Järgnevatest peatükkidest nähtub, et katendi toimivus eriti liivade osas ei olnud selline, nagu katendiarvutus lubaks oletada ehk ei visuaalne vaatlus ega mõõtmisandmed andnud järeldada, et seal oleks toimunud katendi toimivust mõjutavaid nihkeid. Põhjus võib olla ka niiskusrežiimis ehk liivad ei olnud veega küllastatud või sellelähedases olekus, nagu katendiarvutuses vaikimisi arvestatakse ja seega oli katendi tugevus arvutuslikust oluliselt tugevam.

Mis puudutab arvutatud üleminekutegurit (hetkel arvestati, et see võiks olla 8,4), siis katendiarvutuslikult võib tunduda, et see on liiga suur, kuid samal ajal peab arvestama, et katsetatud konstruktsiooni dreanaaž oli väga hea ja konstruktsioon ei olnud katsetamise käigus veeküllastunud, vaid veetase oli 1,0 m sügavusel katte pinnast. Seega pidas konstruktsioon koormusele paremini vastu, kui oleks katendiarvutuse kohaselt pidanud. Isegi, kui kunagi selgub, et üleminekutegur on väiksem, kui praegu arvestatud (näiteks Teeregisrti või mõnel muul alusel toimuva analüüsi põhjal), siis ei saa see olla väiksem, kui 5...6, kuid ka sel juhul jääb käesolevas uuringus konstruktsioonile rakendatud koormus esimese klassi maantee kohaseks – ca 2100 normtelge/ööpäevas.

3.3.2. Katse käigu kirjeldus ja tulemused

Enne näitude registreerima hakkamist lasti koormusrattal sõita katte peal ca 5'000 tsükli. Samal ajal hoiti temperatuuri võimalikult kõrgena, et tasanduskiht ja asfaldiplaat muutuksid pehmemaks mugandumaks omavahel ja seega ka alusega. Peale seda kõik näidud nulliti ja alustati katsega.

Joonisel 3.34 on kujutatud katte seisukorda peale 120'000 koormustsükli läbimist. Juba siis oli visuaalselt eristatav erinevus sidumata ja seotud aluse vahel – killustiku sektsioon oli vajunud rohkem.

Katsetamise suhteliselt alguses purunes üks hüdrovoolikutest, mille tagajärjel paiskus kattele suur hulk õli (joonised 3.35 ja 3.36). Hoolimata põhjalikust puhastamisest jäi seda asfaltkatte sisse ja tõenäoliselt täitis poorid. Seetõttu on hilisematelt fotodelt näha näiliselt suurt roobast, mille põhjuseks on (koos bituumeniga?) väljapressinud õli. Roopa arenemist jälgides nähti, et asfaltbetooni omadustele sinna peale sattunud õli negatiivselt ei mõjutanud. Soolvee värvimine (joonis 3.37) näitas killustikuteri vaadates (joonis 3.64), et värvitud vesi on sattunud killustikalusesse, niiet õli sattumine kattele ei halvendanud katsekeha käitumist.



Joonis 3.34. Olukord peale 120'000 koormustsükli läbimist. Kattes roobast sees pole, kuid killustiku sektsioon on võrreldes stabiliseeritud sektsiooniga vajunud kergelt allapoole.



Joonised 3.35 ja 3.36. Hüdrovooliku purunemine põhjustas õli sattumise asfaltkattele, millest osa tungis ka asfaltbetooni pooridesse ja mida ratta koormus hakkas sealt uuesti välja pressima.



Joonis 3.37. Kattele lisatud värvitud soolvesi.

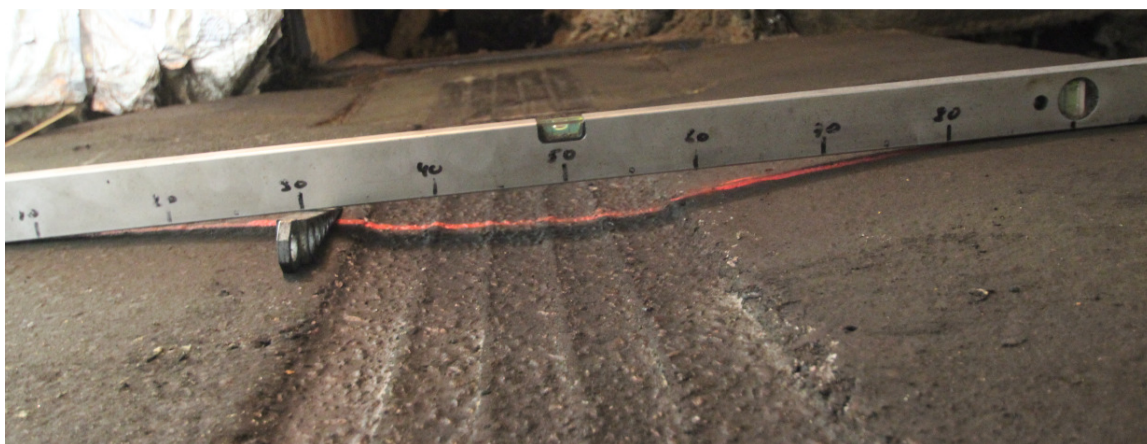
Peamine vaadeldav näitaja katse ajal oli roopa areng. Käesolevalt esitatakse sellest ja erinevatest katse etappidest ülevaade, kuid analüüs roopa osas, eriti killustikaluse puhul, esitatakse peatükis 4.

Koormamine „kuivalt“

Katsekeha koormati „kuivalt“, st ilma külma ja (sool)vee lisamiseta ca 500'000 koormustsükliga. Kattetemperatuuri hoiti vahemikus +15...+17 °C, et asfaltbetoon ei muutuks liiga pehmeks. Kogemused varasemast katsetööst [30] näitasid, et kõrgematel temperatuuridel muutub asfaltbetoon väga vastuvõtlikuks püsivatele deformatsioonidele, mistõttu oleks katse võinud lõppeda asfaltkatte purunemise tõttu enneaegselt.

Roopa areng esimese 500'000 tsükli osas on esitatud tabelis 3.6, kust nähtub, et killustikalusega sektsioonis on roopa sügavus ca 30% suurem, kui stabiliseeritud aluse puhul.

Tabelite vormistuse selgituseks, et numbrid 20...80 väljendavad mõõtepunkte. Ratas sõidab vahemikus 40 ... 50, väärtus 60 on vahetult ratta roopa kõrval (joonis 3.38). Tabelites esitatud numbrid on esitatud millimeetritena.



Joonis 3.38. Roopa mõõtepunktide asukohad.

Tabel 3.6

Roopa areng peale esimese 500'000 koormustsükli läbimist, väärtused millimeetritena

	20	30	40	50	60	70	80
Killustik	2,2	4,5	12,2	12,5	5,6	5,8	1,3
Stabi	0,2	2,0	6,1	9,1	3,4	6,3	2,7

Koormamine vee lisamisega

Peale 500'000 koormustsükli hakati katte lisama vett, kuid temperatuur jäi samaks. Kattele lisatava vee hulk tuletati sellest, et Eestis jääb aastane sademete hulk vahemikku 500 ... 800 mm/a ning keskmine väärtus on 600 mm/a, mis teeb 1,64 mm/päevas. Kui arvestada, et katseseadmes lisada kattele 0,5 m laiusele ribale vett (laiema alaga ei arvestatud seetõttu, et ratas on kattesse sisse sõitnud roopa, mistõttu kogu lisatav vesi valgub kohe sinna), tuleks seda valada 0,25l päevas, mis on aga väga väike kogus. Kuna tegemist on kiirendatud katsega, lisati kattele alguses 2,5l vett päevas ehk kümnekordne Eesti keskmine sademete päevane hulk. Kuna ka see „tundus vähe“, suurendati peagi lisatava vee hulka 5 liitrini päevas. Koormustsükleid kogunes koos puhta vee lisamise perioodiga ca 400'000. Roopa areng selle aja jooksul on esitatud tabelis 3.7.

Tabel 3.7

Roopa areng peale 400'000 koormustsükli läbimist koos vee lisamisega kattele, kuid külmutustsükleid veel rakendamata, väärtused millimeetritena

	20	30	40	50	60	70	80
Killustik	0	0,6	0,9	1,2	1,2	0,5	-0,1
Stabi	-0,1	0,2	1,4	1,3	-0,3	-0,2	-0,6

Koormamine koos külmutustsüklite läbiviimisega

Külmutamisega alustati peale ca 900'000 koormustsükli läbimist. Külmutati öösel, kui koormusratas seisis ning konstruktsioon sulas päeval, kui koormusratas sõitis. Külmutustsüklitega püüeldi sellepoole, et öö jooksul oleks kõik katendikihid külmunud ja päeva jooksul toimuks sulamine vähemalt aluse ulatuses. Selleks reguleeriti külmutamiseks kasutatava temperatuuriga. Kokku tehti 50 külmutus-sulatustsükli, koos külmututamisega hakati kattele lisama roheline värvainega segatud soolvett (joonis 3.37). Sel perioodil läbis koormusratas ca 1,3 milj. koormustsükli, millekohane roopa areng on esitatud tabelis 3.8.

Tabel 3.8

Roopa areng peale ca 1,3 milj. koormustsükli ja 50 sulamis-külmumistsükli koos soolvee lisamisega kattele, väärtused millimeetritena

	20	30	40	50	60	70	80
Killustik	1,1	1,5	5,9	5,9	0,4	0,9	0,6
Stabi	0,1	0,0	3,0	0,8	-0,8	-1,1	-0,1

Konstruksiooni sulamine

Koormamist jätkati peale külmumistsüklite sooritamist veel ca 600'000 kootmustsükliga. Vee lisamisega kattele jätkati, kuid seda vähendati. Veetase oli maksimaalsel tasemel, st 1,0 m sügavusel teekatte pinnast. Roopa areng selle aja jooksul on esitatud tabelis 3.9.

Tabel 3.9

Roopa areng peale konstruksiooni sulamist ja sellele järgnenud 600'000 koormustsükli koos vähese vee lisamisega kattele, väärtused millimeetritena

	20	30	40	50	60	70	80
Killustik	0,7	0,7	3,1	1,1	1,7	0,9	1,0
Stabi	-0,1	0,8	1,1	0	0,4	1,0	0,6

Koondtabel

Kokku sooritati uuritava katendil seega ca 2,8 milj. koormustsükli ja katsekeha läbis 50 sulatus-külmutsüklit. Peale seda tuli katse peatada, kuna koormusratas ei suutnud enam tekkinud ebatasasuse tõttu kattel liikuda.

Lõplik roopa sügavus on esitatud tabelis 3.10, kust nähtub, et ratta jäljes erinevus roopa sügavuses killustikust ja kompleksstabiliseeritud materjalist aluse vahel on kahekordne. Näha on ka seda, et killustikaluse puhul pole roobas arenenud ainult ratta jäljes, vaid on arenenud oluliselt ühtlasem vajumine, kui stabiliseeritud sektsioonis. Teisisõnu, stabiliseeritud aluse puhul on ratas asfaldisse teravamalt sisse "lõiganud" ja killustikaluses on vajumise kauss jaotunud ühtlasemalt.

Allikas [40] esitati selgitus, et mida laiem on roobas ehk mida laiem vajumise kauss tekib, seda sügavamal asetseb roopa põhjus. Ehk siis killustikusektsioonis on roopa algpõhjus sügavamal, kui stabiliseeritud kihi sektsioonis.

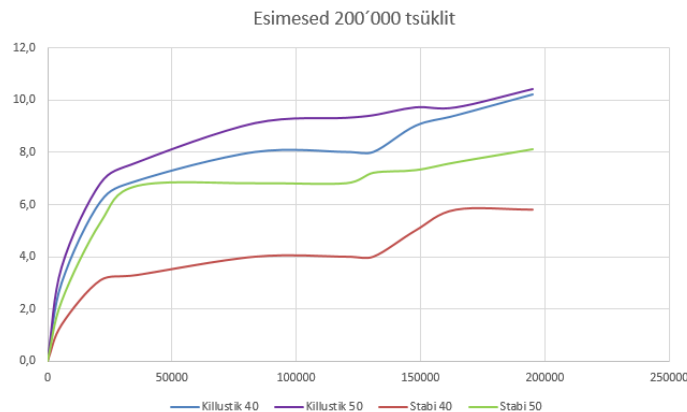
Tabel 3.10

Roopa areng katse algusest kuni ca 2,8 milj. koormustsükli läbimiseni, väärtused millimeetritena

	20	30	40	50	60	70	80
Killustik	4,0	7,3	22,1	20,7	8,9	8,1	2,8
Stabi	0,1	3,0	11,6	11,1	2,7	6,0	2,6

Roopa mõõtmise kokkuvõtlik graafik on esitatud joonisel 3.41.

Jooniselt 3.39 ja tabelist 3.6 nähtub, et kohe katse alguses toimus roopa hüppeline areng, mis on tõenäoliselt põhjustatud järeltihenemisest. Vaadeldes esimese 200'000 tsükli, nähtub, et väga järsk ja suur hüpe toimus esimese ca 20'000 koormustsükliga peale mida roopa areng on tasanenud. Siinkohal saab tuua võrdluseks uuringus [41] toodud andmed, kus toimus samuti peamine hüpe esimese 20'000 tsükli juures peale mida roopa areng aeglustus. Näitena toodud konstruksioon on küll nõrgem, kuid näitab siiski seda osa, mis toimub järeltihenemisega. Seega on tegemist hea toetava materjaliga käesolevale uuringule.



Joonis 3.39. Esimese ca 200'000 koormustsükli poolt tekitatud roopa areng.

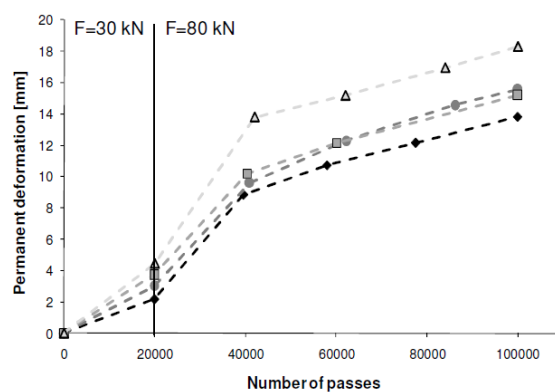
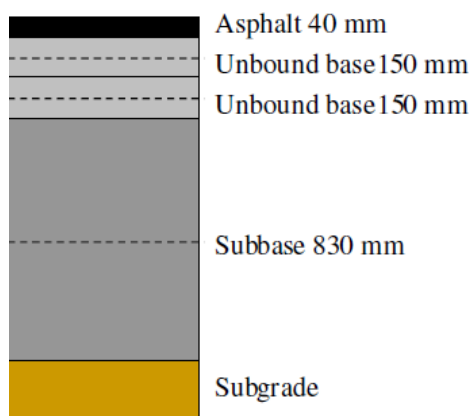


Figure 5.6. Total permanent deformation measured on top of the asphalt layer.

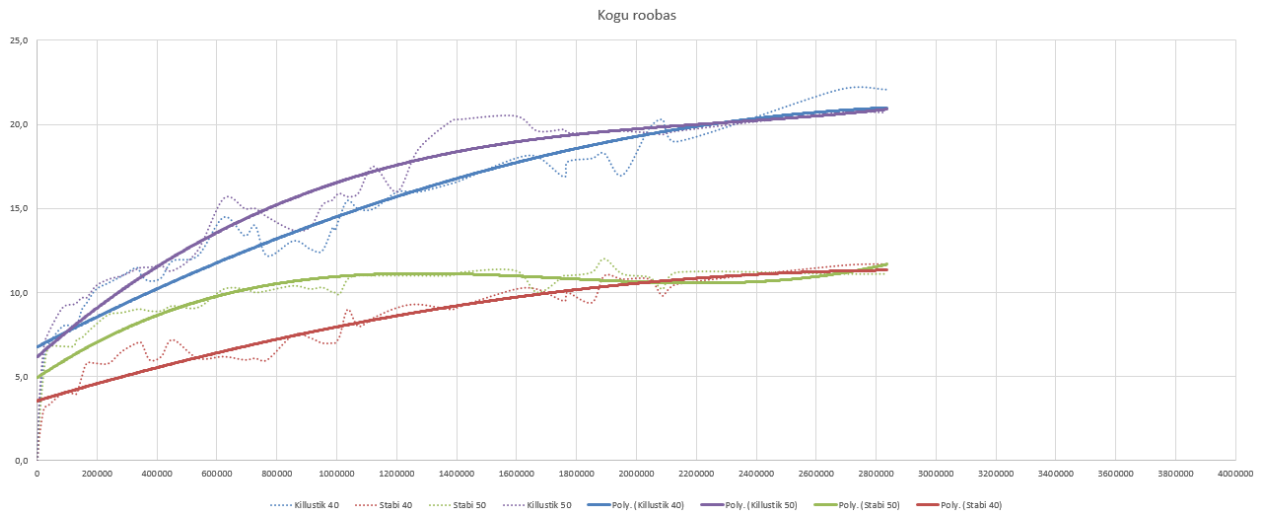
Joonis 3.40. Roopa areng uuringus [41], millest nähtub, et kas seal sõideti konstruktsioon kõigepealt „sisse“ kasutades madalamat koormust peale mida jätkati täiskoormusega. Sarnaselt käesolevas uuringus saadud tulemustega, tekkis ka seal kõige suurem roopa areng just peale esimest ca 20'000 koormustsükli.

Esimene suur areng roopa sügavuses on põhjustatud nii asfaltbetooni kui killustikaluse järeltihenedisest. Kuna stabiliseeritud segu on juba tihe, siis seal toimub suur hüpe roopas vaid asfaltbetooni arvelt.

Joonistelt 3.41 nähtub, et roopa mõõtmise tulemused ei ole sirge joonena, vaid graafikud on üpriski ebaühtlased. Vaadates roopa mõõtmise graafikuid täpsemalt nähtub, et kõikumine toimub ca 2 mm piires. Mõõtmine toimus käsitsi ja seda mõjutab inimlik faktor ning erinevad muud tegurid nagu hüdroõli sattumine katile või ka see, mis ajal mõõtmine toimus – kas vahetult peale ratta seiskamist või mõne aja möödudes peale seda. Siiski on graafikutelt hästi tuvastav trend ning seda on ka *trendline* ga (polünoom) rõhutatud.

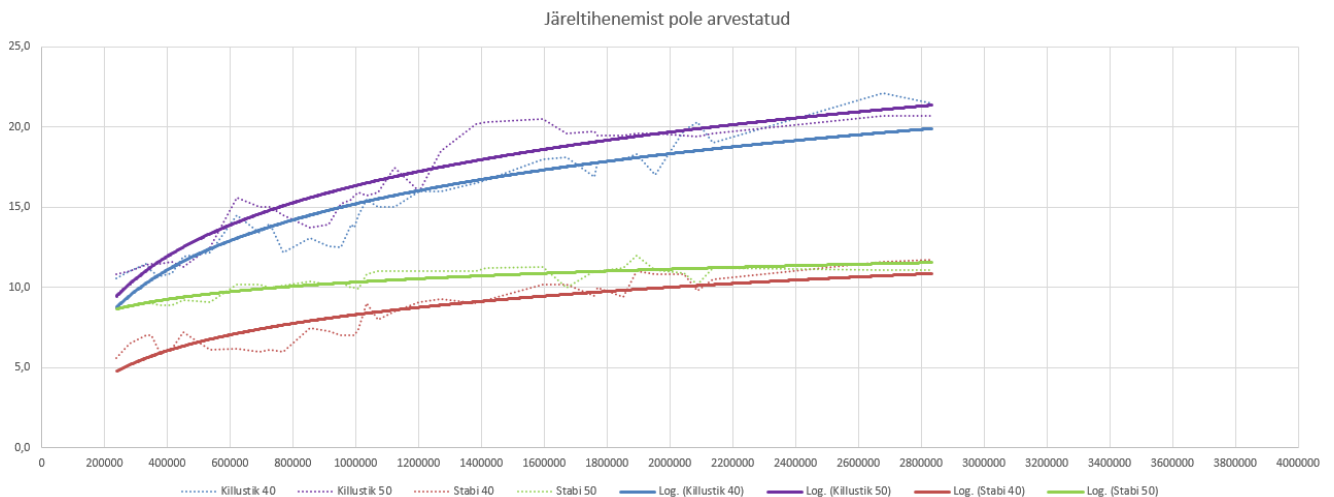
Joonistel 3.39 ja 3.41 on esitatud mõõtepunktid „40“ ja „50“ (jooniselt 3.38), kust nähtub, et need ei kattu. Järelikult toimus ratta jäljes roopa tekkimine ebaühtlaselt. Seda toetab allikas [42], kus tuuakse välja, et

elastsete teekatendite puhul ei ole kontaktpinge rehvi all ühtlane ning see sõltub kontaktpinnast (asfaltkatte omadustest) ja rehvist. Allikas toodi välja, et mõõdetud kontaktpinged kõige suuremas kohas on olnud rohkem kui 100% kõrgemad, kui rehvirõhk. Arvatavasti on käesoleval juhul tegemist sama nähtusega, mistõttu on ratta roobas arenenud ebaühtlaselt, kuid saavutanud lõpuks siiski sama maksimumväärtuse.



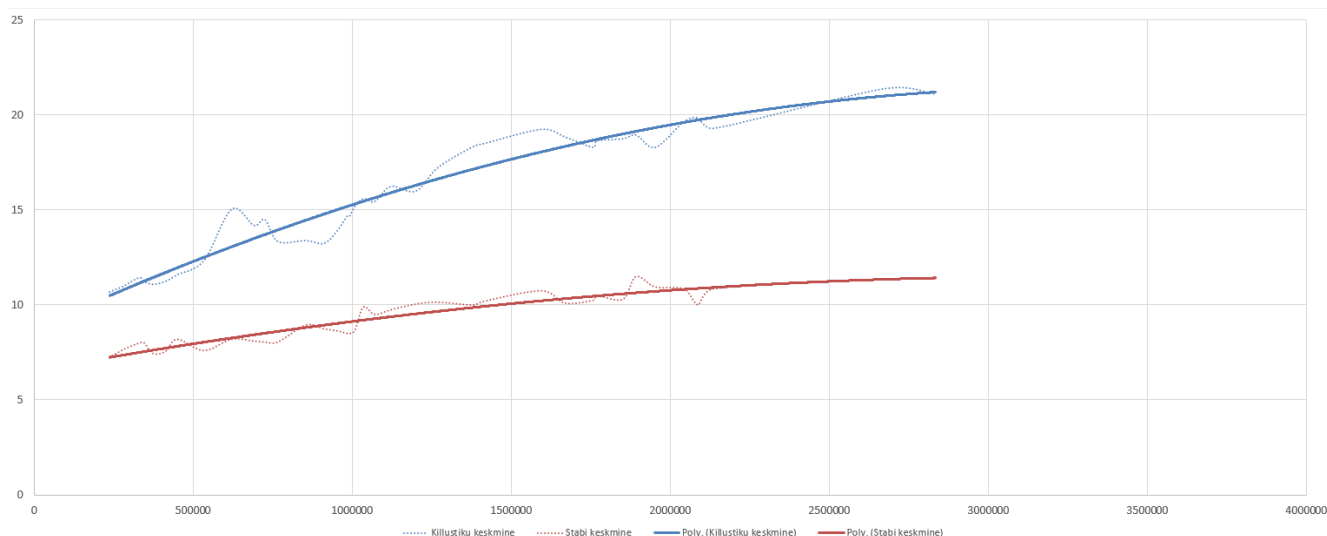
Joonis 3.41. Roopa mõõtmise tulemused. Sinine ja lilla joon on killustiku ning roheline ja punane joon stabiliseeritud sektsiooni jooned.

Saamaks paremat pilti sellest, kuidas käituvad mõlemad alused roopa arengu suhtes pikaajalises perspektiivis, on jooniselt 3.42 kõrvaldatud esimese 200'000 tsükli poolt tekitatud roobas, mis võimaldab selgemalt ekstrapoleerida roopa arengut tuleviku suhtes.



Joonis 3.42. Kõrvaldades graafikult esimesed 200'000 koormustsükli poolt tekitatud roopa, on võimalik näha täpsemalt graafikut sellest, kuidas toimub roopa areng ajas.

Lihtsustamaks graafiku lugemist joonisel 3.42 saab esitada graafiku joonisel 3.43, milles on kahest mõõtepunktist võetud keskmine väärtus.



Joonis 3.44. Roopa areng, kui võttes mõõtepunkti „40“ ja „50“ keskmise väärtuse alates 200'000 tsüklist

Joonistelt 3.44 nähtub, et stabiliseeritud segu puhul roopa areng läheb pidevalt väiksemaks kuniks peatub. Ekstrapoleerides punast joont, saaks seda teha sirge joonena. Küllustikaluse puhul see-eest roobas kasvab pidevalt, areng küll aeglustub, kuid ka ekstrapoleerimisel tuleks tõmmata selline joon, mis kasvaks pidevalt edasi.

Jälgimaks roopa arengut veel täpsemalt, jagatakse tabelis 3.11 roopa areng erinevate etappide vahel, kus on välja arvatud välja roopa areng 100'000 koormustsükli osas. Erinevateks etappideks olid (esitatud koormustsüklid on ümardatud):

- esimesed 100'000 koormustsükli ilma vee lisamiseta;
- järgmised 200'000 koormustsükli ilma vee lisamiseta;
- järgmised 200'000 koormustsükli ilma vee lisamiseta (kokku tehti “kuivalt” ca 500'000 koormustsükli);
- 300'000 koormustsükli koos puhta vee lisamisega kattele;
- 300'000 koormustsükli koos puhta vee lisamisega kattele ja esimesed külmutustsüklid;
- 1,1 milj. koormustsükli koos külmutamine ja soolvee lisamisega kattele;
- 600'000 koormustsükli koos puhta vee lisamisega kattele.

Tabelisse 3.11 on välja arvatud igas etapis tekkinud roopa suurus taandatuna 100'000-le koormustsüklile.

Tabel 3.11

Roopa etapiviisiline areng taandatud 100'000 tsüklile

Etapp ja tsüklid	Roopa suuruse kasv taandatuna 100'000 koormustsüklile üksteisele järgnevalt, millimeetrites			
	Killustik 40	Killustik 50	Stabi 40	Stabi 50
Esimesed 100'000 tsüklit	6,67	7,75	3,33	5,67
Järgmised 200'000 tsüklit	4,45	4,54	2,35	3,65
Järgmised 200'000 tsüklit	0,63	0,67	0,2	0,16
300'000 tsüklit + puhas vesi	0,28	0,37	0,44	0,41
300'000 tsüklit + puhas vesi + külm	0,71	1,42	0,37	0,22
1,1 milj tsüklit + soolvesi + külm	0,39	0,21	0,2	0,02
600'000 peale külma + puhas vesi	0,71	0,31	0,34	0
Keskmine roopa areng 100'000 tsükli kohta	0,76	0,73	0,41	0,39

Roopa arenemise analüüsist nähtub, et stabiliseeritud segu peale ehitatud kattes tekkis poole väiksem roobas, kui killustiku sektsiooni. Erisus tuli sisse kohe alguses ja jätkus kuni katse lõpuni. Põhjalikum roopa arengu analüüs koos teaduskirjandusest leitavate andmetega on esitatud peatükis 4, kuna selle paremaks jälgimiseks oleks vaja enne käsitleda andmeid, mis saadi konstruktsiooni lammutamisel.

3.4. Katsekeha lammutamine

Katsekeha lahtivõtmise eesmärkideks oli:

- näha, millest tuleneb mõõdetud roobas ning mis toimub alustes ja drenliivas;
- fikseerida kihtide seisukord – määrata sidumata aluses terastikulised koostised, mõõta erinevate kihtide kandevõimed ja stabiliseeritud kihi tugevusomadused;

Peale katset oli katte seisukord selline, nagu kujutatud joonisel 3.45 ja 3.46. Kattes oli märkimisväärne roobas, eriti killustikusektsioonis. Roopa mõõtmiskohad on näidatud äärmiste joonte ja üleminekujoon stabiliseeritud aluselt killustikalusele keskmise joonega.



Joonis 3.45 ja 3.46. Katte olukord killustiku ja stabiliseeritud sektsiooni poolt vaadatuna.

Lammutamiseks lõigati asfaldi plaat sektsioonideks (joonis 3.47), mille liigutamisel tulid plaatide sisse killustikusektsioonis pikipraod. Taolist pragu ei tekkinud stabiliseeritud sektsioonis, kuid nagu nähtub jooniselt 3.48, on ka seal (tasanduskihi tõttu) asfaldikiht vajunud, alumise kihi tõmbetugevus on saanud ületatud ja on hakanud arenema alt üles piikuv pragu.

Lammutamisel selgus, et tasanduskihi paksus oli ca 2 cm, kuid kuna kiht ei olnud piisavalt tihe, vajus see koormamise käigus kokku ca 10 mm võrra.

Vaadeldes jooniseid 3.47, 3.48 ja 3.50 nähtub, et just roopa all (asfaldi plaadi ja tasanduskihi vahel) paikneb bituumensideainega puutumatut mineraalmaterjali. Alguses tundus, et see võiks pärineda alusest ehk peamiselt stabiliseeritud kihi pealt – peenosised oleksid kustkui liikunud „pumpamise efektiga“ läbi tasanduskihi asfaltkatte alla. Tõenäoliselt see nii siiski ei ole, kuna taolist nähtust esines ka kohtades, kuhu peenosised taoliselt viisil ei oleks tohtinud jõuda. Kasutatud asfaldi plaat pärineb kompleksstabiliseeritud tee pealt. Vaadeldes ühelt teiselt teelõigult puuritud puurkeha alumist osa nähtub ka seal samasugust sideainega sidumata peentäitematerjali ja tolmu (joonis 3.49). Järelikult on joonistel nähtav materjal pärit kasutatud asfaltplaadi alapinnast, mis on kleepunud tasanduskihi külge.



Joonis 3.47 Lammutamisel tuli killustikusektsioonis asfaltkattesse sisse pikipragu, kuna alus oli vajunud tugevalt vajunud.



Joonised 3.48 ja 3.49. Tõmbepingete tõttu prao teke asfaltkatte alapinda. Stabiliseeritud proovikeha alapinnas on samamoodi peentäitematerjali ja tolmu, mis esines tasanduskihi peal.



Joonised 3.50 ja 3.51. Tasanduskihi paksus oli vähenenud kuni ca 10 mm võrra.

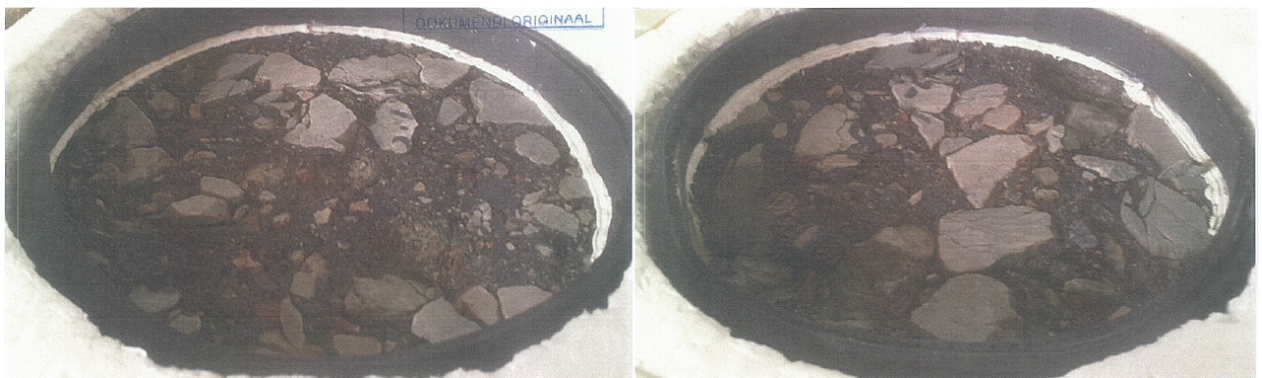
Peale asfaltkatte eemaldamist paistis stabiliseeritud kihi pealmine pind (joonis 3.52 ja 3.53, võrdle joonisega 3.13). Tasanduskiht ja stabiliseeritud kihi vahel naket praktiliselt ei olnud, kuigi kleepimiseks kasutati bituumenemulsiooni. Kuna stabiliseeritud kihi pealmine pind on reeglina tolmune (võrdle joonisega 1.15), siis kruntbituumen haakub selle, mitte stabiliseeritud kihi kui tervikuga, mida näitavad ka objektidel puuritud puurkehad (peatükk 2.2). Hetkel ei ole teada, kas see võiks põhjustada probleeme ka tee elueaga, kuid Teeregistri analüüs tekitas ses osas kahtlusi. Joonised 3.52 ja 3.53 viitavad ohule, et stabiliseeritud kihi ja asfaltkihi vahele võib sattuda halva nakke ja tolmususe tõttu vett, mis talvel külmudes võib põhjustada asfaltkatte pragunemist.



Joonis 3.52 ja 3.53. Stabiliseeritud aluse pind asfaldi all. Arvatavasti (sool)vesi ja külmumistsüklid on kahjustanud veidi stabiliseeritud katenidihi pealmist pinda

Joonisel 3.54 on fotod kahest katses kasutatud stabiliseeritud katsekehast peale külmakindluse testi, mille tehti 28 külmutus-sulatustsükli (AS Teede Tehnokeskuse katseprotokollist). Katse tulemus on mõnevõrra sarnane joonistel 3.52 ja 3.53 kujutatud stabiliseeritud kihi pinnaga. Tõenäoliselt pääses soolvesi stabiliseeritud katendikihi ja asfaltkatte vahele ning põhjustas seal külmudes pinna mõningast (tegelikult minimaalset) murenemist.

Tulemused näitavad, et stabiliseeritud segude puhul on oluline määrata selle vee- ja külmakindlused, kuna vesi on teekonstruktsioonides pidevas liikumises, mis võib kahjustada stabiliseeritud kihte, millele ei ole piisavalt vastupidavust vee ja külma toimele.



Joonis 3.54. Väljavõte AS Teede Tehnokeskuse katseprotokollist seoses stabiliseeritud katsekehade olukorraga peale 28 külmutustsükli läbimist.

Peale asfaltkihtide eemaldamist oli võimalus mõõta roobast/vajumist stabiliseeritud kihi pealt (joonis 3.52). Mõõtmise näitas, et kiht oli muutumatu ehk täiesti tasane. Lati alla pilu ei tekkinud. See teadmine annab hea võimaluse killustikaluse toimivuse analüüsimisel kõrvaldada asfaltkatte mõju roopa suuruse osas. Täpsem analüüs on esitatud peatükis 4.

Asfaldiplaadi kihipaksuste mõõtmine näitas, et asfaltkattesse oli tekkinud 5...6 mm sügavune deformatsioon/roobas nii stabiliseeritud kui killustikaluse sektsioonis (katseaegne temperatuur vaheldus negatiivsetest temperatuuridest kuni ca +20 °C, keskmiseks temperatuuriks asfaltkatte peal võib lugeda ca +10 °C). Rattaroopa katse (EVS-EN 12697-22:2004+A1:2007 meetod B ehk õhus +50 °C juures) alusel määratud asfaldi omadused olid järgmised:

- jäljesügavuse juurdekasv (WTS_{AIR}) AC surf segul 0,53 mm ja AC base segul 0,11 mm 10^3 koormustsükli kohta;
- maksimaalne suhteline jäljesügavus (PRD_{AIR}) AC surf segul 30,6% ja AC base segul 7,3%;
- maksimaalne jäljesügavus (RD_{AIR}) AC surf segul 9,2 mm ja AC base segul 9,2 mm.

Maanteeameti asfaldist katendikihtide ehitamise juhendi [43] kohaselt võib asfaltkatte deformatsioonikindlus esimese klassi maanteedel olla maksimaalselt $PRD_{AIR} = 7$. Seega mitte kumbki segu tegelikkuses esimese klassi maanteele ei sobiks ja vaadates allika [43] tabelit 2 ei sobiks need ka mitte ühelegi muule maanteele. Õnneks oli kasutatud asfaldiplaadi mõju kogu konstruktsiooni toimivusele antud juhul siiski minimaalne, kuna temperatuure hoiti suhteliselt madalatena. Suurem mõju tulenes tasanduskihist.

