



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

RISTO KETONEN

PORIN TULVASUOJELUHANKKEEN VAKAVUUSTARKASTELU

Diplomityö

Tarkastajat: professori Tim
Länsivaara ja TkL Pekka Vuola
Tarkastajat ja aihe hyväksytyt
Rakennetun ympäristön tiedekunnan
kokouksessa 7. marraskuuta 2009

TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

Rakennustekniikan koulutusohjelma

KETONEN, RISTO: Porin tulvasuojeluhankkeen vakavuustarkastelu

Diplomityö 195 s., liite-CD

Helmikuu 2010

Pääaine: Yhdyskuntarakentaminen

Tarkastajat: professori Tim Länsivaara ja TkL Pekka Vuola

Rahoittaja: Porin kaupunki

Avainsanat: stabiliteetti, vakavuus, leikkauslujuus, pohjannousu, tulvapato, tulvasuojelu, Kokemäenjoki, Harjunpäänjoki, Pori

Porin tulvasuojeluhankkeen tarkoituksena on pienentää Kokemäenjoen mahdollisista tulvista aiheutuvaa vahingonvaaraa. Hankkeessa on alustavasti määritetty Porin kaupunkikeskustan alueelle kolme eri toteuttamisvaihtoehtoa. Nämä toteutettaisiin pääasiassa maa-aineksista tehtävillä rakenteilla: tulvapadoilla ja uusilla kaivettavilla uomilla. Tässä diplomityössä on tutkittu vakavuustarkasteluiden avulla edellä mainittujen eri toteuttamisvaihtoehtojen mukaisten maarakenteiden geoteknistä toteutettavuutta. Rakenteilta vaadittavat luiskakaltevuudet eli käytännössä rakenteiden tilantarve määräytyy vakavuustarkasteluiden avulla. Työssä on lisäksi suoritettu vakavuustarkasteluita Kokemäenjoen ja Harjunpäänjoen nykyisten rantojen tilan selvittämiseksi.

Tässä diplomityössä on keskitytty vain tulvasuojelurakenteiden vakavuuteen eli stabiliteettiin ja siihen vaikuttavien tekijöiden tarkastelemiseen. Tulvasuojelurakenteille määritettiin stabiliteetin kannalta mitoitettavat tilanteet, jotka eroavat selvästi esimerkiksi tie- ja ratarakenteiden mitoitettavimmista tilanteista. Mitoitettavimmille tilanteille määritettiin vaadittavat kokonaisvarmuuskertoimet. Stabiliteetin lisäksi on laskettu suunniteluissa uusissa uomissa nosteen aiheuttaman pohjannousun mahdollisuus. Stabiliteettilaskelmat on tehty perinteistä lamellimenetelmää käyttäen. Eri lamellimenetelmistä valittiin tähän työhön sopivimmaksi Bishopin yksinkertainen menetelmä. Tämän lisäksi mitoitettavimpia laskentoja on tarkistettu Morgenstern-Pricen menetelmällä ympyrämuotoista ja vapaamuotoista liukupintaa käyttämällä.

Suunnittelualueelta määritettiin mitoitettavimmat ja edustavimmat kohdat, joille stabiliteetit laskettiin. Maaperän havaittiin stabiliteettiin vaikuttavalla syvyydellä olevan pääasiassa savista silttiä, laihaa savea tai lihavaa savea. Pohjatutkimusten ja mitoitettavien tilanteiden perusteella on määritetty, käytetäänkö laskennoissa tehokkaiden jännitysten vai kokonaisjännitysten menetelmää. Tapauskohtaisesti on pohdittu, kumpi menetelmästä kuvaa tilannetta paremmin ja mistä erot eri menetelmillä saatujen tuloksien välillä johtuvat. Tulvasuojeluhanketta varten tehdyistä pohjatutkimuksista ja laboratoriokokeista määritettiin stabiliteettilaskennoissa käytetyt tehokkaat lujuusparametrit sekä suljettu leikkauslujuus. Tehokkaat lujuusparametrit laskentaleikkauksille määritettiin kolmiak-siaalikoikeiden jännityspolkukuvaajista sekä erilaisia epäsuoria yhteyksiä apuna käyttäen. Siipikairauslujuuden edustavuutta, oikeellisuutta ja reduktion tarvetta on tarkasteltu vertailemalla sitä vallitsevaan pystyjännitykseen.

Työssä onnistuttiin Koivistonluodon aluetta lukuun ottamatta määrittämään tulvasuojeluvaihtoehtojen mukaisille rakenteille tarvittavat luiskakaltevuudet ja muut reunaehdot, joilla rakenteet ovat toteutettavissa. Nykytilan tarkasteluissa kävi ilmi, että joen rantojen vakavuus on tällä hetkellä huono etenkin jyrkissä kohdissa. Huonoin vakavuus on Koivistonluodossa ja Harjunpäänjoen alajuoksun rannoilla, joissa rannat ovat nykyisellään ihmisten hengelle ja terveydelle vaarallisia.

TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Master's Degree Programme in Civil Engineering

KETONEN, RISTO: Stability survey for the Flood Protection Project of Pori

Master of Science Thesis 195 pages, appendix CD

February 2010

Major: Civil Engineering

Examiners: Professor Tim Lämsivaara and Lic. Tech. Pekka Vuola

Financer: The city of Pori

Key words: stability, shear strength, uplifting, flood dam, flood protection, Kokemäki river, Harjunpää river, Pori

The aim of the Flood Protection Project of Pori is to reduce the hazard risk caused by possibly occurring flooding of the Kokemäki river. In the framework of the project, three different alternative solutions have preliminarily been designed for the Pori city center area. The alternatives would for the most part be realized with structures consisting of soil: flood dams and additional canals to be built. This thesis studies with the help of stability analyses the geotechnical feasibility of these three alternatives. The required slope angles, i.e. the space needed, is determined with stability analyses. Furthermore, stability analyses have been performed in order to establish the present condition of the banks of the Kokemäki and Harjunpää rivers.

This thesis concentrates merely on the stability of the flood protection structures and factors affecting it. The stability designing conditions were determined, considering that they differ considerably from those of road and railway structures. Total safety factors were determined for the designing conditions. Besides evaluating stability, the possibility of uplifting in the canals to be built was evaluated. The stability calculations were made using the conventional method of slices. For this work, Bishop's simplified method of slices was considered the most suitable. In addition, the most critical calculations were verified with the Morgenstern-Price method, using the circular slip surface and the slip surface of any shape.

The stabilities were calculated for the designing and the most characteristic sections of the area. Within depth affecting stability, the soil mainly consisted either of clayey silt or lean or fat clay. Field and laboratory research and designing conditions helped to decide whether effective stress analysis or total stress analysis should be used. The analysis method describing the conditions better was decided case by case, as were the reasons for the differences obtained with different methods. Effective strength parameters and undrained shear strength to be used in the stability calculations were determined on the basis of field and laboratory research made for the flood protection project. Effective shear strength parameters for the design sections were defined using stress path diagrams of triaxial tests and using various indirect relations. The reliability and need for reduction of the vane shear strength are examined by comparing the strength with the in-situ vertical stress.

Slope angles and other measures required for the alternative flood protection solutions could be determined in this work, excluding the area of Koivistonluoto. The present stability of the river slopes is poor, especially in steep points. The worst places were found at the Kokemäki river banks in Koivistonluoto and the lower course of the Harjunpää river where the condition of the banks can endanger health or be life-threatening.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Tampereen teknillisen yliopiston Rakennustekniikan laitoksella Maa- ja pohjarakenteiden yksikössä. Työ on tehty tiiviissä yhteistyössä Porin kaupungin tulvasuojeluhankkeen organisaation kanssa. Suuri kiitos Porin kaupungille, joka rahoituksellaan mahdollisti tämän opettavaisen diplomityön teon. Haluan kiittää erityisesti Porin tulvasuojeluhankkeen projektipäällikköä TkL Pekka Vuolaa saamastani hyvästä ohjauksesta ja neuvoista.

Työn ohjauksesta, neuvoista ja kannustuksesta haluan lausua suuret kiitokseni professori Tim Länsivaaralle. Kiitos myös professori Pauli Kolisojalle saamistani vinkeistä. Kiitän myös koko Maa- ja pohjarakenteiden yksikön henkilökuntaa mukavasta työilmapiiristä ja neuvoista, joita olen saanut.

Diplomityön tekeminen on välillä henkisesti ja fyysisestikin raskasta, mikä vaikuttaa myös vapaa-ajan toimintaan. Tästä syystä osoitan lämpimät kiitokset myös perheelleni ja ystäväilleni. Haluan kiittää myös Pöyry Finland Oy:tä myötämielisyydestä ja joustavuudesta tämän työn viimeistelyvaiheessa.

19.01.2010

Risto Ketonen

SISÄLLYS

1. JOHDANTO	1
1.1 Taustaa	1
1.2 Tavoite.....	2
1.3 Suunnittelukohteet ja -menetelmät.....	2
2. PORIN TULVASUOJELUPROJEKTI.....	3
2.1 Tulvasuojelun nykytila.....	3
2.2 Tulvien synty ja laajuus	7
3. SUUNNITTELUKOHTEIDEN KUVAUS	9
3.1 Yleistä tulvasuojelun toteuttamisvaihtoehdoista.....	9
3.2 Vaihtoehto 0.....	9
3.3. Vaihtoehto 1.....	10
3.3.1 Kokemäenjoen rannat.....	10
3.3.2 Harjunpäänjoen ratkaisut	10
3.4 Vaihtoehto 2.....	13
3.4.1 Kokemäenjoen rannat.....	13
3.4.2 Harjunpäänjoki ja lisäuoma.....	13
3.5 Vaihtoehto 3.....	16
3.5.1 Kokemäenjoen rannat.....	16
3.5.2 Harjunpäänjoki.....	16
3.6 Suunniteltavat rakenteet	18
3.6.1 Tulvapatot Kokemäenjoen rannalla	18
3.6.2 Harjunpäänjoen, Harjunpäänjoen kääntöjen ja lisäuoman rakenteet	19
4. VAKAVUUSLASKENNAN TEORIAA	21
4.1 Stabiliateetin laskenta liukupintamenetelmällä.....	21
4.2 Tehokkaiden jännitysten menetelmä $c^2 - \varphi'$	22
4.3 Kokonaisjännitysten menetelmä $\varphi' = 0$	23
4.4 Lamellimenetelmät.....	24
4.4.1 Bishopin yksinkertainen menetelmä	28
4.4.2 Morgenstern-Pricen yleinen menetelmä	29
4.5 Mallinnus Geocalc-ohjelmalla	30
5. TARKASTELTAVAT MITOITTAVAT TILANTEET JA RAJAUKSET.....	32
5.1 Yleistä	32
5.2 Nopea vedenpinnan lasku	35

5.3 Pitkäaikainen alivesi (NW)	37
5.4 Nosteen aiheuttama pohjannousu kaivannoissa	37
5.5 Varmuusvaatimukset.....	39
5.5.1 Vaadittu varmuuskerroin vedenpinnan nopean laskun tilanteessa.....	40
5.5.2 Vaadittu varmuuskerroin pitkäaikaisen aliveden tilanteessa	40
5.5.3 Rakennuksen edestä lähtevältä liukupinnalta vaadittava varmuus	41
5.5.4 Vaadittu varmuus nosteen aiheuttamaa pohjannousua vastaan	41
6. LASKENTAPARAMETRIEN MÄÄRITYS.....	43
6.1 Alueen pinnanmuodot ja geologia	43
6.2 Käytettävissä olleet tutkimukset	47
6.3 Maastotutkimukset	49
6.3.1 Painokairaus	49
6.3.2 Siipikairaus.....	49
6.3.3 Pohjavesihavainnot	49
6.4 Laboratoriokokeet	50
6.4.1 Luokituskokeet.....	50
6.4.2 Ödömetrikokeet.....	50
6.4.3 Kolmiaksiaalikoheet.....	51
6.5 Avoimen tilan parametrit	59
6.5.1 Kitkakulma.....	59
6.5.2 Koheesio.....	64
6.5.3 Huokosvedenpaine	64
6.5.4 Tehokkaiden parametrien käyttö.....	64
6.6 Suljetun tilan parametrit.....	66
6.6.1 Suljettu leikkauslujuus	66
6.6.3 Suljetun tilan laskentamenetelmänkäyttö.....	77
6.7 Tilavuuspainot.....	77
6.8 Geotekniset maakerrokset	79
6.9 Tulvapatojen ja verhouksen suunnitteluparametrit	81
6.10 Esimerkki parametrien määrittämisestä	81
7. LASKELMAT.....	84
7.1 Laskentaleikkaukset	84
7.2 Vaihtoehto 0.....	87
7.2.1 Oikea ranta	88
7.2.2 Vasen ranta.....	91
7.2.3 Harjunpäänjoki.....	104
7.2.4 Yhteenveto	107
7.3 Vaihtoehto 1	108
7.3.1 Oikea ranta	108
7.3.2 Vasen ranta.....	113
7.3.3 Harjunpäänjoki nykyisellä paikallaan	116
7.3.4 Harjunpäänjoen kääntö etelään Sunniemessä	121

7.3.5 Harjunpäänjoen joen kääntö kaupungin pohjoispuolelta	123
7.3.6 Yhteenveto	141
7.4 Vaihtoehto 2.....	144
7.4.1 Kokemäenjoen rannat.....	144
7.4.2 Lisäuoman alku nykyistä Harjunpäänjokea vastavirtaan	146
7.4.3 Lisäuoman alku Sunniemessä	149
7.4.4 Lisäuoma Ruosniemessä, Hyvelässä ja Toukarilla	151
7.4.5 Yhteenveto	159
7.5 VE3	162
7.5.1 Oikea ranta	163
7.5.2 Vasen ranta.....	164
7.5.3 Harjunpäänjoen vaihtoehtoiset ratkaisut	166
7.5.4 Yhteenveto	169
8. JOHTOPÄÄTÖKSET	172
8.1 Yleistä	172
8.2 Tarkastellut tilanteet ja rajaukset	172
8.3 Laskelmien lähtökohdat	173
8.4 Rantojen nykytilan (VE0) analysointi.....	175
8.5 Tulvasuojeluvaihtoehtojen (VE1, VE2 ja VE3) ratkaisut.....	176
8.5.1 Kokemäenjoen rannat.....	176
8.5.2 Sunniemen ja Harjunpäänjoen alue.....	178
8.5.3 Ruosniemi, Hyvelä, Toukari ja Krootila	179
8.6 Suositeltavat jatkotoimenpiteet	181
LÄHDELUETTELO	183
LIITTEET	
Liite 1: Liite-CD: Kaikki tehdyt stabiliteettilaskelmat	

KÄSITTEET, LYHENTEET JA MERKINNÄT

Hyydepato	Muodostuu jokeen tai uomaan alkavalla pakkaskaudella, jos kova virtaama estää suojaavan jääkannen muodostumisen. Joessa virtaava vesi alijäähtyy ja siihen muodostuu suppojäättä, joka aiheuttaa tukoksia ja nostattaa vedenpintaa. Hyydepadon muodostuminen alkaa Porissa yleensä Pihlavanlahdelle muodostuneen jääkannen reunasta.
HW	Tietyn aikajakson ylin vedenkorkeus, mitoittava ylivesi
Jääpato	Muodostuu, kun kasvava virtaama rikkoo jääkannen ja siitä muodostuu padottava jäärykelmä esimerkiksi silta-aukkoon tai kiinteän jääkannen reunaan.
MW	Tietyn aikajakson keskimääräinen vedenkorkeus, keskivesi
Vedenpinnan nopea lasku	Uomassa tai joessa olevan vedenpinnan laskeminen ylemmältä tasolta selvästi alemmaksi suhteellisen nopeasti
NW	Tietyn aikajakson alin vedenkorkeus, mitoittava alivesi
N60	Korkeusjärjestelmä, jonka mukaisia tämän työn korkeudet ovat.
Padon kuivavara	Padotun veden ylimmän tarkoitetun korkeustason ja padon harjan välinen korkeustaso
Pitkäaikainen alivesi	Tilanne, jossa vesi on pitkään tasolla NW
Pohjapato	Pato, jonka harjan ylitse vesi on tarkoitettu virtaamaan
Tulva	Tilanne, jossa vesi tulee kuivalle maalle
Tulvapato	Maarakenne, joka padottaa vettä satunnaisesti ja melko lyhytaikaisesti suojellen takanaan olevia alueita. Kansanomainen termi tulvapadolle on tulvapenger, mutta Porin kaupunki haluaa nyt suunnittelussa olevista rakenteista käytettävän nimeä tulvapato. Nyt Porissa olevista vanhoista maarakenteista on tässä työssä käytetty nimeä tulvapenger.
VE0	Vaihtoehto, jossa ei tehtäisi mitään toimenpiteitä
VE1, VE2, VE3	Hankkeen eri toteutusvaihtoehdot
1-luokan pato	Onnettomuuden sattuessa aiheuttaa vaaran ihmishengelle ja terveydelle taikka huomattavan vaaran ympäristölle tai omaisuudelle. Patoturvallisuusohjeiden patoluokka.
FEM	Elementtimenetelmä (Finite Element Method)
FOS	Kokonaisvarmuus (Factor of Safety)
LEM	Tasapainotilan etsimiseen perustuva liukupintatarkastelu (Limit Equilibrium Method)
MP	Maanpinnan korkeustaso (maanpinta)
M-P	Morgenstern-Pricen menetelmä

OCR	Ylikonsolidoitumisaste (overconsolidation ratio)
UPL	Standardin SFS-EN 1997/1 mukainen nosterajatila
A	Skemptonin huokospaineparametri [-]
B	Skemptonin huokospaineparametri [-]
E	Lamellien välinen normaalivoima
F	hienousluku [%]
F	kokonaisvarmuus [-]
G	leikkausmoduuli (shear modulus) [MN/m ²]
I _p	plastisuusluku [%]
ΔW	lamellin massa [kN/m ³]
X	lamellien välinen leikkausvoima
c'	tehokas koheesio [kPa]
f _o	Janbun menetelmän korjauskerroin [-]
f(x)	Morgenstern-Pricen menetelmän voimafunktio
h	maa- tai vesikerroksen paksuus [m]
p	keskimääräinen pääjännitys [kPa]
q	deviatorinen jännitys [kPa]
s	leikkauslujuus [kN/m ²]
s _u	suljettu leikkauslujuus [kPa]
s _v	häiriintymätön siipikairauslujuus [kPa]
s _v häiritty	häiriintynyt siipikairauslujuus [kPa]
u	huokospaine [kPa]
w	vedenpinnan taso
w	vesipitoisuus [%]
w _L	juoksuraja [%]
Δx	lamellin leveys [m]
α	suljetun leikkauslujuuden ja esikonsolidaatiojännityksen suhde [-]
α	lamellin pohjan ja vaakatason välinen kulma [°]
ε	suhteellinen kokoonpuristuma [%]
φ'	tehokas kitkakulma [°]
γ	tilavuuspaino [kN/m ³]
λ	osuus käytettävästä voimafunktiosta Morgenstern-Pricen menetelmässä
σ _c	esikonsolidaatiojännitys [kN/m ²]
σ _n	normaalijännitys [kN/m ²]
σ' _n	tehokas normaalijännitys [kN/m ²]
σ' _z	tehokas pystysuora jännitys [kN/m ²]
ψ	murtosuoran ja p-akselin välinen kulma jännityspolkukuvaajassa [°]
τ	leikkausjännitys [kN/m ²]
μ	siipikairauslujuuden reduktiokerroin [-]

1. JOHDANTO

1.1 Taustaa

Kokemäenjoki on yksi Suomen suurimmista joista. Joen valuma-alue on 27 000 km², joka on Suomen neljänneksi suurin. Kokemäenjoki virtaa Porin kaupungin läpi. Pori on tällä hetkellä vahingonvaaralla mitattuna Suomen merkittävin patoturvallisuus- ja tulvasuojelukohde. On arvioitu, että mikäli pahin tulvasuojeluennuste toteutuisi, 5000 asuntoa kastuisi. Tämä johtaisi arviolta 15 000 ihmisen evakuointiin. Porin kaupungin arvio taloudellisista vahingoista on pahimman tulvaennusteen tapahtuessa yhteensä 3 mrd. euroa. Tulva aiheuttaisi lisäksi vahinkoa luonnolle ja mittavia yhteiskunnallisia seurauksia.

Pori on nykyään patoturvallisuuskohde. Tulvapenkereitä on yhteensä noin 30 km ja niillä suojeltava alue on 50 km². Tulvapenkereet ovat patoturvallisuusohjeiden 1-luokan mukaisia patoja. Nykyisistä padoista osa on rakennettu 1950-luvulla lähinnä maatalouden tulvasuojelun tarpeisiin ja ne ovat siksi melko kapeita. Maankäyttö on kuitenkin muuttunut joen rannoilla viljelystä asutukseen, mikä on aiheuttanut tulvariskien kasvun. Rannoilla ei ole enää joen luontaisia tulvaniittyjä, vaan ne ovat rakennettuja alueita.

Talven 1974–1975 jälkeen 1980-luvulla rakennettiin osa nykyisistä tulvapadoista, joilla suojeltiin myös asutusta. Joen suiston sedimentoitumisen, patojen painumisen ja rantojen eroosion vuoksi tulvapadot eivät ole enää riittäviä. Padot on rakennettu silloisen tietämyksen mukaisiksi. Nykyinen patojärjestelmä on vaatimattomassa kunnossa.

Mahdollisia tulvaongelmatilanteita voi aiheuttaa alajuoksulle muodostunut hyyde- tai jääpato ja samanaikaisesti joessa oleva suurehko virtaama. Ongelmatilanteita voi syntyä myös meriveden ollessa korkealla ja virtaaman ollessa samalla suuri. Hankalimmat tilanteet syntyvät talvella tai keväällä. Ilmastonmuutoksen on ennustettu lisäävän virtaamaa, hyydetulvatalvien määrää sekä hyydetulvavaaran kestoa ja näin ollen pahentavan tulvariskiä.

Tulvasuojelua varten on Porissa perustettu tulvasuojeluhanke vuoden 2003 lopussa. Hankkeessa on alustavasti määritelty Porin kaupunkikeskustan alueella kolme eri toteuttamisvaihtoehtoa. Vaihtoehdossa 1 rakennettaisiin korkeat tulvapadot ja tehtäisiin vähän tai ei ollenkaan ruoppauksia. Vaihtoehdossa 2 rakennettaisiin lisäuoama joen pohjoispuolelle. Tällöin padot pidettäisiin matalina ja ruoppauksia ei juuri suoritettaisi. Vaihtoehdossa 3 suoritettaisiin paljon ruoppauksia ja padot pidettäisiin matalina. Ruoppauksissa ongelmaksi nousee läjityspaikan löytäminen ruopattavalle ainekselle. Jokaisessa vaihtoehdossa on määritetty erikseen ratkaisu myös Harjunpäänjoen rantojen kunnostamiseksi.

Vaihtoehtojen suunnitteluun ja toteutukseen tuovat oman haasteensa Porin ja Kokemäenjoen suiston maaperän moninaiset erityispiirteet, jotka eroavat tyypillisistä muualla Suomessa vallitsevista maaperäolosuhteista. Maapatojen katsotaan usein jo sinällään olevan haastavimpia pohjarakennuskohteita. Porin tapauksessa tulvasuojelurakenteet tulevat sijoittumaan kaavoitetulle ja paikoin suhteellisen tiheästi rakennetulle alueelle, mikä tuo tilankäytöllisesti omat lisähaasteensa suunnitteluun.

1.2 Tavoite

Tämän diplomityön tarkoituksena on Porin tulvasuojeluhankkeeseen määritettyjen ratkaisuvaihtoehtojen geoteknisen toteutettavuuden arviointi. Tavoitteena on tehdä vakavuustarkasteluita kolmelle eri ratkaisuvaihtoehdolle, jotta tämän jälkeen voidaan mahdollisesti karsia mahdottomalta näyttävät vaihtoehdot jatkosuunnittelusta. Merkittävin geotekninen haaste on vaihtoehtoisten rakenteiden riittävän vakavuuden eli stabiliteetin määrittäminen heikolla pohjamaalla. Vaihtoehtojen tilantarve saadaan vakavuustarkasteluilla likimain selville, kun tiedetään luiskan kaltevuus, jolla tulvasuojelurakenteet voidaan toteuttaa.

Tulvapenkereiden vakavuuslaskennoissa ei voida olettaa stabiliteetin kasvavan ajan myötä, kuten yleisesti tehdään esimerkiksi tie- ja katupenkereiden osalta, vaan stabiliteetti monestikin heikkenee ajan myötä jännitystilassa tapahtuvan pientymisen, jatkuvien leikkausmuodonmuutosten ja eroosion vaikutuksesta. Tulvapatojen ja joenrantojen lisäksi tarkastellaan, mitä reunaehtoja maaperä tuo mahdollisien lisäuoman ja Harjunpäänjoen kääntöjen rakentamiselle. Lisäksi tarkastellaan Kokemäenjoen ja Harjunpäänjoen rantojen nykytilannetta.

Tavoitteena on selvittää tulvasuojelurakenteiden vakavuuden kannalta mitoittavat tilanteet ja alueella vallitsevat pohjaolosuhteet. Tämän jälkeen pyritään valitsemaan laskentamenetelmät ja parametrit, joiden lopulliset mitoitusarvot määritetään käyttäen apuna herkkyystarkastelua. Parametreja vertaillaan myös keskenään ja kirjallisuuteen. Riittävän varmuustason määrittäminen on myös työn tavoitteista. Parametrien ja laskentamenetelmien määrittämisen jälkeen suoritetaan laskelmia vaihtoehtojen mitoittavimmista kohdista. Tulosten perusteella analysoidaan vaihtoehtojen mukaisten maarakenteiden toteutettavuutta geoteknisessä mielessä.

