

E263 TALLINN-TARTU-LUHAMAA KM 67-68

KOSE-VÕÕBU KATSELÕIK

LÕPPARUANNE

Projektijuht: Peeter Škepast

Töö on koostatud Maanteeameti teede arengu osakonna tellimusel

Tallinn
2016

Projektijuht:
Peeter Škepast

Töös osalesid:
J. Forsman
T. Dettenborn
A. Ellmann

© Maanteeamet, 2016

Töö tellija on Maanteeamet, kuid töö tulemus ei pea olema kooskõlas Maanteeameti seisukohaga ega väljenda Maanteeameti poolt heakskiidetud arvamusi. Vastutus antud dokumendis toodud informatsiooni ja esitatud arvamuste eest lasub täies mahus töö teostajal. Tööd võib vabalt tervikuna tasuta kasutamiseks välja anda või tsiteerida allikale viidates.

Redaktsioon **1.0**
Kuupäev **06.10.2016 (final 17.11.2016*)**
Koostanud **J. Forsman, T. Dettenborn**
Kontrollinud **P. Skepast**
Kinnitanud **T. Tõnts**
* täiendatud vastavalt Maanteeameti 31.10.2016 ja
15.11.2016 esitatud kommentaaridele

Viide E263 TALLINN–TARTU–LUHAMAA KM 67-68
KOSE-VÕÕBU KATSELÕIK
LÕPPARUANNE 10/2016

SISUKORD

1.	SISSEJUHATUS	1
2.	OBJEKTI KIRJELDUS	4
3.	KATSELÕIGU STRUKTUURID JA MATERJALID	6
3.1	Struktuurid	6
3.2	Materjalid	6
3.2.1	Kergkruusa (LWA) pikaajaline veeimavus	6
3.2.2	EPS plokkide pikaajaline veeimavus	7
4.	UURIMISMETOODIKA	8
4.1	Sondeerimine, proovivõtt ja laboritestid	8
4.2	Geofüüsikalised uuringud	8
4.3	Vajumite mõõtmine	8
5.	VAJUMI MÕÖTMISTULEMUSED	9
5.1	Koguvajum	9
5.2	Kohaldatud vajum	9
5.3	Vajumi tekkekiirus ja hinnang	11
5.4	Pealmise kihi vajum	13
5.5	Ristlõikelised vajumid	13
5.6	Sammaldumine lõik 4 pinnal	14
5.7	Mulde täite tihenemine	14
5.8	Katselõikude jätmise uue tee alla	14
6.	TEOSTATAVUSUURING	15
6.1	Kose-Võõbu lõigul ehitatud teststruktuurid	15
6.2	Alternatiivsed lahendused	17
7.	SOOVITUSED EDASPIDISTEKS UURINGUTEKS	20
8.	JÄRELDUS	23
8.1	“Turba paigalejätmise” meetodid Võõbus	23
8.2	Mass-stabiliseerimine ja massi vahetus	26
8.3	Katselõigu teostatavus (peale üheaastast jälgimist)	26

LISAD

Lisa 1	Teststruktuuride ristlõiked. 4 lk.
Lisa 2	Ristlõikelised vajumid. 5 lk.
Lisa 3	Ellmann, A. 2016. Võõbu katselõigu geodeetiline jälgimine, 2016.a. II ja III kvartal (eesti k). Tallinna Tehnikaülikool, Tallinn. 29 lk.
Lisa 4	<i>Article, Road Embankment Test Sections over Soft Peat Layer, Võõbu, Estonia. Proceedings of 13th Baltic Sea Geotechnical Conference, Lithuania, 22–24 September 2016. 6 p.</i>
Lisa 5	<i>Article, Full scale reinforced road embankment test sections over soft peat layer, Võõbu, Estonia. The 17th Nordic Geotechnical Meeting, Reykjavik Iceland 25th - 28th of May 2016. 10 p.</i>
Lisa 6	Alternatiivlahenduste dimensioneerimisarvutused. 17 lk.
Lisa 7	Alternatiivsete lahenduste maksumuse arvutused. 4 lk.
Lisa 8	Valmishitatud katselõikude 0-5 maksumuse arvutus (Hinnavõrdlus). 20 lk.
Lisa 9	Uue teetrassi alla jäetud katselõigud. 1 lk.

1. SISSEJUHATUS

2015.a. ehitati Põhja-Eestis, Kose-Võõbu piirkonnas rida tee muldkeha kindlustusi 2-4 m paksuse turbalasuundi peale. (Joonised 1.1, 1.2 ja 1.3).

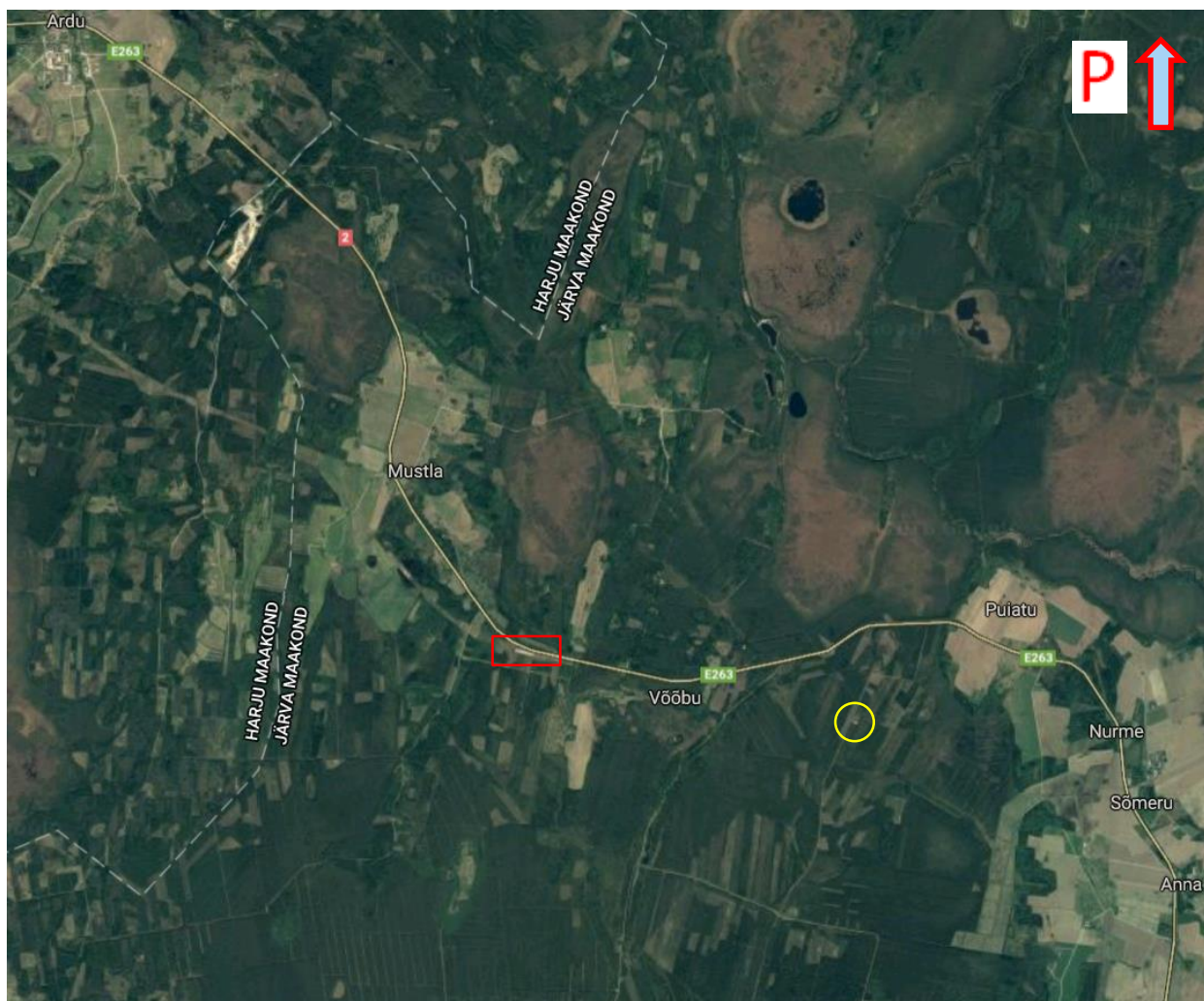
Uurimistöö ajendiks oli erinevate mulde kindlustus- või tugevdusmeetodite tehniline ja majanduslik tasuvus projekteeritud teetrassil (E263). Kogu katselõik koosnes kuuest erinevast teemuldest: massi vahetus, ühe- ja kahekihiline geotekstiil, geokärg, kergkruus- (LWA) ja vahtpolüstüreen- (EPS) mulle. Turbakihi tihendamise kiirendamiseks rakendati katselõikudele täiendavat koormust.

Katselõigu tellijaks oli Maanteeamet, geotehniline projekteerija - AS Geotechnica Inseneribüroo G.I.B ning tööde teostaja - Lemminkäinen Eesti AS. Objekti järelevalvet teostas Skepast & Puhkim AS, Tallinna Tehnikaülikooli Teedeinstituut teostas mõõtmistööd. Aruanded koostas Ramboll Finland Oy.

Täiendavalt Võõbu katselõigule (2015) on läheduses ka mass-stabiliseeritud katsekonstruktsioon (2009). Sellest on lähemalt kirjutatud artiklis "*Mass stabilisation of E263 highway section Kose-Mäo in Estonia*". (Forsman et al. 2009) ning pikemaajaliste vaatluste tulemused on esitatud aruandes "*Kose-Mäo test stabilization 2009, compression tests 11/2015 (column penetration soundings, report)*" (Forsman et al 2015b).



Joonis 1.1. Võõbu katselõigu asukoht.



Joonis 1.2. Vööbu katselõigu asukoht Mustla ja Vööbu vahel Tallinn-Tartu maantee ääres (punasega märgitud kast). Mass-stabiliseerimise katselõik on tähistatud kollase ringiga.



Joonis 1.3. Vööbu katselõigu täpsem asukoht.

Kose-Võõbu katselõiguga seotud aruanded

Ellmann, A. 2016 *Geodetic monitoring of the Võõbu test site in II-nd and III-d quarter of 2016* (in Estonian). Tallinn University of Technology, Tallinn. 29 pp.

Ellmann, A. 2016. *Geodetic monitoring of the Võõbu test site in I-th quarter of 2016* (in Estonian). Tallinn University of Technology, Tallinn. 25 pp.

Ellmann, A. 2016. *Geodetic monitoring of the Võõbu test site in IV-th quarter of 2015* (in Estonian). Tallinn University of Technology, Tallinn. 27 pp.

Ellmann, A. 2015. Mounting and monitoring of levelling benchmarks in the Võõbu road construction test site. Tallinn University of Technology, Tallinn

Forsman, J, Dettenborn, T & Skepast, P. 2016. Kose-Võõbu test embankment - Cost comparison report 04/2016. 15 p + 20 app.

Forsman, J, Dettenborn, T & Skepast, P. 2016. Kose-Võõbu test embankment - Preliminary technical analysis, report 04/2016. 41 pp.

Forsman, J, Dettenborn, T & Skepast, P. 2015. Kose-Võõbu test embankment - Construction report 11/2015. 36 p + 276 app.

Forsman, J., Piispanen, P. & Winqvist, F. 2015. Kose-Mäo test stabilization 2009, compression tests 11/2015 (column penetration soundings, report). Espoo 11.12.2015, client Maanteeamet. Ramboll Finland Oy.

Julge, K. 2015. 3D-model from aerial photos.
<https://sketchfab.com/models/43081376e08f45c89eb5736ec9a4a975>

Forsman, J, Dettenborn, T & Skepast, P. 2015. Embankment foundation structures over peat, literature and case study. 37p + 57 app.

Korkiala-Tanttu, L., Gustavsson, H. & Lojander, M. 2015. Mnt2 nr 2 Tallinn-Tartu-Voru-Luhamaa-Kose-Voobu Sektsioon 5 Pk 638+30,50 – 638+60,50, EPS-structure, calculation report. Aalto University, Geoengineering Group. 12 p.

Olep, M. 2015. T2 Võõbu test embankment section, geotechnical calculations (during June and July 2015).

Truu, M. & Tikas, V. 2015. T2 Võõbu katselõigu maaradari mõõdistused. Teede Tehnokeskus. Tallinn, 2015. 6 p.

Maanteeamet 2015. T2 Võõbu katselõigu projekteerimine ja ehitus. Riigihanke „T2 Võõbu katselõigu projekteerimine ja ehitus“. HD lisa III Tehniline kirjeldus. 14 p.

Pohjatekniikka OY 2015. Kose-Võõbu tehnilise projekti Mulde ehituse alternatiivide tehnilis-majanduslik võrdluse aruanne ekspertiis.

Kelprojektas 2015. Kose-Võõbu tehnilise projekti Mulde ehituse alternatiivide tehnilis-majanduslik võrdluse aruanne.

Dokumendid 2008- 2014 Reaalprojekt 2014. Kose-Võõbu tehnilise projekti geoloogia.

Reaalprojekt 2014. Kose-Võõbu tehnilise projekti geodeesia.

Ramboll 2009. Kose-Võõbu eelprojekt.

Reaalprojekt 2008. Kose-Võõbu eelprojekti geoloogia.

Reaalprojekt 2008. Kose-Võõbu eelprojekti geodeesia.

Seotud artiklid

Forsman, J, Dettenborn, T, Skepast, P., Mets, M., Olep, M., Ellmann, A., Vallas, I., Tõnts, T. & Kontson, K. 2016. Road Embankment Test Sections over Soft Peat Layer, Võõbu, Estonia. Proceedings of 13th Baltic Sea Geotechnical Conference, Lithuania, 22–24 September 2016, 6 p.

Forsman, J., Marjamäki, T., Jyrävä, H., Lindroos, N., Autiola, M. 2016. Applications of mass stabilization at Baltic Sea region. Proceedings of 13th Baltic Sea Geotechnical Conference, Lithuania, 22–24 September 2016, 6 p.

Forsman, J, Dettenborn, T, Skepast, P., Mets, M., Olep, M., Ellmann, A., Vallas, I., Tõnts, T. & Kontson, K. 2016. Full scale reinforced road embankment test sections over soft peat layer, Võõbu, Estonia. The 17th Nordic Geotechnical Meeting, Reykjavik Iceland 25th - 28th of May 2016, pp. 1279-1288, 10 p.

Forsman, J., Hakari, M., Jyrävä, H., Ritsberg, K. & Skepast, P. 2009. Mass stabilisation of E263 highway section Kose-Mäo in Estonia. XXVII International Baltic Road Conference Riga, Latvia, 24-26.9.2009. 6 p.

2. OBJEKTI KIRJELDUS

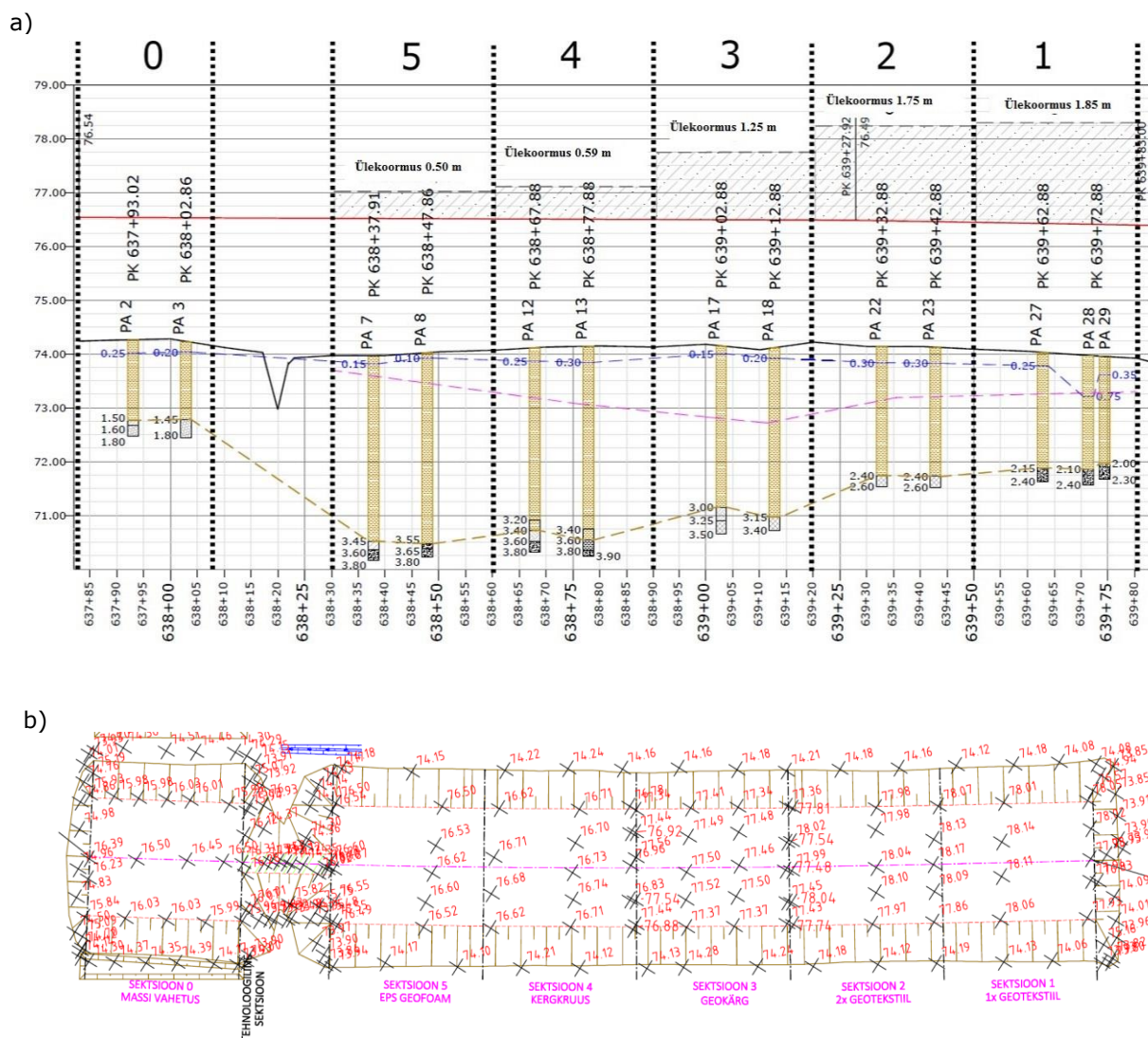
Katseala on osa Kõrvemaa soode piirkonnast (Joonis 1.2 and 1.3). Tuginedes loodimis- ja radarmõõtmise (GPR, *Ground Penetrating Radar*) tulemustele on turba paksus lõikude 1 – 5 piirkonnas ca 1.8-3.4 m. Maapinna kõrgus on +74.2 kuni 74.3m ülalpool merepinda. Lõikude 5 ja 0 vahel on kraav, kus maapind on madalam. Turbakihi all on savikas muda, peenliiv ja kruusane liiv (moreen).

Enne ehitustööde algust juunis 2015.a. mõõdeti katselõigus turbakihi paksus radariga (GPR). Keskmise mõõdetud dielektiline konstant oli $\epsilon_r=44$, mis näitab turba kõrget veesisaldust.

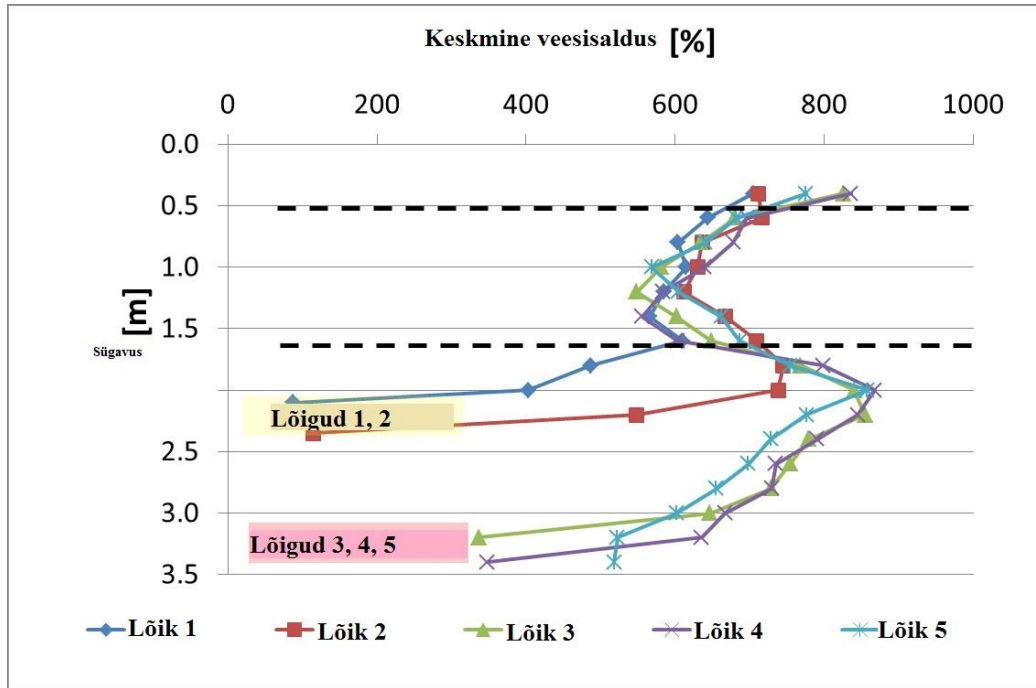
Loodimis- ja proovivõtutulemuste järgi on katsealas kolm erinevat turbakihti (Joonised 2.1 ja 2.2). Esitatud nihketugevus on vähendamata ning esialgsete tingimuste põhjal.

- $z=0-0.5$ m: madal lagunemise aste, sisaldab juuri, oksid ja kände;
- $z=0.5-1.5$ m: keskmine kuni kõrge lagunemise aste, $w \approx 400-600$ %, $\tau \approx 9$ kPa;
- $z=1.5-3.5$ m: keskmine lagunemise aste, $w \approx 700-900$ %, $\tau \approx 4$ kPa

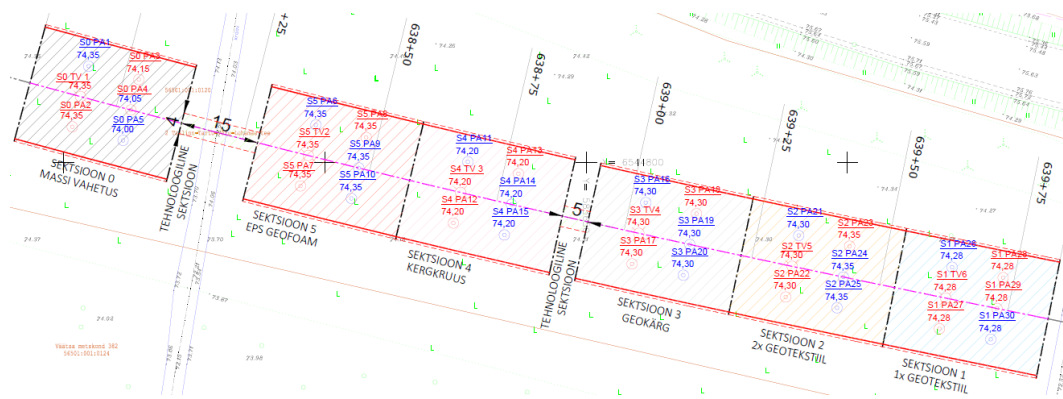
Puurauk nr 13 proovidele teostati ulatuslikud odomeeter-tihenduskatsed (tabel 2.1 ja joonis 3.3). Katsed viidi läbi vastavalt CEN ISO/TS 17892-5 standardile.



Joonis 2.1. a) Katseala pikiprofiil. Punane joon on teepinna projekteeritud tase. Ülekoormuse paksus on nagu enne ülekoormuse ehitust projekteeritud. b) Rakendatud ülekoormuse tase 30.10.2015 (Ellmann 2016a).



Joonis 2.2. Kolm turbakihti ja looduslik turba veesisaldus katselõikudes 1-5.



Joonis 2.3. Loodimiste ja puuraukude asukohad. Vahet lõikude 3 ja 4 vahel lõplikul struktuuriskeemil ei ole.

Tabel 2.1. Odomeeter-tihenduskatsed turbaproovidega, puurauk nr 13. Kasutatud koormussammud olid $\sigma=10$ (1 h); 25 (22 h); 50 (24 h); 75 (24 h); 100 kPa (24 h).

Sügavus	W1	W2	pd	Cc	$C_0^{(1)}$	$c_v * (1)$	$k * (1)$	$m_v * (1)$	$e^{(1)}$
[m]	[%]	[%]	[t/m ³]	[-]	[-]	[m ² /a]	[m ⁻¹⁰ /s]	[MPa ⁻¹]	[-]
0.85-0.95	910	496	0.10	6.65	-/ 0.31 / 0.47 / 0.16	-/26.2/10.6/-	-/250/56/-	-/3.0/1.6/-	15.2/8.6/7.1/6.7
1.35-1.45	1043	423	0.09	7.50	-/ 0.39 / 0.38 / 0.11	-/25.4/9.4/-	-/92/137/-	-/1.1/4.6/-	17.2/8.8/7.5/6.8
2.15-2.25	800	437	0.11	5.70	-/ 0.32 / 0.38 / 0.12	-/6.0/11.0/-	-/54/30/-	-/2.8/0.9/-	12.8/7.4/6.4/5.7
2.75-2.85	630	344	0.14	4.57	-/ 0.32 / 0.31 / 0.37	-/28.6/2.6/-	-/136/6.9/-	-/1.5/0.8/-	10.2/6.6/5.9/5.2

⁽¹⁾Koormamine $\sigma= 0/ 50/ 75/100$ kPa

* Arvestatud $\sigma= 25-50$ kPa; $\sigma=50-7$

3. KATSELÕIGU STRUKTUURID JA MATERJALID

3.1 Struktuurid

Struktuuride ja ehituse täpsem kirjeldus on esitatud ehitusaruandes 11/2015 (Forsman et. al 2015).

Lõik 0 puhul on tegemist massi vahetusega (Lisa 1, Joonis 1). Lõik on lähtekohaks teistele struktuuridele ning selle puhul ei rakendata ülekoormust.

Lõik 1 puhul kasutati ühekordset geotekstiili turbakihi peal (600/50). Muldkeha äärtes mähiti tugevdus vähemalt 5.7 m keskjoone poole ("ankurduse ümber mähkimine"). Ristlõige 1 on esitatud Lisas 1 joonil 2.

Lõik 2 koosneb kahest kihist geotekstiilist. Alumine geotekstiil turbakihi peal oli tugevusega 400/50 kN/m ja pealmine muldkeha sees 200/50 kN/m. Muldkeha äärtes mähiti tugevdus vähemalt 5.0m keskjoone poole. Tugevdustevaheline vertikaalne kaugus oli 0.5-0.8m. Katselõik 2 ristlõige on esitatud Lisas 1, joonis 3.

Lõik 3 puhul on kasutatud geokärge. Enne kärje paigaldust asetati aluspinnase (turba) peale geovõrk (40/40). Geokärje kõrgus oli 1 m ning see täideti 0/64 mm paekivitäitega, mida kärje sees ei tihendatud. Katselõik 3 ristlõige on esitatud Lisas 1, joonis 4.

Lõik 4 koosneb geotekstiilist ja kergkruusast (*LWA, Light Weigh Aggregate*). Enne materjali paigaldust asetati turbakihi peale geotekstiil 400/50 kN/m. Muldkeha servadesse ehitati 1 m paksune materjali barjäär ning 1 – 1.5 m paksune kergkruusa kiht paigaldati selle vahele. Kasutatud kergkruus oli paisutatud täitematerjal (põletatud savi), terasuurusega 10/20 mm. Kergkruusa miinimumpaksus äärtes oli 1 m. Katselõik 4 ristlõige on esitatud Lisas 1, joonis 5.

Lõik 5 puhul on kasutatud EPS (vahtpolüstüreen) plokkide. Esialgelt oli planeeritud plokkide ühendamine metallvarbade abil, kuid need asendati PVC torude (diameeter 25 mm) ning plastikkinnitustega EPS plokkide pinnal.

Plokkide peale asetati kaitseks 0.5 mm paksune madala tihedusega polüetüleenist plastikkile (LLDPE). Plokkide kiht kaeti 0.9 m paksuse täitekihiga. Parema teekonstruktsiooni kandevõime saavutamiseks paigaldati sellele kihile geovõrk (40/40 kN/m).

Katselõik 5 ristlõige on esitatud Lisas 1, joonis 6.

3.2 Materjalid

Teststruktuurides kasutatud materjalid on detailsemalt kirjeldatud ehitusaruandes 11/2015 (Forsman et.al 2015).

3.2.1 Kergkruusa (LWA) pikaajaline veeimavus

Soome Transpordiameti suunised annavad 5 erinevat arvutuslikku väärtust kergkruusa jaoks sõltuvalt veetaseme tingimustest. Tiheduse arvutuslikud väärtused on esitatud tabelis 3.1.

Tabel 3.1. Iseloomulikud kergkruusa arvutuslikud väärtused erinevates tingimustes (Leca 2016; Soome Transpordiamet 2011).

Tihedus	Arvutuslik väärtus
Kuiv, lahtine	3.0 kN/m ³
Kuiv (w = 30 kaalu-%)	4.0 kN/m ³
Perioodiline sukeldumine	6.0 kN/m ³
Püsiv sukeldumine	10.0 kN/m ³

3.2.2 EPS plokkide pikaajaline veeimavus

Pinnasesse paigaldatud EPS plokkid imavad vett kahel viisil. Üks võimalus on, et vesi täidab tühimikud surve või kapillaaride tõusu tõttu. Kuna veeaur võib hajuda läbi polüstüreeni kui tegemist on temperatuurikaldega, kondenseerub veeaur tühimikes juhul kui temperatuur langeb allapoole kastepunkti. 500 mm paksuses EPS plaadis või suurema paksusega EPS täites on temperatuuri vahed selles plaadis või täites väga väikesed. Võimalik veeimavus veeauru hajumise tõttu ei ole ilmselt suur (Norra Maanteeamet 2002).

Kuivendatud tingimused (*drained conditions*):

EPS plokkide objektidest võetud proovide katsed, kus plokkid olid kuivendatud tingimustes, s.t asusid ülalpool kõrgeimat põhjavee taset või suurvett, näitavad kõik enam kui 20 aastat maa sees olemist veesisaldust alla 1% mahu kohta (Norra Maanteeamet 2002).

Perioodiliselt ja püsivalt veealused tingimused:

Plokkides, mis olid perioodiliselt vee alla uputatud, mõõdeti veesisaldust kuni 4 % mahust. Püsivalt vee all olnud plokkides ulatus veesisaldus kuni 10 % lähedale mahust näidates mõningast kasvu aastate jooksul. Edaspidist kasvu üle 10 % mahust ei ole siiski oodata. Veesisaldus kahaneb kiirelt ülalpool veetaset ning näitab kuivendatud tingimuste väärtusi vaid 200 mm ülalpool kõige kõrgeimat veetaset (Norra Maanteeamet 2002).

4. UURIMISMETOODIKA

4.1 Sondeerimine, proovivõtt ja laboritestid

Katselõigu loodimised ja proovivõtt tehti ajavahemikus 17.-19.06.2016 GM65 seadme abil. Loodimiste ja puuraukude asukohad on esitatud joonisel 2.3. Loodimised hõlmasid:

- Kokku 13 puurauku;
- Ca 130 proovi, mis võeti tigupuurimismeetodil (110 mm);
- Üks tiivikkatse iga lõigu kohta (tiivik 150 mm x 75 mm, 0.5 vertikaalsamm).

Veetaset mõõdeti katselõigu 3 ääres mõlemas servas (joonis 4.1) tasemel +74.1 – 74.3 ajavahemikus oktoober 2015 – märts 2016 (Forsman et al. 2016a).

4.2 Geofüüsikalised uuringud

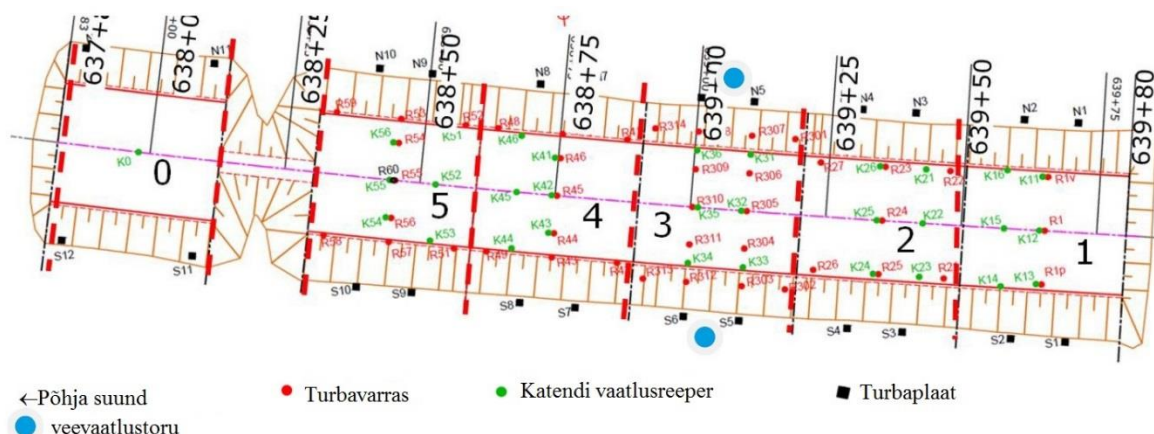
Enne ehitustöid mõõdeti turbakihi paksus (10.06.2015) radariga (GPR) kolmelt mõõtejoonelt. Rakendatud radariantennid olid 400 MHz ja 100 MHz GSSI ja 500 Hz MALA antenn. Tulemused kalibreeriti puuraukude andmetega. Keskmise mõõdetud dielektriline väärtus oli $E_r = 44$, mis näitab turba suurt veesisaldust. Suure veesisalduse tõttu kasutati vaid 100 Hz antenni andmeid turbakihi paksuse analüüsiks. Detailsem meetodite kirjeldus ja tulemused on esitatud GPR aruandes (Truu & Tikas 2015).

4.3 Vajumite mõõtmine

Vajumite mõõtmiseks paigaldati kokku 98 mõõtepunkti (asukohad on näidatud joonisel 4.1). Vaatlusreeperite paigalduse ja jälgimise kokkuvõtte on esitatud A. Ellmanni aruandes 2015.a.

- 36 pikavardalist reeperit turbakihi laotatud geotekstiilil ("R" reeperid);
- 6 pikavardalist reeperit 2. sektsiooni ülemisele tekstiilikihil (ca 1 m turba peale);
- 1 reeper EPS pealispinnal (5. sektsiooni keskaik);
- 30 pikavardalist katendireeperit ning 1 sepanaela tüüpi reeper ("K" plaadid);
- 20 turbaplaati teemuldest 1 m kaugusel;
- 4 vaatlusplaati 0-sektsiooni nõlvade nihke tuvastamiseks

Geomeetriline nivelleerimine teostati täpse digitaalnivelliir DiNi-03 ja ribakoodiga mõõdulati abil (Ellmann 2015). Muldkeha pind mõõdeti RPAS (*Remotely Piloted Aircraft System*) abil mitmes etapis (vt Julge 2015).



Joonis 4.1. Vaatlusreeperite asukohad. 0. Massi vahetus 1. Geotekstiil, üks kiht 2. Geotekstiil, 2 kihti 3. geokärg 4. kergkruus 5. EPS plokid. (Forsman et al. 2016a)

5. VAJUMI MÕÖTMISTULEMUSED

Käesolevas aruandes on esitatud vajumi mõõtmistulemused alates ehitusest ja vajumiplaatide paigaldusest suvel ja sügisel 2015 kuni 2016.a. septembri lõpuni.

5.1 Koguvajum

Joonis 5.1 näitab turba ja katendi vaatlusreeperite mõõdetud vajumit keskjoonel kuni 27.09.2016. Koormus ei arvesta hõljumise efekti mõju kui mulde põhi on vajunud allapoole põhjavett.

Kuni 27.09.2016 mõõdetud vajum on $\approx 900-1000$ mm lõikudes 1 ja 2, $\approx 1600-1800$ mm lõikudes 3 ja 4 ning $\approx 1100-1200$ mm lõigus 5.

5.2 Kohaldatud vajum

Juhul kui turbaomadused on homogeenised ja muldkehade laius on sama, sõltub turba vajum ainult mulde koormusest ja turbakihi paksusest. Kõige hilisemad vajumi mõõtmistulemused on 2016.a septembrikuust ning nendele vastavalt on mõõdetud turbakihi vajum lõikude 1/ 2/ 3/ 4/ 5 all 1004/ 969/ 1750/ 1601/ 1172 mm ning suhteline tihenemine 51/ 38/ 52/ 46/ 35 % (tabelid 5.1 ja 5.2 ning joonis 5.1).

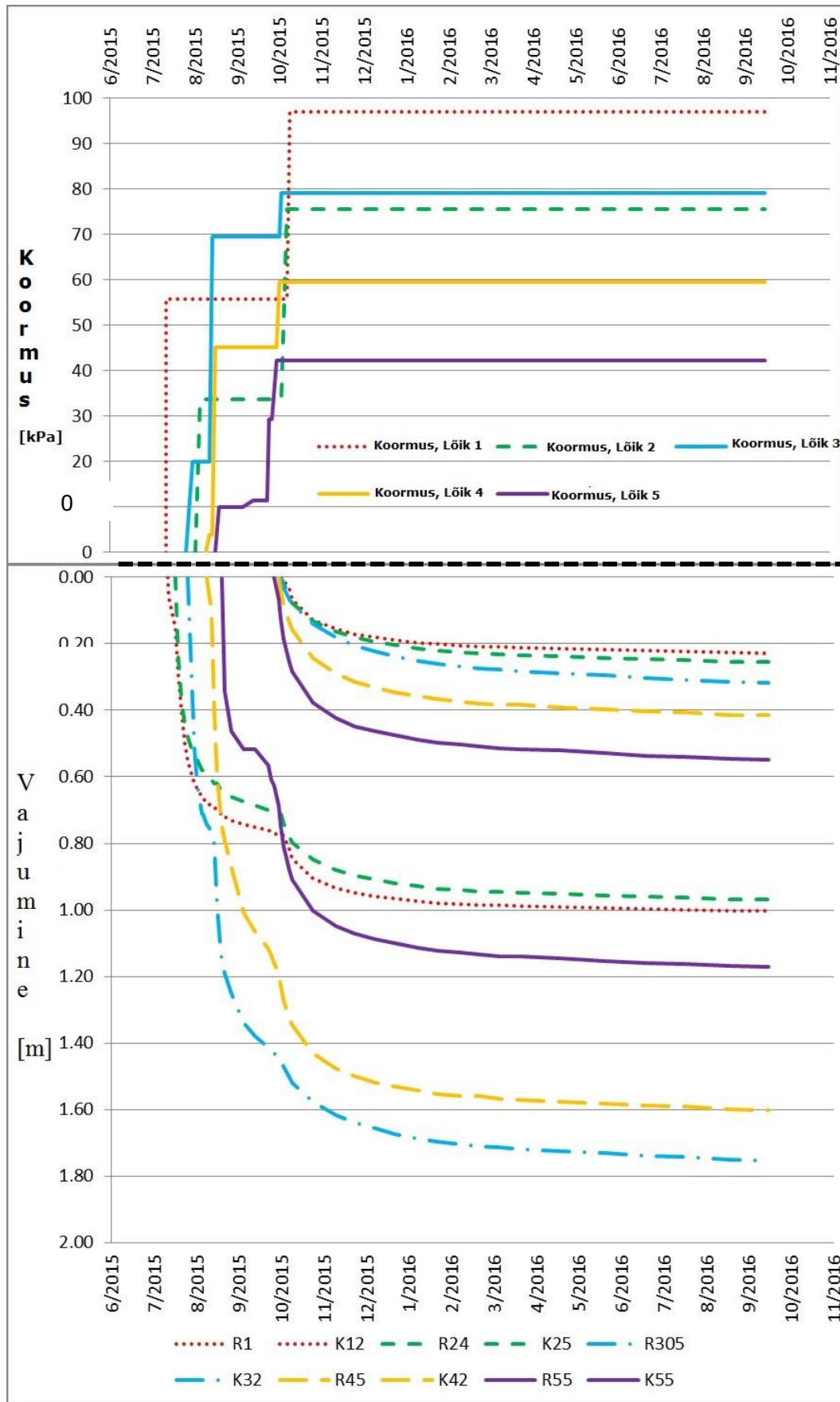
Tabel 5.1. Turbakihi paksus, mulde koormus, mõõdetud vajum, turbakihi suhteline tihenemine kuni 27.09.2016 ja vajumi kiirus ajavahemikus 30.08.-27.09.2016. Suhteline tihenemine = (turbakihi mõõdetud kokkusurumine) / (esialgne turbakihi paksus). Esimeses tulbas märgib esimene number "R" järel lõiku (näiteks R45 puhul tähendab "4" 4.lõiku).

Punkt	Turbakihi paksus [m]	Mulde koormus [kPa] *	Vajum [mm] kuni 29.07.2016	Suhteline tihenemine [%]	Vajumi kiirus 30.08. -27.09.2016 [mm/kuu]
R1	1.96	97	1004	51	1.3
R24	2.53	76	969	38	1.9
R305	3.29	79	1754	53	3.5
R310	3.39	79	1743	51	2.9
R45	3.47	60	1601	46	3.3
R55	3.37	42	1172	35	2.7

* Koormus ei arvesta hõljumise efekti mõju

Tabel 5.2. Mõõdetud ja kohaldatud vajum. Turba paksuse tegur tähendab näiteks lõik 1 puhul = (lõik 1 turba paksus) / (lõik 5 turba paksus). Kohaldatud vajum = (turba paksuse tegur) × (kohaldatud vajum).

Punkt	Turbakihi paksus [m]	Turba paksuse tegur [-]	Mõõdetud vajum [mm] kuni 29.07.2016	Kohaldatud vajum [mm] kuni 29.07.2016
R1	1.96	1.77	1004	1777
R24	2.53	1.37	969	1329
R305	3.29	1.05	1754	1850
R310	3.39	1.02	1743	1785
R45	3.47	1.00	1601	1601
R55	3.37	1.03	1172	1207



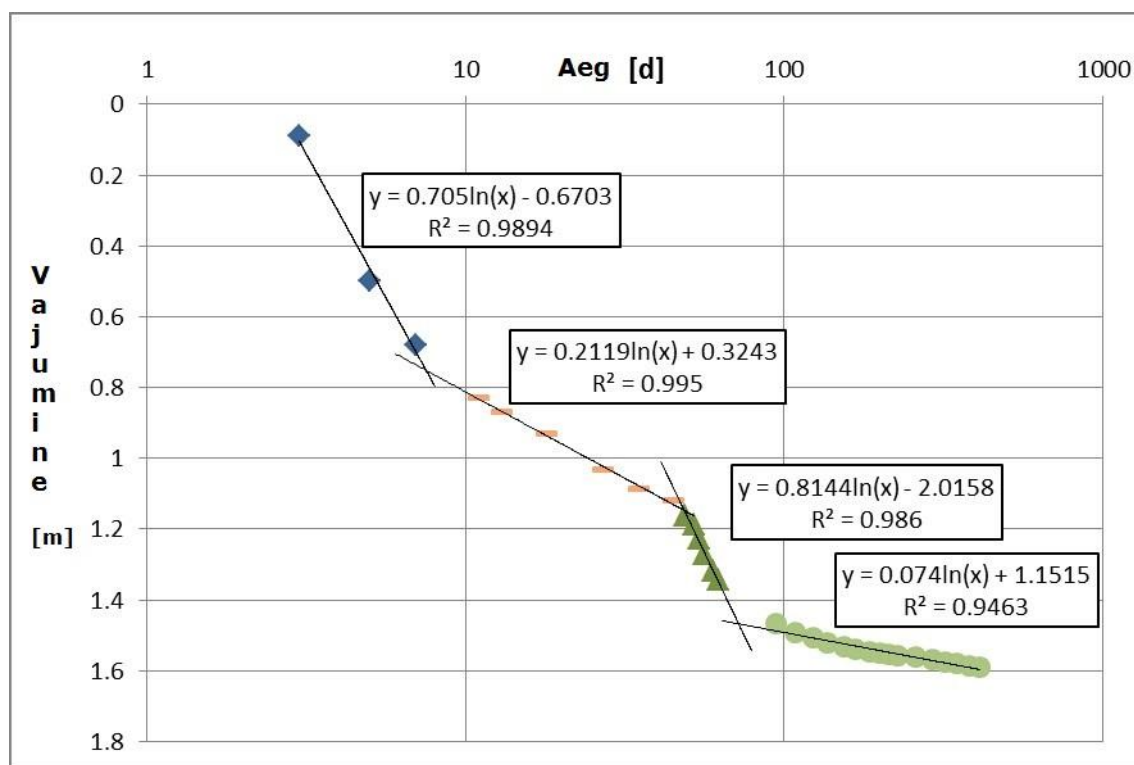
Joonis 5.1. Lõigud 1 kuni 5. Turbapealsete ja keskjooone pinna vajumiplaatide mõõdetud vajumid. Koormus ei arvesta hõljumisefekti mõju kui mulle on vajunud allapoole põhjavele. Koodi esimene number peale "R" või "K" märgib lõigu numbrit (näiteks "R45" puhul tähendab "4" 4.lõiku).

5.3 Vajumi tekkekiirus ja hinnang

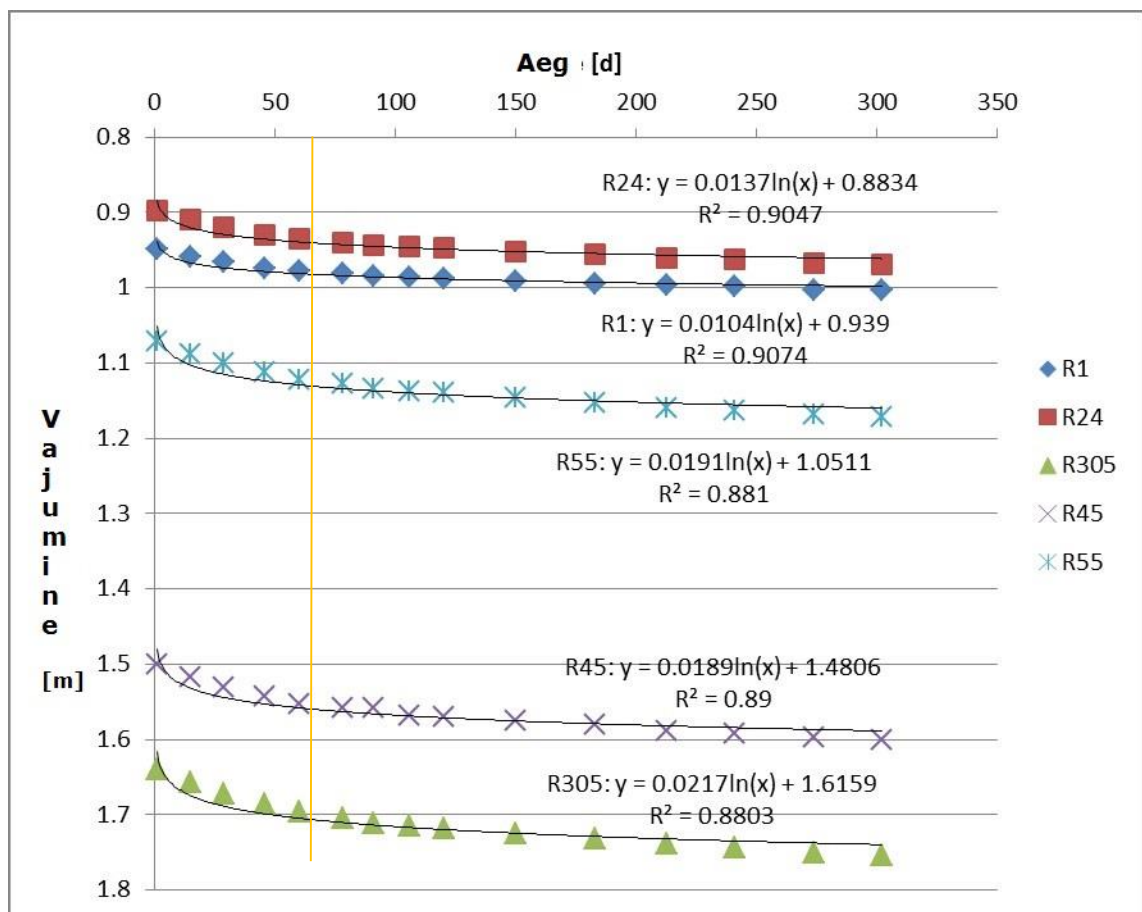
Punkt R44 (katselõik 4) vajumi käitumine on esitatud joonisel 5.2. Muldealune turvas reageerib selgelt koormusele ja turbakihi esmane ning teisene (järel-) vajumietapp on nähtavad.

Vajumikõverad ja tähelepanekud on esitatud joonisel 5.3. Kohaldamine on tehtud viimase teisese vajumietapi jälgimiste põhjal. Tundub, et teisene vajumietapp on alanud detsembrikuus 2015. Käesolevatel mõõtmistulemustel põhinevate vajumihinnangute tulemused on tabelis 5.3. Hinnangutes on ülekoormusega mulle nagu ta hetkel on ning ülekoormuse eemaldamist ei ole hinnangutes arvesse võetud. Tabelis on lõplikud vajumid hinnanguliselt 20 – 40 mm lõplikust teetrasist.

Vajumi kiirus peale ülekoormuse paigaldust oktoobrikuus 2015 on esitatud joonisel 5.4. Vajumi kiirus on aeglustunud ning ajavahemikus 30.08.-27.09.2016 on see 1.3 kuni 3.5 mm kuus. Kõige aeglasem on vajum olnud lõikudes 1 ja 2: 1.3 kuni 1.9 mm kuus. Lõikudes 3, 4 ja 5 kus turba paksus on üle 3 m, oli vajumi kiirus 2.9 kuni 3.5 mm kuus. Lõikude 1 ja 2 kiirus on väike arvestades, et mõlemal katselõigul on ca 1.6 m ülekoormust, mis eemaldatakse enne teekonstruktsioonide ehitust. Ülekoormuse eemaldamine aeglustab tee vajumiskiirust.



Joonis 5.2. Logaritmskaala vajum ja vajumi kohaldamisskaalas. Katselõik 4, punkt R44.



Joonis 5.3. Keskjoone vajumiplaatide mõõdetud teisene vajumine. Teisene tihenemine algas hinnanguliselt detsembris 2015 (≈päev 60 joonisel). Joonisel esitatud kõver on teisendatud logaritmiskaalasse (vt joonis 5.2). Koodi esimene number peale "R" tähistab löigu numbrit (näiteks koodis "R45" number "4" tähistab 4.löiku).

Tabel 5.3. Hinnanguline teisene mulde keskjoone vajum, mis põhineb joonisel 5.3 esitatud kõveratel ja tasandustel. Hinnang ei võta arvesse ülekoormuse eemaldamist.

Vajumiplaat \ Aeg	Teisese tihendamise vajumi erinevus alates alguskuupäevast 12/2016								
	12/2016	12/2017	12/2018	12/2019	12/2020	12/2030	12/2040	12/2070	12/2116
R1	0	7	11	14	17	19	20	22	23
R24	0	9	15	19	22	25	27	28	30
R305	0	15	24	30	35	39	42	45	48
R45	0	13	21	26	30	34	37	39	42
R55	0	13	21	26	31	34	37	40	42

5.4 Pealmise kihi vajum

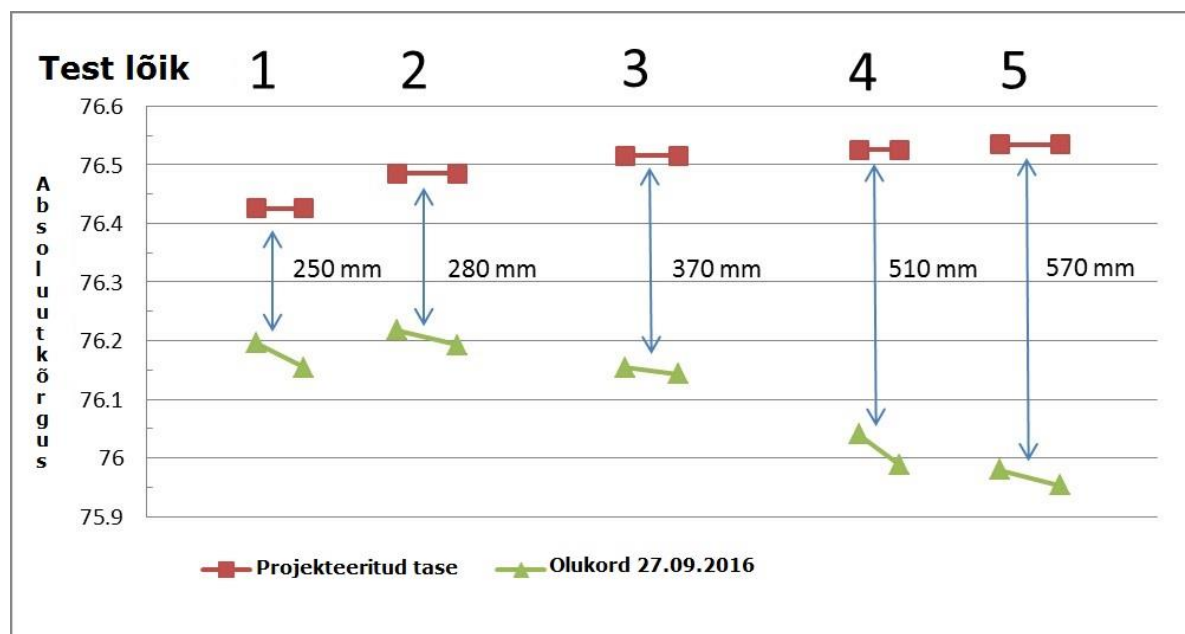
Joonisel 5.4 ja tabelis 5.4 on esitatud katselõikude pealmise kihi hetkeolukord ning võrdlus projekteeritud teetrassi tasapinnaga. Katselõikudes 1 ja 2 on tasapind vajunud 250 kuni 280 mm allapoole projekteeritud teetrassi ning lõigus 3 on vajum 370 mm. Lõikudes 4 ja 5 on tasapind vajunud 510 kuni 570 mm allapoole projekteeritud teetrassi.

Tabel 5.4. Käesoleva katselõigu tasapind suhtes projekteeritud teetrassi (tabeli andmed on koostanud A.Ellmann 2016). Koodi esimene number peale "K" tähistab lõigu numbrit (näiteks koodis "K45" tähistab number "4" 4.lõiku).

Asukoht	Ülekoormuse pinna tase	Projekteeritud ülekoormuse trass	Mõõdetud pealmise kihi tasapind 27.09.2016	Pealmise kihi vahe * [m]	Projekteeritud koormuse paksus [m]	Ülekoormus punase joone peal ** [m]
K12	+78.28	+76.43	+76.20	-0.23	1.85	1.62
K15	+78.28	+76.43	+76.15	-0.27	1.85	1.58
K22	+78.24	+76.49	+76.22	-0.27	1.76	1.49
K25	+78.24	+76.49	+76.19	-0.29	1.76	1.46
K32	+77.77	+76.52	+76.15	-0.36	1.25	0.89
K35	+77.77	+76.52	+76.14	-0.37	1.25	0.88
K42	+77.12	+76.53	+76.04	-0.49	0.59	0.11
K45	+77.12	+76.53	+75.99	-0.54	0.59	0.06
K52	+77.04	+76.54	+75.98	-0.56	0.51	-0.05
K55	+77.04	+76.54	+75.95	-0.58	0.51	-0.08

* mõõdetud tasapind – projekteeritud tasapind

**ülekoormus projekteeritud teepinna peal ("punane joon"), seisuga 27.09.2016



Joonis 5.4. Tasapinna hetkeolukord võrrelduna projekteeritud teetasapinnaga (punane joon).