3.5. Proovide võtmine ja nende analüüs

3.5.1. Stabiliseeritud sektsioon

Stabiliseeritud kihist puuriti nii ratta jälje kui selle kõrvalt puurkehad terastikulise koostise, survetugevuse, lõhestus-tõmbetugevuse ja TST-väärtuste mõõtmise jaoks (joonis 3.55). Terastikulise koostise väärtused nii ratta sõidujälje alt kui selle kõrvalt on esitatud joonisel 3.56, millest nähtub esiteks, et mingisuguseid muutusi selles välja tuua võimalik ei ole. Teiseks nähtub siit stabiliseeritud segu üks suurimaid probleeme, milleks on ebaühtlus terastikulises koostises ja seega ka mõningane ebaühtlus segu omadustes. Punase joone näol on tegu sõelkõveraga, mis on määratud enne katset ja tuhmimate joontega pärast katset. Katsetatav segu toodi katsekasti ühelt teelt, üpriski kitsalt alalt ja moodustas paar kopplaaduri kopatäit (joonis 3.9). Võiks eeldada, et segu on nii väiksel maa-alal väga ühtlane, aga tegelikult see nii ei olnud.

Segu omaduste ebaühtlust näitab ka **surve- ja lõhestus-tõmbetugevuse** väärtused:

- sõidujäljest survetugevus 3,3 MPa ja lõhestus-tõmbetugevus 0,27 MPa;
- sõidujälje kõrvalt 3,3; 5,3; 5,1; 4,1 MPa ja lõhestus-tõmbetugevused 0,27 ja 0,20 MPa.

Eestis on kompleksstabiliseerimise osas nõutud, et seitsme päeva vanuste proovikehade survetugevus peab olema vähemalt 1,5 MPa ja 28 päeva vanuselt vahemikus 3–12 MPa või kaudne tõmbetugevus (20 °C juures) seitsme päeva vanuselt vähemalt 0,35 MPa ja 28 päeva vanuselt vahemikus 0,5–0,9 MPa.

Käesolevast tööst läbivalt nähtub, et enamasti täidetakse nõuded survetugevusele (kuigi AS Teede Tehnokeskusest saadud andmed näitavad ka sellega probleeme – joonised 2.57 ja 2.58), kuid andmed võivad olla väga ebaühtlased ning väärtused kõikuda üpriski suures amplituudis. Samuti nähtub, et survetugevused ajas kasvavad vähe või üldse mitte. Samuti on leitud, et lõhestus-tõmbetugevuse väärtused

enamasti on 7 päeva vanustel proovikehadel vajalikes piires, kuid vanematel (ei 28 päeva ega ka teedelt puuritud proovide osas) enam mitte.

Kompleksstabiliseeritud kiht peab olema samal ajal nii jäik kui elastne. Ehk kiht peab olema seotud ja püsima koos, omama nii survetugevust (mis iseloomustab jäikust ja mis tuleneb peamiselt tsemendist) kui lõhestus-tõmbetugevust (mis iseloomustab elastsust ja mis tuleneb bituumenist). Enamasti on probleeme viimasega ehk bituumen ei tööta nii, nagu oodatud. Hetkel ei ole täpne põhjus teada, kuid arvatavasti on see põhjustatud sellest, et Eestis loetakse summaarse bituumenisisalduse hulka asfaldipurus sisalduv sideaine olenemata selle omadustest. Reaalsuses võib vähemalt osa sellest olla lihtsalt nõ must kivi ehk bituumen ei ole enam aktiivne ega mängi rolli kihi tugevuse tagamisel.

Proovikehadel mõõdeti ka **TST-väärtused**, mis kahe puurkeha põhjal olid 14,8 ja 13,0 ehk mõlemad on mõõdukalt külma(kerke)ohtlikud.

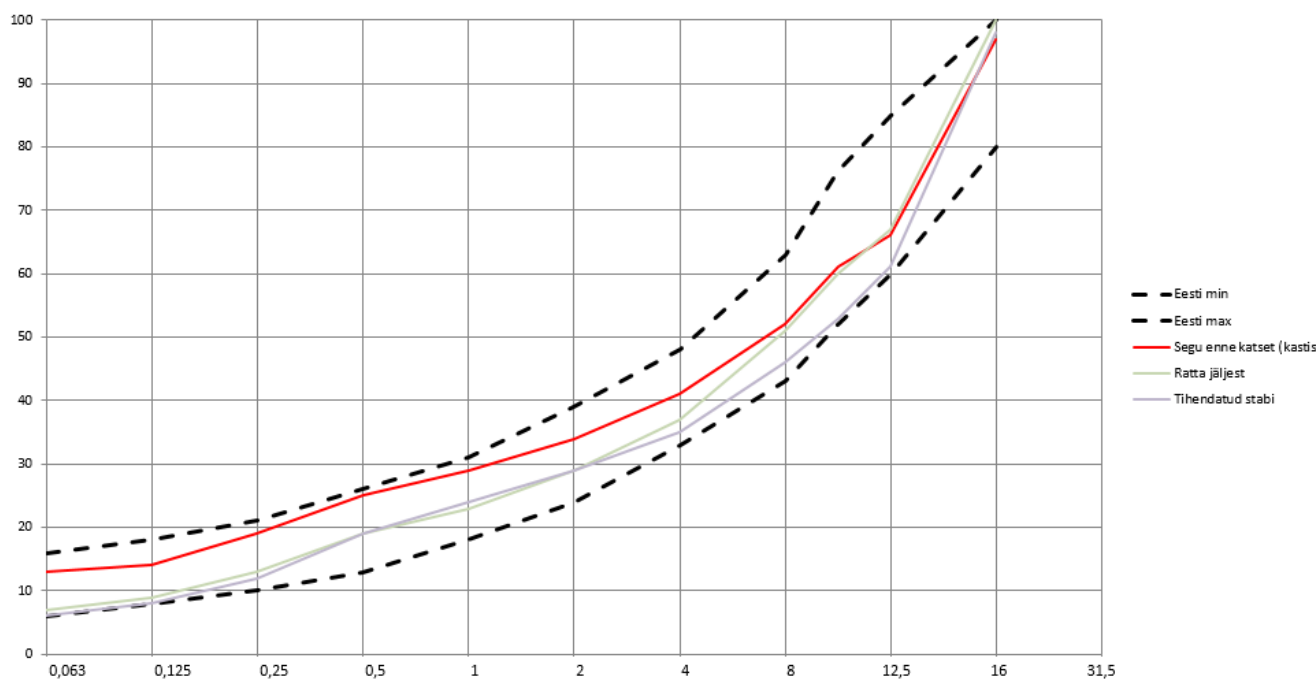
Seega on siimaani toodud välja viis probleemi seoses kompleksstabiliseeritud proovikehadega:

- kihid ei püsi koos ehk nendes ei sisalduks piisavalt (aktiivset) sideainet või ei ole terastikuline koostis paigas;
- esineb suur ebahühtlus terastikulise koostise osas, kuid enamasti jäävad kõik nõutud piiridesse;
- survetugevused kasvavad ajas vähe, kui üldse, ning mitmed proovikehad ei ole olnud vajaliku tugevusega;
- enamasti ei ole tagatud lõhestus-tõmbetugevuste väärtused, kui neid on üldse mõõdetud;
- TS-testi kohaselt testitud KS-segu mõõdukalt külma(kerke)ohtlik.

Arutelu nimetatud probleemide võimalike tagajärgede ja probleemide lahendusvariantide osas esitatakse hiljem.



Joonis 3.55. Stabiliseeritud kihist puuritud proovikehad – kaks sõidujäljest ja neli sellest eemal



Joonis 3.56. Peale katset võetud stabiliseeritud kihi terastikulised koostised.

Ratta jäljest saadi kätte terved proovikehad, mida saadi katsetada. Mõned päevad pärast puurkehade puurimist avastati, et ratta jälje alla jäänud kihti olid tekkinud sisse vaevumärgatavad praod (joonised 3.57 ja 3.58). Arvatavasti on pragude tekke põhjus pingete vabanemine. Peatükis 3.6 käsitletakse anduritelt kogutud infot, kust jooniselt 3.111 nähtub, et stabiliseeritud kihi all olnud liivakiht on vähehaaval, kuid stabiilselt vajunud, mis on võinud põhjustada stabiliseeritud kihi sees üleliigseid pingeid. Seetõttu on oluline, et stabiliseeritud kiht rajataks suhteliselt tugevale ja kindlale alusele, nagu on nõutud Soome juhendis (v.t ka jooniseid 1.3 ja 1.4).



Joonised 3.57 ja 3.58. Stabiliseeritud kihti pingete leevendumisest tekkinud pragu.

3.5.2. Killustikusektsioon

Killustikusektsioon koosnes kahest killustikust – pealmine 10 cm kiilutud 16/32 graniitkivi ja alumine 10 cm 32/62 paekivi (joonis 3.59), mis olid omavahel eraldatud kerge geotekstiiliga, et ülemise kihi peenosised ei pääseks liikuma alumisse kihti. Samuti oli eraldatud dreniiv ja killustikalus.



Joonis 3.59. Killustikusektsiooni ristlõige.

Peale asfaltkihi eemaldamist oli võimalik näha, et killustikalusele on tekkinud roobas, mille sügavuseks mõõdeti täpselt 10 mm (joonised 3.60 ja 3.61).



Joonis 3.60. Roopa mõõtmine killustikaluselt.



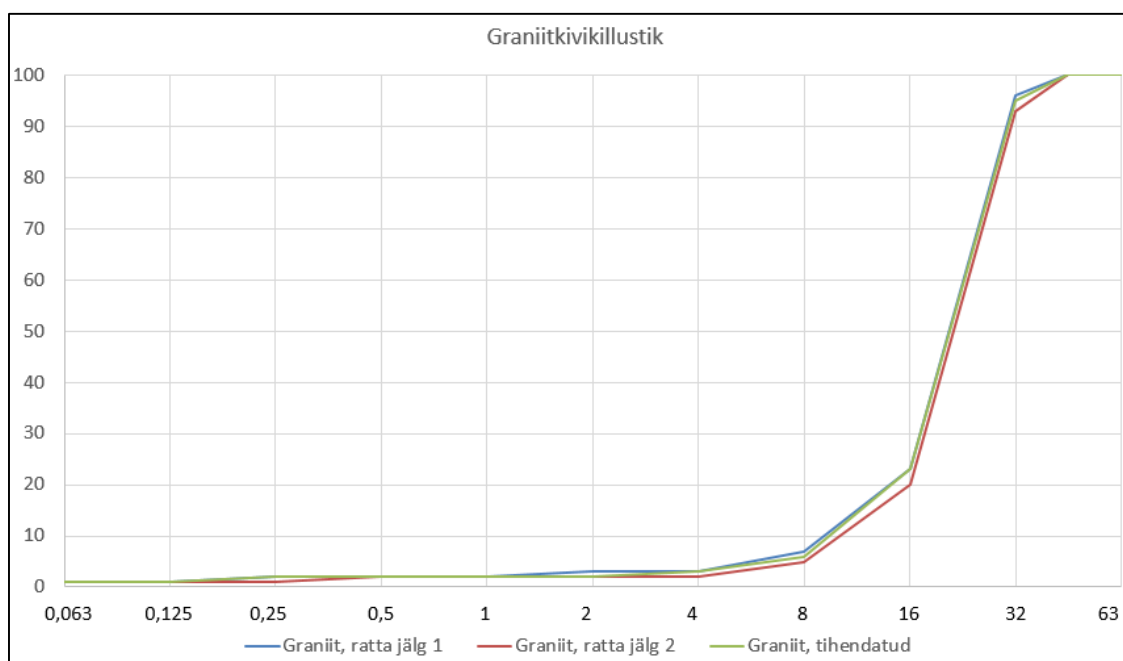
Joonis 3.61. Roopa mõõtmise killustikaluselt, mõõtetulemus oli täpselt 10 mm.

Peale asfaltkatte eemaldamist jagati killustiku pealmine pind sektsioonideks ja võeti proovid nii tihendatud ehk koormusrattaga koormamata osast kui ka otse ratta jälje alt nägemaks, kas ja kui palju on koormuse käigus muutunud terastikuline koostis. Visuaalse vaatluse osas nähtus, et graniidi puhul on kihi alla tekkinud palju peenosiseid. Proovide võtmisel korjati kõik see hoolikalt kokku. Tulemused on esitatud tabelis 3.12 ja joonistel 3.62 ja 3.63, millest nähtub, et muutusi ei ole või on need väga väikesed. Paekivikillustik on peenenenud väga minimaalselt, graniitkivi terakoostises muutusi toimunud ei ole.

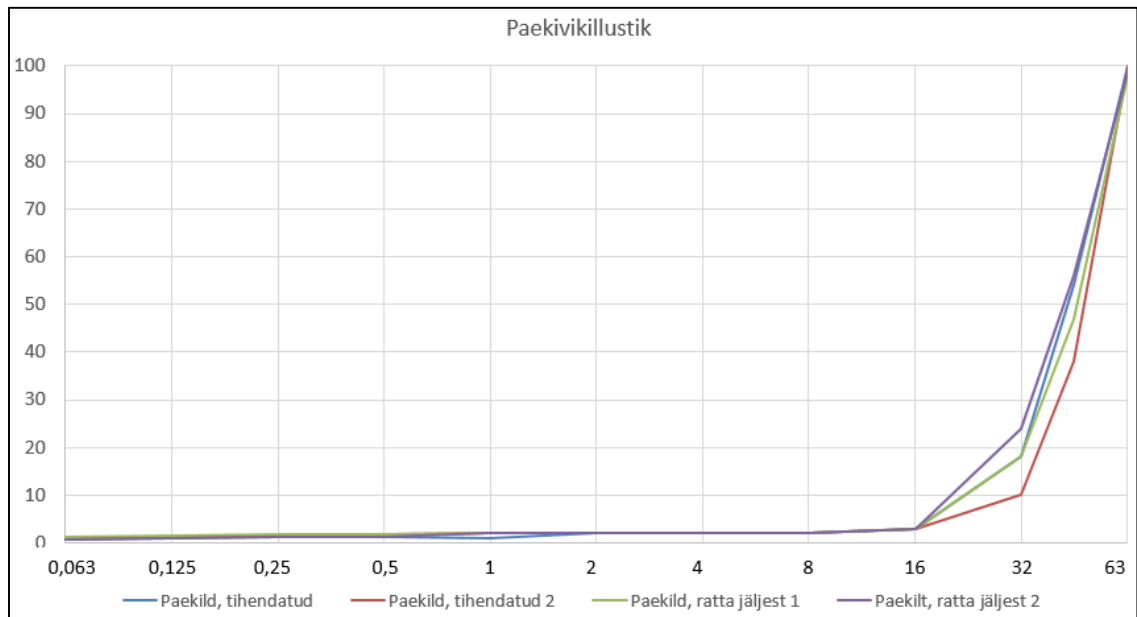
Tabel 3.12

Killustike sõelkõverad

	0,063	0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	16	32	40	63
Graniit, roobas 1	1,1	1	2	2	2	3	3	7	23	96	100	100
Graniit, roobas 2	0,9	1	1	2	2	2	2	5	20	93	100	100
Graniit, tihendatud	1,1	1	2	2	2	2	3	6	23	95	100	100
Paekild, roobas 1	1,4	1,6	1,8	1,9	2	2	2	2	3	18	47	98
Paekild, roobas 2	0,8	1	1,2	1,4	2	2	2	2	3	24	56	99
Paekild, tihendatud 1	0,8	1	1,2	1,3	1	2	2	2	3	18	54	100
Paekild, tihendatud 2	1,1	1,3	1,5	1,8	2	2	2	2	3	10	38	100



Joonis 3.62. Graniitkivikillustiku terastikuline koostis tihendatud ja koormatud ristlõikest.



Joonis 3.63. Paekivikillustiku terastikuline koostis tihendatud ja koormatud ristlõikest.

Killustikukonstruksiooni lahti lammutades nähti, et paekivikillustik on värvunud kergelt roheliseks – värvi, mida lisati koos soolveega. Seega on vesi jõudnud läbi asfaltkatte killustikalusesse (joonis 3.64).



Joonis 3.64. Rohekaks värvunud paekivikillustiku terad

Vaadeldes killustikaluse ristlõigelt täpsemalt, oli võimalik näha joonisel 3.64 kujutatud, milles on hästi eraldatavad killustikuterade kokkupuutepunktid, läbi mille kantakse koormusest tulenevaid jõude laiali. Kokkupuutepunktid on üpriski väikesed. Peatükis 4 käsitletakse täpsemalt killustikaluse toimivust, kus

tuuakse välja, et jämedateralistes killustikalustes tekib killustiku terade vahel nõ koormust edasi kandev kett. Mida jämedateralisem on killustikalus, seda jäigem ehk tugevam see on. Tegemist on tähtsa nüansiga mõistmaks killustikaluse käitumist.



Joonis 3.64. Killustikuterade kokkupuutepunktid.

3.5.2.1 Võrdlusmaterjali killustikaluste vastupidavuses osas Eestist

Uuringus [44] vaadeldi täpsemalt kolme objekti eesmärgiga tuvastada killustikaluste olukorda. Peamine avastus oli see, et killustikalused kas puudusid või olid need õhukesed. Kui killustikalus eksisteeris, oli see õnnetus seisukorras – segunenud alumiste kihtidega, suurte peenosiste sisaldustega ja kivid purunenud.

Toetudes käesolevas uuringus väljatoodud mõtetele, ei ole killustikaluste puudumine või nõrk kvaliteet tulnud esile eelkõige seetõttu, et seotud kihtide paksused on suured (ca 20 cm), koormused suhteliselt madalad (*supersinglid* ei ole olnud levinud), alustes kasutatav kruus ja liiv on saavutanud väga suure tiheduse ning püsinud kuiv/niiske, kuid mitte märg. Peatükis 3.5.4 näidatakse, et sobivates tingimustes võib liival olla väga suur kandevõime. Killustikalustes kasutatav killustik on purunenud, kuid selle laialilagunemist on takistanud seda ümbritsev pinnasemass. Killustikalused ise ei ole piisava kvaliteediga ega suuda võtta vastu koormusi. Vaadeldes jooniseid 3.65 ... 3.67 nähtub, et kivid on murenenud ja lahtivõtmisel lagunevad. Taolised terad ei suuda tekitada koormuse jaotamiseks nõ ketti, mis võimaldaks võtta vastu suuri liikluskõormusi ja jaotada seda efektiivselt alusele.



Joonised 3.65 ... 3.67. Uuringust [44] pärit fotod seoses vana killustikaluse seisukorraga.

Käesoleva uuringu raames külastati Tammsaare tee rekonstrueerimistöid Tallinnas. Pärnu maantee viadukti alla kaevati kaevik kuni liivani (joonis 3.68), tänu millele oli võimalik näha killustikaluse olukorda. Killustikaluse vanus on veidi alla 20 aasta, 2014. aasta liiklusemudeli andmetel sõitis teel 56'000 autot, millest moodustas 10 t normtelgi 4200 ehk koormus teekatendile on olnud väga kõrge. Killustikaluse paksus oli 80 cm, niiskuselolud keerulised. Kõik nimetatud kokku oli mõjutanud seal asetsenud lubjakivikillustikku purustavalt. Täpselt ei ole teada ehitusaegne materjali terakoostis – kas tegemist oli fraktsioneeritud killustiku või mõne muu, näiteks ridakillustikuga.



Joonis 3.68. Tammsaare teel Pärnu mnt viadukti alla kaevatud auk

Joonistelt 3.69 nähtub, et olemasolevas killustikaluses on väga palju peenosiseid, visuaalsel hinnangul oli palju ka savi, eriti ülemise ca 10 cm puhul, mida oli käsitsi raske lammutada (3.70 ... 3.72). Joonistelt 3.73 ja 3.74 nähtub, et killustikuterad olid murenenud ja lõhenenud ning lagunesid liigutamise tagajärjel.



Joonis 3.69. Tammsaare teel Pärnu mnt viadukti all oli lubjakivikillustikust alus purunenud.



Joonised 3.70, 3.71 ja 3.72. Tammsaare tee Pärnu maantee viadukti all olnud killustikaluse ülemine osa oli väga peenosisterikas.



Joonised 3.73 ja 3.74. Killustik lõhenes ja murenas tugevalt.

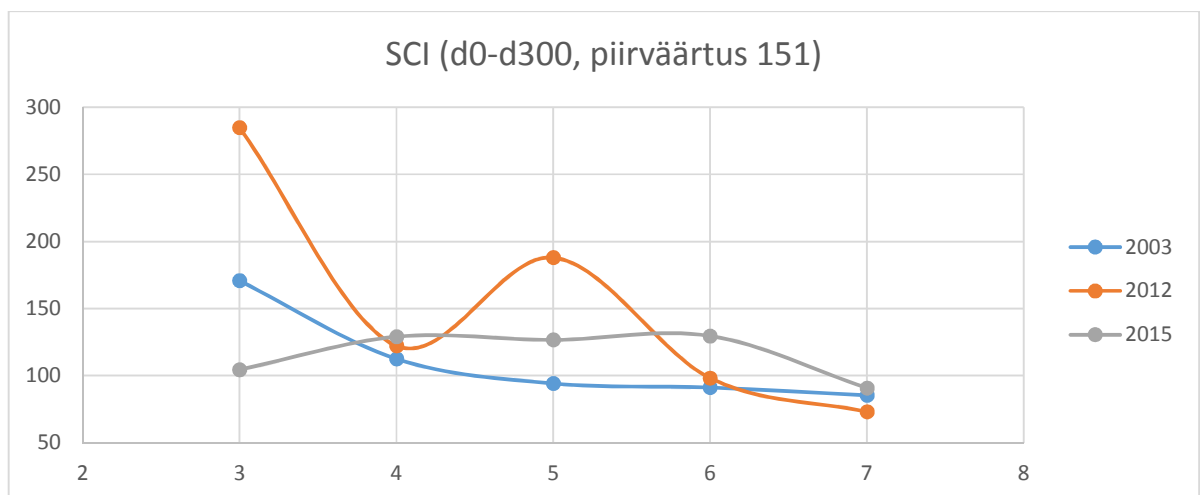
Joonistelt 3.75 ja 3.76 nähtub samuti killustikuterade omavahelisi kokkupuutepunkte, nagu näidati ka joonisel 3.64. **Kui killustiku terad ei ole piisava tugevusega ja lõhenevad, murduvad ning lagunevad, taolised nõ ketid killustikuterade vahel purunevad, mis toob kaasa killustikukihi deformeerumise.** Killustikaluste toimivuse ja säilimise suhtes ei tohi suured kivid, mis tekitavad koormuse jaotamise struktuuri, laguneda.



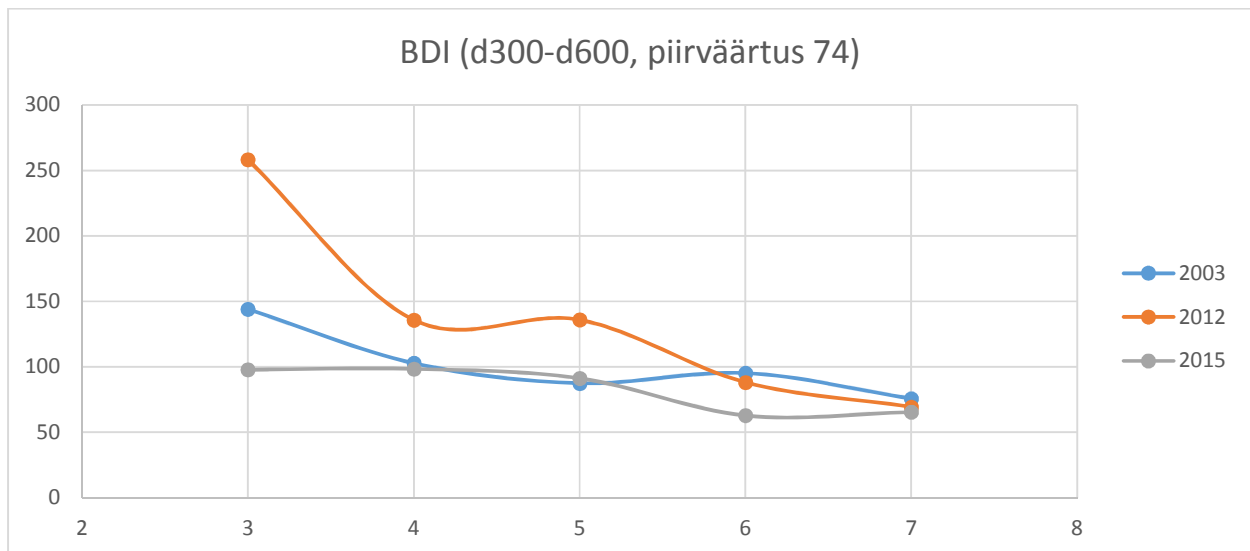
Joonised 3.75 ja 3.76. Sarnaselt joonisele 3.64 on näha killustikuterade kokkupuutepunktid.

Tammsaare tee puhul õnnestus analüüsida ka FWD andmeid aastatest 2003, 2012 ja 2015, mis mõõdeti vahetult peale rekonstrueerimist, kus vahetati välja killustikalus ja ehitati suhteliselt paks asfaltbetoonkate – 17 cm. FWD mõõtmised näitavad, et viadukti all, milleks on joonistelt 3.77 ja 3.78 mõõtepunkt nr 3 (punkt number 7 asub raudteeviadukti all ja ülejäänud nende vahel) hakkas tekkima probleeme juba aastal 2003, kui SCI piirväärtused olid ületanud soovitusliku. Aastal 2012 oli teekatend täielikult amortiseerunud.

Joonistelt 3.77 ja 3.78 selgub veel, et 2015 aasta mõõteandmed on kohati kehvemad, kui eelnevatel aastatel mõõdetud. Põhjus võib olla selles, et siis mõõdeti värskest valmis ehitatud teekatendit, millel ei olnud veel liiklust peal. FWD võis registreerida seda, et kihtide tihedused ei olnud korras või oli asi selles, et teekatend vajab veel aega „settimiseks“.



Joonis 3.77. FWD mõõtmised Tammsaare teel alates Pärnu mnt viadukti alt (mõõtepunkt nr 3) kuni raudtee viadukti alla (mõõtepunkt nr 7), SCI parameetrid.



Joonis 3.78. FWD mõõtmised Tammsaare teel alates Pärnu mnt viadukti alt (mõõtepunkt nr 3) kuni raudtee viadukti alla (mõõtepunkt nr 7), BDI parameetrid

Uuringus [30] uuriti kolme erineva lubjakivikillustikust segu toimivust – optimaalne segu ehk 0/32, ridakillustik ehk 4/32 ja kiilutud 16/32. Kõige paremini pidas vastu optimaalne segu. Kuna asfaltkate oli värske ja ebapiisava tihedusega, ei suutnud see kuigi hästi jaotada koormust killustikalusele. Konstruktsioon toimus rahuldavalt kuni hetkeni, mil hakati kattele lisama vett. Peale seda toimus peaaegu momentaalne katsekeha purunemine, roopa areng peale vee lisamise algust oli hüppeline.

Katsekeha lammutamise tulemusel saadi joonistel 3.79 ja 3.80 kujutatud olukord, kus killustik oli purunenud ülalt alla. Kiht oli muutunud väga peeneteraliseks, suured tükid olid purunenud. Saadud tulemus oli sarnane, nagu oli toimunud Tammsaare teel, kuid veel suuremas ulatuses. Hoolimata sellest oli killustikaluse all kasutatud Männiku keskliivast kiht tasane, täiesti ilma igasuguse deformatsioonita. Teemat käsitletakse põhjalikumalt hiljem, kui arutletakse teekatendi toimivuse üle pidades silmas killustikalust.



Joonised 3.79 ja 3.80. Uuringust [30] pärit fotod seoses sellega, kuidas killustikalus koormamise käigus on purunenud. Selle all olnud liiv oli täiesti deformeerumata.

Paekivikillustiku puhul on oluline katte paksus. Koormused on vaja jaotada teatud tasemele, mis on hetkel teadmata. Lisaks on vaja tagada hea drenaaž ja korras asfaltkate. Need kolm tegurit on olulised võimaldamaks kasutada paekivikillustikku kõrge liiklussagedusega teede alustes. [29] lõppsõnas öeldakse seoses täismasside, veokite täienduste ja rehvidega seoses seda, et enamusi uuendusi lühendavad teede katendikihtide eluiga, kuna suureneb koormus teekatenditele, kuid eraldi mainitakse, et ainsaks erandiks on teed, kus kasutatakse väga paksu kattekihte – rohkem, kui 250 mm.

Tõenäoliselt sobiks kattekihtide arvestuses kasutada ka stabiliseeritud kihte, mis on seega üheks märksõnaks kohaliku killustiku kasutamisel suure koormusega teede ehitamisel.

3.5.3. Liiv

Peale killustikaluse eemaldamist oli võimalik näha olukorda selle all paiknenud drenliivaga, mis on pärit Männikult ja on ühtlaseterine. Katendiarvutus keskliiva parameetritega näitas, et nihkepingsed on tugevalt ületatud. Sarnaselt uuringu [30] tulemusega nähti, et tegelikkuses liivas vajumist tekkinud ei olnud ehk ei olnud roobast, mida mõõta. Pind oli killustikuteradest tingituna ebatasane, kuid kasutatud geotekstiil oli takistanud viimaste sissetungimist liiva ja kihtide omavahelist segunemist (joonised 3.81 ja 3.82). See võib olla üheks põhjuseks, miks liiv ei avaldanud negatiivset mõju konstruktsiooni käitumisele, kuigi katendiarvutuslikult oleks pidanud – killustikuterade liikumine liiva sisse oli füüsiliselt takistatud.



Joonised 3.81 ja 3.82. Roopa mõõtmine killustikkihi all olnud drenliivalt

Teine võimalik põhjus liiva hea käitumise osas oli veesisaldus. Kasutatud liivad olid hea filtratsioonimooduliga. Veetase katte pinnast oli 1,0 m sügavusel. Kuna materjalide veejuhtivusomadused olid head, ei jäänud vesi kihtidesse ega tõusnud üles ka kapillaartõusuga. Seega ei olnud materjalid suure veesisaldusega, mis tõstis nende tugevusomadusi. Kuigi katendiarvutustes arvestatakse, et külmakerkekindlad ja hea filtratsioonimooduliga materjalide tugevusomadused ei sõltu veesisaldusest, siis tegelikkuses see nii ei ole. Samas on katendiarvutustes arvestatud juba taoliste tugevusomadustega, mis on minimaalsed, mis ei tähenda, et liiva tugevus teekonstruktsioonis ei saaks olla kõrgem.

Kolmas põhjus liiva hea käitumises osas on terade kuju, mida vaadeldi mikroskoobi all (sellest peatükis 3.5.5). Neljas põhjus on see, et aja jooksul tekivad liivaterade vahel sidemed, mis tõstavad kihi

kandevõimet. Taoliste sidemetega pinnasemehaanikas reeglina küll ei arvestata, kuna neid on lihtne purustada, kuid stabiilses keskkonnas suurendavad need liiva tugevust.

Allikas [45] käsitletakse liivaterade vahel tekkivaid sidemeid järgnevalt:

“Enamasti on looduslikes pinnastes terad omavahel tugevamini või nõrgemini seotud. Oma iseloomu järgi võib sidemed jaotada järgmiselt:

- kapillaarjõududest põhjustatud sidemed;
- tsementatsioonid sidemed;
- vesi-kolloidsidemed.

Niiske liiva puhul tekivad osakeste kokkupuute kohtade ümber kapillaarjõu toimel meniskid. Meniski poolt terale mõjuv jõud põhjustab teradevahelise survejõu suurenemise. Seega suureneb ka terade vaheline hõõrdejõud ja pinnase tugevus tervikuna. Kapillaarjõududest tingitud teradevahelised sidemed kaovad niipea kui pinnas küllastub veega. See on võimalik pinnasevee taseme muutudes või ka lihtsalt sadevete imbumisel pinnasesse. Seepärast alaliste ehituste projekteerimisel kapillaarjõududest tingitud tugevust ei võeta enamasti arvesse.

Pinnase osakesed võivad olla liidetud looduslike tsementidega. Need on näiteks pinnaseveest eralduvad rauasoolad, kaltsium- või magneesiumkarbonaat, amorfne räni jne. Tsementatsioonid sidemed võivad anda pinnasele märkimisväärse tugevuse nii, et puistepinnasest tekib poolkaljupinnas □ näiteks liivakivi. Need sidemed on tänu oma kristalsele ehitusele elastsed ja haprad. Terade omavahelise asendi väikegi muutmine purustab sellised sidemed. Purunenud sidemed ei taastu, või õigemini võtab taastumine nii palju aega, et tavalises ehitustegevuses ei saa sellega arvestada.

Pinnaseosakesi seovad ka osakeste, neid ümbritseva veekile ja vees leiduvate kolloidide vahel mõjuvad molekulaarsed jõud. Nende jõudude suurus sõltub peamiselt teradevahelisest kaugusest, suurenedes selle kahanemisega. Suure survega tihendatud savipinnastes võivad nad anda pinnasele kaljupinnase tugevuse. Neid sidemeid ei teki puhastes liivades. Juhul kui aga liiv sisaldab väheselgi hulgal saueosakesi, võivad viimased kleepudes liivaterade pinnale põhjustada omakorda liivaterade kleepumise. Vesi-molekulaarsidemed on plastse iseloomuga. Pärast sidemete purustamist osakeste ümberpaigutuse tõttu taastub nende tugevus suhteliselt kiiresti. Pinnase tugevus tervikuna taastub muidugi juhul kui tema tihedus jääb pärast segamist endiseks või suureneb.”

3.5.4. Kandevõimete mõõtmine

Kõikidelt katendikihtidelt mõõdeti kandevõimed. Stabiliseeritud aluselt staatilise plaadi ning kõikidelt muudelt kihtidelt staatilise plaadi, Inspector III, Saksa HMP ja Taani PRIMA 100-ga (joonised 3.83 ... 3.85). Võrdluse mõttes mõõdeti kõikidelt nimetatud kihtidelt kandevõimeid ka objektidelt. Stabiliseeritud kihilt Paldiski maanteelt ning muud kihid Kurna liiklussõlme ehituselt Tallinna ringteel. Tulemused on esitatud tabelis 3.13.

Tabel 3.13

Kandevõiememõõtmised nii TTK katsekastis kui objektis

	Staatiline plaat	Inspector III	HMP	PRIMA 100
KS 32	488 MPa	TTK katsekastist		
	624 MPa 1275 MPa 1168 MPa	Paldiski maanteelt		
	TTK katsekast			
Graniit (10 cm)	285 MPa	272 MPa peale katset 224 MPa enne katset	103 MPa	168 MPa
Paekild (10 cm)	307 MPa	288 MPa peale katset 168 MPa enne katset	94 MPa	159 MPa
Keskliiv	242 MPa	275 MPa peale katset 82 MPa enne katset	90 MPa	162 MPa
Kurna liiklussõlm				
Graniit (12 cm)	193 MPa	204 MPa	73,4 MPa	146 MPa
Paekild (18 cm)	-	240 MPa	87,55 MPa	278 MPa
Keskliiv	-	143 MPa peale aluse valmimist 55 MPa enne aluse valmimist	79,51 MPa	247,9 MPa

Kandevõiememõõtmine **stabiliseeritud kihilt** näitab et TTK katsekastis olnud stabiliseeritud kihi kandevõime on oluliselt madalam, kui Paldiski maanteelt mõõdetud. Kuna andmeid on nii vähe, siis lõplikke järeldusi sellest teha ei saa, aga tõenäoline põhjus on veesisaldus. Paldiski maanteel oli stabiliseeritud segu kuiv, kuid TTK katsekasti vee ja külma poolt mitmeid kuid „töödeldud“, mis võis vähendada selle kandevõimeväärtust. Samas ei ole staatiline plaat kõige õigem meetod seotud kihtide kandevõime mõõtmiseks ja seega ei pruugi need väärtused olla korrektsed. Mõõtmine tuleks pigem teha dünaamilise seadme ehk FWD-ga. TTK katsekastist puuritud proovikehade survetugevus oli suhteliselt kõrge (vahemikus 3,3 ... 5,1 MPa), mis ei viita sellele, et kihi tugevusega võiks olla probleeme.

Kandevõimemõõtmised **graniidilt ja lubjakivilt** näitavad, et viimase puhul on kandevõime suurem, mida saab põhjendada kahe argumendiga. Esiteks on graniit pealmine kiht, mille tihedus on alati väiksem, kui alumisel kihil. Teiseks on erinevus mineroloogilises koostises. Mikroskoobiga tehtud vaatlus näitas peatükis 3.5.5, et paekivi pind on poorne ja nurgelisem, kui graniidil; samuti on paekivi pehmem. Kõik see võimaldab paekiviterade omavahelist paremat haakuvust, mistõttu on kiht mõõtmiste jaoks ühtsem, kui graniitkivist valmistatud kiht.