1.3 Suunnittelukohteet ja -menetelmät

Suunnittelukohteena ovat Porin tulvasuojeluhankkeen eri vaihtoehdot, jotka sijoittuvat Porin kaupunkikeskustan alueelle. Vakavuuslaskelmia tehdään perinteistä lamellimenetelmää käyttämällä. Laskennat suoritetaan Novapoint Geocalc -ohjelmalla.

2. PORIN TULVASUOJELUPROJEKTI

Pori on Suomen merkittävin tulvariskikohde. On arvioitu, että suurtulvatilanteessa Porin alueelta olisi evakuoitava 15 000 ihmistä. Viime vuosikymmeninä on Porin kaupungin alueella ollut pahoja tulvia mm. vuosina 1951 ja 1974–1975. Viimeisin uhkaava tilanne oli talvella 2004–2005, jolloin kuva 2.1 on otettu.



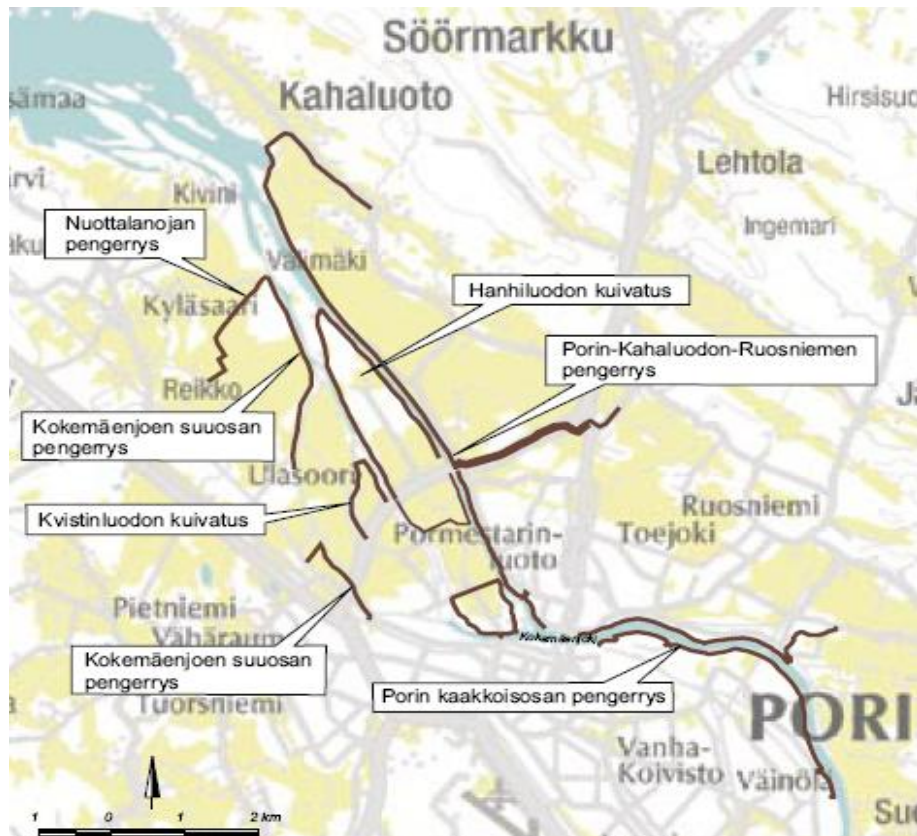
Kuva 2.1. Talvitulva 2004–2005 Porissa. /1/

Porissa on aikojen kuluessa tehty tulvapenkereitä ja ruoppauksia tulvien estämiseksi, mutta kokonaisvaltainen tulvasuojelun kaikki näkökohdat huomioon ottava hoitaminen on ollut ainakin jossain määrin puutteellista. Tulvasuojelua on alettu Porissa kehittää 2000-luvun alussa, ja vuoden 2003 loppupuolella perustettiin Porin kaupungin ja Lounais-Suomen ympäristökeskuksen yhteinen Porin tulvasuojeluhanke.

2.1 Tulvasuojelun nykytila

Porin tulvasuojelua on vuosikymmenten aikana hoidettu monenlaisin suojelutoimenpitein, kuten tekemällä pengerryksiä, ruoppauksia sekä pumppaamoita ja muita erityisrakenteita. Tulvapenkereitä on noin 30 km ja niillä suojeltu alue on noin 50 km². Rakennetut tulvapenkereet on esitetty kuvassa 2.2. Alajuoksun tulvapenkereet on rakennettu

1950-luvulla, lähinnä maatalouden tulvasuojelun tarpeisiin. Yläjuoksun tulvapenkereet, eli kuvassa 2.2 esitetyt Porin kaakkoisosan pengerrykset, on rakennettu pääosin 1980-luvun molemmin puolin talvitulvan 1974–75 jälkeen rakennuksien suojelemiseksi.



Kuva 2.2. Rakennetut tulvapenkereet Porissa. /1/

Tulvapenkereet ovat kuitenkin nykyisellään riittämättömiä, kuten myöhemmin esitettävästä tulvakartasta voi havaita. Kuvassa 2.3 on kuva Kokemäenjoen Etelärannan tulvapenkereestä, jossa on havaittavissa kaksi vierekkäistä sortumaa. Puut kasvavat vinosti jokeen päin ja kaatuessaan vievät maata mukanaan. Tämän ja rannoilla tapahtuvan eroosion vuoksi sortumat ulottuvat pitkälle penkereen harjalle saakka.

Penkereet ovat ajan myötä painuneet ja eroosio on kuluttanut rantoja merkittävästi. Rantojen suojana on ollut puupaalutus, joka on kuitenkin lahonnut ja jäänyt veden alapuolelle, kuten kuvasta 2.4 on havaittavissa. Puupaalutus on aikoinaan rakennettu rantaan, mutta eroosion vaikutuksesta joen rantaviiva on siirtynyt.



Kuva 2.3. Huonokuntoista tulvapengertä Kokemäenjoen Etelärannalla. /2/



Kuva 2.4. Kokemäenjoen entisen rannan huonokuntoista eroosiosuojausta. /2/

Monin paikoin nykyiset penkereet ovat huonossa kunnossa ja pysyvät paikoillaan normaalioloissakin vain näennäisen koheesion, puuston ja muun kasvillisuuden avulla. Pengerrykset ovat monin paikoin jo sortuneet, kuten kuvasta 2.5 on nähtävissä. Lisäksi penkereillä on havaittavissa alkavia sortumia. Penkereen harja on kuvassa 2.5 tasolla +3,1. Tässä työssä tarkasteltavien patojen minimikorkeus tulvasuojelun kannalta on +3,8, joten niitä on korotettava. Nykyiset penkereet ovat siten tulvasuojeluun riittämättömiä.



Kuva 2.5. Sortuma Kokemäenjoen rannalla. Padonharjan taso tässä on noin tasolla +3,1. /2/

Myöskään kunnallistekniikkaa ja maankäyttöä suunniteltaessa ei tulvasuojeluun ole kiinnitetty menneinä vuosikymmeninä riittävää huomiota. Esimerkki tästä on kuvassa 2.6, rautatiesillan läheltä, jossa rakennettu tulvapenger on rikottu kevyenliikenteen väylällä. Kuvaan on punaisella hahmoteltu paikka, jossa penkereen pitäisi kulkea. Lisäksi lähes kaikki Porin rakennetut alavat alueet ovat toimineet aiemmin joen luontaisina tulvaniittyinä. Osa alueista on suojattu tulvapenkereellä ja otettu rakentamiskäyttöön.



Kuva 2.6. Pato on rikottu kevyen liikenteen väylällä. Rautatiesilta. Eteläranta.

Eroosio on kuluttanut myös Harjunpäänjoen rantoja. Harjunpäänjoen länsirannalla on tulvapengerrys. Sekä pengertämätön että pengerretty ranta on kulunut täällä lähes pystysuoraksi. Pahin tilanne on Harjunpäänjoen alajuoksulla, jossa joki laskee Kokemäenjokeen. Kuvassa 2.7 on havainnollistettu alueen tilannetta, jota pahentaa rannan lähellä oleva asutus.



Kuva 2.7. Harjunpäänjoen rannat ovat monin paikoin lähes pystysuorat.

2.2 Tulvien synty ja laajuus

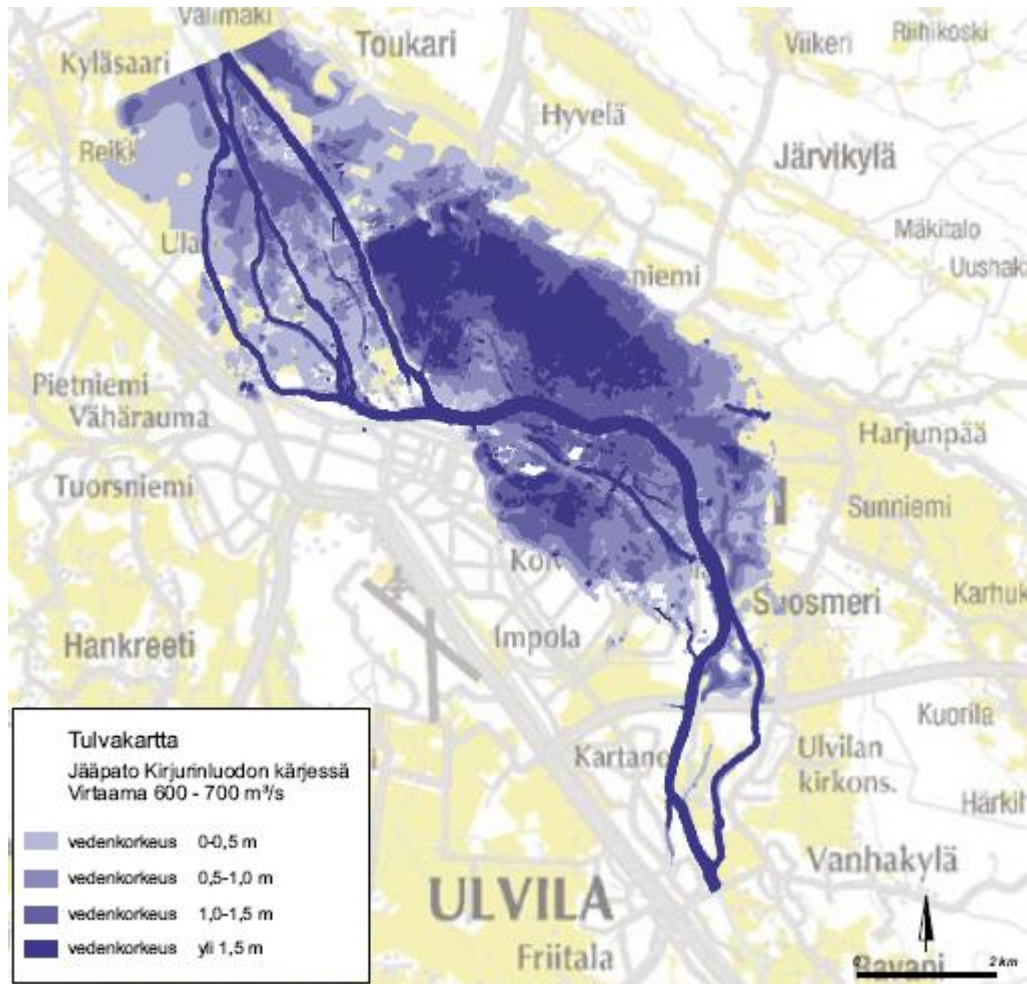
Kokemäenjoki kerää vetensä Suomen neljänneksi suurimmalta valuma-alueelta, jonka pinta-ala on 27 000 km². Tästä noin 11 % on järviä, jotka ovat suurimmaksi osaksi Pirkanmaalla. Kokemäenjokeen laskee Huittisissa Loimijoki, jonka valuma-alueen osuus Kokemäenjoen valuma-alueesta on 3000 km².

Tulvan syntymiseen vaikuttavat Porissa Kokemäenjoen virtaama, jään ja supon aiheuttama padotus sekä meriveden korkeus. Jokainen näistä osatekijöistä voi yksinään nostaa vedenkorkeutta 1–1,5 metriä. /1/

Tulvasuojelua varten on käynnissä Kokemäenjoen säännöstelyn kehittäminen.

Tällä hetkellä Kokemäenjoen virtaamaan voidaan jonkin verran vaikuttaa Pirkanmaan järviä säännöstelemällä. Loimijoen vesistöalue on vähäjärvinen, jolloin Loimijoesta Kokemäenjokeen tulevan veden virtaamaan ei juuri voida vaikuttaa. Ilmastonmuutoksen on arvioitu lisäävän virtaamaa merkittävästi. /1/

Pahimmat tulvatilanteet Porissa aiheutuvat jääpadoista, yleensä jäiden lähdön aikaan, jolloin vedenpinta joessa nousee voimakkaasti. Tulvakartassa (kuvassa 2.8) on kuvattu tulvan peittävyttä ja veden syvyyttä alueella jääpadon ollessa Kirjurinluodon kärjestä ylävirtaan. Porin kaupungin arvio vahingon taloudellisesta suuruudesta olisi tässä tilanteessa noin 3 miljardia euroa.



Kuva 2.8. Tulvan leviäminen, kun jääpato on Kirjurinluodon kärjestä ylävirtaan ja virtaama joessa on 700 m³/s. /1/

Tässä esitetty jääpatotilanne on tulvasuojelurakenteiden stabiileetin kannalta mitoitettavien. Lisäksi merkittäviä vahinkoja Porissa voi syntyä myös avovesitilanteissa suurella virtaamalla. Avoveden aikaisten tulvatilanteiden tulvakarttoja ja vahingon määriä on esitelty tarkemmin lähteessä /1/.

3. SUUNNITTELUKOHTTEIDEN KUVAUS

3.1 Yleistä tulvasuojelun toteuttamisvaihtoehdoista

Porin tulvasuojeluhankkeessa on määritetty kolme toteuttamisvaihtoehtoa Porin kaupunkikeskustan alueella. Tässä työssä vaihtoehtoja tarkastellaan geoteknisessä mielessä. Kokemäenjoen rantojen tulvasuojelun lisäksi pyritään löytämään ratkaisu Harjunpäänjoen alajuoksun tilanteeseen, jossa eroosio on kuluttanut rannat lähes pystysuoriksi. Rannalla on asutusta, minkä takia nykyinen tilanne on vaarallinen. Samankaltaisia sortumaherkkiä alueita on myös Kokemäenjoen rannoilla. Seuraavissa luvuissa on esitetty vaihtoehtoiset tulvasuojeluratkaisut. Vaihtoehtojen 1, 2 ja 3 ratkaisut on jaettu selkeyden vuoksi erikseen Kokemäenjoen pääuomaa käsittelevään kappaleeseen ja Harjunpäänjokea käsittelevään kappaleeseen. Ympäristövaikutusten arviointia (YVA) varten ja siltä varalta, ettei mitään tulvasuojeluvaihtoehtoa rakenneta tai rakentaminen viivästyisi, tarkastellaan myös tilannetta, jossa mitään tulvasuojelurakenteita ei rakenneta eli vaihtoehtoa 0.

Tämän työn suunnittelualueesta on jätetty pois rakennetut alueet, jossa rantaan ei olisi mitään mahdollisuuksia rakentaa tulvapenkereitä. Tällaisia alueita on aivan Porin ydinkeskustan alueella. Kyseisille alueille mietitään muita ratkaisuja, jotka eivät kuulu tähän työhön.

Seuraavissa alaluvuissa esitettävät mitat ovat alustavia ja tarvittaessa niitä tarkennetaan myöhemmin. Mitoissa on haettu stabiliteetin kannalta varmaa ratkaisua. Esimerkiksi mitoittavat ulkoiset vedenpinnat on pyritty määrittämään korkeimman mahdollisen vedenpinnan mukaan. Mahdollisesti rakennettavien uusien uomien leveydet ovat alustavista hydrologisista arvioinneista saatuja alustavia mittoja. Kaikissa vaihtoehdoissa tulvasuojelurakenteiden luiskat tehtäisiin alustavasti kaltevuuteen 1:2.

Kaikki jatkossa tässä työssä esitetyt korkeustasot ovat N60-korkeusjärjestelmän mukaisia.

3.2. Vaihtoehto 0

Vaihtoehdossa 0 (VE0) rannat jätettäisiin nykyiseen kuntoonsa, eikä seuraavissa kohdissa esiteltäviä rakenteita rakennettaisi. Vaihtoehdossa 0 tutkitaan rantojen nykytilan stabiliteettia. Monin paikoin rannoilla on huomattu tapahtuneen sortumia. Asutus on Kokemäenjoella ja Harjunpäänjoella lähellä rantaa, joten ilman mitään seuraavaksi määritettävää tulvasuojeluratkaisuja, on rantoja todennäköisesti syytä varautua parantamaan

lähiaaikoina. Vaikka vaihtoehto 0 on erittäin epätodennäköinen ratkaisu, vie valittavan toimenpidevaihtoehdon suunnittelu-, lupa-, päätös- ja rakentamisprojekti todennäköisesti vielä vuosia, jona aikana rantojen kunto säilyy vielä entisellään. Lisäksi YVA:aan tarvitaan vertailutiedoksi vaihtoehto, jossa ei mitään toimenpiteitä suoritettaisi. Taulukossa 3.1 on esitetty VE0:n stabiliteettitarkasteluissa käytetyt mitoittavat vedenpinnat.

Taulukko 3.1. VE0. Mitoittavat vedenpinnat stabiliteettilaskelmissa.

Mitoittava ylivesi HW	N60	Maanpinnan tasossa
Mitoittava alivesi NW	N60	-1,0
Keskivesi MW	N60	+0,2

3.3. Vaihtoehto 1

3.3.1 Kokemäenjoen rannat

Vaihtoehdossa 1 (VE1) Kokemäenjoen rannoille rakennettaisiin korkeat padot tasolle +4,5. Tällöin joessa ei juuri suoritettaisi ruoppauksia.

Kokemäenjoen yläjuoksulta katsottuna rakennettaisiin vasemmalle puolelle tulvapadot paalulta 297 paalulle 230 ja oikealle puolelle vastaavasti paalulta 289 paalulle 230 kuvan 3.1. mukaisesti. Padon harja rakennettaisiin tasolle +4,5. Kokemäenjoessa tässä vaihtoehdossa arvioituja mitoittavia vedenpintoja ja tulvapatojen mittoja on esitetty taulukossa 3.2.

Taulukko 3.2. VE1. Kokemäenjoen ratkaisujen arvioituja mittoja.

Padon harjan taso	N60	+4,5
Mitoittava ylivesi HW	N60	+4,0
Mitoittava alivesi NW	N60	-1,0
Keskivesi MW	N60	+0,2
Padon kuivavara	m	0,5
Padon harjan leveys	m	4,0

3.3.2 Harjunpäänjoen ratkaisut

Harjunpäänjoen osalta tutkitaan kolmea eri vaihtoehtoa. Kuvassa 3.2 kuvatussa vaihtoehdossa A Harjunpäänjoki laskisi Kokemäenjokeen nykyistä reittiään. Tällöin Harjunpäänjoen rantapenkereille olisi tehtävä mittavia kunnostustoimenpiteitä, olisi rakennettava tulvapatvoja rannalle sekä tehtävä ruoppauksia. Nämä saattavat muodostua ongelmallisiksi, koska rannoilla on paljon asutusta.

Vaihtoehdossa B Harjunpäänjoki käännettäisiin Sunniemeen nykyisen uoman eteläpuolelle. Uusi uoma kulkisi peltojen läpi ja laskisi Kokemäenjokeen noin paalulle 279. Harjunpäänjoen nykyinen alajuoksu (vaihtoehto A) tukittaisiin kokonaan tai virtaus rajoitettaisiin hyvin vähäiseksi. Vaihtoehtojen A ja B rakenteiden alustavia mittoja ja mitoittavia vesipintoja on esitetty taulukossa 3.3.

Taulukko 3.3. VE1. Vaihtoehtojen A ja B alustavia rakenteiden mittoja ja mitoittavat vedenpinnat.

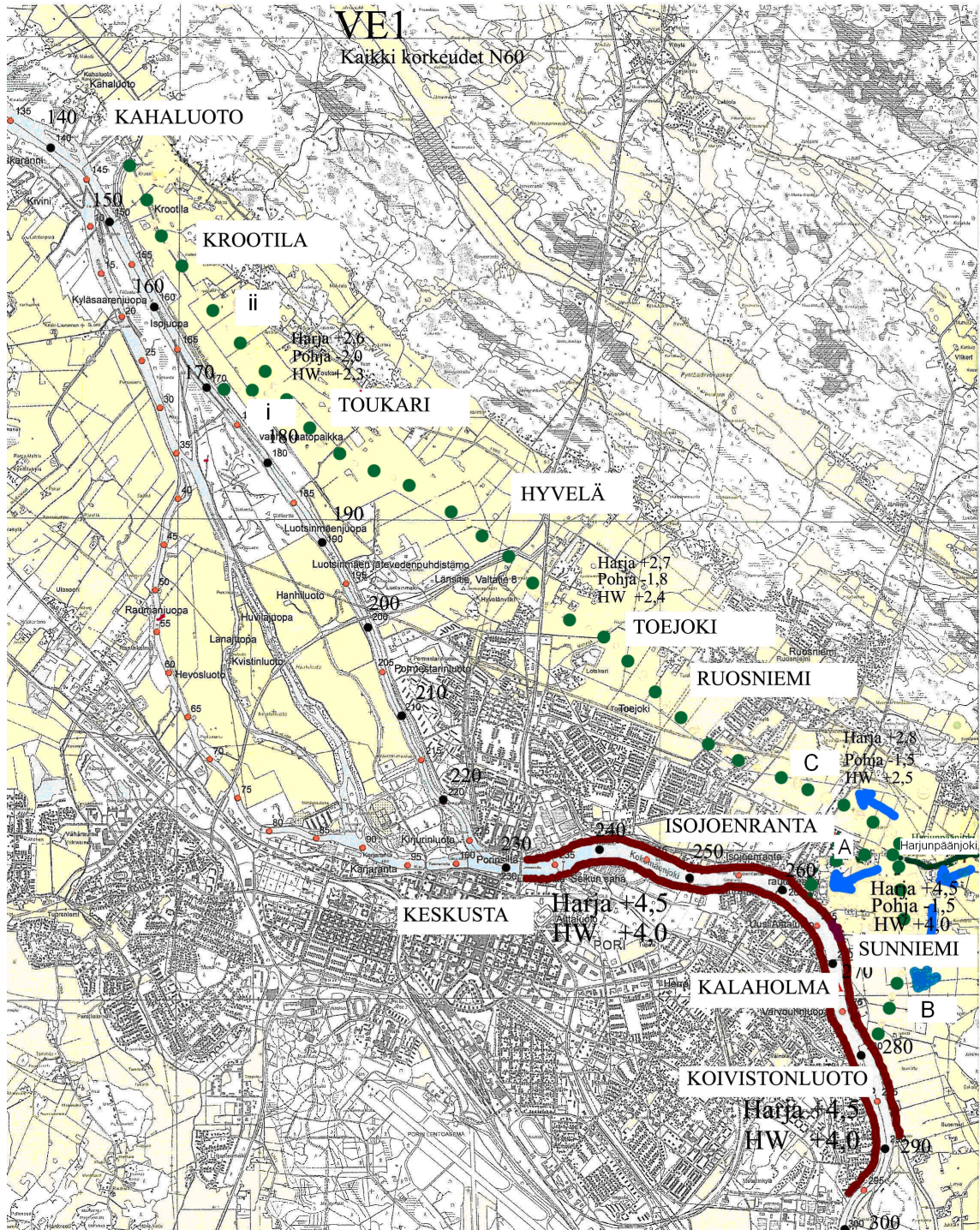
Padon harjan taso	N60	+4,5
Uoman pohjan taso	N60	-1,5
Mitoittava ylivesi HW	N60	+4,0
Mitoittava alivesi NW	N60	-1,0
Keskivesi MW	N60	+0,2
Padon kuivavara	m	0,5
Padon harjan leveys	m	4
Uoman pohjan leveys	m	10

Vaihtoehdossa C Harjunpäänjoki käännettäisiin kaupungin pohjoispuolelta rakentamalla uusi uoma likimain kuvassa 3.2 esitetyn linjan mukaisesti. Uoma laskisi Harjunpäänjoen vedet Kokemäenjokeen vasta Kahaluodossa lähellä merta (vaihtoehto ii) tai Toukarilla vanhan kaatopaikan jälkeen (vaihtoehto i). Taulukossa 3.4. on esitetty uoman rakenteiden alustavia mittoja ja mitoittavia vesipintoja Ruosniemessä, Toukarilla ja Kahaluodossa. Pohjan leveys on alustavasti 10 metriä ja padon leveys 3 metriä. Mitoittava alivesi on tasolla -1,0.

Taulukko 3.4. VE1. Vaihtoehdon C alustavia rakenteiden mittoja ja mitoittavia vedenpintoja kaupunginosittain.

Ruosniemi		
Padon harjan taso	N60	+2,8
Uoman pohjan taso	N60	-1,5
Mitoittava ylivesi	N60	+2,5
Toukari		
Padon harjan taso	N60	+2,6
Uoman pohjan taso	N60	-2,0
Mitoittava ylivesi	N60	+2,3
Kahaluoto		
Padon harjan taso	N60	+1,8
Uoman pohjan taso	N60	-2,5
Mitoittava ylivesi	N60	+1,5

Suunniteltavien rakenteiden alustavia poikkileikkauksia on esitetty luvussa 3.2. Jos stabiilitetti on määritetyillä maaparametreilla luiskakaltevuudella 1:2 riittämätön, loivennetaan luiskaa. Mikäli tämä ei paranna stabiilitettä riittävästi, siirretään patoa etäemmäksi rannasta. Uusien suunniteltavien uomien osalta stabiilitettä voidaan lisäksi parantaa käyttämällä luiskassa kevennysleikkausta tai veden padottamista pohjapadolla.