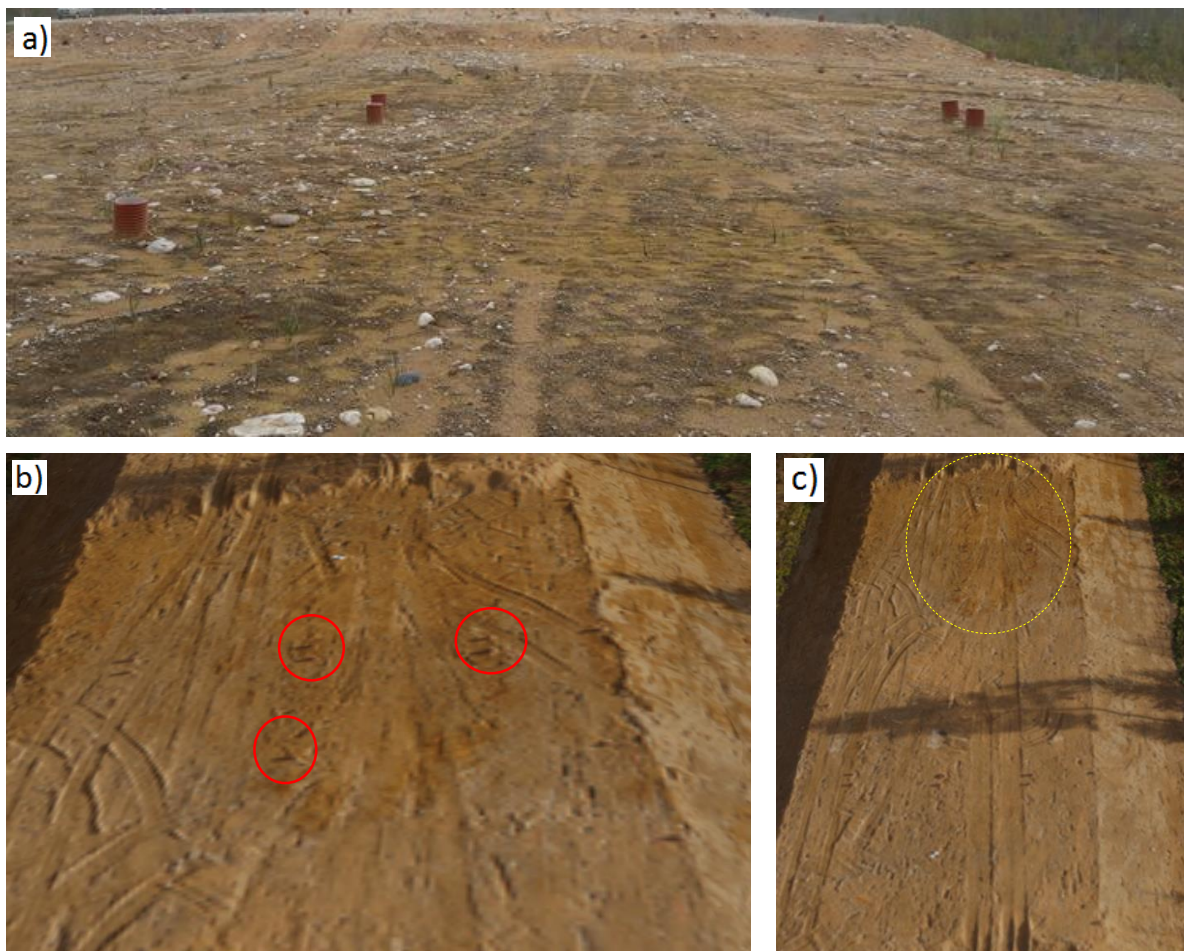
5.5 Ristlõikelised vajumid

Teepinna efektiivse дренаaži jaoks on oluline, et teepinna kalle on jääv ja teemulde ristlõike kuju ning pind ei tasanduks kasutuse käigus. Iga testlõigu vajumi erinevuse graafik on esitatud Lisas 1.

Toetudes septembris 2016 tehtud mõõtmistulemustele tundub, et lõplik tee ristlõikeprofiil ei vaju ebaühtlaselt. Pinna vajumiplaaditel teemulde ääres on vaid vähene vahe võrreldes keskjoone vajumitega. Tundub, et muldeservad vajuvad enam kui keskjoonel. Seetõttu, tee pinnadrenaaziga äärte suunas on võimalik tulevikus veel edasi töötada.

5.6 Sammaldumine lõik 4 pinnal

A.Ellmanni aruandes (2016b) on fotod niiskuse tõttu tekkinud sammaldumisest Lõigul 4 (joonis 5.5a). Sammaldumise põhjus ei ole teada, aga Julge 3D mudelis (2015) tundub olevat anomaaliaga piirkond erandliku värvusega pealispinnaga samas piirkonnas kohe pärast ülekoormusmulde rajamist. Võib-olla selle liiva omadused on erinevad (tera suurus, mineraalne koostis ...).



Joonis 5.5. Lõik 4. a) Sambla tekkimine (niiskuse tõttu) Lõik 4 keskel, koopia fotost 27.09.2016 (Ellman 2016b). b) ja c) Koopia 3D mudelist (Julge 2015). Punased ringid on joonis "a" vajumiplaatide piirkonnas ja kollane ring tähistab anomaalse värvusega liiva ning sambla tekke kohta.

5.7 Mulde täite tihenemine

Muldematerjali kogu tihenemine (kokkusurumine) on esitatud tabelis 5.4. Muldematerjali tihenemine on tekkinud varsti peale ülekoormuse rakendamist ning ei ole olnud tee kasutamise ajal märkimisväärne. Ellmann (2016) on esitanud mulde tihenemise tulemused detailsemalt.

Tabel 5.5. Mulde täite tihenemine (kokkusurumine) peale ülekoormust 10/2015.

Lõik	1	2	3	4	5
Kokkusurumine	3 - 5 mm	2 - 4 mm	4 - 8 mm	0 - 1 mm	6 - 10 mm

5.8 Katselõikude jätmine uue tee alla

Käesoleva katselõigu võib jätta vajadusel uue tee alla. Täpsemalt vt Lisa 9.

6. TEOSTATAVUSUURING

6.1 Kose-Vööbu lõigul ehitatud teststruktuurid

Katselõikude 0-5 ehitusmaterjalide mahud on arvatud vastavalt Lemminkäinen AS antud makseartiklitele. Makseartiklite maksumus on kalkuleeritud vastavalt Rapal FORE (RAPAL) programmile. Iga makseartikli ühikhind ja arvutuspõhimõtted on esitatud hinnavõrdlusaruandes 4/2016 (Forsman et al.2016b). Vööbus rajatud katselõikude hinnavõrdlus on tabelis 6.1.

Ka alternatiivide (6, 7, 8 ja 9) kohta on maksumused välja arvatud eeldusel, et turbakihi paksus on 3 m ja rajatud mulle on sarnane katselõik 1 muldega. Katselõik 0 turbakihi paksust on muudetud, et võrrelda seda teiste katselõikudega. Massivahetuse alternatiivmaksumused on arvatud juhuks kui väljakaevatud turba keskmine paksus on 1.8 m, 3.0 m (0*) ja 4.0 (0**).

Ehitushindade võrdlus erinevate turba paksustega on joonisel 6.1. Erinevate ehitusmeetodite tegelik maksumus sõltub reast tegurist nagu näiteks ehituse ajagraafik, mulde konstruktsioon (kõrgus, lubatud vajumid, stabiilsus), materjalide saadavus, turba "kaadamiskohtade" asukohad, geoloogia, geotehnilised parameetrid jne. Sobivaim kuluefektiivne lahendus tuleks alati projekteerida juhtumipõhiselt.

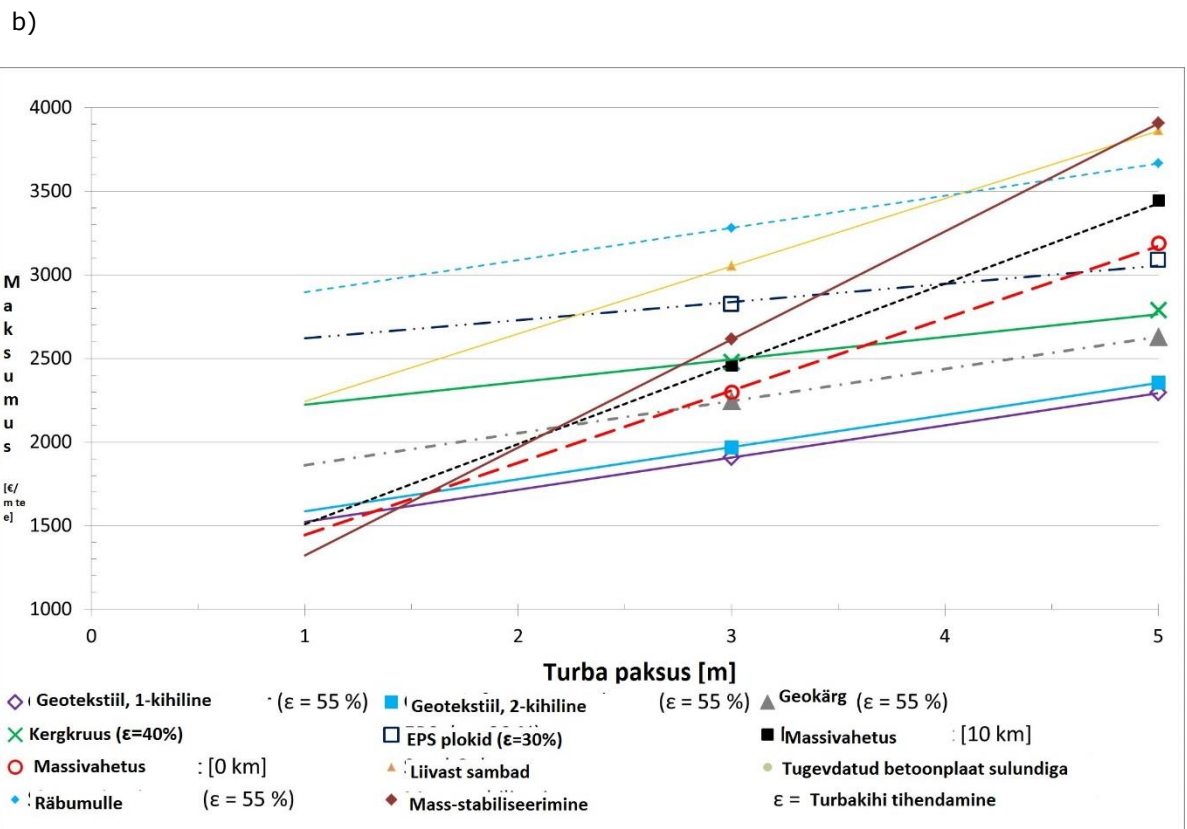
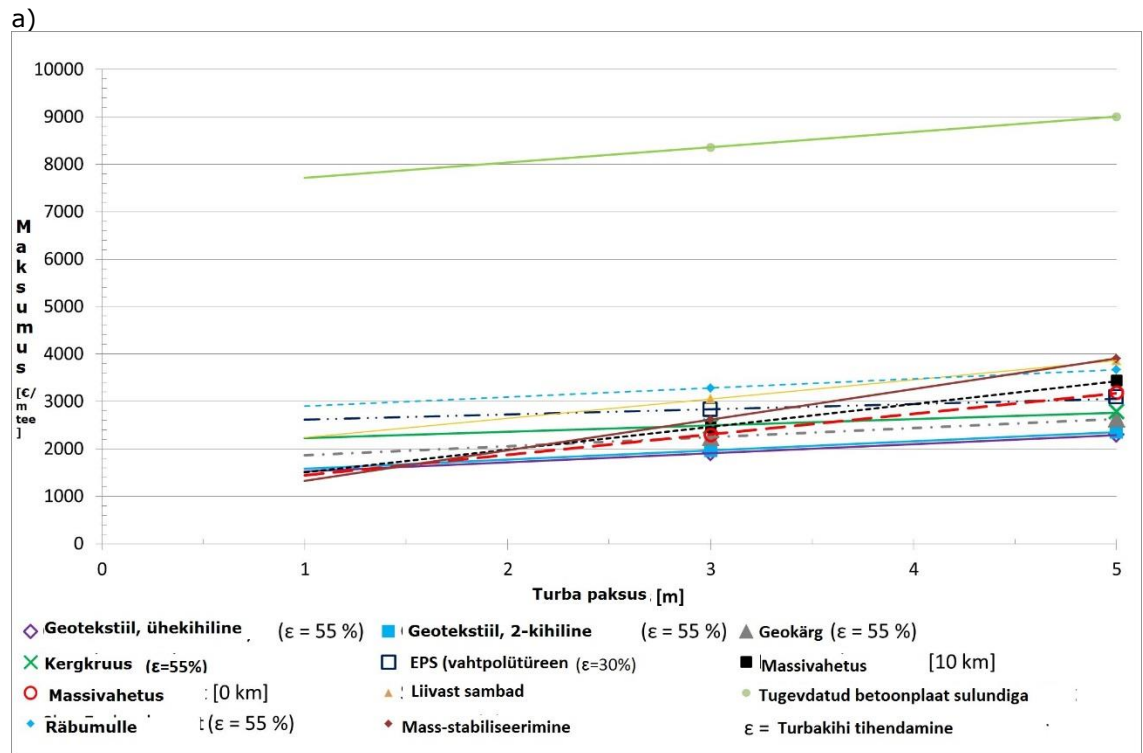
Joonistel 6.1 ja 6.2 antud hinnangulised maksumused on arvatud 2.5 m kõrguse mulde kohta algupärase turbakihi peal. Võrdlusarvutustes kasutatud lihtsustatud standardse ristlõike geomeetria on joonisel 6.2. Mulde mõõtmed on sarnased Kose-Vööbu lõigul ehitatuga. Arvutus ei sisalda tee pealisehituse kihte. Vajumi tõttu esinev materjali kadu on hinnanguliselt turba suhteline kokkusurumine, mida mõõdetakse või arvutatakse mõõtmistulemuste põhjal. Arvatud mulde detailsem kirjeldus on teostatavusaruandes (Forsman et al. 2016b).

Arvutused näitavad, et erinevate tugevdusmeetodite maksumus sõltub palju lähtemaksumusest (= geotekstiilmaterjali maksumusest). Kallinemine sõltub turbakihi paksusest ja kihi kokkusurumisest (= mulde materjali "kadu" vajumi tõttu).

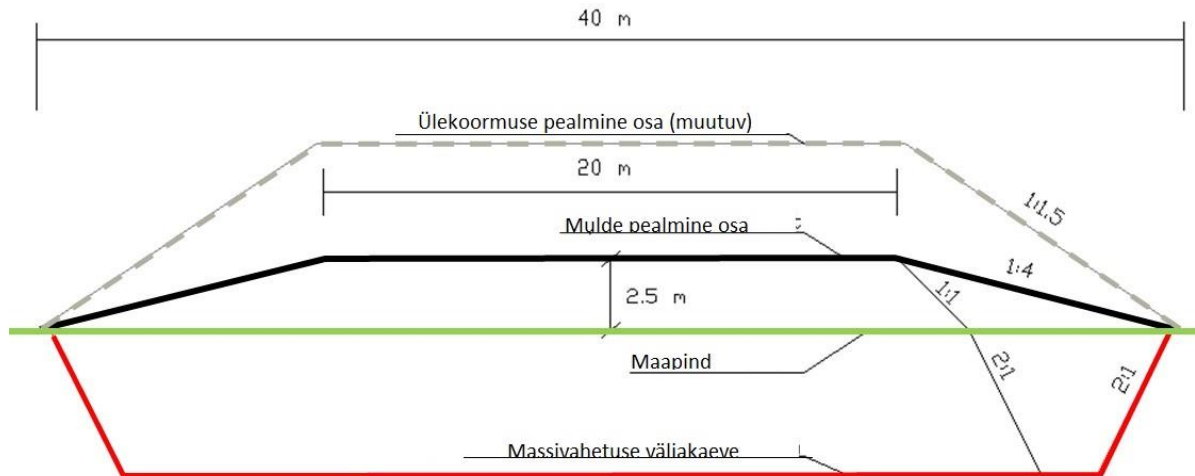
Tabel 6.1. Erinevate struktuuride hinnavõrdlus (€/m-tee). Struktuure 0, 1, 2, 3, 4 ja 5 katsetati Vööbus. Struktuurid 0*, 0**, 6, 7, 8 ja 9 on teoreetilised.

Erinevate test- lõikude hinnavõrdlus	Struktuur											
	0	0*	0**	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	1 772 €	2 512 €	3 109 €	1 749 €	1 646 €	2 764 €	2 770 €	3 142 €	3 053 €	8 359 €	3 152 €	2 615 €
0	1 772 €	-740 €	-1 337 €	23 €	127 €	-991 €	-998 €	-1 370 €	-1 281 €	-6 587 €	-1 380 €	-843 €
0 *	2 512 €	740 €	-597 €	763 €	866 €	-252 €	-258 €	-630 €	-541 €	-5 847 €	-640 €	-103 €
0 **	3 109 €	1 337 €	597 €	1 360 €	1 464 €	346 €	339 €	-33 €	56 €	-5 250 €	-43 €	494 €
1	1 749 €	-23 €	-763 €	-1 360 €	104 €	-1 014 €	-1 021 €	-1 393 €	-1 304 €	-6 610 €	-1 403 €	-866 €
2	1 646 €	-127 €	-866 €	-1 464 €	-104 €	-1 118 €	-1 124 €	-1 497 €	-1 407 €	-6 713 €	-1 506 €	-969 €
3	2 764 €	991 €	252 €	-346 €	1 014 €	1 118 €	-6 €	-379 €	-289 €	-5 595 €	-388 €	149 €
4	2 770 €	998 €	258 €	-339 €	1 021 €	1 124 €	6 €	-372 €	-283 €	-5 589 €	-382 €	155 €
5	3 142 €	1 370 €	630 €	33 €	1 393 €	1 497 €	379 €	372 €	89 €	-5 217 €	-10 €	527 €
6	3 053 €	1 281 €	541 €	-56 €	1 304 €	1 407 €	289 €	283 €	-89 €	-5 306 €	-99 €	438 €
7	8 359 €	6 587 €	5 847 €	5 250 €	6 610 €	6 713 €	5 595 €	5 589 €	5 217 €	5 306 €	5 207 €	5 744 €
8	3 152 €	1 380 €	640 €	43 €	1 403 €	1 506 €	388 €	382 €	10 €	99 €	-5 207 €	537 €
9	2 615 €	843 €	103 €	-494 €	866 €	969 €	-149 €	-155 €	-527 €	-438 €	-5 744 €	-537 €

0	Turba kaevandamise sügavus = 1.8 m	1	1-kihiline geotekstiil	4	Kergkruus	7	Tugevdatud betoonplaadid sulundiga
0 *	Turba kaevanduse sügavus = 3 m	2	2-kihiline geotekstiil	5	EPS	8	Räbumulle
0 **	Turba kaevanduse sügavus = 4 m	3	Geokärg	6	Sand Columns	9	Mass-stabiliseerimine



Joonis 6.1. Erinevate ehitusmeetodite ehitusmaksumused a) hinnavahe kuni 10 000 €/m-tee b) hinnavahe kuni 4000 €/m-tee. Mulde lõplik pealispind (punane joon) on 2.5 m ülalpool turbakihti tee ääres. Arvutus ei sisalda tee pealisehituse kihte.



Joonis 6.2. Hinnavõrdlusarvutuste (joonis 6.1) ristlõike lihtsustatud põhimõtte erinevate turbapaksuste jaoks.

Ühe- ja kahekihiline geotekstiil

Ühe- ja kahekihilise geotekstiilmaterjalist struktuuride tugevduskulud suurenevad mulde kõrguse ja turbakihi paksuse suurenedes. Kõrgem mulle ja sügavam turbakiht nõuavad tugevamat geotekstiili mulde stabiilsuse garanteerimiseks. Mulde materjali "kadu" vajumi tõttu samuti suureneb sõltuvalt mulde kõrgusest ja turbakihi paksusest.

Geokärg

Geokärje struktuuris on domineeruv maksimumus kärjematerjali lähtehind ja kärjestruktuuri ehitumaksumus Tensar geovõrgust. Geokärje maksimumus kasvas sõltuvalt mulde kõrgusest ja turbakihi paksusest.

Kergkruus ja EPS plokid

Kõrge lähtemaksumus tõstab kergmaterjalidest struktuuride hinda. Siiski, turbakihi paksuse suurenemise tõttu toimuv hinna tõus võib olla vähesem võrreldes geotugevdusmaterjalidega kuna turbakihi suhteline kokkusurumine on väiksem ja materjali kadu on samuti väiksem.

Massi vahetus

Massi vahetuse maksimumus on väga tundlik massivahetuse materjali ühikhinna, turbakihi paksuse ja veokauguse ning turba ladustamise suhtes.

Mass-stabiliseerimine

Mass-stabiliseerimise hind on reaalne 2-3 m sügavuse turba puhul kui võrrelda seda Võõbus katsetatud struktuuridega. Mass-stabiliseerimise ja Võõbu tehniliste struktuuride tehnilises võrdluses tuleb arvestada, et mass-stabiliseerimise vajumine on vähene või ei ole seda üldse peale ehitusaegset vajumit, aga kõik katselõigis 1-5 on stabiliseerimata turbal ja peale eelkoormuse rakendamist toimub mõningane vajumine. 3 m sügavuse mass-stabiliseerimise maksimumus on hinnanguliselt 78 465 eurot.

Koguni $\approx 70\%$ mass-stabiliseerimise ühikhinnast võib sõltuda sideaine maksimumusest. Juhul kui sideaine kogus (kg/m^3) ja ühikhind ($\text{€}/\text{kg}$) on madalad, on mass-stabiliseerimise ühikhind madal ja vastupidi. Sideaine hind võib olla madalam näiteks lendtuhk-sideaine kasutamisel ja kõrgem kui kasutatakse puhas tsementi.

6.2 Alternatiivsed lahendused

Tugevdatud betoonplaat sulundiga

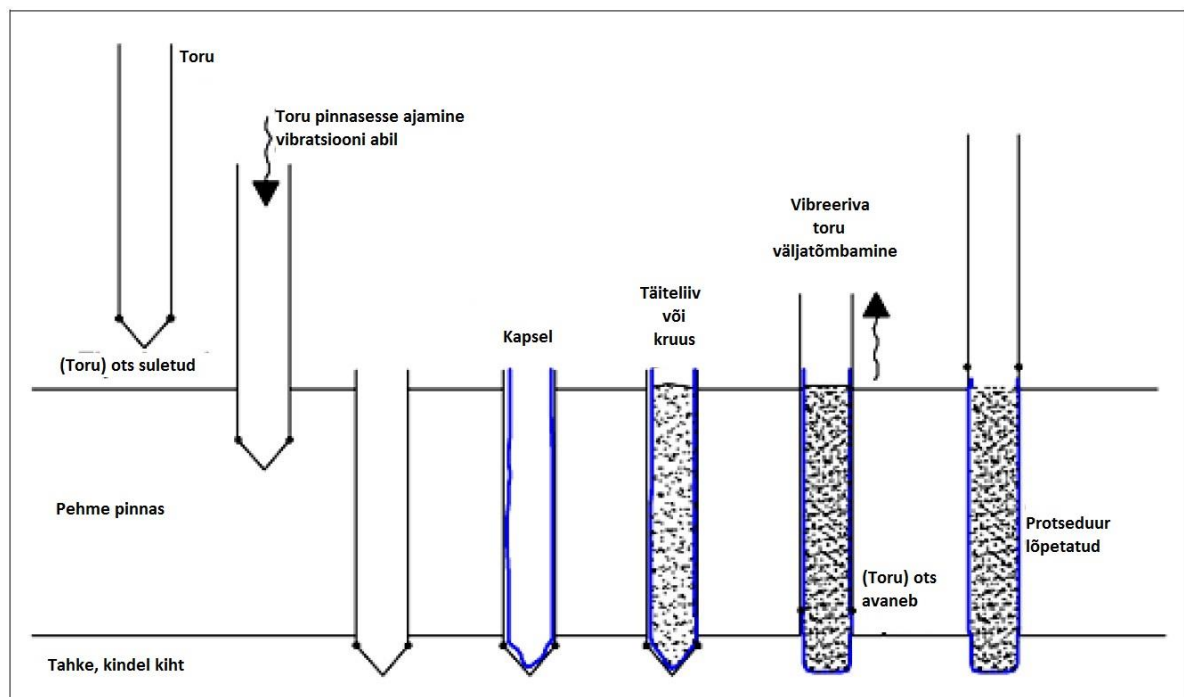
Sulundid ja betoonplaadid on hinnakalkulatsioonides dimensioneeritud vastavalt Soome Transportiameti juhenditele ja Eurokoodile (Lisa 6). Sulundi vahemaa keskosast teise keskosani on 2.1 m x 2.3 m ja tugevdatud plaadi paksus on 400 mm. Hinnakalkulatsioonis on hinnanguline sulundi pikkus 6 m (turbakiht 3 m) ja sulundid on 300 mm x 300 mm betoonsulundid. Betoonsulundi mõõdud

on 34 m x 30 m (1020m²). Sulundi ja betoonplaatide maksumuse hinnang on antud tabelis 6.3 ja 6.4. Tugevdatud betoonplaadi maksumus koos sulundiga on hinnanguliselt ca 250 000 €/ lõik.

Liivast sambad

Kivisammaste läbimõõt kalkulatsioonides on 0.8 m ja vahemaa keskosast keskosani 2.0 m x 2.0 m. Liivast sammaste dimensioonid on antud Lisas 6. Sammaste koguarv on 289 (ala suurus 30 m x 34 m). Samba pikkus on 3.5 m (turbakiht 3 m). Liivast sammaste otsa on paigaldatud kahekihiline geotugevus koormuse ühtlaseks jagamiseks muldelt sulundile (kaks kihti on vajalik kuna tugevdust on tarvis mõlemas suunas).

Liivast sambad on ehitatud teisaldusmeetodil (joonis 6.3). Pinnasesse aetakse metallraam ning tõmmatakse see vibratsiooni teel uuesti välja, jättes täidetud liivasambad tugevdatud kapsliga pinnasesse. Tugevdatud liivasammaste ja põhitugevduse maksumus on hinnanguliselt 86 000 €/lõik (Lisa 7).



Joonis 6.3. Ehituse teisaldusmeetod (displacement method; Alexiew et al. 2011)

Granuleeritud räbumulle (granulated blast furnace slag embankment):

Granuleeritud räbumaterjali (0/63-0/125) ühiku kaal kokkupressituna on ca 16-19 kN/m³, mis tähendab et räbu ei ole kergmaterjal. Ühiku kaal sõltub granuleeritud räbu tera suuruse jaotusest. Räumulde dimensioneerimine on sarnane lõikudele 1 ja 2 (vt joonis 6.2, lõigu pikkus 30 m). Räu hõõrdenurk ja moodul on kõrgemad kui muldes kasutatud kohalikul liival, aga need omadused ei anna mingeid eeliseid tugevdatud mulde dimensioneerimisel.

Räu paremad tehnilised omadused (E-moodul, hõõrdenurk ja soojusjuhtivus) saab ära kasutada pealisehituse dimensioneerimisel. Paremad omadused võib-olla vähendavad pealisehituste ja asfaltkihtide paksusi.

Ühikhinna maksumuse arvutustes on SSAB Europe Oy hinnang (tabel 6.2). Räu tuuakse Luleåst (Rootsi) Tallinna sadamasse. Materjali hind (0/63-0/125) on ca 25 €/m³. Räu hind on kõrgem peenema tera suuruse puhul. Mulde materjali asendamise maksumus räbuga on hinnanguliselt 95 000 € (Lisa 7).

Tabel 6.2. Granuleeritud räbu maksumus ja tihedus (SSAB Europe Oy).

Tera suurus	Hind [€/t]	Puistetihedus [t/m ³]	Kokkusurutud tihedus [t/m ³]
0/31.5	15.5 - 18.5	1.35	
0/45	14.5 - 17.5	1.35	

0/63	14.2 - 17.2	1.35	1.6 - 1.9
0/90	13.4 - 16.4	1.32	
0/125	13.0 - 16.0	1.30	1.5 - 1.8
0/250	12.6 - 15.6	1.28	
0/350	11.25 - 14.25	1.20	

Tabel 6.3. Kolme meetri paksuse turba ehituse hinnanguline kogumaksumus (mulde mõõtmel samad nagu testlõikudes)

Tugevdatud betoonplaat	Liivast sammast	Räbumulle
250 771 €	91 611 €	94 569 €

Tabel 6.4. Kolme meetri kõrguse turbakihi peale ehitatava ühe meetri tee maksumuse hinnang (mulde mõõtmel samad nagu testlõikudes)

Tugevdatud betoonplaat	Liivast sammast	Räbumulle
8 359 € / m-tee	3 054 € / m-tee	3152 € / m-tee

Alternatiivide hinnakalkulatsioon erinevate turba paksuste korral on joonisel 6.1.

7. SOOVITUSED EDASPIDISTEKS UURINGUTEKS

1. Vajumite mõõtmine

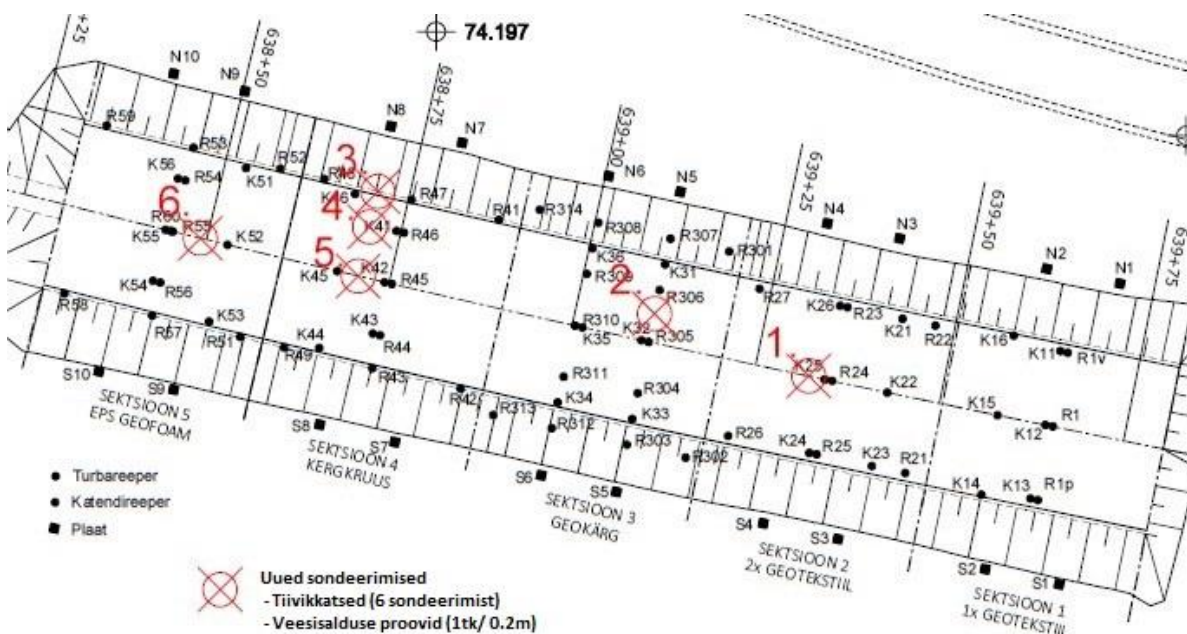
Lisakoormusmulde eemaldamise ajagraafik ei ole hetkel teada. Vajumiplaatide mõõtmine peaks jätkuma kuni lisakoormuse eemaldamiseni 6-kuuliste intervallidega. Juhul kui lisakoormus eemaldatakse 2018.a. või hiljem, võib mõõtmisintervalli suurendada 12 kuuni.

Kui lisakoormus eemaldatakse, on mõõtmise ajagraafik järgmine: 1) enne lisakoormuse eemaldamist, 2) peale lisakoormuse eemaldamist, 3) 1 kuu peale lisakoormuse eemaldamist, 4) 3 kuud, 5) 6 kuud, 6) 12 kuud, 7) 18 kuud, 8) 24 kuud, 9) 36 kuud, 10) 48 kuud, jne.

Mõõtepunktid (vajumiplaadid) ja programm tuleb uuesti hinnata kui uus tee läheb üle katselõikude. Siis tuleb otsustada, millised mõõtepunktid säilitatakse ja kaitstakse.

2. Tiivikkatse

Mulde täpset ohutusfaktorit ei ole võimalik hinnata ilma muldealuse turbakihi uue tiivikkatseta. Turba jõud on tihenemistaseme "funktsioon" ja see "funktsioon" ei ole Võõbu turba suhtes täpselt teada. Välja pakutud tiivikkatse ja proovivõttuprogramm on joonisel 7.1.



Joonis 7.1 Uute tiivikkatsete ja proovivõttude programm (Ramboll 30.05.2016).

3. Mass-stabiliseerimise katsealad

Kose-Mäo stabiliseerimise katseala asub Kose-Võõbu katselõigu lähedal (joonis 1.2). Selle katseala pinnase omadused olid Kose-Võõbu lõiguga üsna sarnased (turba paksus 2.5 – 3.0 m ja veesisaldus 760-930 %). Mass-stabiliseerimise katselõigu järeldus: mass-stabiliseerimine näib olevat üsnagi hea pinnaseparendamise meetod Kose-Mäo maantee pehme pinnasega alade jaoks, eesmärgiga panustada projekti keskkonnaohutusse, geotehnilistesse eelistesse ja kulude kokkuhoidu.

3.1 Uued mass-stabiliseerimise katsealad: juhul kui mass-stabiliseerimist kasutatakse sügavamate turbakihtide ($z \approx 3$ to 7 m) puhul, on vajalik ja ka soovituslik teostada edasised katsestabiliseerimised. Tundub, et veesisaldus on kõrgem sügavamates turbakihtides, mis tähendab enam ebasoodsat vee ja tsemendi suhet. Suuremate mass-stabiliseerimise mahtude korral on mõistlik optimeerida sideaine segu ja kogus "in-situ". Ka mulde vajumist tahkestumise ajal saab mõõta tegelikel katseobjektidel ja niimoodi saada realistlik hinnang täiendava vajaliku mulde mahu kohta.

3.2 Kose-Mäo mass-stabiliseeritud mulde tõstmine:

Kose-Mäo katseobjektil on vajumiplaadid. Plaadid on mõõdetud 2009.a. ja 2015.a. Mõned vajumite mõõtmistulemused on segadusseajavad kuna mõned plaadid tunduvad olevat vajumise asemel tõusnud. Usaldusväärsemate mõõtmistulemuste saamiseks on mulde tõstmine põhjendatud. Katseobjekti mass-stabiliseeritud turba jõud on tuvastatud novembris 2015 tehtud sondeerimistel (Forsman et al.2015). Katseobjekti stabiliseeritud turba moodulit ei katsetatud "in situ", aga selle võib määrata mulde tõstmise ja olemasolevate vajumiplaatide mõõtmisega. Nii saab mooduli arutada mulde koormuse ja vajumi põhjal.

Kose-Mäo katsemulde ala on ca 45m x 35m (A ≈1580 m², joonis 7.2). Juhul kui mullet tõstetakse 1.0m, on muldematerjali maht ca 1500 m³. Lisakoormusega mulde maht Võõbu katselõikudel 1 ja 2 on umbkaudse hinnangu järgi kokku 1500 m³. Tundub, et Kose-Mäo mulde 1-1.5m tõstmine on võimalik Võõbu katsemuldest eemaldatud lisakoormuse materjalist.



Joonis 7.2 Kose-Mäo mass-stabiliseerimise katselõik. a) Aerofoto, punane ring = Võõbu katselõik ja kollane ring = mass- stabiliseerimise katselõik. b) Mass-stabiliseerimise katselõigu kaart.

4. Tagasiarvestus

4.1 Mobiliseeritud geomaterjalide jõudude tagasiarvestus FEM-analüüsiga: mobiliseeritud tõmbejõudu tugevduses ei mõõdetud. Mulde deformatsioone mõõdetakse ja määratakse esialgsed pinnase parameetrid. FEM-analüüsi abil saab hinnata mobiliseeritud geomaterjalide tõmbejõudu ning tugevdusanalüüsi ja FEM-analüüsi abil on võimalik hinnata tõmbejõudude arengut.

4.2 Turba konsolideerumisparameetrite tagasiarvestus ja vastavusseviimine

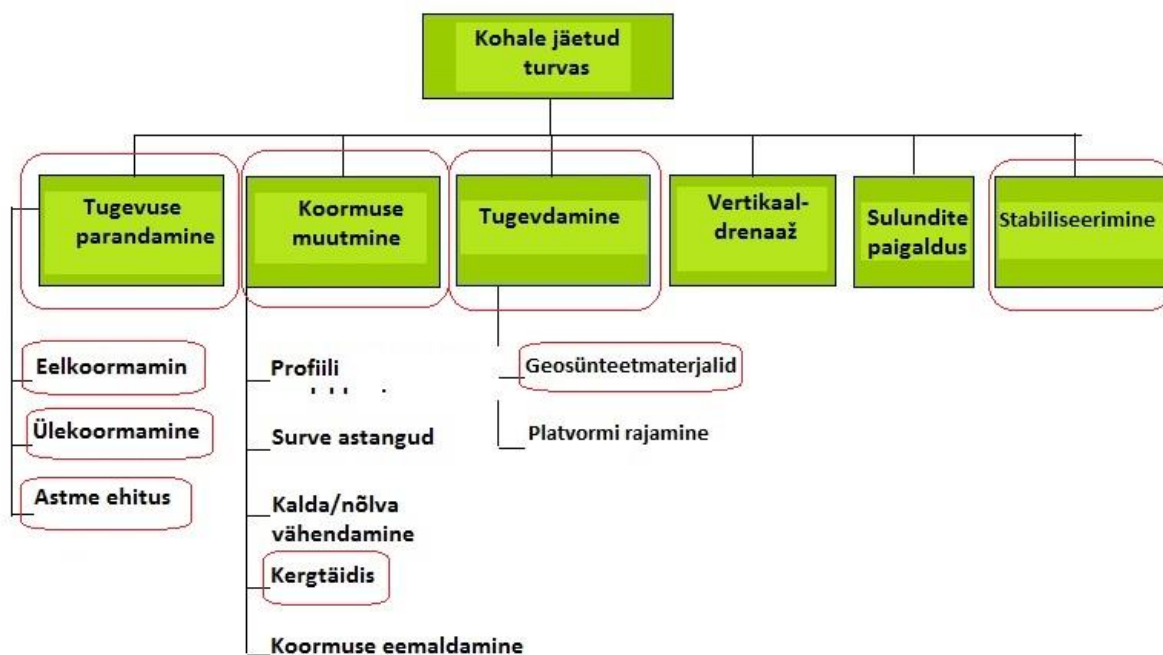
Turba konsolideerumisparameetrid on määratud katseala ja teiste turbaala piirkondade turbaproovidest. Tagasiarvestuse ja parameetrite vajumijälgimistega vastavusseviimise abil on võimalik saada realistlikumad parameetrid kui laboritestiga.

Tagasiarvestust on võimalik teha kas kohe või hiljem kui jälgimisperiod on pikem. Tagasiarvestut on võimalik teostada eraldi tööna tehnilise suunitlusega õppeasutuses (näiteks Aalto ülikool) eraldi tellimuse alusel.

8. JÄRELDUS

Turbaalas peaks projekteeritud tee käitumist hindama juhtum juhtumi haaval vastavalt projekteeritud geomeetria, mõõdetud geomeetria ja reaalse ajagraafiku alusel. Projekteerimisetapis vajavad vajumi (ja stabiilsus-) arvutused rida kordusi, mis reguleerivad mulde ja lisakoormuse kõrguse (koormus), mulde materjali (normaal-, kergkaal), pinnase säilitamise või parandamise struktuuride (tugevamine, mass-stabiliseerimine) vajaduse ja ehituse (ja lisakoormuse) ajagraafiku.

Meetodid, mis jätavad turba paigale, võib menetlusepõhiselt jaotada 5 gruppi, kus turbakihti kasutatakse koormustaluvuskihina (joonis 8.1). Joonisel on märgitud punasega meetodid, mida kasutati Võõbu ja Kose-Mäo katselõikudel. Täiendavalt nendele meetoditele kasutati Võõbu katsealal ka massivahetust väljakaevamisel teel.



Joonis 8.1. "Turba paigale jätmise" tehnika (Munro 2004). Punasega märgitud meetodeid katsetati Võõbu ja Kose-Mäo mulletes.

8.1 "Turba paigalejätmise" meetodid Võõbus

Koguvajum on oluline kui arvestada mulde rajatud kõrgust ja turbale mõjuvat koormust, vajaläinud materjali kogust ning struktuuri stabiilsust ehituse ajal ja lõpliku struktuurina kasutuse käigus. Muldealune turvas reageerib selgelt koormusele ja vajumi tulemustes on turba esmane ja teisene vajumietapp näha.

Teepinna efektiivse drenaaži jaoks on oluline, et teepinna kalle on jääv ja teemulde ristlõike kuju ning pind ei tasanduks kasutuse käigus. Tuginedes septembris 2016 teostatud mõõtmistele tundub, et lõplik tee ristlõike profiil ei vaju ebaühtlaselt. Mõõdetud vajumite põhjal on mulde ristlõike vajumi "profiil" moodustunud mulde ehituse jooksul enne lisakoormust. Teepinna vajumiplaatidel teemulde ääres on vaid vähesed erinevused vajumis võrreldes keskjoone vajumitega. Tundub, et mulde servad vajuvad rohkem kui keskjoon.

Peale 1 aastat ülekoormust võib esitada esialgsed järeldused:

Katselõik 1 ja 2 (ühe- ja kahekihiline geotekstiil)

Geotekstiilstruktuuride kasutamine on teostatav teede ehituses turbaaladel mõõduka turba sügavuse korral. Võõbus ei täheldatud kahekihilise geotekstiili selget paremust. Mitmekihilist geotekstiili tuleks kaaluda juhul kui ehitusel on vaja enam mulde stabiilsust või tee kasutusetapp seda nõuab.

Geomaterjali struktuuri projekteerimine nõuab hoolikat planeerimist erinevate ehitusetappide jaoks. Nende struktuuride maksumus ja nõuded kasvavad muldekõrguse ja turbakihi paksuse funktsioonina. Kõrgem mulle ja sügavam turbakiht nõuavad tugevamat geomaterjali mulde piisava stabiilsuse tagamiseks. Sügavam turba kiht tähendab ka pikemat lisakoormuse aega ja ebaühtlase vajumi kõrgemat riski.

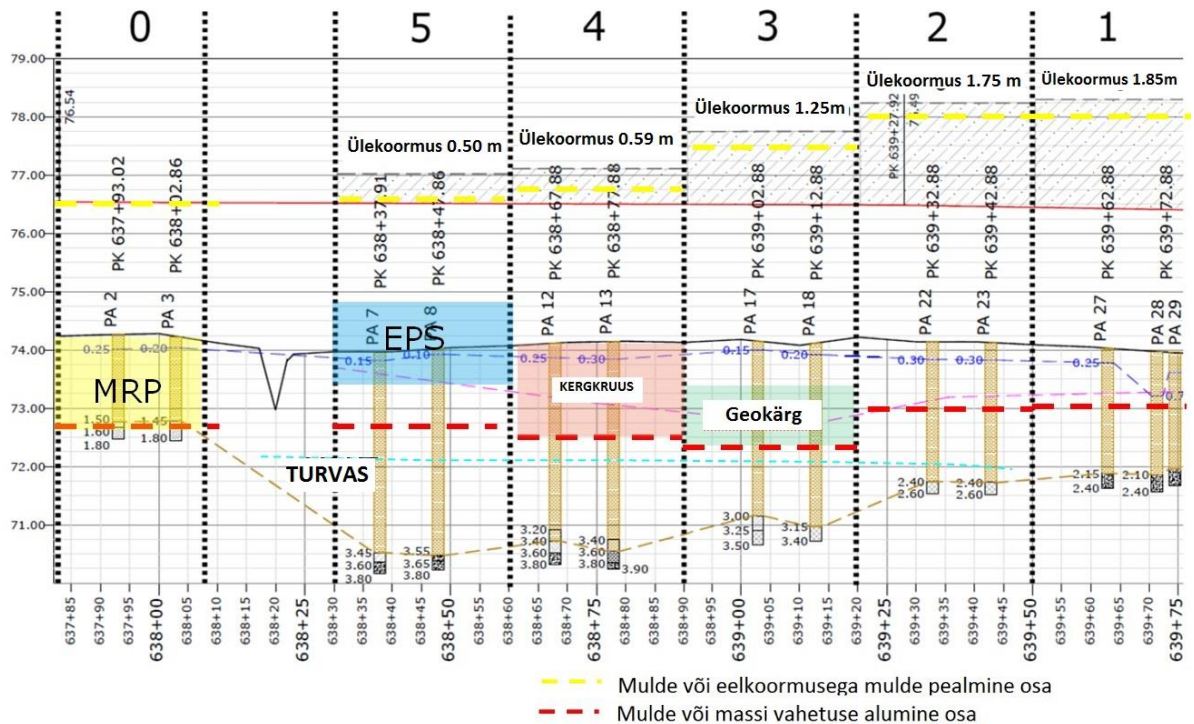
Katselõik 3 (geokärg)

Geokärje struktuur on töömahukas tugevdusmeetond, mis vajab rohkelt geomaterjali kasutamist. Esialgselt maksumusest peamise osa moodustab geokärje materjalide hind ning geovõrgust kärje ehituse maksumus.

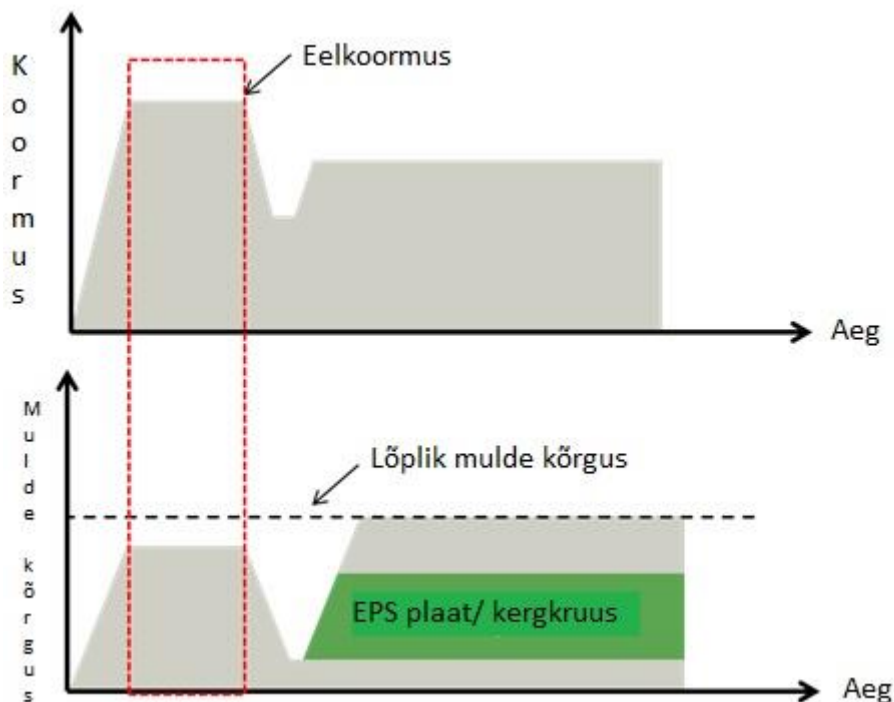
Katselõik 4 ja 5 (kergekruus ja EPS plaadid)

Kergkruusaga lõigu ehitus ei olnud kõige optimaalsem. Eelkoormus rajati peale kergkruusa paigaldust ning tulemuseks on materjali vajumine turbakihi sisse allpool põhjavett. Joonis 8.1 näitab hinnanguliselt, kus kergstruktuurid on vajunud. Optimaalsem oleks ehitada kõigepealt eelkoormusega mulle ning peale selle eemaldamist rajada kergkruusa kiht ja pealisehitus. Kergstruktuuride ehituse soovituslik põhimõte on esitatud joonisel 8.2.

Teemulde aluse turbakihi koguvajum on turba paksuse ja omaduste, mulde paksuse ja laiuse funktsioon. Tee pealisehituse rajamisjärgset vajumist mõjutavad samad elemendid mis koguvajumitki, aga ehitusjärgse vajumi ulatus on lisakoormuse, koormuse mõjuaja ja turba lagunemise funktsioon. Ülekoormus vajab õiget koormust ja aega. Lisakoormuse ulatust piirab mulde stabiilsus. Vajalik lisakoormuse kestvus on turbakihi paksuse ja turba omaduste funktsioon. Juhul kui turbakihi paksus, turbaomadused ja mulde koormus ning laius on homogeenised, on ülekoormuse ja aja mõõtmine üsna lihtne. Kui turbakihi paksus ja omadused ning mulde koormus ja laius varieeruvad, on lisakoormus ja aja planeerimine ning mõõtmine keeruline ja lõpptulemuseks võib olla mõningane ebaühtlane vajum.



Joonis 8.2. Geomaterjalide, geokärje, kergkruusa ja EPS plaatide vertikaalne asukoht, mis põhineb vajumi mõõtmistulemustele kuni märtsini 2016.a. Lõikudes 1-5 on madalaim tugevdus mulde põhjas (punane katkendjoon).



Joonis 8.3. Kergstruktuuride ehitusetappide soovituslikud põhimõtted turbaalal. Esitatud koormus on "kogukoormus" ja ei arvesta hõljumiseefekti kui mulde alumine osa on vajunud allapoole põhjavee taset.

8.2 Mass-stabiliseerimine ja massi vahetus

Katselõik 0 (massi vahetus)

Massi vahetust kasutati Võõbu katselõik 0 puhul. Lõigu rajamine oli kerge kuna turba sügavus oli madal ning väljakaevatud turvas oli võimalik jätta lõigu äärde. Lõigu vajumid on vähesed, s.t. struktuur osutus edukaks. Sügavamate turbakihtide korral on ehitustööd suuremaks väljakutseks, kvaliteedikontroll on keeruline ja võib esineda ebaühtlast vajumist.

Kose-Mäo katselõik (mass-stabiliseerimine)

Kose-Võõbu maantee mass-stabiliseerimise katselõik (asukohaga km \approx 67.1) ehitati jaanuaris ja veebruaris 2009.a. Sideaineks oli puhas tsement või tsemendi ja põlevkivituha segu. Kontrollsondeerimised mass-stabiliseeritud turba nihketugevuse määramiseks on teostatud 2009. ja 2015.a. Sihiks oli nihketugevus 50 kPa, milleni jõuti igas katselõigus ja kohati oli näitaja isegi 2 kuni 3 korda üle plaanitu.

Vastavalt kvaliteedikontrolliks teostatud sondeerimistele 2009. ja 2015.a. mass-stabiliseeritud turbakihi keskmine nihketugevus peamiselt kasvas kuni \approx 120 % nimetatud aastate vahel. Suurim kasv leidis aset lõigus 6, kus sideaine seguks on 70 kg/m³ tsementi ja 100 kg/m³ põlevkivituha.

Vastavalt vajumi mõõtmistulemustele ei ole stabiliseerimine vajunud hoolimata sellest, et täiendav koormus lisati 2009.a. lõpus. Eelmiste 2009.a. andmetega võrreldes tuvastati kerge 0-14 cm (keskmine 5 sm).

Järeldus: sihttugevus on saavutatud ning mass-stabiliseeritud kihi vajum on vähene, seega nähtub, et mass-stabiliseerimine on võimalik ja sobiv meetod Kose-Mäo piirkonnas.

8.3 Katselõigu teostatavus (peale üheaastast jälgimist)

Võõbu katselõikude 0-5 ja Kose-Mäo katse mass-stabiliseerimise teostatavuse esialgne hinnang on antud tabelis 8.1. See esialgne hinnang põhineb tehnilistel ja majanduslikel kaalutlustel. Võõbu katselõigu hinnang on antud aastase jälgimise põhjal ning enne eelkoormusmulde eemaldamist ning tiivikkatse teostamist läbi mulde.

Tabel 8.1 Võõbu katselõikude 0-5 teostatavus (esialgne hinnang üheaastase jälgimise põhjal) ja Kose-Mäo mass-stabiliseeritud katsemulle.

Lõik	Stabiilsus	Vajum peale eelkoormuse eemaldamiset (periood 1 - 30 aastat)	Diferentsiaalne vajum ristlõikes	Tee maksumus €/m (3 m turbakihi korral vt Tabel 6.1)
Võõbu 0	ok!	\approx ei **	ei	3100
Võõbu 1	ok? *	< 100 mm	võimalik? ***	1700
Võõbu 2	ok? *	< 100 mm	võimalik? ***	1700
Võõbu 3	ok? *	< 100 mm	võimalik? ***	2800
Võõbu 4	ok? *	< 100 mm	võimalik? ***	2800
Võõbu 5	ok? *	< 100 mm	võimalik? ***	3100
Kose-Mäo	ok!	\approx no **	no	2600

* Muldealuse turba nihketugevus ei ole määratud tiivikkatsega => ohutuse tegelik tegur ei ole teada

** Eelkoormust ei olnud

*** Tee servad vajuvad ühe aasta koormuse all rohkem kui keskjoon => hea дренаaži suhtes

Viited

Alexiew, D., Kempfert, M., Küster, V. & Detert, O. 2011. 15 years of experience with geotextile encased granular columns as foundation system. ISSMGE - TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI Brussels 31 May & 1 June 2012

Ellmann, A. 2016a. Surcharge level data from the measurement date 30.10.2015. Tallinn University of Technology, Dept. of Road Engineering, Chair of Geodesy, April 13, 2016.

Ellmann, A. 2016b. Geodetic monitoring of the Võõbu test site in II-nd and III-d quarter of 2016 (in Estonian). Tallinn University of Technology, Tallinn. 29 pp.

Ellmann, A. 2015. Mounting and monitoring of levelling benchmarks in the Võõbu road construction test site - Executive summary. 24 pp.

Forsman, J, Dettenborn, T & Skepast, P. 2016a. Kose-Võõbu test embankment - Preliminary technical analysis, report 04/2016. 41 pp.

Forsman, J, Dettenborn, T & Skepast, P. 2016b. Kose-Võõbu test embankment - Cost comparison report 04/2016. 15 p + 20 app.

Forsman, J., Piispanen, P. & Winqvist, F. 2015. Kose-Mäo test stabilization 2009, compression tests 11/2015 (column penetration soundings, report). Espoo 11.12.2015, client Maanteeamet. Ramboll Finland Oy. 36p + 276 app.

Forsman, J, Dettenborn, T & Skepast, P. 2015. Kose-Võõbu test embankment construction report 11/2015. Ramboll Finland Oy. 36p + 276 app.

Forsman, J, Dettenborn, T, Skepast, P., Mets, M., Olep, M., Ellmann, A., Vallas, I., Tõnts, T. & Kontson, K. 2016. Full scale reinforced road embankment test sections over soft peat layer, Võõbu, Estonia. The 17th Nordic Geotechnical Meeting, Reykjavik Iceland 25th - 28th of May 2016, 10 p.

Forsman, J., Hakari, M., Jyrävä, H., Ritsberg, K. & Skepast, P. 2009. Mass stabilisation of E263 highway section Kose-Mäo in Estonia. XXVII International Baltic Road Conference Riga, Latvia, 24-26.9.2009.