Kandevõimemõõtmise tulemused näitavad **keskliiva** osas, et vahetult peale tihendamist ja enne pealmise materjali paigaldamist on selle kandevõime tagasihoidlik. Staatilise plaadi ja Inspectoriga mõõdeti Kurnalt järgmisi väärtusi:

- Staatilise plaadiga 100,8; 102,8; 85,3; 71; 78; 134; 93,8; 87,6; 106; 92,8 MPa.
- Inspector III-ga vastavalt 73, 76, 63, 49, 64, 64, 67, 78, 58, 55 MPa.

Samas mõõtmised Tallinnas Tammsaare teel näitavad, et keskliiva kandevõimeväärtused sõltuvad niiskusest. Seal mõõdeti konstruktsiooni all olnud märjalt keskliivalt staatilise plaadiga 132,8 MPa (mis sarnaneb Elastsete teekatendite projekteerimise juhendis toodud väärtusega 120 MPa keskliivale), Inspectoriga 128 MPa, HMPga 35,65 MPa ja PRIMAgaga 79,4 MPa.

Tõenäoliselt on keskliivalt Kurnas ja TTK katsekastis saadud väga kõrged mõõtetulemused tingitud aja jooksul liivaderade vahele tekkivatest sidemetest, eriti tsementatsioonisidemetest. Kui liiv on veeküllastunud (nagu Tammsaare teel oli), sidemeid liivaterade vahel ei ole ning seega on ka kandevõime väiksem. Teisalt mõjutab seda tugevalt ka tihedusaste. Erinevad kirjandusallikad, näiteks [46], toovad välja selle, et tegelikkuses saavutatakse objektidel võrreldes standardse, aga ka modifitseeritud Proctoriga kõrgemad tihedusastmed ja seega on ka hilisemalt mõõdetud kandevõimeväärtused suurema tiheduse tõttu kõrgemad.



Joonised 3.83 ... 3.85. Kandevoimemõõtmised Inspector III, Saksa HMP ja Taani PRIMA 100-ga.



Joonis 3.86. Kandevoimemõõtmised staatilise plaadiga.

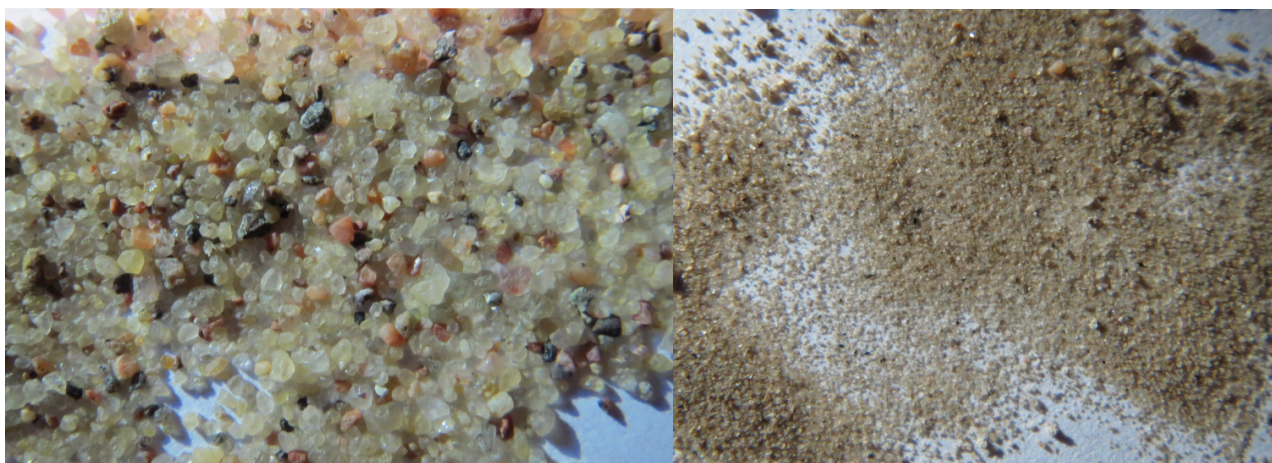
3.5.5. Vaatlused mikroskoobiga

3.5.5.1 Liiv

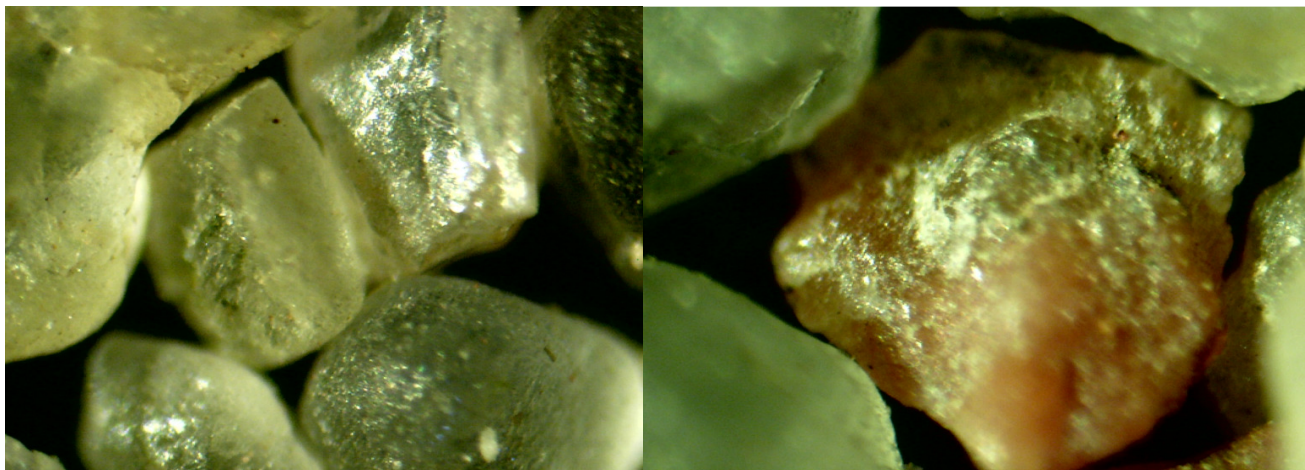
Uuringus [47] toodi välja, et liiva tugevusomadused sõltuvad muuhulgas pinnaseosakeste kujust, mida saab hinnata kolme näitaja – sfäärilisuse (sfääriline vs plaatjas), ümardatuse (ümardunud vs nurgeline) ja osakeste mikroskoopilise pinnastruktuuri (sile vs kare) põhjal. Seega vaadeldi mõlemat katses kasutatud liiva võrdluse mõtted mikroskoobi all nägemaks nende ümardatust ja pinnastruktuuri.

Männiku keskliiv ja peenliiv näevad fotokaameraga pildistatult välja joonistel 3.87 ja 3.88 kujutatuna. Männiku liiva on kujutatud joonistel 3.89 ... 3.92, kus nähtub, et need võiksid liigituda Krumbeini skaalal vahemikku 0,3...0,4 (“Ümardatuse iseloomustamiseks on võimalik kasutada mitmesuguseid indekseid, mis arvestavad näiteks kõverusraadiust ja osakese pikimat mõõdet, kuid lihtsam võimalus on kasutada väljatöötatud graafilist võrdlusmaterjali, näiteks Krumbeini skaalat” [47]). Nurgelised terad lukustuvad tihendamise käigus üksteise külge võimaldades häid tugevusomadusi.

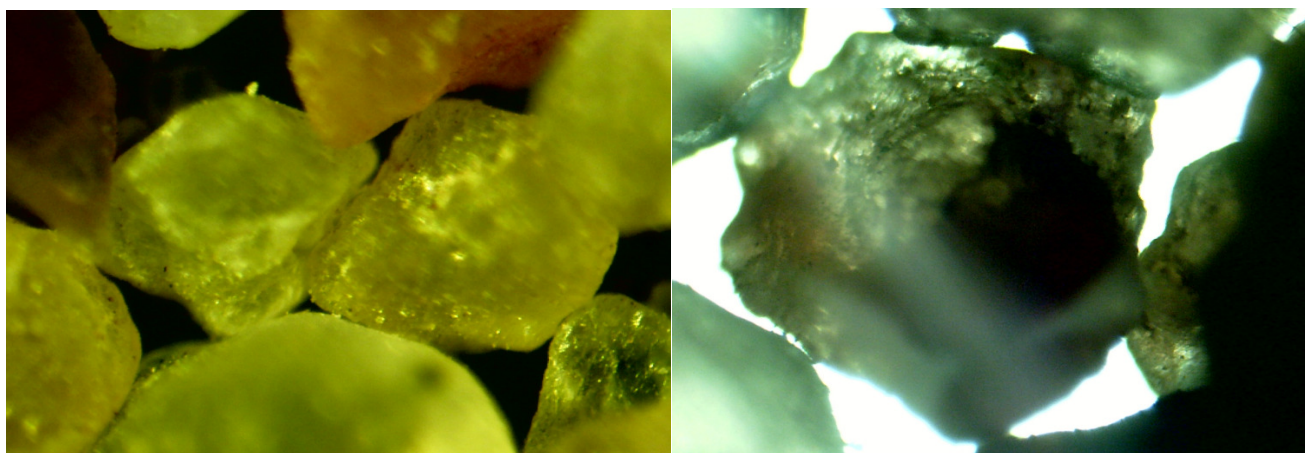
Seoses terastikulise koostisega jääb terade vahele palju ruumi, mis võimaldab Männiku liivale väga kõrge filtratsioonimooduli.



Joonised 3.87 ja 3.88. Katses kasutatud keskliiv Männikult ja peenliiv lähedalt pildistatuna.

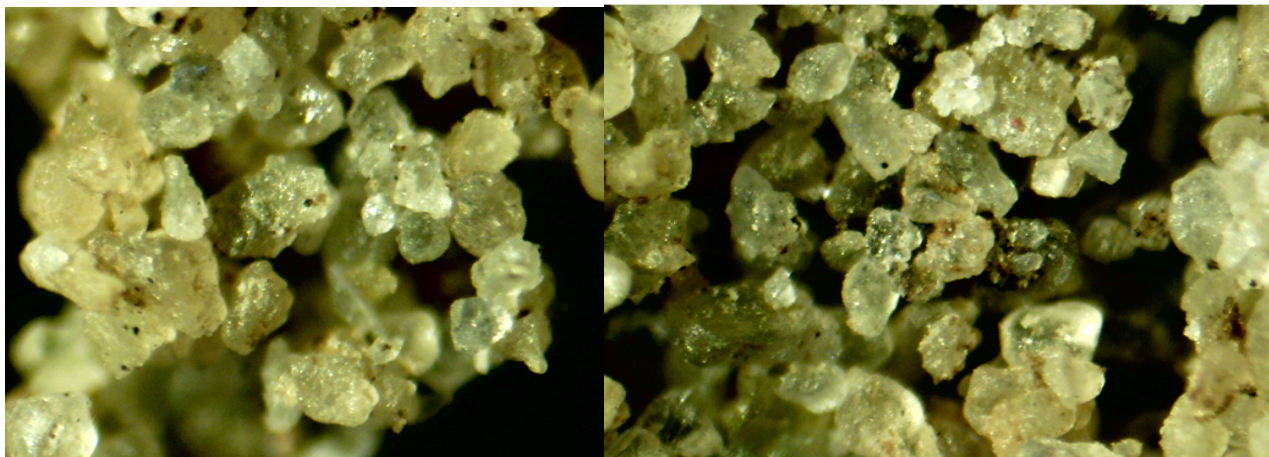


Joonised 3.89 ja 3.90. Männiku liiv 4x suurenduse all.



Joonised 3.91 ja 3.92. Männiku liiv 4x suurenduse all.

Peenliiva on kujutatud joonistel 3.93 ja 3.94. Materjal oli mikroskoobi alla paigaldades niiske, mistõttu terad olid omavahel kleepunud. Seega on joonistelt hästi nähtav vesi-kolloidsidemete mõju, mis hoiab niiskes liivas terasid omavahel koos. Samuti on peenliiva puhul nähtav see, et terakesed ei ole ümardunud, vaid on kandilised.



Joonised 3.93 ja 3.94. Peenliiv 4x suurenduse all. Liiv oli niiske ja terad üksteise külge kleepunud.

3.5.5.2 Tolm killustikust

Uuringus [30] avastati, et peale katsetust on killustikukihi alla drenliiva peale tekkinud visuaalsel hinnangul paekivitolmust vahekiht. Materjali uuriti mineroloogilise koostise põhjal ja leiti, et tegelikult on tegemist kvartšliivaga, mille ümber on paekivitolm ja savi.

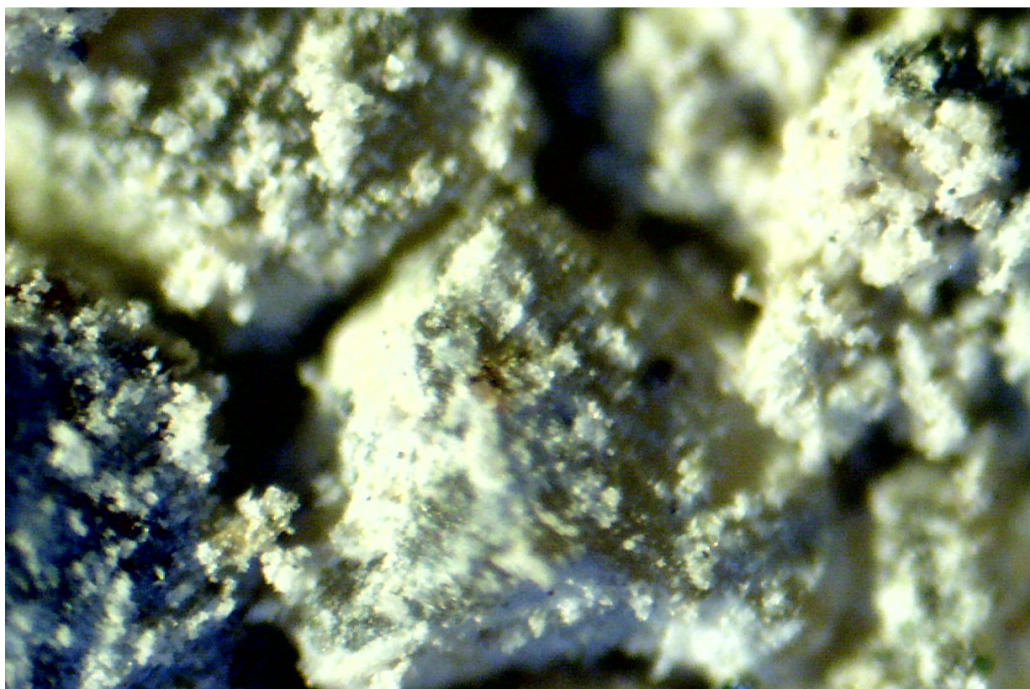
Samasugune pilt avanes ka käesoleva uuringu puhul, kui peale geotekstiili eemaldamist paljandus kiht, mis justkui on paekivitolm (joonised 3.95 ja 3.96). Seekord uuriti seda mikroskoobiga, lisaks võeti võrdluseks ka graniitkivikillustikust pärit tolmu. Seekord täheldati seda, et paekivitolm on ummistanud ka geotekstiili (sama nähtus, kui uuringus [30]), kuid graniitkivitolm ei olnud taolist mõju avaldanud.



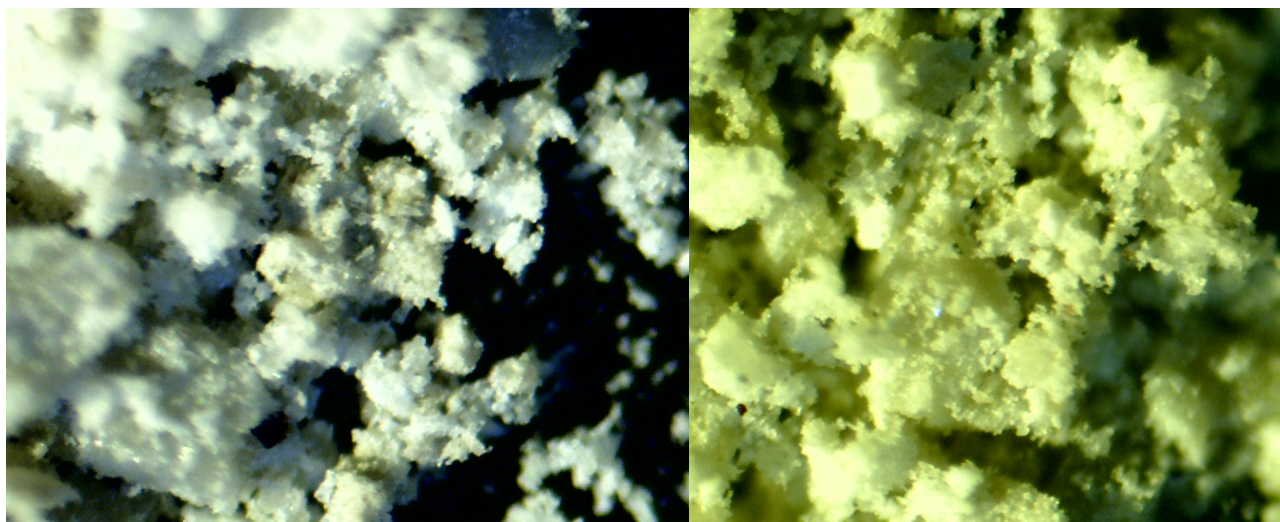
Joonised 3.95 ja 3.96. Dreenliiva peale ehk killustikaluse alla oli paekivist settinud tolmu.

Joonisel 3.97 on kujutatud kvartšliiva, mis on kaetud paekivitolmuga ja mis visuaalsel vaatlusel tundus olevat hoopis puhas paekivi (nagu joonisel 3.95). Tegelikult on paekivitolm liikunud läbi killustikaluse kihi alla ja kleepunud kokku kvartšliiva osakestega tekitades drenkihi peale vett väga halvasti läbi laskva kooriku.

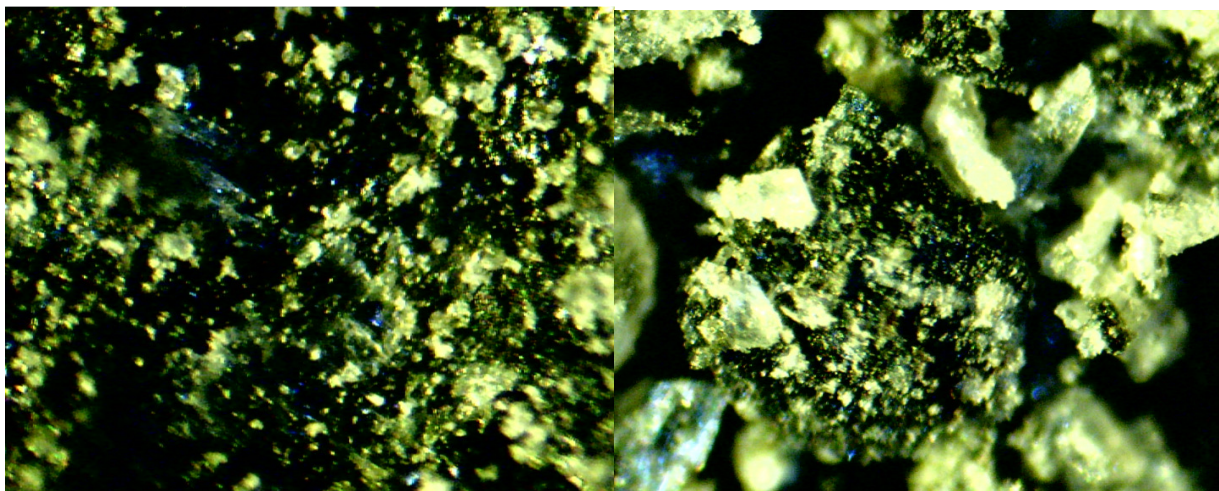
Joonistel 3.98 ja 3.99 on kujutatud puhast paekivitolmu 4x suurenduse all. Joonistel 3.100 ja 3.101 on kujutatud graniitkivist pärinevat tolmu ja graniitkivi, mis on kaetud graniidi tolmuga. Joonistelt nähtub väga selge erinevus lubjakivi- ja tardkivi tolmu vahel. Esimene on hajus, omavahel kokkukleepunud, graniidil on terad väga konkreetsed ja omavahel kokku ei kleepu, samuti ei kleepu need ka suuremate terade külge, vaid neid saab kergesti eemaldada. See ka põhjus, mis lubjakivitolm on geotekstiili ummistanud, kuid graniitkivi tolmu sellele suuremat mõju ei avalda.



Joonis 3.97. Kvartsliiva terad kaetuna lubjakivist pärit tolmuga.

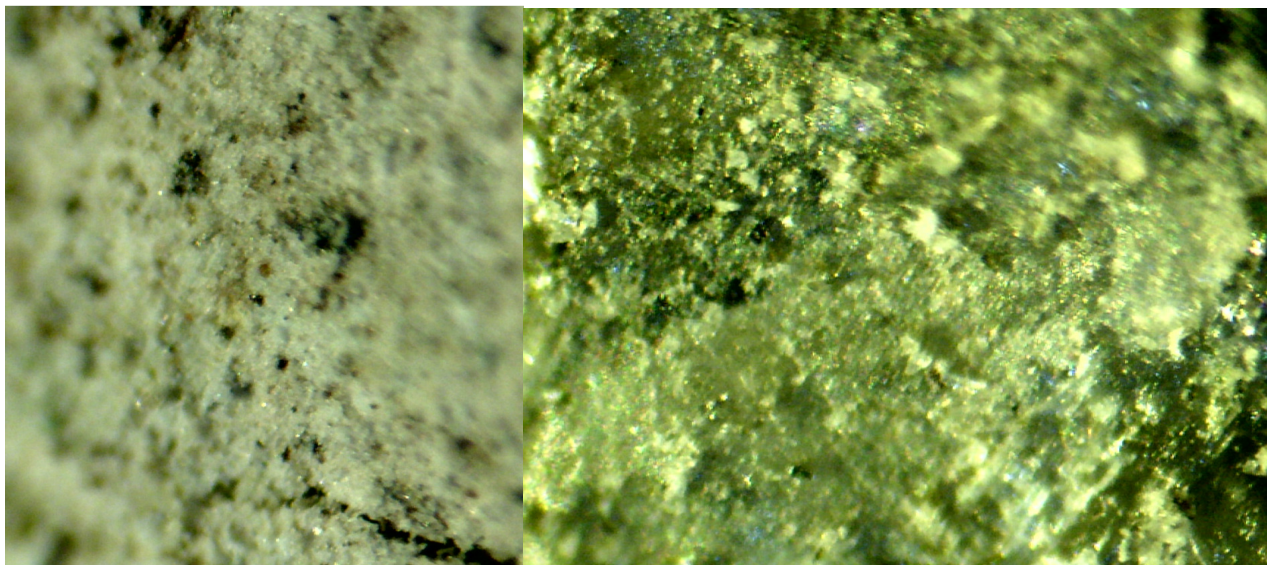


Joonis 3.98 ja 3.99. Lubjakivi tolmu.



Joonised 3.100 ja 3.101. Graniitkivi tolmu ja kivi tükk kaetud tolmuaga.

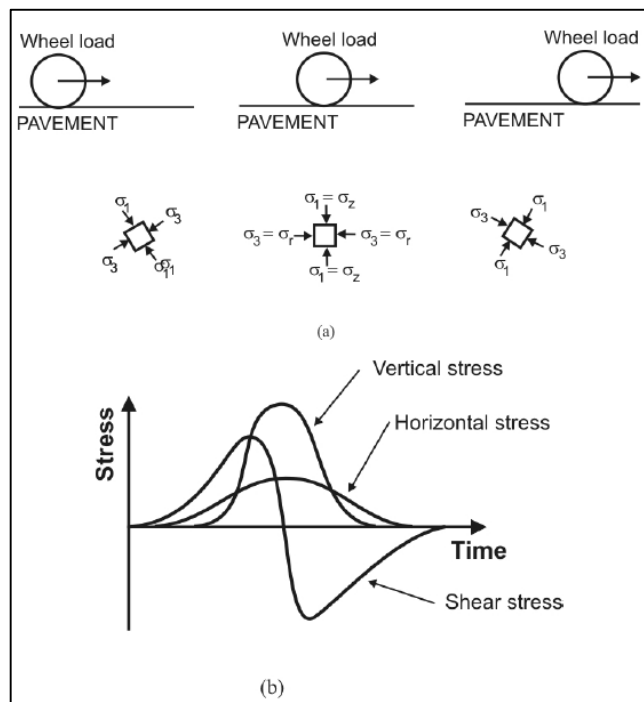
Joonisel 3.102 on kujutatud paekivi ja joonisel 3.103 graniitkivi pinda 4x suurenduse all. Kivid erinevad üksteisest märkimisväärselt. Paekivi on poorne ja kare, kuid graniit särab, st seal sisaldub tugevat mineraali. See selgitab ka põhjuseid, mis paekivist valmistatud killustikaluse kandevõime oli suurem, kui graniitkivist.



Joonised 3.102 ja 3.103. Paekivi ja graniitkivi pinnad 4x suurenduse all.

3.6. Andurite analüüs

Pingeandurite asukohad oli näidatud joonistel 3.18 ja 3.19. Eesmärk oli paigutada andurid otse rattajälje alla ja sellest veidi eemale nägemaks maksimaalset ja hajutatud vertikaalset pinget nii aluse kui drenikihi all. Joonisel 3.104 on kujutatud pingeolukorda teekonstruktsiooni sees, kui sellel liigub koormus. Järgnevalt käsitletavat andurite näidud on kogutud hetkel, mille ratas on anduritega kohakuti ehk joonisel 3.104 kujutatud keskmine olukord.

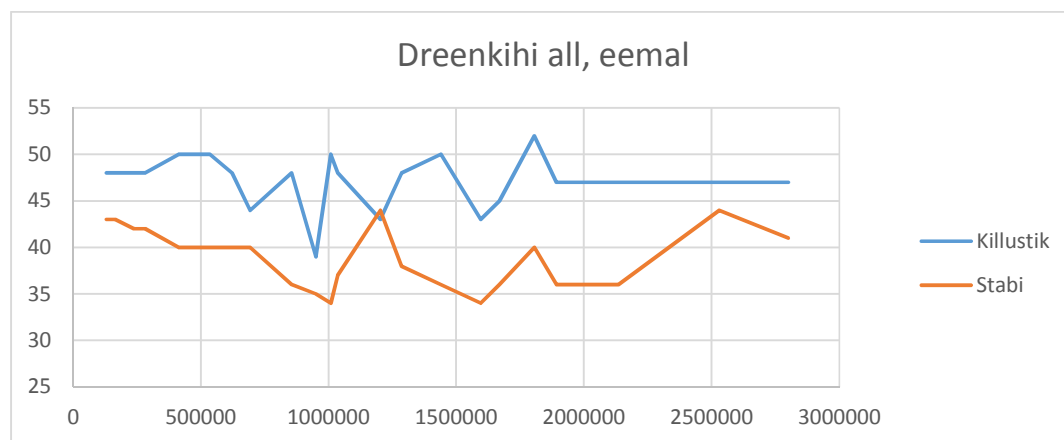


Joonis 3.104. Pingete jagunemine, kui ratas liigub teekonstruktsiooni peal [38]

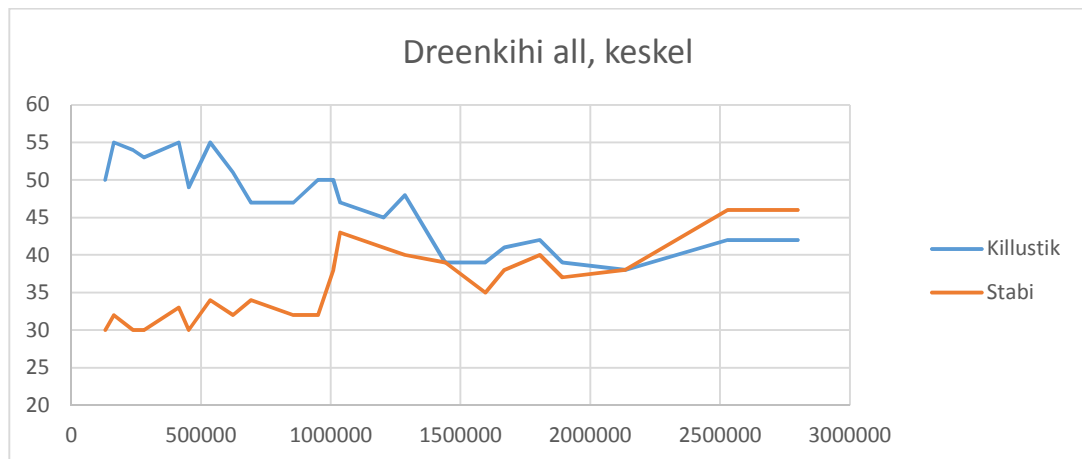
Pinge andurite näidud on koondatud kokku joonisele 3.105 ning näidatud võrdlevate graafikutena on joonistel 3.106 ... 3.110. Joonised ei ole ühtlased ning näitades toimuvad erinevad hüpped ja langused, mis on põhjustatud väga erinevatest teguritest – temperatuur, veesisaldus, mõõtmisaeg koormamise suhtes (killustikaluse jäikus sõltub pingeseisundist ja koormamise ajaloost). Joonised võimaldavad näha siiski trendi ning killustikaluse ja stabiliseeritud katendikihi erinevust. Üldiselt on trend sama, kui välja arvata joonised 3.107 ja 3.110 ehk andurid, mis asetsesid drenikihi all täpselt ratta jäljes ning andurid, mis olid paigutatud vertikaalselt.

	Dreeni all, eemal			Dreeni all, keskel			Kandva all, keskel			Vertikaalne			Kandva all, eemal	
	Kild	Stabi		Kild	Stabi		Kild	Stabi		Kild	Stabi		Kild	Stabi
Tsükleid	KDE5	KDE3		KDC2	KDC1		KDE10	KDE14		KDE13	KDE9		KDE15	KDE12
130908	48	43		50	30		207	135		83	90		79	96
164127	48	-		55	32		203	148		91	75		92	96
237874	48	-		54	30		240	161		75	77		84	83
281160	48	42		53	30		250	139		87	82		63	92
413332	50	-		55	33		228	157		83	81		68	88
452630	50	40		49	30		230	158		87	100		73	110
534730	50	40		55	34		240	157		91	86		84	78
Kuivald	49	41		53	31		228	151		85	84		78	92
	8	16	%	22	41	%	78	34	%	1	1	%	14	16
	Kild on 16 % kõrgem			Kild on 41 % kõrgem			Kild on 34 % kõrgem			Võrdsed			Stabi on 18 % kõrgem	
622640	48	40		51	32		300	166		79	90		81	88
692539	44	40		47	34		260	144		99	100		69	101
855338	48	36		47	32		260	0		83	82		77	97
950686	39	-		50	-		315	195		72	115		79	96
Vaid vesi	45	39		49	33		284	168		83	97		77	96
	6	14	%	16	33	%	115	41	%	14	14	%	19	20
	Kild on 14 % kõrgem			Kild on 44 % kõrgem			Kild on 47 % kõrgem			Stabi on 14 % kõrgem			Stabi on 20 % kõrgem	
1008900	50	34		50	38		326	230		75	90		79	100
1035570	48	37		-	43		300	225		72	100		86	109
1203397	43	44		45	41		190	178		72	95		73	92
1285740	48	38		48	40		224	161		60	86		63	101
1440090	50	36		39	39		185	135		68	90		72	110
1595640	43	34		39	35		198	156		60	85		71	87
1669349	45	36		41	38		207	152		60	85		74	100
1805301	52	40		42	40		230	0		64	93		74	100
1892364	47	36		39	37		241	152		64	100		78	100
2135315	47	36		38	38		245	169		78	100		97	100
Vesi + külm	47	37		42	39		235	173		67	92		77	100
	10	22	%	3	8	%	61	26	%	25	27	%	23	23
	Kild on 22 % kõrgem			Kild on 8 % kõrgem			Kild on 26 % kõrgem			Stabi on 27 % kõrgem			Stabi on 23 % kõrgem	
2530000	47	44		42	46		210	170		43	66		48	68
2540000	23	23		-	-		-	-		-	-		-	-
2640000	22	21		-	-		-	-		-	-		-	-
2800000	47	41		37	42		156	125		60	66		43	55
Sulanud + vesi	35	32		40	44		183	148		52	66		46	62
	3	7	%	5	10	%	36	19	%	15	22	%	16	26
	Kild on 7 % kõrgem			Stabi on 10 % kõrgem			Kild on 19 % kõrgem			Stabi on 22 % kõrgem			Stabi on 26 % kõrgem	

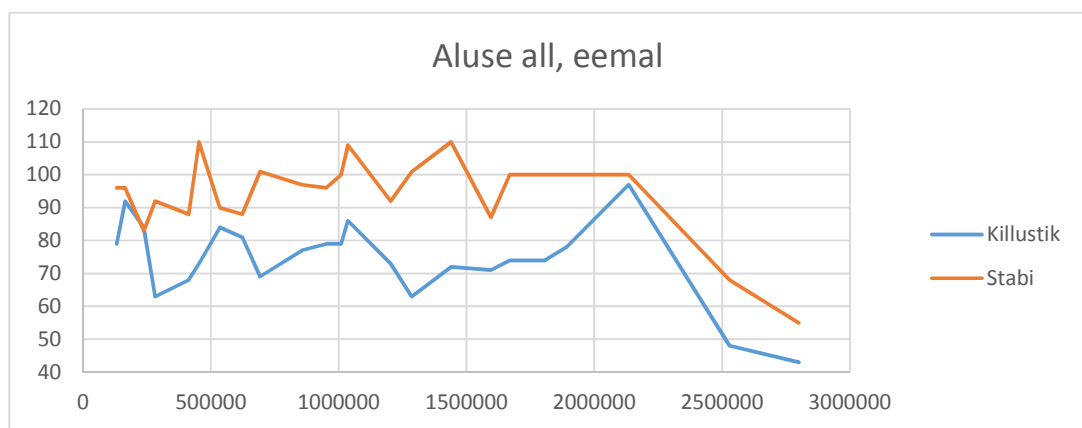
Joonis 3.105. Pingeandurite väärtused ja erinevate asukohtade võrdlused



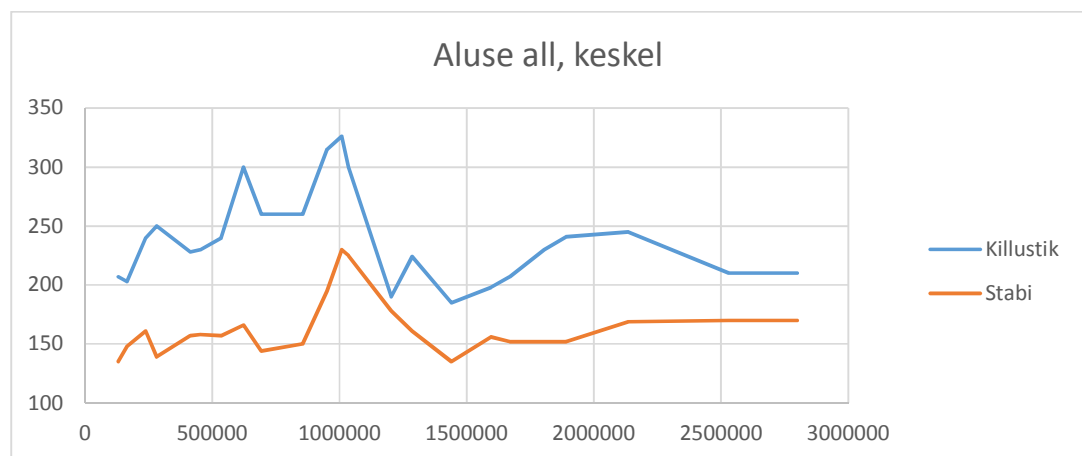
Joonis 3.106. Dreenihi all, 30 cm roopa keskpunktist eemal olnud andurid.