Kuva 3.1. VE1. Siniset nuolet kuvaavat veden virtaussuuntaa. Linjaukset A, B ja C ovat vaihtoehtoisia, kuten myös i ja ii. Valkoisella taustalla olevat tekstit ovat kaupunginosien nimiä, joita käytetään tekstissä jatkossa.

3.4. Vaihtoehto 2

3.4.1 Kokemäenjoen rannat

Tässä vaihtoehdossa Kokemäenjoen rantojen padot tehtäisiin tasolle +3,8 eli alemmiksi kuin vaihtoehdossa 1. Kokemäenjoen pohjoispuolelle rakennettaisiin lisäuoma, joka kuljettaisi osan Kokemäenjoen vedestä ja Harjunpäänjoen vedet. Pääuomassa ei suoritettaisi juurikaan ruoppauksia.

Kokemäenjoen rannoille padot tulisivat samalle paaluvälille kuin VE1:ssä, kuitenkin siten, että yläjuoksulla ei enää patoja tulisi paikkoihin, jossa maanpinta rannoilla on yli vaaditun padon harjan korkeuden eli yli +3,8. Näin ollen padot rakennettaisiin yläjuoksulla noin paalulle 285 asti. Mitoittava ylivesi olisi tässä vaihtoehdossa pienempi kuin VE1:ssä, koska osa vedestä kulkisi lisäuomaa pitkin. Kokemäenjoessa tässä vaihtoehdossa arvioituja mitoittavia vedenpintoja ja tulvapatojen mittoja on esitetty taulukossa 3.5.

Taulukko 3.5. VE2. Kokemäenjoen ratkaisujen arvioituja mittoja.

Padon harjan taso	N60	+3,8
Mitoittava ylivesi HW	N60	+3,4
Mitoittava alivesi NW	N60	-1,0
Keskivesi MW	N60	+0,2
Padon kuivavara	m	0,4
Padon harjan leveys	m	3,0

3.4.2 Harjunpäänjoki ja lisäuoma

Kaupungin pohjoispuolelle rakennettaisiin lisäuoma, joka kuljettaisi osan Kokemäenjoen vedestä ja Harjunpäänjoen vedet. Uoma rakennettaisiin suunnilleen saman linjauksen mukaan kuin VE1:ssä suunniteltu Harjunpäänjoen käänntö kaupungin pohjoispuolelta (C). Suuremman vesimäärän vuoksi uoman pohja olisi alempana ja padot korkeampia kuin VE1:n vaihtoehto C:ssä. Lisäuoma laskisi Kokemäenjokeen kuvan 3.2 mukaisesti joko vanhan kaatopaikan jälkeen Toukarilla (i) tai myöhemmin Kahaluodossa (ii).

Vesi virtaisi lisäuomaan joko nykyistä Harjunpäänjoen loppuosaa (A) pitkin tai VE1:ssä esitettyä vaihtoehto B:n linjausta pitkin kuvan 3.2 mukaisesti. Mikäli päädytään käyttämään linjausta B, Harjunpäänjoen nykyinen alajuoksu (A) padottaisiin molemmista päistään. Lisäksi rannat mahdollisesti kunnostettaisiin.

Alustavien hydrologisten määritysten perusteella on laskelmissa lisäuoman pohjan alustavina leveyksinä käytetty 10 tai 30 metriä. Lisäuoman alkuosan, vaihtoehtojen A ja B, rakenteiden mittoja mitoittavia vesipintoja on esitetty taulukossa 3.6. Lisäuoman loppuosan rakenteiden mittoja ja mitoittavia vesipintoja on esitetty taulukossa 3.7. Mitoittava alivesi on joka kohdassa tasolla -1 ja padon harjan leveys 3 metriä.

Taulukko 3.6. VE2. Vaihtoehtojen A ja B alustavien rakenteiden mittoja ja mitoittavia vedenpintoja.

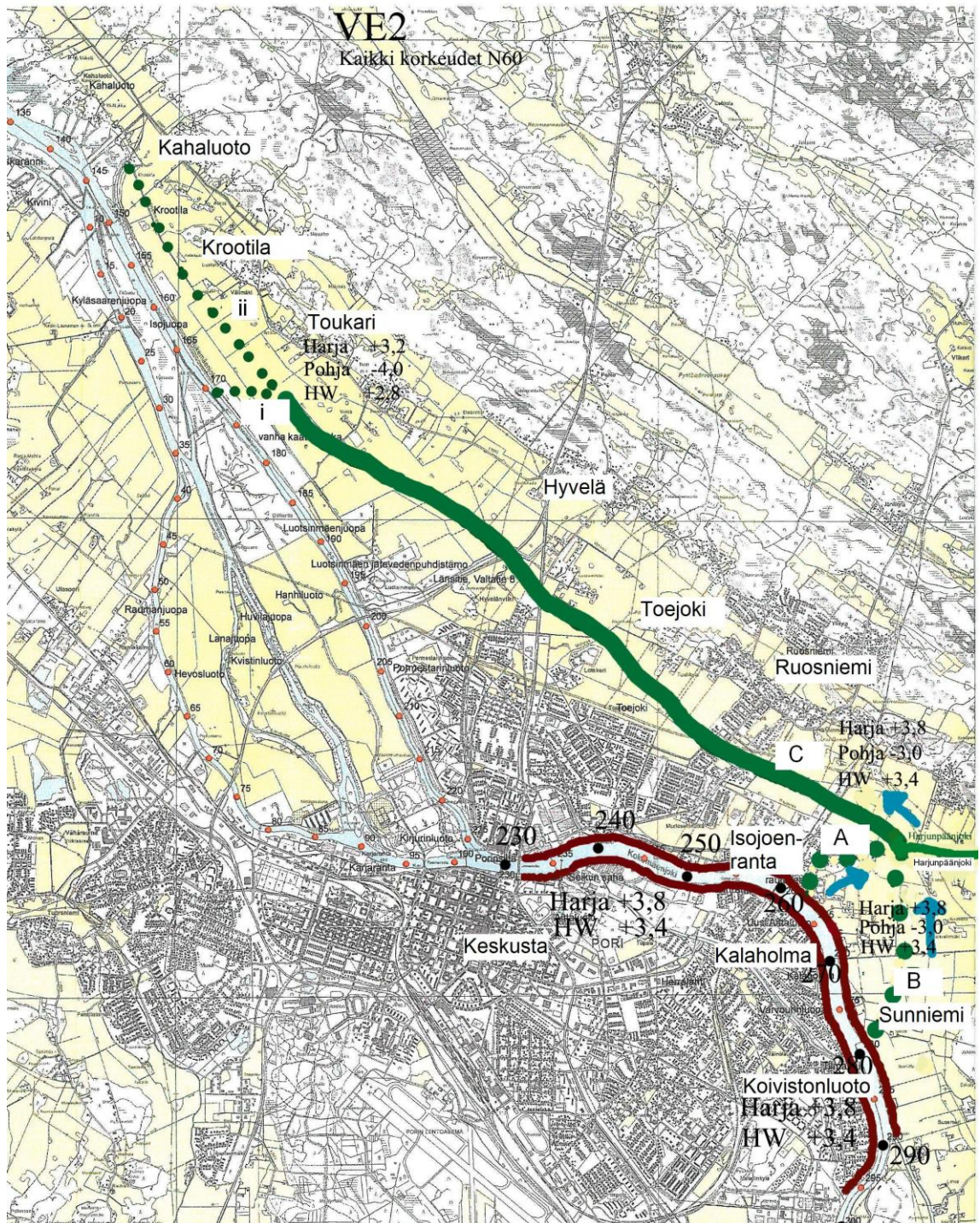
Sunniemi		
Padon harjan taso	N60	+3,8
Uoman pohjan taso	N60	-3,0
Mitoittava ylivesi	N60	+3,4

Taulukko 3.7. VE2. Vaihtoehdon C alustavien rakenteiden mittoja ja mitoittavia vedenpintoja kaupunginosittain.

Ruosniemi		
Padon harjan taso	N60	+3,8
Uoman pohjan taso	N60	-3,0
Mitoittava ylivesi	N60	+3,4
Toukari		
Padon harjan taso	N60	+3,3
Uoman pohjan taso	N60	-3,85
Mitoittava ylivesi	N60	+2,9
Kahaluoto		
Padon harjan taso	N60	+2,8
Uoman pohjan taso	N60	-4,4
Mitoittava ylivesi	N60	+2,4

Suunniteltavien rakenteiden alustavia poikkileikkauksia on esitetty luvussa 3.2.

Mikäli stabiliteetti ei ole luiskakaltevuudella 1:2 riittävä, siirretään patoja etäämmäksi tai loivennetaan luiskaa. Lisäuoman osalta voidaan stabiliteettia parantaa lisäksi kevennysleikkauksella ja veden padottamisella pohjapadoilla. Mikäli stabiliteetti on edelleenkin riittämätön, voidaan nostaa uoman pohjaa enintään metrin ylemmäksi.



Kuva 3.2. VE2. Nuolet kuvaavat veden virtaussuuntaa. Linjaukset A ja B sekä i ja ii ovat vaihtoehtoisia.

3.5. Vaihtoehto 3

3.5.1 Kokemäenjoen rannat

Vaihtoehdossa 3 (VE3) Kokemäenjoessa suoritettaisiin laajoja ruoppauksia ja rannoille rakennettaisiin padot korkeuteen +3,8 eli samaan korkeuteen kuin VE2:ssa, mutta kuitenkin selvästi alemmaksi kuin VE1:ssa.

Tulvapatot rakennettaisiin samalle paaluvälille kuin VE2:ssa. Kokemäenjoessa tässä vaihtoehdossa arvioituja mitoittavia vedenpintoja ja tulvapatojen mittoja on esitetty taulukossa 3.8.

Taulukko 3.8. VE3. Kokemäenjoen ratkaisujen arvioituja mittoja.

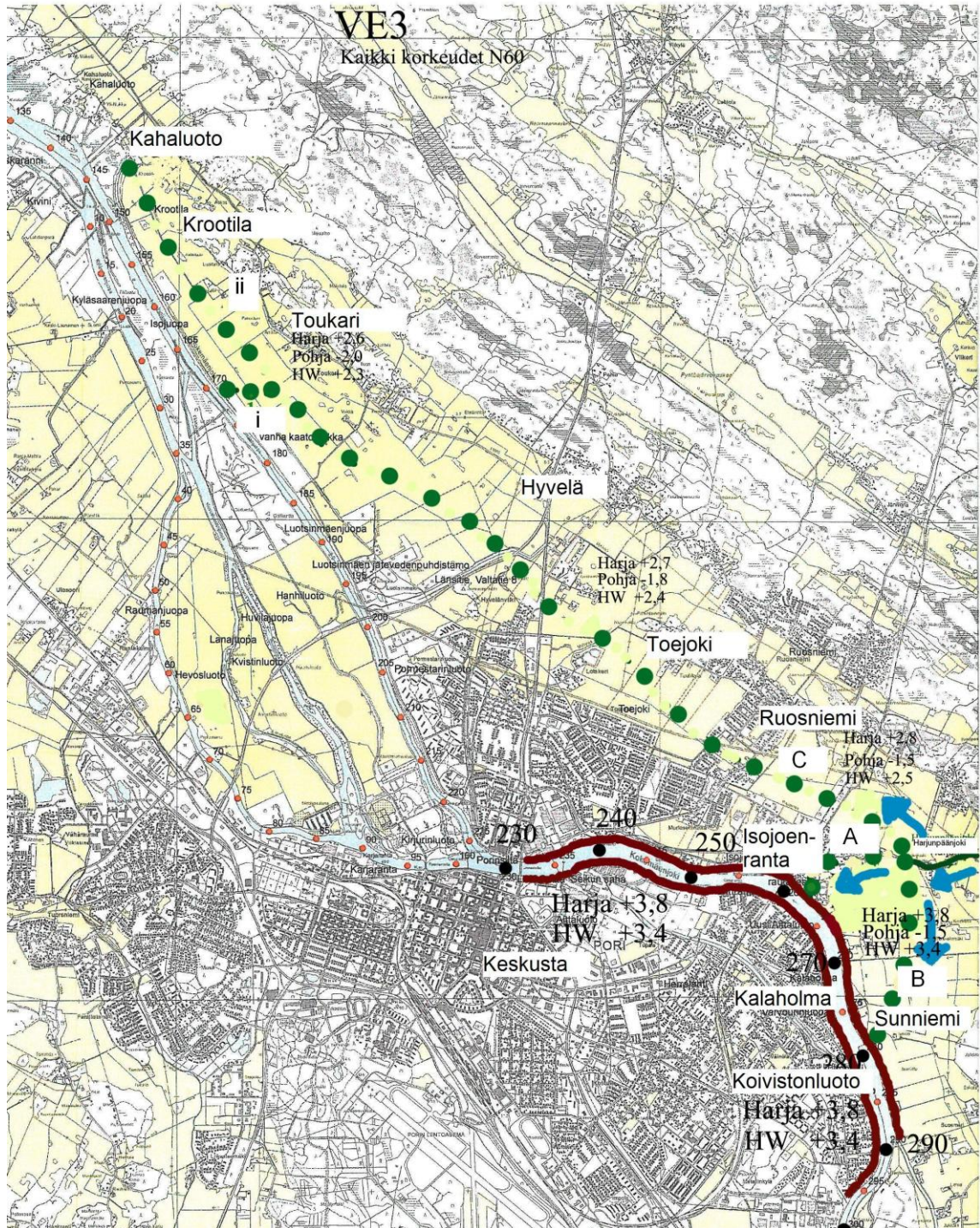
Padon harjan taso	N60	+3,8
Mitoittava ylivesi HW	N60	+3,4
Mitoittava alivesi NW	N60	-1,0
Keskivesi MW	N60	+0,2
Padon kuivavara	m	0,4
Padon harjan leveys	m	3,0

Ruoppaukset on alustavien hydrologisten virtausselvitysten perusteella suunniteltu tehtäväksi Kokemäenjoessa 60 metrin leveydelle. Tässä työssä on laskennoissa käytetty kuitenkin 80 metrin leveyttä, johon on sisällytetty työ- ja eroosiovara. Ruoppaukset sijoittuisivat paaluvälille 227–285. Ruoppauksen jälkeen pohjan taso olisi -5,5 paalulta 246 yläjuoksulle päin ja -6,0 paalulta 246 alajuoksulle päin. Ruoppauksen osalta ongelmaksi tulee läjityspaikan löytäminen ruopatulle ainekselle.

3.5.2 Harjunpäänjoki

Harjunpäänjoen osalta tilanne ratkaistaisiin lähes samanlaisesti kuin vaihtoehdossa 1. Vaihtoehdoissa A ja B tosin mitoitusylivesi olisi nyt korkeudella +3,4 ja padon harja tasossa +3,8. Vaihtoehto C olisi täysin samanlainen kuin vaihtoehdossa 1.

Suunniteltavien rakenteiden alustavia poikkileikkauksia on esitetty luvussa 3.2. Jos stabiliteetti on määritetyillä maaparametreilla luiskakaltevuudella 1:2 riittämätön, loivennetaan luiskaa. Mikäli tämä ei paranna stabiliteettia riittävästi, siirretään patoa etäämmäksi rannasta. Uusien suunniteltavien uomien osalta voidaan lisäksi stabiliteettia parantaa käyttämällä kevennysleikkausta luiskassa tai padottamalla vettä pohjapadolla.



Kuva 3.3. VE3. Nuolet kuvaavat veden virtaussuuntaa. Linjaukset A, B ja C ovat vaihtoehtoisia, kuten myös i ja ii.

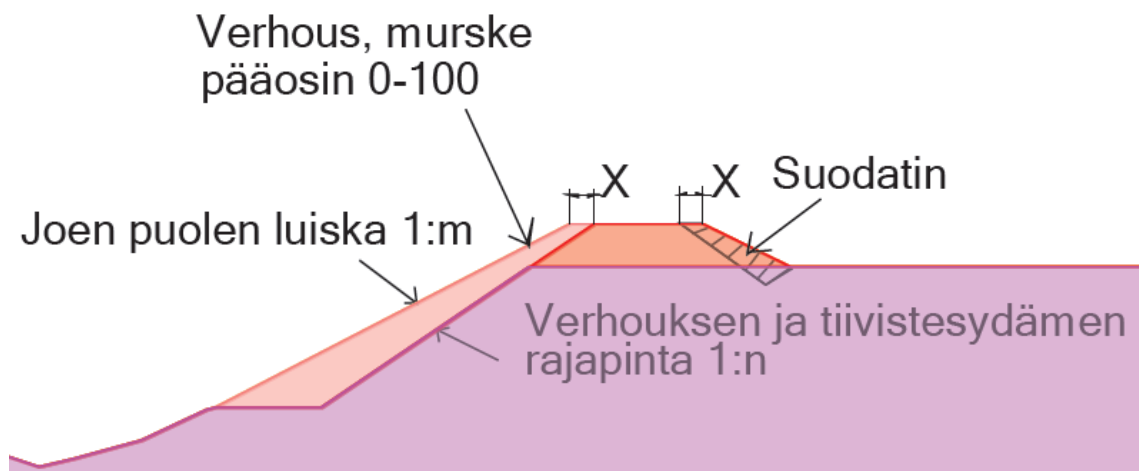
3.6 Suunniteltavat rakenteet

3.6.1 Tulvapadot Kokemäenjoen rannalla

Rakenteet, joita suunnitelmissa on käytetty, ovat alustavia ja perustuvat Porin kaupungilta saatuihin alustaviin suunnitelmiin.

Tulvapatoihin tulee joen puolelle murskeverhous. Patoihin tulee lisäksi tiivistesydän ja kuivalle puolelle suodatin. Kokemäenjoen rannalla padot rakennettaisiin alustavasti kaltevuuteen 1:2, jota voidaan loiventaa, mikäli stabiliteetti on riittämätön. Padon siirron vaikutusta etäämmäksi rannasta voidaan käyttää stabiliteetin parantamiseen paikoissa, joissa se on mahdollista.

Rannoilla ei liene massamäärien vuoksi järkevää käyttää loivempaa luiskaa kuin 1:3. Luiskaan tulisi murskeverhous, joka siis tehtäisiin alustavasti kaltevuuteen 1:2 (1:m kuvassa 3.4). Verhouksen ja tiivistesydämen tai pohjamaan rajapinta tehtäisiin tätä jyrkemmäksi, alustavasti kaltevuuteen 1:1,5 tai nykyisen maanpinnan kaltevuuteen (1:n kuvassa 3.4). Verhous suojaa patoja ja rantoja eroosiolta. Verhous ulottuisi joen pohjaan asti. Verhouksen materiaali on sellainen, ettei vaarallisin liukupinta voi kulkea kokonaan sitä pitkin. Kuvassa 3.4 on esitetty tulvaporakenteen periaatteellinen poikkileikkaus. Kuvan x-mitan on tarkasteluissa oletettu olevan 0,7 metriä.



Kuva 3.4. Periaatteellinen Kokemäenjoen tulvapadon poikkileikkaus

Tällä hetkellä on Kokemäenjoen rannoilla tehty ensiapukorjauksia oikealla eli pohjoisrannalla paaluväleillä 235+50–247+00 ja 250+30–255 sekä vasemmalla eli etelärannalla välillä 250+30–262+00. Rakennettu tulvapatto näyttää kuvan 3.5 mukaiselta.

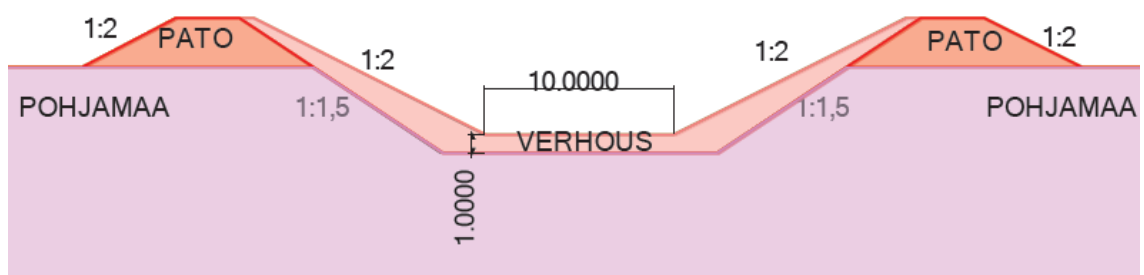


Kuva 3.5. Kokemäenjoen pohjoisrannan ensiapukorjauksissa vuonna 2008 tehty tulvapato.

3.6.2 Harjunpäänjoen, Harjunpäänjoen käanttöjen ja lisäuoman rakenteet

Uudet rakennettavat uomat ja kunnostuksen jälkeinen tilanne Harjunpäänjoella tarkastellaan siten, että pohjan leveys olisi 10 metriä. Vaihtoehdossa 2 lisäuoma tarkastellaan myös pohjan leveydellä 30 metriä. Suurimmassa osassa aluetta uusien uomien lisäksi rakennetaan myös tulvapato, jotta tulvasuojelun vaatima korkeustaso saavutettaisiin.

Harjunpäänjoella padot olisivat rakenteeltaan samanlaisia kuin Kokemäenjoen rannalla. Uusiin suunniteltaviin uomiin ja Harjunpäänjoen alajuoksulle tehtäisiin kaivantoon ja tulvapatoihin verhous kuvan 3.6 mukaisesti. Luiskat tehtäisiin alustavasti kaltevuuteen 1:2. Verhouksen ja tiivistesydämen tai pohjamaan rajapinnan kaltevuus olisi myös tässä vaihtoehdossa noin 1:1,5. Lisäuoman pohjassa olisi noin metrin paksuinen murskeverhous.



Kuva 3.6. Uusien uomien alustava periaatteellinen poikkileikkaus.

Mikäli uusissa suunniteltavissa uomissa tai Harjunpäänjoen alajuoksun ratkaisuisa stabiliteetti on liian pieni, loivennetaan luiskaa. Tällöin kuitenkin luiskissa verhouksen paksuuden tulisi olla noin metrin luokkaa. Stabiliteettia voidaan parantaa myös siirtämällä patoa, luiskien kevennysleikkauksella tai padottamalla vettä pohjapadolla. Lisäuoman osalta stabiliteettia voidaan tarvittaessa yrittää parantaa myös nostamalla pohjan tasoa metrin ylemmäksi.

4. VAKAVUUSLASKENNAN TEORIAA

4.1 Stabiliateetin laskenta liukupintamenetelmällä

Tässä diplomityössä tutkittiin Porin tulvasuojelurakenteisiin liittyvien luiskien vakavuutta eli stabiiliteettia. Yleisin käytössä oleva menetelmä luiskien stabiiliteetin laskemiseen on rajatasapainomenetelmään (LEM) perustuva liukupintamenetelmä. Liukupintamenetelmä perustuu murtotilaan, eikä siinä oteta huomioon maan kimmoplastista käyttäytymistä. Maan otaksutaan olevan murtotilassa kaikkialla tarkasteltavalla liukupinnalla. Lujuusparametrit ovat siis riippumattomia materiaalin jännitys-muodonmuutoskäyttäytymisestä.

Liukupintamenetelmän etuna on sen selkeys ja helppous verrattuna muihin kehittyneempiin laskentamenetelmiin, esimerkiksi elementtimenetelmään (FEM). Tutkimuksissa liukupintamenetelmillä ja elementtimenetelmillä on saatu toisiaan lähellä olevia tuloksia. Liukupintamenetelmää voidaan helposti soveltaa käytännössä esiintyviin monimutkaisiin tapauksiin. Tässä projektissa, jossa on kyse vasta yleissuunnitteluun rinnastettavasta vaiheesta, arvioitiin liukupintamenetelmällä saatavan riittävän tarkat tulokset.

Liukupintamenetelmässä oletetaan tietty liukupinta, jota pitkin murtuma tapahtuu. Oletetun liukupinnan yläpuolelle jäävään maakappaleeseen kohdistuvia voimia ja niiden momentteja tutkimalla voidaan laskea maakappaleen vakavuus. Liukupinnalla vaikuttava leikkauslujuus pyrkii estämään maakappaleen sortumisen. /3/

Liukupintalaskelmissa ongelmana on yleensä vaarallisimman liukupinnan sijainnin määrittäminen, jota varten tulee laskea useita liukupintoja ja pyrkiä määrittämään vaarallisin liukupinta. Vaarallisin liukupinta on se, joka antaa pienimmän varmuuskertoimen. Liukupinnat voivat olla muodoiltaan suoria, ympyrämuotoisia, spiraaleja tai näiden yhdistelmiä. Savisilla mailla liukupinnat ovat yleensä ympyrän tai ellipsin muotoisia, kun taas kitkamaalla vaarallisimmat liukupinnat ovat yleensä suorempia, esimerkiksi spiraalin muotoisia. /4,5/

Stabiiliteettiongelmaa tutkitaan liukupintamenetelmässä staattisten voima- tai momenttiehtojen taikka sekä näiden molempien avulla. Ongelma muodostuu staattisesti määrittämättömäksi, koska luiskassa olevia tuntemattomia on enemmän kuin tasapainoehtoja. Näin ollen kaikki liukupintamenetelmät tarvitsevat aina jonkin oletuksen, jotta kokonaisvarmuus F saadaan laskettua. /6,7/ Kokonaisvarmuus F on yksi, kun liukupinnalle mobilisoitunut leikkausjännitys on yhtä suuri kuin maan leikkauslujuus.

Vakiintunein ja yleisin liukupintamenetelmä on lamellimenetelmä, jota on käsitelty edempänä.