Finnish Transport Agency, 2011. Kevennysrakenteiden suunnittelu, Liikenneviraston ohjeita 5/2011 (Finnish Transport Agency, Light weight structures design, in Finnish)

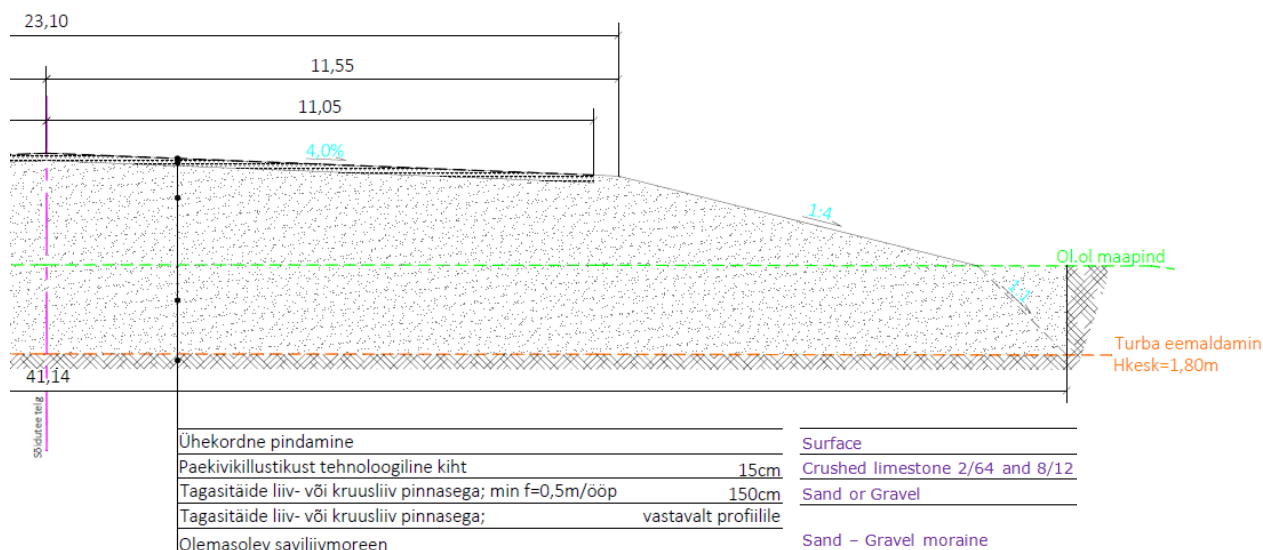
Julge, K. 2015. 3D-model from aerial photos. <https://sketchfab.com/models/43081376e08f45c89eb5736ec9a4a975>

Leca / Weber internet pages, address: <http://www.e-weber.fi/lecar-sora/tuotteet/lecar-sora-irralisena/lecar-sora-ks432.html>, looked 6.10.2016.

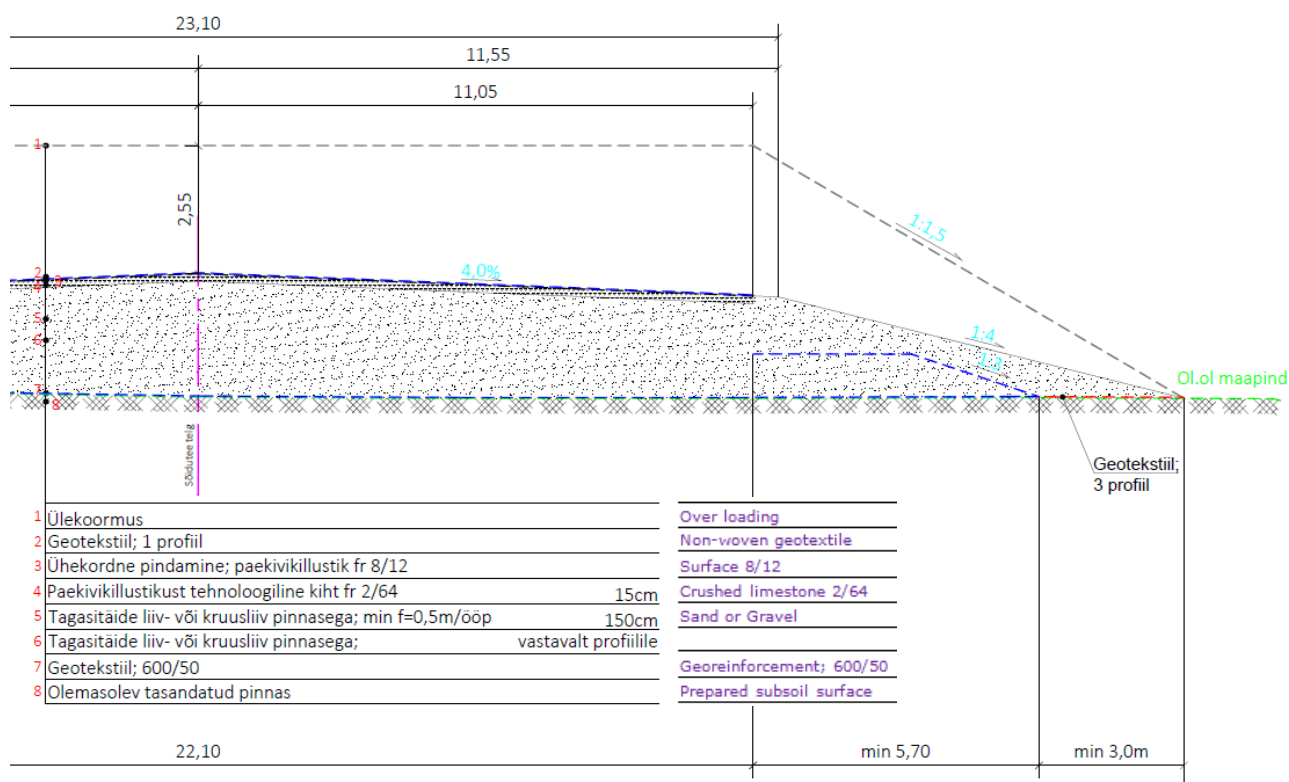
Norwegian public Roads Administration, 2002. Lightweight filling materials for road construction. Directorate of Public Roads, Road Technology Department, Oslo, December 2002 58 pp.

RAPAL. 2016. Fore - Infrastructure cost management software. <http://rapal.fi/en/fore-2/costmanagementsoftware/>

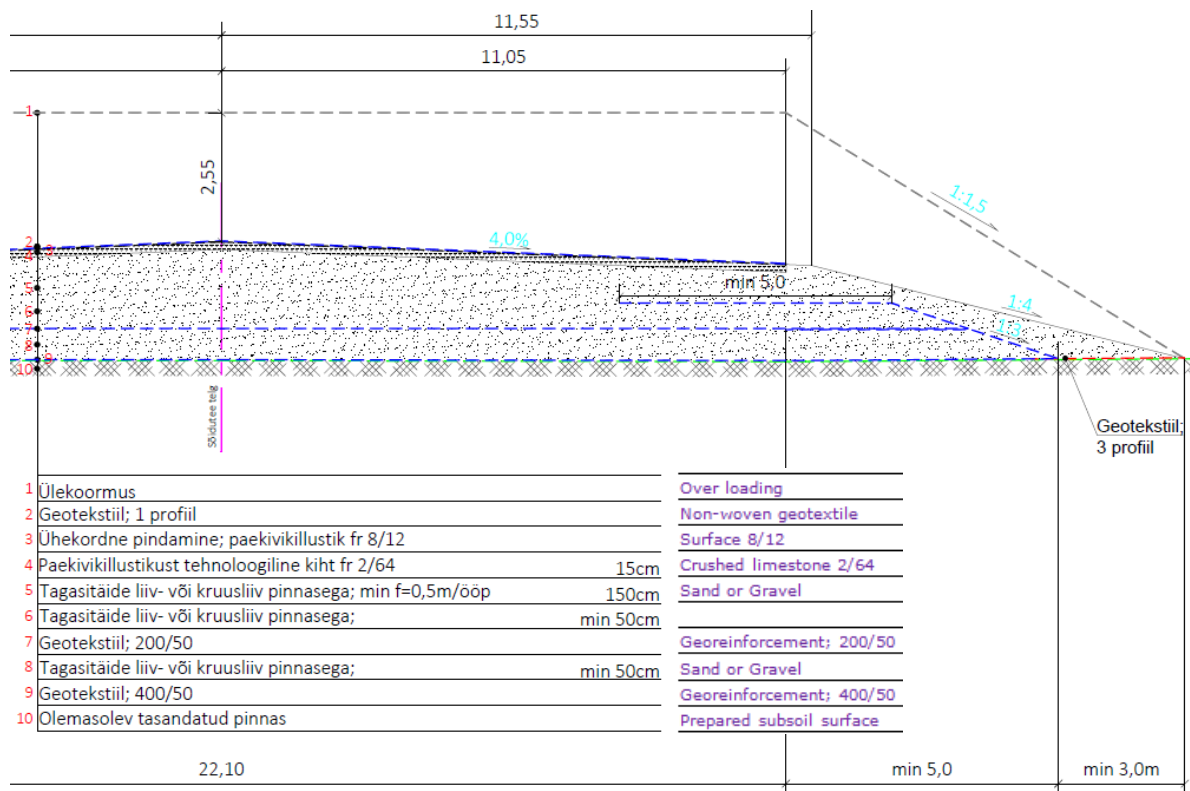
Truu, M. & Tikas, V. 2015. T2 Võõbu katselõigu maaradari mõõdistused. Teede Tehnokeskus. Tallinn, 2015. 6 p.



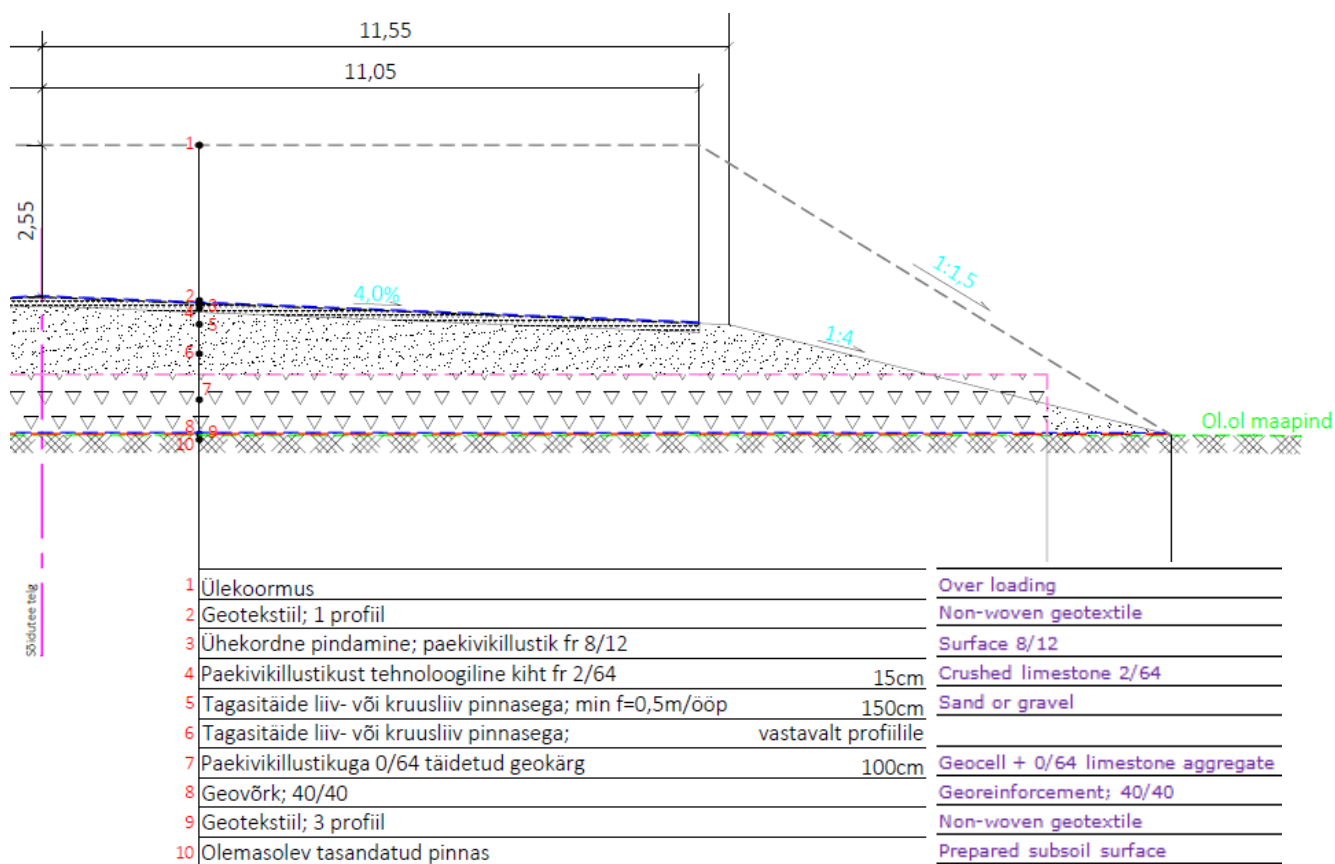
Joonis 1. Lõik 0 ristlõige (massi vahetus)



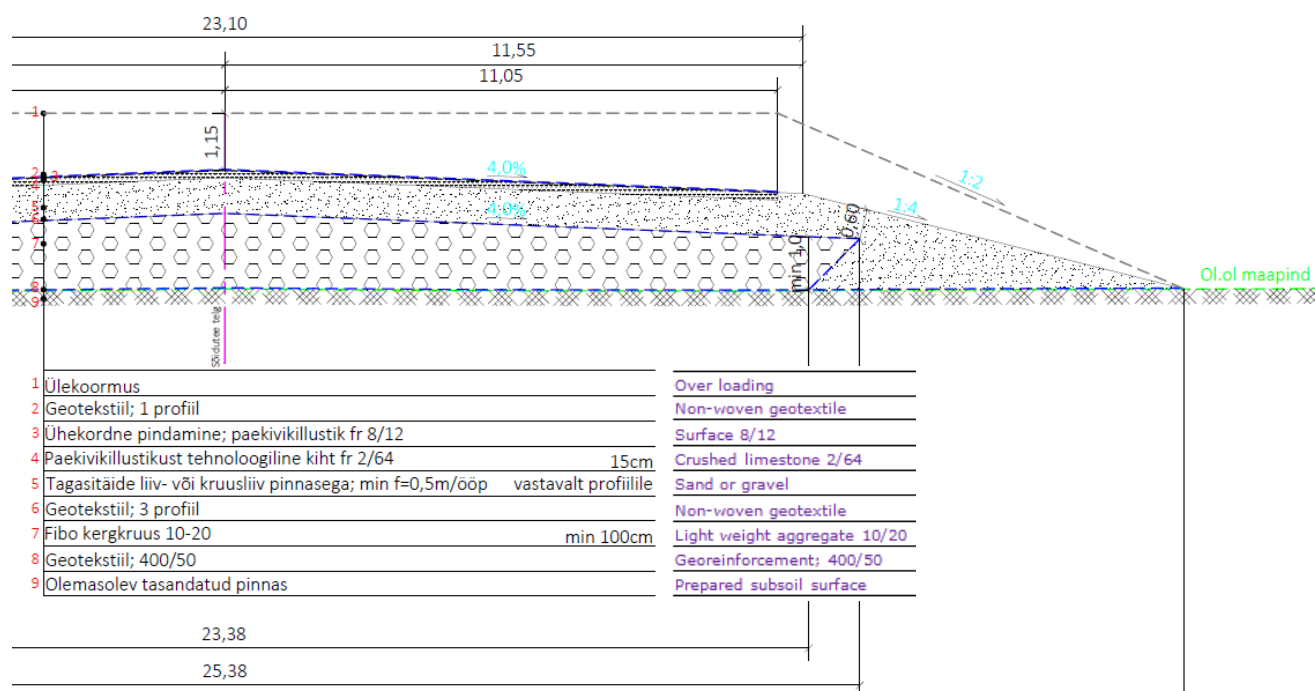
Joonis 2. Lõik 1 ristlõige (ühekihiline geotekstiil)



Joonis 3. Lõik 2 ristlõige (kahekihiline geotekstiil)

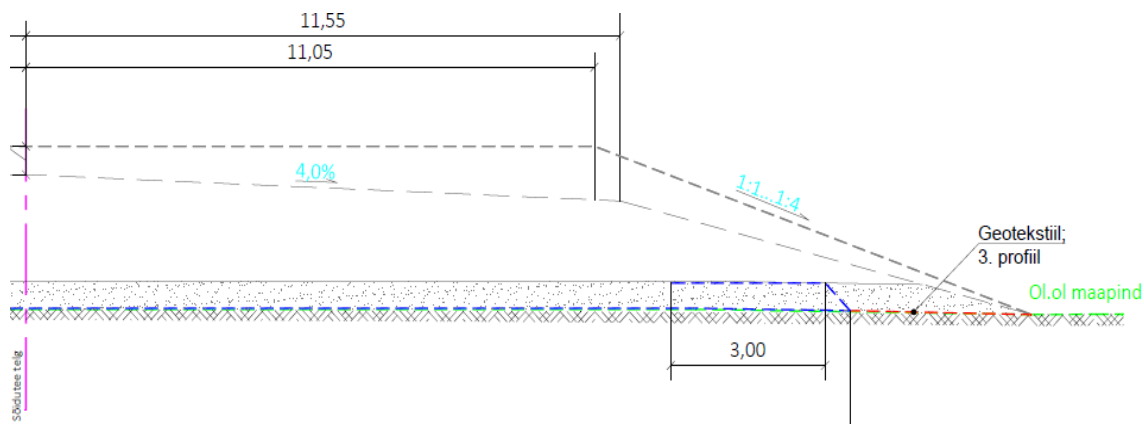


Joonis 4. Lõik 3 ristlõige. Geokärg (1m) geotekstiili peal.



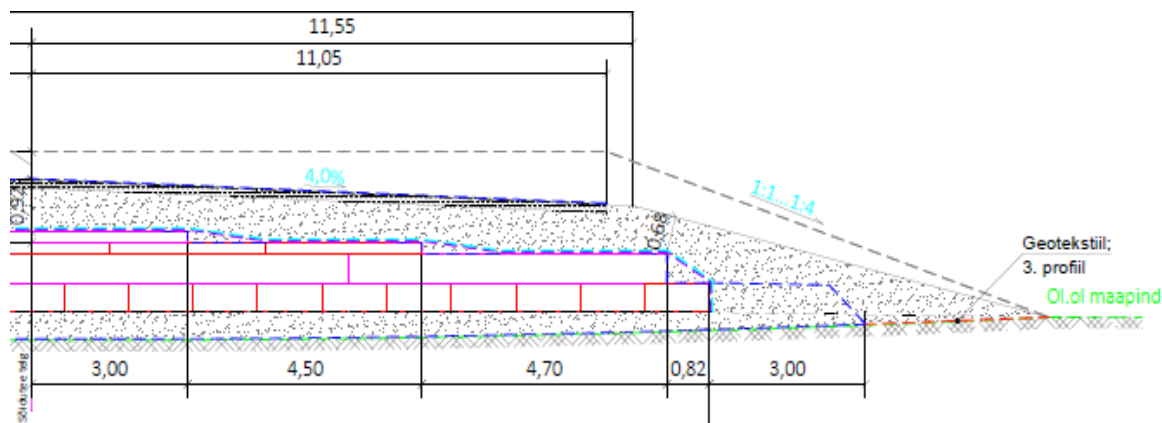
Joonis 5. Lõik 4 ristlõige. Tugevdamine kergkruusaga.

a)



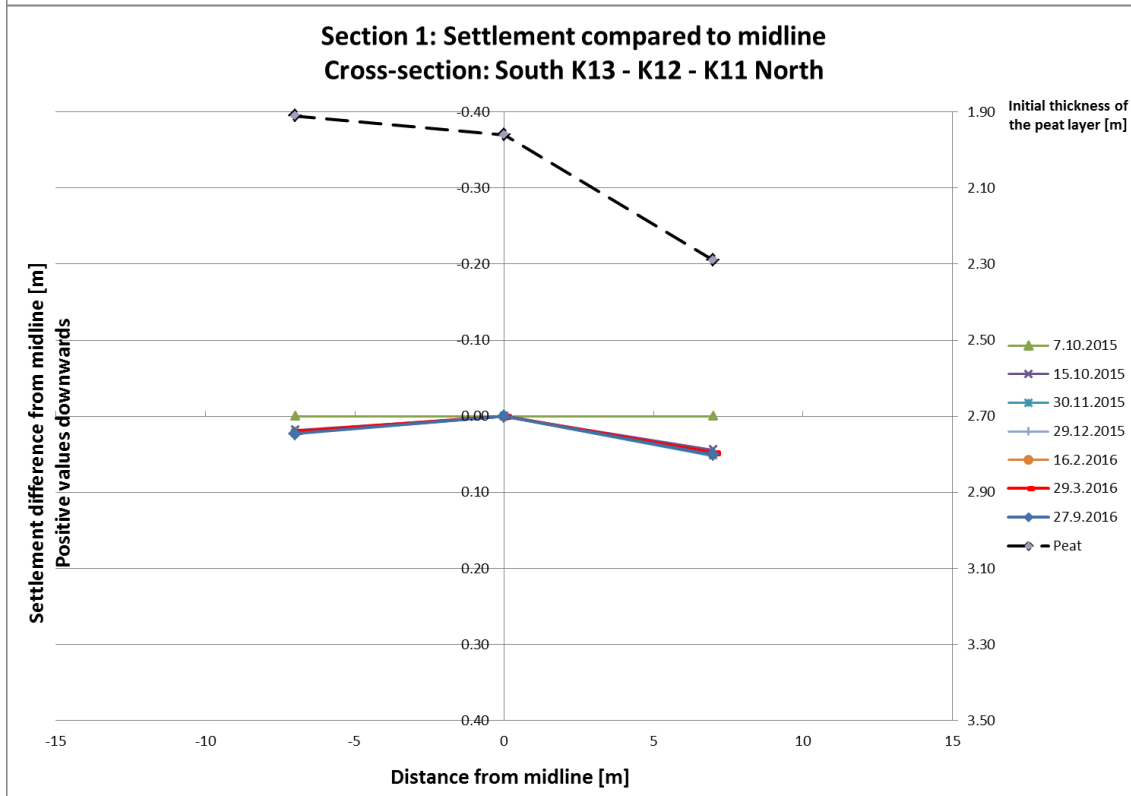
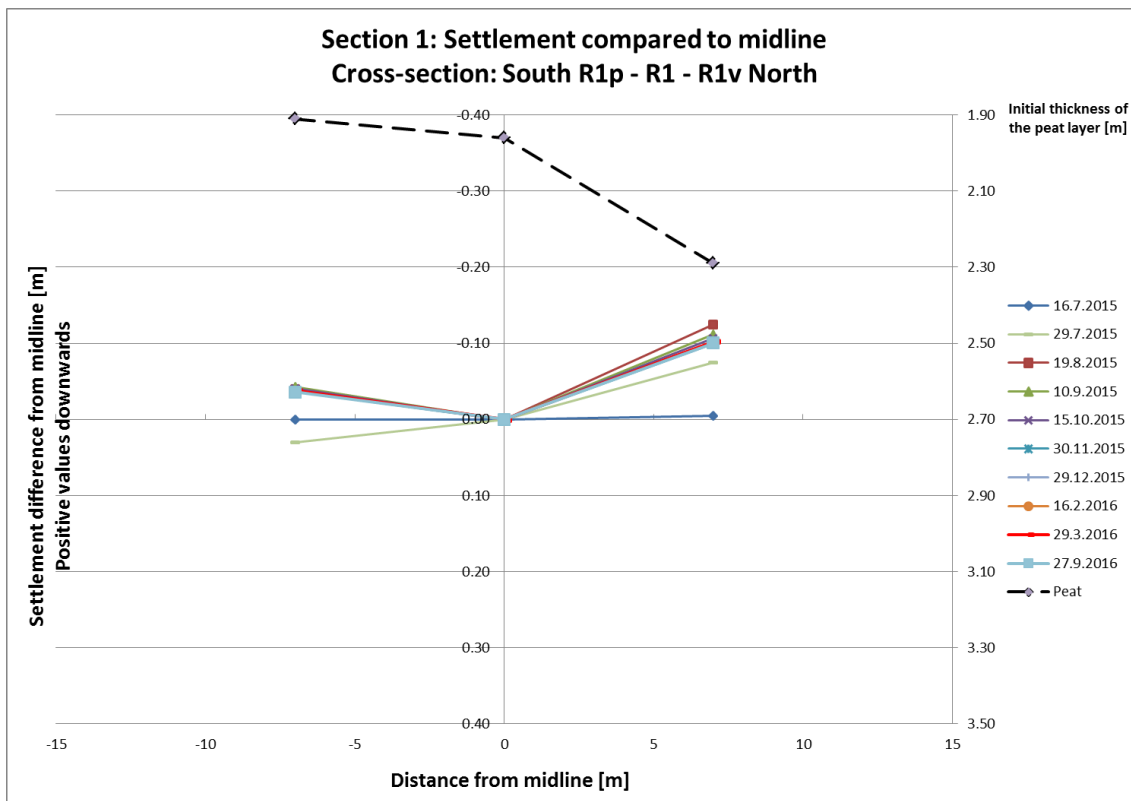
Ülekoormus (II etapp)		Surcharge loading (in phase II)
Katte pind (II etapp)		Surface level (in phase II)
Tagasitāide liiv- või kruusliiv pinnasega	50cm	Sand or gravel
Geotekstiil; 400/50		Georeinforcement; 400/50
Olemasolev tasandatud pinnas		Prepared subsoil surface

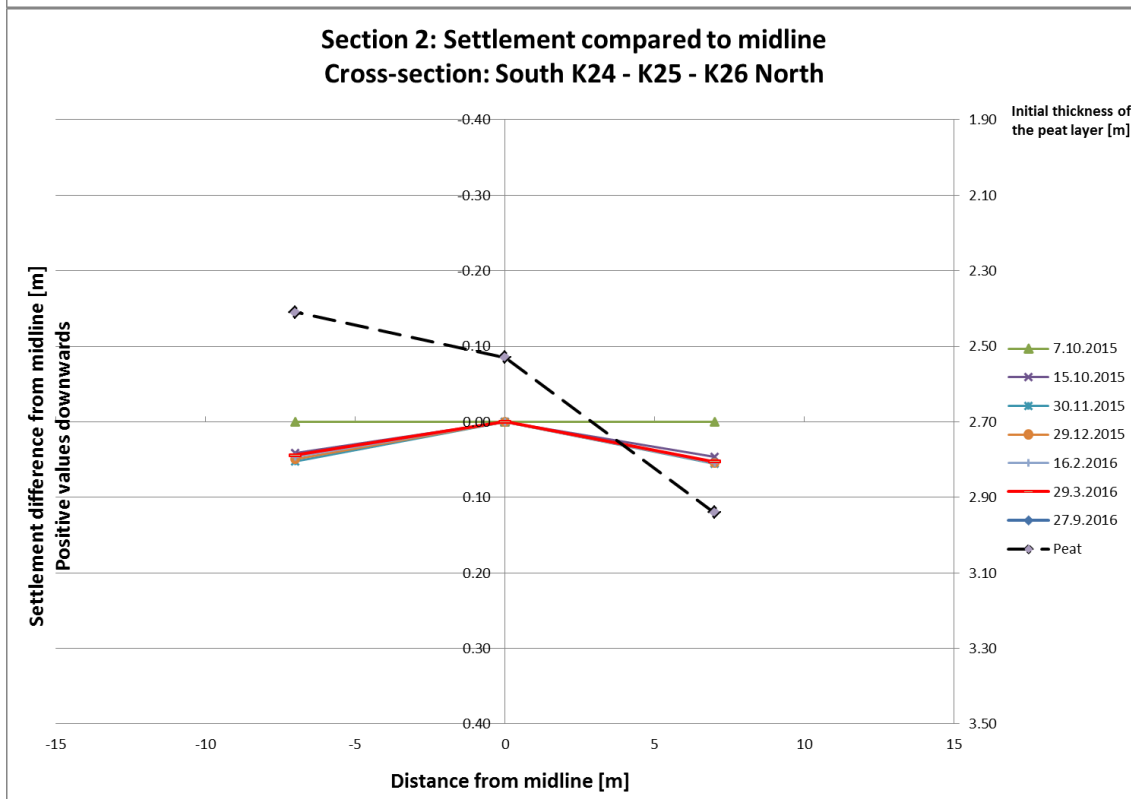
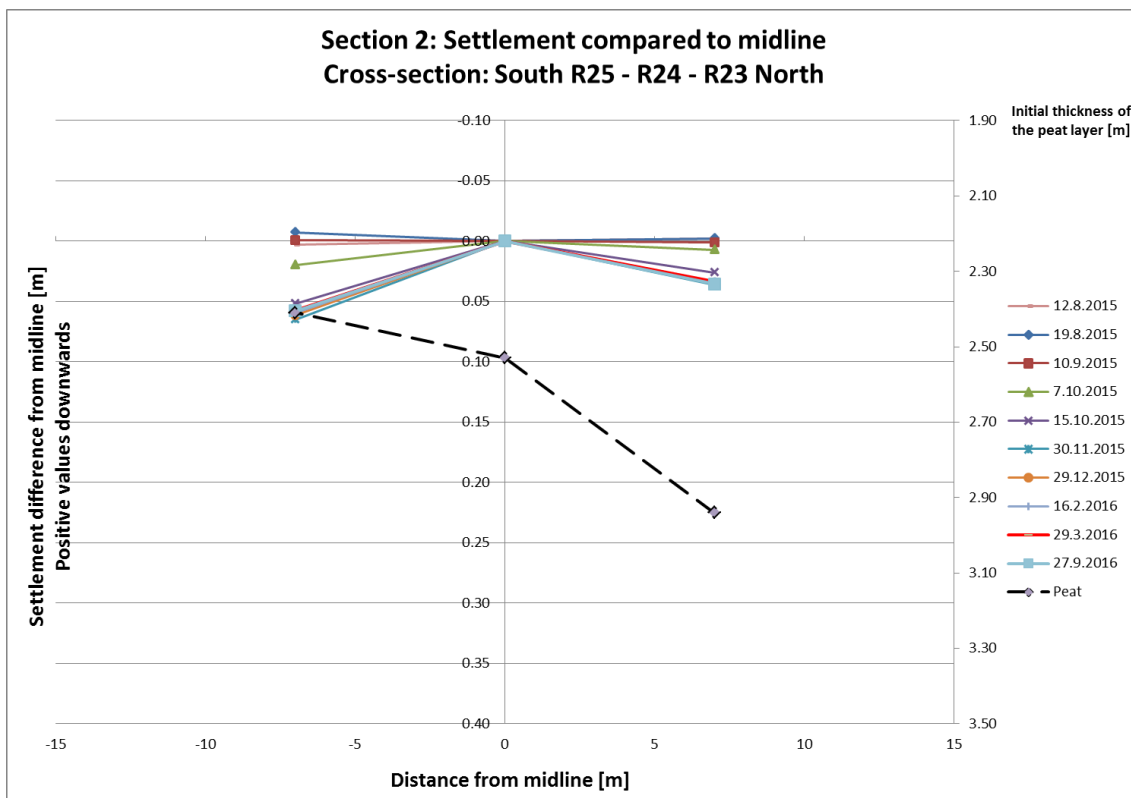
b)

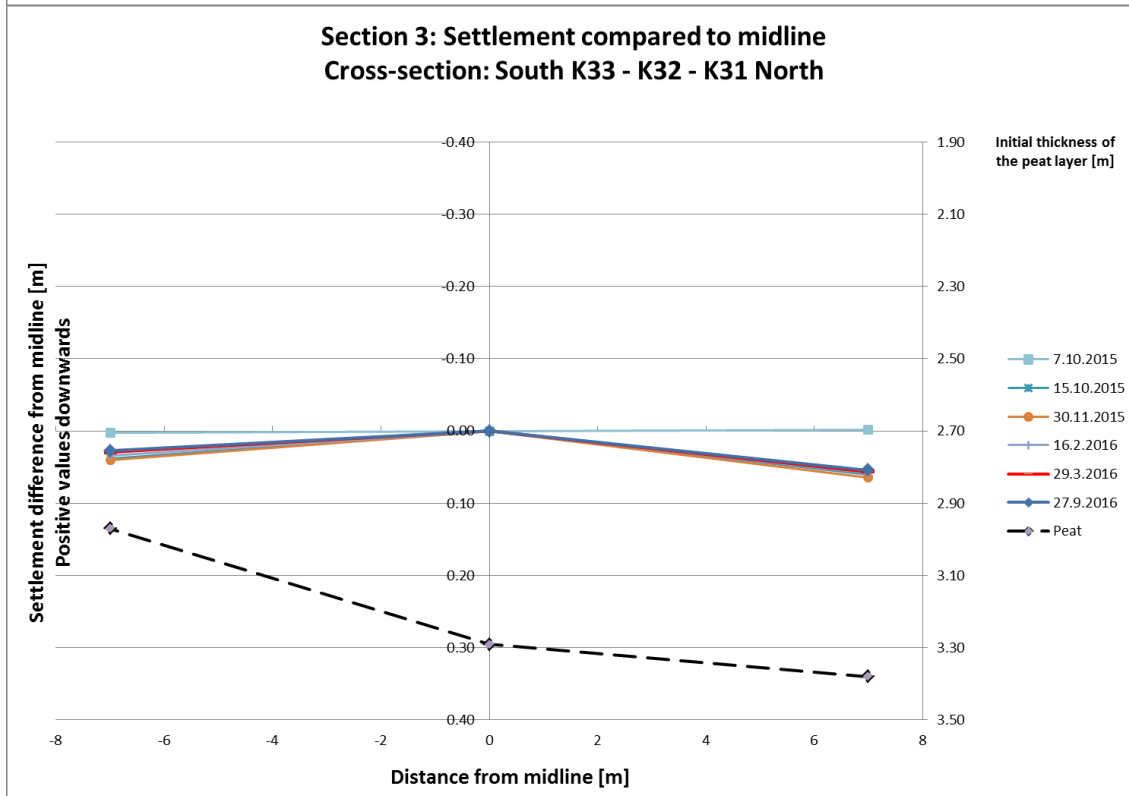
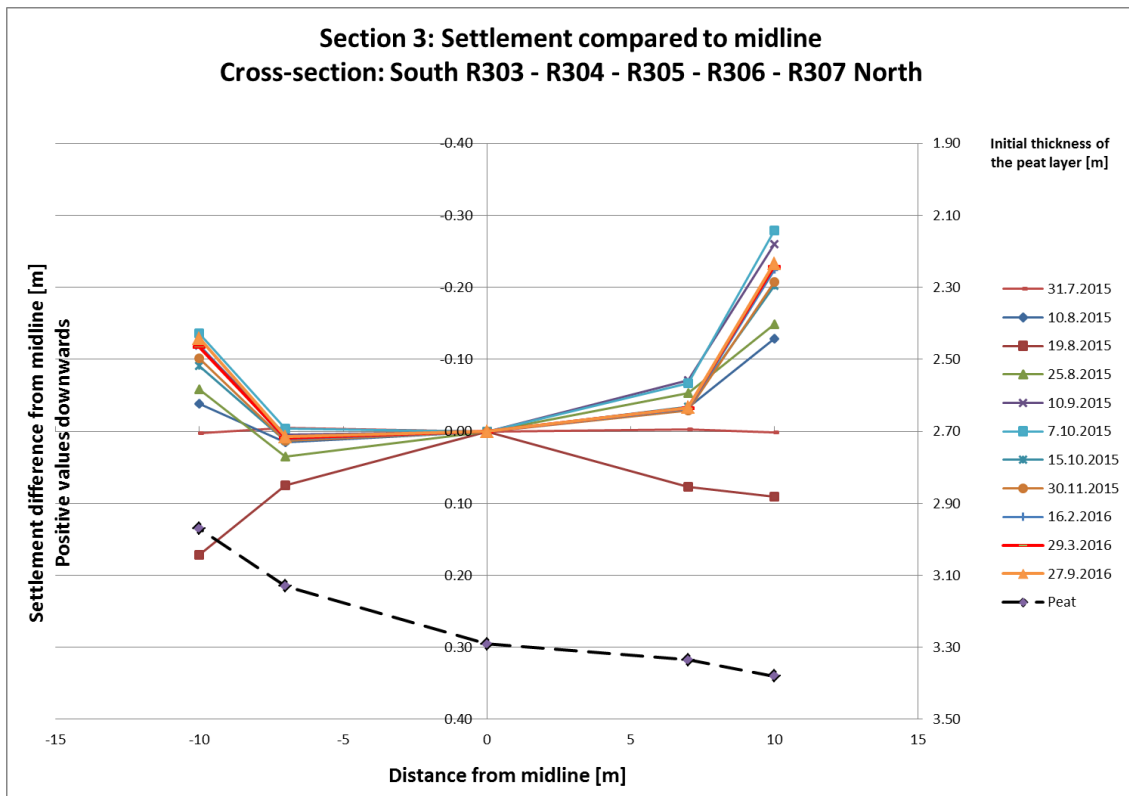


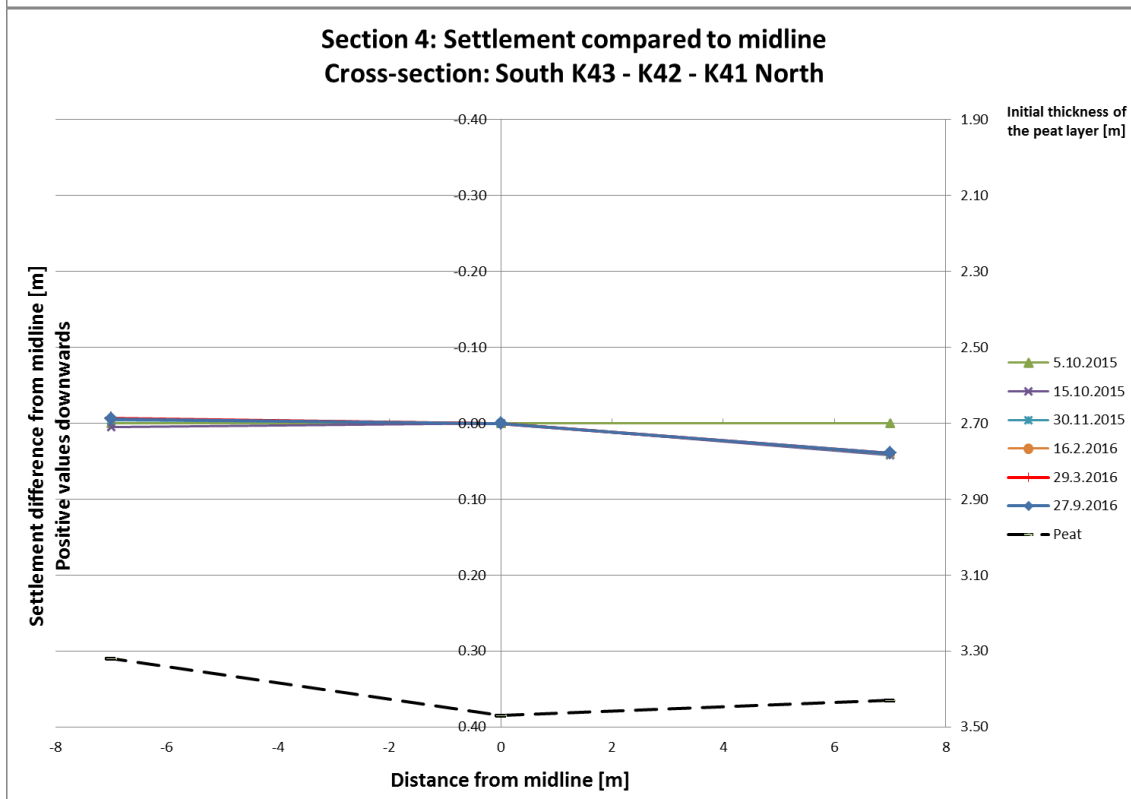
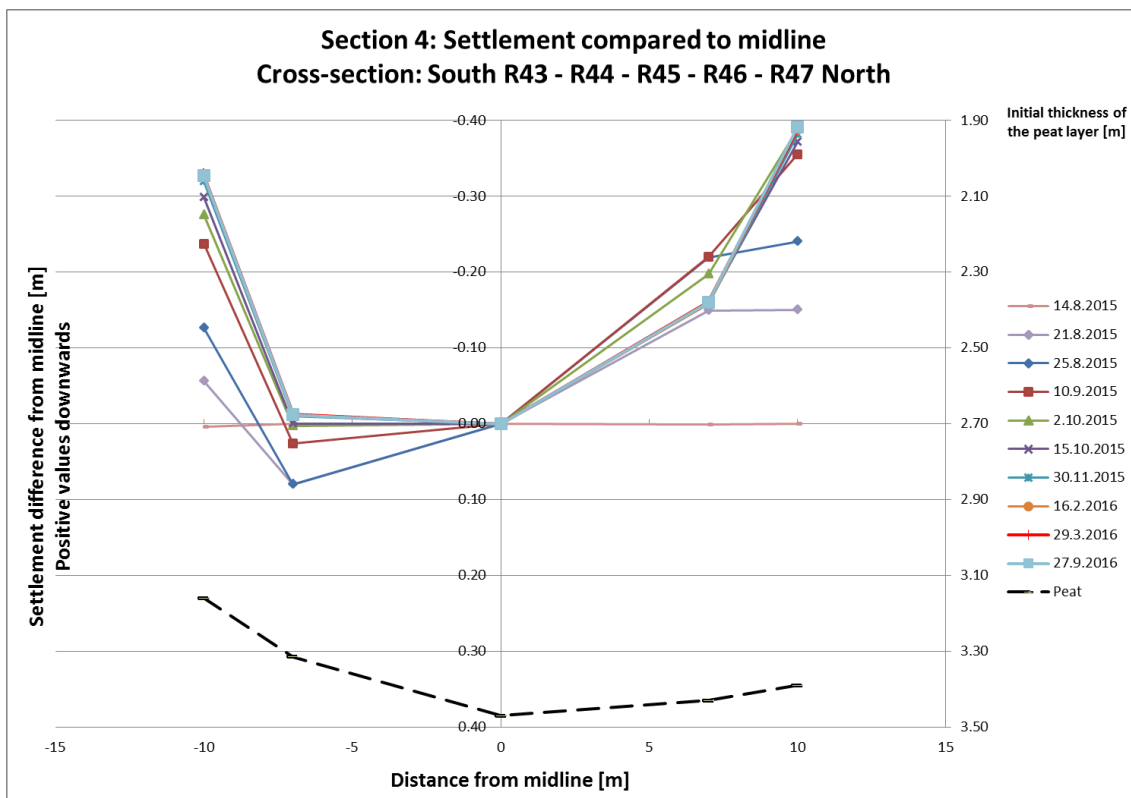
Ülekoormus		Over loading
Geotekstiil; 1 profiil		Non-woven geotextile
Ühekordne pindamine; paekivikillustik fr 8/12		Surface 8/12
Paekivikillustikust tehnoloogiline kiht fr 2/64	15cm	Crushed limestone 2/64
Tagasitāide liiv- või kruusliiv pinnasega; min f=0,5m/ööp vastavalt profiilile		Sand or Gravel
Geovõrk; 40/40		Georeinforcement; 40/40
Geotekstiil; 1. profiil		Georeinforcement; 1 profile
Ehituskile	0,5mm	Plastic membrane 0.5 mm
EPS 200	20cm	EPS 200
EPS 200	20cm	
EPS 200	52,5cm	
EPS 120	52,5cm	EPS 120
Tagasitāide liiv- või kruusliiv pinnasega	50cm	Sand or gravel
Geotekstiil; 400/50		Georeinforcement; 400/50
Olemasolev tasandatud pinnas		Prepared subsoil surface

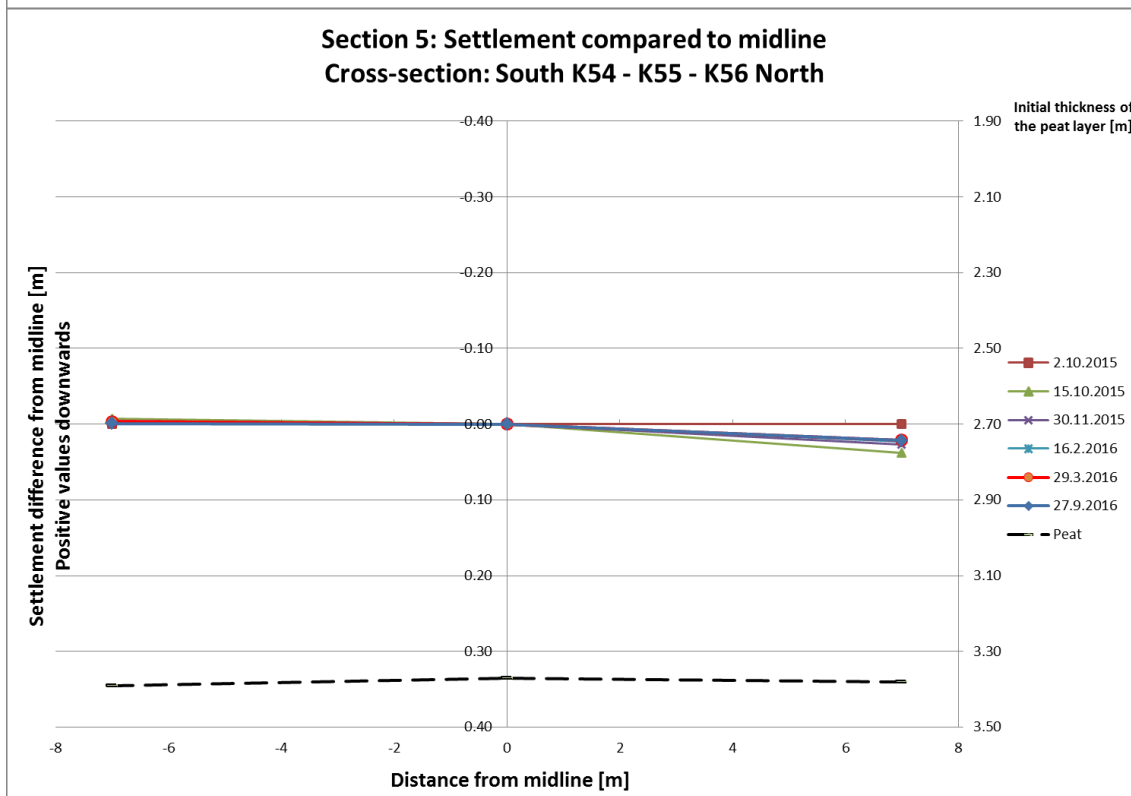
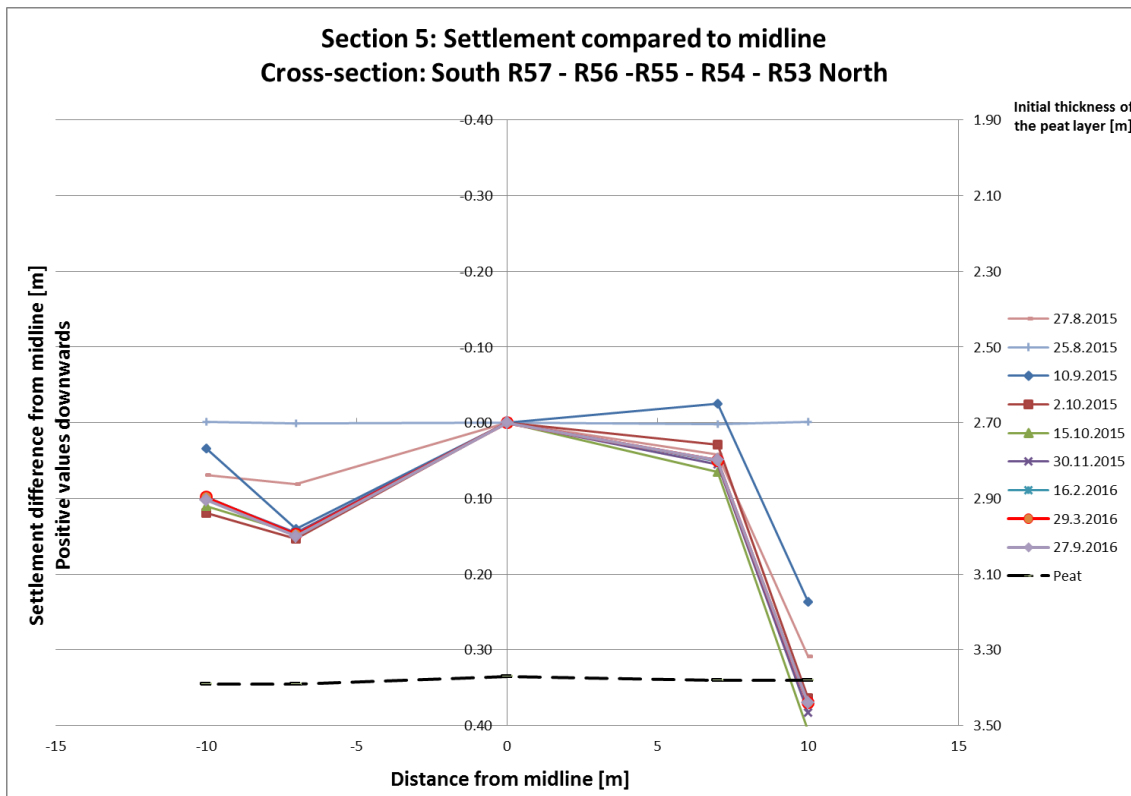
Joonis 6. Lõik 5 ristlõige. EPS plokkidest mulle. a) Esimene etapp ja b) teine etapp.











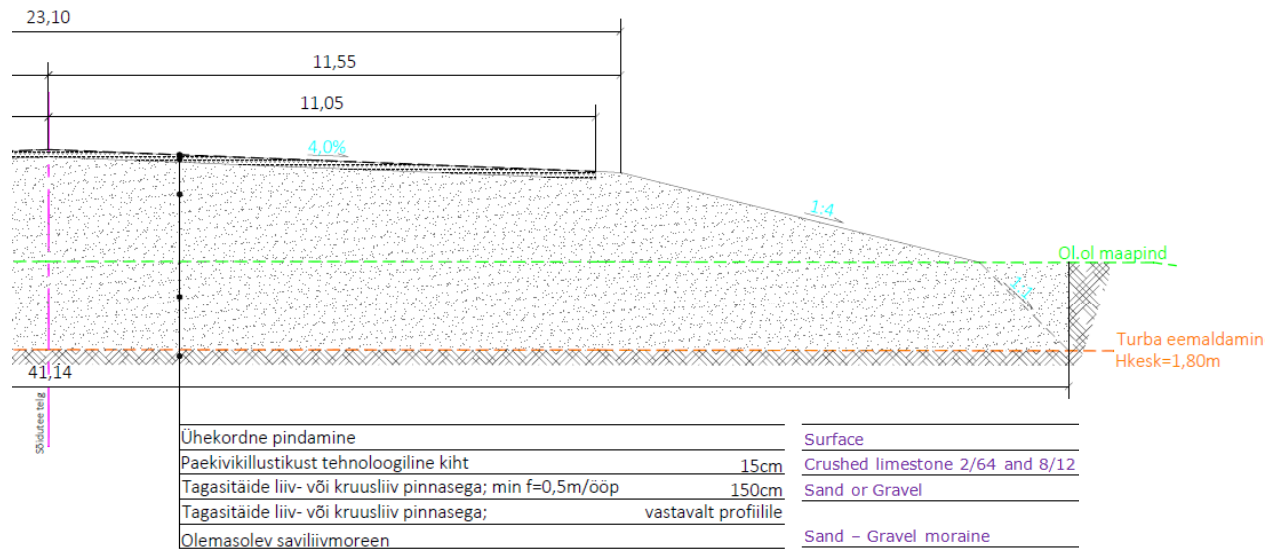


Figure 1. Cross-section of section 0 (mass replacement)

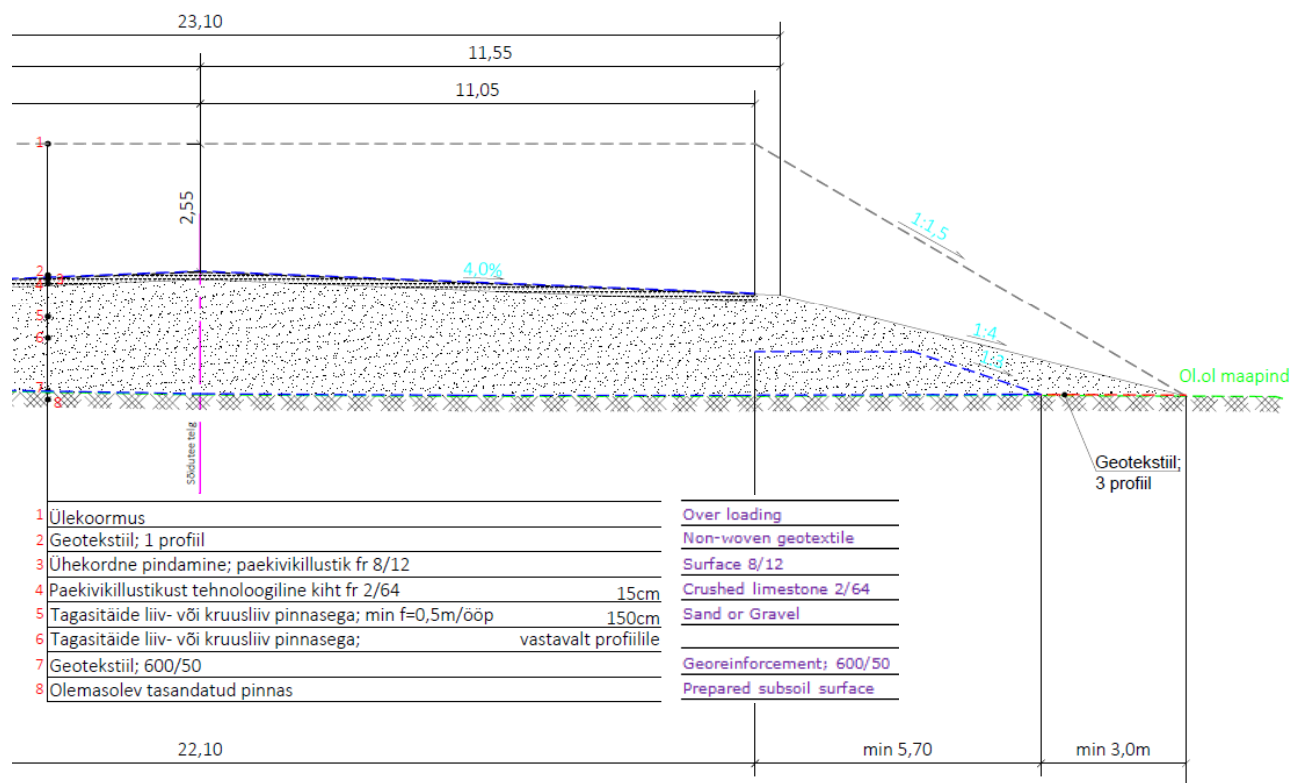


Figure 2. Cross-section of section 1 (one layer of georeinforcement)

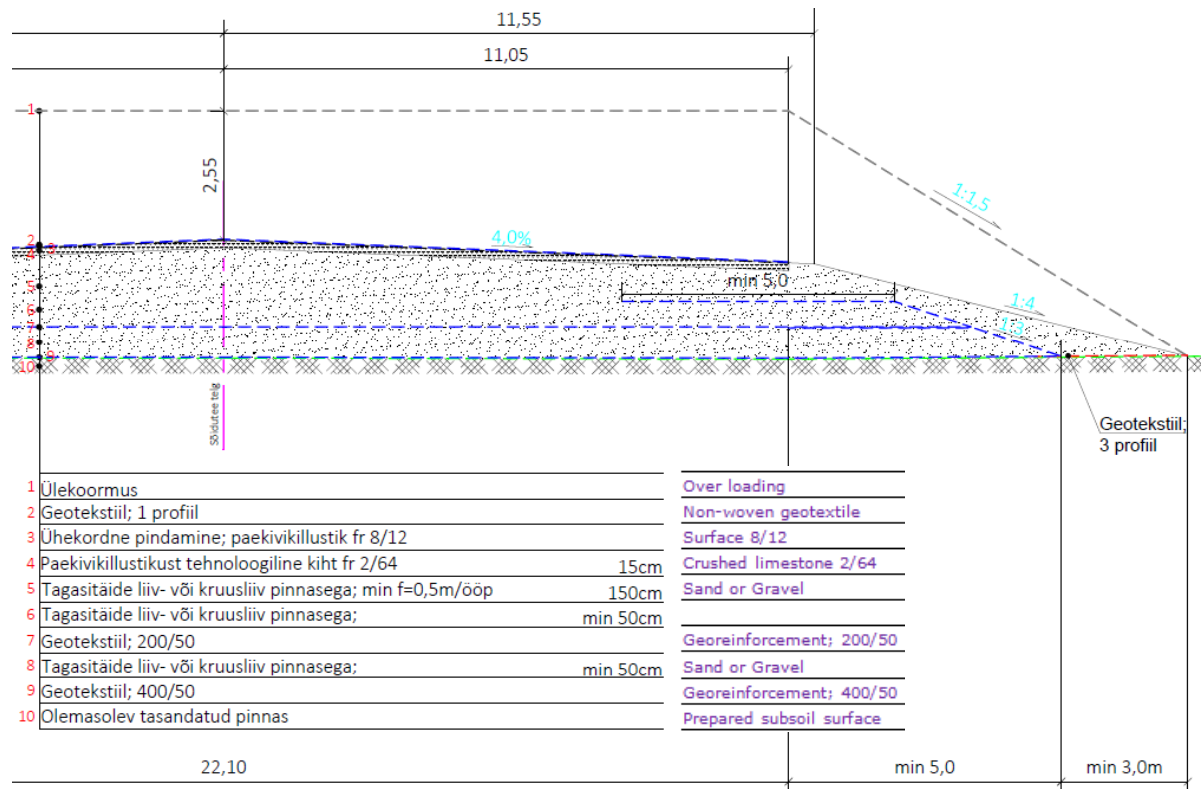


Figure 3. Cross-section of section 2 (two layers of georeinforcements)

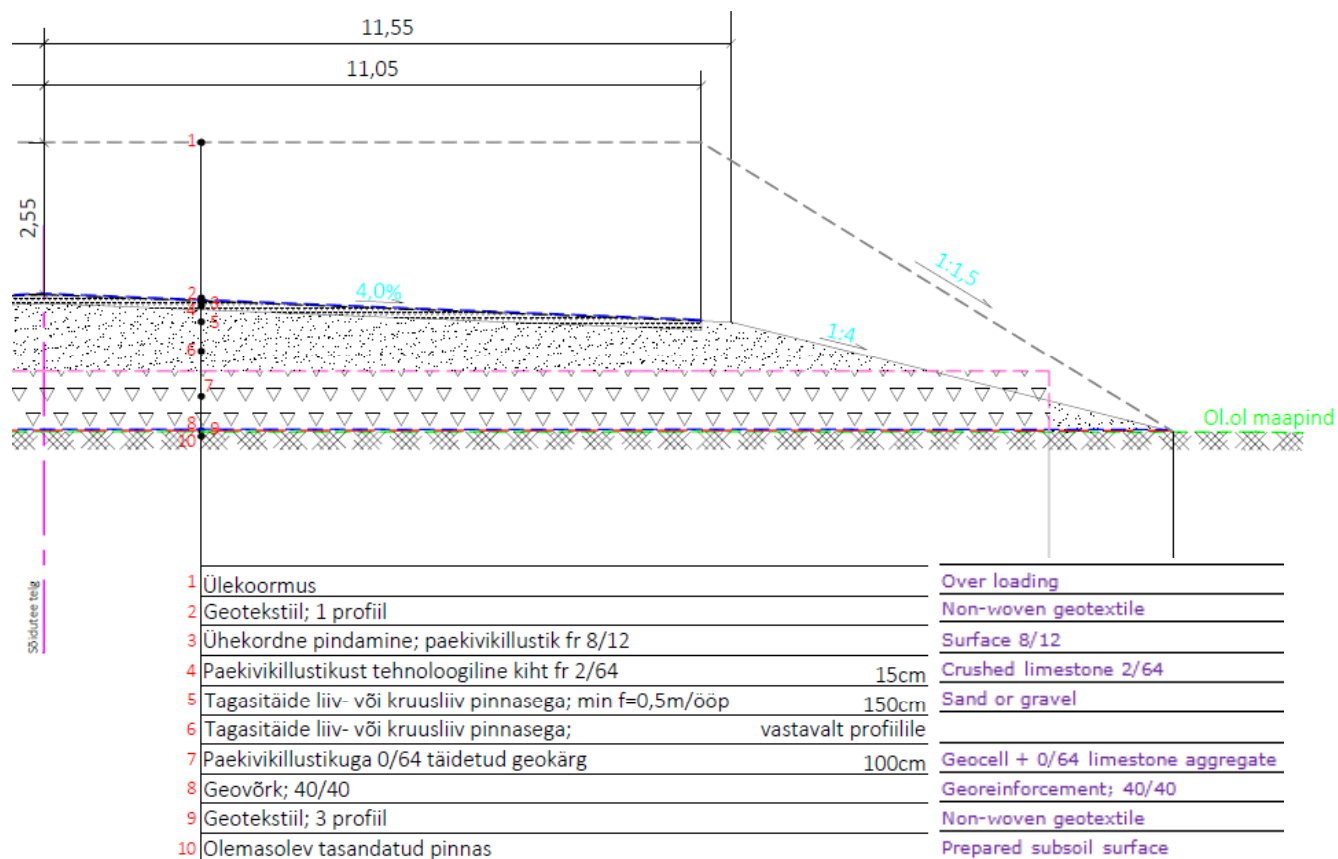


Figure 4. Cross-section of test section 3. Geocell-structure (1m) on top of georeinforcement.