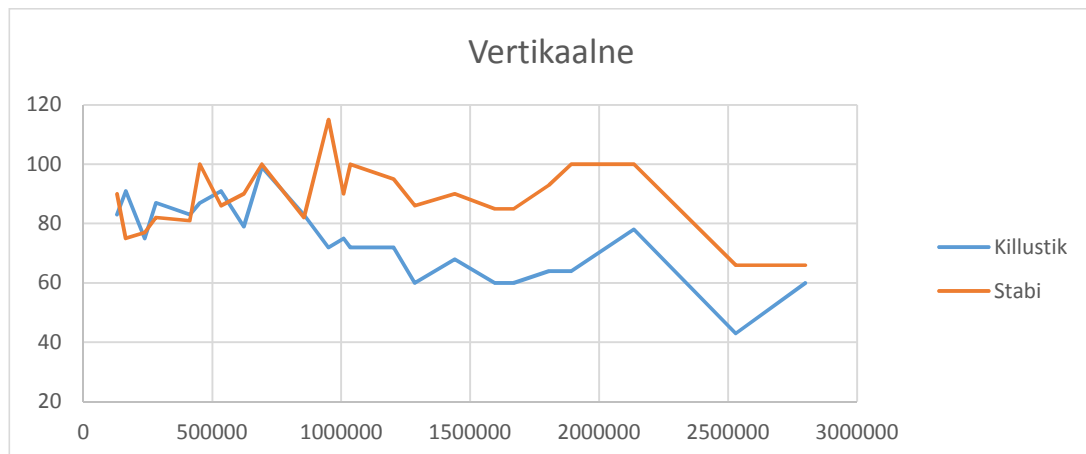
Joonis 3.107. Dreenkihi all, roopa keskel asetsenud andurid.



Joonis 3.108. Aluse all, 30 cm roopa keskpunktist eemal olnud andurid.



Joonis 3.109. Aluse all, roopa keskel asetsenud andurid.

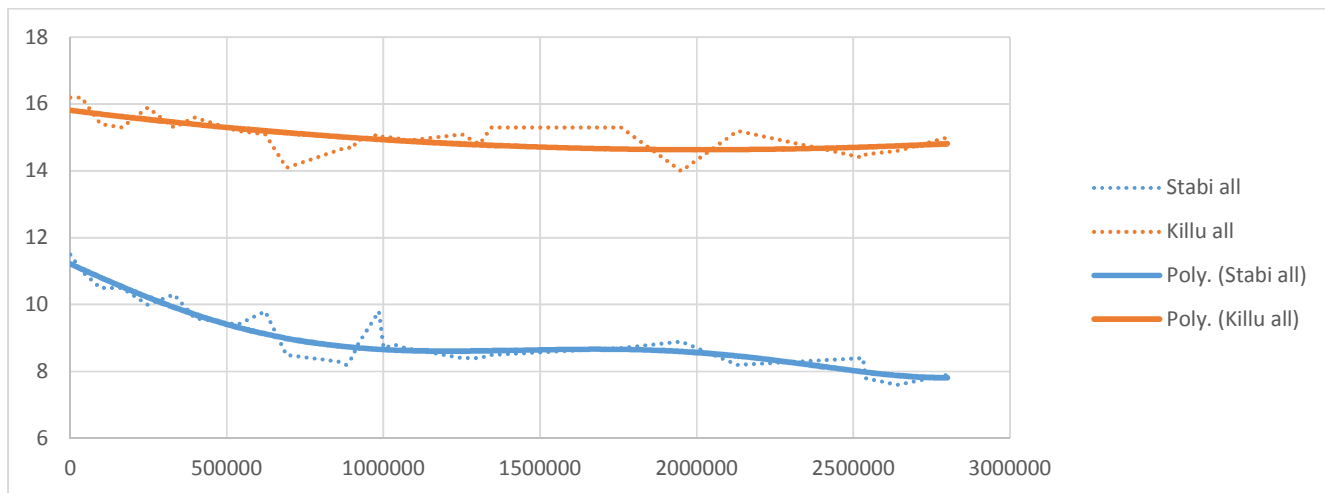


Joonis 3.110. Aluste all asetsenud andurid horisontaalpingete jaoks.

Killustiku ja stabiliseeritud sektsioonide all, drenliiva sees paiknesid vajumiandurid, mille mõõtetulemused graafikult on näidatud joonisel 3.111. Andurite teatav kõikumine on normaalne ja see sõltub mitmetest erinevatest teguritest, näiteks missugune on koormamise ajalugu, liiva veesisaldus, miinustemperatuurid.

Võrreldes nullnäiduga on muutused võrdlemisi väikesed – killustikusektsioonis 1,2 mm, kusjuures muutus toimus kohe katse alguses ning katse käigus on näit olnud praktiliselt konstantne ja stabiliseeritud sektsioonis 3,6 mm, kusjuures muutus on olnud pidev ehk vajum on kogu katse käigus pidevalt suurenenud.

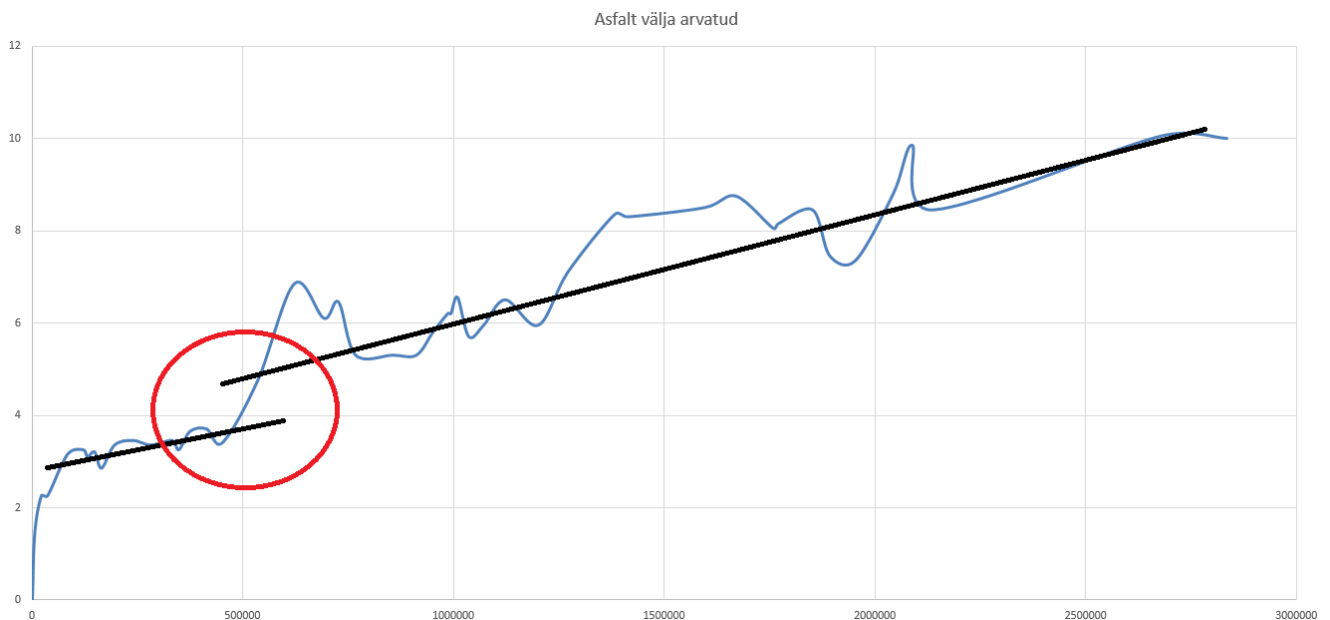
Arvatav põhjus, miks stabiliseeritud sektsioonis tekkis suurem vajumine ja miks see pidevalt suurenes, on tihedus. Nimelt tuli killustikusektsiooni tihenduse saavutamiseks tihendada rohkem ja seda tehti kaheks kihis (paekivi + graniit). Stabiliseeritud kihti tihendati ühes kihis, kuna materjali vedeliksisaldus on kõrgem ja terastikuline koostis ühtlane, sai kasutada väiksemat tihendamise energiat. Seega sai killustiku alla jäänud liiv suuremat tihendamise energiat, kui stabiliseeritud kihi alla jäänud osa, mistõttu viimase alla jäänud liiv tihenes katse käigus rohkem, mis põhjustas ka suuremat vajumist. Seda näitab ka Inspectoriga mõõdetud kandevõime, mis killustiku all oli 275 MPa, aga stabiliseeritud osa all 250 MPa. Tõenäoliselt põhjustas liiva vajumine pingete tekkimise stabiliseeritud kihti, mis põhjustas ka joonistel 3.57 ja 3.58 näidatud pragude tekke.



Joonis 3.111. Vajumiandurite näidud killustiku ja stabiliseeritud sektsiooni alt.

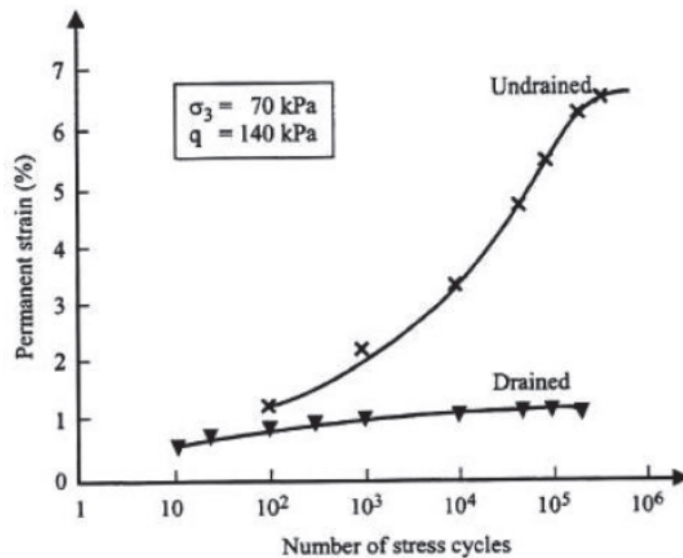
4. Killustikaluse toimivuse analüüs

Eelnevalt oli käsitletud konstruktsiooni lammutamist, kust selgus, et stabiliseeritud katendikiht ei deformeerunud üldse. See annab võimaluse uurida täpsemalt killustikaluse käitumist, kuna asfaltkatte mõju on võimalik välja taandada. Tulemus on esitatud joonisel 4.1, kust paistab eriliselt silma esimesed ca 500'000 koormustsüklit. Roopa arenemine on seal tasasem, kui hilisemalt. Samuti toimub peale seda silmnähtav hüpe roopa sügavuses. Peatükist 3 selgus, et esimesed ca 500'000 koormustsüklit sõideti ilma vee lisamiseta ning pärast seda hakati lisama katele vett, mida jätkati lõpuni välja. Seega on vee lisamine selgelt mõjutanud roopa arenemist.



Joonis 4.1. Peale ca 500'000 tsüklit toimus roopa arenemises killustikusektsioonis hüpe, peale mida tõusis ka roopa arenemise kiirus. Tegemist oli punktiga, mil hakati katele lisama vett.

Vee negatiivne mõju killustikalustele on kirjanduse põhjal teada. Näiteks saab tuua välja joonise 4.2, milles on võrreldud deformatsioonide arengut killustikaluses dreenitud ja dreenimata olukorras või ka viidata uuringule [30], kus peale vee lisamist toimus killustikaluse purunemine.



Joonis 4.2. Allikast [48] pärit joonis, mis näitab, et kuigi killustikaluseid ei tohiks vesi mõjutada, siis tegelikult nii see ei ole. Vee lisamine suurendab ja kiirendab püsivate deformatsioonide teket.

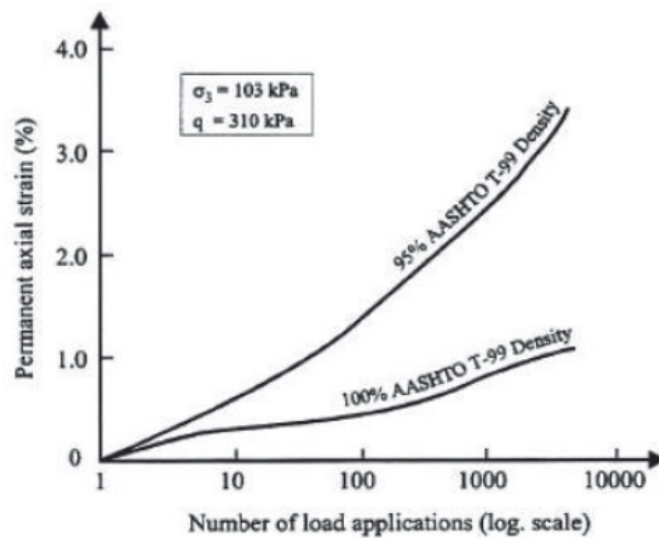
4.1. Katendi toimivus killustikaluste vaatevinklist

Roopad teedes tekivad mitmetel põhjustel, milleks võivad olla kas üksiku materjali omadused, tervet teekonstruktsiooni puudutavad küsimused ja/või koormusolukord. Üldine reegel on see, et mida laiem roobas, seda sügavamal asub selle põhjus.

Leena Korkiala-Tanttu tõi oma doktoritöös [49] mitmeid tegureid, millest sõltub sidumata segude vastupidavus. Ta tõi erinevatele allikatele ja oma tööle tuginedes välja järgmised järeldused.

Sidumata segu omadusi mõjutavad poorsustegurid (tihedusaste, joonised 4.3 ja 4.4), efektiiv- ja peapinged, küllastusaste, terastikuline koostis (s.h peenosiste sisaldus), maksimaalne terasuurus, koormamise ajalugu (ing. *stress history*) ja juba tekkinud deformatsioonid (peamiselt praod asfalkattes), terade mineroloogia, kihtide paksused, koormustsüklite arv ja see, kuidas koormus toimub (maksimaalkoormus, koormustsüklite kiirus), kaugus tee äärest ja nõlva nõlvus, katendikihtide homogeensus, temperatuur.

Kõige olulisemad tegurid nimetatutest on tihedusaste, veesisaldus ja terastikuline koostis, millest omakorda kõige olulisem on tihedus (joonised 4.3 ja 4.4).



Joonis 4.3. Tiheduse mõju killustikalusele on hästi nähtav allikast [50] pärit jooniselt.

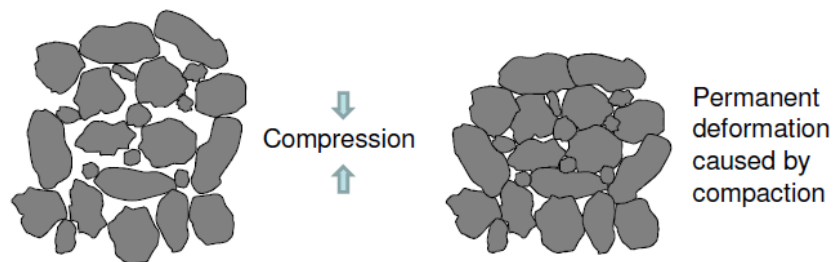


Figure 3.9. Permanent deformation cause crushing and sliding in the contacts between the particles and the grains start to move and rotate.

Joonis 4.4. Püsivad deformatsioonide osas on tihedusaste kõige olulisema rolliga [41]

Korkiala-Tanttu esitas oma doktoritöös tabeli joonisel 4.5, mis võtab kokku enamiku teguritest, mis tekitavad killustikalustesse püsivaid deformatsioone. Joonist peaks lugema nii, et mida rohkem “+” märke, seda paremate omadustega kiht ja mida rohkem “-“ märke, seda nõrgem. Joonis käsitleb tegurite mõju nii elastsusmoodulile (*resilient modulus*) kui ka püsivate deformatsioonide tekkele (*permanent deformations*).

Table 1. The qualitative estimation of the effect of different factors on the deformation properties of unbound materials (the positive mark stands for the lower deformations and increase of the material strength).

Factor		Resilient modulus	Permanent deformations
Grain size distribution	Smooth (Fuller curve)	++	++
	Discontinuous	+	
Maximum grain size	Big (> 90 mm)	++	++
	Normal (30–90 mm)	near to lower limit – no effect/ + (near to upper limit)	+
	Small (< 30 mm)	-	-
Content of fines	Large	-	-
	Small	+	+
Degree of compaction	Dense	+	+++
	Loose	-	---
Shape of the grains	Rounded	+	-
	Flaked	-	-?
Mineralogy	Hard	+	++
	Soft	-	-

Joonis 4.5. Erinevate tegurite mõju killustikaluse elastsusmoodulile ja deformatsioonikindlusele allikast [49].

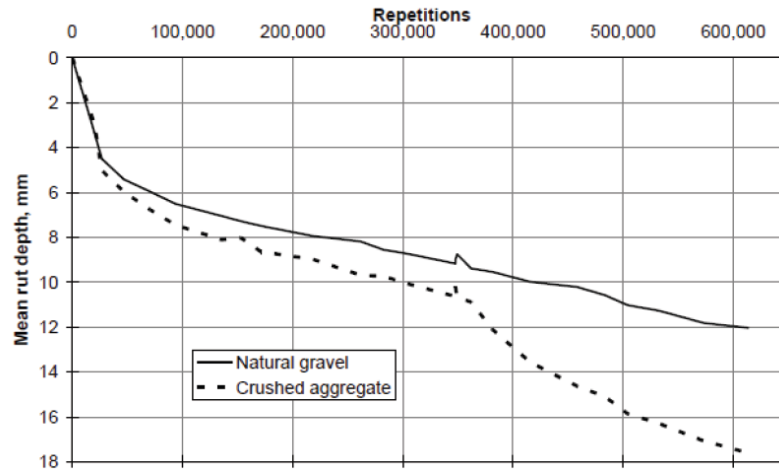
Järgnevalt mõningaid kommentaare erinevatest allikatest erinevate killustikalust mõjutavate tegurite osas. **Allikas [38]** tuuakse välja, et killustikaluste puhul on peenosiste sisaldus väga oluliseks teguriks. Peenosiste sisalduse tõustes väheneb kontakt suuremate killustikuterade vahel, mistõttu koormusjaotusvõime väheneb. Lisaks muudab peenosiste sisaldus killustikaluse tundlikumaks veesisalduse suhtes.

Allikas [51] toob välja, et suurema teraga kivi kasutamine tõstab poorsustegureid, mis omakorda aitab vee väljadreenimisele, mis tõstab kihi tugevust. Teisalt tagab suurema kivi kasutamine kihi suurema jäikuse. Mõlemad tingimused vähendavad püsivate deformatsioonide teket.

Erinevad autorid on käsitlenud seda, kuidas killustikalus toimib ja on toodud välja see, et pinged liikluskoormusest jaotatakse allapoole läbi killustikuterade vahele tekkiva nõ keti (v.t joonised 3.64, 3.75 ja 3.76). Seega mõningad killustikuosised osalevad ning teised mitte koormuse vastuvõtmises ja laiali jaotamises. Seoses deformatsioonidega tekivad uued ketitaolised ühendused uute terade vahel. Ühes uuringus seoses killustikukihi koormamisega leiti, et 15% teradest võtsid kanda enamuse koormusest ja 50% osiseid ei osalenud selles üldse. Taoline koormuse jaotumine selgitab seda, miks suurema terasuurusega killustikalustel on suurem jäikus. On leitud, et suuremate kividega killustikes on vähem kividevahelisi kontakte ja seetõttu püsivad ka deformatsioonid madalamatena.

Teisalt on **allikas [52]** käsitlenud uuringut, milles vaadeldi HVSiga aluseid ja leiti üllatuslikult, et purustatud killustikust ehitatud kihis tekkisid suuremad deformatsioonid, kui looduslikust kruusast ehitatud kihi (joonis 4.6). Põhjus oli selles, et viimases saavutati suurem tihedus ja killustikalus oleks vajanud suuremat tihedusenergiat. Seega vajavad jämedateralised killustikalused rohkem tihendamist, kui ühtlasema ja

peenema terakoostisega segud ning seetõttu võib nende eelis deformatsioonide vähendamisel väheneda (joonisel 4.5 oli näidatud tihendamise tähtsust püsivate deformatsioonide osas).



Joonis 4.6. Uuringus [52] leiti, et kruusaluses tekkis vähem deformatsioone, kui killustikaluses. Sellest järeldati, et killustikalus oleks vajanud suuremat tihendamise energiat ehk vajalik tihedus ei olnud saavutatud, mistõttu kihi efektiivsus oli madalam. Killustikaluseid on raskem saada tihedaks, kui kruusaluseid.

Allikas [53] tuuakse välja, et killustikaluse elastsusmoodul vähenes poole võrra, kui küllastusaste tõusis 50 %-lt 100 %-ni. Kuigi killustikaluseid, aga ka liivasid käsitletakse katendiarvutustes kui materjale, mille tugevusomadused ei sõltu veesisaldusest, siis tegelikult nii see ei ole. Samas reeglina on elastsusmoodulite arvutuslike väärtuste puhul juba vaikimisi arvestatud sellega, et tegemist on kõige väiksema väärtusega, mis enam veesisalduse tõttu ei kahane.

Prof. Terhi Pellinen tõi välja selle, et põhjamaises kliimas on ääretult oluliseks teguriks vesi ja selle liikumine; aastaaegade vaheldumine ja külmumine. Küllastusaste, külmumistsükli ja tihedusaste mõjutavad väga tugevalt sidumata killustikaluse tugevust ja vastupidavust. Sama tõi ta välja stabiliseeritud kihtide puhul. Isegi, kui nende all on kasutatud hästi drenivaid pinnaseid, liigub vesi ikkagi läbi veeauru kondenseerumise. See võib stabiliseeritud kihte mõjutada väga tugevalt.

Peatükis 1 käsitleti erinevaid omadusi, mida määratakse stabiliseeritud segude puhul. Kuna veel on suur mõju ka nendele, siis tuleks vähemalt kõrgeklassiliste teede puhul kontrollida lisaks segu surve ja/või lõhestus-tõmbetugevustele ka vee- ja eriti külmakindlust. Viimast võib kontrollida ka näiteks *tube suction* testi abil.

Allikas [49] toob välja, et killustikaluse ehitamisel kasutatava täitematerjali mineroloogia mõjutab kihi omadusi. Püsivate deformatsioonide hulk väheneb, kui kasutada kõvemate mineraalidega kivi võrreldes pehmete mineraalidega kiviga.

Võttes kokku killustikaluste toimivuse teema, siis enamasti on kõikide nimetatud omadustega kas otseselt või kaudselt püütud erinevate riikide, sh Eesti normides arvestada. Eesti killustikust katendikihtide ehitamise juhendis on olemas nõuded terastikulise koostise, peenosiste sisalduse, purunemiskindluse (LA),

terakujude ja külmakindluse (sh külmakindlus soolvees) osas. Kuigi seoses külmakindlusega on kaudselt käsitletud ka mineroloogiline koostis, vajaks see Eestis veel suuremat tähelepanu, kuna on teada, et sellel on aluste pikaajalisusele väga suur roll. Nagu järgnevast peatükist nähtub, ei arvesta enamuse katendiarvutused killustikaluste omadustega ja seega on raske panna piiri, kuidas erinevate omadustega killustikku võiks ja peaks kasutama → see ei ole ainult Eesti, vaid üldine probleem.

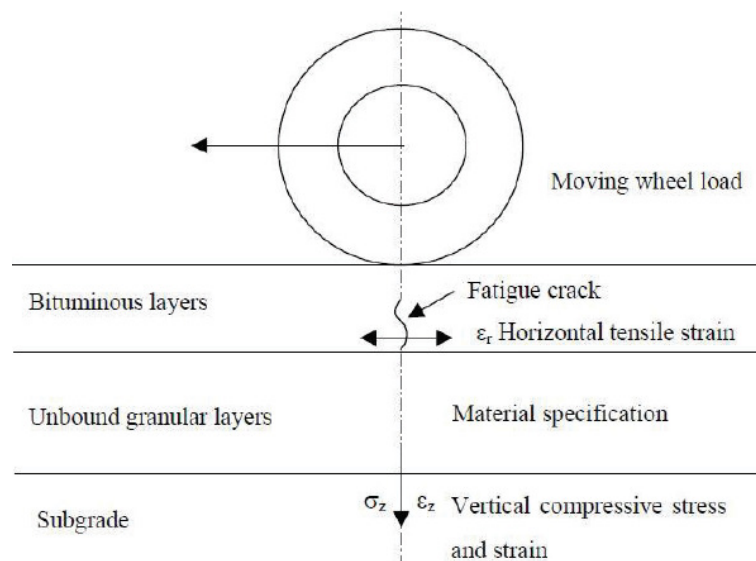
4.2. Katendiarvutuse seos killustikalusega

Allikas [54] tuuakse välja, et elastsed katendid deformeeruvad kas läbi pragunemise või roopa tekkimisega. Paksu kattekihiga (üle 150 mm) katendite peamine probleem on pragunemine (väsipragunemine, *top down cracking*) ja õhukese kattekihiga (kuni 100 mm) roobaste teke.

Enamasti arvestatakse katendiarvutuses seda, et roopad võivad tekkida vaid sideainega sidumata kihtidesse v.a killustikalustesse, mis siis peegelduvad teekatte pinda – nii tehakse katendiarvutus ka Eestis ehk kontrollitakse nihkepingeid aluspinnases ja drenkhis ning kruusast või liivast projekteeritud vahekihtides. Asfaltkatted arvutatakse pragudekindlusele, täpsemalt vastupanu alt üles liikuvale praole, teisisõnu vastupidavusele tõmbepingetele (joonis 4.7) Killustikkihi (aluse) paksus määratakse vastavalt liiklusele ja aluspinnase tugevusomadustele. Katendiarvutustes on tehtud oletus, et kui killustikalus täidab etteantud nõuded materjali spetsifikatsioonile, siis selles kihis probleeme püsivate deformatsioonidega ei teki.

Killustikalustel on teekatendites oluline roll. Need töötavad asfaltkatete ehitamise ajal tööplatvormina ja ekspluatatsiooni ajal vähendavad aluspinnasele jõudvate vertikaalsete survepingete ning asfaltkatte alapinda tekkivate tõmbepingete suurust. Õhukese kattega teedel tagavad just killustikalused vajaliku tee kandevõime. Seetõttu on oluline, et sidumata segudel oleks piisav jäikus, et mitte deformeeruda ja eeldatakse, et see saavutatakse materjali spetsifikatsioonidega.

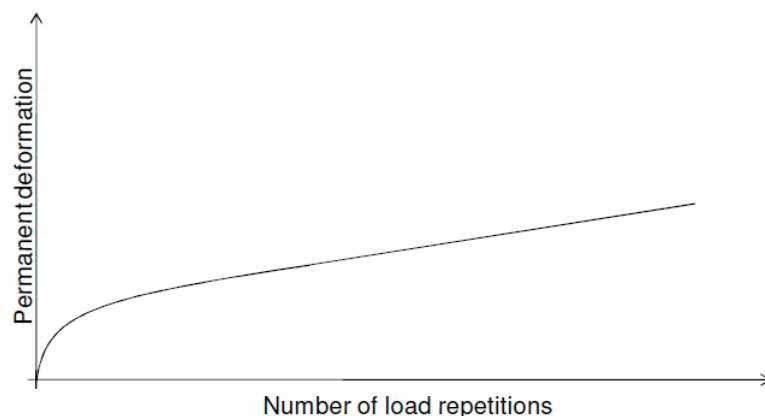
HVS-testid siiski näitavad, et 30...70% teekatetel nähtavatest püsivatest deformatsioonidest (v.a kulumine) on saanud alguse killustikalustest. Sama järelduseni jõuti uuringus [30] ehk suurem osa roopast tulenes killustikalusest. Seetõttu kaheldakse, kas levinud katendiarvutusmetoodikad, mis arvestavad joonisel 4.7 toodut, on pädevad ja pidevalt üritatakse neid kas täiendada erinevate mudelite abil või proovitakse leida midagi uut.



Joonis 4.7. Enamus katendiarvutusmetoodikaid töötab põhimõttel, et roopad tekivad vaid aluspinnases ja praod saavad alguse asfaltkatte alapinnast. Arvestamata jääb seega killustikaluste deformeerumine ja asfaltkatete *top down* pragunemine.

4.3. Kuidas killustikalused töötavad ehk kuidas need mõjutavad teekatendi toimivust.

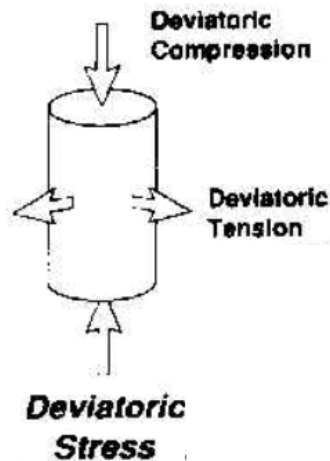
Allikas [41] selgitatakse killustikaluste töötamist järgnevalt. Püsivate deformatsioonide areng sidumata killustikaluses dünaamilisest liikluskooormusest tulenevalt saab jagada kahte etappi – esiteks toimub väga kiire roopa areng, mis ei ole konstantse kiirusega, mis läheb üle faasi, kus roopa areng aeglustub või peatub üldse (joonis 4.8).



Joonis 4.8. Roopa areng koormustsüklite suhtesse. Alguses toimub suur hüpe, pärastiselt roopa areng aeglustub oluliselt või peatub.

Esimest etappi nimetatakse järeltihenemiseks, mille käigus materjal muutub tihedamaks, poorsus väheneb ja lõpuks võib toimuda ka mõningane täitematerjaliterade purunemine. Kõik see vähendab killustikaluse paksust – toimub volümeetriline kahanemine.

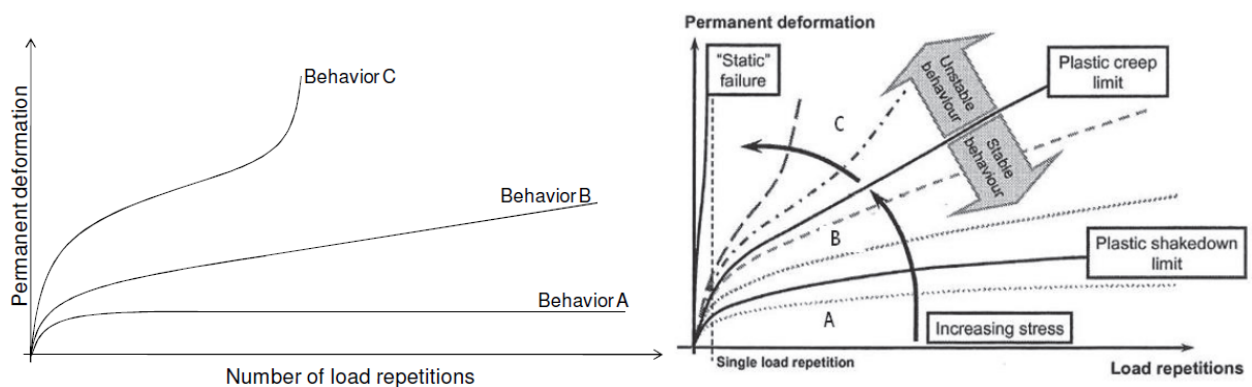
Peale esimest etappi deformatsioonide kasv kas aeglustub või peatub täiesti, kuid teradevahelised nihkepinged kasvavad. Kui järeltihenedamine on toimunud, määrab roopa kasvu suurenemine see, et killustikalus suudab võtta vastu liiklusest tekkivaid nihkepingeid. Purunemine toimub siis, kui deviaatorpingete (joonised 4.9 ja 4.10) piir on ületatud.



Joonis 4.9 ja 4.10. Deviaatorpingete illustratiivne joonis ja selle määramise aparaat [55]

Allikas [55] jagatakse püsivate deformatsioonide teke peale järeltihenedamist kolmeks ja nimetatakse neid A, B ja C-ks (joonised 4.11 ja 4.12). A puhul toimub järeltihenedamine, peale mida deformatsioonide kasvu enam ei toimu. B-s toimub peale järeltihenedamist pidevalt kasvav deformatsioonide kasv ja C-s toimub peaaegu kohene või mõne aja möödudes täielik kollaps. A, B ja C käitumine sõltub killustikaluse pingetugevuse sõltuvusest. A puhul toimub vaid tihenedamine, B puhul lisaks ka nihkumine.

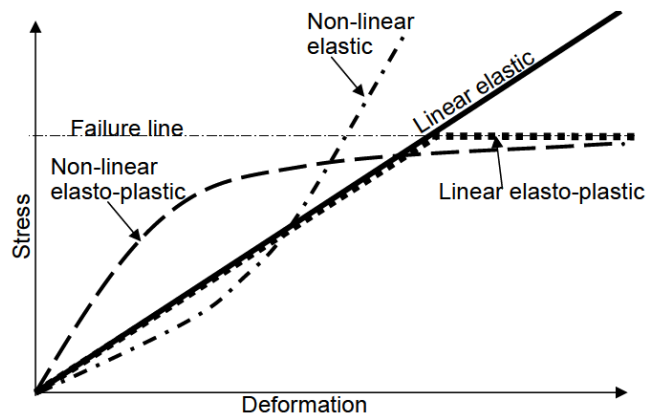
Jooniselt 4.1 nähtub, et roopa sügavus järjest kasvab ega näita stabiliseerumise märke. Seega toimus käesolevas uuringus killustikaluse käitumine olukorra B järgi. Uuringus [30] toimus peale vee lisamist killustikaluse purunemine ja järelkult toimus seal olukord C.



Joonised 4.11 [41] ja 4.12 [56]. Killustikaluste kolm erinevat käitumismustrit.

Olukordi B ja C kirjeldatakse kasutades „*shakedown*“ lähenemist (joonis 4.12), mis tähendab, et kui materjali koormatakse üle teatud pingetaseme, mida tuntakse kui „*shakedown*“ koormusena, hakkavad

materjalides tekkima dünaamilise koormuse tagajärjel plastsed deformatsioonid, mis akumulēruvad ja mis viivad kiire või järkjärgulise purunemiseni. Kui koormus jääb alla seda piiri, plastsete deformatsioonide osakaal jääb nulli ja kogu koormuse tagajärjel tekkiv deformatsioon on elastne, kuid mittelineaarne. Korkiala-Tanttu [49] tõi välja, et kõige täpsemini saab sidumata segude käitumist kirjeldada kasutades mittelineaarset elastoplastse materjali mudelit (jooniselt 4.13 „non-linear elasto-plastic“).



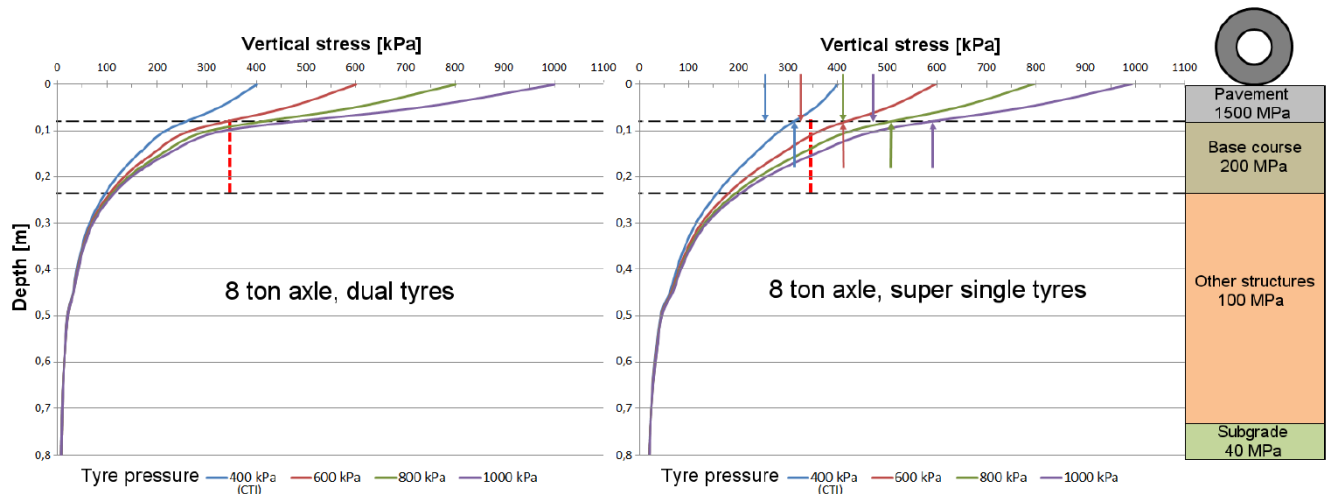
Joonis 4.13. Erinevad viisid, kuidas kirjeldada killustikaluse toimivust. Allikas [49] tõi välja, et kõige täpsem on mittelineaarne elastoplastse materjali mudeli („non-linear elasto-plastic“).

„Shakedown“ ehk piirkoormust on vaja teada projekteerimisel – vältida tuleb olukorda, kus mingit kihti mõjutavad jõud on suuremad, kui need, mis hakkavad põhjustama pidurdamatut püsiva deformatsiooni teket. Allikas [29] on toodud, et tihti käsitletakse pinget **350 kPa** kui maksimaalset, mis võib sidumata alusele tulla. Ehk asfaltkate või muu killustikaluse peal paiknev kiht peab jaotama liiklusest tulenevad pinged väiksemaks, kui 350 kPa. Nagu eelnevalt käsitletud, sõltub killustikaluse vastupidavus väga mitmetest teguritest ning seega võib erineva päritolu ja koostisega killustikalustel olla piirkoormus erinev. Selles valguses on korrektne Elastsete teekatendite juhendis 2001-52 tabelis T11.2 toodud põhimõte, et asfaltkatte minimaalne paksus on seotud teekatendi kandevõimega, mis on omakorda seotud liikluskoormusega (joonis 4.14).