4.2 Tehokkaiden jännitysten menetelmä c' - φ'

Maan käyttäytyminen noudattaa tehokkaita jännityksiä. Tästä syystä myös stabiliteetti tulisi pyrkiä laskemaan tehokkaiden lujuusparametrien perusteella. Leikkauslujuuden (s) yhtälöstä 4.1 havaitaan, että liukupinnalla vallitsevan lujuuden määrittämiseksi on tiedettävä tehokas normaalijännitys σ'_n .

$$s = c' + \sigma'_n \tan \varphi' \quad (4.1)$$

,missä

c' = koheesio

φ' = kitkakulma

Tehokas normaalijännitys taas edellyttää yhtälön 4.2 mukaan huokospaineen u tuntemista.

$$\sigma'_n = \sigma_n - u \quad (4.2)$$

, missä

σ_n = normaalijännitys

u = huokospaine

Menetelmässä lujuus riippuu tehokkaasta jännityksestä, joka taas on riippuvainen huokospaineesta. Huokospaineen laskennallinen määrittäminen on kuitenkin ongelmallista jännitysten muuttuessa. Stabiliateettilaskentojen tulisikin perustua mitattuun huokospaineeseen. Tässä työssä tarkastellaan vasta mahdollisesti vuosikymmenien päästä ilmeneviä tilanteita, joten tuolloisista huokospaineista on mahdotonta tehdä mittauksia. Huokospaineen osalta käytetäänkin tässä työssä arvioita.

Tehokkaat lujuusparametrit c' ja φ' voidaan luotettavimmin määrittää kolmiaksaaliko-keiden jännityspolkukuvaajasta. Tätä on tarkasteltu parametrien määrittämisen yhteydessä.

Tehokkaiden jännitysten menetelmällä lasketusta vakavuudesta käytetään yleensä nimitystä avoimen tilan vakavuus. Tämä on peräisin siitä, että veden oletetaan pääsevän virtaamaan pois maan huokosista ja maan tilavuuden pientymään, kun maata kuormitetaan. Jatkossa tehokkailla jännityksillä tehdystä tarkastelusta käytetään tässä työssä nimitystä avoimen tilan tarkastelu.

4.3 Kokonaisjännitysten menetelmä $\varphi' = 0$

Kokonaisjännitysten menetelmässä murtuman oletetaan tapahtuvan suljetussa tilassa. Tästä syystä tällä menetelmällä lasketuista vakavuuksista käytetään yleensä nimitystä suljetun tilan vakavuus, jota käytetään myös tässä työssä kokonaisjännitysten menetelmällä tehdyistä tarkasteluista. Suljettu tila on ns. hypoteettinen tila, jota kuitenkin sovelletaan geotekniikassa lyhyen ajan vakavuuden laskemiseen huonosti vettä läpäisevissä koheesiomaissa. Tarkasteltaessa lyhyen ajan vakavuutta koheesiomailla oletetaan maan lujuuden suljetussa tilassa muodostuvan kokonaan koheesiosta. Menetelmä perustuu kokonaisjännitysanalyysiin. Tällöin ei tarvitse tietää maassa vallitsevaa huokospainetta, koska se ei vaikuta suljettuun leikkauslujuuteen. Pohjavedenpinta vaikuttaa ainoastaan tilavuuspainoihin ja tätä kautta maan stabiliteettiin.

Kokonaisjännitysten menetelmässä lujuus ei siis riipu jännityksestä, vaan siinä käytetään kiinteää lujuusprofiilia eli lujuus oletetaan muuttumattomaksi. Tällöin vältetään epävarmuudet, jotka liittyvät huokospaineen määrittämiseen $c' - \varphi'$ -menetelmässä. Tämä ei kuitenkaan poista sitä tosiasiaa, että lujuus määräytyy tehokkaiden jännitysten menetelmällä ja on näin ajasta riippuva. /8/

Suljetun tilan tarkasteluja käytetään suunnittelussa etenkin lyhytaikaisen ja työnaikaisen tilanteen vakavuuden laskemiseen. Tässä työssä suljetun tilan otaksutaan tarkastelluissa tapauksissa vallitsevan vedenpinnan nopean laskun tapauksessa, kun pohjamaa on koheesiomaata. Tällöin luiskan päällä olevan vesimassan katoaminen pienentää liukupinnan passiivimomenttia. Ongelmana on kuitenkin huokospaineen tunteminen tarkasteluhetkellä, koska lamellimenetelmällä laskettaessa huokospaine on sama murto- ja käyttötilassa. Tämän vuoksi myös aliveden tilanne on hyvä tarkistaa kokonaisjännitystenmenetelmällä.

Yleensä suljetun leikkauslujuuden arvona käytetään siipikairalla mitattua redusoitua siipikairaustulosta. Suljetun leikkauslujuuden määrittäminen on käsitelty tarkemmin parametrien määrittämisen yhteydessä.

Koska huokospaineen määrittäminen tässä työssä perustuu harkintaan mittausten sijaan, on koheesiomailla tarkasteltu tästä syystä myös pitkäaikaisen aliveden tilanteet kokonaisjännitystenmenetelmällä.

Seuraavissa kappaleissa on lamellimenetelmien yhteydessä esitetty tehokkaiden jännitysten käyttöön perustuvia stabiliteetin laskukaavoja, mutta ne soveltuvat käytettäväksi myös suljetun tilan tarkasteluissa. Tällöin tehokkaiden lujuusparametrien sijasta käytetään suljettua leikkauslujuutta.

4.4 Lamellimenetelmät

Vakiintunut liukupintamenetelmä on lamellimenetelmä, joka on Suomessa yleisimmin käytetty menetelmä stabiliteetin laskennassa. Lamellimenetelmässä liukupinnan yläpuolinen osa jaetaan pystysuoriksi lamelleiksi, joiden tasapainoa tutkitaan voima- ja momenttitasapainoehtojen avulla. Lamellimenetelmän periaate ja luiskaan vaikuttavat voimat on esitetty kuvassa 4.1. Kuvassa 4.2 on esitetty vapaakappalekuva yhdestä luiskan lamellista.

Jokaiselle lamellille lasketaan lamellin alapinnassa keskiarvot leikkausjännitykselle (τ) ja normaalijännitykselle (σ_n). Leikkauslujuus s lasketaan yhtälön 4.3 mukaisesti.

$$s = c + \sigma'_n \tan \varphi' \quad (4.3)$$

,missä

c' = koheesio

φ' = kitkakulma

σ'_n = tehokas normaalijännitys

Mikäli käytetään suljettua leikkauslujuutta, määräytyy leikkauslujuus pelkästään suljetusta leikkauslujuudesta s_u .

Vakavuus määritellään näin määritettyjen maan leikkauslujuuden (s) ja leikkausjännityksen (τ) suhteena yhtälön (4.4) mukaan. Tätä suhdetta kutsutaan varmuuskertoimeksi F .

$$F = \frac{\text{leikkauslujuus}}{\text{leikkausjännitys}} = \frac{s}{\tau} \quad (4.4)$$

,missä

τ = maan leikkausjännitys

s = maan leikkauslujuus

Taulukko 4.1. Lamellimenetelmän tasapainoyhtälöt ja tuntemattomat /7/

Tasapainoyhtälöt	Ehto
n	Jokaisen lamellin momenttitasapainoehto
2n	Jokaisen lamellin voimatasapaino kahteen suuntaan
n	Murtokriteeri Mohr-Coulombin mukaan leikkausjännityksen ja tehokkaan normaali-jännityksen välille
4n	Tasapainoyhtälöitä yhteensä

Tuntemattomia	Muuttuja
1	Varmuuskerroin
n	Normaalivoima lamellien pohjassa P_i
n	Normaalivoiman P_i sijainti
n	Leikkausvoima lamellien pohjassa S_i
n-1	Sisäinen normaalivoima E_i
n-1	Sisäinen leikkausvoima X_i
n-1	Sisäisten voimien resultantin sijainti
6n-2	Tuntemattomia yhteensä

Tuntemattomia pitää vähentää tekemällä joitakin yksinkertaisia oletuksia. Eri lamellimenetelmät eroavat toisistaan juuri niissä tehtyjen oletusten vuoksi. Lamellimenetelmät jaetaan yksinkertaisiin (simplified) ja tarkkoihin (rigorous) menetelmiin. Yksinkertaiset menetelmät toteuttavat joko voima- tai momenttitasapainoehdon ja tarkat menetelmät toteuttavat yleensä molemmat. /6,7/

Eri menetelmien tasapainoehtojen toteutuvuutta on esitetty taulukossa 4.2. Janbun yleinen menetelmä toteuttaa lamellikohtaisen momenttitasapainoehdon. Muut taulukossa esitetyt menetelmät, jotka toteuttavat momenttitasapainoehdon, toteuttavat kokonaismomenttitasapainoehdon.

Taulukko 4.2. Lamellimenetelmien toteuttamat tasapainoehdot /7/

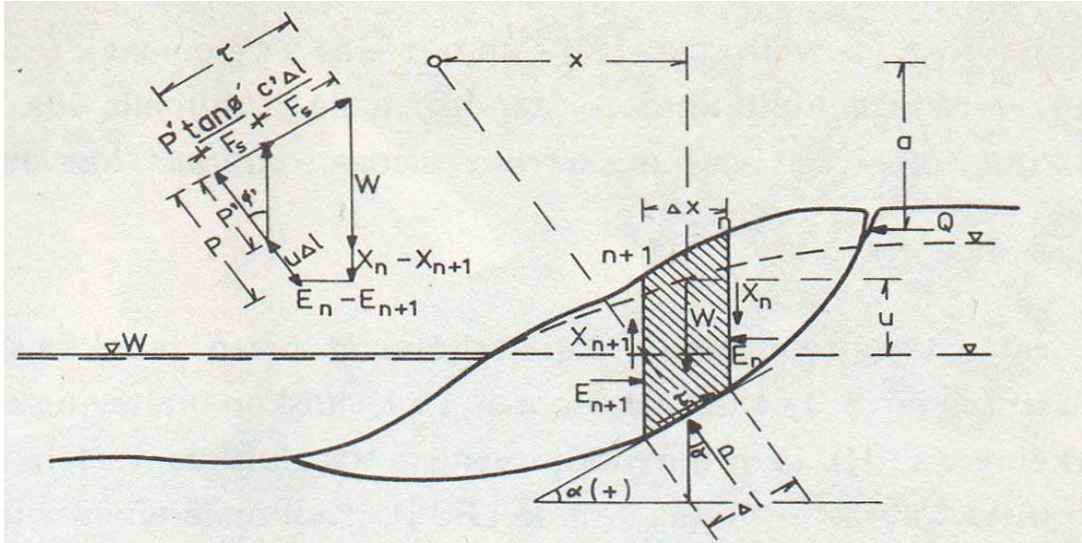
Menetelmä	Voimatasapainoehto	Voimatasapainoehto	Momenttitasapainoehto
	pystysuuntainen	vaakasuuntainen	
Ordinary method of slices	EI	EI	KYLLÄ
Bishop's simplified	KYLLÄ	EI	KYLLÄ
Janbu's simplified	KYLLÄ	KYLLÄ	EI
Spencer's	KYLLÄ	KYLLÄ	KYLLÄ
Bishop's rigorous	KYLLÄ	KYLLÄ	KYLLÄ
Janbu's generalized	KYLLÄ	KYLLÄ	KYLLÄ (LAMELLI-KOHTAISEN)
Sarma's	KYLLÄ	KYLLÄ	KYLLÄ
Morgenstern-Price	KYLLÄ	KYLLÄ	KYLLÄ

Vaikka tarkat menetelmät toteuttavat molemmat vaaditut tasapainoehdot, tarvitaan niissäkin aina jokin oletus, jotta ongelma on staattisesti määrätty. Näin ollen myöskään niistä saatavat tulokset eivät välttämättä vastaa aivan tarkasti todellisuutta./9/

Tämän työn laskelmat tehtiin käyttämällä yksinkertaisista menetelmistä Bishopin menetelmää ja tarkoista menetelmistä Morgenstern-Pricen menetelmää.

4.4.1 Bishopin yksinkertainen menetelmä

Bishopin yksinkertaisessa menetelmässä tarkastellaan ympyrämuotoisen liukupinnan momenttitasapainoehdosta ympyrän keskipisteen suhteen kuvan 4.3 mukaisesti./10/



Kuva 4.3. Luiskan vakavuuden määrittäminen $c'\phi'$ -menetelmällä Bishopin mukaan. Lamelliin vaikuttavien kaikkien voimien vektorikuvio on esitetty kuvassa vasemmalla. Laskentamenetelmän oletuksien vuoksi voimia X ja E ei kuitenkaan tarvitse laskennoissa tietää. /6/

Menetelmässä kuhunkin lamelliin vaikuttavat voimat projisoidaan pystysuoralle suunnalle ja lasketaan niiden momenttisolmu liukuympyrän keskipisteen suhteen. Tällöin momenttitasapainoehdosta ($\sum M$) seuraa: /6/

$$F = \frac{1}{\sum (\Delta W \sin \alpha)} \sum \left[\left\{ c' \Delta x + (\Delta W - u \Delta x) \tan \varphi' \right\} \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi'}{F}} \right] \quad (4.5)$$

,missä

F = Varmuuskerroin

ΔW = Lamellin massa

c' = Koheesio

Δx = Lamellin leveys

u = Huokosvedenpaine

α = Lamellin pohjan ja vaakatason välinen kulma

φ' = Maan sisäinen kitkakulma

Bishopin menetelmässä perusoletuksena on, että normaalivoima jokaisen lamellin pohjassa sijaitsee keskellä. Yhtälössä 4.5 on jätetty huomioimatta lamellien väliset leikkausvoimat ($X_n - X_{n-1}$). Näin ollen jäljellä on enää yksi tuntematon. Varmuuskerroin F esiintyy kuitenkin yhtälön 4.5 molemmilla puolilla, jolloin ratkaisu saadaan iteroimalla sijoittaen tavallisesti yhtälön oikealle puolelle alkuoletukseksi $F_s = 1$. Iterointia jatketaan kunnes yhtälö 4.5 toteutuu. Bishopin yksinkertainen menetelmä toteuttaa vain momenttitasapainoehdon, mutta ei ota huomioon vaakasuuntaista voimatasapainoehtoa. /4,6,11/

Lamellien välisten leikkausvoimien huomiotta jättäminen hieman aliarvioi todellista varmuutta. Menetelmä ei sovellu käytettäväksi, jos luiskaan vaikuttaa suuria vaakavoimia. /6/ Tässä työssä tehtäviin rantapenkereiden stabiliteettitarkasteluihin menetelmä soveltuu hyvin.

Bishopin menetelmä on suosituin käytössä oleva stabiliteettilaskennan menetelmä maailmassa. Menetelmä on hyvin nopea ja varmatoiminen; lisäksi sillä saadaan yleensä riittävän tarkkoja tuloksia. /9/

4.4.2 Morgenstern-Pricen yleinen menetelmä

Morgenstern-Pricen menetelmä toteuttaa koko liukupinnan momenttitasapainoehdon sekä voimatasapainoehdon. Lamellien välisten leikkaus- ja normaalivoimien välille otaksutaan vapaasti valittava suhde. Tämä suhde esitetään voimafunktion $f(x)$ sekä kerroimen λ avulla yhtälön 4.6 mukaisesti. /9,11/

$$\mathbf{X} = \lambda f(x) \mathbf{E} \quad (4.6)$$

, missä

$f(x)$ = voimafunktio

λ = osuus käytettävästä funktiosta

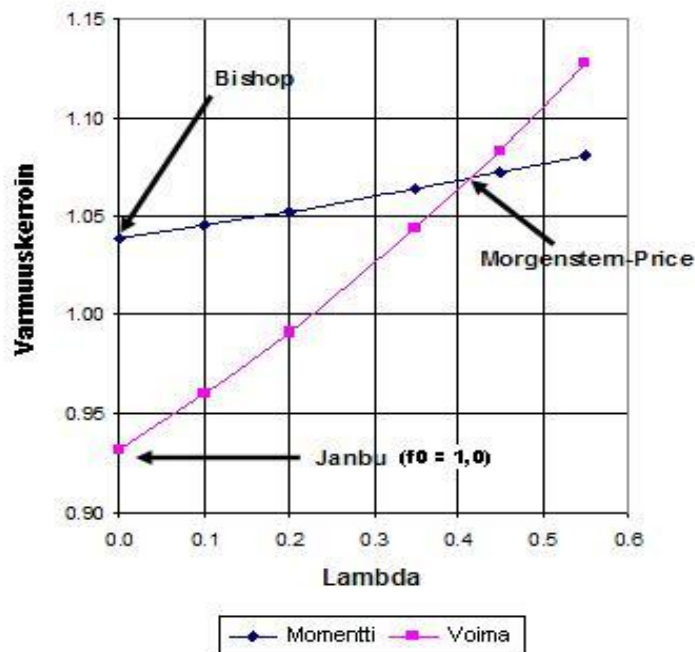
\mathbf{X} = sisäinen leikkausvoima

\mathbf{E} = sisäinen normaalivoima

Tämän työn laskennat tehtiin Geocalc-ohjelmalla, jossa voimafunktio on mahdollista antaa seuraavilla tavoilla: /9/

1. $f(x)$ = vakio (=1) Spencerin menetelmä
2. $f(x)$ = $\sin(x)$
3. $f(x)$ = trapetsoidi
4. $f(x)$ = Fredlund-Wilson-Fan-funktio

Sopivan voimafunktion avulla ongelma pystytään ratkaisemaan lambdaa varioimalla. Ratkaisu löydetään voimafunktion avulla iteroimalla. Ratkaisu löytyy kuvan 4.4 mukaisesti kohdasta, jossa sekä voima- että momenttitasapainoyhtälöistä saadaan sama varmuuskerroin./11/



Kuva 4.4. Varmuuskertoimen määräytyminen eri laskentamenetelmillä. Morgenstern-Pricen menetelmän ratkaisu löytyy iteroinnin jälkeen voima- ja momenttitasapainoyhtälöiden leikkauskohdasta. Bishopin menetelmä jättää huomioimatta sisäiset leikkausvoimat, jolloin lambda saa arvon nolla ja ratkaisu löytyy yllä olevan kuvaajan momenttitasapainoyhtälön ja y-akselin leikkauspisteestä. /11/

Morgenstern-Pricen menetelmässä yhtälöt ovat epälineaarisia ja monimutkaisia, minkä vuoksi menetelmä on selkeästi hitaampi kuin yksinkertaiset menetelmät.

4.5 Mallinnus Geocalc-ohjelmalla

Tämän työn laskennat suoritettiin käyttäen Bishopin yksinkertaista ja Morgenstern-Pricen menetelmiä. Jälkimmäistä käytettäessä käytettiin voimafunktiota $f(x) = \sin(x)$. Kaikki laskennat tehtiin lähtökohtaisesti Bishopin yksinkertaisella menetelmällä ja tarkastettiin Morgenstern-Pricen menetelmällä kahdella eri tavalla: ympyrämuotoista ja vapaamuotoista ylöspäin koveraa liukupintaa käyttämällä.

Kotimaisen lähteen /12/ mukaan Bishopin yksinkertainen menetelmä soveltuu hyvin käytettäväksi maapatojen ja kaivantojen vakavuuslaskelmissa, minkä vuoksi sen käyttö on tässä työssä perusteltua.

Tämän työn laskennat suoritettiin käyttämällä Novapoint Geocalc -ohjelmaa, joka perustuu Slope 2000 -laskentaohjelmaan. Varmuuskertoimen ohjelma ratkaisee double QR -menetelmällä, jossa varmuuskerroin ja lamellien väliset leikkausvoimat ratkaistaan monimutkaisilla matriisimanipulaatioilla ilman iterointia, joka on perinteistä iterointia tehokkaampi tapa. /9/

Bishopin yksinkertaisella menetelmällä, jossa liukupinta oletetaan ympyrämuotoiseksi, saatiin laskennoissa keskimäärin hieman pienempiä varmuuksia kuin laskettaessa Morgenstern-Pricen menetelmällä ympyräliukupintaa käyttämällä. Ero johtunee juuri Bishopin menetelmässä huomioimatta jätetyistä sisäisistä leikkausvoimista. Laskemalla Morgenstern-Pricen menetelmällä vapaamuotoista koveraa liukupintaa käyttämällä saatiin hieman pienempiä varmuuksia kuin edellä mainittuja ympyräliukupintoja käyttämällä. Tämä johtuu siitä, että vaarallisin liukupinta on harvoin aivan ympyrän muotoinen. Eri menetelmillä laskettujen varmuuskertoimien erot olivat kuitenkin niin pieniä, etteivät ne vaikuttaneet mitoitukseen.

Novapoint Geocalc -ohjelmaan annetaan lähtötietoina luiskan geometria, pohjavedenpinnan sijainti, mahdollinen huokosveden ylipaine, ulkoiset voimat, maaparametrit ja mahdolliset muut stabiliteettiin vaikuttavat tekijät. Näistä ohjelma ratkaisee vaarallimmman liukupinnan sijainnin ja varmuuskertoimen.

5. TARKASTELTAVAT MITOITTAVAT TILANTEET JA RAJAUKSET

5.1 Yleistä

Tämän työn tarkoituksena on arvioida luvussa 3 mainittujen vaihtoehtoisten ratkaisujen geoteknisiä toteutusmahdollisuuksia. Tässä työssä keskitytään vain maasta tehtävien rakenteiden toteutusmahdollisuuksiin. Nämä määräytyvät pitkälti stabiliteettitarkastelujen avulla.

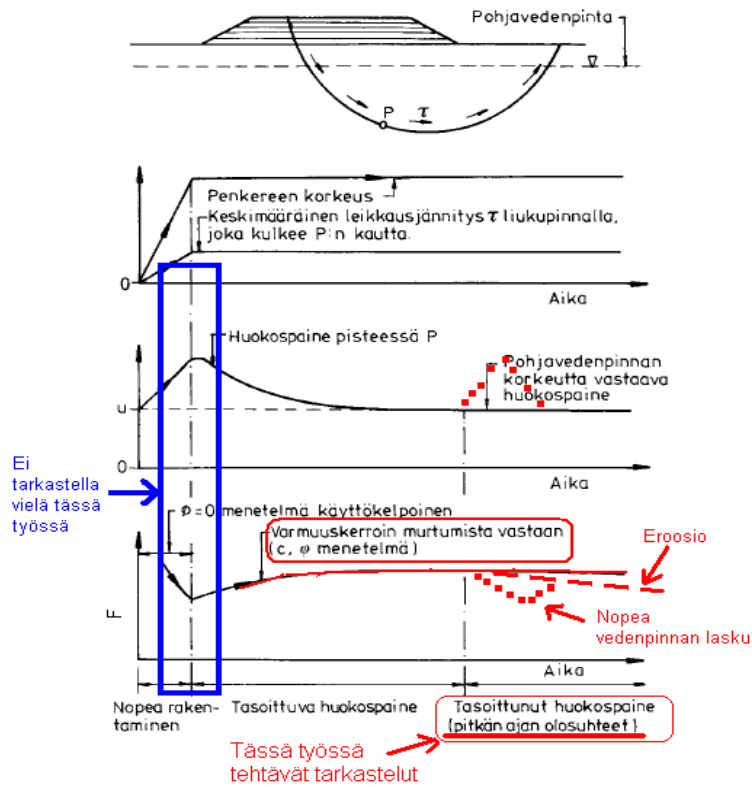
Patoturvallisuusohjeiden mukaan patojen stabiliteetti tulee laskea ainakin rakennusaikana, normaalissa käyttötilassa sekä vedenpinnan nopean laskun jälkeen. Normaalilla käyttötilalla tarkoitetaan patoturvallisuusohjeissa /13/ tilannetta mitoittavan yliveden eli HW:n aikana. Tällaisessa tapauksessa, kun kyseessä on tulvapadot, normaalin käyttötilan voi olettaa vallitsevan veden ollessa alhaalla. Stabiliteettia laskettaessa on tarkasteltava sekä padon että padon ja pohjamaan vakavuus./13/

Tähän työhön ei ole sisällytetty patoturvallisuusohjeiden vaatimaa tulvapenkereiden rakennusaikaisen tilanteen tarkastelua. Padon tai penkereen rakentamisen aikana ja heti sen jälkeen etenkin huonosti vettä läpäisevissä savimaissa pengerluiskan stabiliteetti on pienimmillään, koska maassa huokosvedenpaine kasvaa kuormituksen lisääntyessä. Tätä on havainnollistettu kuvassa 5.1.a sinisellä värillä. Mahdolliset ongelmat työnäikaisen stabiliteetin suhteen voidaan ratkaista myöhemmissä mitoitusvaiheissa. Työnäikaista stabiliteettia voidaan parantaa käyttämällä eri työmenetelmiä, kuten vaiheittain pengertämistä tai vedenalaisesti kaivua.