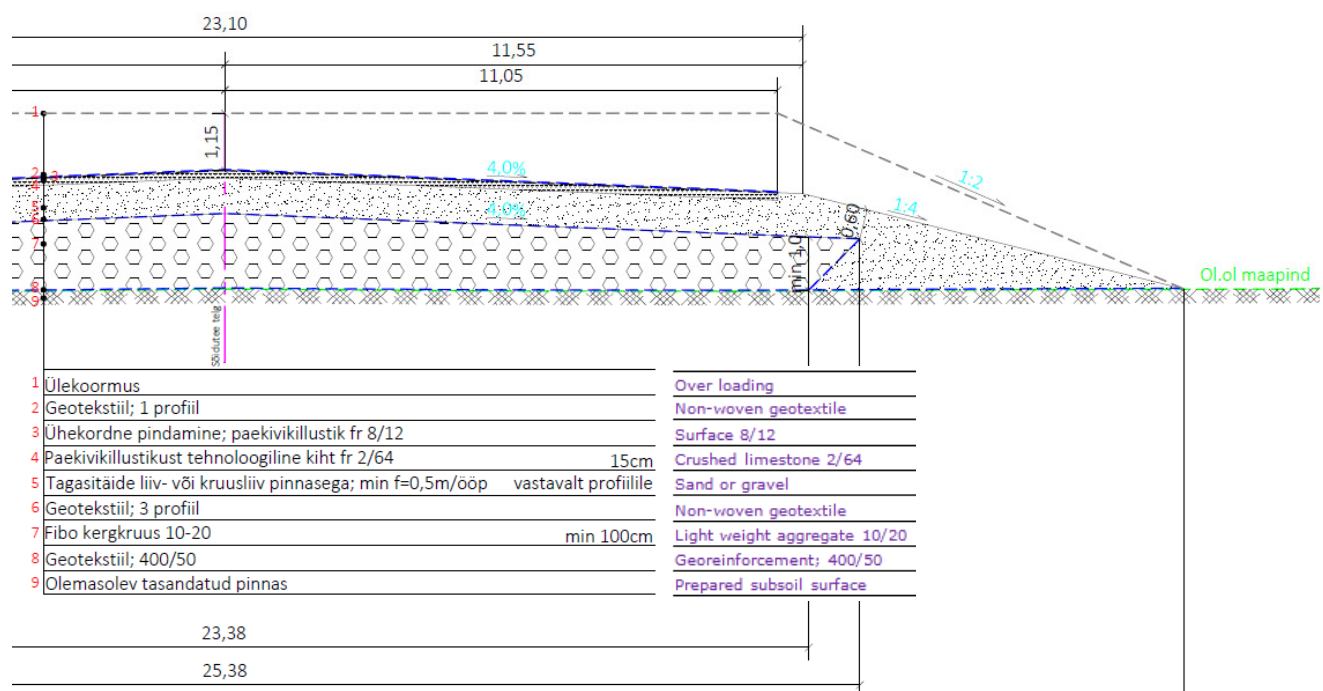
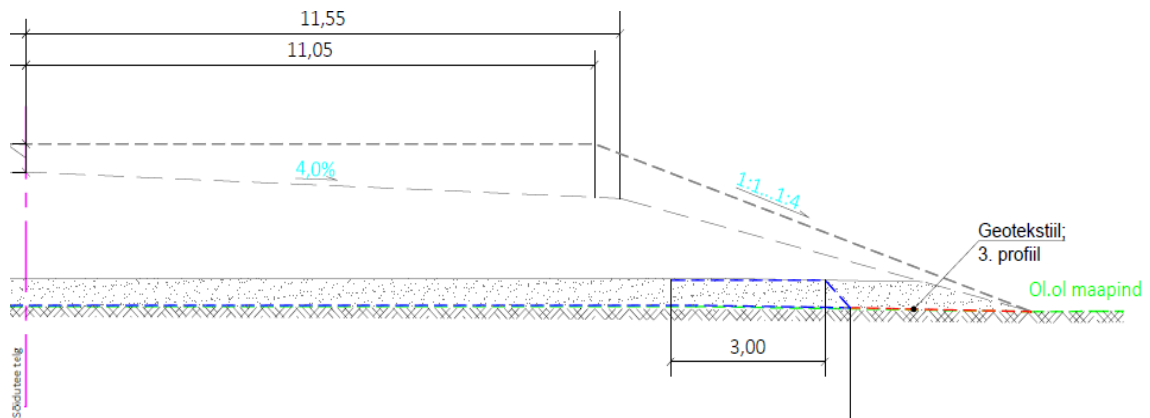


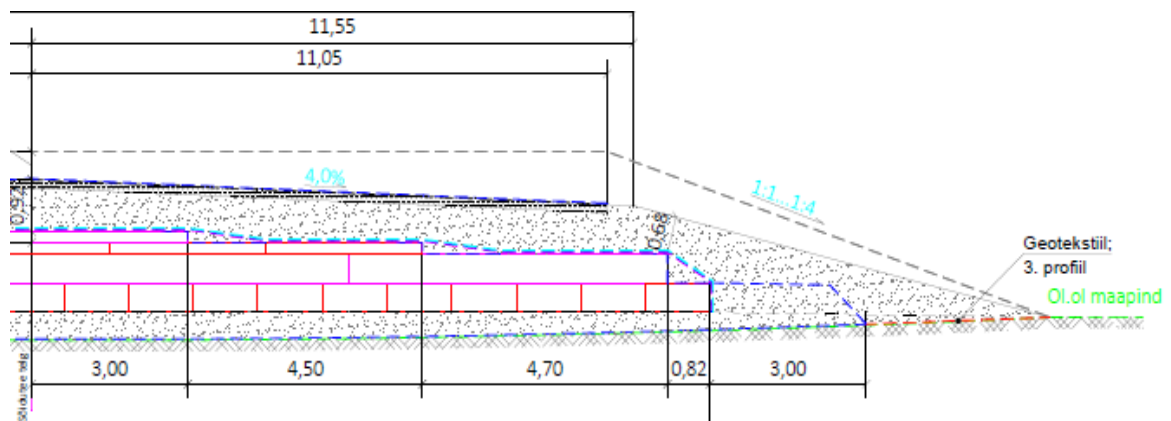
Figure 5. Cross-section of test section 4. Light weight aggregate reinforcement.

a)



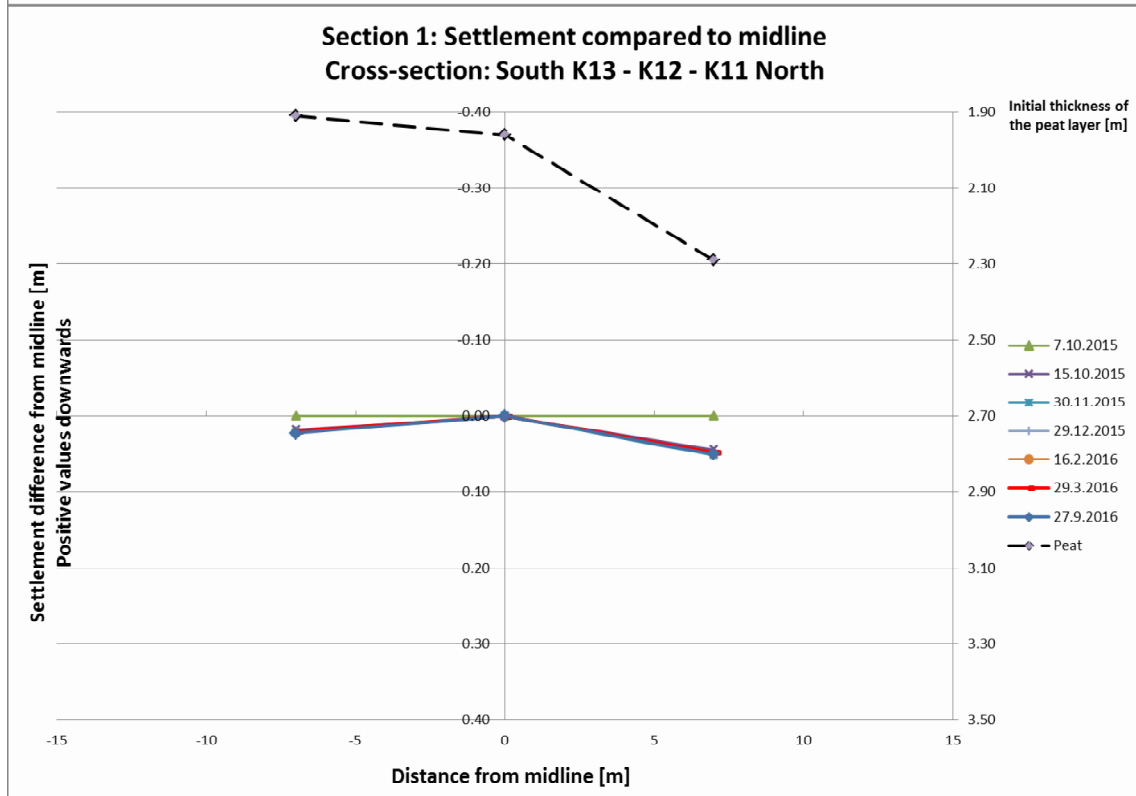
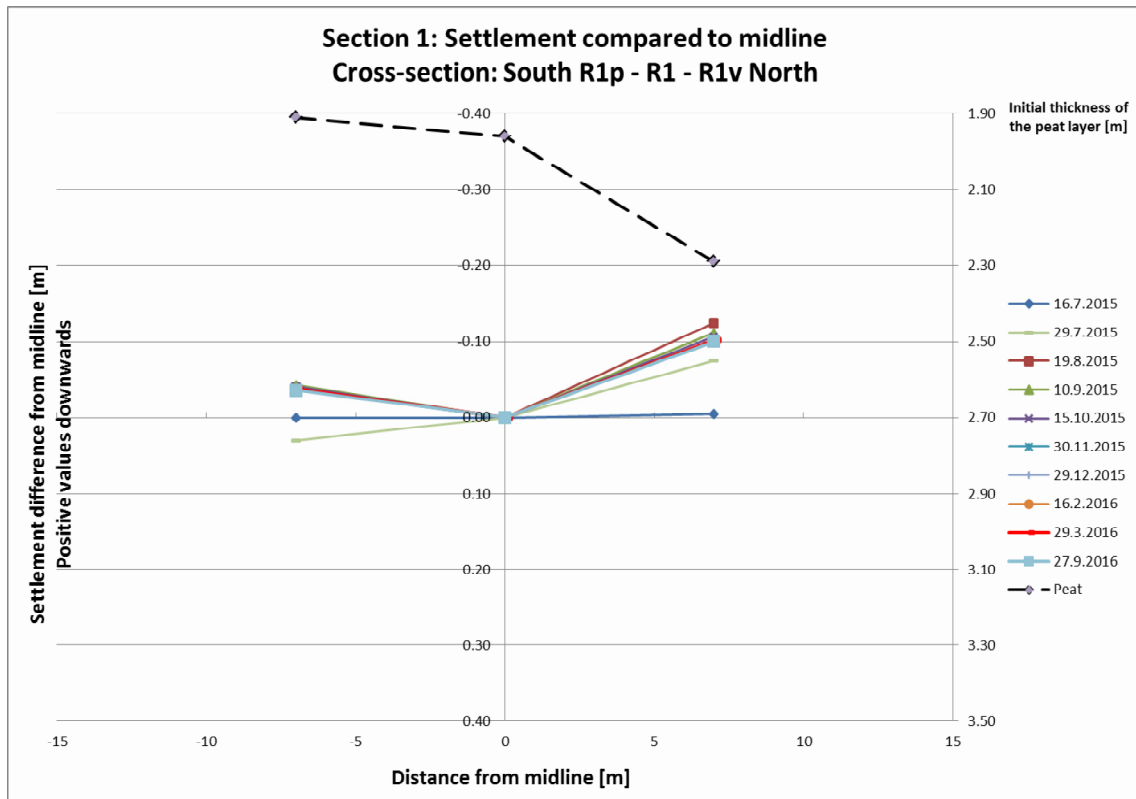
Ülekoormus (II etapp)		Surcharge loading (in phase II)
Katte pind (II etapp)		Surface level (in phase II)
Tagasitäide liiv- või kruusliiv pinnasega	50cm	Sand or gravel
Geotekstiil; 400/50		Georeinforcement; 400/50
Olemasolev tasandatud pinnas		Prepared subsoil surface

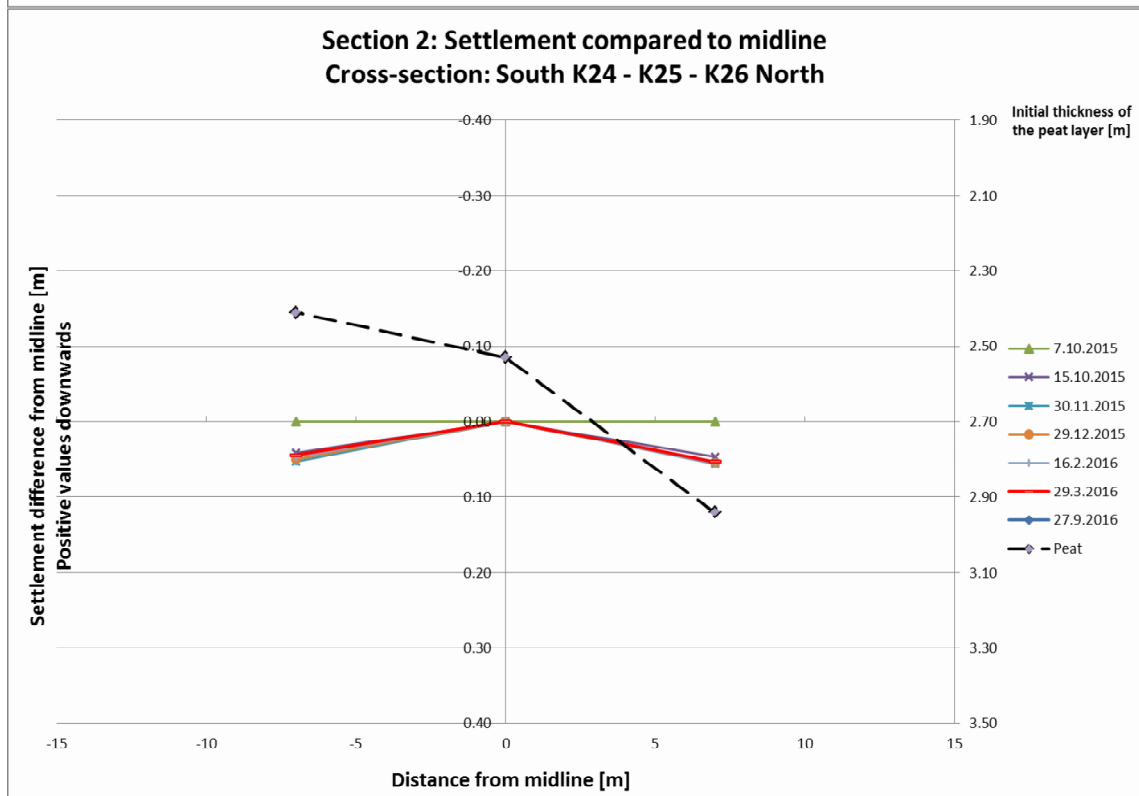
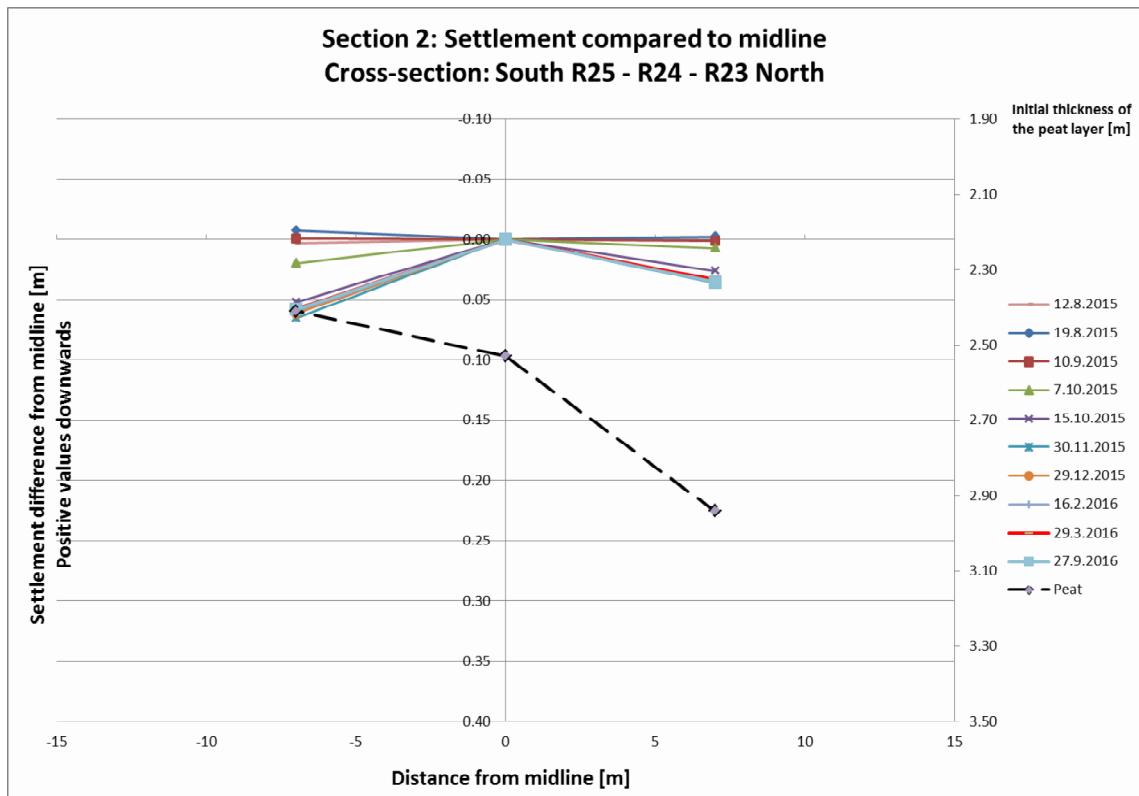
b)

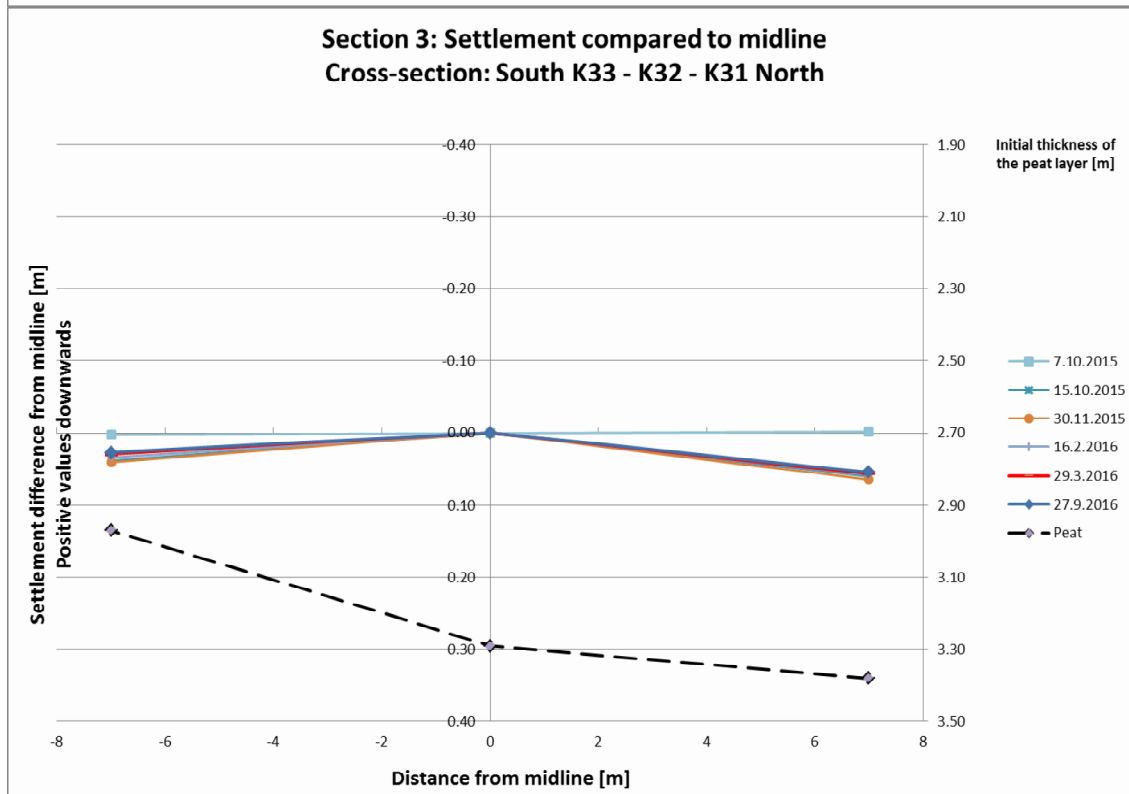
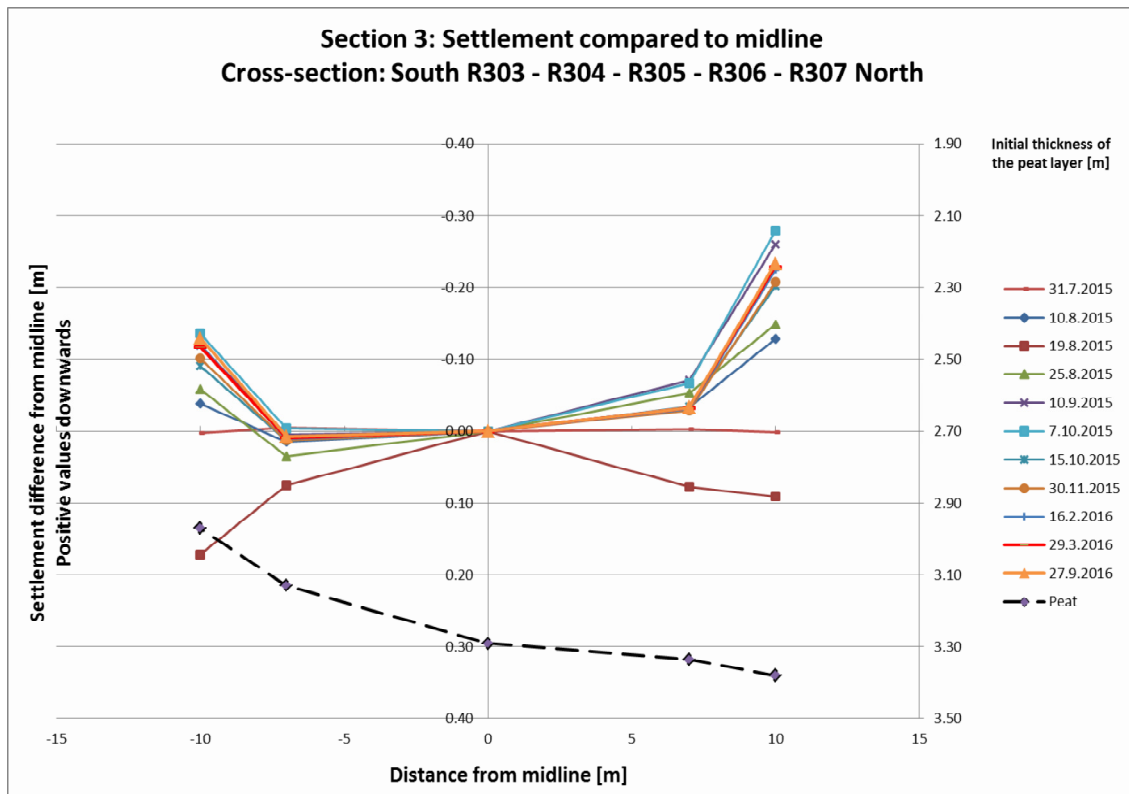


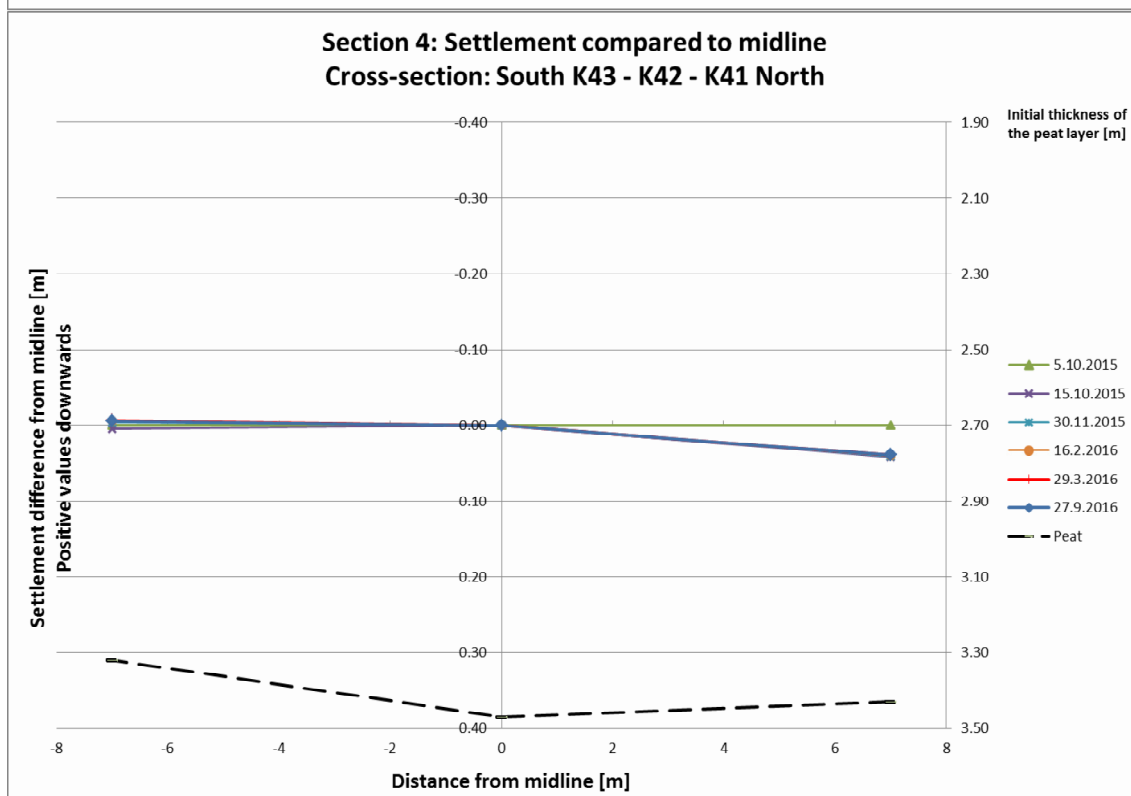
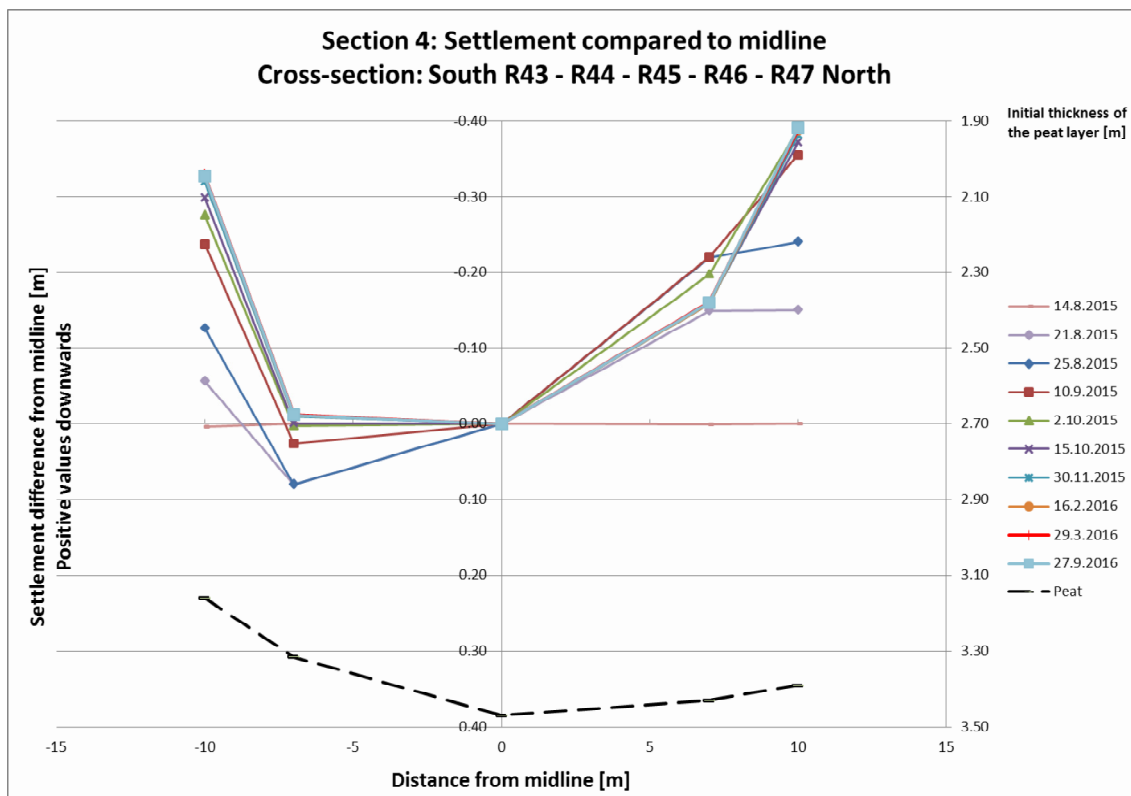
Ülekoormus		Over loading
Geotekstiil; 1 profiil		Non-woven geotextile
Ühekordne pindamine; paekivikillustik fr 8/12		Surface 8/12
Paekivikillustikust tehnoloogiline kiht fr 2/64	15cm	Crushed limestone 2/64
Tagasitäide liiv- või kruusliiv pinnasega; min f=0,5m/ööp vastavalt profiilile		Sand or Gravel
Geovõrk; 40/40		Georeinforcement; 40/40
Geotekstiil; 1. profiil		Georeinforcement; 1 profile
Ehituskile	0,5mm	Plastic membrane 0.5 mm
EPS 200	20cm	EPS 200
EPS 200	20cm	
EPS 200	52,5cm	
EPS 120	52,5cm	EPS 120
Tagasitäide liiv- või kruusliiv pinnasega	50cm	Sand or gravel
Geotekstiil; 400/50		Georeinforcement; 400/50
Olemasolev tasandatud pinnas		Prepared subsoil surface

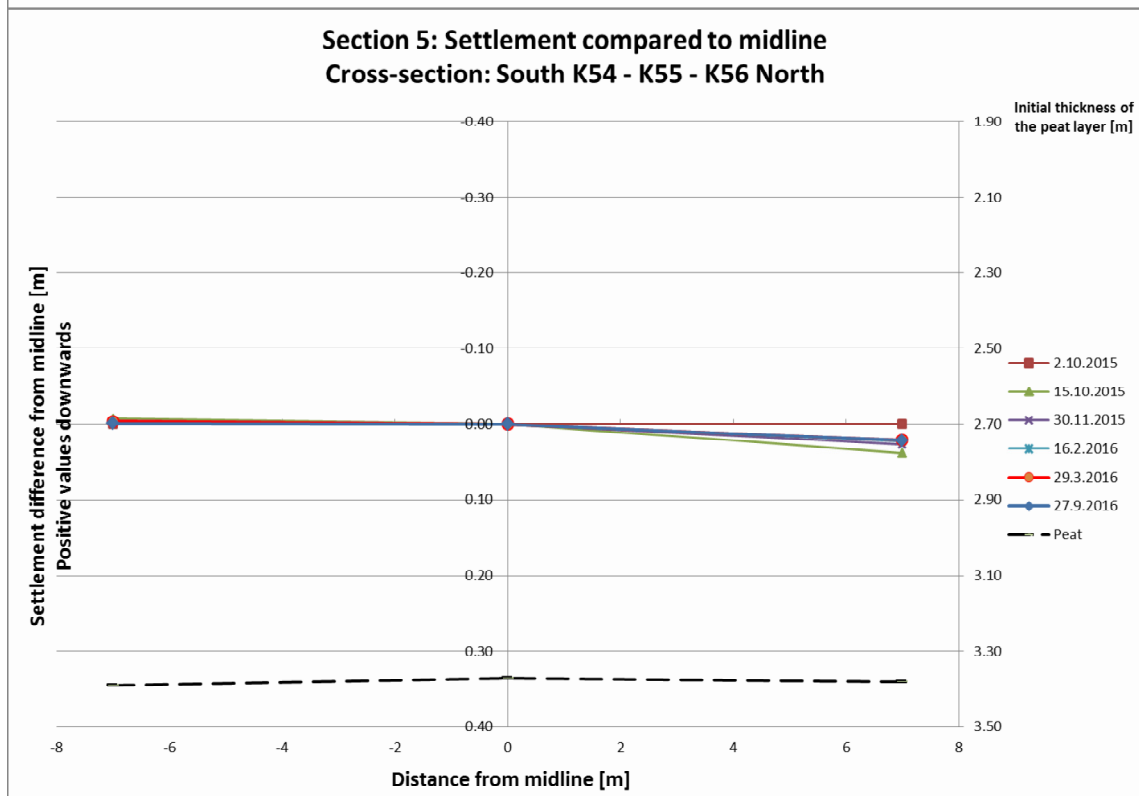
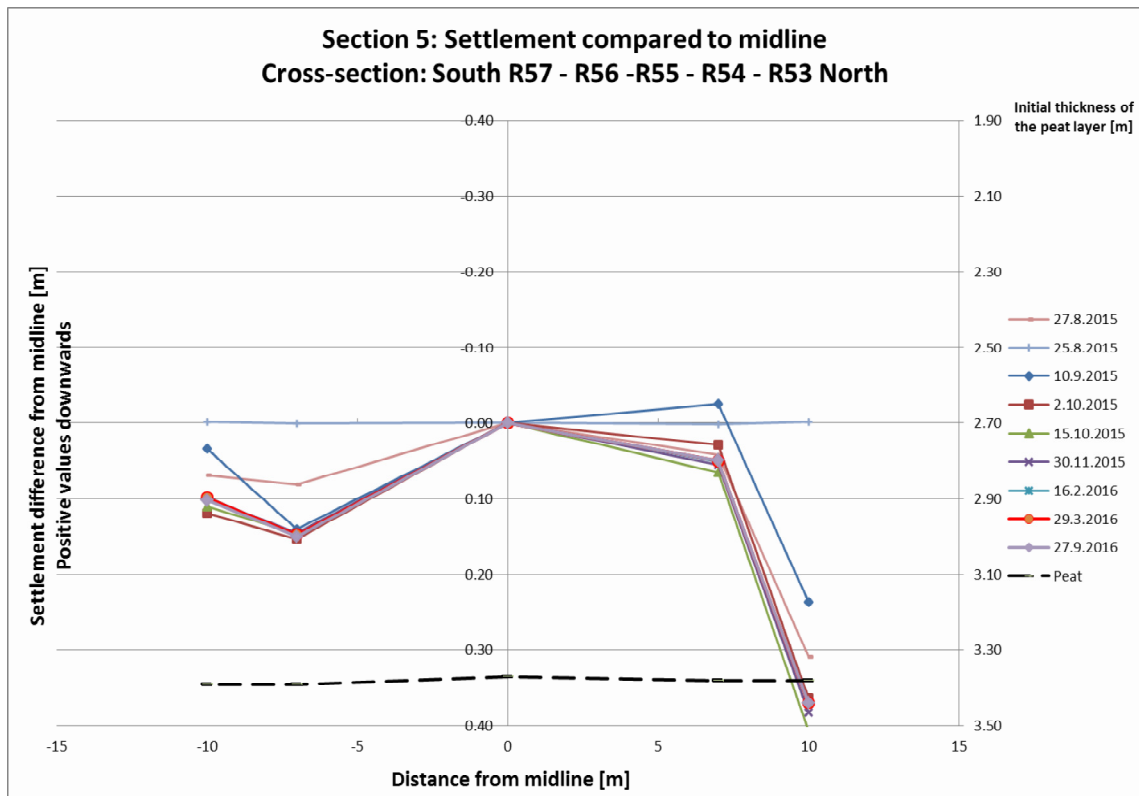
Figure 6. Cross-section of test section 5. EPS-block embankment. a) First phase and b) Second phase.











VÕÕBU KATSELÕIGU VAATLUSREEPERITE 2016.a. II ja III KVARTALI GEODEETILISE MONITOOINGU

ARUANNE



*Geodetic monitoring of the Võõbu test site in II-nd and
III-d quarter of 2016*

Geodeesia õppetooli juhataja: Artu Ellmann

Tallinn 10/2016

Sisukord

1. Sissejuhatus	3
2. Nivelleerimise tulemused	3
3. Vajumite graafikud sektsiooniti ja profiilidena.....	10
4. Veetaseme vaatlused ja tulemuste seos turbaplaatide vertikaalliikumistega	21
5. 0-sektsiooni (massivahetus) deformatsioonid	23
6. Üleantavad materjalid.....	25
Lisa 1. Fotod 4. ja 5. sektsiooni pealispinnast	26

Käesoleva aruande illustatsioonideks on töötäitjate pildimaterjal.

1. Sissejuhatus

Käesolev aruanne käsitleb Maanteeameti (edaspidi Tellija) ning Ramboll Eesti AS (praeguse nimetusega Škepast ja Puhkim OÜ) vahel 15.06.2015 sõlmitud teadus- ja arendustööde töövõtulepingu nr 15-00248/008 „Mnt nr 2 Tallinn-Tartu-Võru-Luhamaa km 67-68 Võõbu katseseksioonide jälgimine ja teaduslik analüüs“ ja hilisema lisalepingu raames 2016 aasta II ja III kvartalis läbi viidud geodeetilise monitooringu tulemusi.

Ajavahemikus 01.04.2016 kuni 27.09.2016 toimus (kord kalenderkuus) kokku kuus (6) mõõtettsükli. Igas mõõtettsükli viidi läbi vaatlusreeperite ja -plaatide kõrgtápne nivelleerimine. Tööde läbiviimisel lähtuti spetsiaalselt selleks tööks väljatöötatud metoodikast, mõõtmiste ja andmetöötluse põhimõtetest, mis on üksikasjalikult kirjeldatud tööaruandes Ellmann (2015) „Võõbu katselõigu vaatlusreeperite paigaldamise ning kõrgusmäärangu aruanne.“ TTÜ Teedeinstituut, 11/2015. Lisaks kirjeldavad 2015 a. IV kvartali ja 2016 a I kvartali geodeetilise monitooringu tulemusi vastavalt aruanded Ellmann (2016) „Võõbu katselõigu vaatlusreeperite 2015-a IV kvartali monitooringu aruanne“ ja Ellmann (2016) „Võõbu katselõigu vaatlusreeperite 2016-a I kvartali monitooringu aruanne“.

Et käesoleva aruande põhirõhk on 2016. a II ja III kvartali mõõtmistulemuste kirjeldamisele, siis on siinkohal püütud hoiduda eelnimetud aruannetes juba sisalduva informatsiooni asjatust dubleerimisest. Siiski parema ülevaatlikkuse huvides kaasatakse käesoleva aruande vajumiepüüridele ka mõõtmistulemusi, mis järgnesid katselõigu ülekoormuse paigaldamisele 2015.a. IV kvartalis. Nii keskendubki käesolev aruanne ülekoormusjärgsete mõõdistustulemuste omavahelisele võrdlusele ja saadud erinevustele.

Geodeetilised tööd korraldas TTÜ teedeinstituudi geodeesia õppetooli juhataja professor Artu Ellmann, kes koostas ka käesoleva aruande. Aruandega kaasneb ka elektrooniline liides *Koormusjärgsed vajumid 27092016.xlsx (lisatakse puhtandiversioonile)*. Käesoleva aruande tabelite pealkirjad ning jooniste selgitused on dubleeritud inglise keelde, hõlbustamaks antud teelõigu kohta geotehniliste hinnangute koostamist.

2. Nivelleerimise tulemused

Kokku kordusnivelleeriti kõik 98 nivelleerimismärki ning veetasemed veemõõdujaamades, sellest:

- 36 pikavardalist reeperit turbakihile laotatud geotekstiilile (edaspidi „turbareeper“)
- 6 pikavardalist reeperit 2. sektsiooni ülemisele tekstiilikihile
- 1 reeper EPS pealispinnale (5. sektsiooni keskpaik),
- 5x6 pikavardalist katendireeperit (1. kuni 5. sektsioon) ning 1 sepanaela tüüpi reeper (0-sektsioonis)
- 20 turbaplaati teemuldest 1 m kaugusel
- 4 vaatlusplaati 0-sektsiooni nõlvade nihke tuvastamiseks.
- Veetasemed teemulde põhja- ja lõunaküljel

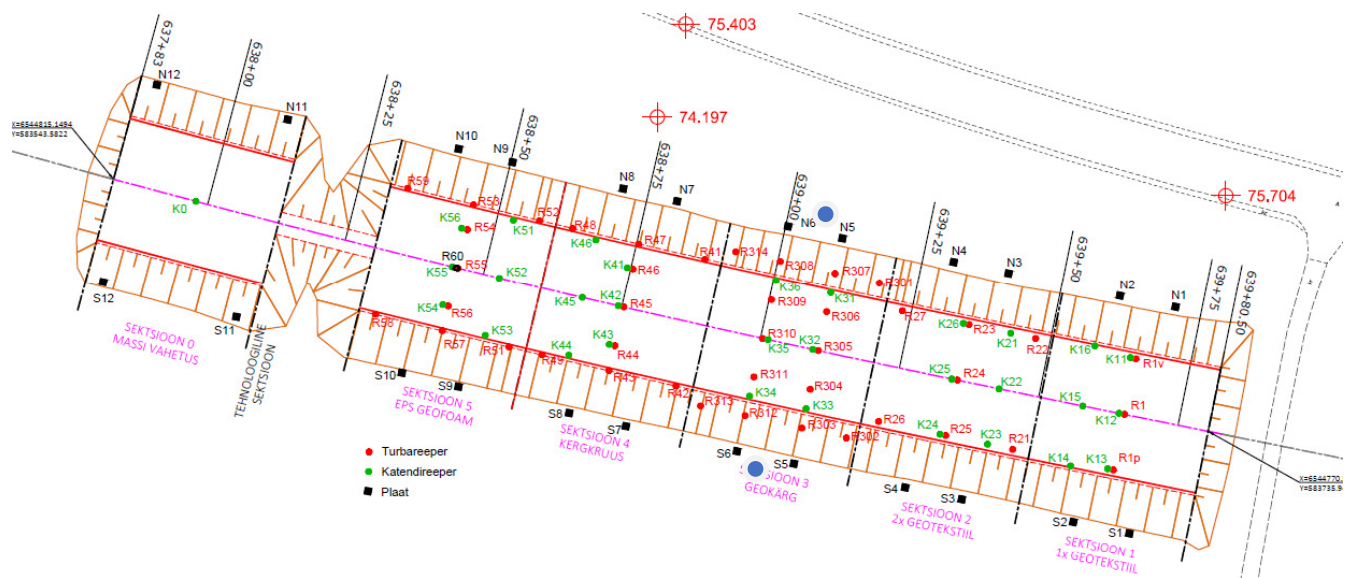
Reeperitippude ning turba- ja nõlvaplaatide kõrgused määrati digitaalnivelliiri Trimble DiNi03 ja ribakoodlattidega (vt. Ellmann (2015) tööaruannet) geodeetilise nivelleerimisega vahevaadete meetodil. Ka nüüd tugineti kahele lähtepunktile - pinnasereeper (absoluutkõrgusega 74.197 m) ning Tallinn-Tartu mnt paremasse teeserva paigaldatud asfaldinael (absoluutkõrgusega 75.704 m), vt Ellmann (2015) tööaruande jaotis 5.1. Reeperite stabiilsuse kontrolliks mõõdeti aruandlusalusel vaatlusperioodil paaril korral nende omavahelised kõrguskasvud. Ilmnesid vaid 2.8 millimeetriline (pinnasereeperi kõrgusväärtus 74.19985 m asfaldinaela 7570 „kataloogikõrguse“ suhtes) erinevus esialgsest (2015 a. suvel) kõrguskasvust, mistõttu lähtereeperite võimaliku ebastabiilsuse mõju

lõpptulemustele on üsna mõõtmistäpsuse piires. Seetõttu erinevuste võimalike põhjuste väljaselgitamisega põhjalikumalt ei tegeldud (st. et ei selgitatud välja kumb reeperitest on stabiilsem). Pealegi järgiti kõikidel mõõtmiskordadel sama mõõteskeemi - nii kasutati asfaldinaela vaatlusreeperite kõrgusmääranguks, samas kui maareeper oli lähteks turba- ja nõlvaplaatide ning veetaseme kõrgusmäärangul.

Nivelleerimisele kuulusid turba- ja katendireeperite tipud, ning turba- ning nõlvaplaatide pealispinnad, vt asendiskeemi joonisel 1. Nivelleerimistulemuste salvestamisel ning välimaterjalides juhinduti vaatlusreeperitele eelnevalt määratud numbritest, vt asendiskeemi (joonis 1) ja Ellmann (2015) tööaruande Tabeleid 1 kuni 3.

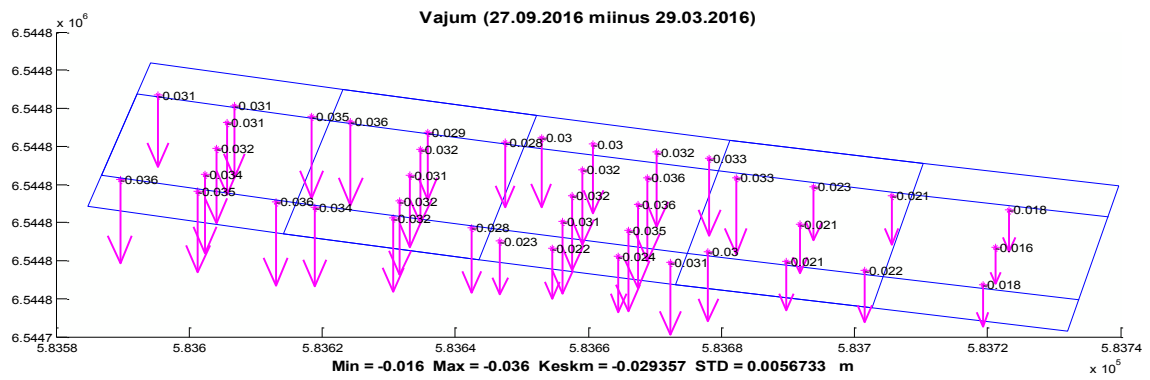
Välimõõtmiste andmed vormistati andmetöötlusprogrammiga Excel lõplikeks tulemusteks (turbakihi ja katendi kõrgused ning tuvastatud vajumid). Et aga antud uuringu seisukohast on huvipakkumad hoopis turbapinnase ning teekatendi kõrgused, siis reeperitippude nivelleeritud kõrgused teisendati reeperivarraste kogupikkuste väärtuste abil, vt. tabel 1 teine veerg (allikaks Ellmann (2015) tööaruande Tabelid 1 ja 3). Lõplikud tulemused on esitatud tabelites 1 ja 2.

Kõrgtäpsest nivelleerimisest ilmnes, et 2016.a II ja III kvartalis on nii turba- kui katendireeperid vajunud vahemikus 2 cm (1. ja 2. sektsioon) kuni 3,5 cm (3., 4. ja 5. sektsioon), vt joonised 2 kuni 4, aga ka tabelite 1 ja 2 eelviimane veerg. Alates ülekoormuse paigaldamisest (15.10.2015) varieeruvad koguvajumid alates 16 cm (1. ja 2. sektsioon) kuni 27 cm (4. ja 5. sektsioon), vt. tabelite 1 ja 2 viimane veerg. Vajumid on toimunud sektsiooniti küllaltki ühtlaselt, seda hoolimata ülekoormuse paksuste paarikordsest erinevusest (näit. 5 sektsiooni ülekoormus on „vaid“ 0.6...1 m, kui 1. sektsioonis küünib see 2.2 m). Reeperite vajumid pole veel stabiliseerunud, kuna vajumite kiirus vaatlusperioodi lõpul (september 2016) on vahemikus 2 kuni 3 mm/kalenderkuus.



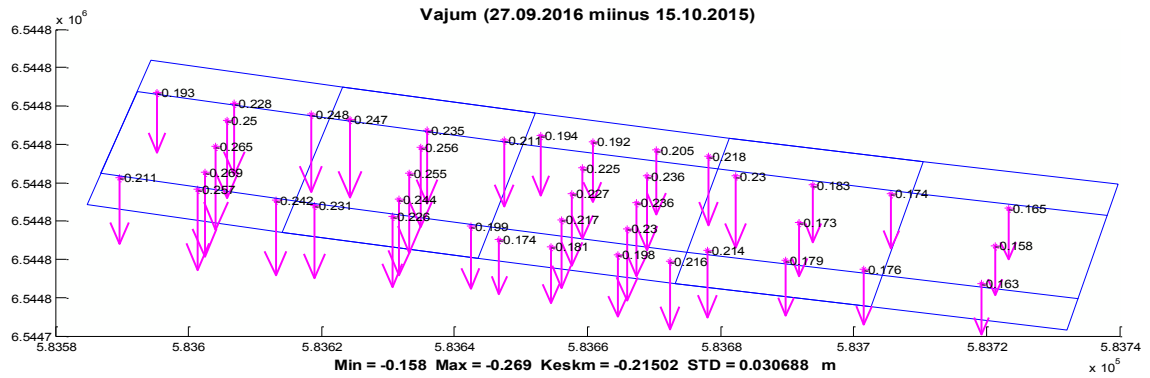
Joonis 1. Võõbu teelõigu vaatlusreeperite nummerdamine ja paigutus. Siniste sõõridega on tähistatud veemõõdutorude asukohad teemulde põhja- ja lõunaservas.

Figure 1. Locations and numbering of the leveling benchmarks (red –peat rods, green –pavement benchmarks, black –peat plates, and also the 0-Section slope plates). The blue circles denote locations of the water level stations.



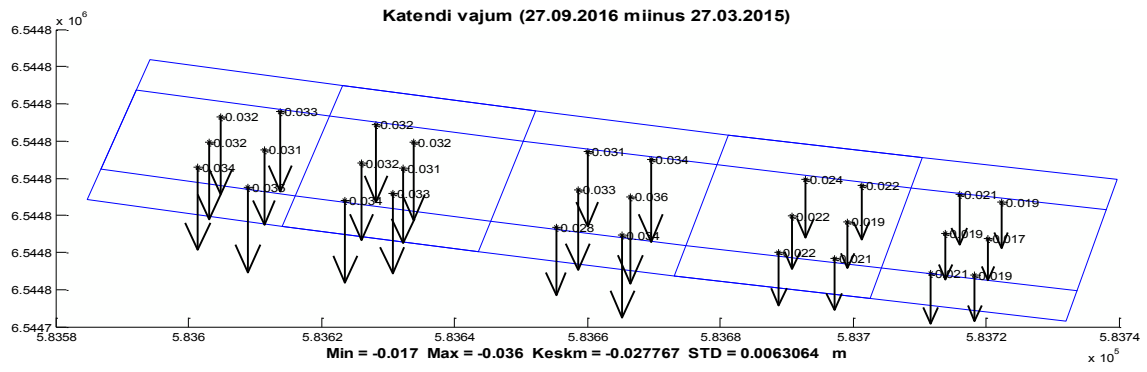
Joonis 2. Turbareeperite vajumid 2016. a. II ja III kvartalis (alates 29.03.2016 kuni 27.09.2016).

Figure 2. Subsidence values (dates from 29.03.2016 until 27.09.2016) at the peat rod locations.