E_{vaj} , Mpa	<125	125 - 180	180 - 220	220 - 250	250 - 300
Kogupaksused, cm	4 - 6	6 - 8	8 - 10	10 - 13	13 - 16

Joonis 4.14. Elastsete teekatendite juhendis 2001-52 kohased bituumensideainega töödeldud katendi ülakihtide soovituslikud kogupaksused seotuna teekatendi vajaliku kandevõimega.

Olenevalt kasutatavast killustikalusest (erineva tugevusega lubja- ja tardkivim, lubjakivi all ja tardkivi peal jne) on piirkoormus erinev. Samuti on erinev see, kuidas liikluskoormus teekonstruktsiooni ja seega ka killustikalust mõjutab (joonis 4.15). **Seega on vajalik määrata meil kasutatavate killustike „shakedown“ piir, mida saab kasutada projekteerimisel vajaliku kattekihi paksuse määramisel.**



Joonis 4.15. Supersingle rehvid tekitavad teekonstruktsioonis suuremaid pingeid, kui topeltrehvid ning seega on nende kasutamisel roopa areng suurem.

Roopa arenemist on käsitletud põhjalikult ROADExi uuringutes. Allikas [29] toob välja seose, et kui koormus killustikalusele jääb selgelt väiksemaks 70% materjali purunemispiirist, ei toimu peale järeltiihenemist märkimisväärselt või üldse mitte püsivate deformatsioonide arenemist (ehk killustikalus on seisundis A). Vastupidiselt sellele, kui ületatakse 70% piiri, toimub pidevalt arenev püsiv deformatsioon (ehk killustikalus on seisundis B).

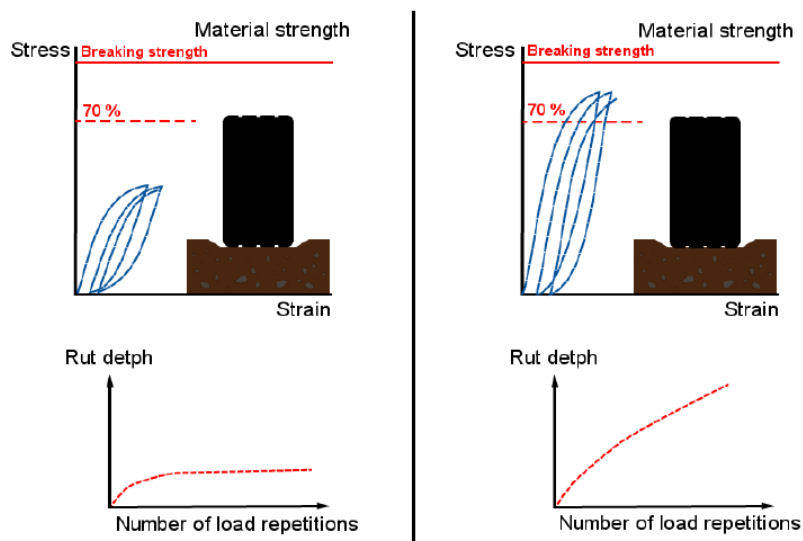
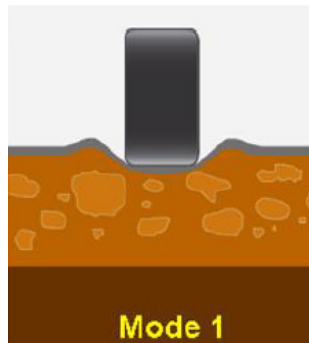


Figure 1: The effect of stress level on deformations taking place in the road structure. The diagram on the left presents the case where the stress level is well below 70% of the material strength and the structure follows linear-elastic behaviour. On the right side shows the case where the 70 % limit is exceeded and the pavement rutting under heavy traffic loading is continuous.

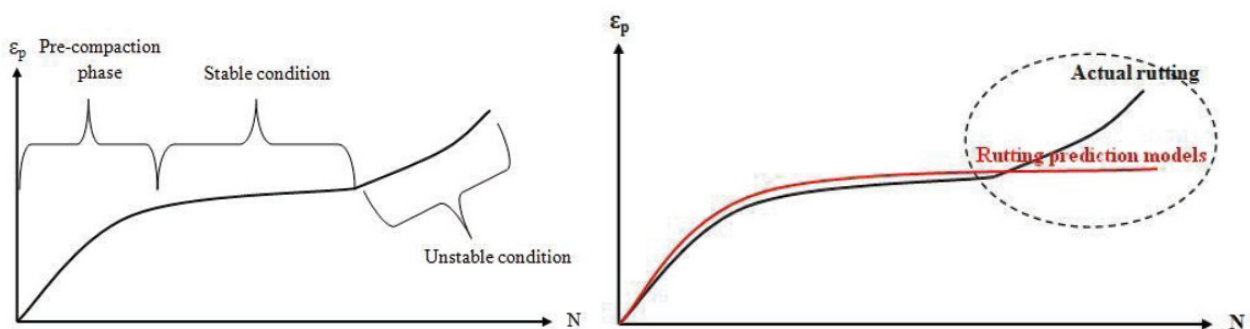
Joonis 4.16. Uuringus [29] toodi välja, et kui killustikalusele langevad pinged ületavad 70% (jooniselt 4.12 „*plastic shakedown limit*“) selle maksimaalsest tugevusest (jooniselt 4.12 „*plastic creep limit*“), hakkab toimuma järjest kasvav roopa areng

ROADEXi uuringus lisatakse kõigele eelnevalt juba käsitletule mõningaid huvitavaid nüansse. Tuuakse välja, et *supersingle* rehvid põhjustavad teekonstruktsioonidele väga suuri pingeid võrreldes topeltrehvidega ja eriti tekitavad need probleeme, kui kattekihi paksus on väiksem, kui 200 mm. Kõige kriitilisemateks teguriteks roobaste tekkele killustikalustes (joonis 4.17) on kattekihtide paksused, katendikihtide paksused ja killustikkihis kasutatud täitematerjali kvaliteet. Parimaks meetodiks, kuidas tõsta teekonstruktsiooni kandevõimet on kasutada paksemaid seotud kihte.



Joonis 4.17. Roopa liik, mis on tekkinud killustikaluse purunemise tõttu (seda võib käsitleda ka kui asfaltkatte probleemi, kuid nendes on nihketugevus ületatud).

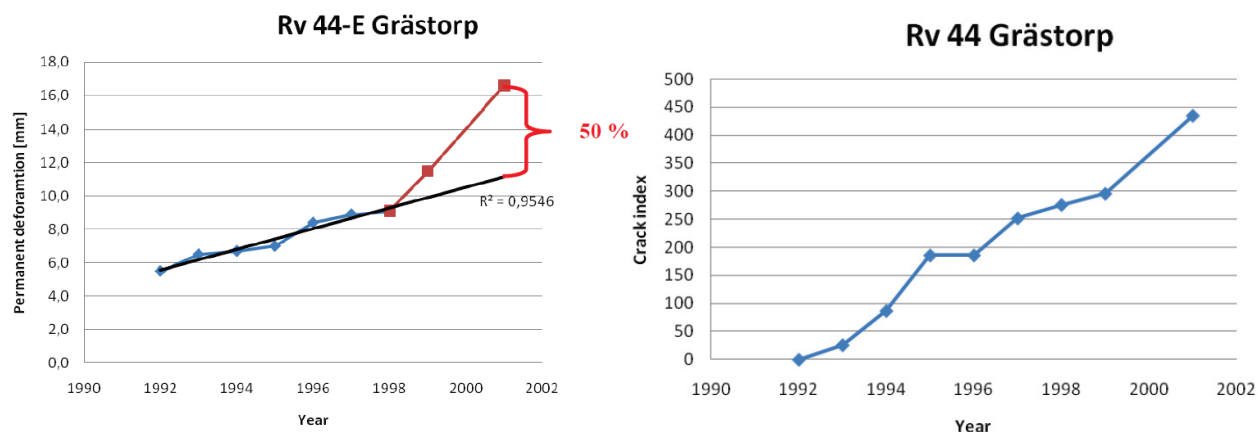
Allikas [40] analüüsi Rootsi teedevõrku püsivaid deformatsioone silmas pidades kasutades teeregistrit. Leiti, et hoolimata mudelitest ja laborikatsetustest ning projekteerimisel kasutatavatest piirväärtustest, et killustikalustes ei tekiks peale järeltihendamisi enam plastseid deformatsioone, ei ole killustikalused igikestvad. Mõõtmised teedelt näitasid, et roopa kasv võib peatuda ehk püsivad deformatsioonid enam ei suurene (ehk jooniselt 4.11 olukord A), kuniks tekivad asfaltkattes praod, mis rikuvad kihi homogeensuse, põhjustades killustikalustele suuremaid pingeid ja lastes vett konstruktsiooni põhjustades omakorda selle tugevusomaduste vähenemise, mis põhjustab aja jooksul ülemineku seisundist A seisundisse B või C (joonis 4.18). Tagajärjeks on hüppeliselt kasvav roopa areng (joonis 4.19), mida mudelid ei suutnud ette ennustada.



Joonised 4.18 ja 4.19. Kattekihtide seisukord mõjutab tugevalt killustikaluste eluiga.

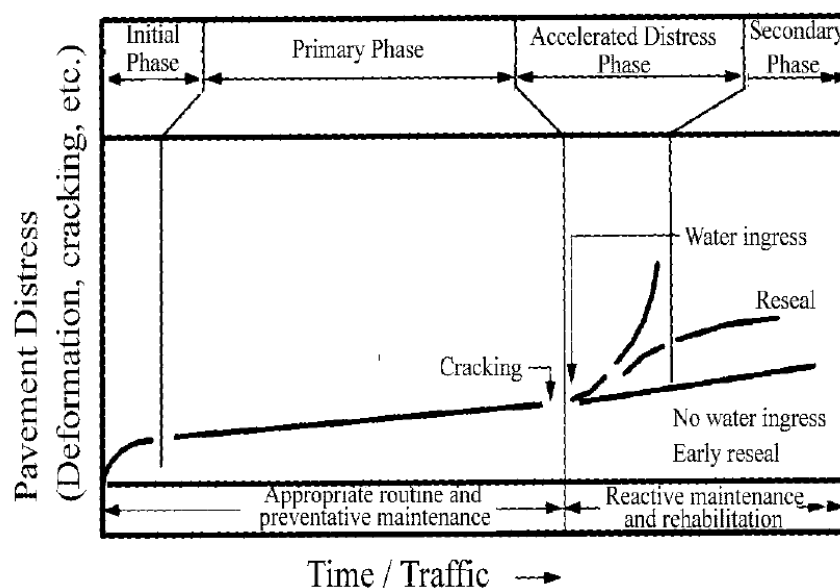
Rootsi teeregistri alusel tehtud uuring [40] näitas head korrelatsiooni teekattes olevate pragude ja roopa arenemise kiirenemise vahel, nagu näidatud ühe näitena joonisel 4.19. Leiti, et kui pragude indeks tõusis kõrgemale, kui 250, hakkas toimuma hüppeline roopa areng (joonised 4.20 ja 4.21). Samuti toodi välja, et

pragude teke asfaltkattes sõltub omakorda suuresti muldkehas kasutusel olnud materjalist ehk kogu teekonstruktsiooni kandevõimest.



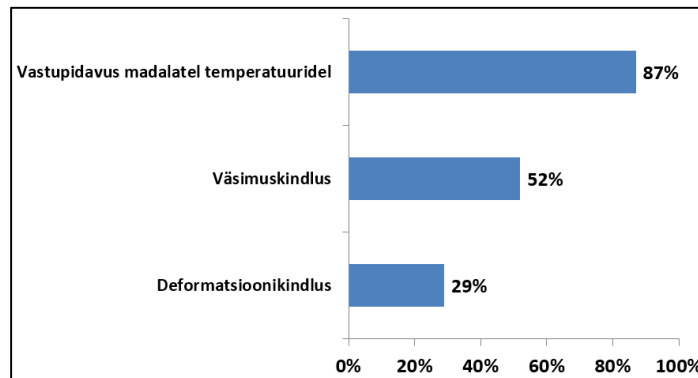
Joonised 4.20 ja 4.21. Uuringus [40] leiti seos roopa tekke hüppelise arengu ja pragude indeksi vahel.

Seost teekattes esinevate pragude ja roopa arenemise hüppelise kiirenemise vahel on käsitletud näiteks veel allikas [57], kust pärineb joonis 4.22.



Joonis 4.22. Praod asfaltkattes võimaldavad vee ligipääsu killustikalusesse, mistõttu kasvab püsiva deformatsiooni areng hüppeliselt.

Huvitava, aga vajaliku kõrvalmärkusena saab siin seoses asfaltkatete pragunemisega välja tuua Maanteeameti bituumeniuuringuga [58] leitud andmed, et bituumenist sõltub 87 % ulatuses see, kas madalatel temperatuuridel asfaltkate praguneb või mitte; väsimuspragude osas sõltub bituumenist 52 % (joonis 4.23).



Joonis 4.23. Bituumeni omadustest põhjustatud defektid teekattes [59]

Maanteeameti bituumeniuuringus toodi allikal [60] ja arutelule Aalto ülikooli professori Terhi Pellineniga seoses olukorraga Soome teekatendite üle põhinevalt mõte, et kui bituumenil ei ole piisavat vastupidavust esinevatele miinustemperatuuridele, tekivad asfaltkattesse sisse mikropaad, mis koonduvad ühte ristlõikesse, kuid mis avalduvad nähtavate temperatuuripragudena tihti alles kevadel. Põhjus on selles, et kevaditi teekatendite kandevõimed vähenevad suurenenud veesisalduse tõttu. Peamine probleem tekib niiskustundlikes (külmaohtlikes) pinnastes, mille tugevusomadused muutuvad olulisel määral seoses veesisaldusega, aga nagu nähtus käesolevast uuringust, siis probleem võib tuleneda osaliselt ka muudest teekatendi kihtidest, sh killustikalustest. Uuring [30] näitas, et lubjakivikillustik on väga tundlik veesisalduse tõusu suhtes, mis muudab materjali pehmemaks. Kui teekonstruktsiooni kandevõime on kevaditi väiksem, siis see tähendab koormusest tulenevaid suuremaid läbipaindeid, mistõttu saavad tekkinud mikropragudest suuremad praod. Väga suurt rõhku materjalide ja teekonstruktsioonide omadustele seoses veega on pandud uuringus [29], kus rõhutatakse mitmeid kordi drenaaži olulisust.

Kogu teekatend seal asetsevate erinevate materjalidega töötab koos kui kompleks ja erinevad nähtavad defektid on reeglina mitme erineva teguri koosmõju. Reeglina saab ühest tekkinud defektist alguse selle ja teiste defektide kiirenenud arenemine.

5. Järeldused ja soovitus

5.1. Stabiliseeritud kihid

Kirjanduse põhjal (nii Eestist kui välismaalt leitud allikates) tehtud analüüs näitas, et stabiliseeritud segud sobivad hästi kõrgeklassiliste teede aluste ehitamiseks. Eriti sobilik on just kompleksstabiliseeritud segu, kuna selles kombineeritakse jäikus ja elastsus ehk nii bituumen- kui ka tsementstabiliseeritud aluste positiivsed omadused. Konstruktiooni katsetus TTK katsekastis näitas kompleksstabiliseeritud aluse sobilikkust kõrgeklassilistel teedel. Kihiga ei tekkinud ühtegi probleemi.

Bituumenstabiliseeritud segud sobivad nõrgematele ja kergelt külmakerkelistele alustele (tabel 1.1), neil on hea vee- ja külmakindlus, kuid elastsusmoodul on tugevamalt sõltuv temperatuurist.

Tsementstabiliseeritud segud sobivad väga raske liiklusega teedele. Vajavad tugevat ja külmakerkekindlat alust (tabel 1.1). Esineb probleeme vee- ja külmakindlusega ning temperatuuripragunemisega. Tagavad samas suurima kandevõime ja deformatsioonikindluse.

Kompleksstabiliseeritud aluste kasutamist tuleks vältida siis, kui selle alla jääva konstruktsiooni kandevõime on madal (alla 80 MPa) ja/või külmakerkeohtlik, kui drenaaž ei ole korras. Vastasel juhul toimuvad kihis liiga suured tõmbe- ja paindepinged, mistõttu kiht hakkab pragunema. Sellisel juhul peaks eelistama bituumenstabiliseerimist või sidumata aluse ehitamist.

Teeregistri uuring kompleksstabiliseeritud aluste osas näitas kihi head vastupidavust, aga ka seda, et peamisteks defektideks olid põikpraod, mis võib viidata, et kihid on liiga jäigad. Samas võivad inventeeritud põikpraod pärineda ka asfaltbetoonist. Nimelt näitas objektidelt proovikehade puurimine, et kihtide survetugevused ei ole nii kõrged, et tekiks probleeme temperatuuripragudega, osad puurkehad lagunesid täielikult ehk kihid ei ole olnud tugevalt seotud.

Kui stabiliseeritud kiht ei ole sideainega piisavalt tugevalt seotud ehk proovikeha laguneb või seda ei ole võimalik vormida, ei ole tegemist enam stabiliseeritud kihiga, vaid sideainega modifitseeritud killustikalusega. Taoliste materjalide puhul võib probleemiks osutuda kõrge peenosiste sisaldus, mis vähendab niiskudes kihi kandevõimet ja tekitab külmakerkeid.

Kompleksstabiliseeritud kihtide tugevusomaduste (surve- ja lõhestus-tõmbetugevused) analüüs näitas, et kihtide tugevus kasvab ajas vähe kui üldse. Enamasti saavutati 7 päeva nõuded, kuid mitte enam 28 päeva omi. Kuna KS segud peavad olema samaaegselt nii jäigad kui elastsed, tuleks mõlemaid omadusi segu projekteerimisel ka silmas pidada – segu peab vastama mõlemale kriteeriumile (nii surve- kui lõhestus-tõmbetugevus).

Kirjanduse analüüs näitas, et Eesti stabiliseeritud kihtide nõuded terastikulisele koostisele on sobilikud ja vastavad Soomes läbi viidud ulatuslikes uuringutes leitud põhimõtetele. Eestis nõuetes kasutatavad

sideainete kogused vastavad uuringutes leitud sobilikele kogustele, samuti meil kasutatavad survetugevuse nõuded on piisavad. Ka leiti, et Eesti kompleksstabiliseeritud segude vee- ja külmakindlused on enamasti head.

Kasutamaks kompleksstabiliseeritud alust kõrgeklassilistel teedel, tuleb täiendavalt tähelepanu pöörata järgnevale:

- teekatendi projekteerimist puudutav - stabiliseeritud segud vajavad suhteliselt tugevat alust (tabel 1.1);
- kõrgeklassiliste teede puhul tuleks kontrollida KS segude puhul lisaks surve- ja lõhestus-tõmbetugevusele ka veekindlust ning see peaks olema Soome nõuetele tuginedes vähemalt 50% (KS segudega saavutatakse isegi üle 90%, seega võib-olla oleks mõistlik kehtestada kõrgem nõue), külmakindlust (võrreldes 28 päeva survetugevust peale 12 külmutus-sulatustsükli mõõdetud survetugevusega, ei tohiks erinevus olla üle 30%) ja külmakerkekindlust (TST väärtused peaksid jääma alla 10).
- Eestis on probleemiks ka ehitusaegne ja –järgne stabiliseeritud kihtide tiheduse mõõtmine, mida püütakse teha Inspector-seadmega, kuid millega seda tegelikult teha ei saa. Tiheduse mõõtmine peaks toimima kas kaudselt (läbi veesisalduse mõõtmise objektil, näiteks kasutades mikrolaineahju meetodikat) või otseselt kas radioaktiivse isotoobi meetodil, elektrilise tihedusmõõtja või teerullil oleva jälgimisseadmega;
- nake KS segu ja asfaltbetooni vahel. Lätis näiteks pinnatakse stabiliseeritud kihid peale valmimist. Seal on põhjuseks kihi säilitamine liikluse all, kuid samas tagab see ka parema nakke asfaltbetooniga vähendades võimalust, et kihtide vahele koguneb vett.

Eestis nõutakse KS segude osas kvaliteedikontrolli puhul kas survetugevuse või lõhestus-tõmbetugevuse väärtusi. Pääaeu kõik andmed näitasid, et viimase väärtusi ei saavutata, eriti 28 päeva vanustel proovikehadel. Põhjus võib olla selles, et KS segud segatakse külmalt ja seega freespurus olevat bituumenit ei aktiveerita. Seega, kui bituumen on liialt vananenud ehk penetratsioon langenud alla mingisuguse taseme, bituumen segu töös enam ei osale (just bituumen on see, mis määrab lõhestus-tõmbetugevuse väärtuse ehk segu elastsuse). Töös soovitati liigitleda freespuru vastavalt ekstraheeritud bituumeni penetratsioonile kas aktiivseks (bituumeni penetratsioon üle 25 mm) või mitteaktiivseks (penetratsioon alla 18 mm). Mitteaktiivsed freespuru osised käituvad nagu puhas täitematerjal olles seega kui „must kivi“ ning taolist bituumenit ei peaks käsitlema summaarse bituumenisisaldusena.

Asfaldipuru sisaldus stabiliseeritud segus ei tohiks ületada 50% isegi, kui terastikuline koostis vastab nõuetele ja isegi, kui osad teadusartiklid väitsid, et 80...100% freespuru sisaldus on võimalik. Põhjus on selles, et „musta kivi“ sisse ei ole võimalik näha ning seega võib kvaliteet seetõttu kannatada.

Eelpool toodud soovitude kehtivus tuleb kindlasti üle kontrollida laboratoorselt ning teha vajalikud muudatused kas nõuetes või segureseptides. Peale seda tuleb üle vaadata Eesti normides kasutatavad elastsusmoodulid (eriti küsitav on see, kuidas saab KS ja TS omada samu elastsusmooduleid, kuna viimane on oluliselt jäigem). Hetkel on mindud seda teed, et elastsusmoodulite numbrid on viidud igaks-juhuks madalamaks, mis on õigustatud niikaua, kuni ei ole täpselt selge kihtide tegelikud omadused ja objektidel

tehtavate tööde kvaliteet. Kui stabiliseeritud kihtide projekteerimine ja ehitamine tagab nende kõrge kvaliteedi, on mõistlik vaadata üle ka elastsusmoodulite väärtused võimaldades nii ökonoomsemaid lahendusi.

Soome, aga ma muudest allikatest leiti mõte, et kompleksstabiliseeritud segud võib ja isegi peaks asfalteerima võimalikult kiiresti peale kihtide valmimist. See võimaldab hoida keskkonda niiskena, mis aitab kaasa kasutatud tsemendi tugevuse kasvamisele ning takistab liikluse poolt kihi kahjustamist. Hetkel on Eestis nõue, et kiht peab seisma vähemalt 7 päeva. Võiks kaaluda selle aja lühendamist.

Käesolevat uuringut tuleks jätkata stabiliseeritud kihtide projekteerimise ja ehitamise faasis. Kihid tuleb projekteerida mitte paberil, vaid laboris, kus on võimalik kontrollida kõikide toimivuspõhiste (surve- ja lõhestus-tõmbetugevused, veekindlused, külmakindlused, külmakerkekindlused) nõuete vastavust. Objektidel tuleks jälgida optimaalseid veesisaldusi ja tihedusastmeid ning seda, kas nake stabiliseeritud kihi ja asfaltbetooni vahel saab tagatud. Peale seda on võimalik teha projekteerimise ja ehitamise nõuetes vajalikke korrekture.

5.2. Killustikalused, katendiarvutus ja muud

Käesolevas uuringus analüüsiti kirjanduse põhjal killustikaluste toimivust, seda mõjutavaid tegureid ja seda puudutavat katendiarvutust. Leiti, et killustikalused mõjutavad kuni 70% ulatuses seda, kas teekatenditesse tekivad pikiroopad või mitte. Enamus katendiarvutusi (sh ka Eestis kasutatav) ei arvesta killustike omadusi ega ka võimalust, et just need võivad olla alati püsivatele deformatsioonidele.

Kõige suurem mõjutus killustikaluse toimivusele on tihedus, veesisaldus ja terastikuline koostis. Eestis kehtivad nõuded killustikalustele arvestavad põhimõtteid, et need püsiks pikaajalised. Suures osas on siiski arvestamata kohaliku mineraalmaterjali ehk lubjakivikillustiku omadustega. Killustikaluse toimivuse suhtes on vaja teada selle piirtingimusi – purunemispiir, roomepiir ja plastne piir – mis on täna teadmata. Avastati, et TTK katsekastis olnud killustikalus töötas üle plastse piiri ehk püsivad deformatsioonid kasvasid selles pidevalt.

Katendiarvutuse seisukohast on ülimalt oluline määrata meil kasutatavate killustikaluste ääritingimused. Eesmärk on, et killustikalus töötaks joonise 4.11 olukorras A. Selleks on vaja määrata minimaalne seotud kihtide (sobivad nii asfaltkatted kui stabiliseeritud kihid) paksus killustikaluse peal arvestades erinevaid tegureid, mida täna kasutatav katendiarvutusmetoodika teha ei võimalda.

Killustikaluste osas tuleks uurida järgmisi tegureid:

- sooritada Teeregistril põhinev analüüs, nagu tehti käesolevas uuringus stabiliseeritud aluste osas, mis võimaldab hinnata nende seisukorda. Võimalik, et tuleb teha ka täiendavaid mõõtmisi ja võtta olemasolevatelt teedelt proove;
- leida Eestis olemasoleva lubjakivikillustiku ääritingimused koormustaluvuse suhtes (veesisaldus ja pinged). Käesolev ja varasemalt tehtud uuring TTK katsekastis näitasid, et veel on lubjakivikillustiku käitumisele ääretult suur mõju. Ääritingimuste leidmine võimaldaks suurema kindlusega kasutada kohalikku mineraalmaterjali ja seada ette tingimused, mis tagavad selle toimivuse.

- leida meil kasutatava kahekihilise killustikaluse (lubjakivi all ja graniitkivi peal) ääritingimused. Käesolev ja varasemalt TTK katsekastis olnud uuringud näitasid, et kahekihilise killustikaluse kasutamine kõrgeklassistel teedel on olnud hea otsus, kuid siiski on teadmata selle tugevuspiirid.
- Tihendamise kontroll. Kas praegused nõuded Inspectori väärtuses (min. 170 MPa) osas on piisavad? Kas Inspector-seade ise on killustikaluste osas piisav?

Käesolevas uuringus näidati põgusalt, kui tihedalt on kogu teekonstruktsioon omavahel seotud. Maanteeamet on õigustatult pööranud suurt tähelepanu sellele, et teekonstruktsioonides kasutataks hästi filtreeruvaid materjale ning et asfaltkatted oleksid ja püsiksid korras.

Kokkuvõte

Käesolev uuring näitas väliskirjandusele, varasematele Eestis tehtud uuringutele, Teeregistri andmetele ja TTK katsekastis sooritatud katsetusele tuginedes, et stabiliseeritud aluseid koos freespuruga võiks kasutada ka kõrgeklassilistel teedel (AKÖL üle 8000), kuid sellejaoks on vaja määrata kihtide omadused projekteerimisfaasis täpsemalt ehk panustada rohkem stabiliseeritud kihtide toimivuspõhisesse projekteerimisse ning täiustada tööde objektipealset kvaliteedikontrolli. Sellele järgnevalt on võimalik üle vaadata ka kihtide arvutuslikud elastsusmoodulite väärtused, mis on hetkel varu mõttes suhteliselt madalad, mis omakorda võimaldab tõsta stabiliseeritud kihtide väärtuslikkust.

Lisaks näitas uuring, et kahekihiliste killustikaluste (lubjakivikillustik + tardkivikillustik) kasutamise nõue kõrgeklassilistel teedel on õigustatud. Siiski tuleks pöörata veel täiendavat tähelepanu sidumata kihtide tugevusomadustele ja nende kasutamisega seotud piiridele, mis on hetkel teadmata. Seejärel oleks vajadus täiustada kas katendiarvutusmetoodikat või katendite konstrueerimise põhimõtteid.

Kokkuvõtteks võib öelda, et lähiminevikus on astutud ja ka praegu tehakse õigustatud samme teede eluigade tõstmiseks ja sellega tuleks jätkata lahendades käesolevas uuringus tõstatatud küsimused eelkõige seoses killustikaluste toimivusega.

Viidatud allikate loetelu

1. Tee ehitamise kvaliteedi nõuded, RT I, 07.08.2015, 1;
2. Stabiliseeritud katendikihtide ehitamise juhend, Maanteeamet 2005-2;
3. Wirtgeni külmstabiliseerimise käsiraamat, teine väljaanne. 2004;
4. Life+ 09/ENV/227 OSAMAT. Applications, Piloting and Verification Actions Narva-Mustajõe Pilot Report. January 2015;
5. Aheraine killustiku omaduste kaardistamine Eestis ning nõrga kivi vääristamise teadusuuringud, lõpparuanne. Maanteeamet 2015-1
6. Eelmise sajandi 70-80-ndatel aastatel ehitatud põlevkivituhaga stabiliseeritud katete seisukorra uuring, Maanteeamet 2005-56
7. Kontson, K. Kompleksstabiliseerimise omadused ja TTK kompleksstabiliseeritud alusega teekonstruktsiooni katsetus. Tallinna Tehnikakõrgkool 2012.
8. Päälysrakenteen stabilointi, Tiehallinto 2007
9. InfraRYL 2010, Rakennustieto
10. Huvstig, A., (2009), bilaga 1: beräkning av spänningar och permanenta deformationer i en ägkropp (appendix 1: Estimation of Stresses and Permanent Strains in Road Pavement, in Swedish). Vägverket, Road Engineering department
11. Elastsete teekatendite projekteerimise juhendis 2001-52
12. Bocci, M., Grilli, A., Cardone, F., Ferrotti, G. Full-depth reclamation for the rehabilitation of local roads: a case study. International Journal of Pavement Engineering, 2014. Vol. 15, No. 3, 191–201
13. Bocci, M., Grilli, A., Cardone, F., Graziani, A. A study on the mechanical behaviour of cement-bitumen treated materials. Construction and Building Materials 25 (2011) 773-778
14. Gracia, A., Lura, P., Partl, N., M., Jerjen, I. Influence of cement content and environmental humidity on asphalt emulsion and cement composites performance. Materials and Structure (2013) 46:1275-1289
15. Baghini, M., S., Ismail, A., Karim, M., R. Evaluation of cement treated mixtures with slow setting bitumen emulsion as base course material for road pavements. Construction and Building Materials 94 (2015) 323-336
16. Grilli, A., Bocci, M., Tarantino, A. M. Experimental investigation on fibre-reinforced cement treated materials using reclaimed asphalt. Construction and Building Materials 38 (2013) 491-496
17. Gabriele TEBALDI, Eshan DAVE, Paul Marsac, Patrick MURAYA, Martin HUGENER, et al. Classification of recycled asphalt (RA) material. 2nd International Symposium on Asphalt Pavement and Environment, Oct 2012, France. TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 14p, ill., bibliogr.