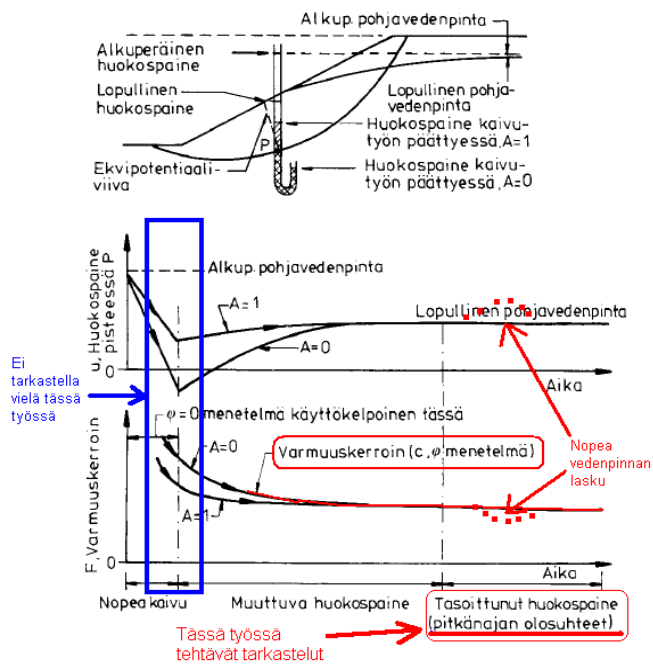
Suunnittelualueella on kyseessä penkereillä eli tulvapadoilla ns. heikkenevä tilanne, joissa stabiliteetti voi heikentyä ajan myötä eroosion ja ulkoisen vedenpinnan nopean vaihtelun aiheuttaman huokosveden ylipaineen myötä. Tällöin lyhytaikainen lujuus ei välttämättä ole mitoittavin. Myöhemmin käyttöaikana saattaa myös tulla tilanteita, joissa varmuuskerroin on pienimmillään.

Uusien kaivettavien uomien leikkausten osalta stabiliteetin kannalta mitoittavin tilanne on myöhemmin kaivamisen jälkeen, kun huokospaine tasoittuu normaalille tasolle. Lisäksi myöhemmin rakenteen käyttöaikana ulkoinen vedenpinta vaihtelee nopeasti, mikä saattaa olla stabiliteetin kannalta mitoittavin tilanne. Tästä syystä on turha vielä tässä yhteydessä laskea rakennusaikaista stabiliteettia. Mitoitustilannetta on havainnollistettu kuvassa 5.1b punaisella värillä.

a) Penger



b) Leikkaus



Kuva 5.1. Stabiiliteetin muuttuminen ajan suhteen, a) penger ja b) maaleikkaus. Katkoviivoilla on esitetty tulvapenkereiden ja -leikkausten mitoittavia tilanteita alkuperäisen kuvan /4/ päälle, joka kuvaa tie- ja ratapenkereiden mitoittavia tilanteita.

Työssä keskitytään selvittämään vaihtoehtoisten tulvasuojelurakenteiden pitkän ajan vakavuutta eli lasketaan kuvassa 5.1 punaisella korostettuja alueita. Käyttötilan stabiliteettitarkasteluista saadaan tietoa, mitkä vaihtoehdoista on järkevintä viedä jatkosuunnitteluun.

Työssä on tarkasteltu pääasiassa vain määrän luiskan stabiliteettia, jolle mitoittavimmiksi tilanteiksi on käyttötilassa arvioitu pitkäaikainen alivesi ja nopea vedenpinnan lasku. Rantojen nykytilaa on tarkasteltu myös keskivedellä. Joissakin tapauksissa on tarkasteltu myös mahdollisten lähellä olevien rakennusten vaikutusta.

Kuivan luiskan stabiliteettia ei tässä työssä muutamaa poikkeusta lukuun ottamatta ole tarkasteltu. Mahdollinen kuivaa luiskaa heikentävä tilanne eli mitoittava ylivesi sattuu harvoin ja kestäen korkeintaan muutamien viikkojen ajan. Kuivan luiskan puolella on suodatin, johon padon läpi suotautuva vesi purkautuu. Vesi ei yliveden aikaa todennäköisesti ehdi kulkeutumaan kuivaan luiskaan asti tai ainakaan kyllästämään koko luiskaa ja siten alentamaan merkittävästi tehokkaita jännityksiä luiskassa. Kuivat luiskat ovat lisäksi matalia vain tulvapatosta muodostuvia luiskia. Patojen harjalla ei myöskään sallita liikennettä samaan aikaan kun vesi uomassa on korkealla.

Padon harjalla sallitaan muullonkin vain kunnossapito- ja huoltoliikennettä. Tätä sallitaan vain silloin, kun olosuhteet stabiliteetin kannalta ovat riittävän hyvät. Tästä syystä padon harjalla tapahtuvaa liikennettä ei oteta mitoituksessa kuormana huomioon.

Rakennuksista aiheutuva kuorma tarkastellaan alueilla, joissa tulvasuojelurakenteet tulisivat sijoittumaan lähelle rakennuksia. Näin on etenkin nykyisen Harjunpäänjoen alueella ja paikoin Kokemäenjoen rannoilla. Suunnittelualueilla on pelkästään pientaloja. Talokuormana on käytetty noin 10 m levyistä 5 kPa:n tasokuormaa.

Työssä tarkasteltiin vain tilanteita, jossa liukupinta kulkee perusmaata pitkin. Toisin sanoen pelkästään tulvapatojen stabiliteettia ei tarkasteltu. Suunnitellut padot ovat pääasiassa matalia ja ne on otaksuttu rakennettavaksi sellaisesta materiaalista, että niiden oma stabiliteetti on riittävä.

Tulvapatot tulevat ajan myötä todennäköisesti pehmeällä pohjamaalla painumaan. Painumat voidaan patojen osalta hoitaa kunnossapidolla. Tulvapatojen painumatarkasteluja ei tässä työssä tehty. Mahdollisesti uusien kaivettavien uomien vaikutus pohja -ja orsi-veteen rajattiin niin ikään tämän työn ulkopuolelle.

5.2 Nopea vedenpinnan lasku

Vedenpinnan nopean laskun jälkeen on luiskassa stabiliteetin kannalta mitoitettava tilanne. Tällöin luiskan passiivipuolella stabiliteettia lisäävä vesimassa katoaa. Kun tämä tapahtuu nopeasti, ei maaluis-kassa oleva vesi pääse poistumaan luiskasta yhtä nopeasti. Veden poistumisnopeuteen vaikuttaa maalajin vedenläpäisevyys. Vedellä on luiskassa lujuttava vaikutus, koska vedenpaine maanhuokosissa pienentää maan tehokkaita jännityksiä.

Nopea vedenpinnan lasku voi tapahtua, kun vedenpinta joessa tai lisä-uomassa nousee alajuoksulle muodostuneen jääpadon tai hyyteen vuoksi. Kun jääpato tai hyyde aikanaan purkautuu tai joen virtaama pienenee, voi vedenpinta tämän seurauksena muuttamassa päivässä laskea monta metriä.

Vaihtoehtoisissa nopea vedenpinnan lasku tarkastellaan siten, että mitoitavasta ylivedestä (HW) vesipintaa laskee tasolle ± 0 . Työn yhteydessä on arvioitu, että vesi ei laskisi nopeasti tätä alemmalla tasolle tai aliveden korkeudelle asti. Mitoitusyliveden korkeuksia on käsitelty luvussa 3 tarkasteltavien vaihtoehtojen esittelyn yhteydessä.

Laskennoissa vedenpinnan nopean laskun jälkeisen huokospaineen osalta käytetään arvioita. Mitoitettavaa tulvaa, jota varten rakenteet suunnitellaan, ei ole vielä ollut.

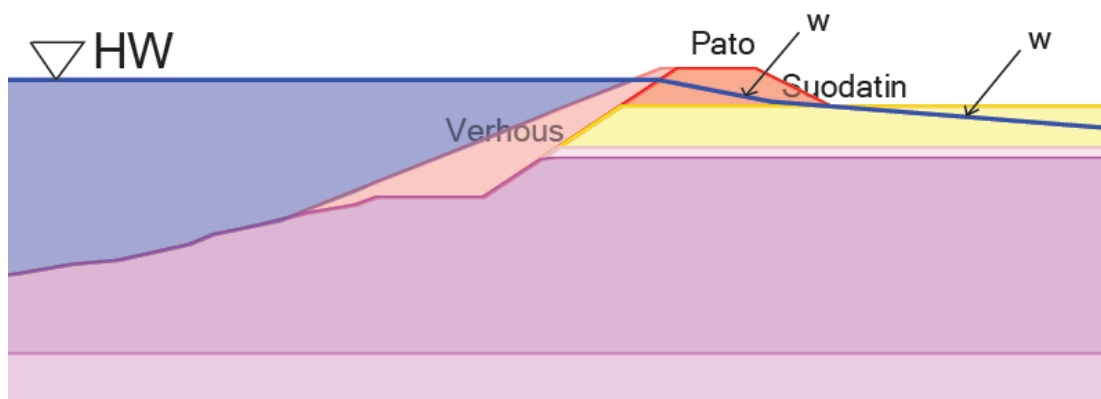
Tulvapattojen osalta voitaisiin huokospaineen muutosta arvioida esimerkiksi Skemptonin huokospaineparametrien A ja B avulla virtausviivaverkostoa apuna käyttäen /4/. Tässä tapauksessa tilanne on kuitenkin monimutkainen, koska tulvapenkereet ovat matalia ja tarkoitus on tarkastella tulvapenkereen ja pohjamaan stabiliteettia yhdessä. Alueen pohjamaan ominaisuudet vaihtelevat merkittävästi, eikä rakenteissa käytettävistä materiaaleista ole varmaa tietoa vielä tässä suunnitteluvaiheessa. Huokospaineen tarkka mallintaminen vedenpinnan nopean laskun tilanteessa vaatisi numeeristen menetelmien käyttöä ja olisi työlästä. Tämän vuoksi tässä työssä on käytetty huokospaineen ja pohjavedenpinnan osalta arvioita.

Tulvapattoihin ja uomien luiskiin on tarkoitus rakentaa kussakin tapauksessa verhous. Verhouksesta rakennetaan sellainen, että liukupinta ei voi kulkea kokonaisuudessaan sitä pitkin. Verhous tehdään murskeesta, josta vesi poistuu lähes yhtä nopeasti ulkoisen vedenpinnan kanssa. Alueella on vallitsevina maalajeina pääasiassa savinen siltti ja lihava tai laiha savi. Näiden vedenläpäisevyys on alhainen. Mitoitettavat tilanteet voisivat ääritapauksissa olla kuvien 5.2 ja 5.3 kaltaiset. Kuvissa on sinisellä viivalla kuvattu ulkoista vedenpintaa ja suotovedenpintaa.

Kyseinen kuvattu tilanne on siis mahdollinen ääritapaus, joka vaatisi, että vedenpinta laskisi nopeasti. Käytännössä kuvattuun vedenpinnan laskuun menisi pahimmassakin

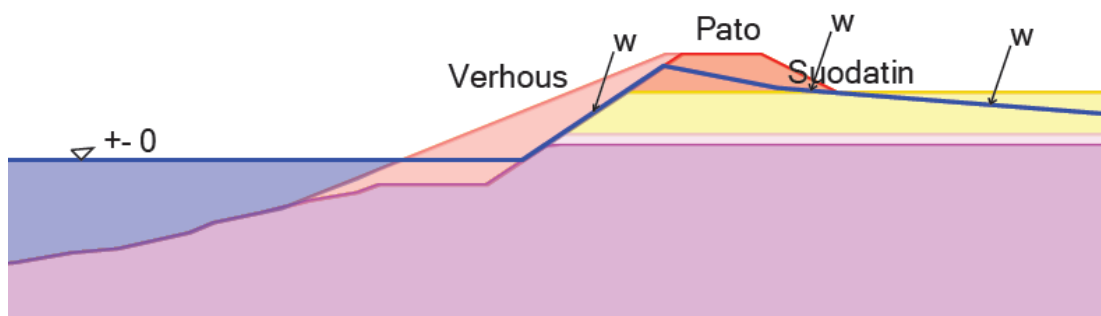
tapauksissa muutamia päiviä, jolloin osa huokospaineesta ehtisii poistumaan maasta luiskan yläosissa. Toisaalta taas syvemällä maassa saattaisi tällöin vielä olla huokosveden ylipainetta. Tarkasteluissa on lähdetty siitä, että pohjavedenpinta kulkisi verhousluiskan ja maanpinnan rajakohdassa. Tämän arvioitiin olevan mitoituksen kannalta varma ratkaisu.

Yliveden tilanne Vedenpinta HW tasolla



Kuva 5.2. Oletettu tilanne mitoitusylivedellä joen rannassa, myös lisäuumalla on oletettu tilanne samanlaiseksi.

Nopea vedenpinnan lasku Vedenpinta HW --> 0



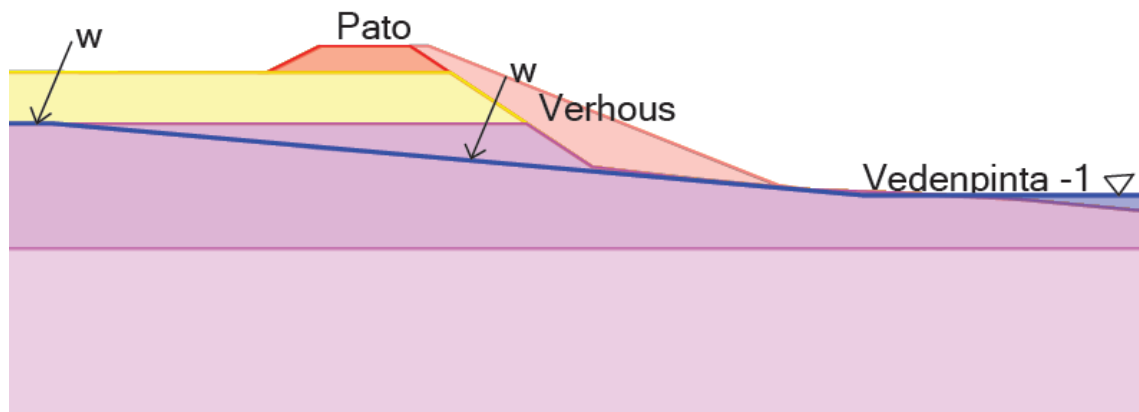
Kuva 5.3. Tarkasteluissa oletettu tilanne vedenpinnan nopean laskun jälkeen joen rannassa, jolloin huokosvesi ei ole ehtinyt purkautua kuin verhoussesta. Lisäuumalla oletetaan tilanne samankaltaiseksi.

5.3 Pitkäaikainen alivesi (NW)

Yksi tarkasteltavista tilanteista on pitkäaikainen alivesi, koska tällöin ulkoinen vedenpinta on alimmillaan, eikä luiskan vakavuutta lisäävää vesimassaa passiivipuolella ole niin paljon kuin normaalitilanteissa. Tällöin liukupintaan vaikuttava passiivimomentti pienenee. Tällainen tilanne syntyy yleensä pitkänä kuivina kausina. Pitkäaikaisen aliveden on arvioitu suunnittelualueella olevan tasolla $-1,0$. Tämä on likimain vastaava kuin meren alivesi.

Huokosvedenpaine lasketaan tarkasteluissa pohjavedenpinnan mukaan. Koska kyseessä on pitkäaikaisen aliveden tilanne, pohjavesi laskee normaalilta tasoltaan uoman ulkoisen vedenpinnan tasolle vähitellen kuvan 5.4. mukaisesti. Laskun jyrkkyys on kussakin tapauksessa arvioitu valitsevien maalajien perusteella.

Aliveden tilanne Vedenpinta NW tasolla



Kuva 5.4. Pitkäaikaisen aliveden tilanne

5.4 Nosteen aiheuttama pohjannousu kaivannoissa

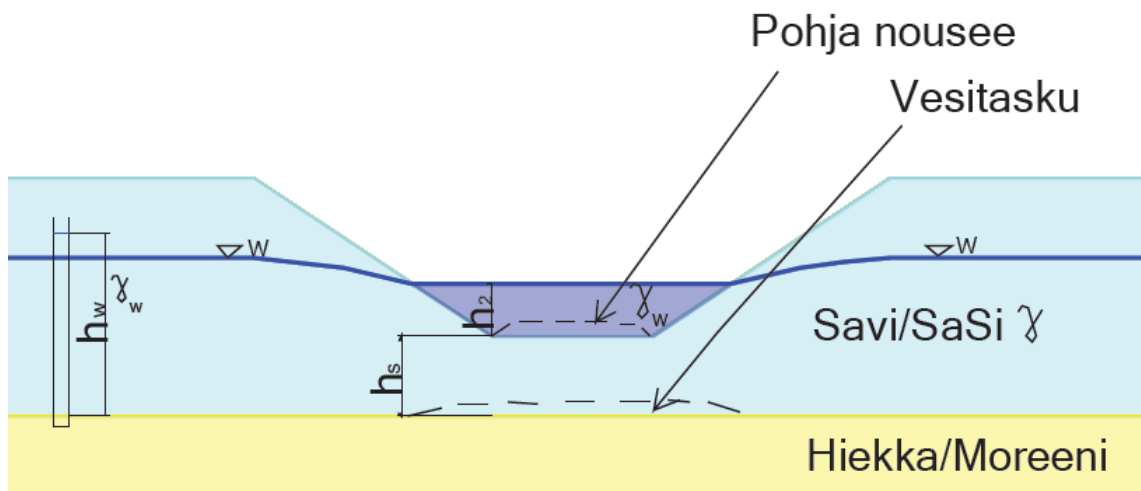
Suunniteltujen lisäuumien alueella tulee tutkia nosteen aiheuttaman pohjannousun mahdollisuus. Tarkoituksena on tutkia, onko uomalinjalla paikkoja, joissa nosteen aiheuttama pohjannousu aiheuttaa reunaehtoja uomassa olevalle vedenpinnan korkeudelle.

Nosteen aiheuttama pohjannousu voi aiheutua, kun kaivannon pohjan alapuolella on ohuehko huonosti vettä läpäisevä tai vettä läpäisemätön koheesiomaakerros ja tämän alapuolella karkearakeisempi paremmin vettä läpäisevä maakerros, johon voi syntyä

pohjaveden vaikutuksesta painetta. Tällöin vedenpaineen vaikutuksesta kaivannon pohja voi nousta. Periaatetta on esitelty kuvassa 5.5. /14/

Pohjannousu tarkoittaa sitä, että pohja saattaa löyhtyä ja halkeilla. Mikäli pohja löyhtyy tai halkeilee, huonontaa se myös luiskan stabiliteettia. Lisäksi pohjannousu voi aiheuttaa pohjavedenpinnan laskua alueella ja tätä kautta painumista lähialueella.

Nosteen aiheuttama pohjannousu koheesiomaassa



Kuva 5.5. Hydraulinen pohjannousu koheesiomaassa lähteen /14/ mukaan sovellettu vesiومان pitkänajan tilanteelle.

Nosteen aiheuttama pohjannousu voidaan arvioida kokonaisjännityksillä yhtälöllä:

$$F = \frac{h_s \gamma + h_2 \gamma_w}{h_w \gamma_w} \quad (5.1)$$

, missä

F = Kokonaisvarmuusluku

h_s = Tiiviin maakerroksen paksuus kaivannon pohjan alapuolella (m)

h_w = Pohjavedenpinnan korkeus vettä johtavan kerroksen yläpuolella (m)

h_2 = Uuomassa olevan veden paksuus (m)

γ = Vettä läpäisemättömän maan kokonaistilavuuspaino (kN/m^3)

γ_w = Veden tilavuuspaino (kN/m^3)

Lisäomien käytönaikaista tilannetta tarkasteltaessa pohjannousua ehkäisee lisäksi kaivannossa oleva vesi. Tavoitteena on määrittää ulkoisen vedenpinnan vaadittu korkeus, jolla varmuus on riittävä.

Lisäksi voitaisiin ottaa huomioon tiiviin maakerroksen päätyvastukset suljetun leikkauslujuuden avulla. Tässä tapauksessa, kun kaivanto on leveä, ei päätyvastuksilla ole kuitenkaan sanottavaa merkitystä.

Pohjannousu on tarkasteltu siten, että vesi uomassa olisi tasolla -1, joka on vastaava kuin stabiliteetilaskelmissa käytetty uoman alivesi. Mikäli varmuus ei ole ollut riittävä, on mietitty toimenpiteitä, jolla varmuus saadaan riittäväksi, kuten esimerkiksi veden padottamista ylemmäksi tai hienorakeisen maan massanvaihtoa.

Pohjavedenpinta on pitempiäaikaisten mittaustietojen puuttumisen vuoksi tarkasteluissa alustavasti oletettu maanpintaan. Mikäli varmuus alivedellä on ollut riittämätön, on laskelmia tehty myös alemmalla pohjavedenpinnan tasolla. Suunnittelualueelle on sijoitettu pohjavesiputkia, joista saadaan myöhemmin tietoon tarkempi mitoittava pohjavedenpinnan taso.

Suunniteltavien uomien pohjan alle jäävän hienorakeisen maan alapuolella olevan karkearakeisen maan hydraulista murtumista ei vielä tässä työssä tarkasteltu. Myöskään hienorakeisessa maassa tapahtuvaa sisäistä eroosiota, jossa savipartikkelit lähtevät liikkeelle, ei ole tarkasteltu.

Työssä on siis tarkasteltu vain nosteen aiheuttamaa pohjannousua uusien uomien rakennettavuuden selvittämiseksi. Tarkastelujen tuloksena saadut ohjeelliset ulkoisten vedenpintojen korkeudet eivät ota huomioon ympäristön geoteknisiä näkökohtia, kuten kuivumista ja talojen painumista.

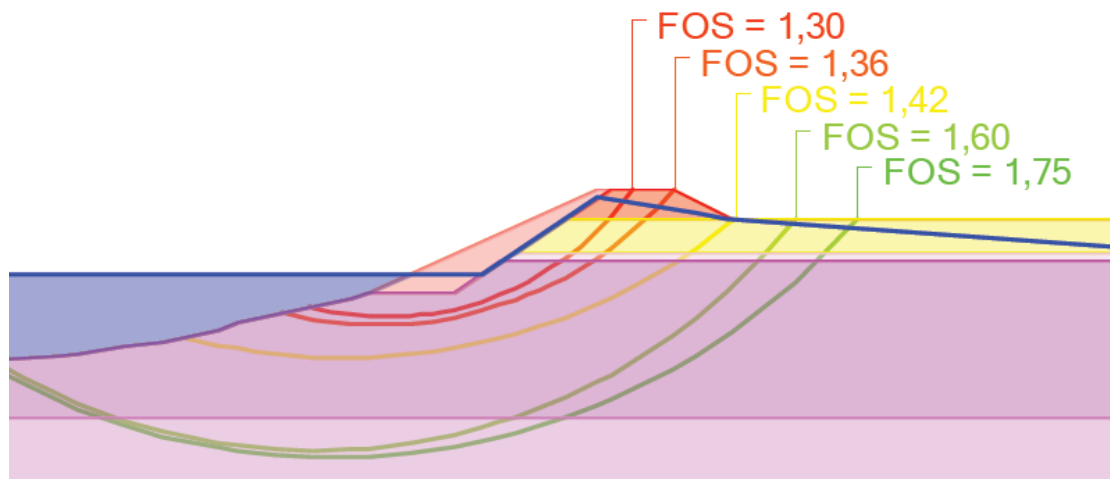
5.5 Varmuusvaatimukset

Tarkasteluissa on käytetty kokonaisvarmuuksia, jotka ovat määritetty leikkauslujuuden ja otaksutulla murtopinnalla vallitsevan leikkausjännityksen suhteena. Tällöin parametreina toimivat mitoitusarvot ovat ominaisarvoja. Kokonaisvarmuuskertoimien määrittämisessä on pyritty täyttämään patoturvallisuusohjeiden /13/ ja rakennusmääräyskokoelman eli Pohjarakennusohjeiden /15/ vaatimukset. Pohjarakenteiden mitoitus on siirtymässä lähiaikoina eurokoodien eli standardin SFS-EN 1997-1 /16/ mukaan tehtäväksi, joten myös sen vaatimuksia on varmuuskertoimien määrittämisessä tutkittu. Vaadittujen varmuuskertoimien määrittämisessä on otettu huomioon mahdollisen sortuman aiheuttamat seuraukset.

5.5.1 Vaadittu varmuuskerroin vedenpinnan nopean laskun tilanteessa

Patoturvallisuusohjeiden mukaan äkillisessä vedenpinnan laskussa tulvapatojen kokonaisvarmuuden on oltava vähintään 1,3. /13/ Varmuuskerroin 1,3 vaaditaan rannalta lähtevältä vaarallisimmalta liukupinnalta kuvan 5.6. mukaisesti.

Varmuuskerroin 1,3 on arvioitu riittäväksi, koska kyseisen kaltainen tilanne ei yleensä kestä kauaa. Sortuman tapahtuessa ei suoranaista tulvavaara olisi. Tosin joessa vesi voi nousta uudestaan korkealle. Korjaustyöt pitäisi sortuman sattuessa tehdä nopeasti. Näin ollen pienempää varmuuskerrointa ei ole järkevä käyttää. Aina on lisäksi olemassa sortumasta aiheutuva vaara esimerkiksi ihmisille.



Kuva 5.6. Esimerkki kokonaisvarmuuksista vedenpinnan nopean laskun tilanteessa.

5.5.2 Vaadittu varmuuskerroin pitkäaikaisen aliveden tilanteessa

Patoturvallisuusohjeet eivät aseta vaatimuksia pitkäaikaisen aliveden tilanteen varmuuskertoimelle. Pysyvässä suotovirtaustilassa kokonaisvakavuuden on oltava 1,5. Jonkinasteista suotovirtausta tapahtuu myös aliveden tilanteessa. Varmuuskertoimena on tästä syystä pitkäaikaisen aliveden tilanteessa käytetty 1,5. Tämän on arvioitu olevan riittävä. Pitkäaikaisen aliveden tilanne sattuu suuremmalla todennäköisyydellä useammin kuin nopea vedenpinnan lasku, joten varmuuskerroin ei voi olla pienempi kuin vedenpinnan nopean laskun tilanteessa.