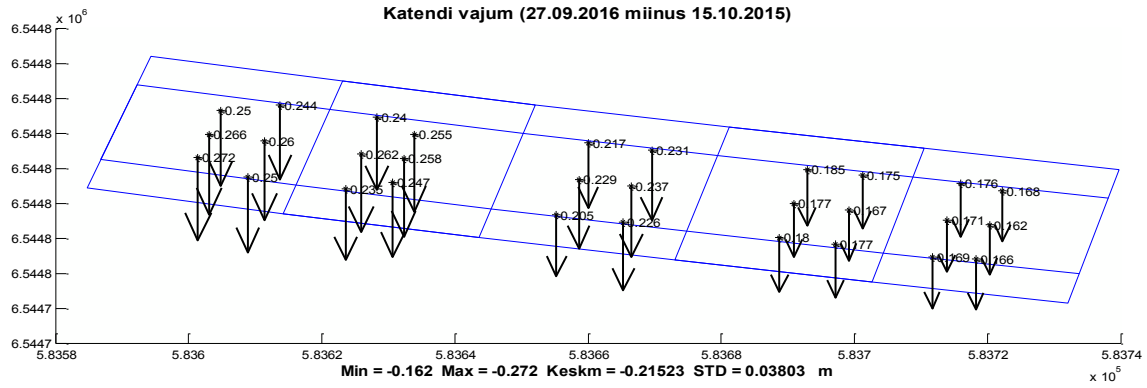
Joonis 2A. Turbareeperite koguvajumid alates ülekoormuse paigaldamisest (alates 15.10.2015 kuni 27.09.2016).

Figure 2A. Total subsidence values (dates from 15.10.2015 until 27.09.2016) at the peat rod locations.



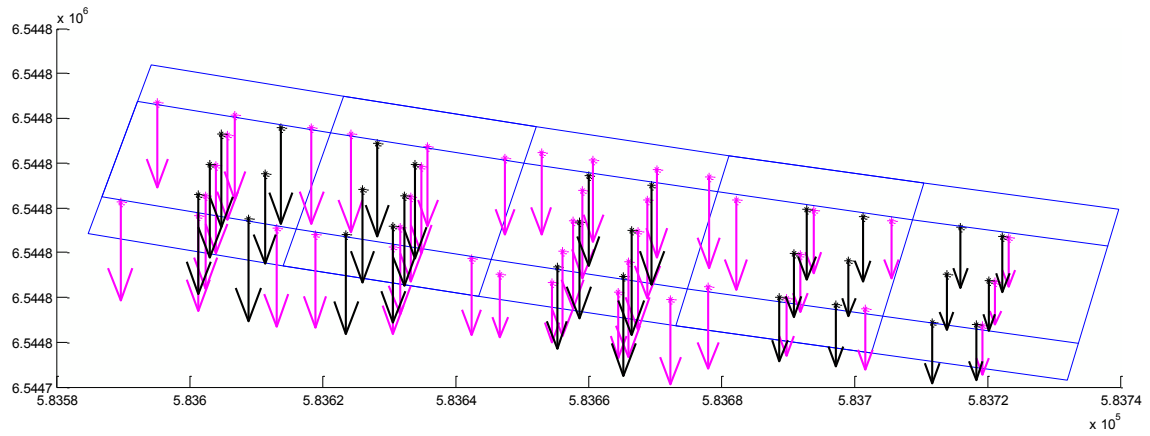
Joonis 3. Katendireeperite vajumid 2016.a. II ja III kvartalis (alates 29.03.2015 kuni 27.09.2016).

Figure 3. Subsidence values (dates from 29.03 until 27.09.2016) at the locations of pavement benchmarks.



Joonis 3A. Katendireeperite koguvajumid alates ülekoormuse paigaldamisest (alates 15.10.2015 kuni 27.09.2016).

Figure 3A. Total subsidence values (dates from 15.10.2015 until 27.09.2016) at the locations of pavement benchmarks.



Joonis 4. Turba- ja katendireeperite vajumid 2016.a. II ja III kvartalis (alates 29.03.2016 kuni 27.09.2016).

Figure 4. Subsidence (dates from 29.03.2016 until 27.09.2016) at the locations of peat rods and pavement benchmarks

Tabel 1. Turba- ja katendireeperite monitooringu tulemused (vt. ka elektroonilist liidest *Koormusjargsed vajumid 27092016.xlsx*) 2016 a. II ja III kvartalis. Iga sektsiooni suurim koguvajum on esile toodud rasvase fondiga. Reeperivarraste kogupikkuste allikaks on Ellmann (2015) tööaruande tabelid 1 ja 3.

Table 1. Peat rods and pavement benchmarks' monitoring results (see the attached file *Koormusjargsed vajumid 27092016.xlsx*) in the II and III quarters of 2016. The largest subsidence values within each section are indicated in bold font.

Tabel 2. Turba- ja nõlvaplaatide monitooringu tulemused (vt. ka elektroonilist liidest *Koormusjargsed vajumid 27092016.xlsx*) 2016. a II ja III kvartalis.

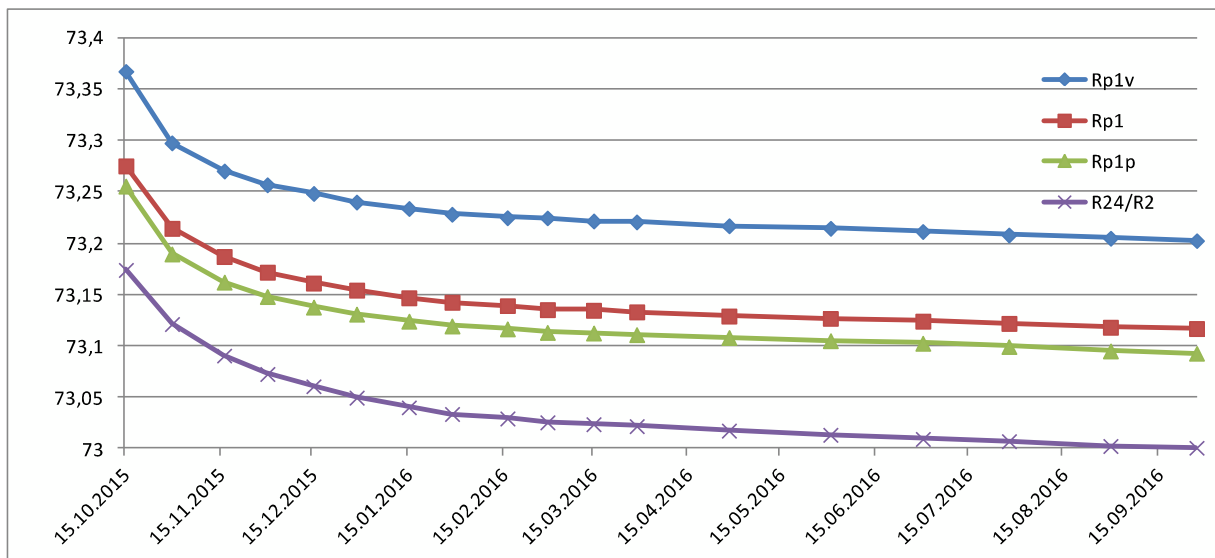
Table 2. Peat and slope plates' related monitoring results (see the attached file *Koormusjargsed vajumid 27092016.xlsx*) in the II and III quarters of 2016.

Turbaplaadid Peate plates	Turba ja nõlvaplaatide kõrgusväärtused								Sub- sidence	Total sub- sidence
	Absolute heights of peat and slope plates								Vajum	Koguvajum
	15.10.2015	29.03.2016	28.04.2016	31.05.2016	30.06.2016	28.07.2016	30.08.2016	27.09.2016	29.03-27.09	15.10-27.09
S1	74,115	74,15013	74,1028	74,08372	74,089	74,083	74,0943	74,09361	-0,057	-0,021
S2	74,186	74,19438	74,15318	74,133	74,133	74,124	74,138	74,133	-0,061	-0,053
S3	74,261	74,26822	74,23929	74,219	74,22025	74,21437	74,230	74,224	-0,045	-0,038
S4	74,338	74,32323	74,30743	74,294	74,296	74,28857	74,300	74,295	-0,029	-0,043
S5	74,240	74,21904	74,20109	74,186	74,185	74,181	74,187	74,181	-0,038	-0,059
S6	74,286	74,26498	74,24714	74,23104	74,23302	74,226	74,23832	74,232	-0,033	-0,055
S7	74,260	74,23947	74,22117	74,205	74,206	74,200	74,209	74,203	-0,036	-0,057
S8	74,236	74,23415	74,19152	74,169	74,175	74,164	74,175	74,167	-0,068	-0,069
S9	74,209	74,19117	74,18198	74,160	74,162	74,152	74,165	74,156	-0,035	-0,053
S10	74,181	74,18442	74,15603	74,133	74,138	74,127	74,147	74,142	-0,042	-0,039
N1	74,128		74,13791	74,120	74,122	74,121	74,128	74,12683	NA	-0,001
N2	74,227	74,23978	74,2245	74,211	74,209	74,208	74,227	74,22398	-0,016	-0,003
N3	74,430	74,42465	74,41612	74,404	74,405	74,395	74,415	74,407	-0,018	-0,023
N4	74,270	74,2762	74,26537	74,246	74,243	74,230	74,259	74,251	-0,025	-0,019
N5	74,205		74,18509	74,167	74,164	74,157	74,172	74,167	NA	-0,038
N6	74,300	74,28006	74,27753	74,261	74,25345	74,25	74,26375	74,2588	-0,021	-0,041
N7	74,261	74,26575	74,25405	74,234	74,231	74,219	74,237	74,230	-0,035	-0,031
N8	74,230		74,20719	74,190	74,187	74,175	74,193	74,189	NA	-0,041
N9	74,247	74,26001	74,23176	74,198	74,208	74,178	74,213	74,202	-0,058	-0,045
N10	74,415	74,44368	74,38528	74,367	74,366	74,346	74,381	74,362	-0,082	-0,053
Sektsioon 0 nõlvaplaadid /slope plates										
N11	75,009	75,00167	75,00187	75,00309	75,00289	75,003	75,00057	75,00163	0,000	-0,008
N12	75,046	75,03759	75,03676	75,03807	75,03748	75,038	75,03472	75,03612	-0,001	-0,010
S11	74,573	74,56936	74,56875	74,56977	74,56954	74,570	74,56709	74,56863	-0,001	-0,004
S12	74,879	74,86951	74,86859	74,87045	74,87043	74,870	74,86689	74,8686	-0,001	-0,011

Märka, et 29.03.2016 jääkate all olnud turbaplaatidele (sellised on tabelis tähistatud märkega „jääs“) kõrguseid ei määratud.

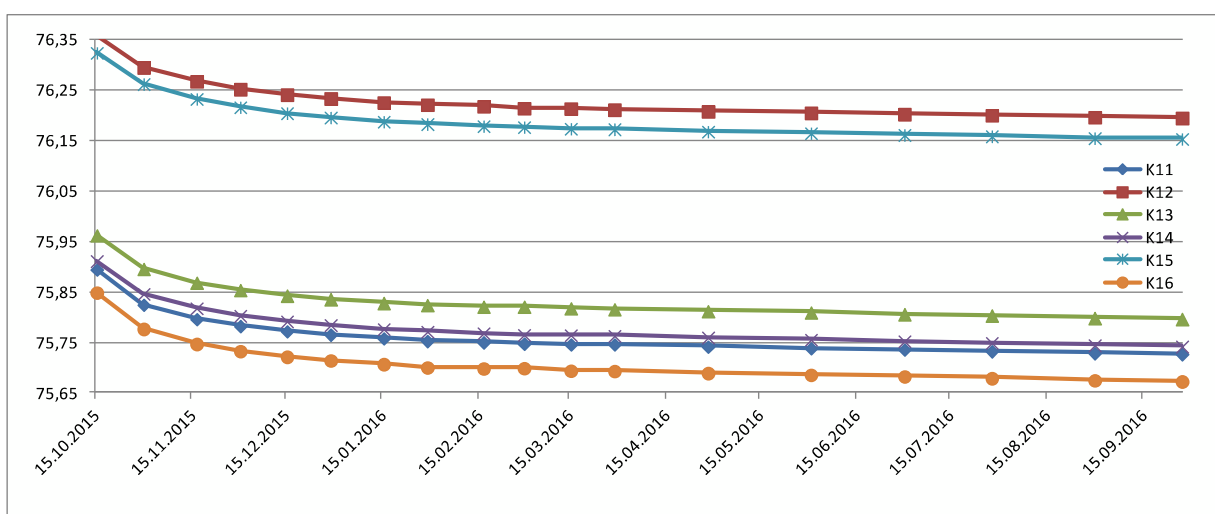
3. Vajumite graafikud sektsiooniti ja profiilidena

Alljärgnevad joonised 5 kuni 14 kajastavad turba- või katendikihi vajumeid epüüridena ja sektsiooniti. Parema ülevaatlukusse huvides ning ajalise ülekattuvuse saavutamiseks esitatakse ka ülekoormuse paigaldamise järgsed vaatlustulemused (alates 15.10.2015). Jooniste koostamise aluseks on käesoleva aruande elektrooniline liides *Koormusjargsed vajumid 27092016.xlsx*.



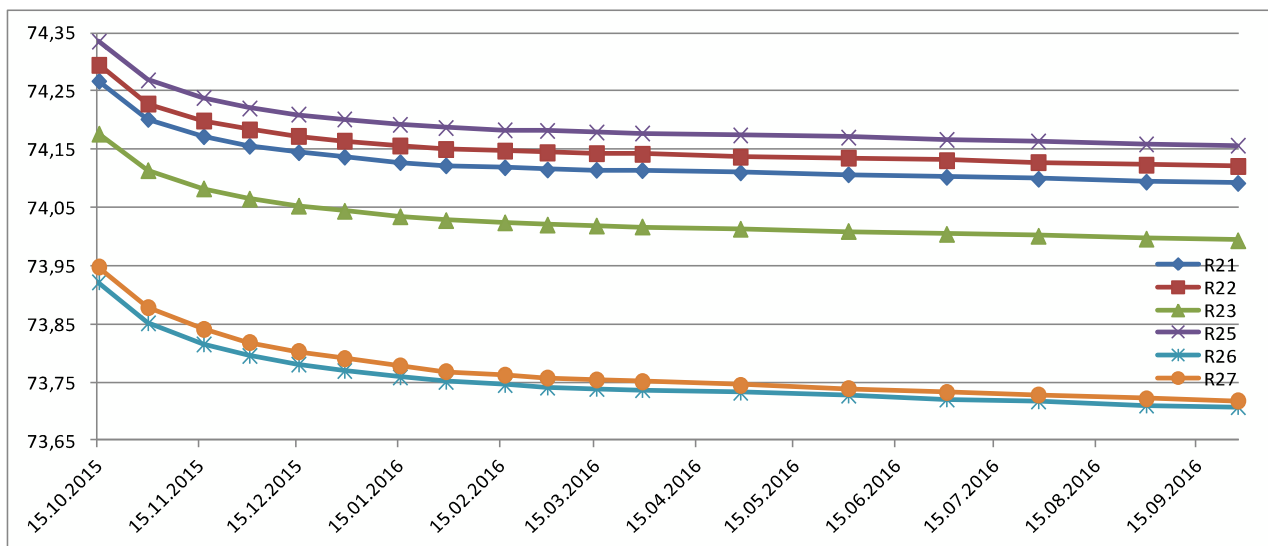
Joonis 5. Turbakihi vajumite graafik 1. sektsiooni reeperite ja 2. sektsiooni tsentraalreeperi asukohtades alates 15.10.2015 kuni 27.09.2016. Horisontaalteljel on kuupäevad, vertikaalteljel absoluutkõrgused.

Figure 5. Subsidence rates for the Section 1 benchmarks and the central peat rod in Section 2 since 15.10.2015 up to 27.09.2016. Vertical axis denotes the absolute heights, the horizontal axis refers to the calendar dates.



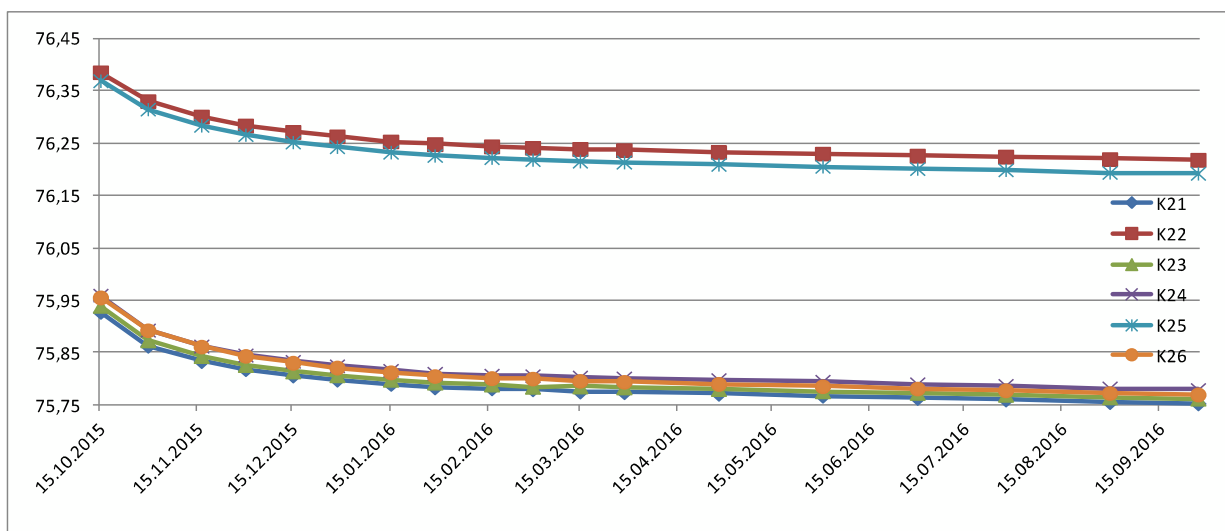
Joonis 6. Teekatendi vajumite graafik 1. sektsiooni katendireeperite asukohtades alates 15.10.2015 kuni 27.09.2016. Horisontaalteljel on kuupäevad (alates ülekoormuse paigaldamise lõpust), vertikaalteljel absoluutkõrgused.

Figure 6. Subsidence rates for the Section 1 pavement benchmarks since 15.10.2015 up to 27.09.2016. Vertical axis denotes the absolute heights, the horizontal axis refers to the calendar dates.



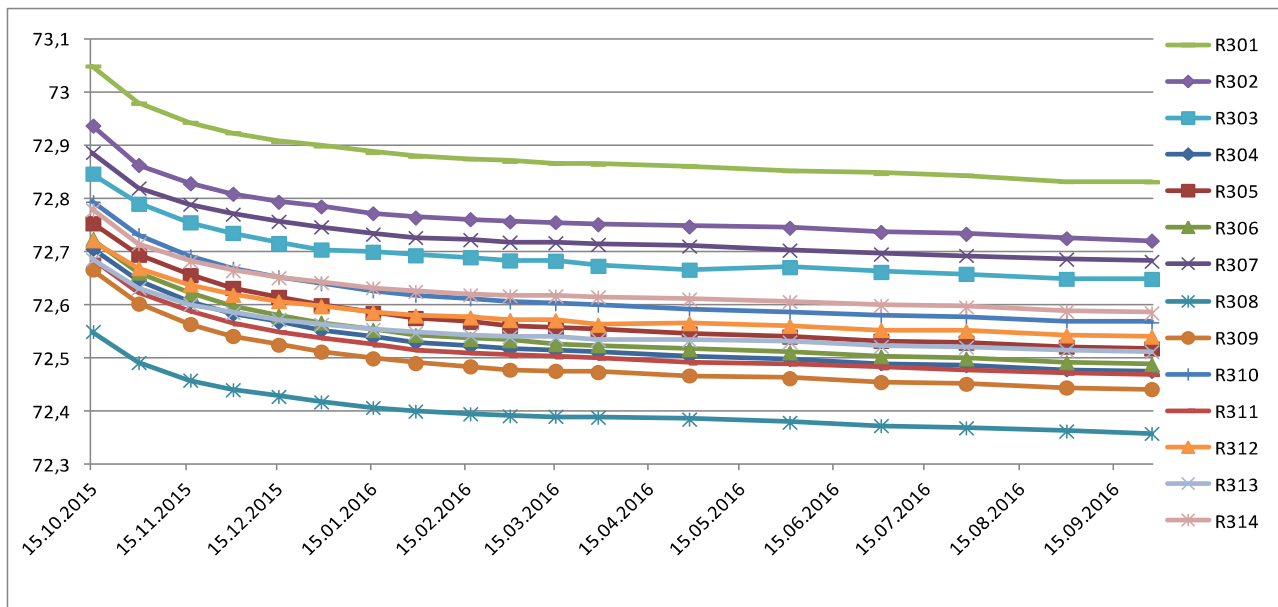
Joonis 7. Vajumite graafik 2. sektsiooni äärrööperite asukohtades alates 15.10.2015 kuni 27.09.2016. Horisontaalteljel on kuupäevad (alates ülekoormuse paigaldamise lõpust), vertikaalteljel absoluutkõrgused.

Figure 7. Subsidence rates for the Section 2 side benchmarks since 15.10.2015 up to 27.09.2016. Vertical axis denotes the absolute heights, the horizontal axis refers to the calendar dates.



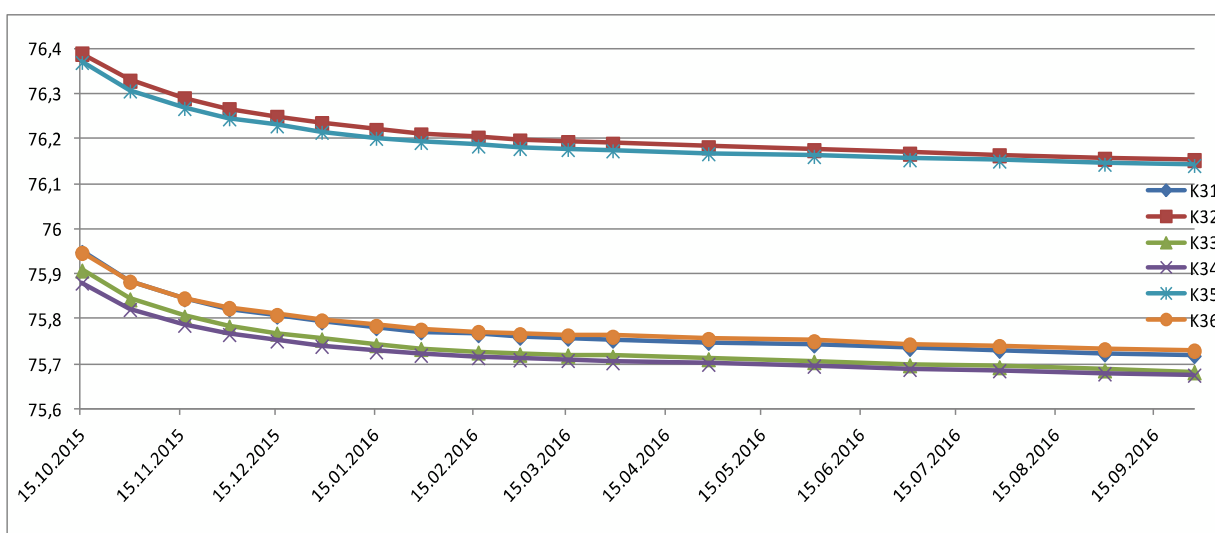
Joonis 8. Teekatendi vajumite graafik 2. sektsiooni katendireeperi asukohtades alates 15.10.2015 kuni 27.09.2016. Horisontaalteljel on kuupäevad, vertikaalteljel absoluutkõrgused.

Figure 8. Subsidence rates for the Section 2 pavement benchmarks since 15.10.2015 up to 27.09.2016. Vertical axis denotes the absolute heights, the horizontal axis refers to the calendar dates.



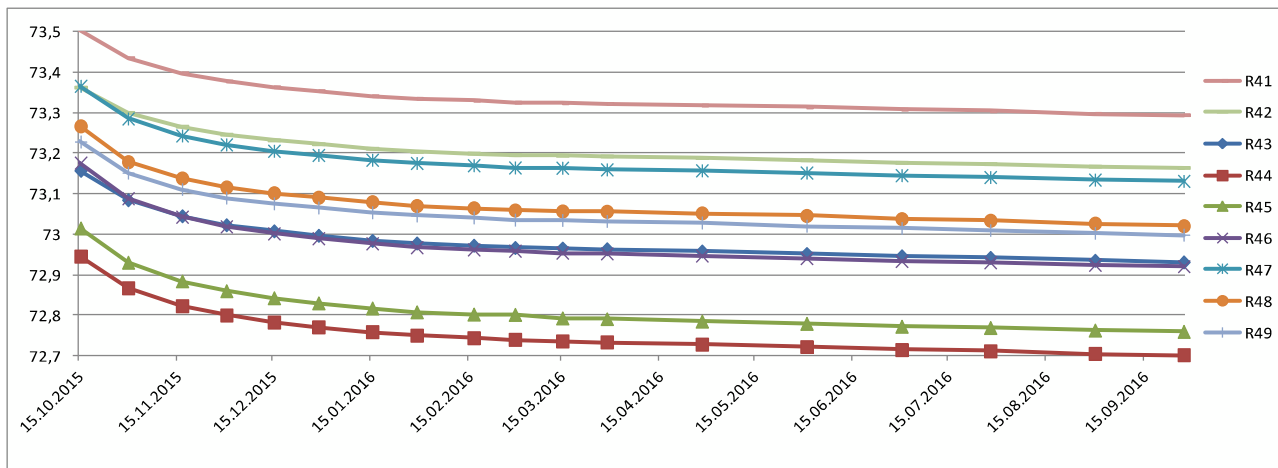
Joonis 9. Turbakihi vajumite graafik 3. sektsiooni turbareeperite asukohtades alates 15.10.2015 kuni 27.09.2016. Horisontaalteljel on kuupäevad, vertikaalteljel absoluutkõrgused.

Figure 9. Subsidence rates for the Section 3 peat rods since 15.10.2015 up to 27.09.2016. Vertical axis denotes the absolute heights, the horizontal axis refers to the calendar dates.



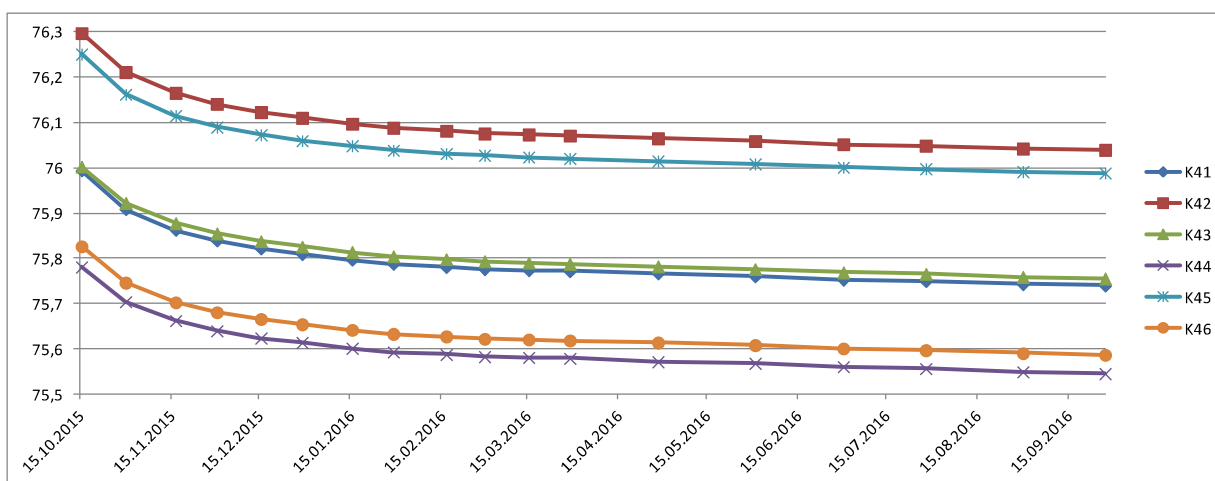
Joonis 10. Teekatendi vajumite graafik 3. sektsiooni katendireeperi asukohtades alates 15.10.2015 kuni 29.03.2016. Horisontaalteljel on kuupäevad, vertikaalteljel absoluutkõrgused.

Figure 10. Subsidence rates for the Section 3 pavement benchmarks since 15.10.2015 up to 29.03.2016. Vertical axis denotes the absolute heights, the horizontal axis refers to the calendar dates.



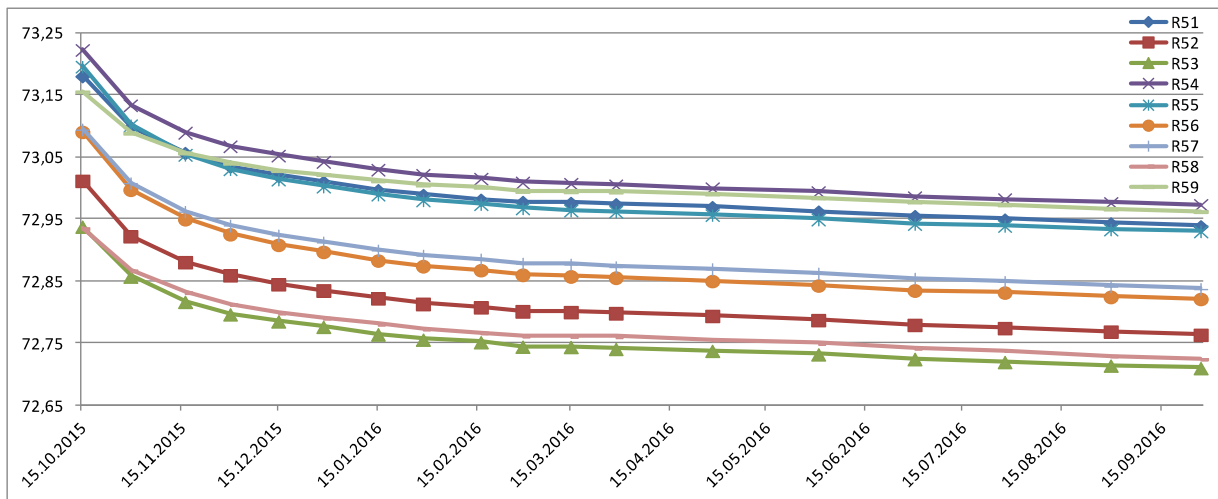
Joonis 11. Turbakihi vajumite graafik 4. sektsiooni turbareeperi asukohtades alates 15.10.2015 kuni 27.09.2016. Horisontaalteljel on kuupäevad, vertikaalteljel absoluutkõrgused.

Figure 11. Subsidence rates for the Section 4 peat rods since 15.10.2015 up to 27.09.2016. Vertical axis denotes the absolute heights, the horizontal axis refers to the calendar dates.



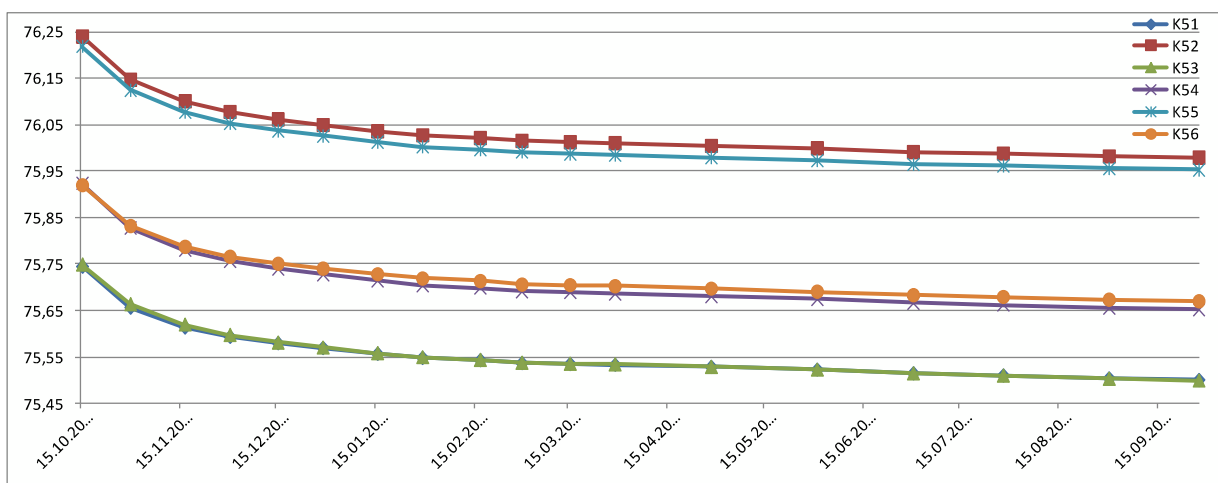
Joonis 12. Teekatendi vajumite graafik 4. sektsiooni katendireeperi asukohtades alates 15.10.2015 kuni 27.09.2016. Horisontaalteljel on kuupäevad, vertikaalteljel absoluutkõrgused.

Figure 12. Subsidence rates for the Section 4 pavement benchmarks since 15.10.2015 up to 27.09.2016. Vertical axis denotes the absolute heights, the horizontal axis refers to the calendar dates.



Joonis 13. Teekatendi vajumite graafik 5. sektsiooni turbareeperite asukohtades alates 15.10.2015 kuni 27.09.2016. Horisontaalteljel on kuupäevad, vertikaalteljel absoluutkõrgused.

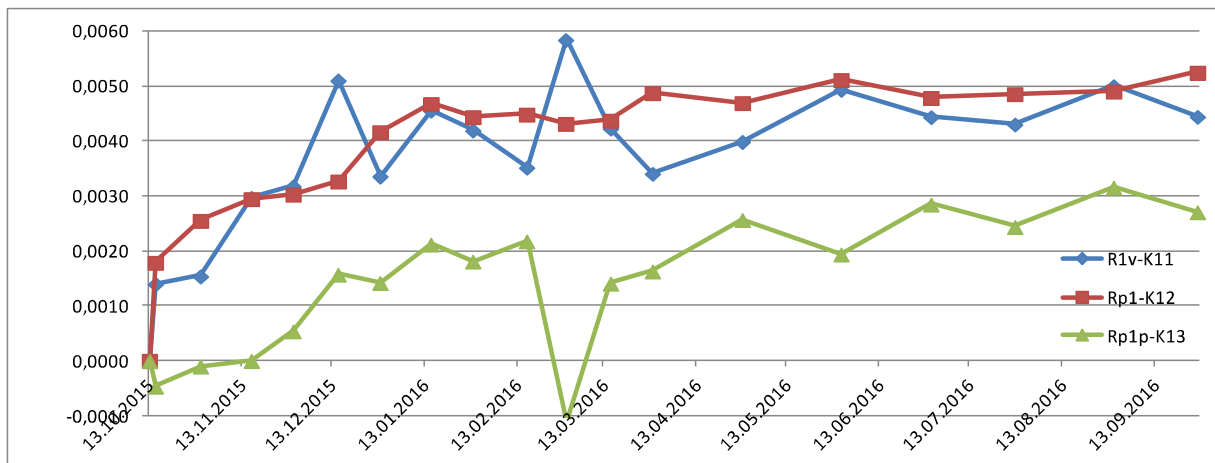
Figure 13. Subsidence rates for the Section 5 peat rods since 15.10.2015 up to 27.09.2016. Vertical axis denotes the absolute heights, the horizontal axis refers to the calendar dates.



Joonis 14. Teekatendi vajumite graafik 5. sektsiooni katendireeperite asukohtades alates 15.10.2015 kuni 27.09.2016. Horisontaalteljel on kuupäevad, vertikaalteljel absoluutkõrgused. (K51 graafik on sarnaste kõrgusväärtuste tõttu „peitunud“ K53 graafiku taha)

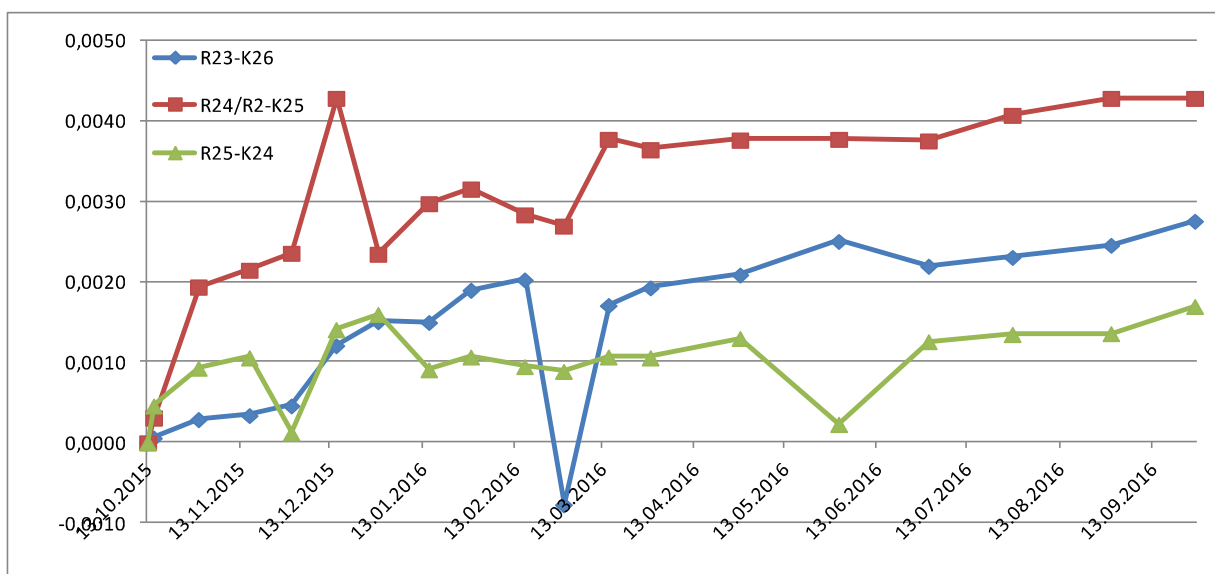
Figure 14. Subsidence rates for the Section 5 pavement benchmarks since 15.10.2015 up to 27.09.2016. Vertical axis denotes the absolute heights, the horizontal axis refers to the calendar dates.

Kuna osa katendireeperitest oli asetatud turbareeperi tipu vahetusse lähedusse (kaugusele 1 m, vt ka joonised 1 kuni 4), siis võimaldab see uurida antud reeperipaari asukohas teemulde tihenemist ülekoormuse mõjul. Tihenemine toimub juhul, kui reeperipaari katendireeper vajub rohkem kui turbareeperist paariline. Joonistel 15 kuni 19 on toodud reeperipaaride vajumite erinevused sektsiooniti, vt. ka käesoleva aruande elektroonilises liideses toodud arväärtuseid. Joonistel toodud positiivsed väärtused väljendavad teemulde tihenemist, mis ülekoormuse mõjul (alates kevadest on olnud stabiilsed) ning ei ületa 1 cm. Esineb teatud varieerumist, tulenevalt sektsioonides mulde rajamise tehnoloogiast, vt arutelu allpool.



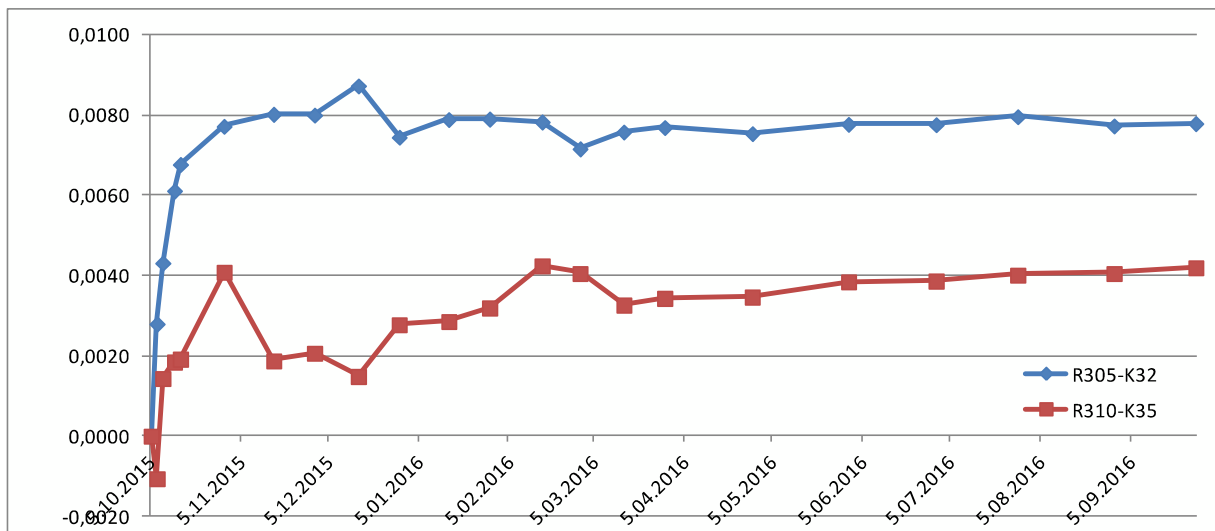
Joonis 15. Teemulde tihenemise graafik 1. sektsiooni reeperipaaride asukohtades alates 13.10.2015 kuni 27.09.2016. Graafikute teravad sakid on tõenäoliselt põhjustatud juhuslikest mõõtmisvigadest. Horisontaalteljel on kuupäevad (alates sektsiooni katendireeperite paigaldamisest), vertikaalteljel tihenemisväärtused meetrites.

Figure 15. Estimates of the road embankment compaction at the location of paired benchmarks in section 1 from 13.10.2015 up to 27.09.2016. Occurrence of sharp peaks may denote random errors. Vertical axis denotes the compaction estimates, the horizontal axis refers to the calendar dates. Unit is meter.



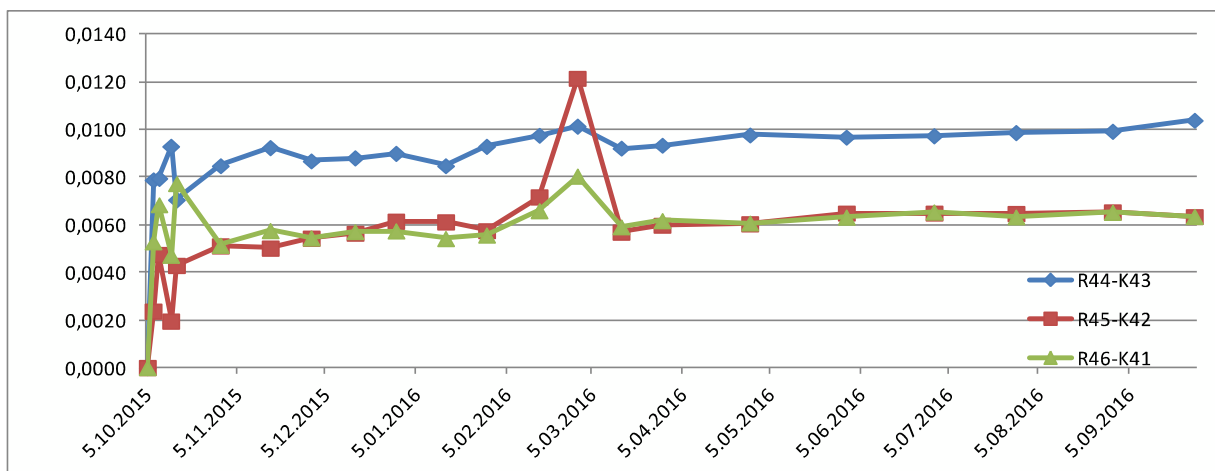
Joonis 16. Teemulde tihenemise graafik 2. sektsiooni reeperipaari asukohtades alates 13.10.2015 kuni 27.09.2016. Graafikute teravad sakid on tõenäoliselt põhjustatud juhuslikest mõõtmisvigadest. Horisontaalteljel on kuupäevad (alates sektsiooni katendireeperite paigaldamisest), vertikaalteljel tihenemisväärtused meetrites.

Figure 16. Estimates of the road embankment compaction at the location of paired benchmarks in section 2 from 13.10.2015 up to 27.09.2016. Occurrence of sharp peaks may denote random errors. Vertical axis denotes the compaction estimates, the horizontal axis refers to the calendar dates. Unit is meter.



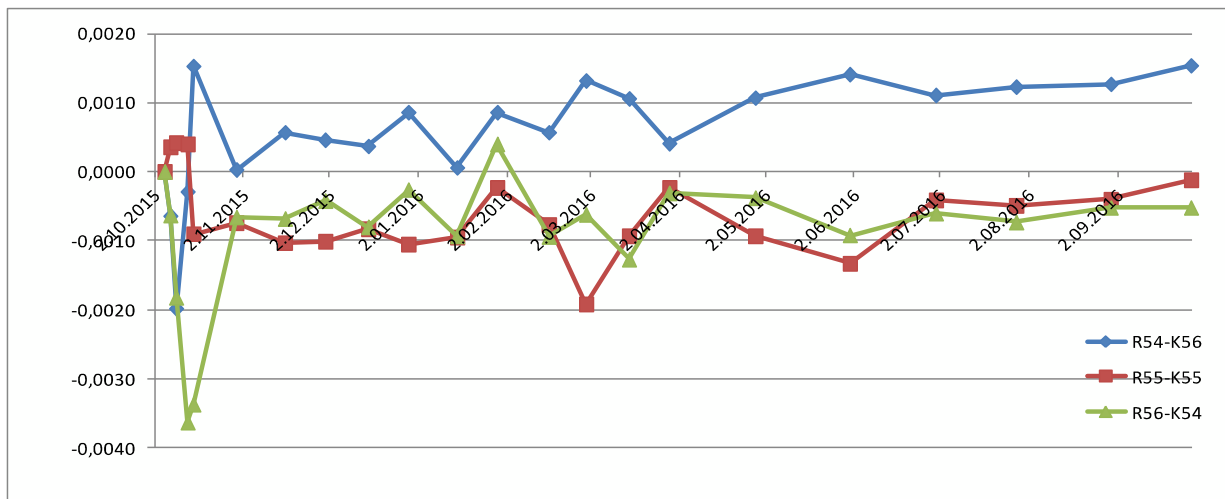
Joonis 19. Teemulde tihenemise graafik 3. sektsiooni reeperipaaride asukohtades alates 05.10.2015 kuni 27.09.2016. Horisontaalteljel on kuupäevad (alates sektsiooni katendireeperite paigaldamisest), vertikaalteljel tihenemisväärtused meetrites.

Figure 19. Estimates of the road embankment compaction at the location of paired benchmarks in section 3 from 05.10.2015 up to 27.09.2016. Vertical axis denotes the compaction estimates, the horizontal axis refers to the calendar dates. Unit is meter.



Joonis 20. Teemulde tihenemise graafik 4. sektsiooni reeperipaaride asukohtades 2015.a. alates 05.10.2015 kuni 27.09.2016. Graafikute teravad sakid on tõenäoliselt põhjustatud juhuslikest mõõtmisvigadest. Horisontaalteljel on kuupäevad (alates sektsiooni katendireeperite paigaldamisest), vertikaalteljel tihenemisväärtused meetrites.

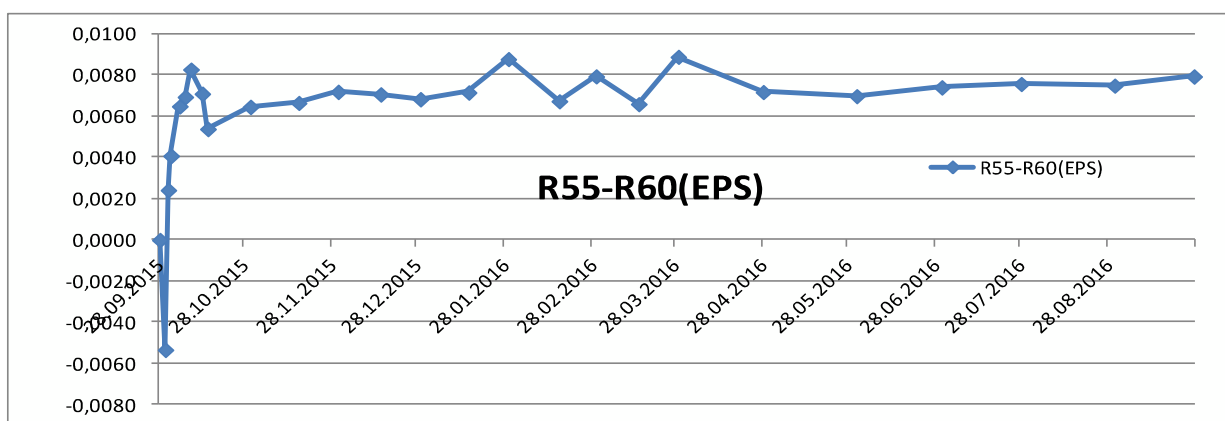
Figure 20. Estimates of the road embankment compaction at the location of paired benchmarks in section 4 from 05.10.2015 up to 27.09.2016. Occurrence of sharp peaks may denote random errors. Vertical axis denotes the compaction estimates, the horizontal axis refers to the calendar dates. Unit is meter.



Joonis 21. Teemulde tihenemise graafik 5. sektsiooni reeperipaaride asukohtades alates 02.10.2015 kuni 27.09.2016. Graafikute teravad sakid on tõenäoliselt põhjustatud juhuslikest mõõtmisvigadest. Horisontaalteljel on kuupäevad (alates sektsiooni katendireeperite paigaldamisest), vertikaalteljel tihenemisväärtused meetrites.

Figure 21. Estimates of the road embankment compaction at the location of paired benchmarks in section 5 from 02.10.2015 up to 27.09.2016. Occurrence of sharp peaks may denote random errors. Vertical axis denotes the compaction estimates, the horizontal axis refers to the calendar dates. Unit is meter.

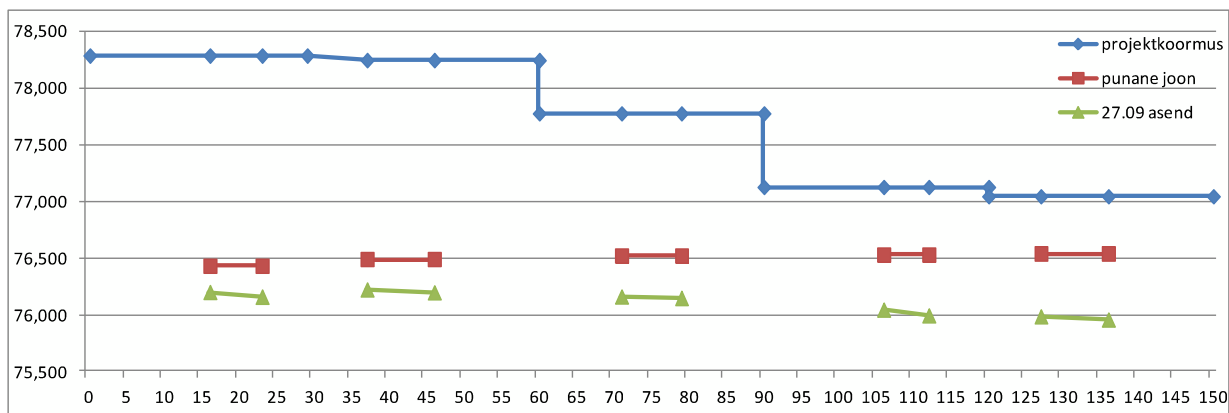
Märka, et eelnevate jooniste piigid ja negatiivsed arväärtused võivad olla tingitud nivelleerimise juhuslikest vigadest. Mõõtmiste tihedus ja aegridade pikkus on siiski piisavad teemulde tihenemisväärtuste määramiseks. Tuleb märkida, et aruandlusperioodil mulde olulist tihenemist ei täheldatud. Seni on tihenemine sektsioonides 1 kuni 10 mm piires ja stabiliseerumas. Suurim on see 4. sektsioonis, mida ilmselt saab selgitada muldematerjaliks oleva kergkruusa tihenemisega ülekoormuse esimestel kuudel, vt joonis 20. Samas 5. sektsiooni (EPS) reeperipaaride mõõtmistulemused teekatte edasist tihendamist ei näita. Arvatavalt on see tingitud asjaolust, et 5. sektsiooni muldest moodustab põhiosa EPS materjal. Seda kinnitab 5. sektsiooni tsentraalse turbareeperi R55 lähikonda (ca 30 cm kaugusele) paigaldatud lisareeper R60, mille alus toetub EPS pealispinnale. Selle reeperipaari kõrguste omavaheline võrdlemine võimaldab tuvastada EPS materjali kokkusurumist, vt joonis 20. Nähtub, et teemulde pealmise kihi ja ülekoormuse lisamine on senini põhjustanud EPS materjali kokkusurumise ca 7...8 mm võrra, seda vaid mulde ehitusperioodil. Ülekoormuse lisamine aga EPS edasist olulist kokkupressimist ei näita.



Joonis 20. EPS materjali tihenemise graafik 5. sektsiooni keskkohas alates 28.09.2015 kuni 27.09.2016. Miinusväärtusega „võnge“ võib olla põhjustatud ehitustehnika riivist katendieelse ehituse lõppfaasis. Horisontaalteljel on kuupäevad (EPS-pealse reeperi paigaldamisest), vertikaalteljel tihenemisväärtused meetrites.

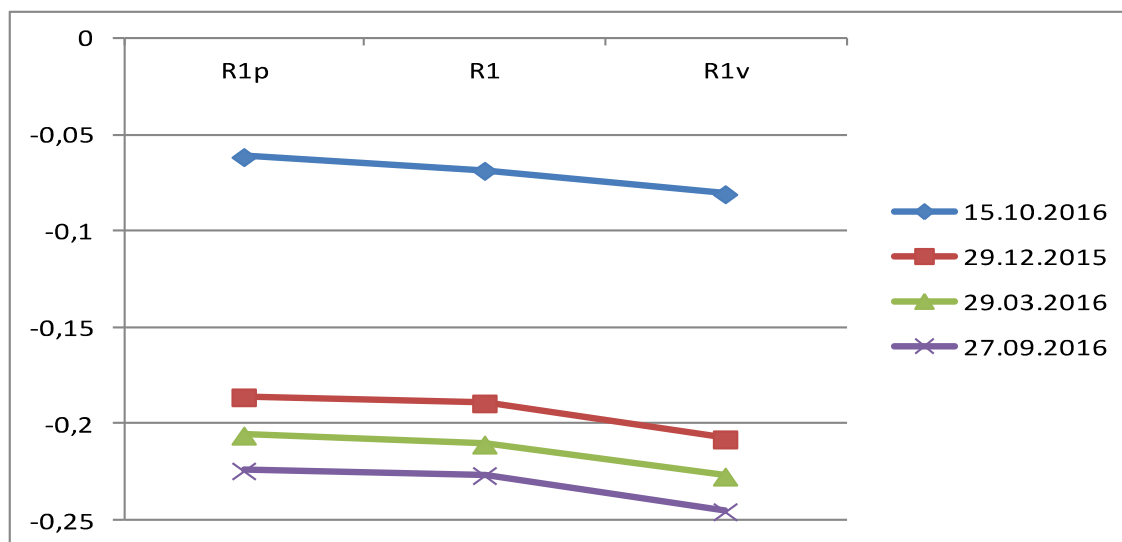
Fig. 20. Estimates of the EPS-material compaction at the location of the centrally paired benchmarks in section 5 from 28.09.2015 up to 27.09.2016. Vertical axis denotes the compaction estimates, the horizontal axis refers to the calendar dates. Units in meters.

Joonis 21 kujutab läbi absoluutkõrguste vajumeid katselõigu pikiteljel katendireeperite asukohtades. Ilmneb, et suurimate vajumitega sektsioonide 4 ja 5 keskosas on ülekoormuse pealispind praeguseks (27.09.2016) pea samal nivoopinnal projektse “punase joonega” (välja ehitatud 02.10.2015).