18. Dane A. Cooley. Effects of Reclaimed Asphalt Pavement on Mechanical Properties of Base Materials
19. Grilli, A., Bocci, M., Tarantino, A. M. Experimental investigation on fibre-reinforced cement treated materials using reclaimed asphalt. *Construction and Building Materials* 38 (2013) 491-496
20. Evaluation and Mix Design of Cement-Treated Base Materials with High RAP Content. Paper Number 11-2742 2011 Annual TRB Meeting
21. Ashley Vannoy Brown. Cement Stabilization of Aggregate Base Materials Blended with Reclaimed Asphalt Pavement
22. Saarenketo, T., and Scullion, T. Using Electrical Properties to Classify the Strength Properties of Base Course Aggregates, Research Report 1341-2. Project No. 1341. Texas Transportation Institute, College Station, TX. July 1995
23. Performance-Related Tests of Recycled Aggregates for Use in Unbound Pavement Layers. NCHRP Report 598. TBR 2008
24. ВСН 46-83. ИНСТРУКЦИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ДОРОЖНЫХ ОДЕЖД НЕЖЕСТКОГО ТИПА
25. ОДН 218.046-01
26. Kyösti Laukkanen, Pekka Halonen, Erkki Pyy: Sitomattomien materiaalien jatkuvatoiminen tiivistystarkkailu (Tiivi-projekti). Liikennevirasto, väylätekniikkaosasto. Helsinki 2012. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 25/2012
27. FWD mõõtmistulemuste alusel arvutatud parameetrite SCI, BDI ja BCI kasutamine teekatendi seisukorra hindamisel, Maanteeamet 2007
28. Road wear from Heavy Vehicles. Report nr 08/2008. NVF committee Vehicles and Transports
29. Varin, P., Saarenketo, T. Effect of Axle and Tyre Configurations on Pavement Durability – a Prestudy. Roadex report 2014
30. Kohalike mineraalmaterjalide optimaalse kasutamise uuring Eesti teedemajanduses. Erinevatest karbonaatsetest settekiivimitest valmistatud aluste vastupidavuse erinevuste väljaselgitamine. Kvarts- ja paekivi liivast mulde vastupidavuse võrdlus koos tasuvusanalüüsiga. Materjalide kasutamiskriteeriumite ettepanekud, Maanteeamet 2013
31. Significant Findings from Full-Scale Accelerated Pavement Testing. NCHRP Synthesis 325
32. ROAD EX Permanent Deformation e-õppekursuse peatükk 2
33. Bonaquist, R., “Summary of Pavement Performance Tests Using the Accelerated Loading Facility: 1986–1990,” *Transportation Research Record 1354*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1992a, pp. 74–85.
34. Bonaquist, R., “An Assessment of the Increased Damage Potential of Wide-Based Single Tires,” *Proceedings of the 7th International Conference on Asphalt Pavements, Vol. 3: Design and Performance*, Nottingham, United Kingdom, Aug. 1992b, pp. 1–16.
35. Foley, G.D. and K.G. Sharp, *Relative Effect of Wide Base Radial Tyres on Pavement Performance*, Research Report ARR 351, Austroads, Melbourne, Australia, 2001, 40 pp.
36. Corté, J.-F., Y. Brosseau, J.-P. Kerzreho, and A. Spornol, “Study of Rutting of Wearing Courses on the LCPC Test Track,” *Proceedings of the 8th International Conference on Asphalt Pavements*, Seattle, Wash., Aug. 10–14, 1997, pp. 1555–1568

37. Lourens, J.P., *Towards Improved Understanding of Surfacing, Base, and Tyre Interaction for Low-Cost Pavement Design*, South African Department of Transport, Chief Directorate Roads, Report No. RR 93/559, Pretoria, South Africa, 1995.
38. Lekarp, F. (1997): *Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials*. Licentiate Thesis. Kungliga Tekniska Högskolan, 1997.
39. Arvidsson, H. HVS-test för skattning av nedbrytningseffekter från den tunga trafikens belastning. VTI notat 35-2014
40. Acikgöz, O., Rauf, R. Analysis of Parameters Affecting Permanent Deformation in Road Pavement. Chalmers University of Technology, 2010.
41. Englund, J. Analysis of Resilient Behaviour of Unbound Materials for the Purpose of Predicting Permanent Deformation Behaviour. Chalmers University of Technology, 2011.
42. De Beer, M., C. Fisher, and F.J. Jooste, "Determination of Pneumatic Tyre/Pavement Interface Contact Stresses Under Moving Loads and Some Effects on Pavements with Thin Asphalt Surfacing Layers," *Proceedings of the 8th International Conference on Asphalt Pavements*, Seattle, Wash., Aug. 10–14, 1997, pp. 179–227
43. Asfaldist katendikihtide ehitamise juhis. Maanteeamet 2015.
44. Vanade teekonstruktsioonide ja killustikaluste vastupidavuse teadusuuring, lõpparuanne. Maanteeamet 2013-19.
45. Jaaniso, V. Pinnasemehaania inseneridele;
46. Ping, W.V., Xing, G., Leonard, M., Yang, Z. (2003). Evaluation of Laboratory Compaction Techniques for Simulation Field Soil Compaction (Phase II). Florida State University
47. Elastsete teekatendite projekteerimise juhendi pinnaste klassifikatsiooni kohandamine EVS-EN ISO 14688-1 ja 2 klassifikatsioonile. Ühtlaseteralisel liiva ($C_u < 3$) geotehnilisi omadusi mõjutavad tegurid. Maanteeamet 2014.
48. Dawson A. R. (1990): *Introduction to soils and granular materials*, Lecture notes from Residential Course, Bituminous Pavements - materials, design and evaluation, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, 1990.
49. Korkiala-Tanttu, L. Calculation method for permanent deformation of unbound pavement materials. VTT 2008;
50. Barksdale R. D. (1972): *Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials*. Proceeding of 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, London, 1972.
51. Kolisoja, P., Dawson, A. (2004): *Permanent Deformation*. ROADDEX Northern Periphery II, October 2004, pp. 12-17.
52. Odermatt, N., Wiman, L.G., Arm, M. and Magnusson, R. 2004. Deformation of Unbound Pavement Materials – Heavy Vehicle Simulator and Cyclic Load Triaxial Tests. 2nd International Conference on the Accelerated Pavement Testing, Minneapolis. 20 p
53. Ekblad, J. 2004. Influence of water on resilient properties of coarse granular materials. Licentiate Thesis, Kungliga Tekniska Högskolan (KTH), Stockholm, 2004. TRITA-VT FR 03:03. ISSN 1650-867X. 192 p
54. Arnold, K., G. Rutting of Granular Pavements. University of Nottingham 2004;

55. Werkmeister S., Wellner F., Oeser M., Moeller B., 2004: Design criteria of granular pavements layers. Proceedings of the 6th international symposium on pavements unbound (UNBAR 6) July 2004, Nottingham, England, UK.
56. Theyse, H.L., Legge, F.T.H., Pretorius, P.C. and Wolff, H. (2007): *A Yield Strength Model for Partially Saturated Unbound Granular Material*. Road and Pavement Materials, Vol. 8. No. 3/2007, July–September, pp. 423–448.
57. Rust, F.C., S.V. Kekwick, E.G. Kleyn, and E.S. Sadzick, “The Impact of the Heavy Vehicle Simulator (HVS) Test Programme on Road Pavement Technology and Management,” Proceedings of the 8th International Conference on Asphalt Pavements, Seattle, Wash., Aug. 10–14, 1997.
58. Uued viisid bituumensideainete kvaliteedimaduste määramiseks ja võimalused nende rakendamiseks, pidades silmas konkreetsele objektile vastavaid kriteeriume sideaine eeldatavast elueast ja kasutuskohast lähtuvalt, lõpparuanne. Maanteeamet 2015.
59. Kontson, K. ettekanne „Bituumeni keemiline koostis, omadused ja mõju teede elueale. 25.09.15 TTÜ;
60. Soleimani, A., Walsh, S., Hesp, A. M. Asphalt Cement Loss Tangent as Surrogate Performande Indicator for Control of Thermal Cracking. TRB 2009

Lisad

Lisa 1. TTK katsekastis katsetatud stabiliseeritud segu omadused enne ja pärast katset

Tootja Nordecon AS
Norm

Kooskõlastanud

KS-32

(nimi, allkiri, kuupäev)

Tee number ja nimetus
Stabisegu retsept nr

T11196 Klooga jaama tee km 0,0-2,5 remont
01/09.07.2014

PK/0+55-25+19

Freespuru

Nr	PK+	Bit	0,063	0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	12,5	16	31,5	63
1	laoplat	5,4	14,5	17	22	30	39	50	63	86	99	100	100	100
	laoplat	5,0	11,6	13	18	25	32	39	49	67	84	89	100	100
	laoplat	5,0	13,1	16	20	25	31	40	55	78	89	91	100	100
	laoplat	5,1	12,5	15	20	27	35	43	54	71	85	92	100	100
	Keskm	5,1	12,9	15	20	27	34	43	55	76	89	93	100	100

Lisatav täitematerjal

Nr	fr	Tüüp	Tootja dekl / karjäär	Ter tih t/m ³	LA	f	MB	C	FI	F	Huu- mus
2	16/32	Lubja	.08-CPR-2013/07/01 Vasalemn	-	30	2	-	-	-	-	-
3											

Hüdrauliline sideaine

Projekteeritud segu koostis

Kihi paksus 0,15

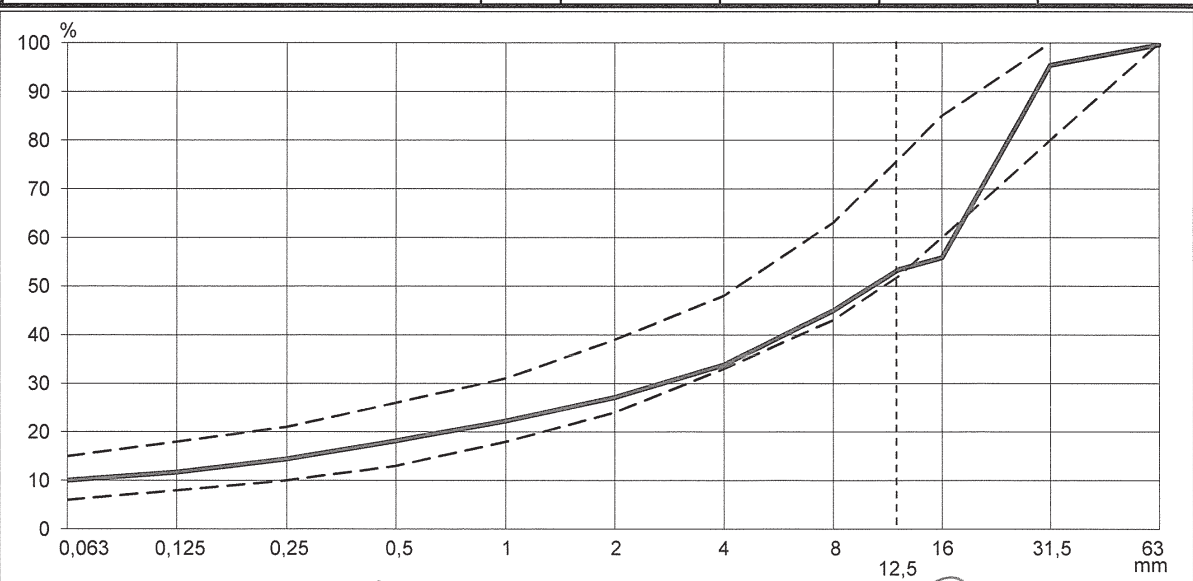
4	Mark	HRB 32,5E	Materjal	Materjali osakaal %	Mat vajadus
	Tootja / dekl	Kunda Nordic Tsement AS	Nr	fr	kg/m ²
Bituumensideaine			1	fr puru	55
					53,4
					180,1
5	Mark	70/100	2	16/32	42
	Tootja / dekl	Nynas / CPR-EE-0012	3	0	0
	Bit sisaldus %	100	4	tsem	2,6
					2,5
Vesi			5	bit	B
					3,4
					BE kg
					2,1
6			Sum	100	100,0
					BE %
					0,6
			6	vesi	3,0
					10,1

Terastikuline koostis

Nr	Mat	0,063	0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	12,5	16	31,5	63
1	Freepuru	12,9	15	20	27	34	43	55	76	89	93	100	100
2	16/32	1,5	2	2	2	2	2	2	2	4	5	90	100
3	0												
4	HRB 32,5E	88,8	96	99	100	100							
Projekt		10	12	14	18	22	27	34	45	53	56	95	100
Norm	min	6,0	8	10	13	18	24	33	43	52	60	80	100
	max	15,0	18	21	26	31	39	48	63	76	85	100	

Projekteeritud segu omadused

Optimaalne niiskus %	Mahumass kg/m ³	Erimass kg/m ³	JP %	Survetugevus Mpa		ITS kPa
				7 päeva	28 päeva	
3,0	2250	-	-	-	-	-
Norm						



Koostanud

[Signature] 10.07.14
(nimi, allkiri, kuupäev)

Kinnitanud

[Signature] 10.07.2014
(nimi, allkiri, kuupäev)



1162

AS Nynas
Õli 5, EE-74115 Maardu, Eesti

13

CPR-EE-0012

EN 12591
Teebituumen
70/100



1162

AS Nynas
Õli 5, EE-74115 Maardu, Eesti

13
CPR-EE-0012

EN 12591
Teebituumen
70/100

Penetratsioon, 25 °C	mm/10	70-100
Pehmenemistäpp	°C	43-51
Pärast kuumutamist, RTFOT, 163 °C		
Jääkpenetratsioon 25 °C	%	≥ 46
Pehmenemistäpi tõus	°C	≤ 9
Penetratsiooni indeks		NPD
Dünaamiline viskoossus, 60 °C	Pa • s	≥ 90
Murdumistäpp (Fraass)	°C	≤ -10
Leektäpp, Clevelandi lahtine tiigel	°C	≥ 230
Lahustuvus toluenis	%	≥ 99,0
Kinemaatiline viskoossus, 135 °C	mm ² /s	≥ 230
Pärast kuumutamist, RTFOT, 163 °C		
Massi muutu, max	%	± 0,8



TOOTMISOHJE SERTIFIKAAT CERTIFICATE OF FACTORY PRODUCTION CONTROL

Nr 027/05

Lähtudes Ehitusseaduse (RT I 2002, 47, 297; 99, 579; 2003, 25, 153; 2004, 18, 131) § 5 sätestatust kinnitatakse käesolevaga, et standardi

EVS 766 : 2000 (Hüdrauliline teesideaine. Koostis, spetsifikaadid ja vastavuskriteeriumid) nõuete kohane

hüdrauliline teesideaine HRB 32,5 E

kasutamiseks teekatendi aluse üla- ja alakihide ehitamiseks, samuti pinnase stabiliseerimiseks ja tugevdamiseks

on toodetud

AS Kunda Nordic Tsement

(reg. nr. 10156772, Jaama 2, 44106 Kunda),

on läbinud tootja poolt teostatud esmased tüübikatsetused ning tootmine vastab tootmisohjele.

Tallinna Tehnikaülikooli Sertifitseerimisasutus

tunnustatud asutusena on teostanud tehase esmase ülevaatuse ja tootmisohje kontrolli ning jälgib, hindab ja tunnustab pidevalt tehase tootmisohjet.

Käesolev sertifikaat tõendab, et kõik tingimused seoses vastavustõendamisega ja standardis

EVS 766 : 2000

toodud nõuetega on täidetud.

Sertifikaat väljastati esmakordselt 20. juulil 2005. aastal ja kehtib kuni pole oluliselt muudetud toodete siin esitatud tehnilise kirjelduse tingimusi, tootmistingimusi või tehase tootmisohje süsteemi.

Tallinnas, 20. juulil 2005. a.


Toomas Laur
Tallinna Tehnikaülikooli
Sertifitseerimisasutuse direktor



EÜ TOIMIVUSDEKLARATSIOON nr. 08 – CPR – 2013/07/01

1. Tootetüübi kordumatu identifitseerimiskood: lubjakivikillustik E - 16/32
2. Tüübinumber: 16/32
3. Tootja poolt ettenähtud ehitustoote kasutusotstarve: looduslik täitematerjal kasutamiseks ehitustöödel ja tee-ehituses
4. Tootja nimi ja aadress: Nordkalk AS, Lemmaru, Vasalemma vald, Harjumaa, 76 101
5. Volitatud esindaja nimi : ei kohaldu
6. Ehitustoote toimivuse püsivuse hindamise ja kontrollimise süsteem: süsteem 2+
7. Teavitatud tootmisohje sertifitseerimisasutus nr. 1403 TEEDE TEHNOKESKUS AS teostas tootva tehase esmase ülevaatus ja tehase tootmisohje esmase ülevaatus ning teostab tehase tootmisohje pidevat järelvalvet ja hindamist ning andis välja tootmisohje sertifikaadi nr.1403 – CPD - 0058.
8. Ei kohaldata
9. Deklareeritud toimivus:



1403

Nordkalk AS, Lemmaru, Vasalemma vald, 76 101 Harjumaa, Eesti

09

1403 – CPD – 0058

Vasalemma karjääri täitematerjal

Ühtlustatud tehniline kirjeldus: EVS-EN 13242:2006+A1:2008

Ehitustöödel ja tee-ehituses kasutatavad sidumata ja hüdrauliselt seotud täitematerjalid

Põhiomadused	Ühik	Toimivus	Kategooria
Terasuurus	-	16/32	G _c 80-20
Kesksõela (22,4 mm) hälve	massi-%	30 - 60	GT _c 25/15
Tera kuju: plaatsustegur	massi-%	7	FI ₂₀
Tera kuju: kujutegur	massi-%	6	SI ₂₀
Tera tihedus	Mg/m ³	2,59 – 2,71	-
Veeimavus	massi-%	1,7	WA ₂₄ 2
Puhtus: peenosiste sisaldus	massi-%	0,8	f ₂
Purunemiskindlus 10/14	massi-%	27	LA ₃₀
Radioaktiivne kiirgus, eriaktiivsuse indeks	-	1 ≤	-
Kestvus: külmakindlus	massi-%	2,2	F4

10. Punktides 1 ja 2 kindlaksmääratud toote toimivus on kooskõlas punktis 9 osutatud deklareeritud toimivusega.
Käesolev toimivusdeklaratsioon on välja antud punktis 4 nimetatud tootja ainuvastutusel.

Tootja poolt ja nimel allkirjastanud:

Toomas Post , tootmis- ja tehnikadirektor

Vasalemma, 28. juuni 2013

KATSEPROTOKOLL
NR 1789/14

08.07.2014 nr 7-6.4/3101

Lk 1/1

Tellija NORDECON AS – hr Laas Öun

Töö ülesanne Riigimaanteelt nr 11196, Klooga – Jaama teelt km 0,0- 2,5 võetud lubjakivi killustiku fr 16/32 mm katsetamine.

Proovide kirjeldus Proov võeti 16.06.14 ja toodi laborisse katsetamiseks 17.06.14 tellija esindaja poolt.

Proov oli tellija poolt tähistatud: lubjakivi killustik Vasalemma krj. fr 16/32 PK 2+50

Laboris registreeriti proov registreerimisnumbriga 2543.

Katsetamine ja tulemused Los Angelese katse jaoks vajamineva fraktsiooni saamiseks purustati proov eelnevalt laboratoorses lõugpurustis.

* – Eesti Akrediteerimiskeskuse poolt akrediteerimata katse.

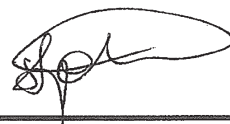
Jrk nr	Omadus	Katsemeetod	Proovi		Katsetamise		Tähis
			nr	fr mm	fr mm	tulemus	
1.	Purunemiskindlus Los Angelese katsel	EVS-EN 1097-2:2010	2543	16/32	10/14	29	LA
2.	Lihtsustatud petrograafiline analüüs	*EVS-EN 932-3:2000+A1:2003	2543	16/32	16/31,5	Settekivid 100 %	-

Saadud tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Vastutav teostaja

Amet Labori spetsialist

Nimi Kristjan Johanson



Protokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda labori kirjalik luba.

Labor väljastab ainult värvilise templiga katseprotokolle.

NORDECON AS
 Pärnu mnt 158/1
 11317 TALLINN

KATSEPROTOKOLL NR 1538/14

26.06.2014 nr 7-6.4/2791

Lk 1/1

Tellija NORDECON AS – hr Laas Õun

Tööülesanne Harku – Laagri objekti freesipuru proovi katsetamine (tasndusfrees).

Proovide kirjeldus Proov võeti 09.06.14 kell 10.00 ja toodi laborisse katsetamiseks 17.06.14 tellija esindaja poolt.

Laboris registreeriti proov registreerimisnumbriga 2553.

Katsetamine ja tulemused

Jrk nr	Omadus	Katsemeetod	Proovi		Katsetamise		Tähis
			nr	fr mm	fr mm	tulemus	
1.	Lahustuva sideaine sisaldus	EVS-EN 12697-1:2012 (massierinevuste meetod)	2553	-	-	5,4 %	S

2. Terakoostis EVS-EN 12697-2:2003+A1:2007 järgi:

reg nr	Läbib sõela ava (mm) massi %-des														
	45	31,5	25	20	16	12,5	8	6,3	4	2	1	0,5	0,25	0,125	0,063
2553					100	99	86	77	63	50	39	30	22	17	14,5

Saadud tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Vastutav teostaja

Amet Labori peaspetsialist

Nimi Andrus Märtnmaa



Protokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda labori kirjalik luba.

Labor väljastab ainult värvilise templiga katseprotokolle.

TEEDE TEHNOKESKUS AS
 Väike-Männiku 26
 11216 Tallinn, Eesti
 Reg nr 10701123

Telefon: +372 677 1500
 Faks: +372 677 1523
 info@teed.ee
 www.teed.ee

IBAN: EE962200221015207729
 Swedbank, kood 767
 SWIT/ BIC: HABAE2X
 KMKR: EE100793262

NORDECON AS
Pärnu mnt 158/1
11317 TALLINN

KATSEPROTOKOLL
NR 1280/14

12.06.2014 nr 7-6.4/2452

Lk 1/1

Tellija NORDECON AS – hr Laas Õun

Tööülesanne Riigimaantee nr 11196 Klooga jaama tee km 0,0 – 2,5 võetud freesipuru proovide katsetamine.

Proovide kirjeldus Proovid võeti 03.06.14 kell 09.00 ja toodi laborisse katsetamiseks 04.06.14 tellija esindaja poolt.

Laboris registreeriti tellija tähistusega proovid järgmiselt:

- tähistusega „PK 2+00” registreerimisnumbriga 2232,
- tähistusega „PK 7+50” registreerimisnumbriga 2233,
- tähistusega „PK 19+00” registreerimisnumbriga 2234.

Katsetamine ja tulemused

Jrk nr	Omadus	Katsemeetod	Proovi		Katsetamise		Tähis
			nr	fr mm	fr mm	tulemus	
1.	Lahustuva sideaine sisaldus	EVS-EN 12697-1:2012 (massierinevuste meetod)	2232	-	-	5,0 %	S
			2233	-	-	5,0 %	
			2234	-	-	5,1 %	

2. Terakoostis EVS-EN 12697-2:2003+A1:2007 järgi:

reg nr	Läbib sõela ava (mm) massi %-des														
	45	31,5	25	20	16	12,5	8	6,3	4	2	1	0,5	0,25	0,125	0,063
2232	-	-	100	95	89	84	67	61	49	39	32	25	18	13	11,6
2233	-	100	97	95	91	89	78	70	55	40	31	25	20	16	13,1
2234	-	-	100	96	92	85	71	65	54	43	35	27	20	15	12,5

Saadud tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Vastutav teostaja

Amet Labori peaspetsialist
Nimi Andrus Märtnmaa


Protokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda labori kirjalik luba.

Labor väljastab ainult värvilise templiga katseprotokolle.

TEEDE TEHNOKESKUS AS
Väike-Männiku 26
11216 Tallinn, Eesti
Reg nr 10701123

Telefon: +372 677 1500
Faks: +372 677 1523
info@teed.ee
www.teed.ee

IBAN: EE962200221015207729
Swedbank, kood 767
SWIT/ BIC: HABAE2X
KMKR: EE100793262

KATSEPROTOKOLL NR 5383/14

30.12.2014 nr 7-6.4/8285
Lk 1/5

Tellija Tallinna Tehnikakõrgkool – hr Sven Sillamäe

Tööülesanne Kompleksstabiliseeritud segu (KS 32) katsetamine.

Proovide kirjeldus Kompleksstabiliseeritud segu toodi 25.07.14 tellija esindaja poolt (kinnistes kastides) laborisse katsetamiseks.

Laboris registreeriti proov registreerimisnumbriga 3454.

Katsetamine ja tulemused Proovist valmistati laboris 25.07.14 proovikehad:

- Modifitseeritud Proctoriga, EVS 13286-2:2010 standardi järgi
- Guraatoriga, EVS-EN 12697-31:2007 standardi järgi

Proovikehad hoiti vastavalt 7, 28, 56, 72 või 120 päeva konditsioneeritud ruumis temperatuuril 20 ± 2 °C, relatiivse niiskusega 65 ± 5 %. Niiskuskao vähendamiseks olid proovikehad kilega kaetud.

Proovikehade mahumass (ilma proovikeha kuivatamata) määrati EVS-EN 12697-6:2012 (meetod D) järgi.

Survetugevus määrati *EVS-EN 13286-41:2003 järgi. Kaudne tõmbetugevus määrati *EVS-EN 13286-42:2003 järgi.

Veekindlus määrati EVS-EN 12697-12:2008 (meetod A) järgi. Külmakindlus määrati EVS 814:2003 järgi. Veekindluse ja külmakindluse proovikehad valmistati guraatortihendajaga.

* – Eesti Akrediteerimiskeskuse poolt akrediteerimata katse

Katsetulemused on esitatud lk 2/5 – 3/5 ja fotod proovidest lk 4/5 – 5/5.

Saadud tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Vastutav teostaja

Amet Labori juhataja

Nimi Silver Siht



Protokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda labori kirjalik luba.

Labor väljastab ainult värvilise templiga katseprotokolle.

1. Segus oleva täitematerjali katsetused:

Jrk nr	Omadus	Katsemeetod	Proovi		Katsetamise		Tähis
			nr	fr mm	fr mm	tulemus	
1.1	Terakuju plaatsusteguri järgi	EVS-EN 933-3:2012	3454	0/32	4/31,5	6 %	FI
1.2	Purunemiskindlus Los Angelese katsel	EVS-EN 1097-2:2010	3454	0/32	4/8	28	LA
1.3	Veesisaldus	EVS-EN 1097-5:2008	3454	0/32	-	6,4 %	-

Märkus 1: Enne täitematerjalide katsetusi eemaldati ekstraheerimise käigus segust sideaine standardi EVS-EN 12697-1:2012. Los Angelese katse jaoks vajamineva fraktsiooni saamiseks purustati proov osaliselt eelnevalt laboratoorses lõugpurustis.

2. Proovikehade survetugevus *EVS-EN 13286-41:2003 järgi:

Reg. Nr.	Vanus, päeva	Diam., mm	Kõrgus, mm	Mass, g	Tihedus, kg/m ³	Jõud, kN	Tugevus, MPa	Proovikeha valmistamise viis
3454-3	7	151,0	122,5	4847	2209	33,4	1,9	Proctor
3454-4		151,0	120,5	4770	2210	38,0	2,1	
3454-5	28	152,0	120,5	4628	2117	46,6	2,6	
3454-6		152,5	120,0	4672	2132	52,8	2,9	
3454-7		151,0	122,0	4681	2143	46,2	2,6	
3454-11	56	151,0	120,5	4682	2170	42,6	2,4	
3454-12		150,5	125,0	4920	2213	62,2	3,5	
3454-15	72	150,4	128,2	4894	2149	55,9	3,1	
3454-16		152,6	120,6	4609	2090	36,1	2,0	
3454-19	120	150,5	120,5	4581	2137	46,4	2,6	
3454-20		150,5	123,5	4838	2202	54,7	3,1	

3. Proovikehade kaudne tõmbetugevus *EVS-EN 13286-42:2003 järgi:

Reg. Nr.	Vanus, päeva	Diam., mm	Kõrgus, mm	Mass, g	Tihedus, kg/m ³	Jõud, kN	Tugevus, MPa	Proovikeha valmistamise viis
3454-1	7	150,5	121,5	4771	2207	6,2	0,22	Proctor
3454-2		150,5	121,5	4818	2229	4,3	0,15	
3454-8	28	150,5	106,0	4093	2171	7,7	0,31	Güraator
3454-9		150,0	106,0	4133	2206	7,5	0,30	
3454-10		151,0	105,0	3906	2077	2,1	0,08	
3454-13	56	151,0	124,0	4894	2204	8,4	0,29	Proctor
3454-14		152,0	122,0	4723	2133	3,6	0,12	
3454-17	72	151,0	123,2	4747	2152	9,6	0,33	
3454-18		151,8	126,8	4826	2103	5,7	0,19	
3454-21	120	152,0	118,5	4489	2088	5,5	0,20	
3454-22		151,0	122,5	4790	2184	10,0	0,34	

4. Segu veekindlus EVS-EN 12697-12:2008 järgi:

Jrknr	Omadus	Katsemeetod	Katsetamise tulemus	Tähis
4.1	Kaudne tõmbetugevus kuivalt 15 °C juures	EVS-EN 12697-12:2008 (meetod A)	406 kPa	ITS _d
4.2	Kaudne tõmbetugevus veega küllastunult 15 °C juures		384 kPa	ITS _w
4.3	Veekindlus		95 %	ITSR

5. Segu külmaskindlus EVS 814:2003 järgi:

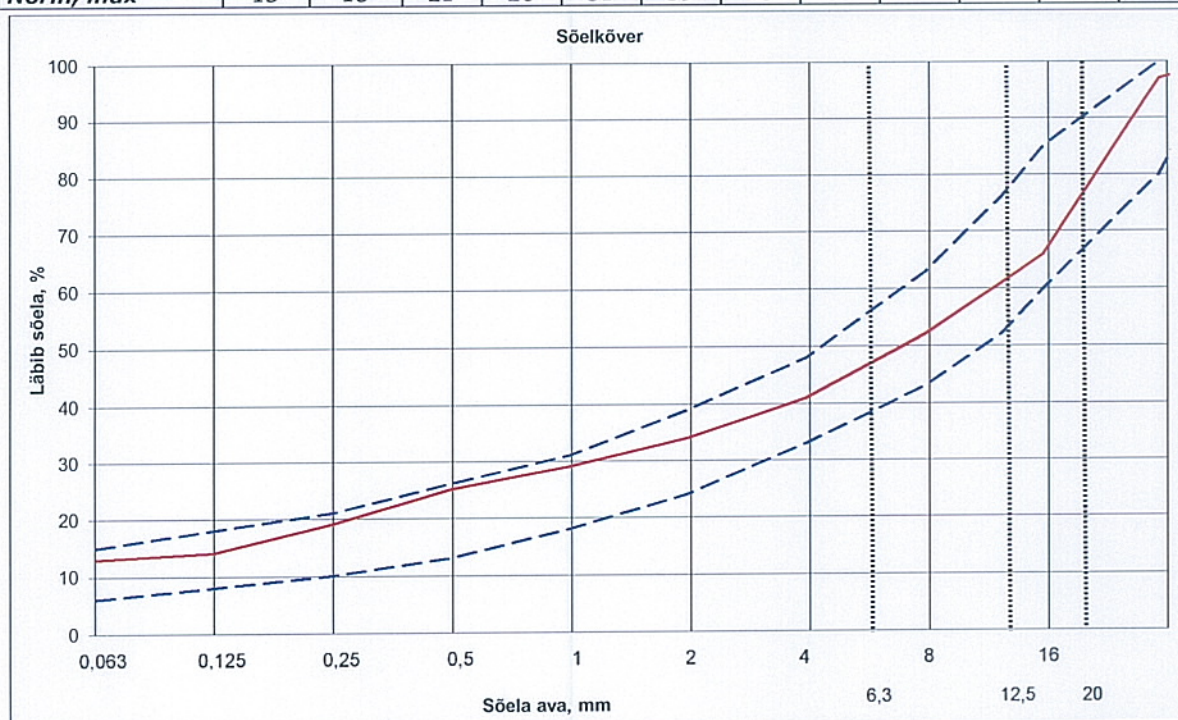
Prk. tähis		Murenenud materjali tsüklitel S_{nr} kg/m ²		
		7	14	28
3454-1	Kokku n tsüklil:	0,53	0,93	1,02
			1,46	2,48
3454-2	Kokku n tsüklil:	0,43	0,43	1,22
			0,86	2,08
3454-3	Kokku n tsüklil:	0,15	0,78	0,63
			0,93	1,56
3454-4	Kokku n tsüklil:	0,65	0,79	1,43
			1,44	2,87
Proovi keskmine tsüklitel:		0,44	0,73	1,08
Proovi keskmine tsüklitel: kokku:		0,44	1,17	2,25
Standardhälve:				0,56

6. Segu sideaine sisaldus:

Jrk nr	Omadus	Katsemeetod	Katsetamise tulemus	Tähis
6.1	Lahustuva sideaine sisaldus	EVS-EN 12697-1:2012 (massierinevuste meetod)	4,3 %	S

7. Segu terakoostis EVS-EN 12697-2:2003+A1:2007 järgi:

Sõela ava, mm	0,063	0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	12,5	16	31,5	63
Faktiline	12,9	14	19	25	29	34	41	52	61	66	97	100
Norm, min	6	8	10	13	18	24	33	43	52	60	80	100
Norm, max	15	18	21	26	31	39	48	63	76	85	100	



Märkus 2: Segukõvera välja piirid (Norm, min ja Norm, max) on võetud juhendist „Stabiliseeritud katendikihtide ehitamise juhised“ (Kinnitatud Maanteeameti peadirektori käskkirjaga 12.08.2005 nr. 134)

Foto 1.

28 päeva vanused survetugevuse ja lõhestustõmbetugevuse proovikehad peale katsetust



Foto 2. Veekindluse proovikehad peale katsetust



Foto 3. Külmakindluse proovikeha peale katsetust

Teede
Tehno keskus

DOKUMENDI ORIGINAAL



**TALLINNA
TEHNIKAKÕRNGKOO**
Pärnu mnt 62
10135 TALLINN

KATSEPROTOKOLL
NR 6059/15

19.10.2015 nr 7-6.4/8412
Lk 1/1

Tellija:	Tallinna Tehnikakõrgkool – hr Sven Sillamäe		
Töö ülesanne:	Puurkehade katsetamine		
Objekt:	-		
Proovide võtmise koht:	Tallinna Tehnikakõrgkooli katsestend		
Proovide võtmise aeg:	13.08.15	Proovide võtja:	M. Mänd, Teede Tehnokeskus AS
Proovide toomise aeg:	13.08.15	Proovide tooja:	M. Mänd, Teede Tehnokeskus AS
Proovi tellija poolne tähistus:	KS 32 puurkehad	Labori reg.number:	4718

Katsetamine ja tulemused:

Puurkehad nr 1 ja 2 võeti rattajäljest ja puurkehad nr 3, 4, 5, 6 rattajälje kõrvalt. Puurkehad nr 4 ja 5 katsetati kahes osas. Puurkehade mahumass (ilma proovikeha kuivatamata) määrati EVS-EN 12697-6:2012 (meetod D) järgi. Survetugevus määrati *EVS-EN 13286-41:2003 järgi (Tabel 1). Kaudne tõmbetugevus määrati *EVS-EN 13286-42:2003 järgi (Tabel 2). Silindrite survepinnad enne katsetamist vajadusel tasandati saagimise teel. Normaalne purunemispilt - tähis R, mitterahuldav purunemispilt - tähis MR.

* – Eesti Akrediteerimiskeskuse poolt akrediteerimata katse.

Tabel 1

Reg nr	Tähis	Proovikeha mõõtmed, mm		Proovikeha mass (g)	Katsetamise kuupäev	Proovikeha vanus	Tihedus, kg/m ³	Purustav jõud, kN	Survetugevus, N/mm ²	Purunemispilt
		d	H							
4718	2	152,8	136,2	5368	26.08.15	-	2149	59,7	3,3	R
	3	151,5	111,7	4275		-	2123	58,6	3,3	R
	4-1	153,0	94,2	3812		-	2201	96,6	5,3	R
	5-1	152,5	93,0	3647		-	2147	93,8	5,1	R
	6	153,0	125,3	5083		-	2206	74,5	4,1	R

Tabel 2

Reg nr	Tähis	Proovikeha mõõtmed, mm		Proovikeha mass (g)	Katsetamise kuupäev	Proovikeha vanus	Tihedus, kg/m ³	Purustav jõud, N	Kaudne tõmbetugevus, N/mm ²
		d	H						
4718	1	151,3	74,7	2791	26.08.15	-	2078	4800	0,27
	4-2	151,3	72,9	2764		-	2109	3700	0,21
	5-2	153,5	57,0	2305		-	2185	2700	0,20

Saadud tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Vastutav teostaja

Amet Labori juhataja
Nimi Silver Siht


Protokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda labori kirjalik luba.

Labor väljastab ainult värvilise templiga katseprotokolle.

**TALLINNA
TEHNIKAKÕRGKOOL**
Pärnu mnt 62
10135 TALLINN

KATSEPROTOKOLL NR 5190/15

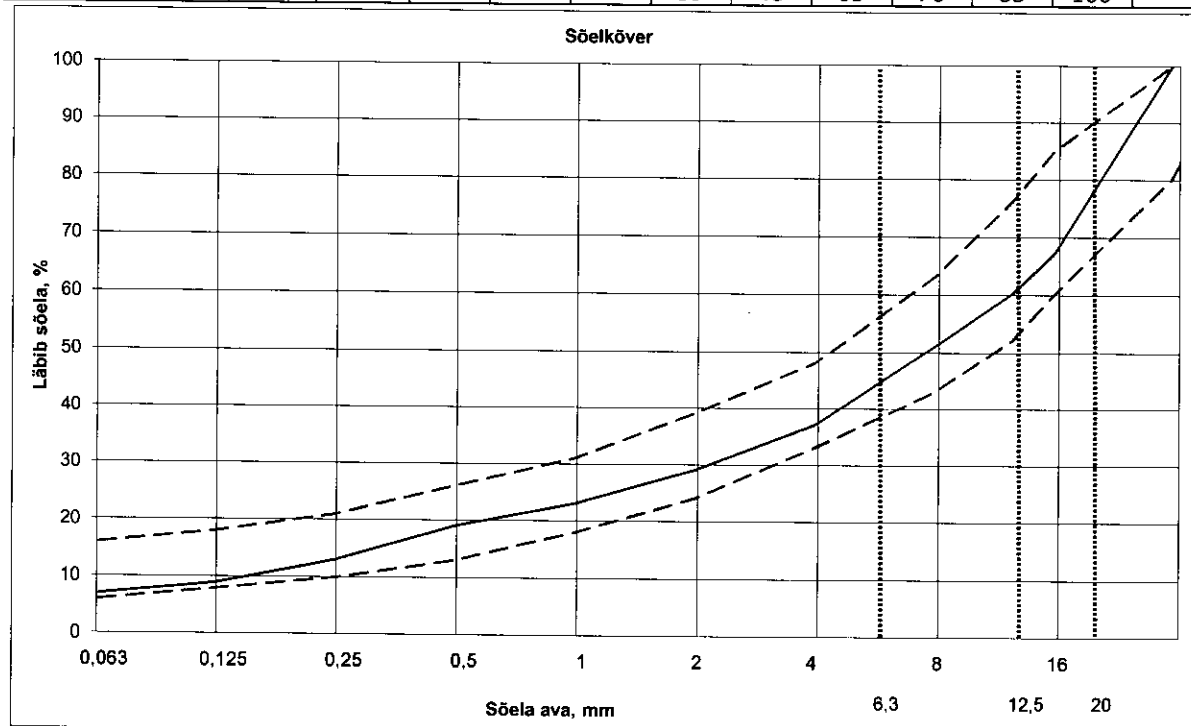
18.09.2015 nr 7-6.4/7350
Lk 1/1

Tellija:	Tallinna Tehnikakõrgkool – hr Sven Sillamäe		
Töö ülesanne:	Stabiliseeritud segu katsetamine		
Objekt:	-		
Proovi võtmise koht:	Rattajäljelt		
Proovi võtmise aeg:	13.08.15	Proovi võtja:	Teede Tehnokeskus AS
Proovi toomise aeg:	13.08.15	Proovi tooja:	-
Proovi tellija poolne tähistus:	KS 32	Labori reg.number:	4718-2
Katsetamine ja tulemused:	Segukõvera välja piirid (Norm, min ja Norm, max) on võetud Majandus- ja taristuministri 3. augusti 2015. a määrusest nr 101 „Tee ehitamise kvaliteedi nõuded“ Lisa 11.		

Jrk nr	Omadus	Katsemeetod	Katsetamise tulemus	Tähis
1.	Lahustuva sideaine sisaldus	EVS-EN 12697-1:2012 (massierinevuste meetod)	3,5 %	S

2. Segu terakoostis EVS-EN 12697-2:2015 järgi:

Sõela ava, mm	0,063	0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	12,5	16	31,5	63
Faktiline	7,0	9	13	19	23	29	37	51	60	67	100	
Norm, min	6	8	10	13	18	24	33	43	52	60	80	100
Norm, max	16	18	21	26	31	39	48	63	76	85	100	



Läbimine sõelast avaga 6,3 mm oli 46% ja sõelast avaga 20 mm 77%.

Saadud tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Vastutav teostaja

Amet Labori peaspetsialist

Nimi Andrus Märtnmaa

Protokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda labori kirjalik luba.
Labor väljastab ainult värvilise templiga katseprotokolle.