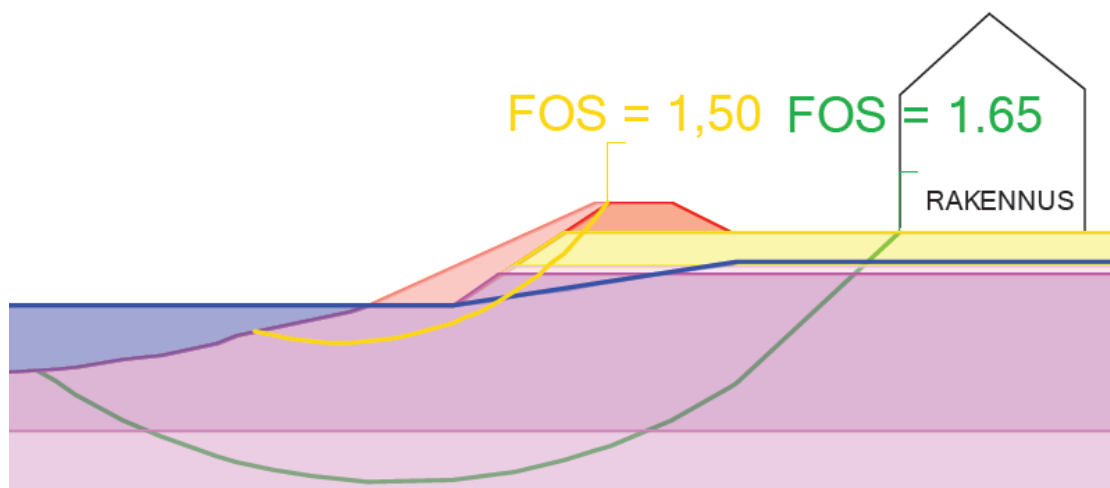
Koska luiskaan ei kohdistu lainkaan ulkoisia kuormia, muodostuu varmuus standardin SFS-EN 1997/1 eli eurokoodin mukaan ainoastaan lujuusparametrien osavarmuuksien kautta. /16/ Kokonaisvarmuudeksi tulee tällöin tehokkailla lujuusparametreilla laskettuna vain 1,25. Koska sivusiirtymien laskennallinen määrittäminen on vaikeaa, tulee huolehtia

käyttörajatilamitoituksesta. /16/ Käyttörajatilassa päätettiin pyrkiä kokonaisvarmuuteen 1,5.

Varmuuskerrointa 1,5 on käytetty vaatimuksena luiskien vaarallisimmalle liukupinnalle pitkäaikaisen aliveden tilannetta tarkasteltaessa. Luiskan yläreunan takana kaikkialla tulee varmuuskertoimen olla vaadittu 1,5.

5.5.3 Rakennuksen edestä lähtevältä liukupinnalta vaadittava varmuus

Mikäli rakennettavan rannan lähellä on rakennus, käytetään vaadittuna varmuuskertoimenä 1,65. Tällä tarkoitetaan varmuutta, joka vaaditaan liukupinnalta, joka lähtee talon uoman puoleiselta reunalta tai etäämpää rannasta kuvan 5.7. mukaisesti. Vaatimus on saatu ohjeen RIL 207 /16/ eurokoodin mukaisesta käyttörajatilantarkastelusta tehokkaiden lujuusparametrien avulla seuraamusluokassa CC2. Tässä seuraamusluokassa on oletettu, että sortuman seuraukset olisivat keskisuuret ihmishenkien menetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia. /16/



Kuva 5.7. Vaaditut varmuuskertoimet pitkäaikaisen aliveden tilanteessa.

5.5.4 Vaadittu varmuus nosteen aiheuttamaa pohjannousua vastaan

Nosteen aiheuttaman pohjannousun suhteen käytetty varmuuskerroin on johdettu standardin SFS-EN 1997/1 /16/ mukaisista nosterajan (UPL) kuormien osavarmuusluvuista, jotka ovat taulukon 5.1 mukaiset.

Taulukko 5.1. Kuormien osavarmuusluvut (nosterajutila UPL) SFS-EN 1997/1 mukaan. /16/

Kuorma	Arvo
Pysyvä:	
Epäedullinen	1,1
Edullinen	0,9
Muuttuva:	
Epäedullinen	1,5

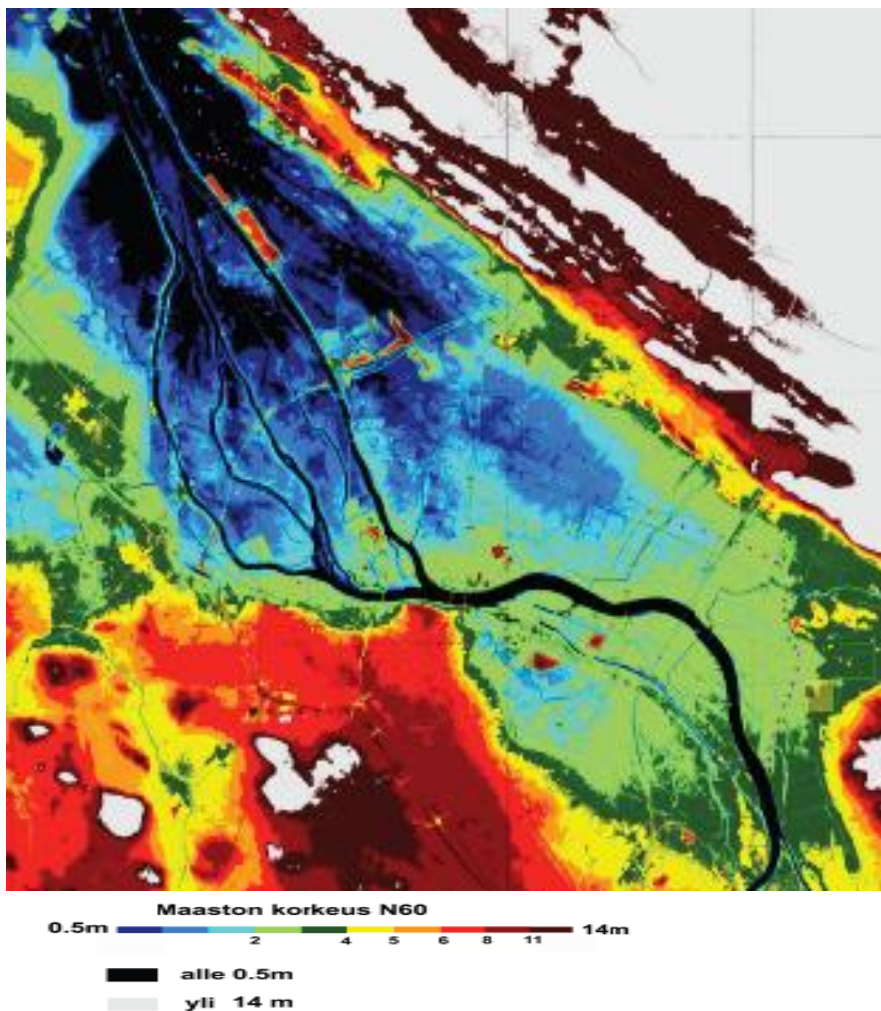
Epäedullisella kuormalla tarkoitetaan kaatavaa kuormaa eli tässä työssä pohjavedestä aiheutuvaa vedenpainetta ja edullisella kuormalla vakauttavaa voimaa eli tässä tapauksessa uoman pohjan ja karkearakeisen maakerroksen väliin jäävän maan ja uomassa olevasta veden painosta aiheutuvaa kuormaa. Muuttuvaa epäedullista kuormaa ei tässä tapauksessa tilanteeseen vaikuta.

Kokonaisvarmuuskerroin on saatu epäedullisen ja edullisen kuorman suhteesta, joka on likimain edellä mainittu 1,2. Pohjarakennusohjeissa /15/ on nostelle annettu vastaavasti varmuusvaatimus 1,2. Varmuusvaatimuksena käytetään tässä työssä varmuuskerrointa 1,2.

6. LASKENTAPARAMETRIEN MÄÄRITYS

6.1 Alueen pinnanmuodot ja geologia

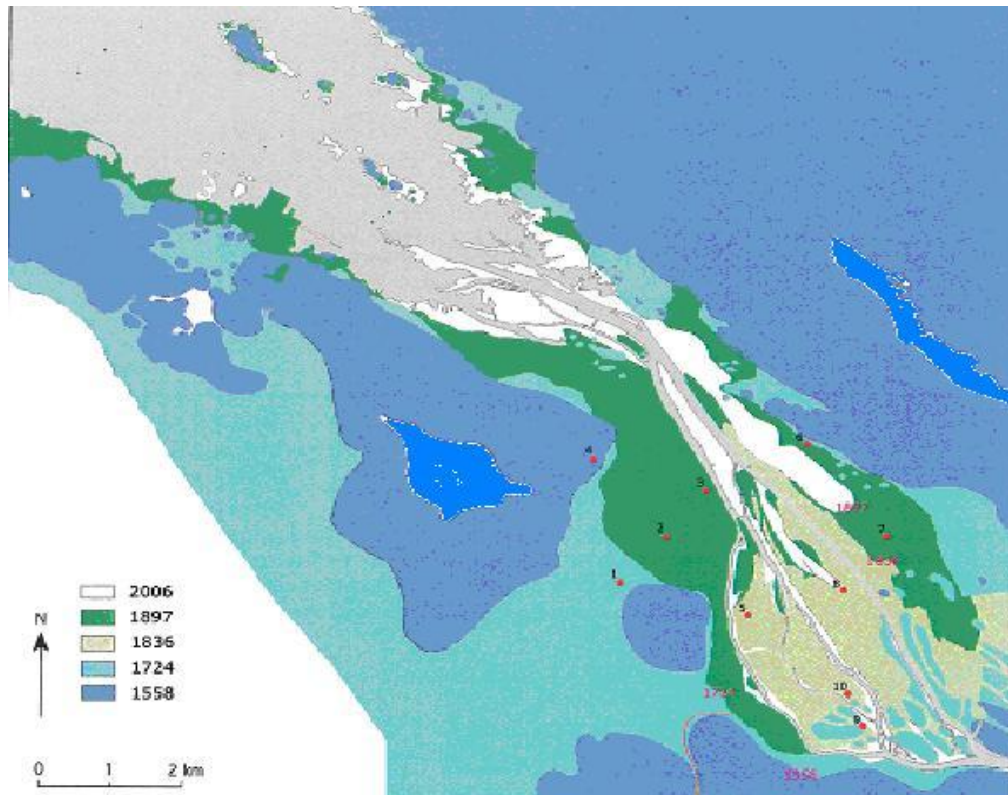
Alue on pinnanmuodoiltaan tasaista. Maanpinnan korkeus alenee merelle päin mentäessä. Maanpinta on paikoin merenpinnan alapuolella, kuten kuvasta 6.1 havaitaan. Huomion arvoista on myös, että maanpinta on suurelta osin alempana kuin esimerkiksi vaihtoehdon 1 mitoitussyivesi Kokemäenjoessa eli tason +4 alapuolella. Tämä kuvaa hyvin tulva-alueiden suuruutta ja tulvasuojelurakenteiden tarpeellisuutta alueella.



Kuva 6.1. Maaston korkeudet suunnittelualueella /2/

Porin alueen geologia eroaa monin paikoin selvästi muualla Suomessa vallitsevasta. Tähän ovat syynä alueen sijainti hiekkakivialueella, Kokemäenjoen muodostuminen alueelle ja maankohoaminen. Tässä työssä käsiteltävien alueiden maaperä on syntynyt suurelta osin Kokemäenjoen vaikutuksesta.

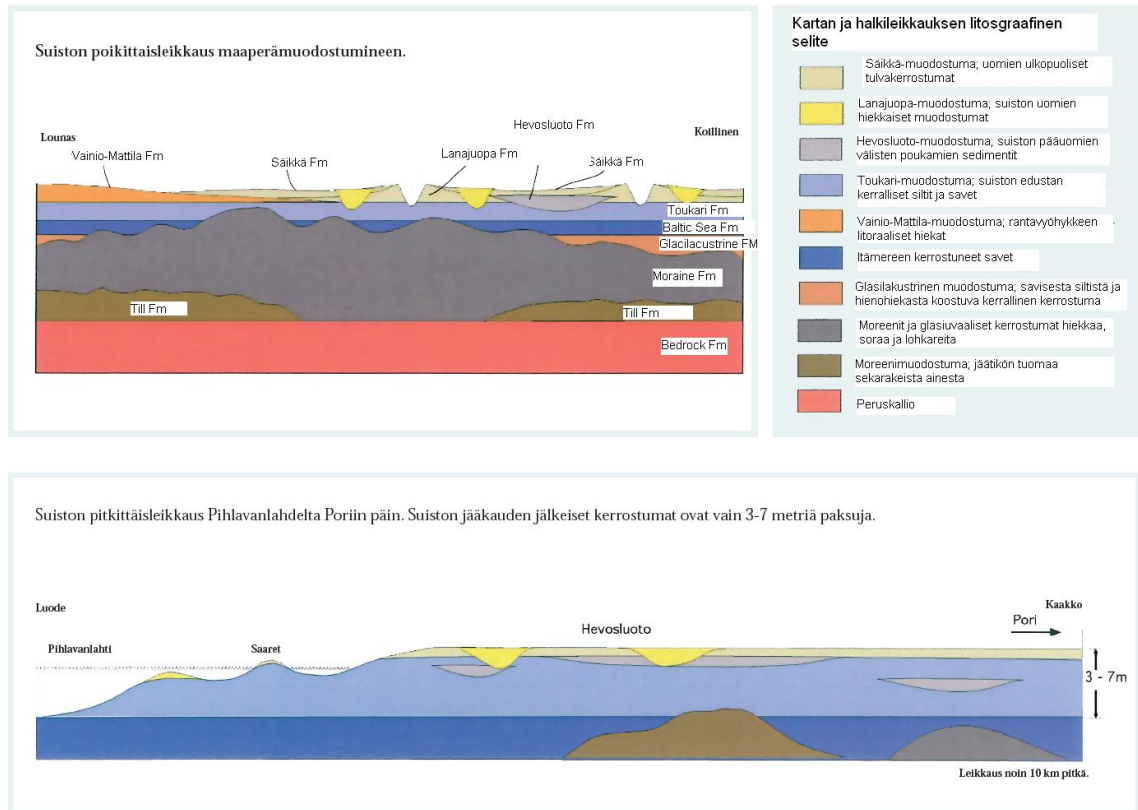
Noin 4000 vuotta sitten Kokemäenjoen suu oli Harjavallassa noin 30 km Porin keskustasta ylävirtaan päin. Viime vuosisatoina joen suu on siirtynyt kuvan 6.2 mukaisesti. Kuvassa kirkkaan vihreä väri kuvaa aluetta, joka on noussut merestä vuosien 1836 - 1897 välillä. Porin kaupungin perustamisen aikaan 1500-luvulla joen suu on ollut nykyisen Porin keskustan alueella. Nyt joen suu on nykyisen meren rantaviivan kohdalla yli 7 kilometrin päässä Porin keskustasta.



Kuva 6.2. Rantaviivan siirtyminen vuosisatojen saatossa. /17/

Joen edessä kohti nykyistä merenrantaviivaa suistoon on kerrostunut deltakerrostumia eli joen suulle muodostuneita kerroksia joen huuhtomasta ja mukanaan kuljettamasta maa-aineksesta. Nykyisin nämä deltakerrostumat ovat kuivaa maata, joiden halki joki virtaa. /17/

Osa tässä työssä suunniteltavista rakenteista sijoittuu tälle edellä kuvatulle Kokemäenjoen suiston alueelle. Tätä suistoaluetta pidetään Pohjoismaiden suurimpana ja edustavimpana jokisuistona./18/. Tämä pääasiassa hienoainespitoisesta maasta koostuva suistoalue on syntynyt vuosisatojen aikana Kokemäenjoen vaikutuksesta. Kokemäenjoen suistossa ja sen lähialueella on havaittavissa sekä joen itsensä aikojen saatossa jääkauden jälkeen muodostamat maaperämuodostumat että mannerjään eri sulamisvaiheiden aikana muodostuneet kerrostumat. Suiston periaatteellinen litograafinen poikkileikkaus on kuvan 6.3. kaltainen.



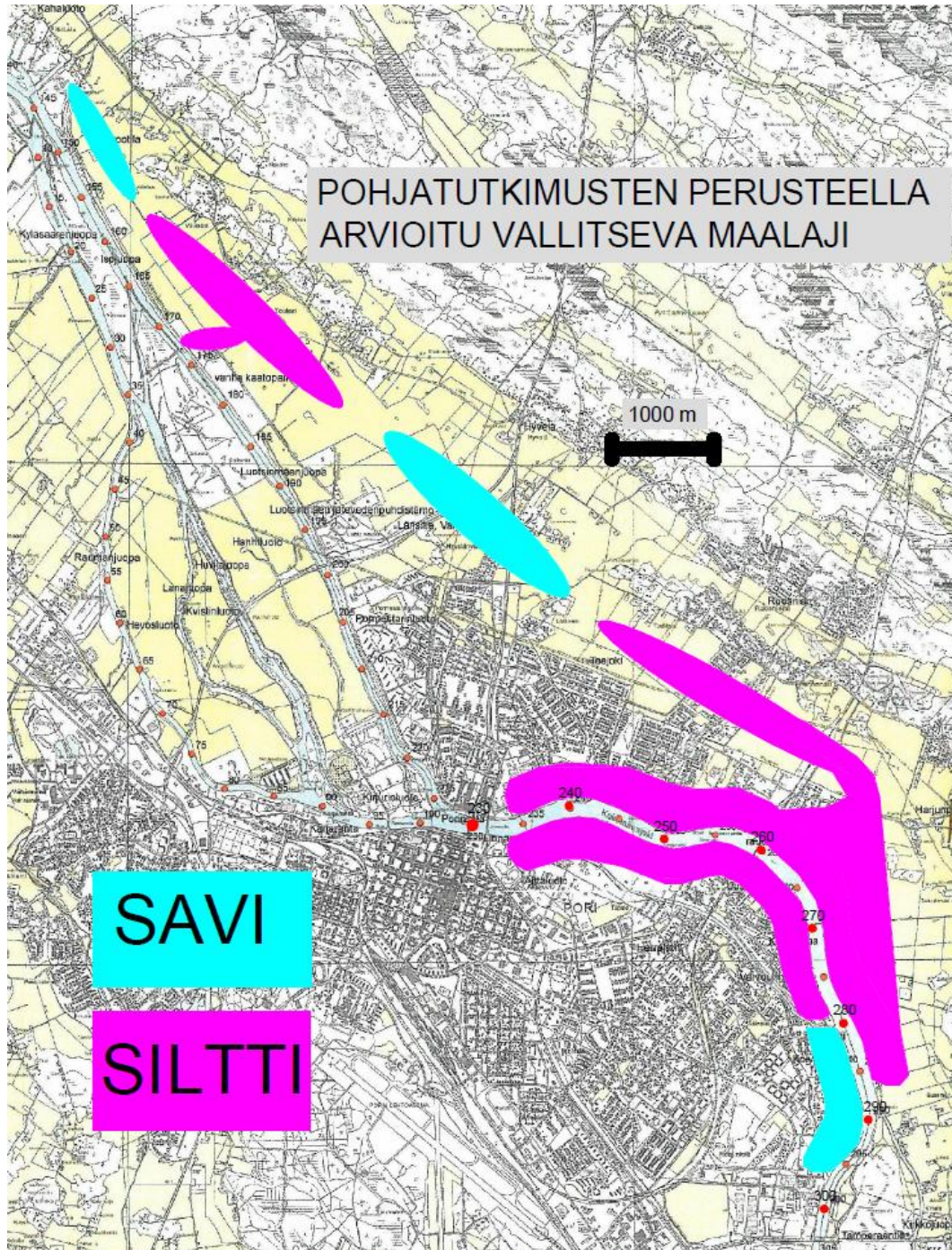
Kuva 6.3. Maaperämuodostumia Kokemäenjoen suistossa./17/

Tätä projektia varten suistoalueella tehtyjen pohjatutkimusten tuloksista on pääteltävissä vastaavia kerroksia kuin yllä olevissa poikkileikkauksissa. Esimerkiksi pohjatutkimuspisteillä 1400, 1500 ja 1800, jotka sijoittuvat Toukarin ja Krootilan alueelle, havaittiin selvä tulvakerrostuma, joka kuvan 6.3 mukaisesti olisi Sääkkä-muodostumaa. Tämän alla oli savista silttiä, joka todennäköisesti on kuvan 6.3 mukaista Toukari -muodostumaa. Moreeni, kuvassa harmaa tai ruskea kerrostuma, oli näillä pisteillä lähellä pintaa silttimuodostuman alapuolella. Pisteellä 2000, joka on lähellä merta, havaittiin moreenin olevan paljon syvemmällä kuin sisämaahan päin mentäessä, kuten kuvan 6.3 pitkittäisleikkauksesta on havaittavissa. Lisäksi pisteeltä 2000 oli havaittavissa kerrosraja mahdollisen Toukari -muodostuman ja Itämereen muodostuneen kerroksen välillä.

Osa tässä työssä suunniteltavista rakenteista sijoittuisivat alueelle, joka ei ole muutama sataan vuoteen ollut joen suistoalueella. Kauempana suistosta maaperäkerrostumat ovat vanhempia ja jääkauden jälkeiset kerrokset paksumpia. Suistosta yläjuoksulle päin mentäessä on edelleen monin paikoin erotettavissa selvä tulvakerrostuma, joka koostuu alueella pääasiassa hiekasta ja siltistä. Tulvakerrostuman alapuolella on joen kerrostamaa savista silttiä tai laihaa savea. Tämän alapuolella on havaittavissa muualla Suomessakin yleisiä geologisia kerroksia. Näitä ovat esimerkiksi Yoldian mereen kerrostunut lihava savi, Baltian jääjärven sulamisvaiheessa syntyneet kerralliset savet ja siltit tai sulamisen alkuvaiheessa jäätikköjoen muodostamat siltti ja hiekkakerrostumat.

Tyypillistä lähes kaikille pohjatutkimuspisteille oli, että kallionpinta on syvällä. Tämä on ominaista Porin alueelle. Hiekkakivi on muodostunut syvemmälle kuin muualla vallitseva kallio /19/. Tästä johtuen kallioperä saattaa Porissa olla kymmeniä metrejä syvemmällä kuin muualla vallitseva peruskallio.

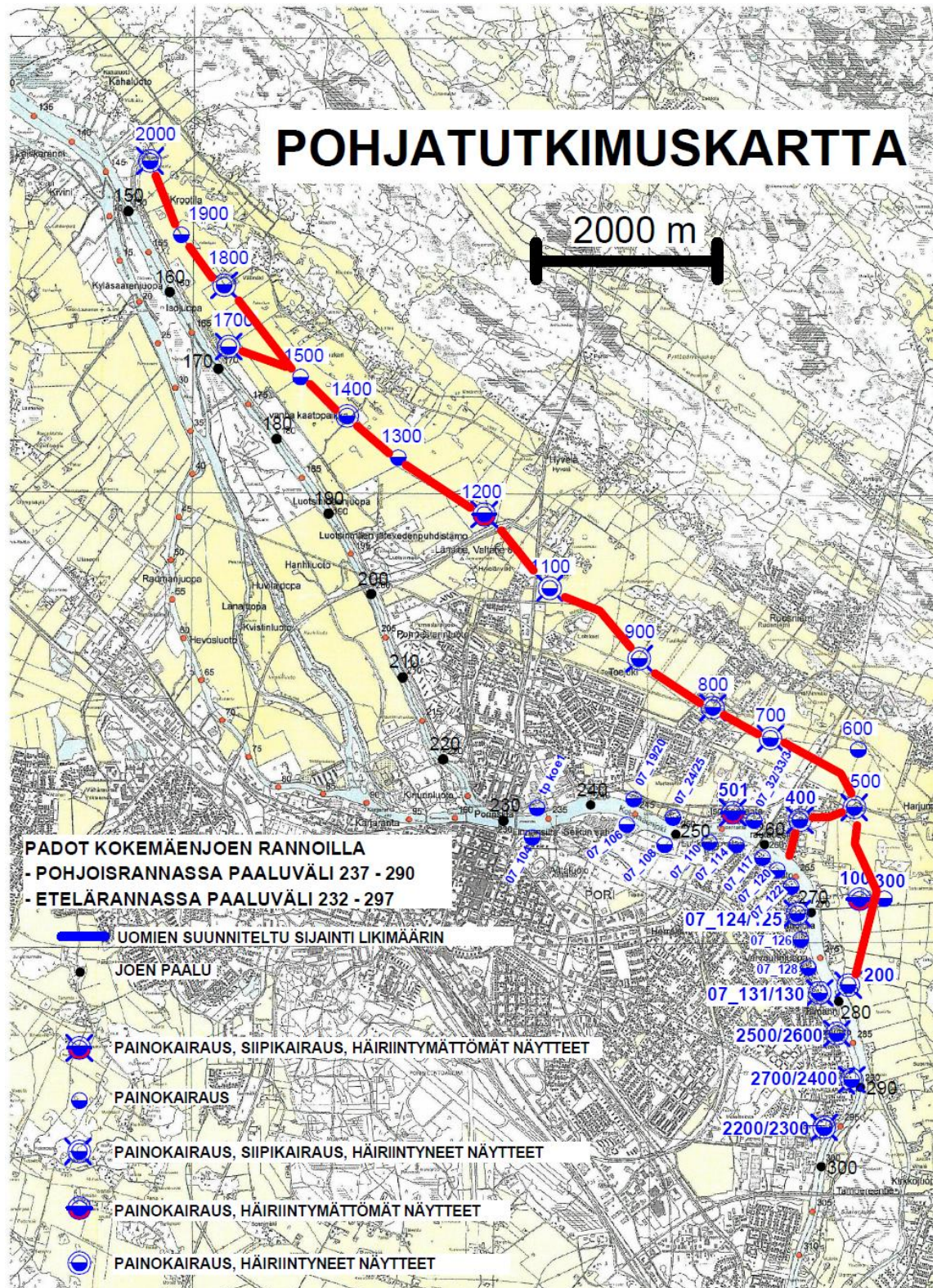
Pohjatutkimusten mukaan suunniteltavat rakenteet sijoittuisivat pääasiassa alueelle, jossa stabiliteettiin vaikuttavalla syvyydellä olisi joko savista silttiä tai laihaa tai lihavaa savea. Maan pintakerroksissa on havaittavissa hieman karkeampaa maa-ainesta. Tämä on todennäköisesti juuri tulvavesien mukanaan tuomaa maa-ainesta. Kyseisestä maakerroksesta käytetään nimitystä tulvakerrostuma. Pohjatutkimuksissa havaittiin maaperän olevan erittäin moninaispiirteinen, vain selvää soraa tai liejua ei alueelta löydetty. Yleistetty piirros suunnittelualueella stabiliteettiin vaikuttavalla syvyydellä vallitsevista maalajeista on esitetty kuvassa 6.4. Pohjatutkimuksissa saatuja tuloksia on käsitelty tarkemmin seuraavissa kappaleissa.