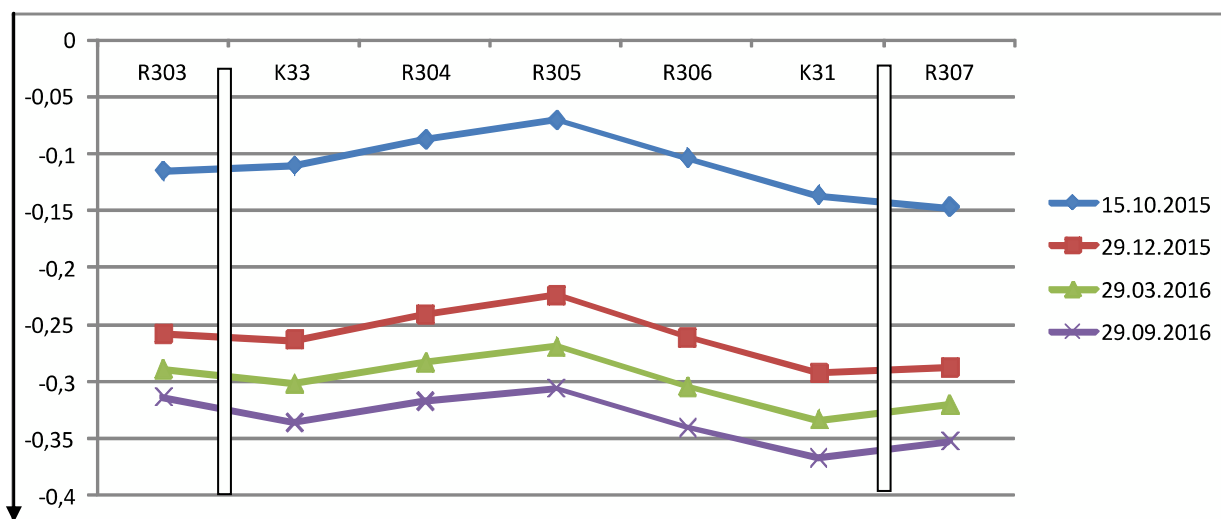
Joonis 21. Absoluutkõrgused katselõigu pikiteljel katendireeperite asukohtades 27.09.2016 seisuga. Horisontaalteljel on kaugused 1. sektsiooni Tartu poolsest otsast (piketaaziväärtus 639+80.4, joonise parempoolsele servale vastab piketaaziväärtus 638+30.4)

Alljärgnevatel joonistel 22 kuni 25 on kujutatud vajumeid sektsioonide keskel ristprofiilidena turba- ja katendireeperite asukohtades. Jooniste parem pool kujutab olemasoleva Tallinn- Tartu maantee poolsete reeperite (vt. ka reeperite plaanilisi asukohti joonisel 1). Nähtub, et reeglina on teemulde põhjapoolsem serv rohkem vajunud kui soopoolne serv. Selle võib tingida asjaolu, et ehitusperioodil liikus kogu ehitustehnika teisele (soopoolsele) poolele rajatud ajutisel teel, seega tihendades toona rohkem antud teepoolle alust pinnast. Samas võib see olla tingitud turbakihi paksuse varieerumisest, mille väärtuste kohta aruande koostajal andmed paraku puuduvad.

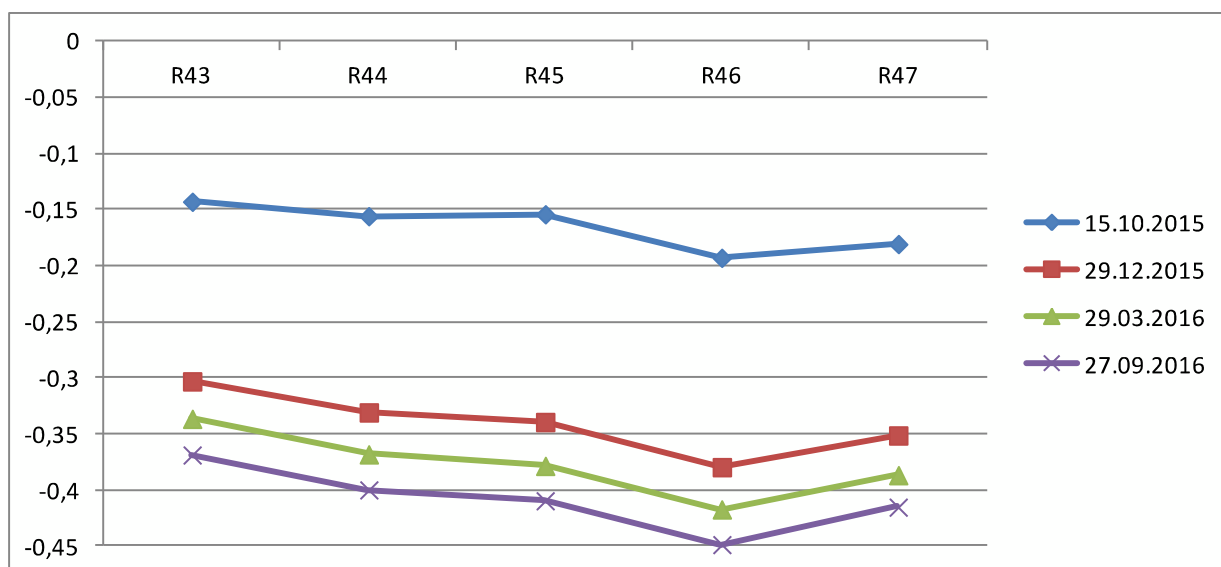


Joonis 22. 1. sektsiooni keskpäiga (piketaaziväärtus 639+65.4) vajumid ristprofiilina turbareeperite asukohtades 09.10.2015 (ülekoormuse paigaldamise algus antud sektsioonis) mõõtmiste suhtes. Joonise paremal pool on olemasoleva Tallinn-Tartu maantee poolne reeper R1v. Ühik on m.

Sektsioonis 3. on paigaldatud ka nõlvareeperid (vt. joonis 1), st et seal on ülekoormuse kiht väiksem kui teekatendi kohal. Jooniselt 23 nähtub, et tulemusena on nõlvareeperite asukohtades kohati vajumid väiksemad. Tee keskosa esialgselt väiksem vajumväärtus võib olla tingitud asjaolust, et ülekoormuse kiht on seal õhem (ca 1/3 võrra) kui teeservades (teekatendi põikkalde, ca 4 cm 1 m kohta, tõttu), lisaks kulges vahetult selle kõrval ehitusaegne ajutine tee.

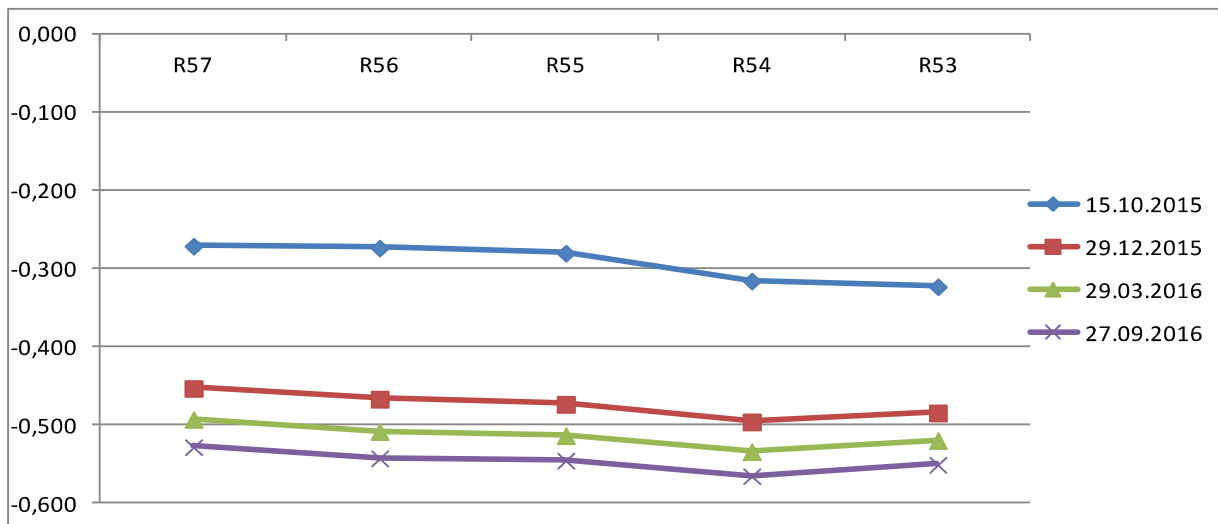


Joonis 23. 3. sektsiooni keskpaiga (piketaaziväärtus 639+05.4) vajumid ristprofiilina turbareeperite asukohtades 07.10.2015 (ülekoormuse paigaldamise algus antud sektsioonis) mõõtmiste suhtes. Joonise paremal poolel on olemasoleva maantee poolne nõlvareeper R307. Vertikaaljooned tähistavad nõlva ülemiste servade asukohti. Ühik on m.



Joonis 24. 4. sektsiooni keskpaiga (piketaaziväärtus 638+75.4) vajumid ristprofiilina turbareeperite asukohtades 05.10.2015 (ülekoormuse paigaldamise algus antud sektsioonis) mõõtmiste suhtes. Joonise paremal poolel on olemasoleva maantee poolne reeper R47. Ühik on meeter.

Et 5. sektsioon ehitati viimasena, siis katend vajus tuntuvalt ka veel enne ülekoormuse paigaldamist. Realistliku pildi vajumite dünaamikast annab joonis 25, mis kujutab 5.sektsiooni vajumeid 02.10.2015 kuupäeva (katendi paigaldamine) suhtes.



Joonis 25. 5. sektsiooni keskpaiga (piketaaziväärtus 638+45.4) vajumid ristprofiilina turbareeperite asukohtades 02.10.2015 (katendi paigaldamine, 3 päeva enne ülekoormuse paigaldamise algust antud sektsioonis) mõõtmiste suhtes. Joonise paremal pool on olemasoleva maantee poolne reeper R53. Ühik on meeter.

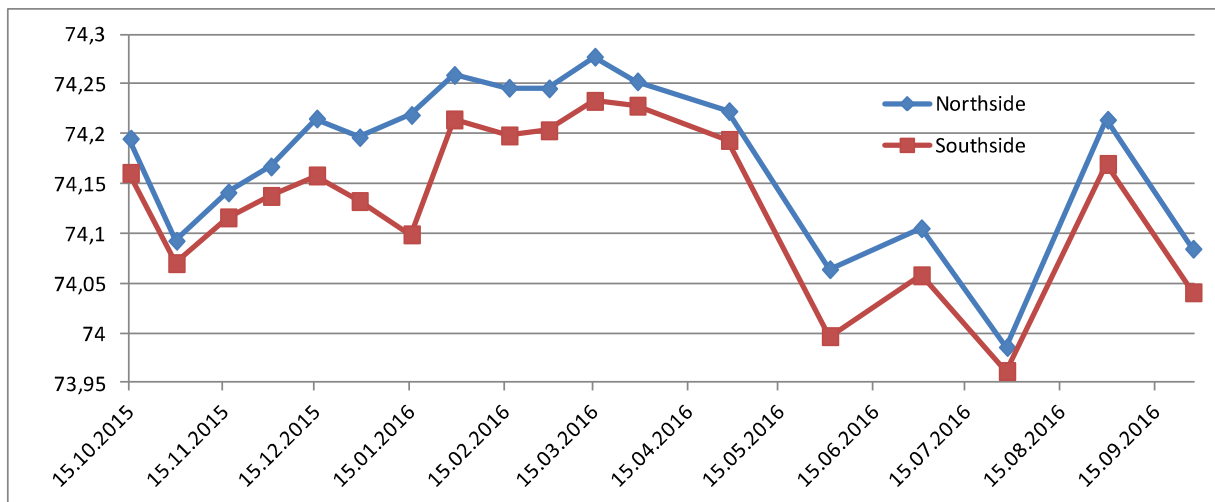
Reeperite punktandmed annavad siiski vaid osalise pildi vajumistest. Nimelt visuaalsel vaatlusel tuvastati 27.09.2016 nii 4. ja 5. sektsiooni keskel ülekoormuse pealispinnas suur lohk, kuhu sadevesi koguneb (sammalgi kohati kasvama hakanud), vt Lisa 1. Kuna sektsiooni ääred näikse olevat kõrgemad, siis vesi jääb sinna lohku lõksu. Mäletamist mööda siluti ülekatte pealispind 2015. a sügisel üsna tasaseks, aga ilmselt vahepealsed ebaühtlased vajumised on oma töö teinud.

Seega oleks teedeformatsioonide ulatuse ning jaotise täpsustamiseks järgnevalt tarvis ikkagi üritada puhastatud teekatendit 3D laserskaneerida.

4. Veetaseme vaatlused ja tulemuste seos turbaplaatide vertikaalliikumistega

Veetaseme mõõtmiseks oli 15.10.2015-ks paigaldatud teine-teisele poole teemullet (nõlva alumisest servast ca 1,5 m kaugusele) 3. sektsiooni keskpaika veetaseme vaatlustorud. Veevaatlustoru servale määrati nivelleerimisega igakordselt kõrgusväärtus. Veetaseme kõrgusväärtuse teadasaamiseks lahutati toruservast mõõdulatiga või -lindiga mõõdetud vertikaalne vahemaa veetasemeni.

Veetaseme väärtused on esitatud joonisel 26, mille koostamise aluseks on käesoleva aruande elektrooniline liides.

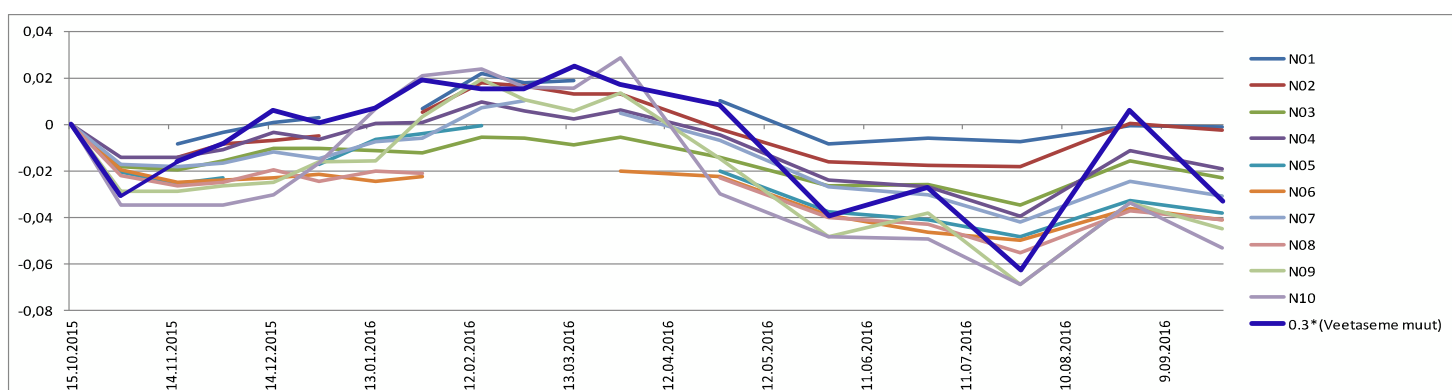


Joonis 26. Veetasemed (absoluutkõrgustena) teemulde põhja- ja lõunaküljel alates 15.10.2015 kuni 27.09.2016.

Figure 26. Off-embankment water levels (absolute heights with respect to the sea level) from 15.10.2015 up to 27.09.2016.

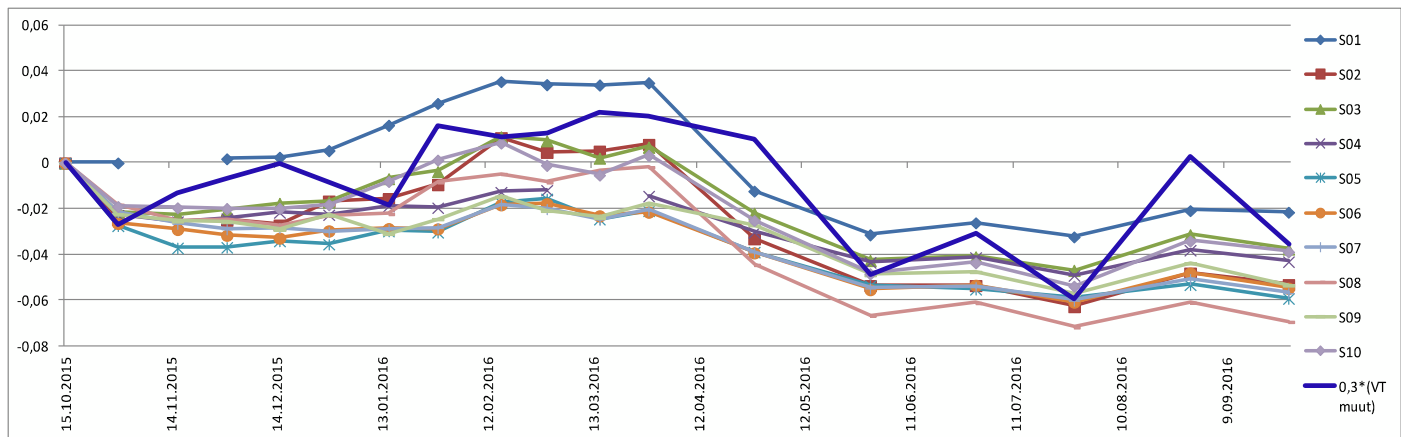
Ilmneb, et teemulde põhjaküljel (Tallinn-Tartu mnt. poolses servas) on veetase endiselt igas mõõtetsükli ca 2...4 cm kõrgem kui teemulde (soopoolse) lõunaküljel. Ühtlasi on ilmnenud veetaseme muutuste seos teemulde kõrvale paigaldatud turbaplaatide vertikaalliikumistega.

Nimelt 2015/2016 talveperioodil läbiviidud mõõtmiste põhjal tuvastati turbaplaatide vertikaalliikumised (domineeriva üles-suunaga). Toona jäi ebaselgeks, kas tõusuväärtused on tingitud maapinna külmumisest või teemulde vajumissurve tõttu kõrvalpinnase ülestõukumisest. Käesoleval aruandlusperioodil nivelleerimistulemustest tuletatud turbaplaatide vertikaalliikumiste võrdlus võimaldas tuvastada seost veetaseme muuduga. Joonistel 27 ja 28 on toodud põhja- ja lõunapoolsete turbaplaatide (vastavalt N01...N10 kuni S01...S10) kõrgusväärtuste muudud algse ajapunkti (15.10.2015) suhtes. Lisaks on jämeda sinise joonega joonisele kantud koefitsiendiga 0.3 läbi korrutatud veetaseme muut sama (15.10.2015) kuupäeva suhtes. Koefitsient 0.3 on leitud visuaal-empiriiliselt. Alternatiivseks võimaluseks oleks olnud leida korrelatsioon iga individuaalse turbaplaadi vertikaalliikumise ja veetaseme muudu osas ning hiljem saadud tulemused keskmistada.



Joonis 27. Teemulde põhjakülje turbaplaatide kõrguste muutuste graafik ajavahemikus 15.10.2015 kuni 27.09.2016. Jämeda sinise joonega on tähistatud koefitsiendiga 0.3 läbi korrutatud veetaseme muut samal ajaperioodil. Ühikud meetrites.

Figure 27. Height changes of the peat plates in the northern side of the road embankment from 15.10.2015 to 27.09.2016. The bold blue line visualizes the waterlevel changes (multiplied by an empirical coefficient 0.3) during the same time-period. Units in meters.



Joonis 28. Teemulde lõunakülje turbaplaatide kõrguste muutuste graafik vahemikus 15.10.2015 kuni 27.09.2016. Jämeda sinise joonega on tähistatud koefitsiendiga 0.3 läbi korrutatud veetaseme muut samal ajaperioodil. Ühikud meetrites.

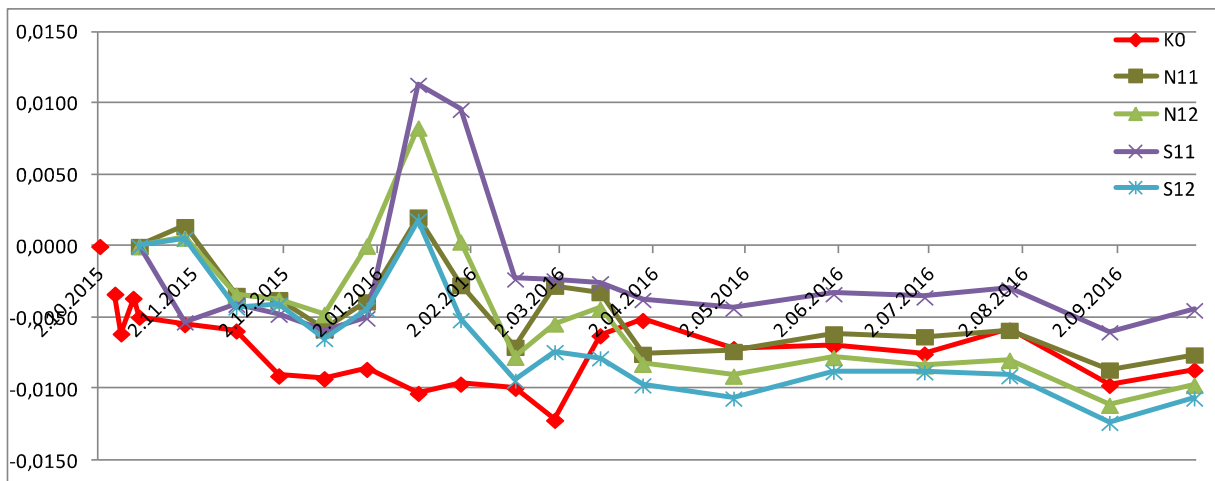
Figure 28. Height changes of the peat plates in the southern side of the road embankment from 15.10.2015 to 27.09.2016. The bold blue line visualizes the waterlevel changes (multiplied by an empirical coefficient 0.3) during the same time- period. Units in meters.

Seega võiks arvata, et teemulde nõlva alumisest servast ca 1 m kaugusel olev turbapinnas ei ole oluliselt mõjustatud teemulde aluse maapinna „vajumislehtrist“. Samas veetaseme hooajalistest muutustest hoolimata on visuaalselt tuvastav üldine (praeguseks mõne sentimeetrini ulatuv) ajaline langustrend.

Tuleb nimetada, et mõned turbaplaadid olid jääkattest ning külmakerkest tingituna mõnevõrra kaldu vajunud (S08 ja S09), mõned plaadid olid ka purunenud (N02, N05, N06). Seetõttu selliste turbaplaatide kõrgusmäärangu täpsus on ca 5...7 mm.

5. 0-sektsiooni (massivahetus) deformatsioonid

Massivahetusega (ning ilma ülekoormuseta) 0-sektsioonis nivelleeriti ka ainukese katendireeperi ning nelja nõlvplaadi kõrgused. Ilmneb, et külmade perioodil olid nõlvareeperid mõjustatud külmakerkest, kuid vaatlusperioodi lõpuks on nõlvareeperid (sarnaselt 0-sektsiooni tsentraalreeperile K0) vaid pisut 2015 aasta sügisega võrreldes vajunud. Tulemused on toodud joonisel 29.

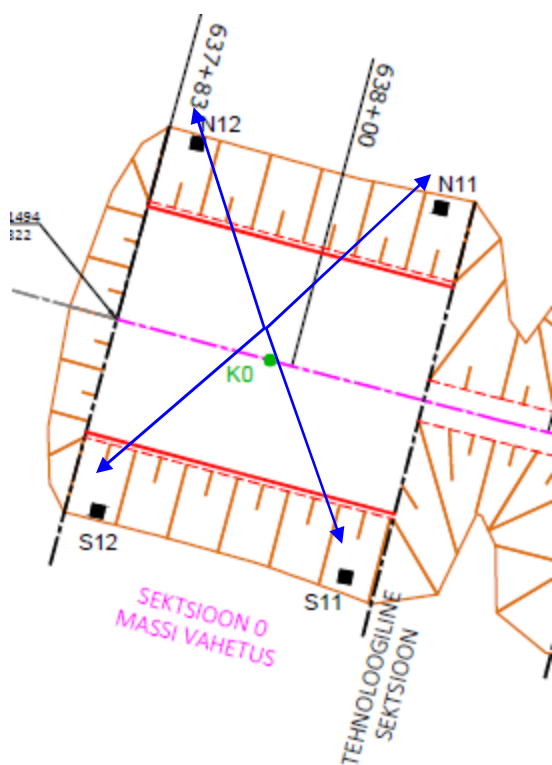


Joonis 29. 0-sektsiooni reeperite vajumid alates 15.10.2015 kuni 27.09.2016. Horisontaalteljel on kuupäevad, vertikaalteljel vajumiväärtused.

Figure 29. Subsidence of the 0-th section benchmarks since 15.10.2015 up to 27.09.2016. Unit is meter.

Et vaatlusalused reeperid on vertikaalsuunaliselt liikunud vähe ja enam-vähem ühtlaselt, siis nõlvade „libisemist“ käesoleval vaatlusperioodil ei täheldatud.

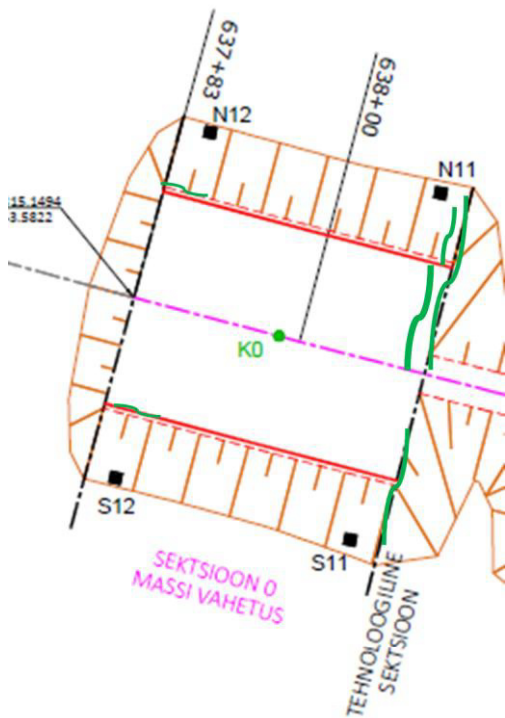
Aruandlusperioodil tehtud vahemaade mõõtmiste (vt. joonis 30) tulemusena on nõlvaplaatide kaugused tsentraalreeperi (K0) suhtes jäänud praktiliselt samaks (mõõtmistäpsuse piires) algkaugustega (15.10.2015).



Joonis 30. 0-sektsiooni nõlvareeperite kaldkauguste (tähistatud siniste nooltega) mõõtmine katendireeperi suhtes.

Figure 30. Distance measurements in between the central benchmark and the slope plates in the 0-section

Lisaks varasemalt tuvastatud pragudele mitmeruutmeetrise ala vertikaalsuunalist (ca 3-4 cm) vajumisele 0-sektsioonis, vt joonis 31 ning Ellmann (2016) aruannet, aruandlusperioodil uusi pragusi teekatendis ei tuvastatud.



Joonis 31. 0-sektsiooni pragude (tähistatud rohelisega) asukohad 29.12.2015 ja 27.09.2016 seisuga.

Figure 31. Location of cracks (denoted in green) in the 0- section by 29.12.2015 and 27.09.2016.

6. Üleantavad materjalid

Tellijale edastatakse:

- Tööde teostamise aruanne, mis sisaldab tööde teostamise kirjeldust ja saavutatud tulemusi
- elektrooniline liides *Koormusjargsed vajumid 27092016.xlsx*

Mõõdistuste toorandmed (nivelleerimise andmefailid) säilitatakse süstematiseerituna TTÜ teedeinstituudi geodeesia õppetooli arvutites, osapooltel võimaldatakse nendele ligipääs.

Lisa 1. Fotod 4. ja 5. sektsiooni pealispinnast

Visuaalsel vaatlusel tuvastati 27.09.2016 nii 4. ja 5. sektsiooni keskel suur lohk, kuhu sadevesi koguneb (sammalgi kohati kasvama hakanud).



Foto. 1. 5. sektsiooni keskosa, vaade Tartu suunale. Taken in the middle of Section 5 (view towards Tartu)



Foto. 2. 4. sektsiooni keskosa, vaade Tartu suunale. Taken in the middle of Section 5 (view towards Tartu)



Foto 3. Eelnimetatud kohtade niiskuse tõttu sambla tekkimine. Formation of moss (due to moisture) in the middle of Sections 4 and 5

Käesolevas aruandes on kakskümmend üheksa (29) järjestikku nummerdatud lehekülge.

06.10.2016

Road Embankment Test Sections over Soft Peat Layer, Võõbu, Estonia

Juha Forsman¹, Taavi Dettenborn¹, Peeter Skepast², Mait Mets³, Mattias Olep³,
Artu Ellmann⁴, Ivo Vallas⁵, Taavi Tõnts⁵, Karli Kontson⁵

¹Ramboll Finland Oy, Finland,

²Skepast&Puhkim AS, Estonia

³AS Geotehnika Inseneribüroo G.I.B, Estonia

⁴Tallinn University of Technology, Department of Road Engineering, Estonia

⁵Maanteeamet, Estonia

E-mails: juha.forsman@ramboll.fi (corresponding author)

Abstract. Various road embankment reinforcements on over a 2 to 4 meter thick peat deposit have been constructed in summer to autumn 2015 in the area of Kose-Võõbu in the northern part of Estonia. The test sections consist of five different reinforced road embankments: one layer of georeinforcement, two layers of georeinforcements, geocell mattress, light weight aggregate (LWA) and expanded polystyrene (EPS) light weight embankment structures with georeinforcement. An additional test section is a mass replacement. To accelerate the consolidation of the peat, reinforced test sections are loaded with surcharge. This paper presents information about peat field and laboratory tests, geodetic monitoring, settlement predictions and preliminary evaluation of the structures. The settlements of each test section are precisely measured with settlement plates installed over the peat layer, over e.g. EPS and LWA layers and surface dressing (bituminous layer). In addition, the surface treatment layer has been mapped by high-resolution laser scanning, also after surcharge removal the scanning will be conducted to obtain settlement profile due the surcharge. The intent of this test construction is to validate technical and economic feasibility of different reinforcement methods over designed road alignment (road E263).

Keywords: peat, reinforcement, light weight material, instrumentation, settlement, road construction.

Conference topic: Case histories.

Introduction

Various road embankment reinforcements on top of a 2 to 4 meter thick peat deposit have been constructed in summer and autumn 2015 in the area of Kose-Võõbu in Estonia. The test sections consist of six different road embankments.

The layout of test structures and longitudinal profile are presented in Figures 1–3. The test sections are numbered as follows: 0. mass replacement, 1. one-layer and, 2. two-layers of georeinforcement, 3. geocell mattress, 4. light weight aggregate and 5. EPS light weight embankment. The total length of test sections is ≈ 200 m and the length of each section is ≈ 30 m (6 sections). The width of the embankment is ≈ 30 m from toe to toe.

Site description and geology

The test site is located in Järvamaa, Paide Region alongside the road number E263 Tallinn–Tartu–Võru–Luhamaa road at km posts 67.076–67.256 (≈ 67 km from Tallinn). The test area is a part of Kõrvemaa swamp area. Based on the soundings and ground penetrating radar (GPR) results the thickness of the peat layer is approx. 1.8–3.4 m at the test area. The variation of the peat layer under the test sections are presented in Figures 1 and 2. The ground surface heights vary from +74.2 to +74.3 m above sea level. Between the section 5

and 0 there is a shallow ditch where the ground level is lower. Underlying the peat layer is clayey silt, fine sand and sand with gravel (moraine). The ground water levels vary from +74.1 to +74.3 beside test section 3.

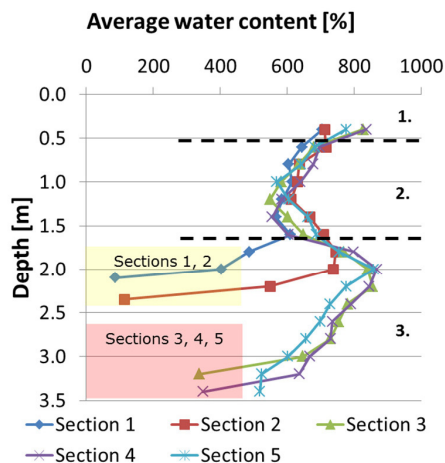


Fig. 1. Three peat layers and natural water content of peat in the test sections 1 to 5

Most of the soundings and samples were taken in June 2015 but some soundings are older. In total 13 boreholes and 6 vane shear test were carried out and

≈130 disturbed and some undisturbed samples were collected.

According to soundings and samples there are three different layers of peat (Fig. 1). The presented shear strength are unreduced and from initial conditions.

- z = 0–0.5 m: low degree of decomposition, contains roots, branches and stumps.
- z = 0.5–1.5 m: medium to high degree of decomposition, $w \approx 400\text{--}600\%$, $\tau \approx 9$ kPa.
- z = 1.5–3.5 m: medium degree of decomposition, $w \approx 700\text{--}900\%$, $\tau \approx 4$ kPa.

Comprehensive oedometer compression tests were conducted on test section 4 borehole (Table 1). Tests were carried out according to standard CEN ISO/TS 17892-5.

Construction

Construction of the test structures took place from the June 2015 to the middle of October 2015 starting from the section 1 and ending with the construction of the surcharge. The contractor was Lemminkäinen Eesti AS. The structures and construction are presented more comprehensive in the article and report of Forsman *et al.* (2016, 2015a, 2015b). Surcharge is estimated to remain in place until autumn 2016. The construction is presented in the time lapse video in the following link: <https://onedrive.live.com/redir?resid=30E9DBABB750EB6F1183&authkey=!AJ7ke3VSUyp9s58&ithint=folder%2cdocx>

Test structures

Section 1 consisted of one layer reinforcement (woven polyester, strength 600/50 – warp/weft) on top of peat. *Section 2* consisted of 2-layer reinforcements. Bottom geotextile on top of the peat was 400/50 and the upper geotextile inside the embankment was 200/50. Vertical distance between the reinforcements was 0.5–0.8 m. *Section 3* consisted of 1 m high geocell mattress. Before installing the geocell mattress a nonwoven geotextile and geogrid (40/40) were placed on top of the topsoil. Geocell was filled with #0/64 mm limestone aggregate. *Section 4* consisted of light weight aggregate (LWA #10/20 mm, leca) layer. Before installing the LWA a woven reinforcement 400/50 was installed on top of topsoil. At the edges of the embankment 1 m thick aggregate barrier was build. LWA layer 1 to 1.5 m was installed between the barriers (1 m layer in the edges). *Section 5* consisted of EPS-block layer. Before installation of the EPS-blocks the peat layer was preloaded 14 days with 0.5 m thick sand embankment over a woven reinforcement 400/50 on top of topsoil. After preloading the surface was levelled and the EPS-blocks were installed on the sand surface.

To accelerate the consolidation of the peat layer the test sections were loaded with surcharge (pre and over loading embankments).

Instrumentation

Altogether 98 measurement points for settlement measurements were installed (locations are presented in the Fig. 3). Of this figure:

- 36 settlement plates were placed on top of the geotextile-covered peat layer (“R” plates).
- 6 settlement plates on top of the upper layer of geotextile in section 2 (≈1 m above the peat).
- 1 settlement plate on top of the EPS layers, in the centre of Section 5.
- 30+1 settlement plates on top of the uppermost (paved) road layer (“K” plates).
- 20 ceramic plates on top of the peat layer (1 m off from the lower edge of the road slope).
- 4 wooden plates on the Section 0 slopes.

The geometric levelling was conducted with precise digital instrument DiNi-03 and barcoded levelling staffs (Ellman 2015). The surface of the embankment has been measured by RPAS in several phases (Remotely Piloted Aircraft System, see Julge (2015)).

Settlement results (until 03/2016)

In the Figure 4 presented settlement points are located in the test section center alignment. The Figure also presents total load magnitude in each settlement point. The load does not take into account the effect of buoyancy when the embankment has settled below ground water. In the settlement calculations the buoyance has been taken into account. The loading magnitude is an approximation based on construction site realised and designed embankment height.

In case the properties of the peat layer are homogeneous, the width of the embankments is the same and the ratio (embankment width) / (peat layer thickness) is big forming “an oedometer loading”, the settlement of peat layer under the centre line of the embankment is only dependent on the embankment load and the thickness of the peat layer.

The latest settlement results are from March 2016. Under the sections 1 / 2 / 3 / 4 / 5 the measured settlements of peat layer are 990 / 950 / 1720 / 1570 / 1140 mm and relative compressions of the peat layer 50 / 40 / 58 / 49 / 37%. The settlement results are also presented in Table 2 and in Figure 2. Those settlement results can be adjusted to the same “fictitious” peat thickness by “peat thickness factor” (PTF) in Eq. (1):

$$PTF = \frac{\text{peat thickness of section } n}{\text{peat thickness of section } 5} \quad (1)$$

That calculated PTF is 1.73 / 1.44 / 1.10 / 1.05 / 1.00 in sections 1 to 5. That way adjusted “fictitious” settlements are 1708 / 1366 / 1884 / 1641 / 1140 mm. The loading is clearly higher in the sections 1 to 3 than in sections 4 to 5 put the adjusted settlement is quite same. On the basis of that result it seems that the properties of the peat layer are not fully homogeneous but the peat seems to be softer under the sections 3–5 than under the sections 1–2. This is in line with the water-

content profile presented in Figure 1 where the most water layer 3 is much thinner in sections 1–2 than in sections 3–5.

On the basis of the measured settlements the settlement “profile” of the embankment cross-section has been formed during embankment construction phase before surcharge loading. The surface settlement plates

in the edges of the road embankment have only small difference in settlements compared to centre alignment settlements. It seems that the edges of the embankment are settling more than the centre line. So the surface drainage to the edges of the road is possible to work in future.

Table 1. Oedometer compression test results for the peat samples from borehole no. 13

Depth	w ₁	w ₂	ρ _d	C _c	C _α ⁽¹⁾	c _v ^{*(1)}	k ^{*(1)}	m _v ^{*(1)}	e ⁽¹⁾
[m]	[%]	[%]	[t/m ³]	[-]	[-]	[m ² /a]	[m ⁻¹⁰ /s]	[MPa ⁻¹]	[-]
0.85 - 0.95	910	496	0.10	6.65	- / 0.31 / 0.47 / 0.16	- / 26.2 / 10.6 / -	- / 250 / 56 / -	- / 3.0 / 1.6 / -	15.2 / 8.6 / 7.1 / 6.7
1.35 - 1.45	1043	423	0.09	7.50	- / 0.39 / 0.38 / 0.11	- / 25.4 / 9.4 / -	- / 92 / 137 / -	- / 1.1 / 4.6 / -	17.2 / 8.8 / 7.5 / 6.8
2.15 - 2.25	800	437	0.11	5.70	- / 0.32 / 0.38 / 0.12	- / 6.0 / 11.0 / -	- / 54 / 30 / -	- / 2.8 / 0.9 / -	12.8 / 7.4 / 6.4 / 5.7
2.75 - 2.85	630	344	0.14	4.57	- / 0.32 / 0.31 / 0.37	- / 28.6 / 2.6 / -	- / 136 / 6.9 / -	- / 1.5 / 0.8 / -	10.2 / 6.6 / 5.9 / 5.2

Notes: (1) Loading and loading steps were σ = 10 (1 h); 25 (22 h); 50 (24 h); 75 (24 h); 100 kPa (24 h),

* Calculated σ = 25–50 kPa and σ = 50–75 kPa.

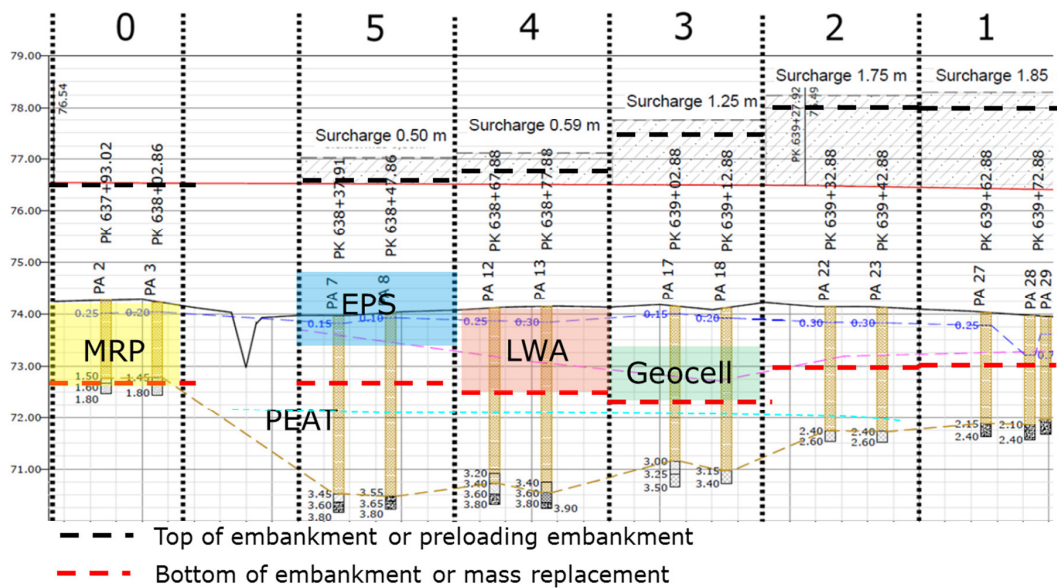


Fig. 2. Longitudinal profile of test sections 0–5 (March 2016 situation). The thin “red line” is the designed level of the road surface. The top and bottom level of embankment is presented with thick dashed red and black lines. The location of the mass replacement (MRP), EPS, LWA and Geocell are hatched to the profile. The original thicknesses of the peat before construction are: Section 1 – peat thickness 1.9–2.3 m, Section 2 1.9–2.4 m, Section 3 – 3.0–3.2 m, Section 4 – 3.2–3.6 m and Section 5 – 3.4–3.5 m

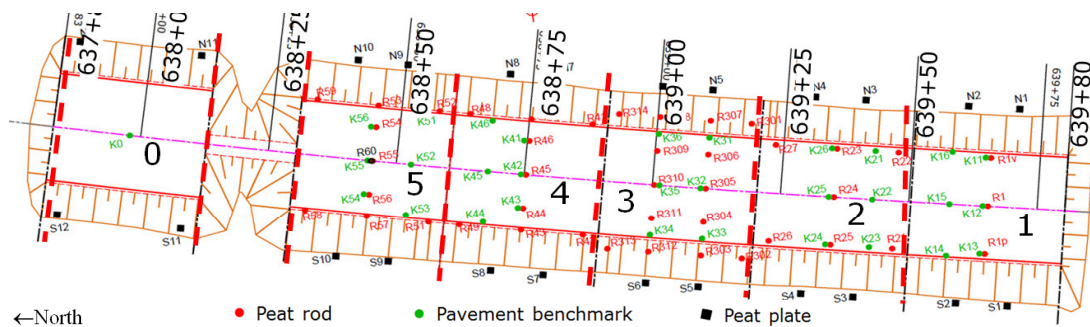


Fig. 3. Location of the levelling benchmarks: 0 – mass replacement; 1 – one layer and 2 – two layers of georeinforcement, 3 – geocell mattress, 4 – light weight aggregate and 5 – EPS light weight embankment structure (Ellmann 2015)

Table 2. Construction periods, loadings and settlements of the test sections 1 to 5 until March 2016. The load presented in the Table does not take into account the effect of buoyancy when the embankment has settled below ground water

Section	Construction time to "red line" level and to surcharge level	Load and measured settlement before surcharge construction 10/2015	Load with surcharge and measured settlement until 03/2016	Relative compression of peat layer until 03/16	Settlement difference between the centre alignment and the edges
1	11/81 days	~50 kN/m ² / 0.77 m	~90 kN/m ² / 0.89–0.99 m	~50%	20–50 mm
2	17/76 days	~50 kN/m ² / 0.71 m	~86 kN/m ² / 0.95 m	~40%	~40 mm
3	16/63 days	~50 kN/m ² / 1.44 m	~75 kN/m ² / 1.72 m	~58%	~30–60 mm
4	5/52 days	~45 kN/m ² / 1.06–1.23 m	~62 kN/m ² / 1.41–1.57 m	~49%	~10–40 mm
5	37/42 days	~35 kN/m ² / 0.75–0.90 m	~45 kN/m ² / 1.14–1.29 m	~37%	~0–40 mm

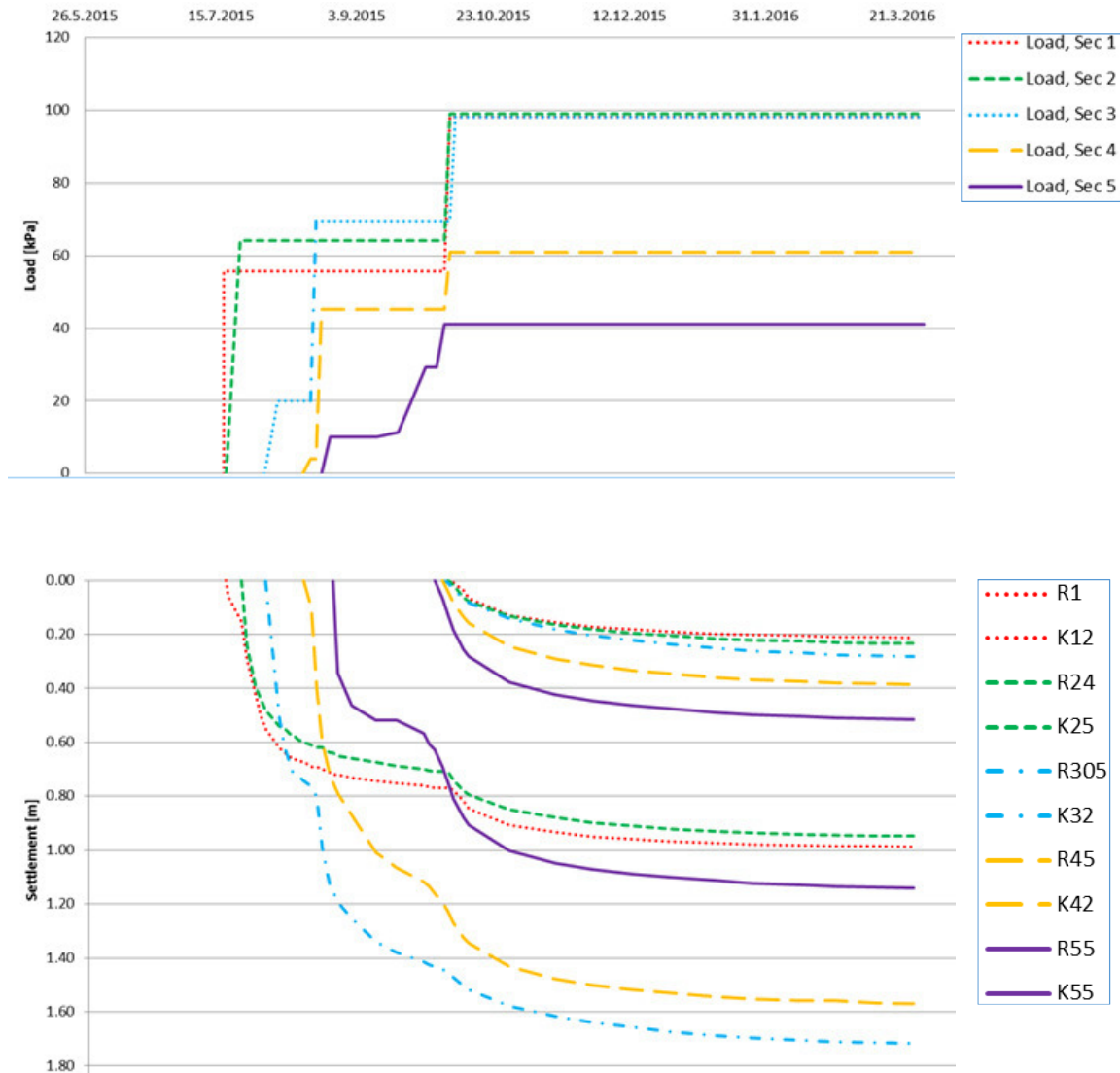


Fig. 4. Sections 1 to 5. Measured settlements of the peat and pavement benchmarks at the centre line (after Ellmann 2016). Measurements are until March 2016. The load presented in the upper Figure does not take into account the effect of buoyancy when the embankment has settled below ground water. Settlement plates R1 and K12 are at section 1, plates R24 and K25 are at section 2, plates R305 and K32 are from section 3, plates R45 and K42 are from section 4 and plates R55 and K55 are from section 5. "R" means that the plate is on the surface of the peat and "K" that the plate is on the level of red line

Settlement estimations

Preliminary settlement calculations were made using Novapoint GeoCalc 3.1-program (2013) with “Variable permeability” method and “Compressibility index (Cc). Ground water level was assumed to be at depth 0.3 m. below ground surface.

Three peat layers were used for settlement calculations. The calculation has been made with adjusted parameters (Fig. 5) which are originally based on the laboratory test results. The parameters are adjusted according to measured settlements of test section 4. The test section 4 was chosen for parameter adjustments because of the laboratory tests are conduct with soil samples from the borehole 13 (which is located at the area of section 4). Due to the consolidation of the peat

layer the road and surcharge embankment has settled near to the road alignment (“red line”). The difference between the top of surcharge load embankment and road alignment at 29.3.2016 is about 60 mm.

The settlement estimations are presented in Figure 5. According to calculations the settlement of section 4 after the surcharge removal is approximately 1530 mm. The settlement after 20 years is estimated to be approximately 1590 mm. The calculation estimates the settlements after removal of the surcharge loading to be quite small (<100 mm).

Further analysis of the settlements and a comparison of the different test sections performance is planned to be published during winter 2016 – summer 2017.

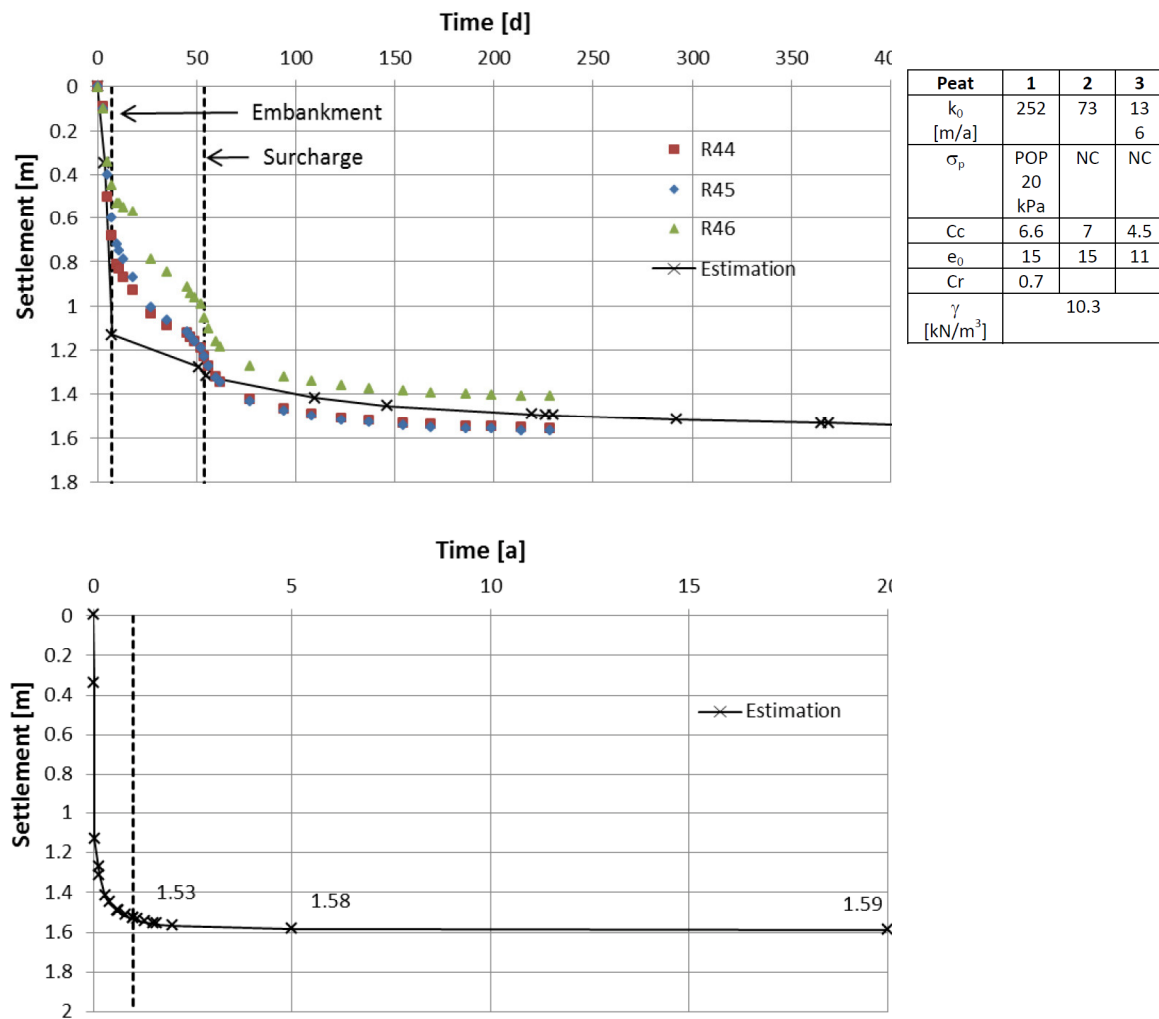


Fig. 5. Section 4. Measured (R44, R45, R46) and calculated settlements at period 0–1 year (upper Figure) and calculated (estimated) settlement after removal of surcharge loading (time 20 years). Settlement calculation parameters for Geocalc-program (Novapoint GeoCalc 2013) are presented on the right side. In the calculation the removing of the surcharge embankment is 1 year after construction

Conclusions

Analysis of measuring results and other observations will provide valuable results which can be used in the design of the road E263 (from Tallinn to Tartu) on its new alignment at peat area at Voobu-Mäo area. The construction and field-monitoring of the test sections are well documented and will aid further analysis of the test section in future.

All of the test sections 0 to 5 have some technical benefits and some technical or economical limitations. Which method is most suitable in different construction cases and place, must be considered case by case. All the methods described can be applied to constructing roads at peat areas.

The total settlement is important when considering the realized height of the embankment and the load affecting to peat layer, the amount of the aggregate needed and the stability of the structure during construction and as final structure during usage.

Preliminary estimation based on the measuring results and calculations is that the settlements at the centre line of the sections 1, 2, 3, 4 and 5 will be lower than 100 mm during 10 years after removing of surcharge which is lower than required in the guidelines of Estonian Road Administration.

For the effective drainage of the road surface it is important that the inclination of the road surface is remaining and the cross section shape of the road embankment and the surface is not flattening during usage. Based on these measurement results on March 2016 the final road cross-section profile will not settle unevenly. On the basis of the measured settlements the settlement "profile" of the embankment cross-section has been formed during embankment construction phase before surcharge loading. The surface settlement plates in the edges of the road embankment have only small difference in settlements compared to centre alignment settlements. It seems that the edges of the embankment are settling more than the centre line. Therefore the surface drainage to the edges of the road is possible to work in future.

The true safety factor of the embankment is not possible to estimate without new vane shear tests of peat layer under the embankment. The strength of the peat is

a "function" of the compression level and that "function" is not known with the peat of Võõbu. Additional vane soundings are designed to be done through the embankment during the autumn 2016.

The surcharge embankment is designed to be removed during autumn 2016 and the settlement measurements will be continuing.

Acknowledgements

Authors would like to thank Maanteeamet (Road Administration) for constructing the full-scale test section and for comprehensive field and laboratory survey.

Disclosure statement

Authors do not have any competing financial, professional, or personal interests from other parties.

References

- Forsman, J.; Dettenborn, T.; Skepast, P.; Mets, M.; Olep, M.; Ellmann, A.; Vallas, I.; Tõnts, T.; Kontson, K. 2015a. Full scale reinforced road embankment test sections over soft peat layer, Võõbu, Estonia, in *The 17th Nordic Geotechnical Meeting*, 25–28 May 2016, Reykjavik, Iceland. 10 p.
- Forsman, J.; Dettenborn, T.; Skepast, P. 2016. *Kose-Võõbu test embankment, preliminary technical analysis report* 04/2016. Ramboll Finland Oy. 36 p. + 276 app.
- Forsman, J.; Dettenborn, T.; Skepast, P. 2015b. *Kose-Võõbu test embankment construction report* 11/2015. Ramboll Finland Oy. 38 p.
- Ellmann, A. 2016. *Geodetic monitoring of the Võõbu test site in 1-th quarter of 2016*. Tallinn University of Technology, Tallinn. 24 p. (in Estonian).
- Ellmann, A. 2015. *Mounting and monitoring of levelling benchmarks in the võõbu road construction test site*. Tallinn University of Technology, Tallinn. 23 p.
- Julge, K. 2015. 3D-model from aerial photos [online], [cited 12 September 2016]. Available from Internet: <https://sketchfab.com/models/43081376e08f45c89eb5736ec9a4a975>
- Novapoint GeoCalc. 2013. *Novapoint GeoCalc 3.1 Vianova Systems* Finland Oy.