**TALLINNA
TEHNIKAKÕRGKOO**
Pärnu mnt 62
10135 TALLINN

KATSEPROTOKOLL NR 5189/15

18.09.2015 nr 7-6.4/7349
Lk 1/1

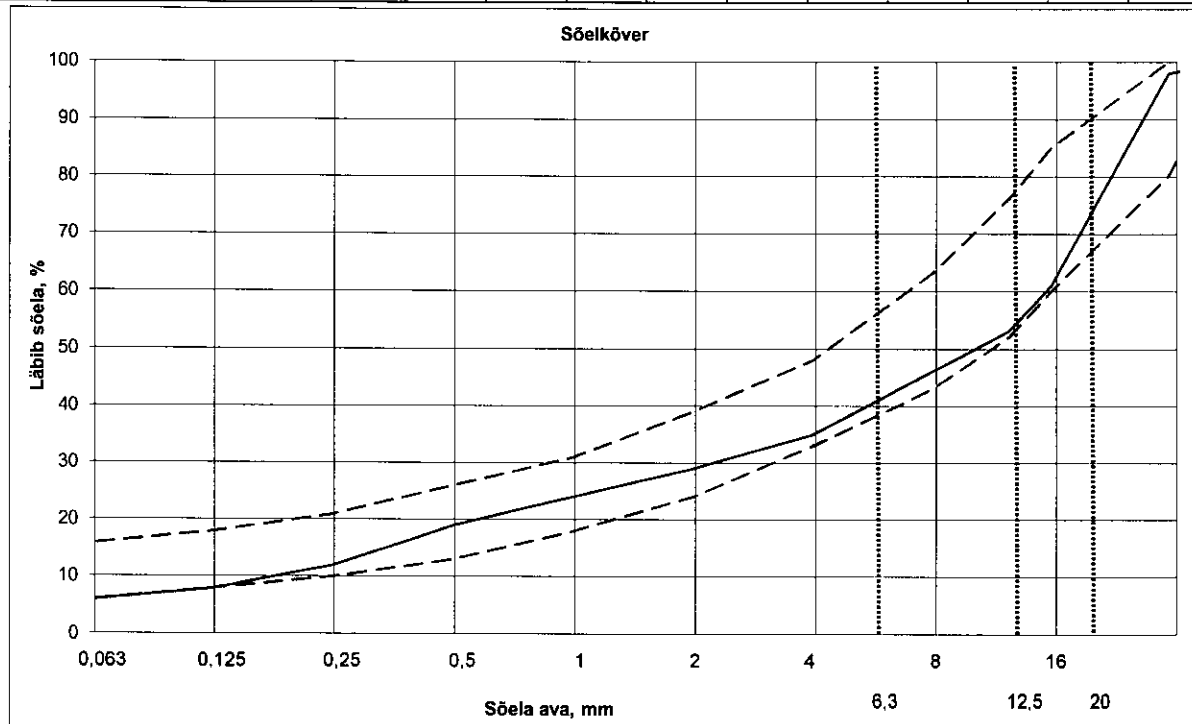
Tellija:	Tallinna Tehnikakõrgkool – hr Sven Sillamäe		
Töö ülesanne:	Stabiliseeritud segu katsetamine		
Objekt:	-		
Proovi võtmise koht:	Rattajälje kõrvalt		
Proovi võtmise aeg:	13.08.15	Proovi võtja:	Teede Tehnokeskus AS
Proovi toomise aeg:	13.08.15	Proovi tooja:	-
Proovi tellija poolne tähistus:	KS 32	Labori reg.number:	4718-6

Katsetamine ja tulemused: Segukõvera välja piirid (Norm, min ja Norm, max) on võetud Majandus- ja taristuministri 3. augusti 2015. a määrusest nr 101 „Tee ehitamise kvaliteedi nõuded“ Lisa 11.

Jrk nr	Omadus	Katsemeetod	Katsetamise tulemus	Tähis
1.	Lahustuva sideaine sisaldus	EVS-EN 12697-1:2012 (massierinevuste meetod)	3,0 %	S

2. Segu terakoostis EVS-EN 12697-2:2015 järgi:

Sõela ava, mm	0,063	0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	12,5	16	31,5	63
Faktiline	6,1	8	12	19	24	29	35	46	53	61	98	100
Norm, min	6	8	10	13	18	24	33	43	52	60	80	100
Norm, max	16	18	21	26	31	39	48	63	76	85	100	



Läbimine sõelast avaga 6,3 mm oli 42% ja sõelast avaga 20 mm 70%.

Saadud tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Vastutav teostaja

Amet Labori peaspetsialist

Nimi Andrus Märtnmaa

Protokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda labori kirjalik luba.

Labor väljastab ainult värvilise templiga katseprotokolle.

Lisa 2. Objektidelt puuritud stabiliseeritud segude katseprotokollid

**TALLINNA
TEHNIKAKÕRGKOOL**
Pärnu mnt 62
10135 TALLINN

KATSEPROTOKOLL
NR 3768/15

04.08.2015 nr 7-6.4/5463
Lk 1/1

Tellija:	Tallinna Tehnikakõrgkool – hr Sven Sillamäe		
Töö ülesanne:	Väljaraide ja puurkeha katsetamine		
Objekt:	-		
Proovi võtmise koht:	-		
Proovi võtmise aeg:	-	Proovi võtja:	Teede Tehnokeskus AS; M. Meikas
Proovi toomise aeg:	10.06.15	Proovi tooja:	Teede Tehnokeskus AS; M. Meikas
Proovi tellija poolne tähistus:	KS 32 2012 objekt, väljaraie (1 tk) ja puurkeha (1 tk)	Labori reg.number:	2741

Katsetamine ja tulemused:

Väljaraidest saeti survetugevuse määramiseks välja katsekehad (kuubid) ja kaudse tõmbetugevuse määramiseks puuriti välja puurkehad (silindrid). Katse- ja puurkehade mahumass (ilma proovikeha kuivatamata) määrati EVS-EN 12697-6:2012 (meetod D) järgi. Survetugevus määrati *EVS-EN 13286-41:2003 järgi (Tabel 1). Kaudne tõmbetugevus määrati *EVS-EN 13286-42:2003 järgi (Tabel 2). Silindrite survepinnad enne katsetamist vajadusel tasandati saagimise teel.

Normaalne purunemispilt - tähis R, mitterahuldav purunemispilt - tähis MR.

* – Eesti Akrediteerimiskeskuse poolt akrediteerimata katse.

Tabel 1

Reg nr	PK	Labori tähis	Katsekeha mõõtmed, mm			Katsekeha mass (g)	Katsetamise kuupäev	Katsekeha vanus	Tihedus, kg/m ³	Purustav jõud, kN	Survetugevus, N/mm ²	Purunemispilt
			a	b	c							
2741	väljaraie	2	89,3	90,1	90,5	1621	29.07.15	-	2230	47,9	6,0	R
		3	91,0	91,5	91,8	1714		-	2240	63,3	7,6	R
		4	89,2	91,5	92,2	1622		-	2160	53,1	6,5	R
		5	93,6	91,1	90,5	1623		-	2100	52,3	6,1	R
		6	92,0	91,0	90,5	1666		-	2200	67,3	8,0	R

Tabel 2

Reg nr	PK	Labori tähis	Proovikeha mõõtmed, mm		Proovikeha mass (g)	Katsetamise kuupäev	Proovikeha vanus	Tihedus, kg/m ³	Purustav jõud, N	Kaudne tõmbetugevus, N/mm ²
			d	H						
2741	puurkeha	1	143,3	81,6	2858	29.07.15	-	2172	8500	0,46
	väljaraie	7	99,3	97,0	1625	4.08.15	-	2163	6100	0,40
		8	99,3	91,0	1469		-	2084	5900	0,42
		9	99,5	75,0	1247		-	2138	3100	0,26

Saadud tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Vastutav teostaja

Amet Labori juhataja

Nimi **Silver Siht**



Protokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda labori kirjalik luba.

Labor väljastab ainult värvilise templiga katseprotokolle.

**TALLINNA
TEHNIKAKÕRNGKOO**
 Pärnu mnt 62
 10135 TALLINN

KATSEPROTOKOLL

NR 5717/15

 (asendab katseprotokolli nr 3169/15)
 07.10.2015 nr 7-6.4/7985
 Lk 1/1

Tellija:	Tallinna Tehnikakõrgkool – hr Sven Sillamäe		
Töö ülesanne:	Teekattest võetud suurkehade katsetamine		
Objekt:	Rm nr 10 Risti - Virtsu - Kuivastu – Kuressaare (LIHULA km 40,3-50,1); Rm nr 5 Pärnu-Rakvere-Sõmeru (VÄNDRA km 35,8-42,1)		
Proovi võtmise koht:	LIHULA ja VÄNDRA		
Proovi võtmise aeg:	8.06.15 (puurimine)	Proovi võtja:	Teede Tehnokeskus AS; M. Meikas
Proovi toomise aeg:	9.06.15	Proovi tooja:	Teede Tehnokeskus AS; M. Meikas
Proovi tellija poolne tähistus:	KS 32 suurkehad	Labori reg.number:	2740
Katsetamine ja tulemused:	Puurkehade mahumass (ilma proovikeha kuivatamata) määrati EVS-EN 12697-6:2012 (meetod D) järgi. Survetugevus määrati *EVS-EN 13286-41:2003 järgi (Tabel 1). Kaudne tõmbetugevus määrati *EVS-EN 13286-42:2003 järgi (Tabel 2). Enne katsetamist survepinnad vajadusel tasandati saagimise teel. Normaalne purunemispilt - tähis R, mitterahuldav purunemispilt - tähis MR. * – Eesti Akrediteerimiskeskuse poolt akrediteerimata katse.		

Jrk nr	Omadus	Katsemeetod	Proovi		Katsetamise		Tähis
			nr	tähis	fr mm	tulemus	
1.	Lahustuva sideaine sisaldus	EVS-EN 12697-1:2012 (massierinevuste meetod)	2740	LIHULA	-	2,8 %	S
				VÄNDRA	-	2,3 %	

2. Terakoostis EVS-EN 12697-2:2003+A1:2007 järgi:

reg nr	Tähis	Läbib sõela ava (mm) massi %-des													
		31,5	25	20	16	12,5	8	6,3	4	2	1	0,5	0,25	0,125	0,063
2740	LIHULA		100	94	82	73	58	53	45	38	32	25	14	9	7,3
2740	VÄNDRA	100	97	91	74	61	47	42	37	32	27	22	13	9	6,8

Tabel 1

Reg nr	PK	Labori tähis	Katsekeha mõõtmed, mm		Katsekeha mass (g)	Katsetamise kuupäev	Katsekeha vanus	Tihedus, kg/m³	Purustav jõud, kN	Survetugevus, N/mm²	Purunemispilt
			d	H							
2740	Vändra	1**	152,4	80,4	3196	9.07.15	-	2179	143,7	7,9	R
		2	153,5	90,4	3308		-	1977	46,3	2,5	R
	Lihula	5**	152,7	82,7	3314		-	2188	162,3	8,9	R

Märkus: **Väike suurkehade kõrgus võib mõjutada tulemusi.

Tabel 2

Reg nr	PK	Labori tähis	Proovikeha mõõtmed, mm		Proovikeha mass (g)	Katsetamise kuupäev	Proovikeha vanus	Tihedus, kg/m³	Purustav jõud, N	Kaudne tõmbetugevus, N/mm²
			d	H						
2740	Vändra	3	153,2	121,2	4785	9.07.15	-	2142	3900	0,13
		4	152,8	82,1	3250		-	2159	6700	0,34

Saadud tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Vastutav teostaja

Amet Labori juhataja
Nimi Silver Siht


Protokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda labori kirjalik luba.

Labor väljastab ainult värvilise templiga katseprotokolle.

Lisa 3. Katsekastis kasutatud killustike katseprotokollid

**TALLINNA
TEHNIKAKÕRGKOO**
Pärnu mnt 62
10135 TALLINN

**KATSEPROTOKOLL
NR 2504/14**

08.08.2014 nr 7-6.4/4071
Lk 1/1

Tellija TALLINNA TEHNIKAKÕRGKOO – hr Sven Sillamäe

Töö ülesanne Paekivitoodete tehase AS laoplatsilt võetud lubjakivikillustiku fr 32/64 mm katsetamine.

Proovide kirjeldus Proov võeti 09.07.14 ja toodi laborisse katsetamiseks 23.07.14 tellija esindaja poolt.

Proov oli tellija poolt tähistatud: killustikaluse ja KS32 võrdlus.

Laboris registreeriti proov registreerimisnumbriga 3404.

Katsetamine ja tulemused Los Angelese katse jaoks vajamineva fraktsiooni saamiseks purustati proov eelnevalt laboratoorses lõugpurustis.

Jrk nr	Omadus	Katsemeetod	Proovi		Katsetamise		Tähis
			nr	fr mm	fr mm	tulemus	
1.	Peenosiste sisaldus	EVS-EN 933-1:2012 (pesemine ja sõelumine)	3404	32/64	-	0,8 %	f
2.	Purunemiskindlus Los Angelese katsel	EVS-EN 1097-2:2010	3404	32/64	10/14	28	LA
3.	Terakuju plaatsusteguri järgi	EVS-EN 933-3:2012	3404	32/64	16/63	13 %	FI

4. Terakoostis EVS-EN 933-1:2012 (pesemine ja sõelumine) järgi:

Reg. nr	Läbib sõela ava (mm) massi %-des				
	63	45	40	31,5	16
3404	100	70	47	14	2

Saadud tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Vastutav teostaja

Amet Labori peaspetsialist
Nimi Märt Hain


Protokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda labori kirjalik luba.

Labor väljastab ainult värvilise templiga katseprotokolle.

TALLINNA
TEHNIKAKÕRGKOOL
Pärnu mnt 62
10135 TALLINNKATSEPROTOKOLL
NR 3100/14

02.09.2014 nr 7-6.4/4854

Lk 1/1

Tellija TALLINNA TEHNIKAKÕRGKOOL – hr Sven Sillamäe**Töö ülesanne** Paekivitoodete tehase AS laoplatsilt võetud lubjakivikillustiku fr 32/64 mm katsetamine.**Proovide kirjeldus** Proov võeti 09.07.14 ja toodi laborisse katsetamiseks 23.07.14 tellija esindaja poolt.

Proov oli tellija poolt tähistatud: killustikaluse ja KS32 võrdlus.

Laboris registreeriti proov registreerimisnumbriga 3404.

Katsetamine ja tulemused

Jrk nr	Omadus	Katsemeetod	Proovi		Katsetamise		Tähis
			nr	fr mm	fr mm	tulemus	
1.	Külmakindlus	EVS-EN 1367-1:2007	3404	32/64	31,5/63	2,1 %	F

Saadud tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Vastutav teostaja

Amet Labori peaspetsialist**Nimi** Märth Hain

Protokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda labori kirjalik luba.

Labor väljastab ainult värvilise templiga katseprotokolle.

**TALLINNA
TEHNIKAKÕRGKOO**
 Pärnu mnt 62
 10135 TALLINN

KATSEPROTOKOLL NR 2477/14

07.08.2014 nr 7-6.4/4038
Lk 1/1

Tellija TALLINNA TEHNIKAKÕRGKOO – hr Sven Sillamäe

Töö ülesanne Rudus AS laoplasilt võetud tardskivikillustiku fr 16/32 mm katsetamine.

Proovide kirjeldus Proov võeti 09.07.14 ja toodi laborisse katsetamiseks 23.07.14 tellija esindaja poolt.

Proov oli tellija poolt tähistatud: killustikaluse ja KS32 võrdlus.

Laboris registreeriti proov registreerimisnumbriga 3403.

Katsetamine ja tulemused Los Angelese katse jaoks vajamineva fraktsiooni saamiseks purustati proov eelnevalt laboratoorses lõugpurustis.

Jrk nr	Omadus	Katsemeetod	Proovi		Katsetamise		Tähis
			nr	fr mm	fr mm	tulemus	
1.	Peenosiste sisaldus	EVS-EN 933-1:2012 (pesemine ja sõelumine)	3403	16/32	-	0,3 %	f
2.	Purunemiskindlus Los Angelese katsel	EVS-EN 1097-2:2010	3403	16/32	10/14	17	LA
3.	Terakuju plaatsusteguri järgi	EVS-EN 933-3:2012	3403	16/32	10/40	11 %	FI

4. Terakoostis EVS-EN 933-1:2012 (pesemine ja sõelumine) järgi:

Reg. nr	Läbib sõela ava (mm) massi %-des					
	40	31,5	22,4	20	16	8
3403	100	91	47	34	11	1

Saadud tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Vastutav teostaja

Amet Labori peaspetsialist

Nimi Märt Hain



Protokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda labori kirjalik luba.

Labor väljastab ainult värvilise templiga katseprotokolle.

KATSEPROTOKOLL
NR 3254/14

09.09.2014 nr 7-6.4/5054

Lk 1/1

Tellija TALLINNA TEHNIKAKÕRGKOOL – hr Sven Sillamäe**Töö ülesanne** Rudus AS laoplatsilt võetud tardkivikillustiku fr 16/32 mm katsetamine.**Proovide kirjeldus** Proov võeti 09.07.14 ja toodi laborisse katsetamiseks 23.07.14 tellija esindaja poolt.

Proov oli tellija poolt tähistatud: Killustikaluse ja KS32 võrdlus.

Laboris registreeriti proov registreerimisnumbriga 3403.

Katsetamine ja tulemused Külmaskindluse määramiseks 1%-lises NaCl lahuses purustati proov eelnevalt laboratoorses lõugpurustis.

Jrk nr	Omadus	Katsemeetod	Proovi		Katsetamise		Tähis
			nr	fr mm	fr mm	tulemus	
1.	Külmaskindlus	EVS-EN 1367-1:2007	3403	16/32	16/31,5	0,1 %	F
2.	Külmaskindlus 1%-lises NaCl lahuses	EVS-EN 1367-6:2008	3403	16/32	8/16	0,1 %	F _(NaCl)

Saadud tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Vastutav teostaja

Amet Labori spetsialist

Nimi Kristjan Johanson

Protokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda labori kirjalik luba.

Labor väljastab ainult värvilise templiga katseprotokolle.



1918

TALLINNA TEHNIKAÜLIKOO
TEEDE JA LIIKLUSE TEADUS-
JA KATSELABORATOORIUM



Akrediteeritud L268

Sven Sillamäe
Tallinna Tehnikakõrgkool
Pärnu mnt 62, Tallinn
53025265
sven@tktk.ee

Teie: 21.08.2015

Meie: 02/09/2015 11-40/ET/3006

Katseprotokoll nr 15/652

Tööülesanne: Tallinna Tehnikakõrgkooli esindaja Hr. Sven Sillamäe poolt toodud 21.08.15, üks paekivikillustiku proov **Tallinna Tehnikakõrgkooli teedeehituslaborist**. Proovile määrata terastikuline koostis ja peenosiste sisaldus.

Kirjeldus: Laborist võetud 14.08.15 paekivikillustiku **fr. 32/64** proov, tähistusega **Nr 1 - Paekillustik tihendatult, seinä poolt**. Proov registreeriti laboris numbriga 652.

Katsetamine: 1. Proovile määrati terastikuline koostis pesemise ja sõelumisega EVS-EN 933-1:2012 järgi.

Tulemused: 1. Terastikulise koostise tulemused on esitatud katseprotokolli Lisas 1.

Tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Kristjan Lill
Labori juhataja

K.Lill 53 022 437
U.Pappel 53 057 537

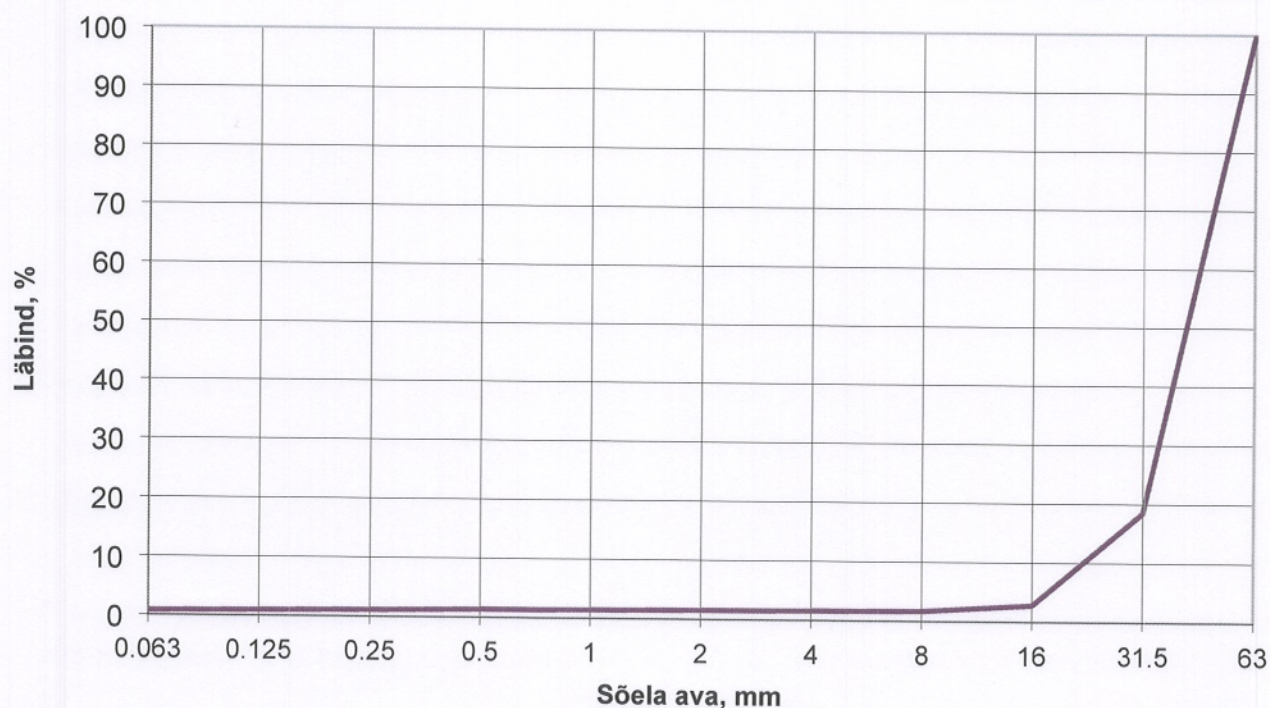
Katseprotokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda Teedeinstituudi kirjalik luba.
Mäepealse 3, 12618, Tallinn

+372 620 2604

Teedeinstituut		Teede ja liikluse teadus- ja katselaboratoorium	
Tellija:	Tallinna Tehnikakõrgkool	Objekt:	TTK teedehituslabor
Materjal:	paekivi killustik 32/64	Märkus:	Tihendatult sein poolt
Proovi võtmise kuupäev:	14.08.2015	Proovi katsetamise kuupäev:	01.09.2015
Proovi nr või märgistus:	1	Proovi registreerimise nr:	652
Tööülesanne:	Terastikulise koostise määramine pesemise ja sõelumisega.		

Terastikulise koostise määramine EVS-EN 933-1 :2012 järgi pesemise ja sõelumisega:

Sõela ava, mm	0,063	0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	16	31,5	40	63
Sõela läbind, % kivimaterjali massist												
Katseline	0,8	1,0	1,2	1,3	1	2	2	2	3	18	54	100



Märkused:

80,0 mm sõela läbinud materjali % **100**
 40,0 mm sõela läbinud materjali % **54**
 20,0 mm sõela läbinud materjali %: **5**
 12,5 mm sõela läbinud materjali %: **2**
 6,3 mm sõela läbinud materjali %: **2**
 Peenosiste sisaldus, f, %: **0,8**

Teostas: Kristjan Lill



Sven Sillamäe
Tallinna Tehnikakõrgkool
Pärnu mnt 62, Tallinn
53025265
sven@tktk.ee

Teie: 21.08.2015

Meie: 02/09/2015 11-40/ET/3007

Katseprotokoll nr 15/653

Tööülesanne: Tallinna Tehnikakõrgkooli esindaja Hr. Sven Sillamäe poolt toodud 21.08.15, üks paekivikillustiku proov **Tallinna Tehnikakõrgkooli teedeehituslaborist**. Proovile määrata terastikuline koostis ja peenosiste sisaldus.

Kirjeldus: Laborist võetud 14.08.15 paekivikillustiku **fr. 32/64** proov, tähistusega **Nr 2 - Paekillustik rattajäljest, stabipoolne**. Proov registreeriti laboris numbriga 653.

Katsetamine: 1. Proovile määrati terastikuline koostis pesemise ja sõelumisega EVS-EN 933-1:2012 järgi.

Tulemused: 1. Terastikulise koostise tulemused on esitatud katseprotokolli Lisas 1.

Tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Kristjan Lill
Labori juhataja

K.Lill 53 022 437
U.Pappel 53 057 537

Katseprotokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda Teedeinstituudi kirjalik luba.

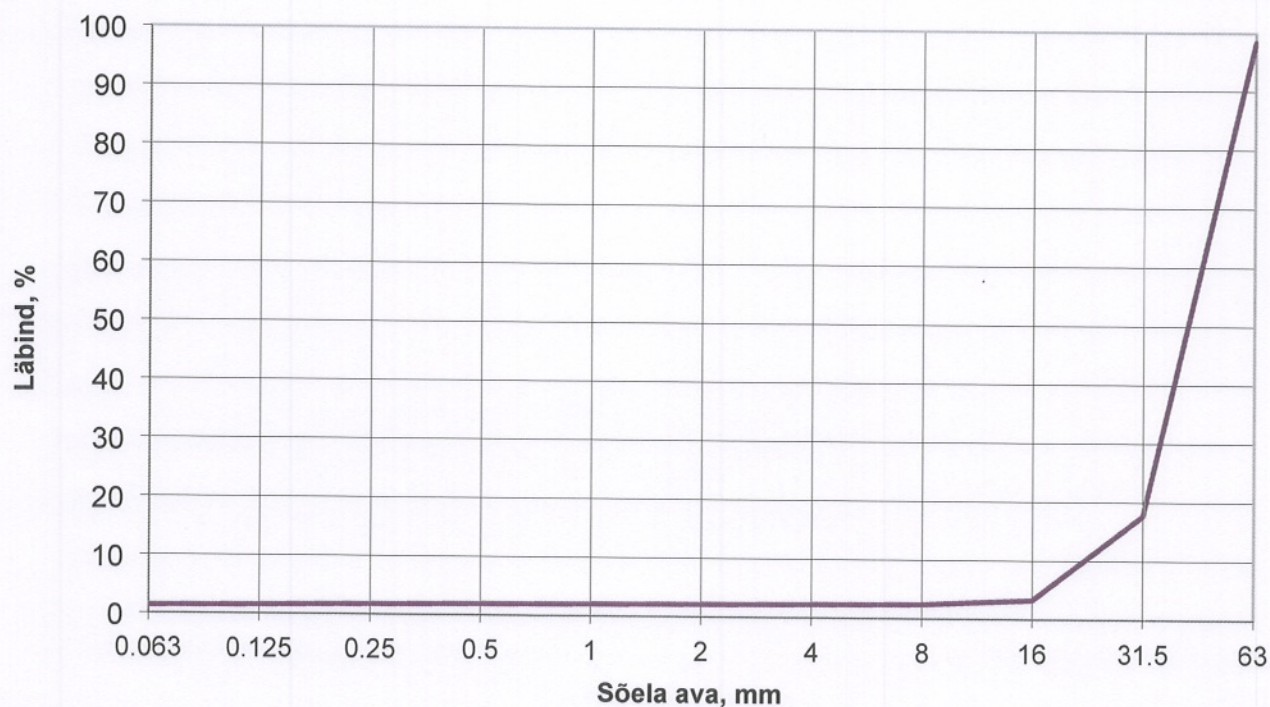
Mäepealse 3, 12618, Tallinn

+372 620 2604

Teedeinstituut		Teede ja liikluse teadus- ja katselaboratoorium	
Tellijä:	Tallinna Tehnikakõrgkool	Objekt:	TTK teedehituslabor
Materjal:	paekivikillustik 32/64	Märkus:	Rattajäljest stabipoolne
Proovi võtmise kuupäev:	14.08.2015	Proovi katsetamise kuupäev:	01.09.2015
Proovi nr või märgistus:	2	Proovi registreerimise nr:	653
Tööülesanne:	Terastikulise koostise määramine pesemise ja sõelumisega.		

Terastikulise koostise määramine EVS-EN 933-1 :2012 järgi pesemise ja sõelumisega:

Sõela ava, mm	0,063	0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	16	31,5	40	63
Sõela läbind, % kivimaterjali massist												
Katseline	1,4	1,6	1,8	1,9	2	2	2	2	3	18	47	98



Märkused:

80,0 mm sõela läbinud materjali %	100
40,0 mm sõela läbinud materjali %	47
20,0 mm sõela läbinud materjali %:	6
12,5 mm sõela läbinud materjali %:	3
6,3 mm sõela läbinud materjali %:	2
Peenosiste sisaldus, f, %:	1,4

Teostas: Sten-Kristjan Saarik



1918
TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
TEEDE JA LIIKLUSE TEADUS-
JA KATSELABORATOORIUM



Akrediteeritud L268

Sven Sillamäe
Tallinna Tehnikakõrgkool
Pärnu mnt 62, Tallinn
53025265
sven@tktk.ee

Teie: 21.08.2015

Meie: 02/09/2015 11-40/ET/3008

Katseprotokoll nr 15/654

Tööülesanne: Tallinna Tehnikakõrgkooli esindaja Hr. Sven Sillamäe poolt toodud 21.08.15, üks paekivikillustiku proov **Tallinna Tehnikakõrgkooli teedehituslaborist**. Proovile määrata terastikuline koostis ja peenosiste sisaldus.

Kirjeldus: Laborist võetud 14.08.15 paekivikillustiku **fr. 32/64** proov, tähistusega **Nr 3 - Paekillustik tihendatult, uksepoolne**. Proov registreeriti laboris numbriga 654.

Katsetamine: 1. Proovile määrati terastikuline koostis pesemise ja sõelumisega EVS-EN 933-1:2012 järgi.

Tulemused: 1. Terastikulise koostise tulemused on esitatud katseprotokolli Lisas 1.

Tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Kristjan Lill
Labori juhataja

K.Lill 53 022 437
U.Pappel 53 057 537

Katseprotokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda Teedeinstituudi kirjalik luba.

Mäepealse 3, 12618, Tallinn

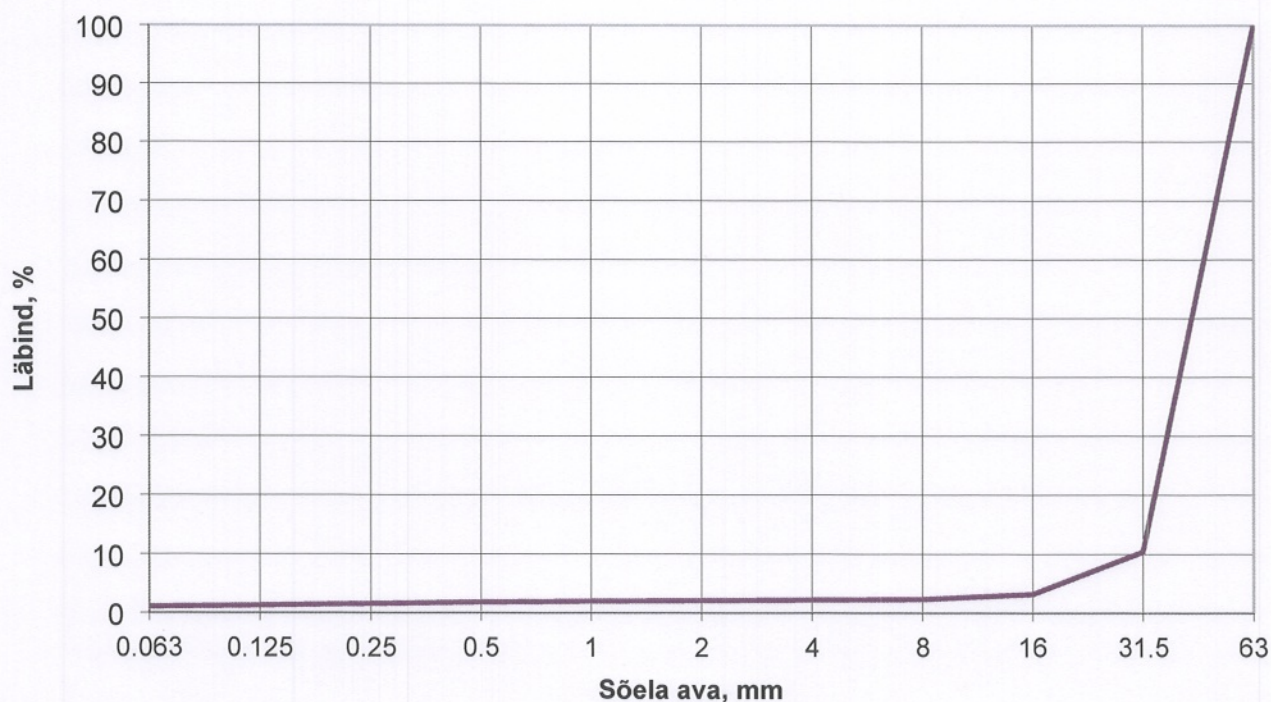
+372 620 2604



Teedeinstituit		Teede ja liikluse teadus- ja katselaboratoorium	
Tellija:	Tallinna Tehnikakõrgkool	Objekt:	TTK teedeehituslabor
Materjal:	Paekivikillustik fr 32/64	Märkus:	Tihendatud kiht uksepoolne
Proovi võtmise kuupäev:	14.08.2015	Proovi katsetamise kuupäev:	01.09.2015
Proovi nr või märgistus:	nr 3	Proovi registreerimise nr:	654
Tööülesanne:	Terastikulise koostise määramine pesemise ja sõelumisega.		

Terastikulise koostise määramine EVS-EN 933-1 :2012 järgi pesemise ja sõelumisega:

Sõela ava, mm	0,063	0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	16	31,5	40	63
Sõela läbind, % kivimaterjali massist												
Katseline	1,1	1,3	1,5	1,8	2	2	2	2	3	10	38	100



Märkused:

80,0 mm sõela läbinud materjali %	100
40,0 mm sõela läbinud materjali %	38
20,0 mm sõela läbinud materjali %:	4
12,5 mm sõela läbinud materjali %:	3
6,3 mm sõela läbinud materjali %:	2
Peenosiste sisaldus, f, %:	1,1

Teostas: Kristjan Lill



1918

TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
TEEDE JA LIIKLUSE TEADUS-
JA KATSELABORATOORIUM



Akrediteeritud L268

Sven Sillamäe
Tallinna Tehnikakõrgkool
Pärnu mnt 62, Tallinn
53025265
sven@tktk.ee

Teie: 21.08.2015

Meie: 02/09/2015 11-40/ET/3009

Katseprotokoll nr 15/655

Tööülesanne: Tallinna Tehnikakõrgkooli esindaja Hr. Sven Sillamäe poolt toodud 21.08.15, üks graniitkillustiku proov **Tallinna Tehnikakõrgkooli teedehituslaborist**. Proovile määrata terastikuline koostis ja peenosiste sisaldus.

Kirjeldus: Laborist võetud 14.08.15 graniitkillustiku **fr. 4/32** proov, tähistusega **Nr 4 - Rattajäljest, stabipoolne**. Proov registreeriti laboris numbriga 655.

Katsetamine: 1. Proovile määrati terastikuline koostis pesemise ja sõelumisega EVS-EN 933-1:2012 järgi.

Tulemused: 1. Terastikulise koostise tulemused on esitatud katseprotokolli Lisas 1.