Kuva 6.4. Pohjatutkimusten perusteella arvioituja maalajialueita.

6.2 Käytävissä olleet tutkimukset

Tulvasuojeluhanketta varten suunnittelualue oli jaettu viiteen eri pohjatutkimusohjelmaan, joista käytettiin alueiden mukaan nimiä Sunniemi, Isojoenranta, Hyvelä, Toukari ja Eteläranta. Projektin käytössä oli lisäksi jonkin verran aikaisemmin eri hankkeiden yhteydessä tehtyjen pohjatutkimusten tuloksia lähinnä kairausdiagrammien muodossa. Pohjatutkimuskartta hyödynnetyistä tutkimuksista on esitetty kuvassa 6.5.



Kuva 6.5. Likimääräinen kartta tutkimuksissa hyödynnetyistä pohjatutkimuksista.

6.3 Maastotutkimukset

Pääosa tätä projektia varten tehdyistä kairauksista, näytteenotoista ja pohjavesihavainnoista on tehty Porin kaupungin toimesta vuoden 2009 aikana. Lisäksi on ollut käytössä joitakin vuonna 2007 tulvasuojeluhanketta varten kairattuja pisteitä.

6.3.1 Painokairaus

Painokairausten perusteella on määritetty maanäytteiden ottokohdat sekä siipikairausten tarve ja syvyydet. Kairaukset on ulotettu yleensä noin 25 metrin syvyyteen, mikäli kaira ei tätä ennen ole osunut kiveen, lohkareeseen, kallioon tai tiiviiseen maakerrokseen. Monessa kohdassa savisen siltin alueella painokairausvastus kasvoi vähitellen syvemmälle mentäessä, eikä selviä kerrosrajoja ollut havaittavissa. Painokairausten tuloksia on esitetty laskelmien yhteydessä esitetyissä syvyysprofiileissa ja tarkemmin työn liitteenä olevalla CD-levyllä.

6.3.2 Siipikairaus

Siipikairaukset on sijoitettu tutkimuspisteille, joilla se maan painokairausvastuksen perusteella on arvioitu tarpeelliseksi. Siipikairauksia on tehty, kun maalaji on ollut savista silttiä tai savea. Siipikairaukset on tehty syvyyksiltä, joissa painokairausvastus on pienimmillään. Siipikairalla on mitattu sekä häiriintymätön että häiritty lujuus. Häiriintymättömät siipikairauslujuudet vaihtelivat savisen siltin yli 50 kN/m^2 vastuksesta liHAVAN saven alle 7 kN/m^2 vastukseen. Siipikairauksien yhteydessä on samoilta syvyyksiltä otettu häiriintyneet näytteet. Näin ollen on ollut mahdollista tehdä siipikairauksella määritetyn suljetun leikkauslujuuden redusointi.

6.3.3 Pohjavesihavainnot

Pohjavedenpinnan havaintoputkia on tätä projektia varten sijoitettu seitsemän kappaletta eri paikkoihin suunnittelualueella. Lyhyen havaintojakson vuoksi putkista ei kuitenkaan saatu määritettyä tähän työhön tarvittuja mitoittavia pohjavedenpintoja.

Stabiliteettitarkasteluissa selvisi, ettei pohjavedenpinnan taso kauempana kuin aivan tulvapankereen tai lisäuoman reunalla vaikuta merkittävästi stabiliteettiin. Tällöin stabiliteettiin merkittävästi vaikuttava pohjavedenpinta määräytyy kulloisestakin joen tai lisäuoman vesitilanteesta ja kuivatusolosuhteista. Kauemmaksi rannalle mentäessä pohjavedenpinta tasoittuu normaalille tasolle. Normaalitaso on arvioitu tapauskohtaisesti maanpinnan tason mukaan.

Alueet ovat pinnanmuodoiltaan varsin tasaisia, joten samaa alueelle ominaista pohjavedenpinnan tasoa käytetään kaikissa alueen pisteissä. Mikäli jokin laskentaleikkaus on selvästi kahden alueen välimaastossa, käytetään keskiarvoa. Monissa kohdissa on pohjaveden arvioitu korkeustaso lähellä tulvakerrostuman ja hienorakeisemman kerroksen rajaa, jolloin orsivedenpinnan on arvioitu oleva tulvakerrostuman alapinnassa.

Nosteen aiheuttamaa pohjannousua lisäuomassa tarkasteltaessa pohjavesi on oletettu maanpintaan. Mikäli varmuus ei ole ollut riittävä tällä pohjavedenpinnan tasolla, on tapauskohtaisesti laskelmat tehty alemmalla pohjavesipinnalla. Havaintoputkista saadaan myöhemmin mitoittava pohjavedenpinta, jonka avulla tarkemmat laskennat voidaan tehdä.

6.4 Laboratoriokokeet

Maanäytteitä otettiin sekä häiriintyneitä että häiriintymättömiä. Häiriintymättömiä näytteitä otettiin pisteiltä 100, 501 ja 1200. Ne tutkittiin Tampereen teknillisen yliopiston Rakennustekniikan laitoksella Maa- ja pohjarakenteiden yksikön laboratoriossa. Lisäksi Porin kaupungin maatumkimuslaboratoriossa tehtiin ödömetrikoe pisteeltä 1200 otetulle häiriintymättömälle näytteelle. Häiriintyneitä näytteitä otettiin pohjatutkimuskarttaan (kuva 6.5) merkityiltä pisteiltä. Ne tutkittiin Porin kaupungin maatumkimuslaboratoriossa.

6.4.1 Luokituskokeet

Porin kaupungin maalaboratoriossa häiriintyneistä näytteistä määritettiin rakeisuuskäyrät pesuseulonnalla (SFS-EN 933-1) ja hydrometrikokeella (PANK-2103). Lisäksi määritettiin näytteiden vesipitoisuus (SFS-EN 1097-5). Hienousluku F sekä häiritetty leikkauslujuus s_{kr} määritettiin kartiokokeella.

Häiriintymättömistä näytteistä määritettiin TTY:llä vesipitoisuudet (SFS-EN 1097-5), rakeisuuskäyrät (GLO-85), humuspitoisuus (PANK-2111), hienousluku kartiokokeella (GLO-85) ja Atterbergin rajat (GLO-85).

6.4.2 Ödömetrikokeet

Ödömetrikokeiden tarkoituksena oli selvittää maan esikonsolidaatiojännitys, joka antaa tietoa maan kuormitushistoriasta. Tarkoituksena oli siis selvittää, onko maa normaali-, yli- vai alikonsolidoituneessa tilassa. Tämä antaa vertailupohjaa siipikairaustuloksien

tulkintaan. Esikonsolidaatiojännityksen avulla varmistetaan myös, että kolmiaksaalikokeet tehdään oikealla jännitysalueella. Lisäksi myöhemmissä suunnitteluvaiheissa voidaan ödometrikokeista saatuja painumaparametreja käyttää apuna patojen painumalaskennassa.

Hyvelästä, pisteeltä 1200 tehtiin ödometrikoe TTY:llä 4,0 metrin syvyydeltä otetulla näytteellä. Koe tehtiin automatisoitua ödometrikolaitteistoa käyttäen vakionopeusmenetelmällä (CRS). Kyseisestä näytteestä ei kuitenkaan kyetty määrittämään esikonsolidaatiojännitystä näytteen häiriintymisen vuoksi. Samalta pisteeltä 5,0 metrin syvyydeltä otetusta näytteestä tehtiin Porin maatumkimuslaboratoriossa portaittainen perinteinen ödometrikoe. Esikonsolidaatiojännitykseksi saatiin 45 kPa. Kun pohjavedenpinnan korkeustasoksi otaksutaan -1, tehokas pystysuuntainen jännitys on noin 44 kPa. Pohjavedenpinta on arvioitu läheiseltä pohjavesiputkelta tehtyjen havaintojen perusteella. Ylikonsolidaatioaste OCR voidaan laskea edellisten arvojen suhteella:

$$OCR = \frac{\sigma_c}{\sigma_v} \quad (6.1)$$

,missä

σ_c = Esikonsolidaatiojännitys

σ_v = Tehokas pystysuuntainen in-situ jännitys

Ylikonsolidaatioaste kuvaa maan konsolidaatiotilaa. Selvästi yli yhden arvoilla maan voi olettaa olevan ylikonsolidoitunutta. Tässä tapauksessa suhteeksi saadaan likimain 1. Viitteitä ylikonsolidatiosta ei siis ole. Tämä on loogista, koska kyseinen kohta on ollut merenpinnan alapuolella vielä 1500-luvulla.

Pisteeltä 100 tehtiin ödometrikokeet TTY:llä perinteisenä portaittaisena ödometrikokeena. Syvyydeltä 2,5 metriä otetusta näytteestä pystyttiin esikonsolidaatiojännitys määrittämään. Myös tämän arvon havaittiin vastaavan tehokasta pystysuuntaista jännitystä melko hyvin.

Suunnittelualueella ei siis ollut havaittavissa ylikonsolidaatiota. Maassa ei tällöin ole ikääntymisen aiheuttamaa lujuutta, jonka voisi ottaa huomioon tehokkaita lujuusparametreja määritettäessä.

6.4.3 Kolmiaksaalikokeet

Häiriintymättömille maanäytteille tehtävä kolmiaksaalikoe koostuu konsolidaatio- ja leikkausvaiheista. Konsolidoinnissa tarkoituksena on saada näytteet vastaamaan maassa vallitsevaa tai muuta haluttua jännitystilaa sellipaineen avulla. Konsolidointi voidaan tehdä joko anisotrooppisesti tai isotrooppisesti. Konsolidoinnin jälkeen näytteet leika-

taan. Leikkauksella tarkoitetaan näytteeseen kohdistuvien jännitysten muuttamista vähitellen, jolloin näyte saadaan tilaan, jossa sen leikkauslujuus ylittyy eli näyte murtuu. Leikkausvaihetta jatketaan tavallisesti vielä jonkin aikaa näytteen suurimman leikkauslujuuden saavuttamisen jälkeen. /20/

Suljetussa kolmiaksiaalikoeksessa veden poistuminen näytteestä on estetty. Tämän vuoksi näytteen tilavuus ei leikkauksen aikana muutu. Kokeen aikana mitataan huokosvedenpaineen kasvua, painumaa ja pystysuuntaisen voiman kasvua. Huokosvedenpainetta mitataan näytteen pohjasta. Huonon vedenläpäisevyyden omaavilla hienorakeisilla maila suljettu koe on huomattavasti nopeampi tehdä kuin avoin koe.

Avoimessa kolmiaksiaalikoeksessa vesi pääsee poistumaan näytteestä ja näytteen leikkaaminen pyritään tekemään niin hitaasti, ettei huokosvedenpainetta synny. Tilavuuden muutosta pystytään seuramaan näytteestä poistuvan vesimäärän avulla. Lisäksi seurataan painumaa ja pystysuuntaisen voiman kasvua. Avoimessa kokeessa tulee leikkausnopeus määrittää niin hitaaksi, ettei näytteeseen leikkauksen aikana kehity mainittavaa huokosvedenpainetta. /20/

Kolmiaksiaalikoekiden tarkoituksena oli saada määritettyä vakaavuuden kannalta määräävät tehokkaat murtotilan lujuusparametrit ϕ' ja c' . Nämä voidaan luotettavimmin määrittää kolmiaksiaalikoekiden jännityspolkukuvaajista. Pääsääntöisesti lujuusparametrien määrittämiseen tarvitaan kolme leikkausta eri sellipaineilla. /8/

Tätä hanketta varten tehtiin kolmiaksiaalikoeket kolmen pohjatutkimuspisteen häiriintymättömistä näytteistä. Pisteeltä 100 tehtiin neljä suljettua leikkausta eri sellipaineella ja pisteeltä 1200 vastaavasti kolme. Molempien pisteiden kokeissa leikkausta jatkettiin 17 - 18 % aksiaalisen muodonmuutoksentasolle asti.

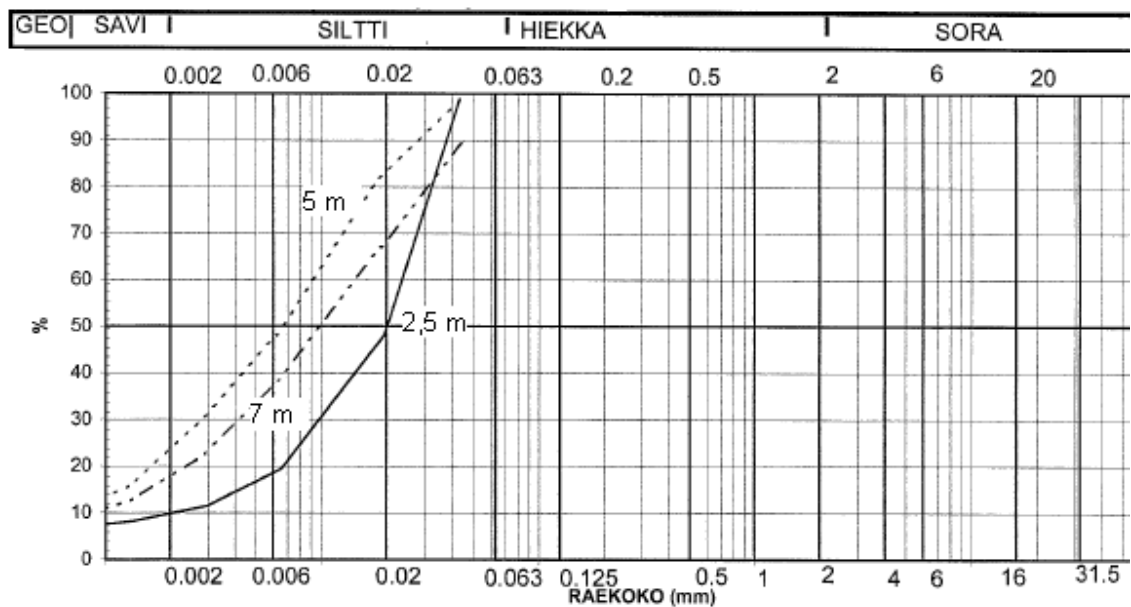
Tätä työtä varten tehdyissä kokeissa käytetyt sellipaineet määritettiin ödometrikokeista saatujen tai arvioitujen esikonsolidaatiojännitysten perusteella. Pienimpänä sellipaineena käytettiin noin 0,8 kertaa esikonsolidaatiojännitystä.

Pisteeltä 501 tehtiin avoin konsolidoitu kolmiaksiaalikoek. Myöhemmin selvisi, etteivät koetta varten otetut näytteet olleet edustavia, eikä näitä niin ollen voitu käyttää hyväksi lujuusparametreja määrittäessä. Lisäksi pisteeltä 1200 tehtiin yksi avoin koe pienellä sellipaineella. Näyte oli kuitenkin häiriintynyt, eikä näin ollen käyttäytynyt oletetulla tavalla. Pienellä sellipaineella tehdyn kokeen tarkoituksena oli määrittää saven käyttäytymistä lisäuoman kohdalla, jossa kaivun jälkeen savi on ylikonsolidoituneessa tilassa. Koe suoritettiin hitaasti, jotta huokosvesi ehtisi poistumaan. Onnistuessaan avoimesta pienellä sellipaineella tehdystä kokeesta olisi pystytty määrittämään myös jäännöslujuus. Näytteellä ei kyetty määrittämään selvää murtumiskohtaa.

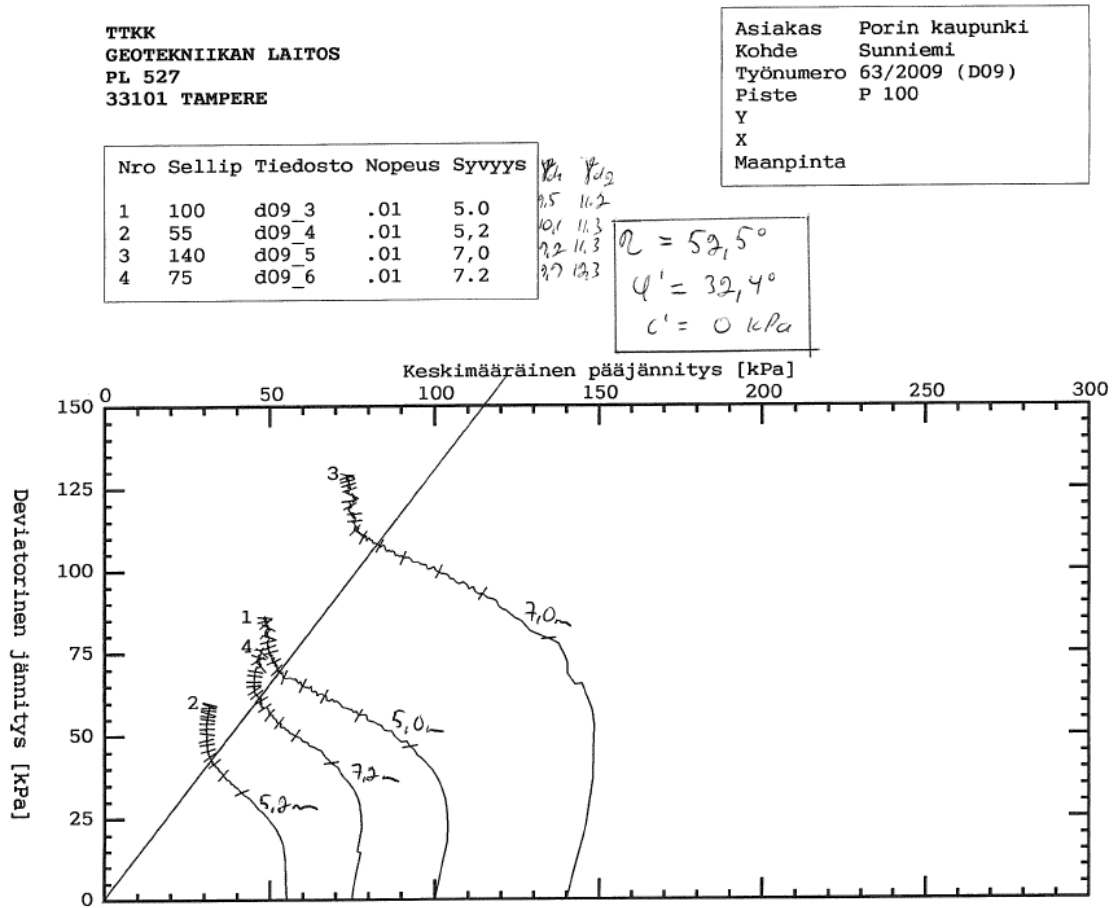
Pisteiden 100 ja 1200 häiriintymättömille näytteille tehtyjen suljettujen konsolidoitujen kolmiaksaalikokeiden tuloksiin tukeuduttiin määrittäessä suunnittelualueen laskennoissa käytettäviä tehokkaita lujuusparametreja.

Piste 100

Pisteen 100 näytteille tehtiin neljä leikkausta. Näytteistä kaksi oli noin 5 metrin ja kaksi noin 7 metrin syvyydeltä. Näytteet olivat leijuista savista silttiä. Näytteiden rakeisuuskäyrät ovat esitetty kuvassa 6.6. Lisäksi kuvassa on esitetty 2,5 metrin syvyydeltä otetun näytteen rakeisuuskäyrä. Leikattujen näytteiden rakeisuudet olivat lähellä toisiaan, jolloin koetulokset voitiin piirtää samaan jännityspolkukuvaajaan.



Kuva 6.6. Pisteeltä 100 otettujen näytteiden rakeisuuskäyriä.



Kuva 6.7. Pisteeltä 100 otetuille näytteille tehtyjen kolmiakiaalikojeiden jännityspolkukuvaajat p , q -koordinaatistossa.

Jännityspolkukuvaajasta, joka on esitetty kuvassa 6.7., kitkakulma määritetään piirtämällä p - q -koordinaatistossa olevien eri näytteiden jännityspolkujen perusteella murtosuora. Tämän tulisi kulkea jokaisen suoran sellaisen kohdan kautta, jossa leikkausjännitys ei enää kasva eli kappale murtuu. Jokaisen jännityspolun tulisi asettua jotakuinkin samalle suoralle, jota kutsutaan murtosuoraksi. /7/

Murtumakohdan kriteerinä käytetään yleensä siis deviatorisen jännityksen q maksimikohtaa. Aina tätä maksimikohtaa ei kuitenkaan saavuteta. Murtuma voidaan tulkita tapahtuneeksi myös silloin kun, deviatorinen jännitys saavuttaa vakioarvon, josta se ei kokeen edistyessä enää sanottavasti muutu tai kun näytteen tehokkaiden pääjännitysten suhde saavuttaa maksimiavon. /20/

Pisteen 100 tapauksessa näytekappaleet olivat savista silttiä, eivätkä käyttäytyneet aivan edellä mainitulla tavalla. Jokaisen näytteen jännityspolkukuvaajan loppuosa asettui jotakuinkin pystysuoraan siten, että keskimääräinen pääjännitys ei enää olennaisesti muutu. Näytteen murtumisen on tulkittu tapahtuneen tässä kohtaa. Murtosuora pyrittiin piirtämään jännityspolkujen läpi kohdassa, jossa keskimääräinen pääjännitys ei enää sanottavasti muutu.

Jännityspolkukuvaajaan piirretyn murtosuoran avulla saadaan kitkakulma ja koheesio määritettyä seuraavien yhtälöiden avulla /21/

Kitkakulma φ'

$$\sin \varphi' = \frac{3 \tan \psi}{6 + \tan \psi} \quad (6.2)$$

,missä

ψ = murtosuoran ja p- eli vaaka-akselin välinen kulma

Koheesio c' :

$$c' = \frac{3 - \sin \varphi'}{6 * \cos \varphi'} * q_0 \quad (6.3)$$

, missä

q_0 = deviatorisen jännityksen arvo murtosuoran ja q- eli pystyakselin leikkauspistessä

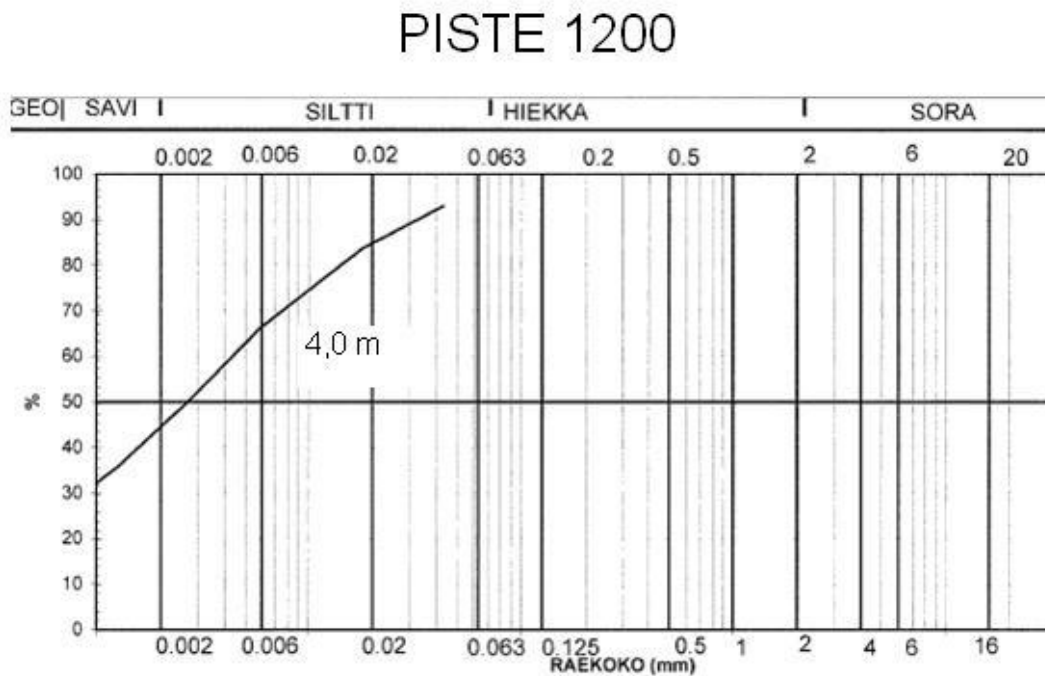
Pisteen 100 näytteille piirretystä jännityspolkukuvaajasta tehokkaaksi kitkakulmaksi murtotilassa on saatu yhtälön 6.2 avulla $32,4^\circ$. Termi q_0 on yhtälössä 6.3 nolla, koska murtosuora kulkee origon kautta. Näin ollen tehokas koheesio näytteissä murtotilassa oli nolla.

Pienimmillä muodonmuutostasoilla koheesiota oli havaittavissa. Koheesio kuitenkin häviää murtotilaan tultaessa. Kriittisessä tilassa koheesio oli hävinnyt.