Full scale reinforced road embankment test sections over soft peat layer, Võõbu, Estonia

J. Forsman

Ramboll Finland Oy, Finland, juha.forsman@ramboll.fi

T. Dettenborn

Aalto University, Finland

P. Skepast

Skepast&Puhkim AS, Estonia

M. Mets and M. Olep

AS Geotehnika Inseneribüroo G.I.B, Estonia

A. Ellmann

Tallinn University of Technology, Department of Road Engineering, Estonia

I. Vallas, T. Tõnts and Kontson, K.

Maanteeamet, Estonia

ABSTRACT

Various road embankment reinforcements on over of a 2 to 4 meter thick peat deposit have been constructed in 2015 in the area of Kose-Võõbu in the northern part of Estonia. The test sections consist of five different reinforced road embankments: one layer of georeinforcement, two layers of georeinforcements, geocell mattress, light weight aggregate (LWA) and expanded polystyrene (EPS) light-weight embankment structures with georeinforcement. An additional test section is a traditional mass replacement. To accelerate the consolidation of the peat, reinforced test sections are loaded with surcharge. This paper presents information about peat laboratory tests, construction and field monitoring. The settlements of each test section are precisely measured with settlement plates installed over the peat layer, over e.g. EPS and LWA layers and surface dressing (bituminous layer). In addition, the surface treatment layer has been mapped by high-resolution laser scanning, also after surcharge removal the scanning will be conducted to obtain settlement profile due the surcharge. The intent of the research is to validate technical and economic feasibility of different reinforcement methods over designed road alignment (road E263).

Keywords: test embankment, reinforcement, peat, instrumentation, light weight material

1 INTRODUCTION

Various road embankment reinforcements on top of a 2 to 4 meter thick peat deposit have been constructed in summer and autumn 2015 in the area of Kose-Võõbu in Estonia (Fig. 1). The test sections consist of six different road embankments. Test sections are numbered as follows (Fig. 2):

0. mass replacement
1. one layer of georeinforcement
2. two layers of georeinforcements
3. geocell mattress
4. light weight aggregate and
5. EPS light-weight embankment.



Figure 1. Location of the Võõbu test area.

Some details of the project:

- total length of test sections: ≈ 200 m
- number of test sections: 6 (sections 0 - 5)
- length of each section: 30 m
- width of embankment: 23 m (from toe to toe) and
- 98 measurement points for determining settlements.

To accelerate the consolidation of the peat layer the test sections were loaded with surcharge (pre- and over-loading embankments).

2 SITE DESCRIPTION

2.1 Geology

The test site is located in Järvamaa, Paide Region alongside the Tallinn–Tartu–Võru–Luhamaa road at km posts 67.076–67.256. The test area is a part of Kõrvemaa swamp area. Based on the soundings and ground penetrating radar (GPR) results the thickness of the peat layer appeared to be 1.8-3.4 m at the test area. The ground surface level varies from +74.2 to +74.3. Between the section 5 and 0 there is a shallow ditch where the ground level is lower. Underlying the peat layer is clayey silt, fine sand and sand with gravel (moraine).

2.2 Soundings and laboratory tests

The test area layout and the location of sounding points are presented in Fig. 4. Most of the soundings and samples were taken in June 2015 but some soundings are older. In total 13 boreholes and 6 vane shear test were carried out and ≈ 130 disturbed and some undisturbed samples were collected.

The thickness of the peat layer is approx. 1.8-3.4 m. According to soundings and samplings there are three different layers of peat (Fig 2). The presented shear strength are unreduced and from initial conditions.

- $z=0-0.5$ m: low degree of decomposition, contains roots, branches and stumps
- $z=0.5-1.5$ m: medium to high degree of decomposition, $w \approx 400-600\%$, $\tau \approx 9$ kPa
- $z=1.5-3.5$ m: medium degree of decomposition, $w \approx 700-900\%$ $\tau \approx 4$ kPa

Comprehensive oedometer compression tests were conducted on samples from borehole no. 13. Tests were carried out according to standard CEN ISO/TS 17892-5.

The ground investigation results from borehole no. 13 are presented in Fig. 2 and results of oedometer tests in Table 1.

Table 1. Oedometer compression test results for the peat samples from borehole no. 13. Used loading steps were $\sigma=10$ (1 h); 25 (22 h); 50(24 h); 75 (24 h); 100 kPa (24 h).

Depth [m]	σ [MPa]	w [%]	ρ_d [t/m ³]	C_c [-]	C_α [-]	c_v^* [m ² /a]	k^* [m ⁻¹⁰ /s]	m_v^* [MPa ⁻¹]	e [-]
0.85 - 0.95	0 0.05 0.075 0.1	910	0.10	6.65	0.31 0.47 0.16	26.2 10.64	250 56	3.0 1.6	15.2 8.6 7.1 6.7
1.35 - 1.45	0 0.05 0.075 0.1	1043	0.09	7.50	0.39 0.38 0.11	25.4 9.4	92 137	1.1 4.6	17.2 8.8 7.5 6.8
2.15 - 2.25	0 0.05 0.075 0.1	800	0.11	5.70	0.32 0.38 0.12	6.0 11.0	54 30	2.8 0.9	12.8 7.4 6.4 5.7
2.75 - 2.85	0 0.05 0.075 0.1	630	0.14	4.57	0.32 0.31 0.37	28.6 2.6	136 6.9	1.5 0.8	10.2 6.6 5.9 5.2

* Calculated $\sigma = 0.25-0.05$ Mpa; $\sigma = 0.05-0.075$ MPa

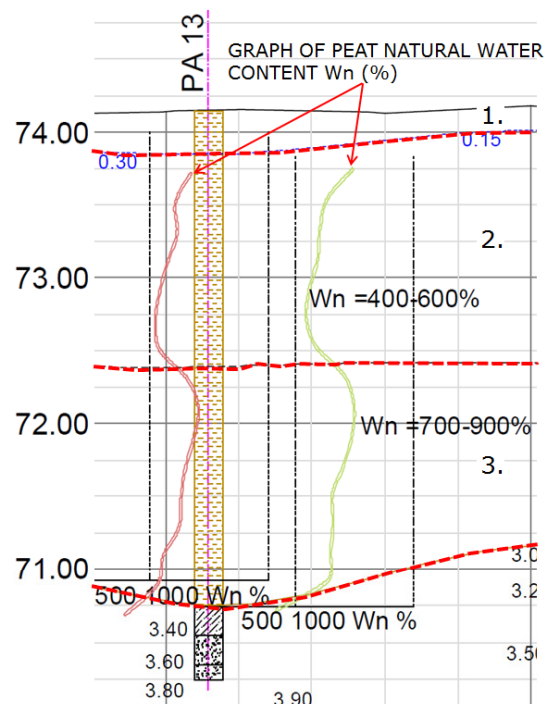


Figure 2. Bore hole 13. Three peat layers and natural water content of peat in two points.

2.3 Ground penetrating radar (GPR)

Before construction works the thickness of peat layer in test area was measured (June 2015) with ground penetrating radar (GPR).

The used GPR antennas were: 400 MHz and 100 MHz GSSI antennas and also 500 Hz MALA antenna. The GPR-measurement results were calibrated with borehole data. The average measured dielectric constant was $E_r=44$ which indicates that peat has a high water content. Because of the high water content only 100 MHz antenna data was used for the thickness analysis.

3 CONSTRUCTION OF TEST SECTIONS

Construction of the test structures took place from June to October 2015 starting from the section 1 and ending with the construction of the surcharge (surcharge is estimated to remain in place until autumn 2016).

The contractor was Lemminkäinen Eesti AS. The construction is presented in the time lapse construction video, presented in the following link:

<https://onedrive.live.com/redir?resid=30E9DBABB750EB6F!183&authkey=!AJ7ke3VUSUp9s58&ithint=folder%2cdocx>.

The longitudinal profile of test sections and peat layer thickness is presented in Fig. 5. The realized construction timetable for embankment height and loading on the peat layer is presented in Table 2.

This paper presents the designed heights of the constructed embankments. The effect of the settlements during construction and its affect to embankment height and load magnitude of the peat layer will be analysed with settlement follow-up measurements and reported in later reports and articles during 2016-2017.

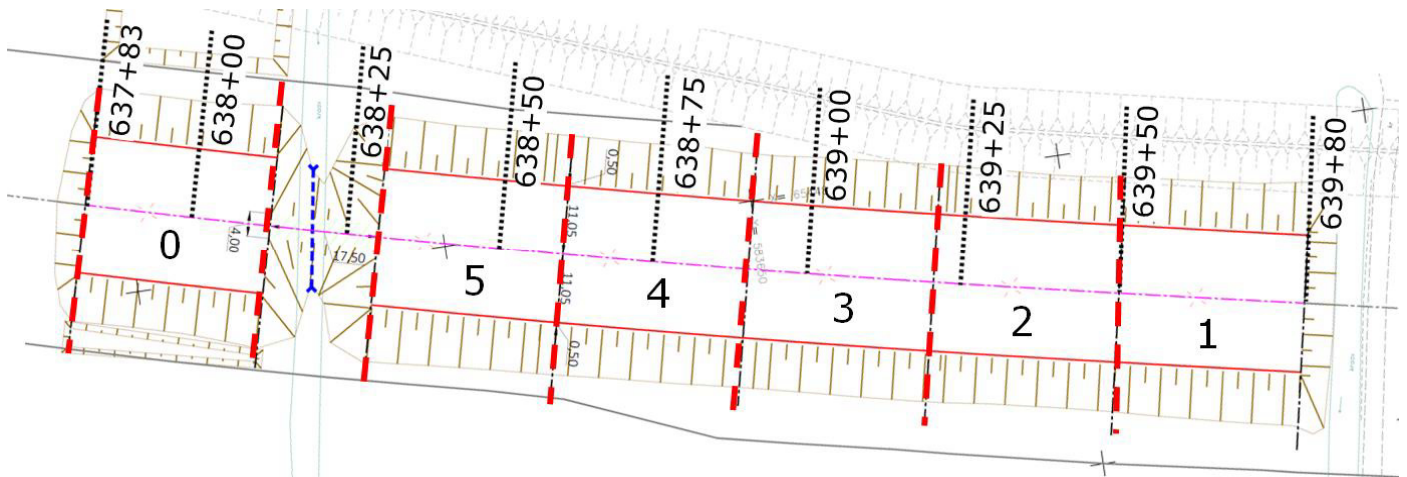


Figure 3. Test sections. 0. mass replacement, 1. one layer and 2. two layers of georeinforcements, 3. geocell mattress, 4. light weight aggregate and 5. EPS light weight embankment structure. Tallinn is on the left.

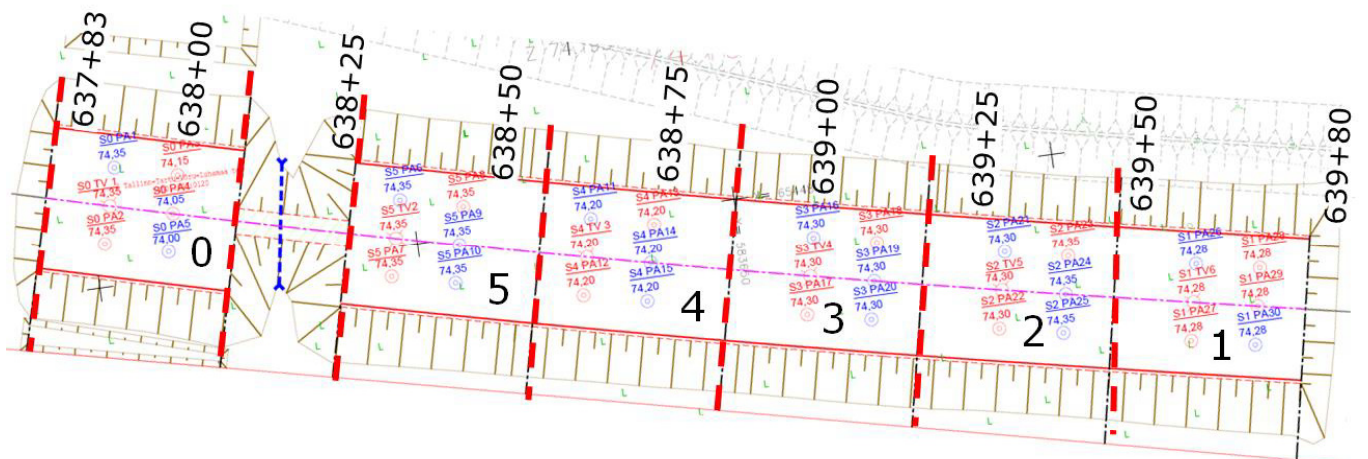


Figure 4. Location of ground investigations points. Distance between posts 639+80 -637+83 is ≈ 200 m.

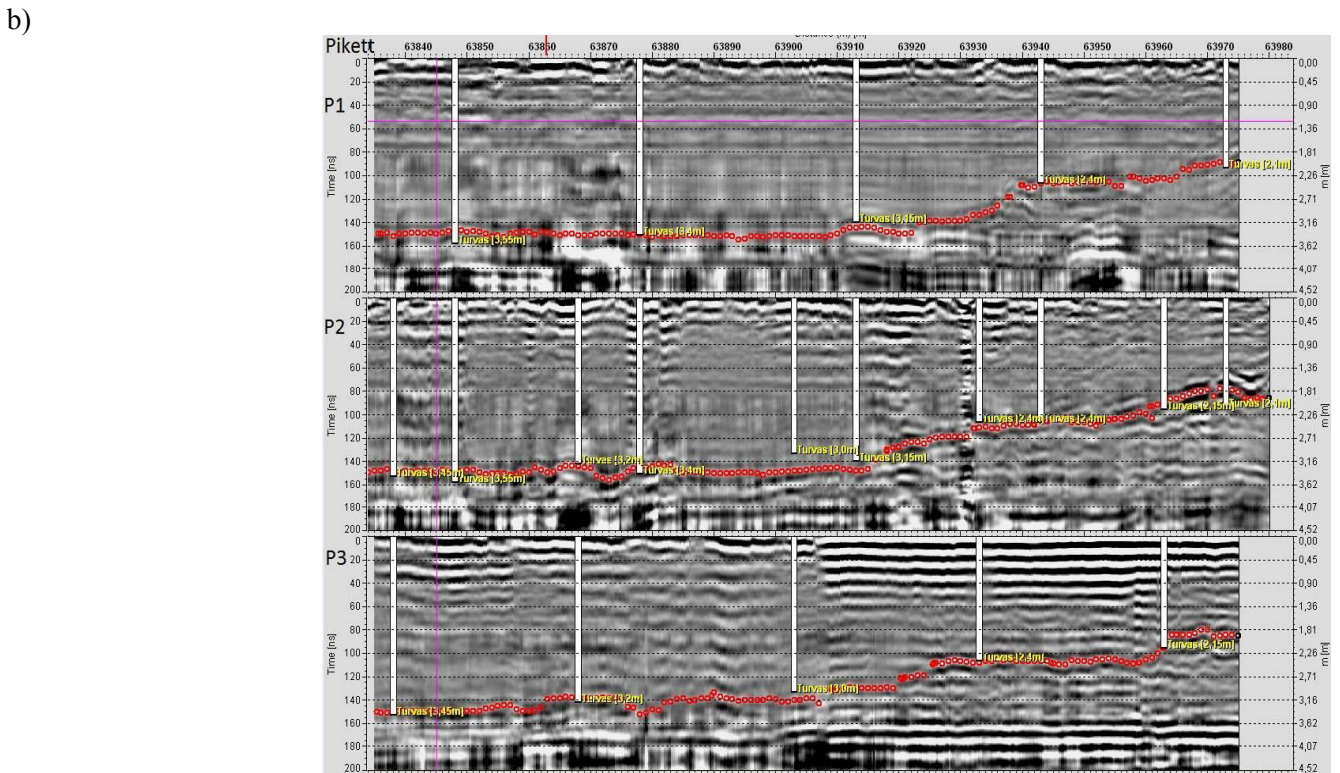
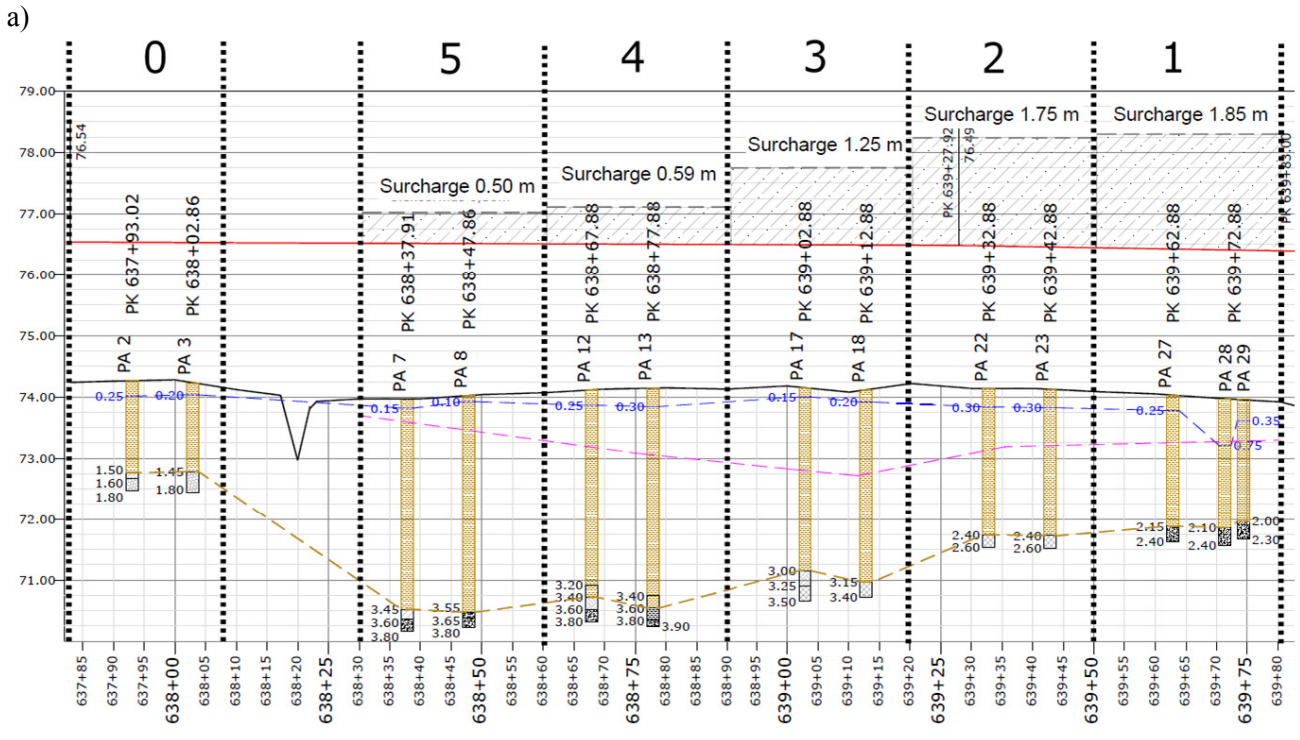


Figure 5. a) Longitudinal profile of test area. The red line is the designed level of the road surface. b) soundings and georadar results from 3 lines (red dotted line is the interpreted bottom of the peat layer).

3.1 Preparation works

The preparation works in the test area including cutting the trees and milling the stumps, sticks, small branches, grass etc. on top of peat layer (Fig. 6). By milling, a uniform and load-bearing working platform was created.

Typically, topsoil is removed before construction. In this case, removal of the topsoil would have exposed a very soft peat, which would have been easily disturbed and the construction site would have been hard or impossible to operate as a result.



Figure 6. Milling the topsoil (stumps, roots, small sticks, grass etc.) for working platform.

3.2 Test section 0

Section 0 consisted of mass replacement. The excavated peat was replaced with a sand and gravel embankment. The top of embankment (0.15 m) was constructed with crushed limestone #2/64 mm and after that surfaced with a layer of crushed limestone # 8/12 mm.

3.3 Test section 1 (Fig. 7, and 12)

The section 1 consisted of 1-layer reinforcement (woven polyester strength 600/50 - warp/weft) on top of peat. In the edges of the embankment reinforcement was wrapped around at least 5.7 m towards the centre line. The designed height of final designed road embankment was ≈ 2.5 m (from red line to initial peat surface). On top of the road embankment the surcharge layer with thickness of ≈ 1.85 m was loaded. In total the designed embankment height (including surcharge) over the peat is ≈ 4.35 m. However, due to the settlements during construction works the height of the constructed embankment is in reality greater (≈ 5 m).

3.4 Test section 2 (Fig. 12)

The Section 2 consisted of 2-layer reinforcements -bottom geotextile on top of the peat was 400/50 and the upper geotextile inside the embankment was 200/50. Vertical distance between the reinforcements was 0.5-0.8 m. In the edges of the embankment reinforcements were wrapped around at least 5.0 m towards centre line. The height of the final designed road embankment was ≈ 2.5 m. In total the designed embankment height (including surcharge) over the peat is ≈ 4.25 m and in reality ≈ 5 m.

3.5 Test section 3 (Fig. 7 and 12)

Section 3 consisted of geocell mattress. Before installing the geocell mattress a nonwoven geotextile and geogrid (40/40) were placed on top of the topsoil. The height of the geocell was 1 m and it was filled with # 0/64 mm limestone aggregates. The filling was not compacted inside the geocells. The height of the final designed road embankment was ≈ 2.5 m. On the top of the road embankment was installed surcharge of ≈ 1.25 m. In total the designed embankment height (including surcharge) over the peat is ≈ 3.75 m and in reality ≈ 5 m.

Table 2. Table presents time after beginning of construction the section, loading magnitude of the peat layer and designed heights of embankment in each stage.

Section	Load [kN/m]	Height [m]	Construction duration [d]	Type
1	48	2.40	0-4	Embankment
1	51	2.55	11-13	Surface Dres.
1	88	4.40	81-89	Surcharge
2	48	2.40	0-17	Embankment
2	51	2.55	26-28	Surface Dres.
2	86	4.30	76-84	Surcharge
3	20	1.00	0-3	Geocell
3	51	2.55	15-16	Embankment
3	76	3.80	63-71	Surcharge
4	6	1.50	0-3	LWA
4	24	2.40	4-5	Embankment
4	36	2.99	52-60	Surcharge
5	10	0.50	0-2	Preload
5	16	1.95	17-30	EPS
5	34	2.85	37-42	Embankment
5	44	3.35	42-50	Surcharge

3.6 Test section 4 (Fig. 8 and 12)

Section 4 consisted of light weight aggregate (LWA #10/20 mm = “leca”) layer. Before installing the LWA a geotextile reinforcement 400/50 was installed on top of topsoil. At the edges of the embankment a 1 m thick aggregate barrier (Fig 12f) was built, and the LWA layer 1 to 1.5 m was installed between the barriers. At the edges the minimum thickness of the LWA was 1.0 m. The final height of the designed road embankment was ≈ 2.5 m. On top of the embankment is the surcharge of ≈ 0.6 m. In total the designed embankment height (including surcharge) over the peat is ≈ 3.1 m.

3.7 Test section 5 (Fig. 9 and 12)

The section 5 consisted of EPS-block layer. The EPS-blocks were connected to each other with PVC-pipes (≈ 25 mm) and plastic connectors at the surface of the EPS-layer. The EPS-blocks were protected with 0.5 mm thick linear low-density polyethylene-plastic membrane (LLDPE). The EPS-layer was covered with 0.9 m thick aggregate layer. To obtain better bearing capacity for the final road structure a geogrid (40/40) was installed to the aggregate layer.

Section was constructed in following phases:

1. installation of georeinforcement (400/50) on top of peat layer,
2. preloading of the peat with 0.5 m thick sand embankment for ≈ 2 weeks,
3. levelling of the preloading embankment and installation of the EPS-blocks,
4. installation of the membrane,
5. installation of the aggregate layers and geogrid (40/40) and
6. paving of the embankment at the level of red line (the thin paving was made for the measuring of the surface of the embankment before and after the overloading).

The total height of the embankment over peat in section 5 is ≈ 2.5 m.

3.8 Geotechnical dimensioning calculations

Geotechnical calculations for sections 1 to 4 (stability and settlement) were made by Olep (2015) and for Section 5 by Korkiala-Tanttu et al. (2015). Stability calculations have been completed with Novapoint GeoCalc 3.1-geotechnical dimensioning program developed by ViaSys VDC Oy (<http://www.viasys.fi/>).

Any back calculations have not been conducted but they will be made later during 2016-2017.

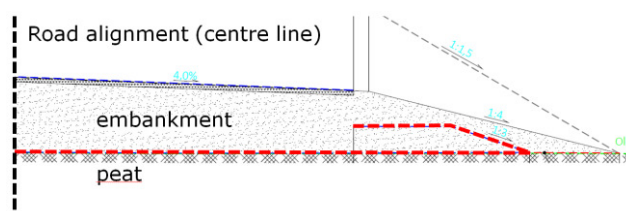


Figure 7. Cross-section of test section 1. 1-layer georeinforcement.

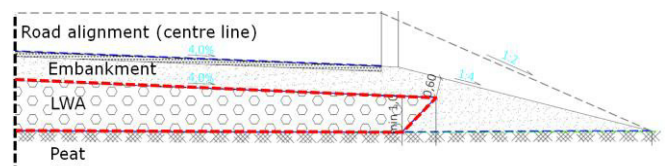


Figure 9. Cross-section of test section 4. Light weight aggregate (LWA) layer.

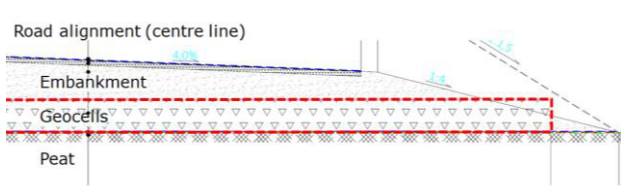


Figure 8. Cross-section of test section 3. Geocell mattress.

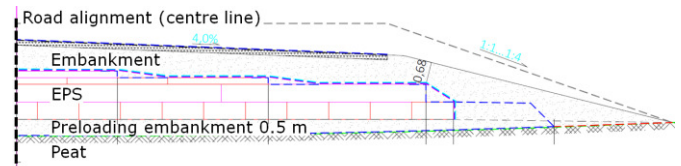


Figure 10. Cross-section of test section 8. EPS-block layer.

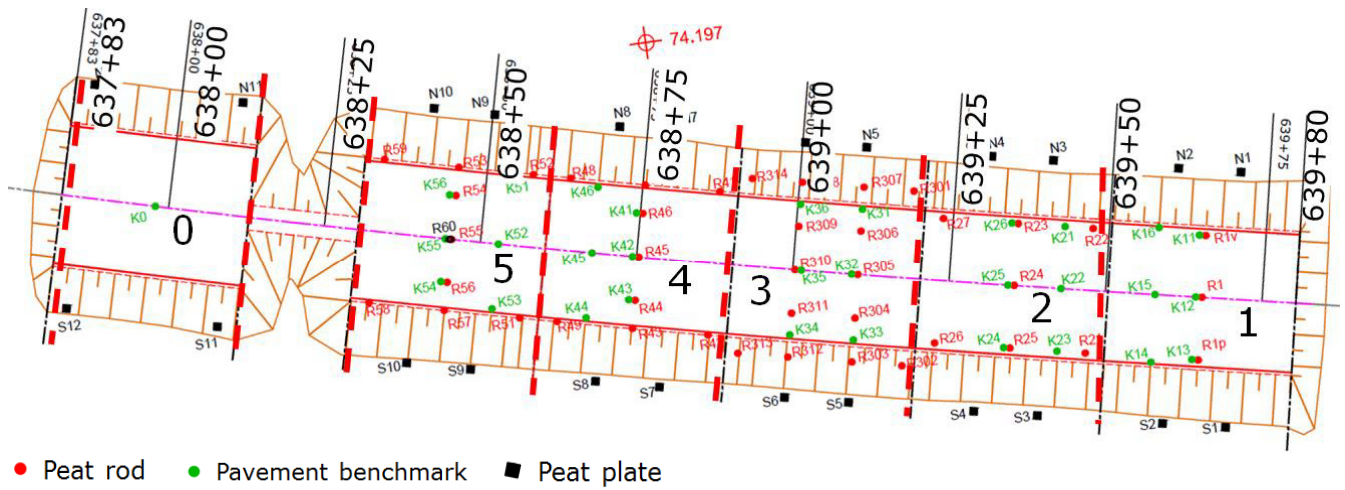


Figure 11. Locations of the leveling benchmarks (red –peat rods, green –pavement benchmarks, black –peat plates, and also the Section 0 slope plates) (Ellmann 2015)



a) Start of construction of sec. 1 (20.7.2015)



b) Construction of embankment sec. 1 (20.7.2015)



c) Installed upper reinforcement, sec. 2 (21.7.2015)



d) Construction of Geocell structure (31.7.2015)



e) Construction of Geocell structure at sec. 3. (31.7.2015)



f) Construction of edge barrier at sec. 4. Peat rod in bottom right corner. (12.8.2015)



g) Compaction of the embankment. sec.1 (24.8.2015)



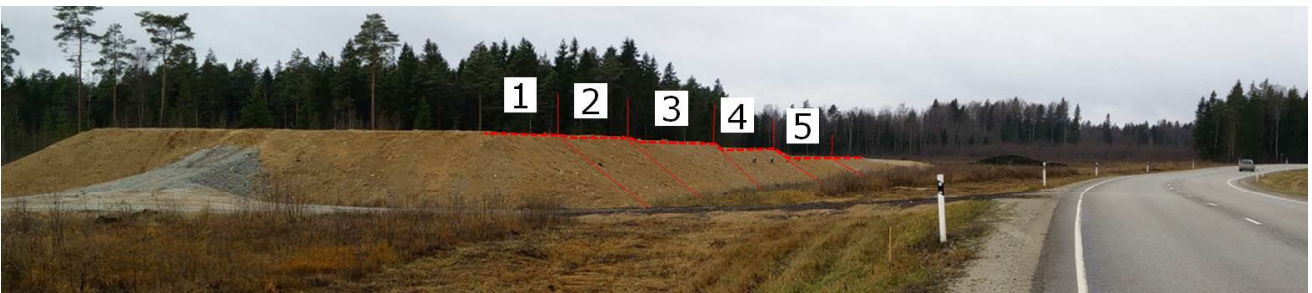
h) Construction of LWA layer at sec 4. (25.8.2015)



i) Installation of EPS-blocks at sec. 5 (16.9.2015)



j) Surface of the EPS-layer at sec. 5. Plastic connectors on between EPS-blocks (24.9.2015)



k) Test sections 1-5 after surcharge loading (11.11.2015)

Figure 12. Photos from the construction of the test embankment.



Figure 13. 3D surface model created from the RPAS photos combined with aerial photos (Julge 2015). Surface after construction of surcharge loading 5.11.2015 (RPAS=Remotely Piloted Aircraft System).

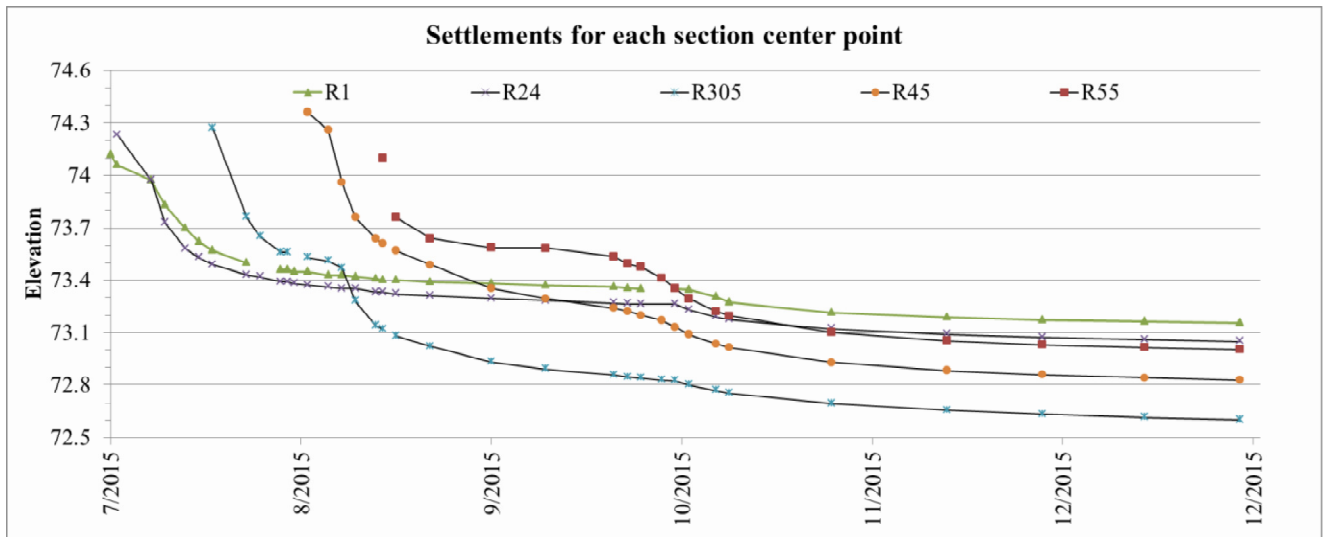


Figure 14. Test sections 1-5 settlement results for the test section center alignment peat rod.

4 INSTRUMENTATION OF THE TEST EMBANKMENTS

4.1 Settlement plates

Altogether 98 measurement points were mounted at the test site. Of this figure:

- 36 settlement plates were placed on top of the geotextile-covered peat layer (Fig. 15)
- 6 settlement plates on top of the upper layer of geotextile in Section 2 (≈ 1 m above peat layer)
- 1 settlement plate on top of the EPS layers, in the centre of Section 5
- 30+1 settlement plates on top of the uppermost (paved) road layer
- 20 ceramic plates on top of the peat layer (1 m off from the lower edge of the road slope)
- 4 wooden plates on the Section 0 slopes.

Locations of the instrumentations are presented in Fig. 11. The first installed settlement plates were observed (within the time period of 17.07.2015 until 15.10.2015) 30 times, the minimum amount (for the last installed peat sett. plates, 26.08.2015) of measurements was 14, in average each peat rod was levelled for 20 times. (Ellmann 2015).

4.2 Measured settlements

In test section 1 and 2 the thickness of the peat layer is approximately 2.0-2.15 m and in test sections 3, 4 and 5 from 3.0 to 3.5 m. The test sections 1, 2 and 3 were constructed with

natural aggregates and in test section 4 and 5 was used lightening of the embankment.

The settlement results for each test sections centre line are presented in Fig. 14. During first month after construction in test sections 1 and 2 roughly of 90 % of settlements had occurred before installing surcharge loading. Surcharge load to test section 1 and 2 was installed approximately 3 months after starting construction. The settlements 5-6 months after construction were 880-930 mm.

In test section 3 the peat layer is thicker and due to that settlements higher. In test section 3 settlements after 5 months were 1670 mm. However, in test section 1, 2 and 3 the relative compression of the peat layer after 5 to 6 months is between 43-55 %.



Figure 15. Peat roads placed in pre-designed locations on top of the geotextile-covered peat layer. (Ellmann 2015)

The surface of the embankment has been measured by RPAS in several phases. An example of the result of the RPAS measurement is presented in Fig. 13 where is combined 3D surface model created from the RPAS (Remotely Piloted Aircraft System) photos and aerial photos by Julge (2015).

5 CONCLUSIONS

The test sections construction and field-monitoring has provided valuable information of construction at peat areas. The construction and field-monitoring of the test sections are well-documented and will aid further analysis of the test section in future. All of the methods have some technical benefits and some (geo) technical or economic limitations. Which method is most suitable in different construction cases and places, must be considered case by case.

Below are preliminary geotechnical conclusions on the basis of experiments of test section construction in Võõbu:

- All the methods described can be applied to constructing roads on layers of peat.
- Test sections were constructed with sufficient global stability (no failures).
- The milling of stumps, sticks, etc. and leaving them to remain in place was a success. Excavating and clearing the surface layer would have otherwise disturbed the soft peat layer and the construction site would have almost impossible to operate.
- Installation of one reinforcement layer instead of two is easier to construct. Possible technical advances of two reinforcement layers for the behaviour of the structure have not been identified yet.
- Installation of geocell mattress is very labour intensive and it's not yet clear if it is technically better than section with one or two reinforcements (more measuring time and analysing is needed).
- With a 2 m thick layer of peat, it seems the best approach is the removal of the peat layer altogether. When the layer is thicker other solutions are recommended.
- The consolidation of the peat increases the strength of peat significantly – even

over two or three times the strength – this phenomenon should be studied and utilized in design and construction.

- In addition, construction of mass stabilization is a considered to be a viable option for ground improvement method for Võõbu area (Forsman et al. 2009).

Analysis of measuring results and other observations will provide valuable results which can be used in the design of the road E263 (from Tallinn to Tartu) on its new alignment at peat area. Those analysed results are also a valuable basis for the development of national (Estonian Road Administration) guidelines.

Further analysis of the settlements and comparison of the different test sections performance is planned to be published during 2016–2017.

6 ACKNOWLEDGEMENTS

Authors would like to thank Maanteeamet (Estonian Road Administration) for constructing the full-scale test section and for comprehensive field and laboratory survey from the test area.

7 REFERENCES

- Forsman, J, Dettenborn, T & Skepast, P. 2015. Kose-Võõbu test embankment construction report 11/2015. Ramboll Finland Oy. 36p + 276 app.
- Forsman, J., Hakari, M., Jyrävä, H., Ritsberg, K. & Skepast, P. 2009. Mass stabilisation of E263 highway section Kose-Mäo in Estonia. XXVII International Baltic Road Conference Riga, Latvia, 24-26.9.2009.
- Ellmann, A. 2015. Mounting and monitoring of levelling benchmarks in the Võõbu road construction test site. Tallinn University of Technology, Tallinn.
- Julge, K. 2015. 3D-model from aerial photos. <https://sketchfab.com/models/43081376e08f45c89eb5736ec9a4a975>
- Korkiala-Tanttu, L., Gustavsson, H. & Lojander, M. 2015. Mnt2 nr 2 Tallinn-Tartu-Voru-Luhamaa-Kose-Voobu Sektsioon 5 Pk 638+30,50 – 638+60,50, EPS-structure, calculation report. Aalto University, Geoen지니어ing Group. 12 p.
- Olep, M. 2015. T2 Võõbu test embankment section, geotechnical calculations (during June and July 2015).

Dimensioning of sand column structure:

Dimensioning of the sand columns is made in two phases: 1. dimensioning of the sand column and 2. dimensioning of the basal reinforcement over columns at the bottom of the embankment

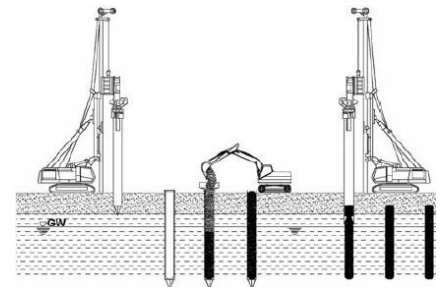
Dimensioning of the sand columns for cost calculation has been made based on case study of Bastion Wijfwall Houten, Netherland. This case study is presented in the Appendix 7.1 of report "Embankment foundation structures over peat, literature and case study" (Forsman, J, Dettenborn, T & Skepast, P. 2015).

On the basis on the experiences of the Bastion W.H. structure sand columns (ϕ 0.8 m, cc \approx 1.85 m and \approx 90 kPa embankment load) seems reasonable to select ϕ 0.8 m and cc 2.0 m to cost calculation. The strength of the peat is low (\ll 15 kPa) which means that sand column are not possible without geosynthetic encased columns (georeinforcement sleeve around column, UTS 200 kN/m² in case of Bastion W.H.). Estimated settlement of that test structure was $<$ 0.4 m.

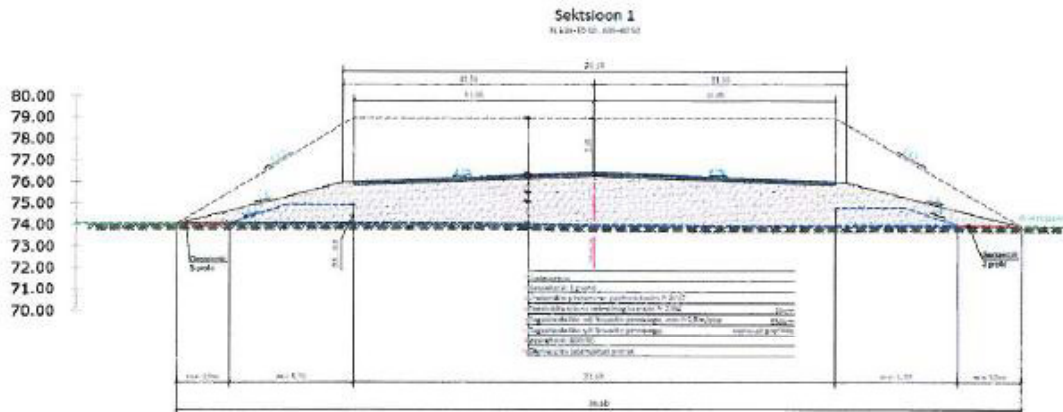
The strength of the basal reinforcement was 500 kN/m in case of Bastion W.H. The dimensioning of the basal reinforcement for Vööbu case have been made according "Georeinforcement handbook" (Geolujitetut maarakenteet 2012/2) of Finnish Transport Agency. On the basis of that dimensioning (pages 1/11-11/11) the dimensioning strength of the basal reinforcement is 143 kN/m, which means UTS-strength \approx 430 kN/m. A polyester reinforcement with UTS 500 kN/m fulfills that requirement. Two layers of basal reinforcement is needed in two directions. Also a wrap-around anchoring structure is needed in edge of the embankment.



organic clay & peat
7.5 m
$\gamma = 14 \text{ kN/m}^3 / \varphi^i = 17^\circ / c' = 2.5 \text{ kN/m}^2$
$E_{s, \text{pref}} = 2000 \text{ kN/m}^2 (p_{\text{ref}} = 100 \text{ kN/m}^2)$



Geolujitettu paalutettu pengerr (DA2*)



1. Rakenteen lähtötiedot

1.1 Geometria

Penkereen korkeus:	$H_m = 2.4 \text{ m}$	Penkereen leveys:	$L_{penger} = 22 \text{ m}$
Penkereen luiskakaltevuus 1:n	$n = 4$		
Luiskan leveys:	$L_s = n \cdot H_m = 9.6 \text{ m}$	Paalujen k/k väli (sis. toleranssin):	$s_{kk} = 2 \text{ m}$
Luiskan keskimääräinen korkeus:	$h_s = \frac{H_m}{2} = 1.2 \text{ m}$	Paaluhattun leveys:	$a = 0.8 \text{ m}$
Pientareen leveys:	$L_{piennar} = 0.5 \text{ m}$	Paaluhattujen väli:	$s_{kk} - a = 1.2 \text{ m}$

1.2 Penkereen ja geovahvisteiden parametrit

Pengermateriaalin tilavuuspaino:	$\gamma_{penger} = 20 \text{ kN m}^{-3}$
Pengermateriaalin kriittisen tilan leikkauskestävyyskulma:	$\phi_{cv,k} = 32^\circ$
Pengermateriaalin ja lujitteen välisen liukuvastuksen / ja ulosvetovastuksen korjauskerroin:	$\alpha_l = 0.9$
Geovahvisteiden alkumuodonmuutos:	$\epsilon_v = 0.04$

1.3 Liikennekuormat :

Muuttuva kuorma (ajokaistalla):

$$q_I = 25 \text{ kN m}^{-2}$$

Muuttuva kuorma (pientareella):

$$q_P = 9 \text{ kN m}^{-2}$$

1.4 Taulukon A.3a(FI) Kuormien $\gamma(F)$ tai kuorman vaikutusten $\gamma(E)$ osavarmuusluvut (STR/GEO, mitoitus tapa DA2*):

	<u>Yhtälö 6.10a:</u>	<u>Yhtälö 6.10b:</u>
Pysyvä kuorma:	$\gamma_{G_a} = 1.35$	$\gamma_{G_b} = 1.15$
Määräävä muuttuva kuorma (tieliikennekuorma):	$\gamma_{Q_a} = 0$	$\gamma_{Q_b} = 1.35$

1.5 Geolujitteen osavarmuusluvut, NCCI7:

Lujitteen materiaali- kerroin:

$$\gamma_{re} = 1$$

Liukuminen lujitteen pintaa pitkin:

$$\gamma_s = 1.1$$

Lujitteen ulosvetovastus (ankkuroituminen):

$$\gamma_p = 1.1$$

1.6 Aktiivimaanpaine kerroin:**Coulombin kaava:**Aktiivi seinäkitkakulma: $\delta_a = \frac{2}{3} \cdot \phi_{cv.k} = 0.37$

$$\delta_a = 21.33^\circ$$

$$K_{ad} = \frac{\cos(\phi_{cv.k})^2}{\cos(\delta_a) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_{cv.k} + \delta_a) \cdot \sin(\phi_{cv.k})}{\cos(\delta_a)}} \right)^2}$$

$$= \frac{\cos(32^\circ)^2}{\cos(0.37) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(32^\circ + 0.37) \cdot \sin(32^\circ)}{\cos(0.37)}} \right)^2}$$

$$K_{ad} = 0.28$$

2. Laskentamallin soveltuvuus tarkastelutapaukseen

2.1 Paalutetun penkereen paikallismurtumaehto:

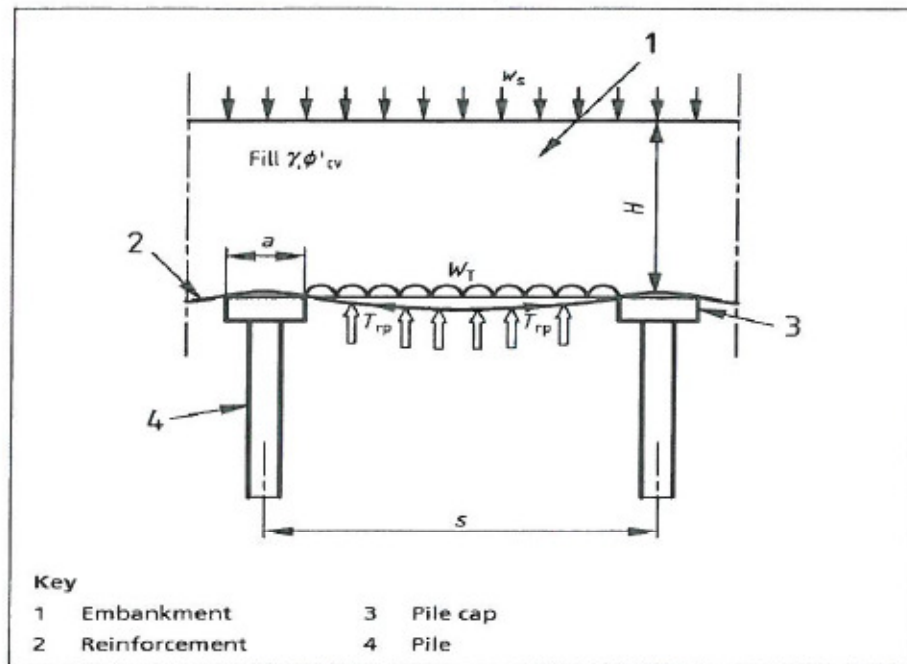
$$H_m = 2.4 \text{ m} \geq 0.7 \cdot (s_{kk} - a) = 0.7 \cdot (2 \cdot \text{m} - 0.8 \cdot \text{m}) = 0.84 \text{ m} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

2.2 Paalujen pinta-alan peittävyysehto:

$$\frac{a^2}{s_{kk}^2} = \frac{(0.8 \cdot \text{m})^2}{(2 \cdot \text{m})^2} = 0.16 \geq 0.10 \quad \Rightarrow \text{OK}$$

3. Pystysuoran kuorman vastaan ottamiseen vaadittava lujitevoima (T_{rp})

Figure 79 Variables used in determination of T_{rp}



$$\frac{p'_c}{\sigma'_v} = \left(\frac{C_c \cdot a}{H_m} \right)^2$$

p'_c on paaluhattulla vaikuttava pystysuora jännitys, kN/m^2

σ'_v pengertäytteen pohjalla vaikuttava pystysuora jännitys, kN/m^2

C_c holvaantumiskerroin

a paaluhattun leveys

e, f paalumateriaalista riippuvia kertoimia

Hiekkapaalut:

$$e_p = 1.5 \quad f = 0.07$$

3.2 Holvaantumiskerroin:

$$C_c = \frac{e_p \cdot H_m}{a} - f = \frac{1.5 \cdot 2.4 \cdot m}{0.8 \cdot m} - 0.07 = 4.43$$

3.3 Jännitysten suhde:

$$\frac{p'_c}{\sigma'_v} = \left(\frac{C_c \cdot a}{H_m} \right)^2 = \left(\frac{4.43 \cdot 0.8 \cdot m}{2.4 \cdot m} \right)^2 = 2.18$$

3.4 Paaluhattujen välinen tasainen kuorma (korkea pengeri):

$$H_m = 2.4 \text{ m} > 1.4 \cdot (s_{kk} - a) = 1.4 \cdot (2 \cdot m - 0.8 \cdot m) = 1.68 \text{ m}$$

=> Liikennekuormalla ei ole vaikutusta paaluhattujen väliseen tasaiseen kuormaan

$$w_t = \frac{1.4 \cdot \gamma_{penger} \cdot s_{kk} \cdot (s_{kk} - a)}{s_{kk}^2 - a^2} \cdot \left(s_{kk}^2 - a^2 \cdot \frac{p'_c}{\sigma'_v} \right)$$

$$\Rightarrow w_t = \frac{1.4 \cdot \gamma_{penger} \cdot s_{kk} \cdot (s_{kk} - a)}{s_{kk}^2 - a^2} \cdot \left[s_{kk}^2 - a^2 \cdot \left(\frac{C_c \cdot a}{H_m} \right)^2 \right]$$

$$= \frac{1.4 \cdot 20 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-3} \cdot 2 \cdot m \cdot (2 \cdot m - 0.8 \cdot m)}{(2 \cdot m)^2 - (0.8 \cdot m)^2} \cdot \left[(2 \cdot m)^2 - (0.8 \cdot m)^2 \cdot \left(\frac{4.43 \cdot 0.8 \cdot m}{2.4 \cdot m} \right)^2 \right]$$

$$w_t = 52.09 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



Yhtälö 6.10a:

$$w_{t_a} = \gamma_{G_a} \cdot w_t = 1.35 \cdot \frac{52.09 \cdot \text{kN}}{\text{m}} = 70.32 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



Yhtälö 6.10b:

$$w_{t_b} = \gamma_{G_b} \cdot w_t = 1.15 \cdot \frac{52.09 \cdot \text{kN}}{\text{m}} = 59.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

3.5 Kuormasta muodostuva lujitevoima:

$$T_{rp} = \frac{w_t \cdot (s_{kk} - a)}{2 \cdot a} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot \varepsilon}}$$

Yhtälö 6.10a:

$$T_{rp_a} = \frac{w_{t_a} \cdot (s_{kk} - a)}{2 \cdot a} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot \varepsilon_v}}$$

$$= \frac{70.32 \cdot \text{kN}}{m} \cdot (2 \cdot m - 0.8 \cdot m) \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot 0.04}}$$

$$T_{rp_a} = 119.88 \cdot \frac{\text{kN}}{m}$$

Yhtälö 6.10b:

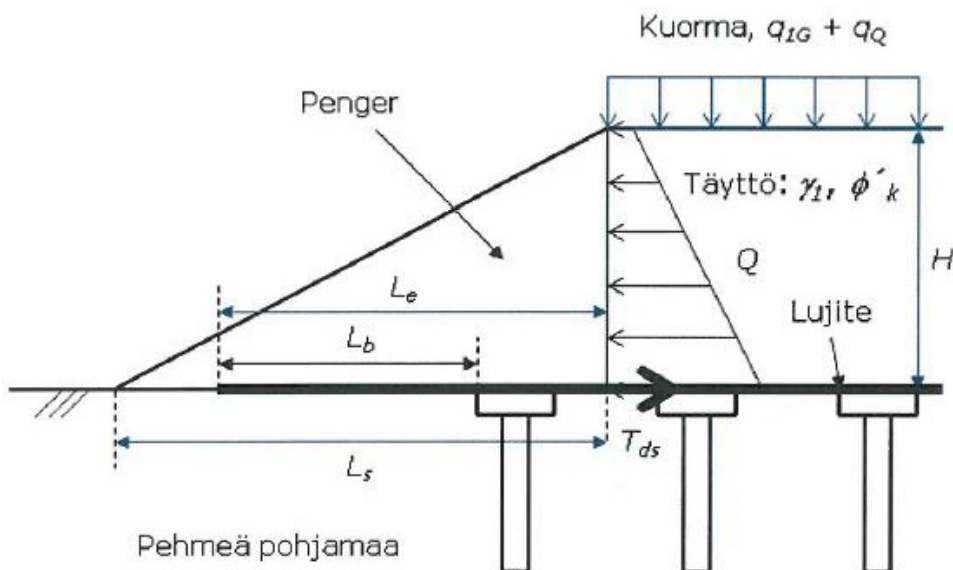
$$T_{rp_b} = \frac{w_{t_b} \cdot (s_{kk} - a)}{2 \cdot a} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot \varepsilon_v}}$$

$$= \frac{59.9 \cdot \text{kN}}{m} \cdot (2 \cdot m - 0.8 \cdot m) \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot 0.04}}$$

$$T_{rp_b} = 102.12 \cdot \frac{\text{kN}}{m}$$



4. Vaakasuoran maanpaineen vastaan ottamiseen vaadittava lujitevoima (T_{ds})



Lujitteeseen maanpaineen vaikutuksesta mobilisoitua voima (pintakuorma ja maan paino

$$T_{ds}(\gamma_G, \gamma_Q, q) = K_{ad} H_m (0.5 \gamma_G \gamma_{penger} H_m + \gamma_Q q)$$

Lujitteen ja pengermateriaalin välinen leikkauskestävyys luiskan alla

$$R_{ds}(h, L_e) = \gamma_{penger} \cdot h \cdot \alpha_I \cdot \tan(\phi_{cv,k}) \cdot L_e$$

Lujitteen ja pengermateriaalin välisen leikkauskestävyyden tulee täyttää ehto:

$$T_{dsI} \leq \frac{R_{dsI}}{\gamma_s}$$

Yhtälöt yhdistämällä saadaan pienin tartuntapituus:

$$L_e(T_{ds}, h) = \frac{T_{ds} \cdot \gamma_s}{\gamma_{penger} \cdot h \cdot \alpha_I \cdot \tan(\phi_{cv,k})}$$

Tartuntapituuden tulee täyttää reunaehto:

$$L_s \geq L_e \quad \text{missä luiskan leveys} \quad L_s = 9.6 \text{ m}$$

4.1 Kuorma 9 kN/m² luiskan reunalla

4.1.1 Lujitteeseen maanpaine kuorman vaikutuksesta mobilisoituva voima

Yhtälö 6.10a:

$$\begin{aligned} T_{ds_aI} &= T_{ds}(\gamma_{G_a}, \gamma_{Q_a}, q_p) \\ &= H_m \cdot K_{ad} (q_p \cdot \gamma_{Q_a} + 0.5 \cdot H_m \cdot \gamma_{penger} \cdot \gamma_{G_a}) \\ \text{D} \quad &= 2.4 \cdot \text{m} \cdot 0.3 \cdot (9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2} \cdot 0 + 0.5 \cdot 2.4 \cdot \text{m} \cdot 20 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-3} \cdot 1.4) = 21.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad T_{ds_aI} = 21.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Yhtälö 6.10b:

$$\begin{aligned} T_{ds_bI} &= T_{ds}(\gamma_{G_b}, \gamma_{Q_b}, q_p) \\ &= H_m \cdot K_{ad} (q_p \cdot \gamma_{Q_b} + 0.5 \cdot H_m \cdot \gamma_{penger} \cdot \gamma_{G_b}) \\ \text{D} \quad &= 2.4 \cdot \text{m} \cdot 0.28 \cdot (9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2} \cdot 1.35 + 0.5 \cdot 2.4 \cdot \text{m} \cdot 20 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-3} \cdot 1.15) = 26.24 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad T_{ds_bI} = 26.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Yhtälö 6.10c:

4.1.2 Lujitteen pienin tartuntapituus ja reunaehdon täytyminen, kun $L_s = 9.6m$

Yhtälö 6.10a:

$$\begin{aligned}
 L_{e_a1} &= L_e(T_{ds_a1}, h_s) \\
 &= \frac{T_{ds_a1} \cdot \gamma_s}{h_s \cdot \alpha_I \cdot \gamma_{penger} \cdot \tan(\phi_{cv,k})} \\
 &= \frac{\frac{21.39 \cdot kN}{m} \cdot 1.1}{1.2 \cdot m \cdot 0.9 \cdot 20 \cdot kN \cdot m^{-3} \cdot \tan(32^\circ)}
 \end{aligned}$$

$$L_{e_a1} = 1.74 m$$

Leveys_{I_a} = "OK"

Yhtälö 6.10b:

$$\begin{aligned}
 L_{e_b1} &= L_e(T_{ds_b1}, h_s) \\
 &= \frac{T_{ds_b1} \cdot \gamma_s}{h_s \cdot \alpha_I \cdot \gamma_{penger} \cdot \tan(\phi_{cv,k})} \\
 &= \frac{\frac{26.24 \cdot kN}{m} \cdot 1.1}{1.2 \cdot m \cdot 0.9 \cdot 20 \cdot kN \cdot m^{-3} \cdot \tan(32^\circ)}
 \end{aligned}$$

$$L_{e_b1} = 2.14 m$$

Leveys_{I_b} = "OK"

4.2 Ajoneuvokuorma pientareen leveyden etäisyydellä luiskan reunasta

Kuorma sijaitsee pientareen leveyden etäisyydellä luiskan reunasta.