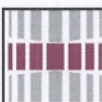
Tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Kristjan Lill
Labori juhataja

K.Lill 53 022 437
U.Pappel 53 057 537

Katseprotokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda Teedeinstituudi kirjalik luba.
Mäepealse 3, 12618, Tallinn

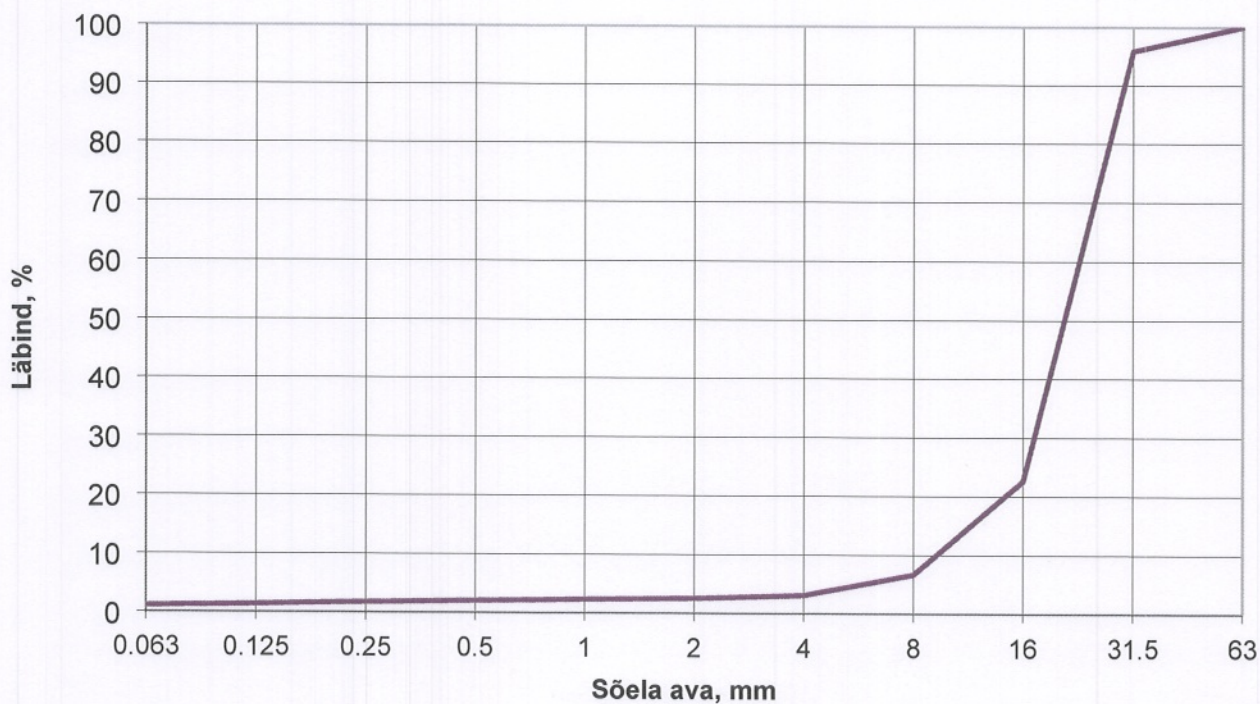
+372 620 2604



Teedeinstituut		Teede ja liikluse teadus- ja katselaboratoorium	
Tellijä:	Tallinna Tehnikakõrgkool	Objekt:	TTK teedehituslabor
Materjal:	graniitkillustik 4/32	Märkus:	Ratta jäljest stabipoolne
Proovi võtmise kuupäev:	14.08.2015	Proovi katsetamise kuupäev:	01.09.2015
Proovi nr või märgistus:	nr 4	Proovi registreerimise nr:	655
Tööülesanne:	Terastikulise koostise määramine pesemise ja sõelumisega.		

Terastikulise koostise määramine EVS-EN 933-1 :2012 järgi pesemise ja sõelumisega:

Sõela ava, mm	0,063	0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	16	31,5	40	63
Sõela läbind, % kivimaterjali massist												
Katseline	1,1	1	2	2	2	3	3	7	23	96	100	100



Märkused:

40,0 mm sõela läbinud materjali % **100**
22,4 mm sõela läbinud materjali %: **61**
12,5 mm sõela läbinud materjali %: **14**
Peenosiste sisaldus, f, %: **1,1**

Teostas: Sten-Kristjan Saarik



Sven Sillamäe
Tallinna Tehnikakõrgkool
Pärnu mnt 62, Tallinn
53025265
sven@tktk.ee

Teie: 21.08.2015

Meie: 09/09/2015 11-40/ET/3131

Katseprotokoll nr 15/656

Tööülesanne: Tallinna Tehnikakõrgkooli esindaja Hr. Sven Sillamäe poolt toodud 21.08.15, üks graniitkillustiku proov **Tallinna Tehnikakõrgkooli teedeehituslaborist**. Proovile määrata terastikuline koostis ja peenosiste sisaldus.

Kirjeldus: Laborist võetud 14.08.15 graniitkillustiku **fr. 4/32** proov, tähistusega **Nr 5 - Rattajäljest, seinapoolne**. Proov registreeriti laboris numbriga 656.

Katsetamine: 1. Proovile määrati terastikuline koostis pesemise ja sõelumisega EVS-EN 933-1:2012 järgi.

Tulemused: 1. Terastikulise koostise tulemused on esitatud katseprotokolli Lisas 1.

Tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Kristjan Lill
Labori juhataja

K.Lill 53 022 437
U.Pappel 53 057 537

Katseprotokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda Teedeinstituudi kirjalik luba.

Mäepealse 3, 12618, Tallinn

+372 620 2604



1918

TALLINNA
TEHNIKAÜLIKOOL

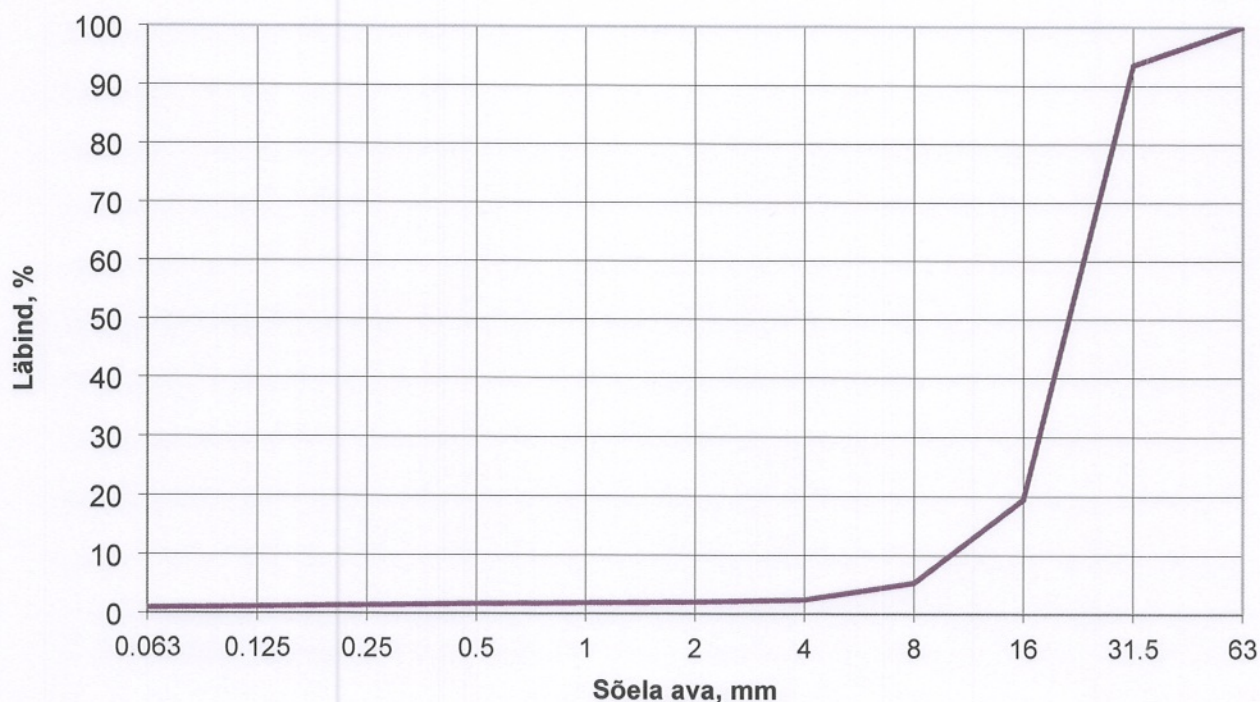
Lisa 1

Katseprotokolli nr. 15/656 juurde

Teedeinstituut		Teede ja liikluse teadus- ja katselaboratorium	
Tellija:	Tallinna Tehnikakõrgkool	Objekt:	TTK teedeehituslabor
Materjal:	graniitkillustik fr 4/32	Märkus:	Ratta jäljest seinapoolne
Proovi võtmise kuupäev:	14.08.15	Proovi katsetamise kuupäev:	04.09.2015
Proovi nr või märgistus:	nr 5	Proovi registreerimise nr:	656
Tööülesanne:	Terastikulise koostise määramine pesemise ja sõelumisega.		

Terastikulise koostise määramine EVS-EN 933-1 :2012 järgi pesemise ja sõelumisega:

Sõela ava, mm	0,063	0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	16	31,5	40	63
Sõela läbind, % kivimaterjali massist												
Katseline	0,9	1	1	2	2	2	2	5	20	93	100	100



Märkused:

40,0 mm sõela läbinud materjali % **100**
22,4 mm sõela läbinud materjali %: **53**
12,5 mm sõela läbinud materjali %: **12**
Peenosiste sisaldus, f, %: **0,9**

Teostas: Sten-Kristjan Saarik



1918
TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOL
TEEDE JA LIIKLUSE TEADUS-
JA KATSELABORATOORIUM



Akrediteeritud L268

Sven Sillamäe
Tallinna Tehnikakõrgkool
Pärnu mnt 62, Tallinn
53025265
sven@tktk.ee

Teie: 21.08.2015

Meie: 09/09/2015 11-40/ET/3132

Katseprotokoll nr 15/657

Tööülesanne: Tallinna Tehnikakõrgkooli esindaja Hr. Sven Sillamäe poolt toodud 21.08.15, üks graniitkillustiku proov **Tallinna Tehnikakõrgkooli teedeehituslaborist**. Proovile määrata terastikuline koostis ja peenosiste sisaldus.

Kirjeldus: Laborist võetud 14.08.15 graniitkillustiku **fr. 4/32** proov, tähistusega **Nr 6 - Tihendatud graniit**. Proov registreeriti laboris numbriga 657.

Katsetamine: 1. Proovile määrati terastikuline koostis pesemise ja sõelumisega EVS-EN 933-1:2012 järgi.

Tulemused: 1. Terastikulise koostise tulemused on esitatud katseprotokolli Lisas 1.

Tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Kristjan Lill
Labori juhataja

K.Lill 53 022 437
U.Pappel 53 057 537

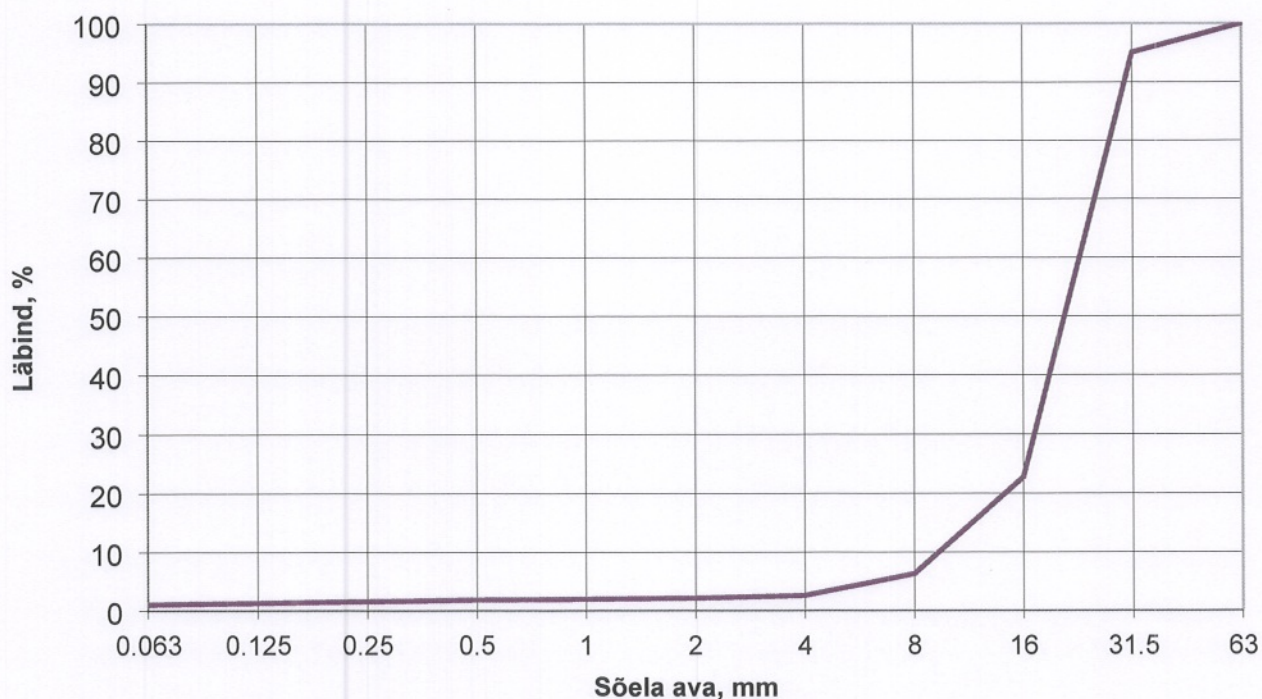
Katseprotokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda Teedeinstituudi kirjalik luba.
Mäepealse 3, 12618, Tallinn

+372 620 2604

Teedeinstituut		Teede ja liikluse teadus- ja katselaboratoorium	
Tellija:	Tallinna Tehnikakõrgkool	Objekt:	TTK teedeehituslabor
Materjal:	graniitkillustik fr. 4/32	Märkus:	Tihendatud graniit
Proovi võtmise kuupäev:	14.08.2015	Proovi katsetamise kuupäev:	04.09.2015
Proovi nr või märgistus:	nr 6	Proovi registreerimise nr:	657
Tööülesanne:	Terastikulise koostise määramine pesemise ja sõelumisega.		

Terastikulise koostise määramine EVS-EN 933-1 :2012 järgi pesemise ja sõelumisega:

Sõela ava, mm	0,063	0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	16	31,5	40	63
Sõela läbind, % kivimaterjali massist												
Katseline	1,1	1	2	2	2	2	3	6	23	95	100	100



Märkused:

40,0 mm sõela läbinud materjali % **100**
 22,4 mm sõela läbinud materjali %: **63**
 12,5 mm sõela läbinud materjali %: **14**
 Peenosiste sisaldus, f, %: **1,1**

Teostas: Sten-Kristjan Saarik



1918

TALLINNA TEHNIKAÜLIKOO
TEEDE JA LIIKLUSE TEADUS-
JA KATSELABORATOORIUM



Akrediteeritud L268

Sven Sillamäe
Tallinna Tehnikakõrgkool
Pärnu mnt 62, Tallinn
53025265
sven@tktk.ee

Teie: 21.08.2015

Meie: 02/09/2015 11-40/ET/3010

Katseprotokoll nr 15/658

Tööülesanne: Tallinna Tehnikakõrgkooli esindaja Hr. Sven Sillamäe poolt toodud 21.08.15, üks paekivikillustiku proov **Tallinna Tehnikakõrgkooli teedehituslaborist**. Proovile määrata terastikuline koostis ja peenosiste sisaldus.

Kirjeldus: Laborist võetud 14.08.15 paekivikillustiku **fr. 32/64** proov, tähistusega **Nr 7 - Paekillustik rattajäljest, seinapoolne**. Proov registreeriti laboris numbriga 658.

Katsetamine: 1. Proovile määrati terastikuline koostis pesemise ja sõelumisega EVS-EN 933-1:2012 järgi.

Tulemused: 1. Terastikulise koostise tulemused on esitatud katseprotokolli Lisas 1.

Tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Kristjan Lill
Labori juhataja

K.Lill 53 022 437
U.Pappel 53 057 537

Katseprotokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda Teedeinstituudi kirjalik luba.
Mäepealse 3, 12618, Tallinn

+372 620 2604



1918

TALLINNA
TEHNIKAÜLIKOOL

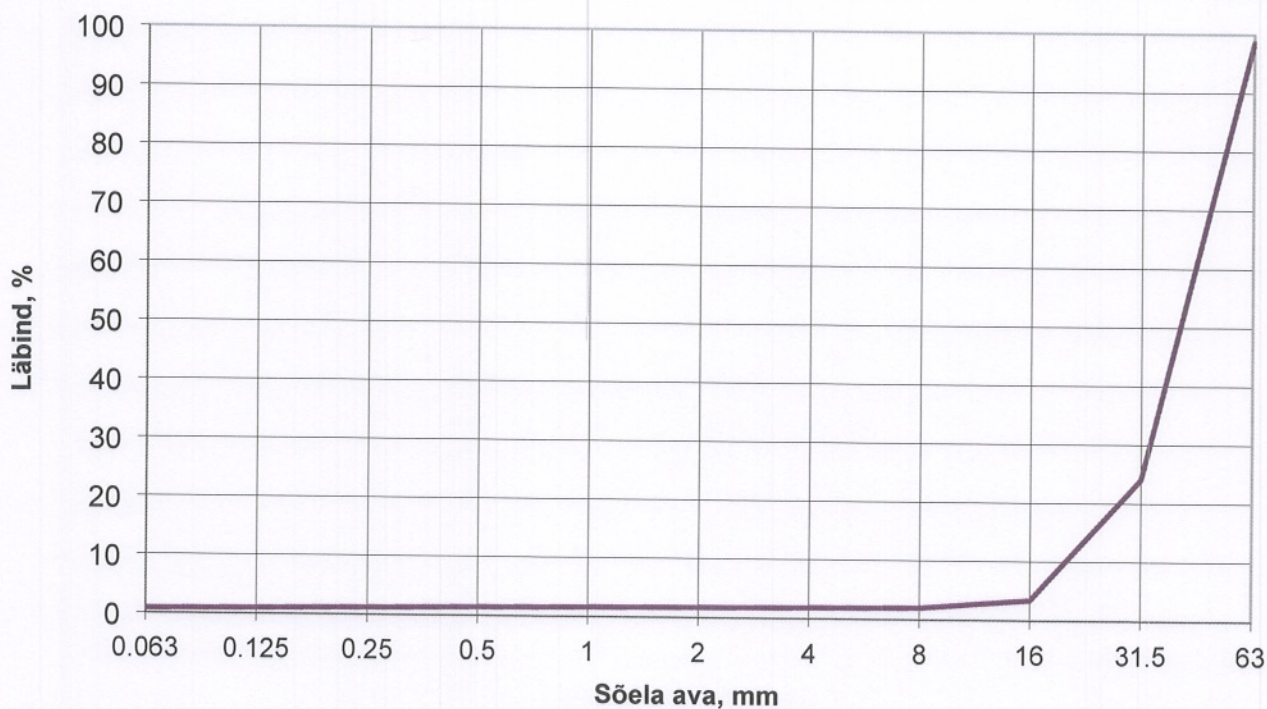
Lisa 1

Katseprotokoll nr. 15/658 juurde

Teedeinstituut		Tee ja liikluse teadus- ja katselaboratoorium	
Tellijä:	Tallinna Tehnikakõrgkool	Objekt:	TTK teedehituslabor
Materjal:	paekivikillustik fr 32/64	Märkus:	Ratta jäljest seinapoolne
Proovi võtmise kuupäev:	14.08.2015	Proovi katsetamise kuupäev:	01.09.2015
Proovi nr või märgistus:	7	Proovi registreerimise nr:	658
Tööülesanne:	Terastikulise koostise määramine pesemise ja sõelumisega.		

Terastikulise koostise määramine EVS-EN 933-1 :2012 järgi pesemise ja sõelumisega:

Sõela ava, mm	0,063	0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	16	31,5	40	63
Sõela läbind, % kivimaterjali massist												
Katseline	0,8	1,0	1,2	1,4	2	2	2	2	3	24	56	99



Märkused:

80,0 mm sõela läbinud materjali %	100
40,0 mm sõela läbinud materjali %	56
20,0 mm sõela läbinud materjali %:	8
12,5 mm sõela läbinud materjali %:	2
6,3 mm sõela läbinud materjali %:	2
Peenosiste sisaldus, f, %:	0,8

Teostas: Sten-Kristjan Saarik

Lisa 4. Katsekastis kasutatud asfaltdiplaadi omadused

KATSEPROTOKOLL
NR 5066/14

27.11.2014 nr 7-6.4/7707
Lk 1/1

Tellija TALLINNA TEHNIKAKÕRGKOOL – hr Sven Sillamäe

Töö ülesanne Kahekihiliste asfaldi väljaraiete alumise kihi - AC 32 base katsetamine.

Proovide kirjeldus Proov toodi laborisse katsetamiseks 28.07.14 tellija esindaja poolt.
Laboris registreeriti proov registreerimisnumbriga 4039.

Katsetamine ja tulemused Väljaraiete paksused määrati EVS-EN 12697-36:2003 järgi, mahumass EVS-EN 12697-6:2012 (meetod B) järgi.
Tihendustegurite arvutamiseks valmistati laboratoorsed proovikehad EVS-EN 12697-31:2007 (50 pööret) järgi.
Jäävpoorsuste arvutamiseks määrati näiv erimass EVS-EN 12697-5:2010 + EVS-EN 12697-5:2010/AC:2012 (meetod A) järgi.
Deformatsioonikindluse katses katsetati väljaraietest välja saetud 50mm paksuseid proovikehi.

Väljaraie					Asfaltsegu	
nr	paksus mm	mahumass Mg/m ³ ρ _{bssd}	jääv- poorsus % V _m	tihendus- tegur	mahumass Mg/m ³ ρ _{bssd}	erimass Mg/m ³ ρ _{mw}
AC 32 base						
1	66	2,525	3,7	1,02	2,483	2,622
2	61	2,508	4,3	1,01		
3	55	2,536	3,3	1,02		
4	55	2,520	3,9	1,01		
väljaraiete keskmine	59	2,522	3,8	1,02		

1. Vastupanu jäävdeformatsioonile (deformatsioonikindlus) – väike seade EVS-EN 12697-22:2004+A1:2007 meetod B (õhus) **50°C**

Jrk nr	Omadus	Katsetamise tulemus	Tähis
1.1	Maksimaalne jäljesügavuse juurdekasv	0,11 mm 10 ³ koormustsükli kohta	WTS _{AIR}
1.2	Maksimaalne suhteline jäljesügavus	7,3 %	PRD _{AIR}
1.3	Maksimaalne jäljesügavus	3,6 mm	RD _{AIR}

Saadud tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Vastutav teostaja

Amet Labori juhataja
Nimi Silver Siht

Protokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda labori kirjalik luba.

Labor väljastab ainult värvilise templiga katseprotokolle.

Tellija TALLINNA TEHNIKAKÕRGKOO – hr Sven Sillamäe

Töö ülesanne Kahekihiliste asfaldi väljaraiete pealmise kihi - AC 12 surf katsetamine.

Proovide kirjeldus Proov toodi laborisse katsetamiseks 28.07.14 tellija esindaja poolt.
Laboris registreeriti proov registreerimisnumbriga 4039.

Katsetamine ja tulemused Väljaraiete paksused määrati EVS-EN 12697-36:2003 järgi, mahumass EVS-EN 12697-6:2012 (meetod B) järgi.
Tihendustegurite arvutamiseks valmistati laboratoorsed proovikehad EVS-EN 12697-30:2012 (2 korda 50 lööki) järgi.
Jäävpoorsuste arvutamiseks määrati näiv erimass EVS-EN 12697-5:2010 + EVS-EN 12697-5:2010/AC:2012 (meetod A) järgi.
Deformatsioonikindluse katses katsetati väljaraietest välja saetud 30mm paksuseid proovikehi.

Väljaraie					Asfaltsegu	
nr	paksus mm	mahumass Mg/m ³ ρ_{bssd}	jääv- poorsus % V_m	tihendus- tegur	mahumass Mg/m ³ ρ_{bssd}	erimass Mg/m ³ ρ_{mv}
AC 12 surf						
1	35	2,417	2,9	0,99	2,434	2,489
2	35	2,424	2,6	1,00		
3	36	2,434	2,2	1,00		
4	35	2,432	2,3	1,00		
väljaraiete keskmine	35	2,427	2,5	1,00		

1. Vastupanu jäävdeformatsioonile (deformatsioonikindlus) – väike seade EVS-EN 12697-22:2004+A1:2007 meetod B (õhus) **50°C**

Jrk nr	Omadus	Katsetamise tulemus	Tähis
1.1	Maksimaalne jäljesügavuse juurdekasv	0,53 mm 10 ³ koormustsükli kohta	WTS _{AIR}
1.2	Maksimaalne suhteline jäljesügavus	30,6 %	PRD _{AIR}
1.3	Maksimaalne jäljesügavus	9,2 mm	RD _{AIR}

Saadud tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Vastutav teostaja

Amet Labori juhataja

Nimi Silver Siht

Protokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda labori kirjalik luba.

Labor väljastab ainult värvilise templiga katseprotokolle.

**TALLINNA
TEHNIKAKÕRGKOO**
Pärnu mnt 62
10135 TALLINN
KATSEPROTOKOLL
NR 4795/14

13.11.2014 nr 7-6.4/7290
Lk 1/1

Tellija TALLINNA TEHNIKAKÕRGKOO – hr Sven Sillamäe

Töö ülesanne Asfaltsegu AC 32 base katsetamine.

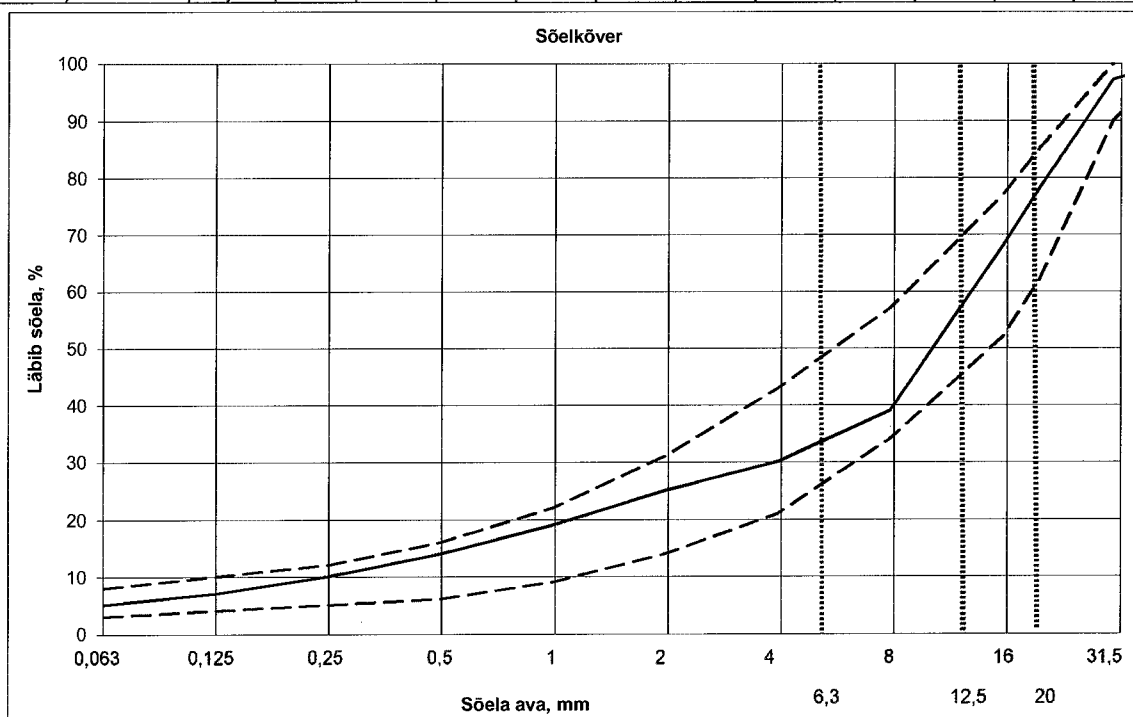
Proovide kirjeldus Proov toodi laborisse katsetamiseks 19.08.14 tellija esindaja poolt.
Laboris registreeriti proov registreerimisnumbriga 4039.

Katsetamine ja tulemused Segukõvera välja piirid (Norm, min ja Norm, max) on võetud standardist EVS 901-3:2009 „Tee-ehitus. Osa 3: Asfaltsegud.“

Jrk nr	Omadus	Katsemeetod	Katsetamise tulemus	Tähis
1.	Lahustuva sideaine sisaldus	EVS-EN 12697-1:2012 (massierinevuste meetod)	3,6 %	S

2. Segu terakoostis EVS-EN 12697-2:2003+A1:2007 järgi:

Sõela ava, mm	0,063	0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	16	20	31,5	45
	Sõela läbind, % kivimaterjali massist											
Faktiline	5,1	7	10	14	19	25	30	39	68	78	97	100
Norm, min	3,0	4	5	6	9	14	21	34	52	62	90	100
Norm, max	8,0	10	12	16	22	31	43	57	77	85	100	



Läbimine sõelast avaga 6,3 mm oli 35%, sõelast avaga 12,5 mm 57% ja sõelast avaga 25 mm 91%.

Saadud tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Vastutav teostaja

Amet Labori peaspetsialist

Nimi Andrus Märtnmaa



Protokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda labori kirjalik luba.

Labor väljastab ainult värvilise templiga katseprotokolle.

**TALLINNA
TEHNIKAKÕRGKOOL**
Pärnu mnt 62
10135 TALLINN

KATSEPROTOKOLL NR 4794/14

13.11.2014 nr 7-6.4/7289
Lk 1/1

Tellija TALLINNA TEHNIKAKÕRGKOOL – hr Sven Sillamäe

Töö ülesanne Asfaltsegu AC 12 surf katsetamine.

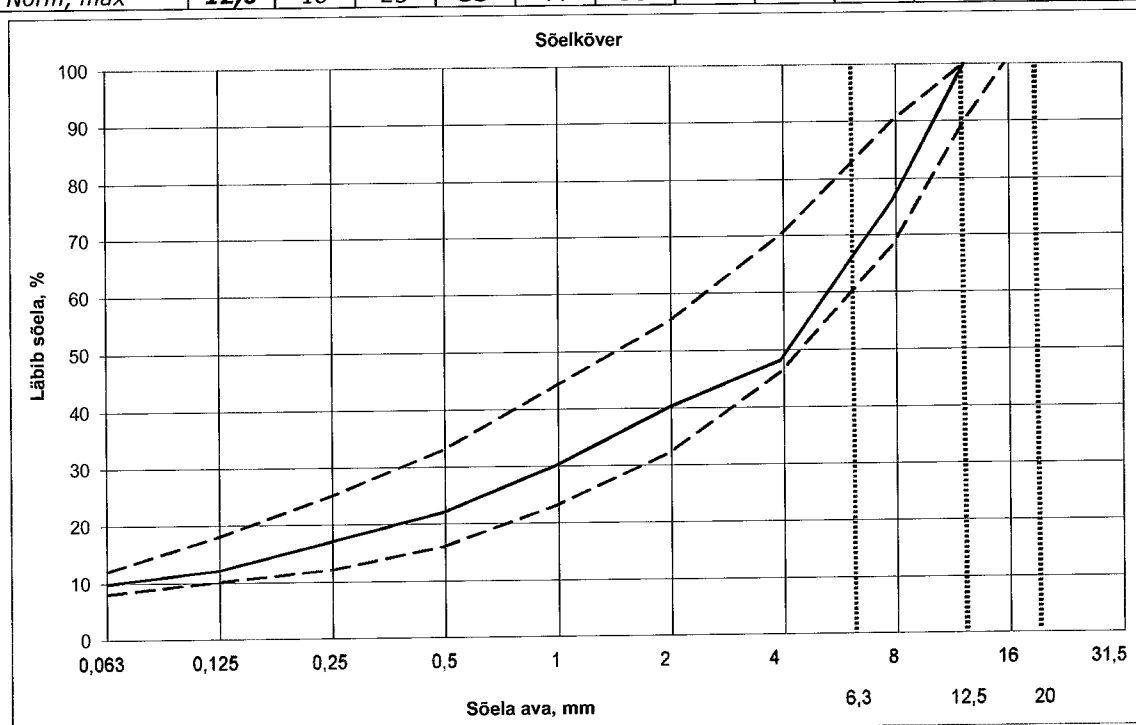
Proovide kirjeldus Proov toodi laborisse katsetamiseks 19.08.14 tellija esindaja poolt.
Laboris registreeriti proov registreerimisnumbriga 4039.

Katsetamine ja tulemused Segukövera välja piirid (Norm, min ja Norm, max) on võetud standardist EVS 901-3:2009 „Tee-ehitus. Osa 3: Asfaltsegud.“

Jrk nr	Omadus	Katsemeetod	Katsetamise tulemus	Tähis
1.	Lahustuva sideaine sisaldus	EVS-EN 12697-1:2012 (massierinevuste meetod)	5,7 %	S

2. Segu terakoostis EVS-EN 12697-2:2003+A1:2007 järgi:

Sõela ava, mm	0,063	0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	12,5	16	20	31,5
	Sõela läbind, % kivimaterjali massist											
Faktiline	9,7	12	17	22	30	40	48	76	100			
Norm, min	8,0	10	12	16	23	32	46	68	90	100		
Norm, max	12,0	18	25	33	44	55	70	90	100			



Läbimine sõelast avaga 6,3 mm oli 63%.

Saadud tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Vastutav teostaja

Amet Labori peaspetsialist

Nimi Andrus Märtnmaa

Protokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda labori kirjalik luba.

Labor väljastab ainult värvilise templiga katseprotokolle.

KATSEPROTOKOLL
NR 5077/14

27.11.2014 nr 7-6.4/7720

Lk 1/1

- Tellija** TALLINNA TEHNIKAKÕRGKOOL – hr Sven Sillamäe
- Töö ülesanne** Kahekihilise asfaldi väljaraiete pealmise kihi AC 12 surf katsetamine.
- Proovide kirjeldus** Proov toodi laborisse katsetamiseks 28.07.14 tellija esindaja poolt.
- Laboris registreeriti proov registreerimisnumbriga 4039.
- Katsetamine ja tulemused** Enne penetratsiooni, pehmenemis- ja murdumistäpi määramist eemaldati ekstraheerimise käigus väljaraietest sideaine standardi EVS-EN 12697-1:2012 järgi ning seejärel eemaldati sideaine lahustist standardi *EVS-EN 12697-3:2005 põhimõtteid järgides.
- *- Eesti Akrediteerimiskeskuse poolt akrediteerimata katse.

Jrk nr	Omadus	Katsemeetod	Katsetamise tulemus	Tähis
1.	Penetratsioon 25 °C juures	EVS-EN 1426:2007	108 x 0,1 mm	-
2.	Pehmenemistäpp	EVS-EN 1427:2007	46,6 °C	-
3.	Murdumistäpp	EVS-EN 12593:2007	miinus 12 °C	-

Märkus: Murdumistäpi määramisel ei toimunud klassikalist bituumeni murdumist (ka madalatel temperatuuridel kuni miinus 30 °C juures). Sideaine pinnale tekkisid painutamisel horisontaalsed jooned, bituumen jäi elastseks. Katse tulemuseks on võetud 1. joone tekkimine.

Saadud tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Vastutav teostaja

Amet Labori juhataja

Nimi Silver Siht

Protokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda labori kirjalik luba.

Labor väljastab ainult värvilise templiga katseprotokolle.

KATSEPROTOKOLL
NR 5078/14

27.11.2014 nr 7-6.4/7721

Lk 1/1

- Tellija** TALLINNA TEHNIKAKÕRGKOO – hr Sven Sillamäe
- Töö ülesanne** Kahekihiliste asfaldi väljaraiete alumise kihi AC 32 base katsetamine.
- Proovide kirjeldus** Proov toodi laborisse katsetamiseks 28.07.14 tellija esindaja poolt.
- Laboris registreeriti proov registreerimisnumbriga 4039.
- Katsetamine ja tulemused** Enne penetratsiooni, pehmenemis- ja murdumistäpi määramist eemaldati ekstraheerimise käigus väljaraietest sideaine standardi EVS-EN 12697-1:2012 järgi ning seejärel eemaldati sideaine lahustist standardi *EVS-EN 12697-3:2005 põhimõtteid järgides.
- *- Eesti Akrediteerimiskeskuse poolt akrediteerimata katse.

Jrk nr	Omadus	Katsemeetod	Katsetamise tulemus	Tähis
1.	Penetratsioon 25 °C juures	EVS-EN 1426:2007	95 x 0,1 mm	-
2.	Pehmenemistäpp	EVS-EN 1427:2007	49,0 °C	-
3.	Murdumistäpp	EVS-EN 12593:2007	miinus 13 °C	-

Märkus: Murdumistäpi määramisel ei toimunud klassikalist bituumeni murdumist (ka madalatel temperatuuridel kuni miinus 20 °C juures). Sideaine pinnale tekkisid painutamisel horisontaalsed jooned, bituumen jäi elastseks. Katse tulemuseks on võetud 1. joone tekkimine.

Saadud tulemused kehtivad ainult kirjeldatud proovide kohta.

Vastutav teostaja

Amet Labori juhataja

Nimi Silver Siht

Protokolli osaliseks kopeerimiseks tuleb taotleda labori kirjalik luba.

Labor väljastab ainult värvilise templiga katseprotokolle.