4.2.1 Lujitteeseen maanpainekuorman vaikutuksesta mobilisoituva voima

Yhtälö 6.10a:

$$\begin{aligned}
 T_{ds_a2} &= T_{ds}(\gamma_{G_a}, \gamma_{Q_a}, q_I) \\
 &= H_m \cdot K_{ad} \left(q_I \cdot \gamma_{Q_a} + 0.5 \cdot H_m \cdot \gamma_{penger} \cdot \gamma_{G_a} \right) \\
 &= 2.4 \cdot m \cdot 0.28 \cdot \left(25 \cdot kN \cdot m^{-2} \cdot 0 + 0.5 \cdot 2.4 \cdot m \cdot 20 \cdot kN \cdot m^{-3} \cdot 1.35 \right) = 21.39 \cdot \frac{kN}{m} \quad T_{ds_a2} = 21.4 \cdot \frac{kN}{m}
 \end{aligned}$$



Yhtälö 6.10b:

$$\begin{aligned}
 T_{ds_b2} &= T_{ds}(\gamma_{G_b}, \gamma_{Q_b}, q_I) \\
 &= H_m \cdot K_{ad} \left(q_I \cdot \gamma_{Q_b} + 0.5 \cdot H_m \cdot \gamma_{penger} \cdot \gamma_{G_b} \right) \\
 &= 2.4 \cdot m \cdot 0.28 \cdot \left(25 \cdot kN \cdot m^{-2} \cdot 1.35 + 0.5 \cdot 2.4 \cdot m \cdot 20 \cdot kN \cdot m^{-3} \cdot 1.15 \right) = 40.49 \cdot \frac{kN}{m} \quad T_{ds_b2} = 40.5 \cdot \frac{kN}{m}
 \end{aligned}$$

4.2.2 Lujitteen pienin tartuntapituus ja reunaehdon täytyminen

Lujitteen ja pengermateriaalin välinen kestävyys pientareen osuudella:

$$\begin{aligned}
 R_{ds_piennar} &= R_{ds}(H_m, L_{piennar}) \\
 &= H_m \cdot L_{piennar} \cdot \alpha_I \cdot \gamma_{penger} \cdot \tan(\phi_{cv,k}) \\
 \boxed{\bar{L}} \quad &= 2.4 \cdot m \cdot 0.5 \cdot m \cdot 0.62 \cdot 0.9 \cdot 20 \cdot kN \cdot m^{-3} = 13.5 \cdot \frac{kN}{m} \qquad R_{ds_piennar} = 13.5 \cdot \frac{kN}{m}
 \end{aligned}$$

Lujitteeseen pientareen osuudella mobilisoitua lujitevoima voi olla enintään:

$$T_{ds_piennar} = \frac{R_{ds_piennar}}{\gamma_s} = \frac{2.4 \cdot m \cdot 0.5 \cdot m \cdot 0.62 \cdot 0.9 \cdot 20 \cdot kN \cdot m^{-3}}{1.1} = 12.27 \cdot \frac{kN}{m}$$

Luiskan osuudelle mobilisoitua lujitevoima:

$$T_{ds_lui}(T_{ds}) = T_{ds} - T_{ds_piennar}$$

Yhtälö 6.10a:

$$T_{ds_lui_a2} = \frac{21.39 \cdot kN}{m} - \frac{12.27 \cdot kN}{m} = 9.12 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$\boxed{\bar{L}} \quad L_{e_a2} = L_e(T_{ds_lui_a2}, h_s)$$

$$= \frac{T_{ds_lui_a2} \cdot \gamma_s}{h_s \cdot \alpha_I \cdot \gamma_{penger} \cdot \tan(\phi_{cv,k})}$$

$$\boxed{\bar{L}} \quad = \frac{\frac{9.1 \cdot kN}{m} \cdot 1.1}{1.2 \cdot m \cdot 0.9 \cdot 20 \cdot kN \cdot m^{-3} \cdot \tan(32^\circ)}$$

$$L_{e_a2} = 0.74 \text{ m}$$

$$\boxed{\text{Leveys}_2_a = \text{"OK"}}$$

Yhtälö 6.10b:

$$T_{ds_lui_b2} = \frac{40.49 \cdot kN}{m} - \frac{12.27 \cdot kN}{m} = 28.22 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$L_{e_b2} = L_e(T_{ds_lui_b2}, h_s)$$

$$= \frac{T_{ds_lui_b2} \cdot \gamma_s}{h_s \cdot \alpha_I \cdot \gamma_{penger} \cdot \tan(\phi_{cv,k})}$$

$$= \frac{\frac{28 \cdot kN}{m} \cdot 1.1}{1.2 \cdot m \cdot 0.9 \cdot 20 \cdot kN \cdot m^{-3} \cdot \tan(32^\circ)}$$

$$L_{e_b2} = 2.28 \text{ m}$$

$$\boxed{\text{Leveys}_2_b = \text{"OK"}}$$

5. Tarvittava tartuntapituus ulosvetovoimalle:

Valitaan mitoittavaksi lujitevoimaksi suurempi kohdissa 4.1 ja 4.2 lasketuista voimista:

$$L_p > L_b \quad L_p = 11.2 \text{ m}$$

Yhtälö 6.10a:

$$T_{ds_a_max} = 21.39 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$L_{b_a} = \frac{(T_{rp_a} + T_{ds_a_max}) \cdot \gamma_p}{\gamma_{penger} \cdot h_s \cdot \alpha_I \cdot \tan(\phi_{cv,k})}$$

$$= \frac{\left(\frac{119.88 \cdot kN}{m} + \frac{21.39 \cdot kN}{m} \right) \cdot 1.1}{20 \cdot kN \cdot m^{-3} \cdot 1.2 \cdot m \cdot 0.9 \cdot \tan(32^\circ)}$$

$$L_{b_a} = 11.51 \text{ m}$$

$$\boxed{Leveys_{b_a} = \text{"EI RIITÄ"}}$$

Yhtälö 6.10b:

$$T_{ds_b_max} = 40.49 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$L_{b_b} = \frac{(T_{rp_b} + T_{ds_b_max}) \cdot \gamma_p}{\gamma_{penger} \cdot h_s \cdot \alpha_I \cdot \tan(\phi_{cv,k})}$$

$$= \frac{\left(\frac{102.12 \cdot kN}{m} + 4.05 \times 10^4 \cdot kg \cdot s^{-2} \right) \cdot 1.1}{20 \cdot kN \cdot m^{-3} \cdot 1.2 \cdot m \cdot 0.9 \cdot \tan(32^\circ)}$$

$$L_{b_b} = 11.62 \text{ m}$$

$$\boxed{Leveys_{b_b} = \text{"EI RIITÄ"}}$$

=> Lujitteen häntä on ankkuroitava "mutkalle" penkereeseen riittävän tartuntapituuden saavuttam

6. Murtorajatilassa lujitteeseen kohdistuva kokonaislujitevoima penkereen pysty- ja vaakakuormasta:

Yhtälö 6.10a:

Penkereen pituussuunnassa:

$$T_{d_1a} = T_{rp_a} = 119.88 \cdot \frac{kN}{m}$$

Penkereen poikkisuunnassa (piennarkuorma):

$$\begin{aligned} T_{d_2a} &= T_{rp_a} + T_{ds_a1} \\ &= \frac{119.88 \cdot kN}{m} + \frac{21.39 \cdot kN}{m} \end{aligned}$$

$$T_{d_2a} = 141.27 \cdot \frac{kN}{m}$$

Penkereen poikkisuunnassa (ajoneuvokuorma):

$$\begin{aligned} T_{d_3a} &= T_{rp_a} + T_{ds_a2} \\ &= \frac{119.88 \cdot kN}{m} + \frac{21.39 \cdot kN}{m} \end{aligned}$$

$$T_{d_3a} = 141.27 \cdot \frac{kN}{m}$$

Yhtälö 6.10b:

$$T_{d_1b} = T_{rp_b} = 102.12 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$\begin{aligned} T_{d_2b} &= T_{rp_b} + T_{ds_b1} \\ &= \frac{102.12 \cdot kN}{m} + \frac{26.24 \cdot kN}{m} \end{aligned}$$

$$T_{d_2b} = 128.36 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$\begin{aligned} T_{d_3b} &= T_{rp_b} + T_{ds_b2} \\ &= \frac{102.12 \cdot kN}{m} + \frac{40.49 \cdot kN}{m} \end{aligned}$$

$$T_{d_3b} = 142.61 \cdot \frac{kN}{m}$$

7. Laskennan yhteenveto:

1. Lähtötiedot

Korkeus:	$H_m = 2.4\text{ m}$	
Penkereen luiskakaltevuus:	$n = 4$	
Luiskan leveys (1:n):	$L_s = 9.6\text{ m}$	
Pientareen leveys:	$L_{pienmar} = 0.5\text{ m}$	
Kriittisen tilan leikkauskestävyyskulma:	$\phi_{cv,k} = 32.^\circ$	
Pengermateriaalin tilavuuspaino:	$\gamma_{penger} = 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	
Muuttuvat kuormat:	$q_p = 9\text{ kPa}$	$q_l = 25\text{ kPa}$

2. Lujitevoimat ja tartuntapituudet:

	Muuttuva kuorma [kN/m]	Lujitevoima T_d [kN/m]		Tartuntapituus L_e [m]		Lujitepituuden riittävyys
		Yhtälö 6.10a	Yhtälö 6.10b	Yhtälö 6.10a	Yhtälö 6.10b	
Vaakasuoran maanpaineen vastaanottamiseen vaadittava lujitevoima	9	21,4	26,2	1,74	2,14	OK
	25	21,4	40,5	0,74	2,28	OK
Pystysuoran kuorman vastaanottamiseen vaadittava lujitevoima		119,9	102,1			
Vetovoima lujitteessa murtorajatilassa	pituussuunta	119,9	102,1			Lujitteen häntä on ankkuroitava "mutkalle" penkereeseen riittävän ankkuripituuden saamiseksi
	9	141,3	128,4			
	25	141,3	142,6	11,51	11,62	

3. Mitoituksen lopputulos:

Lujitteen mitoituslujuus :

- penkereen pituussuunnassa vähintään $f_{d_pit} = 120 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- penkereen poikkisuunnassa vähintään $f_d = 143 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Lujitteen ankkurointipituus luiskassa on vähintään $L_e = 11.62\text{ m}$

Pile + concrete slab (1/3):

Summary of the dimension calculations are presented at this page.

Paalulaatan lähtötiedot

- pengerkorkeus + laatan paksuus 2,4 m
- liikennekuorma Livi:n ohjeiden mukaan
- paalujen pituus 7,5 m

Paalulaatan suunnittelun valinnat

- paalutustyöluokka PLT2
- betonin lujuusluokka C30/37-2
- suojabetoni
 - yläpinta 50 mm
 - alapinta 100 mm
- laatan paksuus 0,4 m
- pengertäyttö 2,0 m
- penkereen tiheys 21 kN/m³
- liikennekuorma 42 kN/m²
- paalut TB300a (300x300)
- paalujako
 - pituussuunta 2,1 m
 - poikkisuunta 2,3 m

Laskentatulokset

- max. paalukuorma 590 kN
- rauditus ylä- ja alapinnassa kumpaankin suuntaan d16 k130
 - rauditusmäärä betonikuutiossa 121 kg/m³
- lävistysvoima 500 kN
- lävistyskestävyys 580 kN

Pile + concrete slab (2/3):

The punching capacity of concrete slab have been examined in the calculation of this page (only page 1 is presented, the length of the examination is 6 pages).

▼ Alkuarvot

Teräsbetonilaatan lävistys

Neliön muotoinen tuki

Alkuarvot

Laatan korkeus	$h := 400\text{mm}$
Paalun sivumitta	$d_p := 300\text{mm}$

▲ Alkuarvot

▼ Materiaali

Materiaalit

Betoni

Betonin lujuusluokka

$f_{ck} := f_{ck0} \cdot \text{MPa}$ $f_{ck} = 30 \cdot \text{MPa}$

Toteutusluokka

Betonin osavarmuusluvut

$\gamma_C :=$	$\begin{cases} 1.35 & \text{if } t_l = 3 \\ 1.5 & \text{if } t_l = 2 \end{cases}$	$\gamma_C = 1.5$
---------------	---	------------------

$\gamma_{C,a} := 1.2$ (onnettomuustilanne)

Puristuslujuuden kerroin $\alpha_{cc} := 0.85$

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo $f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C}$ $f_{cd} = 17 \cdot \text{MPa}$

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo onnettomuustilanteessa $f_{cd,a} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{C,a}}$ $f_{cd,a} = 21.25 \cdot \text{MPa}$

Keskimääräinen puristuslujuus (t=28) $f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{MPa}$ $f_{cm} = 38 \cdot \text{MPa}$

Keskimääräinen puristuslujuus

$f_{ctm} :=$	$\begin{cases} 0.30 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa} & \text{if } f_{ck} \leq 50 \text{MPa} \\ 2.12 \cdot \ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{10 \text{MPa}} \right) \cdot \text{MPa} & \text{otherwise} \end{cases}$	$f_{ctm} = 2.896 \cdot \text{MPa}$
--------------	---	------------------------------------

Vetolujuuden 5% fraktiili $f_{ctk,0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm}$ $f_{ctk,0.05} = 2.028 \cdot \text{MPa}$

Vetolujuuden 95% fraktiili $f_{ctk,0.95} := 1.3 \cdot f_{ctm}$ $f_{ctk,0.95} = 3.765 \cdot \text{MPa}$

Vetolujuuden mitoitusarvo $f_{ctd} := \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_C}$ $f_{ctd} = 1.352 \cdot \text{MPa}$

Pile + concrete slab (3/4):

The bending moment and shear capacity have examined at pages 3/4 and 4/4.

Betoni		h (paksuus)		400		mm			
Lujuusluokka	C30/37	C _{nom}		50		mm			
Toteutusluokka	2	yläpinta		100		mm			
γ _c	1,5	Halkeilun rajoittaminen							
α _{cc}	0,85	W _{tav.raja}	0,2		mm				
f _{ck}	30	W _{pitka.raja}	0,15		mm				
f _{cm}	38	k ₁	0,8						
f _{cd}	17	k ₂	1,0						
f _{ctm}	2,9	k ₃	3,4						
f _{ctk,0.05}	2	k ₄	0,425						
f _{ctd}	1,33	k _{t,tav}	0,6						
E _{cm}	33	k _{t,pitka}	0,4						
η	1	α _g = E _s /E _{cm}	6,061						
λ	0,8	Viruminen							
ε _{cu3}	3,5	Sementti tyyppi	N						
Rauditus		Sitkeysluokka		RH		80		%	
Tyyppi	B500B	B		E _c (1vrk)		34,65		MPa	
Suunta	poikittais	ulkona		α		0			
γ _s	1,15			t ₀		28,0		vrk	
f _{yk}	500	MPa		α ₁		0,94			
f _{yd}	434	MPa		α ₂		0,98			
E _s	200	GPa		β(f _{cm})		2,73			
ε _s	2,5	% / 10		β(t ₀)		0,49			
Δc _{dev}	5	mm							
Alue		Tuen yli		Kenttä		MUUT		MUUT	
		pituus	poikittais	pituus	poikittais	pituus	poikittais	pituus	poikittais
		yläpinta	yläpinta	alapinta	alapinta	yläpinta	yläpinta	alapinta	alapinta
		Mx (T)	My (T)	Mx(B)	My (B)	Mx (T)	My (T)	Mx(B)	My (B)
M _{mrk}		71	76	31	32	0	0	0	0
M _{tav}		40	43	17	18	1	1	1	1
M _{pitka}		38	41	16	17	1	1	1	1
kerros 1		T16k130	T16k130	T16k130	T16k130	T16k130	T16k130	T16k130	T16k130
φ _{eq}		16	16	16	16	16	16	16	16
k _{eq}		130	130	130	130	130	130	130	130
k _{min}		130	130	130	130	130	130	130	130
φ _{max}		16	16	16	16	16	16	16	16
C _{nom} (C _{min} +Δc _{dev})		50	50	100	100	50	50	100	100
A _{sr,min} /A _{sp}		31,8 %	20,0 %	26,9 %	20,0 %	31,8 %	20,0 %	26,9 %	20,0 %
min.tarkista		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
A _{sr,max}		8000	8000	8000	8000	8000	8000	8000	8000
max.tarkista		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
d _{eq}		326,0	342	276	292	326	342	276,0	292
k _{min.all}		56	56	56	56	56	56	56	56
l _{bd}		585	585	410	410	585	585	410	410
l _o		1165	1165	820	820	1165	1165	820	820
r _{min} (min)		40	40	40	40	40	40	40	40
r _{min} (pää)		195	195	195	195	195	195	195	195
w _{tav.all}		0,280	0,222	0,244	0,211	0,280	0,222	0,244	0,211
w _{pitka.all}		0,210	0,167	0,183	0,158	0,210	0,167	0,183	0,158

TAIVUTUSMOMENTIN TULOKSET										
	pituus		poikittais		pituus		poikittais		pituus	
	yläpinta	yläpinta	alapinta	alapinta	yläpinta	yläpinta	alapinta	alapinta	alapinta	alapinta
	Mx (T)	My (T)	Mx(B)	My (B)	Mx (T)	My (T)	Mx(B)	My (B)	Mx(B)	My (B)
	Tuen yli	Tuen yli	Kenttä	Kenttä	MUUT	MUUT	MUUT	MUUT	MUUT	MUUT
Asp/Asr.min	31,8 %	20,0 %	26,9 %	20,0 %	31,8 %	20,0 %	26,9 %	20,0 %		
min.tarkista	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK		
Asp/Asr	33,1 %	33,8 %	16,9 %	16,5 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %		
MRT	OK	OK	OK	OK	NA	NA	NA	NA		
wfrq/wfrq.all	55,1 %	65,5 %	42,8 %	45,7 %	1,4 %	1,5 %	2,5 %	2,5 %		
KRT.freq	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK		
wqp/wqp.all	67,7 %	80,1 %	53,5 %	56,6 %	1,8 %	2,0 %	3,3 %	3,3 %		
KRT.quasi	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK		
Käyttöaste	67,7 %	80,1 %	53,5 %	56,6 %	31,8 %	20,0 %	26,9 %	20,0 %		
Yhteenveto	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK		

LEIKKAUS (vain betoni)					
V_{Ed}	160	kN	p_i	0,452 %	
N_{Ed}	0	kN	k	1,76	
b_w	1,000	m	k_1	0,15	
Vetoteräs	poikittais yläpinta Tuen yli		$C_{Rd,c}$	0,1200	
d	342	mm	v_{min}	0,449	MPa
A_{sl}	0,0015	m ²	$V_{Rd,c,min}$	154	kN
A_c	0,0004	m ²	$V_{Rd,c}$	173	kN
σ_{cp}	0	MPa	V_{Ed}/V_{Rd}	92,6 %	
			$V_{co,tark}$	OK	

		Unit	Amount	Unit Price	Total
Pile and concrete slab foundation over 3 m thick peat				0.00 €	250 771 €
20201	Preparing worksite (milling) *	m2	1 332	0.57 €	759 €
30106.0	Excavation from soil extration area *	m3	2 393	1.00 €	2 393 €
	Embankment and surcharge (excavation and loading)				
30106.1	Embankment material *	m3	2 393	4.50 €	10 769 €
	Material prices				
30106.2	Embankment and surcharge material transport *	m3	2 393	4.27 €	10 218 €
	30 km				
30402.1	Working platform for piling 0.5 m	m3	510	1.93 €	984 €
	Material, spreading, compacting (estimated to settle 0.5 m to peat layer)				
30701a	Geotextile profile 1 *	m2	1 020	0.94 €	959 €
30701a	Reinforced concrete slab	m3	408	380.00 €	155 040 €
30701a	Concrete piles (300 mm x 300 mm)	m	1 248	35.00 €	43 680 €
30701a	Piledriving into soil	m	1 248	11.50 €	14 352 €
30701a	Pile head cutting	pcs	208	20.00 €	4 160 €
30402.1	Embankment construction *	m3	1 883	1.93 €	3 634 €
	Material, spreading, compacting				
40504	Base layer #2/64 h=15 cm *	m3	100	19.64 €	1 964 €
	spread, level, compact				
40504.1	Base layer transport *	m3	100	4.27 €	427 €
	30 km				
44001	Gravel pavement *	m2	663	2.16 €	1 432 €
	#8/12				

Sand columns (3 m thick peat layer)				0.00 €	91 611 €
20201	Preparing worksite (milling) *	m2	1 332	0.57 €	759 €
30106.0	Excavation from soil extration area *	m3	2 901	1.00 €	2 901 €
	<i>Embankment and surcharge (excavation and loading)</i>				
30106.1	Embankment material *	m3	2 901	4.50 €	13 055 €
	<i>Material prices</i>				
30106.2	Embankment and surcharge material transport *	m3	2 901	4.27 €	12 387 €
	30 km				
30402.1	Working platform for piling 0.5 m	m3	510	1.93 €	984 €
	<i>Material, spreading, compacting (estimated to settle 0.5 m to peat layer)</i>				
30402.1	Filling material of the sand columns (d=800, 3.5 m)	m3	508	1.93 €	980 €
	<i>Filling of the columns</i>				
30701a	Geotextile profile 1 *	m2	1 332	0.94 €	1 252 €
30701a	Geotextiles on top of sand columns (2-layers)	m2	2 784	5.50 €	15 313 €
30701a	Sand columns geotextile material (d=800 mm)	m2	2 542	7.50 €	19 065 €
30701a	Metal casing driving into soil and filling of the columns	m	1 012	11.50 €	11 638 €
30701a	Metal casing vibrating up	m	1 012	5.75 €	5 819 €
30402.1	Embankment construction *	m3	1 883	1.93 €	3 634 €
	<i>Material, spreading, compacting</i>				
40504	Base layer #2/64 h=15 cm *	m3	100	19.64 €	1 964 €
	<i>spread, level, compact</i>				
40504.1	Base layer transport *	m3	100	4.27 €	427 €
	30 km				
44001	Gravel pavement *	m2	663	2.16 €	1 432 €
	#8/12				

Granulated blast furnace slag (design similar to test section 1)				0.00 €	94 569 €
20201	Preparing worksite (milling) *	m2	1 332	0.57 €	759 €
30106.0	Excavation from soil extration area *	m3	2 564	1.00 €	2 564 €
	<i>surcharge (excavation and loading)</i>				
30106.1	Embankment (Slag)	m3	1 883	25.00 €	47 075 €
	<i>Material prices</i>				
30106.1	Surcharge material *	m3	2 564	4.50 €	11 538 €
	<i>Material prices</i>				
30106.2	Embankment (slag) transport	m3	1 883	7.12 €	13 407 €
	<i>50 km</i>				
30106.2	Surcharge material transport *	m3	2 564	4.27 €	10 948 €
	<i>30 km</i>				
30402.1	Embankment construction *	m3	1 883	1.93 €	3 634 €
	<i>Material, spreading, compacting</i>				
30402.21	Surcharge construction *	m3	2 564	1.50 €	3 846 €
	<i>Material, spreading, compact</i>				
30402.22	Surcharge removal *	m3	2 564	1.00 €	2 564 €
	<i>Excavation, loading</i>				
30402.23	Surcharge transport to next section *	m3	2 564	0.55 €	1 410 €
	<i>Transport 2-3 km</i>				
30402.24	Surcharge material benefit in next section *	m3	2 564	-9.77 €	-25 050 €
	<i>Transported to final road embankment where is no ground preparation operations (solid soil areas etc.)</i>				

30402.25	Material settlement (excavation, material, transport, construction) *	m3	650	11.70 €	7 605 €
	settlement = 0.94 m				
30701a	Geotextile profile 1 *	m2	663	0.94 €	623 €
30701b	Geotextile profile 3 *	m2	180	1.41 €	254 €
30702	Georeinforcement 600/50 *	m2	1 350	7.09 €	9 568 €
40504	Base layer #2/64 h=15 cm *	m3	100	19.64 €	1 964 €
	spread, level, compact				
40504.1	Base layer transport *	m3	100	4.27 €	427 €
	30 km				
44001	Gravel pavement *	m2	663	2.16 €	1 432 €
	#8/12				

1. VÕÖBU KATSELÕIGU TÖÖMAHTUDE LOEND

SEKTSIOON 0

Artikli nr	Tööde kirjeldus	Möötüühik	Maht
1	2	3	4
30105	Turba kaevandamine; $h_{kesk}=1,80m$	m^3	2 325
30106	Kaevamine karjäärast (muldkeha ehituseks juurdeveetav materjal + vedu)	m^3	3 778
30402	Muldkeha ehitamine juurdeveetava liiv- või kruusliiv pinnasega	m^3	3 778
40504	Paekivikillustikust tehnoloogiline kiht fr 2/64; h=15cm	m^2	663
44001	1x pindamine paekivikillustikuga fr 8/12	m^2	663

SEKTSIOON 1

Artikli nr	Tööde kirjeldus	Möötüühik	Maht
1	2	3	4
20201	Raadamine, kändude ja mätaste freesimine	m^2	1 332
30106	Kaevamine karjäärast (muldkeha ehituseks juurdeveetav materjal + ülekoormus + vedu)	m^3	4 447
30402	Muldkeha ehitamine juurdeveetava liiv- või kruusliiv pinnasega	m^3	1 883
30701a	Geotekstiil; 1. profiil	m^2	663
30701b	Geotekstiil; 3. profiil	m^2	180
30702	Geotekstiil; 600/50	m^2	1 350
40504	Paekivikillustikust tehnoloogiline kiht fr 2/64; h=15cm	m^2	663
44001	1x pindamine paekivikillustikuga fr 8/12	m^2	663
xxxxx	Ülekoormuse pinnase paigaldamine	m^3	2 564

SEKTSIOON 2

Artikli nr	Tööde kirjeldus	Möötüühik	Maht
1	2	3	4
20201	Raadamine, kändude ja mätaste freesimine	m^2	1 129
30106	Kaevamine karjäärast (muldkeha ehituseks juurdeveetav materjal + ülekoormus + vedu)	m^3	4 232
30402	Muldkeha ehitamine juurdeveetava liiv- või kruusliiv pinnasega	m^3	1 752
30701a	Geotekstiil; 1. profiil	m^2	663
30701b	Geotekstiil; 3. profiil	m^2	180
30702a	Geotekstiil; 400/50	m^2	1 295
30702b	Geotekstiil; 200/50	m^2	1 285
40504	Paekivikillustikust tehnoloogiline kiht fr 2/64; h=15cm	m^2	663
44001	1x pindamine paekivikillustikuga fr 8/12	m^2	663
xxxxx	Ülekoormuse pinnase paigaldamine	m^3	2 480

1. VÕÖBU KATSELÕIGU TÖÖMAHTUDE LOEND

SEKTSIOON 3

Artikli nr	Tööde kirjeldus	Möötühik	Maht
1	2	3	4
20201	Raadamine, kändude ja mätaste freesimine	m ²	1 142
30106	Kaevamine karjäärast (muldkeha ehituseks juurdeveetav materjal + ülekoormus + vedu)	m ³	3 257
30402	Muldkeha ehitamine juurdeveetava liiv- või kruusliiv pinnasega	m ³	764
30701a	Geotekstiil; 1. profiil	m ²	663
30701b	Geotekstiil; 3. profiil	m ²	1 131
30703	Geovõrk 40/40	m ²	1 131
30706	Paekivikillustikuga täidetud geokärg; h=1,0m	m ²	1 015
40504	Paekivikillustikust tehnoloogiline kiht fr 2/64; h=15cm	m ²	663
44001	1x pindamine paekivikillustikuga fr 8/12	m ²	663
xxxxx	Ülekoormuse pinnase paigaldamine	m ³	2 493

SEKTSIOON 4

Artikli nr	Tööde kirjeldus	Möötühik	Maht
1	2	3	4
20201	Raadamine, kändude ja mätaste freesimine	m ²	1 149
30106	Kaevamine karjäärast (muldkeha ehituseks juurdeveetav materjal + ülekoormus + vedu)	m ³	2 267
30402	Muldkeha ehitamine juurdeveetava liiv- või kruusliiv pinnasega	m ³	894
30701a	Geotekstiil; 1. profiil	m ²	663
30701b	Geotekstiil; 3. profiil	m ²	850
30702	Geotekstiil; 400/50	m ²	1 147
40504	Paekivikillustikust tehnoloogiline kiht fr 2/64; h=15cm	m ²	663
44001	1x pindamine paekivikillustikuga fr 8/12	m ²	663
xxxxx	Ülekoormuse pinnase paigaldamine	m ³	1 254
xxxxx	Fibo kergkruus 10-20; h=100cm	m ³	941

1. VÕÖBU KATSELÕIGU TÖÖMAHTUDE LOEND

SEKTSIOON 5

Artikli nr	Tööde kirjeldus	Möötüühik	Maht
1	2	3	4
20201	Raadamine, kändude ja mätaste freesimine	m ²	1 168
30106	Kaevamine karjäärast (muldkeha ehituseks juurdeveetav materjal + ülekoormus + vedu)	m ³	2 250
30402a	Muldkeha ehitamine juurdeveetava liiv- või kruusliiv pinnasega; (I etapp)	m ³	550
30402b	Muldkeha ehitamine juurdeveetava liiv- või kruusliiv pinnasega; II etapp	m ³	1 010
30701a	Geotekstiil pindamise peale; 1. profiil	m ²	663
30701b	Geotekstiil ehituskile peale; 1. profiil	m ²	826
30701c	Geotekstiil ehituskile peale; 3. profiil	m ²	210
30702	Geotekstiil; 400/50	m ²	1 158
30703	Geovõrk 40/40	m ²	826
40504	Paekivikillustikust tehnoloogiline kiht fr 2/64; h=15cm	m ²	663
44001	1x pindamine paekivikillustikuga fr 8/12	m ²	663
xxxxx	Ülekoormuse pinnase paigaldamine	m ³	690
xxxxx	ESP 120 geofaam; 6100x1240x525; esimene kiht	m ²	795
xxxxx	ESP 200 geofaam; 6100x1240x525; teine kiht	m ²	745
xxxxx	ESP 200 geofaam; 3000x1200x200; kolmas kiht	m ²	450
xxxxx	ESP 200 geofaam; 3000x1200x200; neljas kiht	m ²	180
xxxxx	Ehituskile; h=0,5mm	m ²	826

TEHNOLOOGILINE SEKTSIOON

Artikli nr	Tööde kirjeldus	Möötüühik	Maht
1	2	3	4
20201	Raadamine, kändude ja mätaste freesimine	m ²	565
30106	Kaevamine karjäärast (muldkeha ehituseks juurdeveetav materjal + vedu)	m ³	460
30107	Kraavide kaevamine	m ³	220
30402	Muldkeha ehitamine juurdeveetava liiv- või kruusliiv pinnasega	m ³	460
30702	Geotekstiil; 3. profiil	m ²	263
51001	Plastiktruup; d=400mm	m	19

Märkused:

1. Esitatud töödemahtud on teoreetilised, st need on mõõdetud jooniste alusel ehitustarindi geomeetristest mõõtmetest lähtuvalt (materjalid on arvestatud paigaldatuna ja tihendatuna).
2. Geovõrkude ja geotekstiilide mahtude puhul ei ole arvestatud ülekatete ja kadudega.
3. Kõik mahud tuleb tööde käigus täpsustada.
4. Kõikide seadmete ja materjalide puhul on lubatud nende asendamine teiste vähemalt samaväärsete toodetega juhul, kui asendamine kooskõlastatakse Tellijaga.
5. Töömahuloendi koostamisel on kasutatud 02.01.2015 teetööde tehnilise kirjelduse versiooni.

Unit Prices

Pay item		Unit	Price
4000	Rakennustekniset rakennusosat		
4900	Muut rakennusosat		
44001	Gravel pavement #8/12	m2	2.16 €
20201	Preparing worksite (milling)	m2	0.57 €
30105	Excavating peat h = 1.8 m	m3	1.00 €
30105.1	Peat transportation 30 km	m3	1.42 €
30106.0	Excavation from soil extration area	m3	1.00 €
30106.1	Embankment and surcharge (excavation and loading) Embankment and surcharge material	m3	4.50 €
30106.2	Material prices Embankment and surcharge material transport 30 km	m3	4.27 €
30402.0	Preloading embankment (Phase 1) Material, spreading, compact and leveling after preload	m3	1.93 €
30402.1	Embankment construction Material, spreading, compacting	m3	1.93 €
30402.21	Surcharge construction Material, spreading, compact	m3	1.50 €
30402.22	Surcharge removal Excavation, loading	m3	1.00 €
30402.23	Surcharge transport to next section Transport 2-3 km	m3	0.55 €
30402.24	Surcharge material benefit in next section Transported to final road embankment where is no ground preparation operations (solid soil areas etc.)	m3	-9.77 €
30402.25	Material settlement (excavation, material, transport, construction)	m3	11.70 €
30701a	Geotextile profile 1	m2	0.94 €
30701b	Geotextile profile 3	m2	1.41 €
30702	Georeinforcement 600/50	m2	7.09 €
30702a	Georeinforcement 400/50	m2	5.37 €
30702b	Georeinforcement 200/50	m2	3.47 €
30703	Georeinforcement 40/40	m2	2.72 €
30706.1	Geocell, Vertical Tensar SR-grid	m2	5.00 €
30706.2	Geocell, Horizontal TriAx-grid	m2	5.00 €
30706.3	Geocell, additional cost for assembling 5 pax, 4 days, 10e/h	kpl	1 600.00 €
30706.4	Geocell filling #2/64	m3	19.64 €
40504	Base layer #2/64 h=15 cm spread, level, compact	m3	19.64 €
40504.1	Base layer transport 30 km	m3	4.27 €
99999	LWA Fibo LWA 10-20 (include transport 0-150km)	m3	45.65 €
99999	EPS 120 including transport	m3	43.92 €
99999	Plastic membrane	m2	2.00 €
99999	EPS 200 including transport	m3	57.05 €

Cost comparison calculations

		Unit	Amount	Unit Price	Total
Test section 0 (Mass replacement)				0.00 €	53 169 €
30105	Excavating peat *	m3	2 325	1.00 €	2 325 €
	<i>h = 1.8 m</i>				
30105.1	Peat transportation *	m3	2 325	1.42 €	3 302 €
	<i>10 km</i>				
30106.0	Embankment and surcharge material transport *	m3	3 778	4.27 €	16 132 €
	<i>30 km</i>				
30106.0	Excavation from soil extration area *	m3	3 778	1.00 €	3 778 €
	<i>Embankment and surcharge (excavation and loading)</i>				
30106.0	Embankment and surcharge material *	m3	3 778	4.50 €	17 001 €
	<i>Material prices</i>				
30402.1	Embankment construction *	m3	3 778	1.93 €	7 292 €
	<i>Material, spreading, compacting</i>				
40504	Base layer #2/64 h=15 cm *	m3	100	14.81 €	1 481 €
	<i>spread, level, compact</i>				
40504.1	Base layer transport *	m3	100	4.27 €	427 €
	<i>30 km</i>				
44001	Gravel pavement *	m2	663	2.16 €	1 432 €
	<i>#8/12</i>				

Test section 1 (1-layer georeinforcement)				0.00 €	52 484 €
20201	Preparing worksite (milling) *	m2	1 332	0.57 €	759 €
30106.0	Excavation from soil extration area *	m3	4 447	1.00 €	4 447 €
	<i>Embankment and surcharge (excavation and loading)</i>				
30106.1	Embankment and surcharge material *	m3	4 447	4.50 €	20 012 €
	<i>Material prices</i>				
30106.2	Embankment and surcharge material transport *	m3	4 447	4.27 €	18 989 €
	<i>30 km</i>				
30402.1	Embankment construction *	m3	1 883	1.93 €	3 634 €
	<i>Material, spreading, compacting</i>				
30402.21	Surcharge construction *	m3	2 564	1.50 €	3 846 €
	<i>Material, spreading, compact</i>				
30402.22	Surcharge removal *	m3	2 564	1.00 €	2 564 €
	<i>Excavation, loading</i>				
30402.23	Surcharge transport to next section *	m3	2 564	0.55 €	1 410 €
	<i>Transport 2-3 km</i>				
30402.24	Surcharge material benefit in next section *	m3	2 564	-9.77 €	-25 050 €
	<i>Transported to final road embankment where is no ground preparation operations (solid soil areas etc.)</i>				
30402.25	Material settlement (excavation, material, transport, construction) *	m3	650	11.70 €	7 605 €
	<i>settlement = 0.94 m</i>				
30701a	Geotextile profile 1 *	m2	663	0.94 €	623 €

30701b	Geotextile profile 3 *	m2	180	1.41 €	254 €
30702	Georeinforcement 600/50 *	m2	1 350	7.09 €	9 568 €
40504	Base layer #2/64 h=15 cm *	m3	100	19.64 €	1 964 €
	<i>spread, level, compact</i>				
40504.1	Base layer transport *	m3	100	4.27 €	427 €
	<i>30 km</i>				
44001	Gravel pavement *	m2	663	2.16 €	1 432 €
	<i>#8/12</i>				

Test section 2 (2-layer georeinforcement)				0.00 €	49 366 €
20201	Preparing worksite (milling) *	m2	1 129	0.57 €	644 €
30106.0	Excavation from soil extration area *	m3	4 232	1.00 €	4 232 €
	<i>Embankment and surcharge (excavation and loading)</i>				
30106.1	Embankment and surcharge material *	m3	4 232	4.50 €	19 044 €
	<i>Material prices</i>				
30106.2	Embankment and surcharge material transport *	m3	4 232	4.27 €	18 071 €
	<i>30 km</i>				
30402.1	Embankment construction *	m3	1 752	1.93 €	3 381 €
	<i>Material, spreading, compacting</i>				
30402.21	Surcharge construction *	m3	2 480	1.50 €	3 720 €
	<i>Material, spreading, compact</i>				
30402.22	Surcharge removal *	m3	2 480	1.00 €	2 480 €
	<i>Excavation, loading</i>				
30402.23	Surcharge transport to next section *	m3	2 480	0.55 €	1 364 €
	<i>Transport 2-3 km</i>				
30402.24	Surcharge material benefit in next section *	m3	2 480	-9.77 €	-24 230 €
	<i>Transported to final road embankment where is no ground preparation operations (solid soil areas etc.)</i>				
30402.25	Material settlement (excavation, material, transport, construction) *	m3	388	11.70 €	4 540 €
	<i>settlement = 0.56 m</i>				
30701a	Geotextile profile 1 *	m2	663	0.94 €	623 €

30701b	Geotextile profile 3 *	m2	180	1.41 €	254 €
30702a	Georeinforcement 400/50 *	m2	1 295	5.37 €	6 958 €
30702b	Georeinforcement 200/50 *	m2	1 285	3.47 €	4 463 €
40504	Base layer #2/64 h=15 cm *	m3	100	19.64 €	1 964 €
	<i>spread, level, compact</i>				
40504.1	Base layer transport *	m3	100	4.27 €	427 €
	30 km				
44001	Gravel pavement *	m2	663	2.16 €	1 432 €
	#8/12				

Test section 3 (Geocell)				0.00 €	82 991 €
20201	Preparing worksite (milling) *	m2	1 142	0.57 €	651 €
30106.0	Excavation from soil extration area *	m3	3 257	1.00 €	3 257 €
	<i>Embankment and surcharge (excavation and loading)</i>				
30106.1	Embankment and surcharge material *	m3	3 257	4.50 €	14 657 €
	<i>Material prices</i>				
30106.2	Embankment and surcharge material transport *	m3	3 257	4.27 €	13 907 €
	<i>30 km</i>				
30402.1	Embankment construction *	m3	764	1.93 €	1 475 €
	<i>Material, spreading, compacting</i>				
30402.21	Surcharge construction *	m3	2 493	1.50 €	3 740 €
	<i>Material, spreading, compact</i>				
30402.22	Surcharge removal *	m3ktr	2 493	1.00 €	2 493 €
	<i>Excavation, loading</i>				
30402.23	Surcharge transport to next section *	m3ktr	2 493	0.55 €	1 371 €
	<i>Transport 2-3 km</i>				
30402.24	Surcharge material benefit in next section *	m3	2 493	-9.77 €	-24 357 €
	<i>Transported to final road embankment where is no ground preparation operations (solid soil areas etc.)</i>				
30402.25	Material settlement (excavation, material, transport, construction) *	m3	1 191	11.70 €	13 935 €
	<i>settlement = 1.72 m</i>				
30701a	Geotextile profile 1 *	m2	663	0.94 €	623 €

30701b	Geotextile profile 3 *	m2	1 131	1.41 €	1 595 €
30703	Georeinforcement 40/40 *	m2	1 131	2.72 €	3 071 €
30706.1	Geocell, Vertical Tensar SR-grid *	m2	2 370	5.00 €	11 850 €
30706.2	Geocell, Horizontal TriAx-grid *	m2	1 015	5.00 €	5 075 €
30706.3	Geocell, additional cost for assembling *		1	1 600.00 €	1 600 €
	5 pax, 4 days, 10e/h				
30706.4	Geocell filling #2/64 *	m3	1 015	19.64 €	19 935 €
40504	Base layer #2/64 h=15 cm *	m3	100	19.64 €	1 964 €
	spread, level, compact				
40504.1	Base layer transport *	m3	1 105	4.27 €	4 718 €
	30 km				
44001	Gravel pavement *	m2	663	2.16 €	1 432 €
	#8/12				

Test section 4 (LWA)				0.00 €	83 101 €
20201	Preparing worksite (milling) *	m2	1 149	0.57 €	655 €
30106.0	Excavation from soil extration area *	m3	2 267	1.00 €	2 267 €
	<i>Embankment and surcharge (excavation and loading)</i>				
30106.1	Embankment and surcharge material *	m3	2 267	4.50 €	10 202 €
	<i>Material prices</i>				
30106.2	Embankment and surcharge material transport *	m3	2 267	4.27 €	9 680 €
	<i>30 km</i>				
30402.1	Embankment construction *	m3	894	1.93 €	1 725 €
	<i>Material, spreading, compacting</i>				
30402.21	Surcharge construction *	m3	1 254	1.50 €	1 881 €
	<i>Material, spreading, compact</i>				
30402.22	Surcharge removal *	m3	1 254	1.00 €	1 254 €
	<i>Excavation, loading</i>				
30402.23	Surcharge transport to next section *	m3	1 254	0.55 €	690 €
	<i>Transport 2-3 km</i>				
30402.24	Surcharge material benefit in next section *	m3	1 254	-9.77 €	-12 252 €
	<i>Transported to final road embankment where is no ground preparation operations (solid soil areas etc.)</i>				
30402.25	Material settlement (excavation, material, transport, construction) *	m3	1 046	11.70 €	12 238 €
	<i>settlement = 1.51 m</i>				
30701a	Geotextile profile 1 *	m2	663	0.94 €	623 €

30701b	Geotextile profile 3 *	m2	850	1.41 €	1 199 €
30702a	Georeinforcement 400/50 *	m2	1 147	5.37 €	6 163 €
40504	Base layer #2/64 h=15 cm *	m3	100	19.64 €	1 964 €
	<i>spread, level, compact</i>				
40504.1	Base layer transport *	m3	100	4.27 €	427 €
	<i>30 km</i>				
44001	Gravel pavement *	m2	663	2.16 €	1 432 €
	<i>#8/12</i>				
99999	LWA *	m3	941	45.65 €	42 953 €
	<i>Fibo LWA 10-20 (include transport 0-150km)</i>				

Test section 5 (EPS)				0.00 €	94 275 €
20201	Preparing worksite (milling) *	m2	1 168	0.57 €	666 €
30106.0	Excavation from soil extration area *	m3	2 250	1.00 €	2 250 €
	<i>Embankment and surcharge (excavation and loading)</i>				
30106.1	Embankment and surcharge material *	m3	2 250	4.50 €	10 125 €
	<i>Material prices</i>				
30106.2	Embankment and surcharge material transport *	m3	2 250	4.27 €	9 608 €
	<i>30 km</i>				
30402.0	Preloading embankment (Phase 1) *	m3	550	1.93 €	1 062 €
	<i>Material, spreading, compact and leveling after preload</i>				
30402.1	Embankment construction *	m3	1 010	1.93 €	1 949 €
	<i>Material, spreading, compacting</i>				
30402.21	Surcharge construction *	m3	690	1.50 €	1 035 €
	<i>Material, spreading, compact</i>				
30402.22	Surcharge removal *	m3	690	1.00 €	690 €
	<i>Excavation, loading</i>				
30402.23	Surcharge transport to next section *	m3	690	0.55 €	380 €
	<i>Transport 2-3 km</i>				
30402.24	Surcharge material benefit in next section *	m3	690	-9.77 €	-6 741 €
	<i>Transported to final road embankment where is no ground preparation operations (solid soil areas etc.)</i>				
30402.25	Material settlement (excavation, material, transport, construction) *	m3	838	11.70 €	9 805 €

settlement = 1.21 m

30701a	Geotextile profile 1 *	m2	1 489	0.94 €	1 400 €
30701b	Geotextile profile 3 *	m2	210	1.41 €	296 €
30702a	Georeinforcement 400/50 *	m2	1 158	5.37 €	6 222 €
30703	Georeinforcement 40/40 *	m2	826	2.72 €	2 243 €
40504	Base layer #2/64 h=15 cm *	m3	100	19.64 €	1 964 €
	<i>spread, level, compact</i>				
40504.1	Base layer transport *	m3	100	4.27 €	427 €
	<i>30 km</i>				
44001	Gravel pavement *	m2	663	2.16 €	1 432 €
	<i>#8/12</i>				
99999	EPS 120 *	m3	417	43.92 €	18 316 €
	<i>including transport</i>				
99999	Plastic membrane *	m2	826	2.00 €	1 652 €
99999	EPS 200 *	m3	517	57.05 €	29 496 €
	<i>including transport</i>				

Test section 0 (Mass replacement 3m peat)				0.00 €	75 360 €
30105	Excavating peat *	m3	3 875	1.00 €	3 875 €
	<i>h = 3 m</i>				
30105.1	Peat transportation *	m3	3 875	1.42 €	5 503 €
	<i>10 km</i>				
30106.0	Excavation from soil extration area *	m3	5 328	1.00 €	5 328 €
	<i>Embankment and surcharge (excavation and loading)</i>				
30106.0	Embankment and surcharge material *	m3	5 328	4.50 €	23 976 €
	<i>Material prices</i>				
30106.0	Embankment and surcharge material transport *	m3	5 328	4.27 €	22 751 €
	<i>30 km</i>				
30402.1	Embankment construction *	m3	5 328	1.93 €	10 283 €
	<i>Material, spreading, compacting</i>				
40504	Base layer #2/64 h=15 cm *	m3	100	14.81 €	1 481 €
	<i>spread, level, compact</i>				
40504.1	Base layer transport *	m3	100	7.32 €	732 €
	<i>20-25km</i>				
44001	Gravel pavement *	m2	663	2.16 €	1 432 €
	<i>#8/12</i>				

Test section 0 (Mass replacement 4m peat)			0.00 €	93 281 €	
30105	Excavating peat *	m3	5 160	1.00 €	5 160 €
	<i>h = 4 m</i>				
30105.1	Peat transportation *	m3	5 160	1.42 €	7 327 €
	<i>10 km</i>				
30106.0	Excavation from soil extration area *	m3	6 620	1.00 €	6 620 €
	<i>Embankment and surcharge (excavation and loading)</i>				
30106.0	Embankment and surcharge material transport *	m3	6 620	4.27 €	28 267 €
	<i>20-25 km</i>				
30106.0	Embankment and surcharge material *	m3	6 620	4.50 €	29 790 €
	<i>Material prices</i>				
30402.1	Embankment construction *	m3	6 620	1.93 €	12 777 €
	<i>Material, spreading, compacting</i>				
40504	Base layer #2/64 h=15 cm *	m3	100	14.81 €	1 481 €
	<i>spread, level, compact</i>				
40504.1	Base layer transport *	m3	100	4.27 €	427 €
	<i>30 km</i>				
44001	Gravel pavement *	m2	663	2.16 €	1 432 €
	<i>#8/12</i>				

Mass stabilization, case b: z = 1.8 m**56 256 €**

xxxxx	Mass stabilization	m3	2 325	15.00 €	34 875 €
	<i>h = 1.8 m</i>				
30106.0	Embankment (excavation and loading)	m3	1 453	4.27 €	6 204 €
	<i>30 km</i>				
30106.0	Excavation from soil extration area *	m3	1 453	1.00 €	1 453 €
	<i>Embankment and surcharge (excavation and loading)</i>				
30106.0	Embankment and surcharge material *	m3	1 453	4.50 €	6 539 €
	<i>Material prices</i>				
30402.1	Embankment construction *	m3	1 453	1.93 €	2 804 €
	<i>Material, spreading, compacting</i>				
40504	Base layer #2/64 h=15 cm *	m3	100	14.81 €	1 481 €
	<i>spread, level, compact</i>				
40504.1	Base layer transport *	m3	100	4.27 €	732 €
	<i>30 km</i>				
44001	Gravel pavement *	m2	663	2.16 €	2 168 €
	<i>#8/12</i>				

Mass stabilization, case c: z = 3 m **78 465 €**

xxxxx	Mass stabilization	m3	3 875	15.00 €	58 125 €
	<i>h = 3 m</i>				
30106.0	Excavation from soil extration area *	m3	1 453	1.00 €	1 453 €
	<i>Embankment (excavation and loading)</i>				
30106.0	Embankment and surcharge material *	m3	1 453	4.50 €	6 539 €
	<i>Material prices</i>				
30106.0	Embankment and surcharge material transport *	m3	1 453	4.27 €	6 204 €
	<i>20-25 km</i>				
30402.1	Embankment construction *	m3	1 453	1.93 €	2 804 €
	<i>Material, spreading, compacting</i>				
40504	Base layer #2/64 h=15 cm *	m3	100	14.81 €	1 481 €
	<i>spread, level, compact</i>				
40504.1	Base layer transport *	m3	100	4.27 €	427 €
	<i>30 km</i>				
44001	Gravel pavement *	m2	663	2.16 €	1 432 €
	<i>#8/12</i>				

Mass stabilization, case d: z = 4 m**97 740 €**

xxxxx	Mass stabilization	m3	5 160	15.00 €	77 400 €
	<i>h = 4 m</i>				
30106.0	Excavation from soil extration area *	m3	1 453	1.00 €	1 453 €
	<i>Embankment (excavation and loading)</i>				
30106.0	Embankment and surcharge material transport *	m3	1 453	4.27 €	6 204 €
	<i>20-25 km</i>				
30106.0	Embankment and surcharge material *	m3	1 453	4.50 €	6 539 €
	<i>Material prices</i>				
30402.1	Embankment construction *	m3	1 453	1.93 €	2 804 €
	<i>Material, spreading, compacting</i>				
40504	Base layer #2/64 h=15 cm *	m3	100	14.81 €	1 481 €
	<i>spread, level, compact</i>				
40504.1	Base layer transport *	m3	100	4.27 €	427 €
	<i>30 km</i>				
44001	Gravel pavement *	m2	663	2.16 €	1 432 €
	<i>#8/12</i>				

Uue teetrassi alla jäetud katselõigud

Sooala teemuldkeha teemad on: teekonstruktsiooni stabiilsus, vajumine ja kandevõime.

Stabiilsus:

Katselõik 0 ohutusfaktor libisemise vältimiseks on üle tähtsustatud. Hetkel ei ole kraavi ohutus lõikude 5 ja 0 vahel korras.

Muldkehade 1 kuni 5 ohutusfaktor tundub olevat hea, aga lõikude 1, 2, 3, 4 ja 5 tõest ohutusfaktorit ei ole võimalik arvutada ilma uue muldealuse turbakihi tiivikkatseta. Turba tugevus on tihenemise "funktsioon" ning see ei ole Võõbu turba kohta täpselt teada ega uuritud. Juhendmaterjalides on üldine info kuidas turba tugevus suureneb koormuse all tihendamise tõttu ning neid üldiseid "reegleid" kasutati katselõigu eelprojekti arvutustes.

Meie soovitus on teostada tiivikkatsed katsemuldetel, et uurida turba tugevuse kasvu 2016.a suve jooksul või vähemalt peale ülekoormuse muldkeha väljalõikamist. Seda infot on tarvis turba-ala teetrassi projekteerimiseks, kuhu stabiliseerimata turbakiht muldkeha alla jätta.

Vajumine:

Vajumiste mõõtmiste ja arvutuste põhjal tundub, et iga muldkeha vajum on selgelt väiksem kui 300 mm kümne aastaga. Prognoositud vajumine kümne aasta jooksul on arvutuslikult ja hinnanguliselt alla 100 mm.

Vajumite erinevused keskjoone ja äärte vahel tundub olevat vähene ja muldkeha ääred tunduvad vajuvat enam kui keskjoon – näib, et teemulde ristlõike kuju ei ole tasandav. Seetõttu on võimalik, et pinnase drenaaž teeäärtele edaspidi töötab.

Kandevõime:

Kandevõime sõltub pealisehituse kihtidest, mis peale ülekoormuse eemaldamist mulde ja pealisehitust nõudva kihi peale ehitatakse. Lõigud 1, 2, 3 ja 5 on tavalised mulded, mida võib pidada tavamaterjaliga muldeteks pealisehituse dimensioneerimiseks (kate ja aluskihid).

Pealisehituse dimensioneerimine on veidi keeruline kergkruusa ja EPS plokkide tõttu. Kergkruusa ja EPS plokkide tüüp ja parameetrid ning nende materjalide pealmise kihi vahemaa ja teepinna (punase joone) vahel on teada, seega kogu info pealisehituse dimensioneerimiseks on olemas ning on võimalik teostada teeprojekteerija tavaprojekteerimisena.

Lõikude 5 ja 0 vaheline kraav

Kraaviala lõikude 5 ja 0 vahel ei ole ehitatud ning vajalik on teostada mullatõid. Üks võimalus on ehitada drenaažitruup lõik 0 keskele ning viia kraav sinna hiljem. Peale kraavitrassi liigutamist on võimalik ehitada ala lõik 5 ja 0 vahel vastavalt lõplikule teeprojektile (geotehniline, tee ja drenaaži projekt). Võib-olla võib lahendus olla kombinatsioon armeerimisest, ülekoormusest ja kergmaterjalist koos lõik 5 ja 0 jaoks sobivate üleminekustruktuuridega. Selle projekteerimine ei kuulu Rambolli tööülesannete koosseisu.