Kolmiakσιαalikokeessa maksimileikkauslujuudet saavutettiin suhteellisen suurilla muodonmuutoksilla. Leikkausjännitys kasvoi tasaisesti kokoonpuristuman kasvaessa. Huokosvedenpaine pysyi likimain vakiona noin 5 % suhteellisen kokoonpuristuman jälkeen. Parametrit on määritetty juuri noin 5 % muodonmuutostasolla, jossa murtumisen on oletettu tapahtuneen.

Piste 1200

Pisteestä 1200 tehtiin kolmiakσιαalikokeet näytteistä, jotka olivat syvyyksiltä 4.0, 4.2 ja 5.0 metriä. Näytteet olivat laihaa savea. Jokaisesta näytteestä tehtiin yksi leikkaus ja tulokset piirrettiin samaan jännityspolkukuvaajaan. Syvyydeltä 4 metriä otetun näytteen rakeisuuskäyrä on esitetty kuvassa 6.8. ja kaikkien leikkausten jännityspolut kuvassa 6.9.



Kuva 6.8. Piste 1200, syvyydeltä 4 metriä otetun näytteen rakeisuusjakautuma.

TTKK
GEOTEKNIIKAN LAITOS
PL 527
33101 TAMPERE

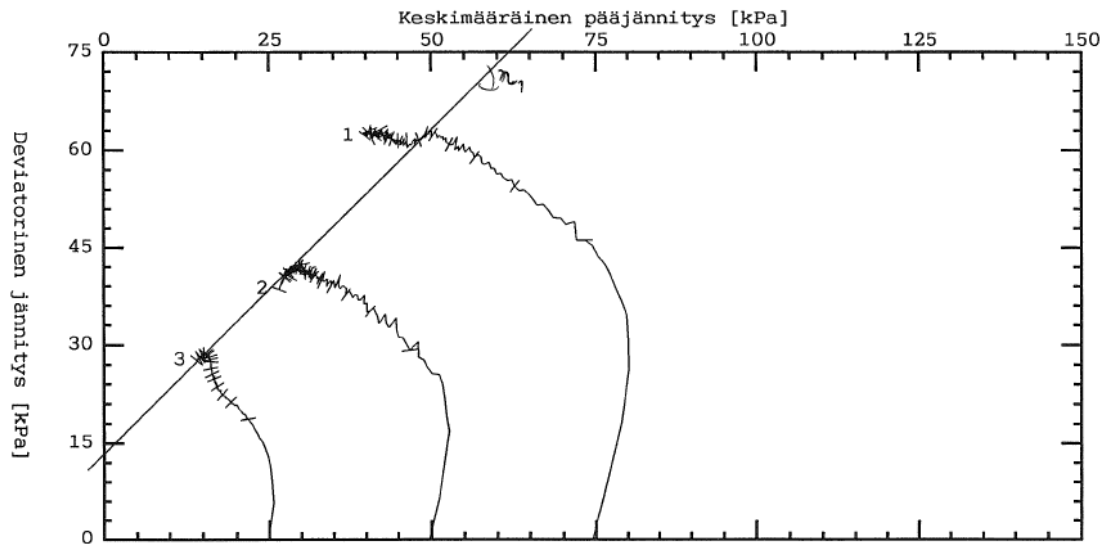
Nro	Sellip	Tiedosto	Nopeus	Syvyys	Koepvm
1	75	D28_3	.015	4.2	24.6.2009
2	50	D28_2	.015	5.0	23.6.2009
3	25	D28_1	.015	4.0	18.06.2009

Asiakas Porin kaupunki
Kohde Toukari
Työnumero 200/2009 (D28)
Piste 1200
Y
X
Maanpinta

$$\varphi_1 = 45,0^\circ$$

$$\varphi'_1 = 25,3^\circ$$

$$c' = 6,1 \text{ kPa}$$

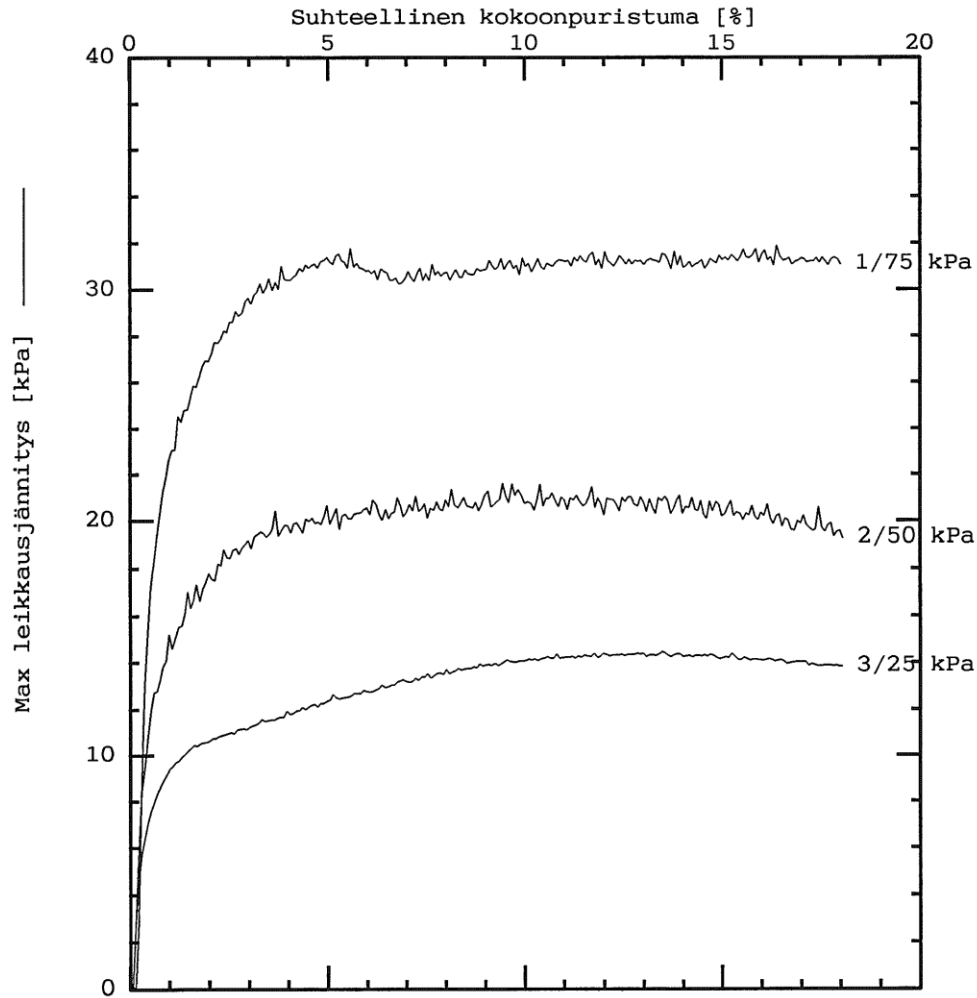


Kuva 6.9. Pisteeltä 1200 otetuille näytteille tehtyjen kolmiakiaalikoekiden jännityspolkukuvaajat p, q -koordinaatistossa.

Tässä tapauksessa jännityspolut asettautuivat melko hyvin samalle murtosuoralle. Murtosuora piirrettiin sivuamaan kohtia, joissa deviatorinen jännitys ei enää kasva.

Jännityspolkukuvaajasta saatiin kaavojen 6.2 ja 6.3 avulla tehokkaaksi kitkakulmaksi $25,3^\circ$ ja koheeksi $6,1 \text{ kPa}$.

Maksimi leikkausjännitys saavutettiin noin 5 % suhteellisella muodonmuutoksella, minkä perusteella parametrit on määritetty. Lujuus suuremmilla muodonmuutoksilla voi olla hieman tätä alempi. Tässä saavutettu 5 % muodonmuutos on jo melko iso ja se on arvioitu kuvaavaksi laskentaparametrien määrittämiseen.



Kuva 6.10. Maksimileikkausjännitys ja vastaava kokoonpuristuma eri sellipaineilla.

Kuvasta 6.10 nähdään mobilisoitunut leikkausjännitys ja vastaava suhteellinen kokoonpuristuma eri näytteille pisteen 1200 kolmiaksaalikokeissa. Olennaista on huomata, että leikkausmoduuli G on suuri alle 1 % suhteellisella kokoonpuristumalla, mutta pienenee oleellisesti tämän jälkeen. Leikkausmoduuli on 5 % kokoonpuristuman jälkeen lähellä nolla.

Leikkausmoduuli G voidaan laskea yhtälöstä: /22/

$$G = \frac{\Delta\tau}{\Delta\varepsilon} \quad (6.4)$$

,missä

$\Delta\tau$ = leikkausjännityksen muutos

$\Delta\varepsilon$ = suhteellisen kokoonpuristuman muutos

Yhtälön 6.4 ja kuvan 6.10 perusteella on pääteltävissä, että suhteellisen kokoonpuristuman ylittäessä 5 % maalla ei ole enää kykyä vastustaa muodonmuutoksia. Leikkausmoduuli G on siis nolla. /22/ Tällöin murtuma on todennäköinen. Tästä johtuen lujuusparametrien määrittäminen tältä muodonmuutostasolta on perusteltua.

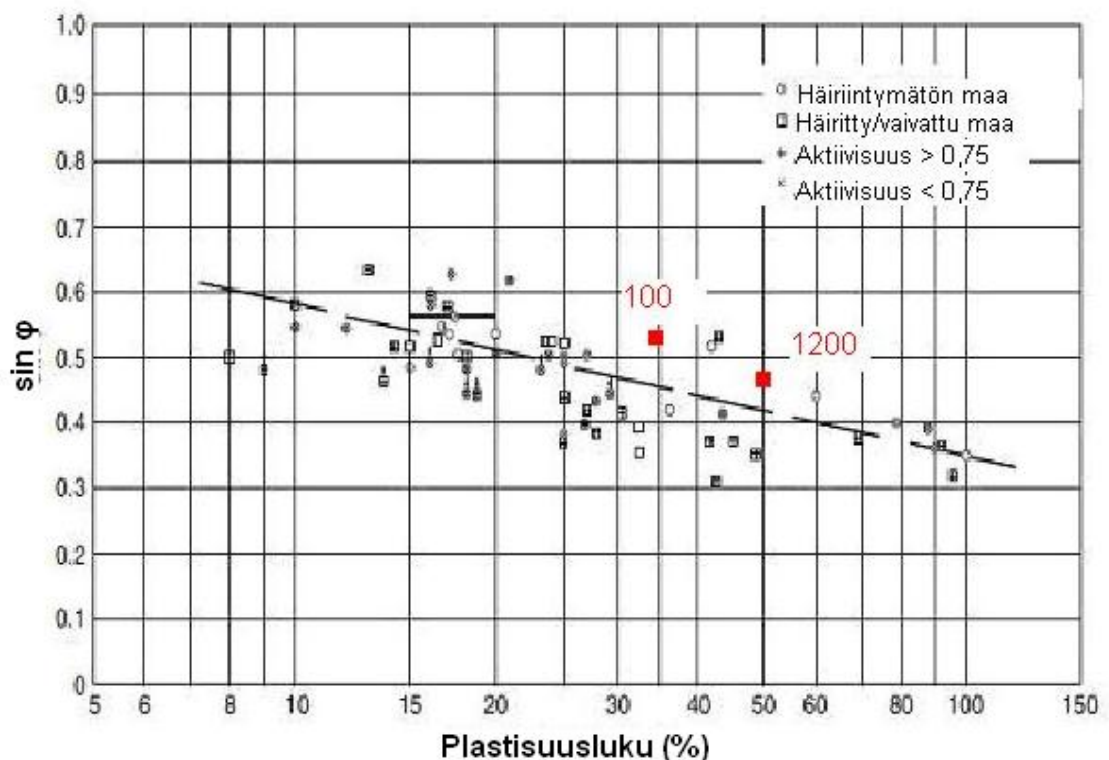
Laboratorioraportit on kokonaisuudessaan esitetty liitteenä olevalla CD-levyllä.

6.5 Avoimen tilan parametrit

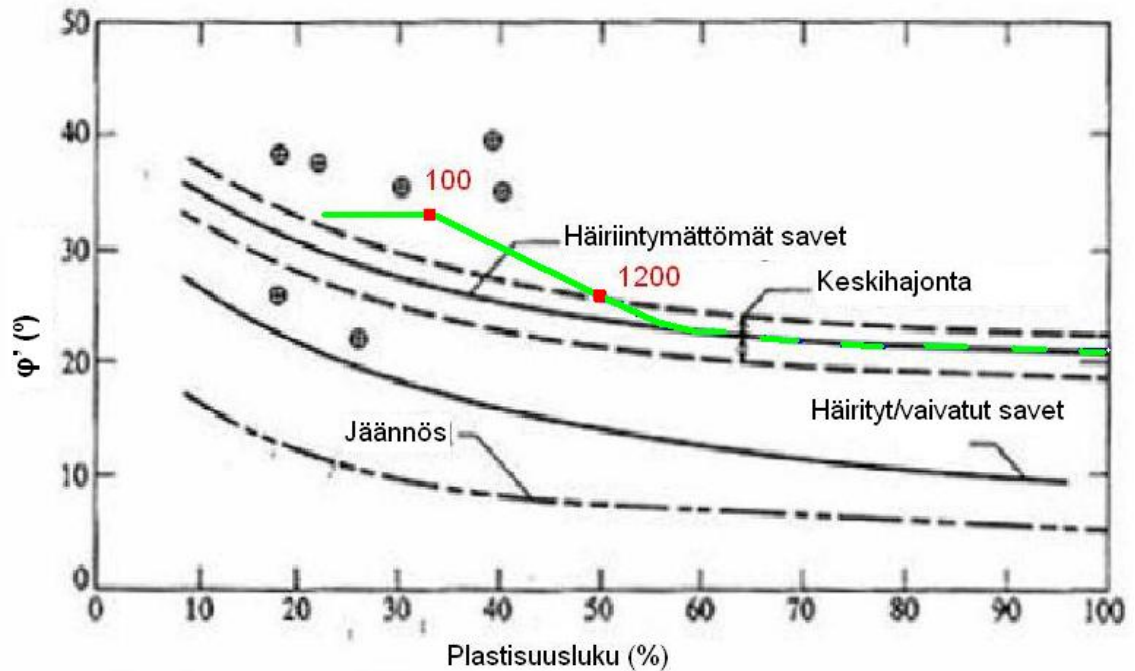
6.5.1 Kitkakulma

Suunnittelualue on laaja. Tästä johtuen kolmiakσιαalikokeista määritettyjä kitkakulmia käytettiin sellaisenaan vain kyseisten tutkimuspisteiden laskennoissa näytteenotussyvyyksillä. Muille laskentapisteille kitkakulman laskenta-arvot johdettiin läheisten pohjatutkimuspisteiden häiriintyneiden näytteiden laboratoriotuloksista ja muista pohjatutkimuksista.

Kirjallisuudesta löydettiin useiden tutkimusten perusteella johdettuja yhteyksiä kitkakulman ja plastisuuden välille. Kuvissa 6.11 ja 6.12 on esitetty eri tutkimuksissa määritettyjä kitkakulman ja plastisuusluvun riippuvuuksia. Kuviin on punaisella merkitty tämän työn yhteydessä tehdyissä laboratorioskokeissa saadut tulokset.



Kuva 6.11. Kitkakulman ja plastisuusluvun yhteys hienorakeisilla mailla /23/



Kuva 6.12. Kitkakulman ja plastisuusluvun yhteys normaalikonsolidoituneilla savilla. Kuvaan on kerätty havaintoja useasta eri lähteestä./24/

Plastisuusluvun avulla voidaan arvioida kitkakulman suuruutta savipitoisilla maalajeilla. Molemmissa kuvissa esitetyt yhteydet antavat jotakuinkin samansuuruisia kitkakulmia plastisuusluvun mukaan. Kuvassa 6.12 tutkimustuloksissa on mukana myös pohjoismaisille saville tehtyjä määrittämiä. Tästä syystä kuvassa 6.12 esitetyn yhteyden oletettiin soveltuvan hieman paremmin käytettäväksi tässä työssä.

Kuvan 6.12. keskiarvokäyrältä pisteen 1200 plastisuusluvulla 50 % tulkittuna kitkakulmaksi tulisi 24°. Kolmiaksaalikokeen yhteydessä määritetty arvo 4,0 metrin syvyydeltä otetulle näytteelle oli 25,3°.

Pisteen 100 plastisuuslukujen keskiarvo antaa vastaavasti kitkakulmaksi kuvan 6.12 keskiarvokäyrältä noin 28°. Kolmiaksaalikokeissa saatiin kitkakulmaksi noin 32° Määrittäminen eroaa jonkin verran kuvan 6.12 mukaisesta yhteydestä. Huomionarvoista on, että pienimmillä plastisuusluvun arvoilla hajonta kuvassa 6.12 on suurempaa.

Pisteiden 100 ja 1200 tulosten perusteella pääteltiin, että kuvan 6.12 suora käyttäminen kitkakulman arviointiin antaa liian pieniä kitkakulman arvoja etenkin pienillä plastisuusluvuilla. Tämän perusteella hahmoteltiin kolmiaksaalikokeiden tulosten perusteella oma käyrä pienimmille plastisuusluvuille, joka on kuvaan 6.12. piirretty vihreällä.

Kitkakulmat laskentoihin määritettiin käyttämällä kyseistä itse määritettyä käyrää tietyn reunaehdoin. Savisella siltillä minimi kitkakulmana käytettiin taulukon 6.1 mukaan 26° ja maksimi kitkakulmana pisteen 100 kolmiaksaalikokeista saatua 32°. Väliarvot tulkittiin kuvan 6.12. vihreästä käyrästä plastisuusluvun mukaan. Savella maksimi kit-

kakulmana käytettiin pisteen 1200 kolmiaksaalikokeista saatua 25,3°. Tätä pienemmät arvot tulkittiin kuvan 6.12. vihreältä käyrältä.

Kuvasta 6.12. määritettyjä kitkakulmia verrattiin lisäksi painokairausvastukseen taulukon 6.1 avulla. Tällä pyrittiin varmistamaan kitkakulman edustavuus.

Lähteiden /15,25,26/ mukaan kyseinen 26° -32° kitkakulma on siltille ominainen. Tätä suurempaa ei käytetty silttisellä alueella, koska myös painokairausvastusten perusteella taulukon 6.1. mukaan kitkakulmaksi tulisi 29° -32°.

Siltin kitkakulman on tarkasteluissa oletettu vaihtelevan plastisuuden mukaan välillä 32° – 26° ja saven kitkakulman välillä 25,3° – 20,8°.

Taulukko 6.1. Kitkakulman arviointi painokairausvastuksen perusteella. Silttiselle maille tehdään taulukon kitkakulma-arvoista 3° vähennys. /26/

Suhteellinen tiiviyys	Painokairausvastus puolikierrosta/0,2 m	φ' (°)
Hyvin löyhä	0 - 10	29 – 32
Löyhä	10 - 30	32 – 35
Keskitiivis	30 - 50	35 – 37
Tiivis	50 - 90	34 – 40
Hyvin tiivis	>90	40 – 42

Laskentapisteissä pinnassa olevalle karkearakeisemmalle tulvakerrostumalle (pääasiassa silttiä tai hienoa hiekkaa) käytettiin 32° kitkakulmaa, mikäli määritetty plastisuus ei puoltanut pienemmän arvon käyttöä.

Moreenille ja hiekalle kitkakulmat arvioitiin taulukoiden 6.1 ja 6.2 mukaisesti painokairausvastuksesta arvioidun tiiviyden perusteella.

Taulukko 6.2. Maalajille ominaisia kitkakulmia./26/

Tiiveys	Maalaji						
	Siltti	Hiekka	Sora	Hiekka-moreeni	Sora-moreeni	Sepeli	Louhe
Löyhä	26°	28°	30°	35°	38°	30°	40°
Tiivis	33°	35°	37°	42°	45°	38°	45°

Plastisuusluvun määrittäminen

Plastisuusluvun avulla tapahtuneeseen kitkakulmamääritykseen oli arvioitava kunkin näytteen plastisuusluku. Plastisuuslukuja oli määritetty luotettavasti vain kahdelta tutkimuspisteeltä 100 ja 1200. Näiltä pisteiltä oli määritetty myös juoksurajat (W_L) ja hienousluvut (F).

Lähes kaikista otetuista häiriintymättömistä näytteistä oli määritetty hienousluvut. Tutkimuspisteiltä, joilta hienousluvun määrittäminen puuttui, sitä arvioitiin savipitoisuuden ja vesipitoisuuden ja läheisten pisteiden hienouslukujen avulla.

Yleisesti tiedetään hienousluvun ja juoksurajan olevan suunnilleen samansuuruisia. Hienousluvun ja juoksurajan välille muodostettiin pisteiden 100 ja 1200 perusteella yhteys. Pisteiltä määritetyt hienousluvun ja juoksurajan arvot on esitetty taulukossa 6.3.

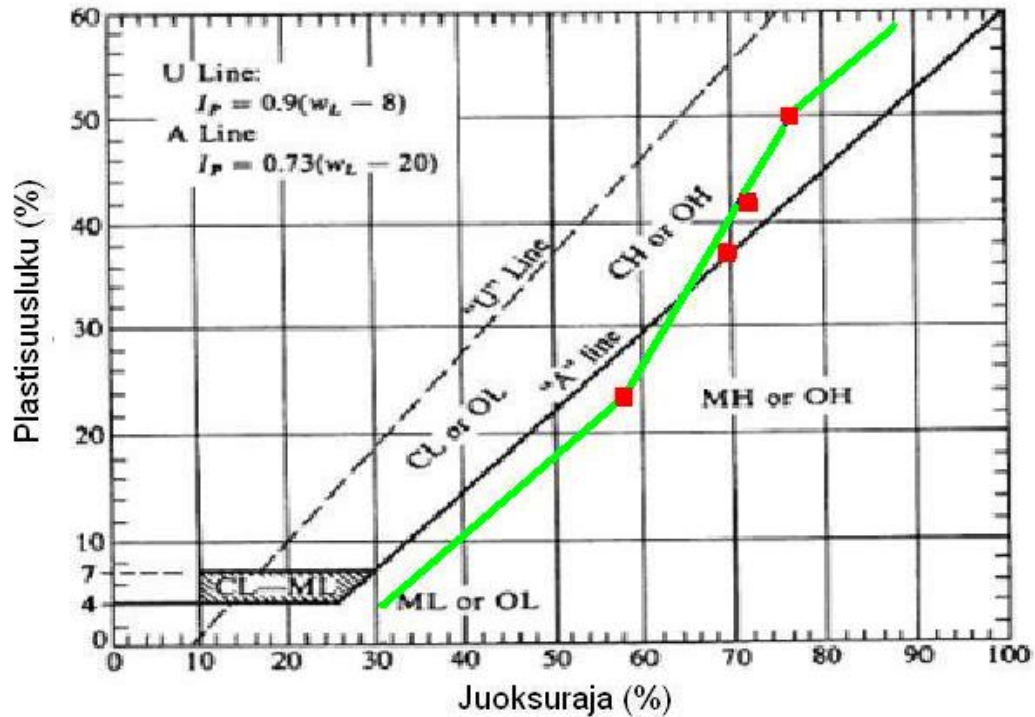
Taulukko 6.3. Hienousluvun F ja juoksurajan W_L yhteys tutkimuspisteiden 100 ja 1200 perusteella.

Piste	100	100	1200
syvyys (m)	2,5	7,2	4,2
W_L (%)	58	72	76
F (%)	54	66	81
suhde W_L/F	1,07	1,09	0,94
suhteiden keskiarvo	1,03 → 1		

Pisteiden 100 ja 1200 käytössä olleiden näytteiden perusteella huomattiin juoksurajan ja hienousluvun olevan likimain samansuuruiset. Tarkasteluissa oletettiin tämän vuoksi hienousluvun olevan sama kuin juoksurajan.

Juoksurajoista pyrittiin selvittämään plastisuusluku USC -maalajiluokituksesta löytyvän plastisuuskaavion avulla. USC -maalajiluokituksessa maalajit jaetaan kahteen ryhmään karkearakeisiin ja hienorakeisiin maalajeihin. Nämä maalajiryhmät jakautuvat edelleen pienimpiin alaryhmiin. Hienorakeiset kivennäismaalajit jaotellaan plastisuusluvun ja juoksurajan mukaan. Jaotteluun käytetään kuvan 6.13 plastisuuskaaviota. Kaavion on alun perin kehittänyt Casagrande vuonna 1948. /24/

Kuvan 6.13 kaaviossa esiintyvä A-viiva on kokemuseräisesti määritetty periaatteellinen rajaviiva savien ja silttien välille. Savien tulisi sen mukaan sijoittua A-viivan yläpuolelle ja silttien viivan alapuolelle. Kaavion U-viiva kuvaa likimääräistä ylärajaa plastisuusluvun ja juoksurajojen väliselle yhteydelle tähän asti tehtyjen havaintojen perusteella. /27/



Kuva 6.13. USC-maalajiluokituksen plastisuuskaavio /24/

Kuvassa 6.13. esiintyvät lyhenteet kuvaavat maalajia ja sen plastisuutta. Maalajit on luokiteltu A-viivan ja juoksurajan 50 % mukaan. Maalajilyhenteet on selitetty taulukossa 6.4.

Taulukko 6.4. Hienorakeisten maalajien lyhenteitä USC-luokituksessa./28/

CL	Savi, matala plastisuus, $W_L < 50$ %
ML	Siltti, matala plastisuus, $W_L < 50$ %
OL	Eloperäinen maa, matala plastisuus, $W_L < 50$ %
CH	Savi, korkea plastisuus, $W_L > 50$ %
MH	Siltti, korkea plastisuus, $W_L > 50$ %
OH	Eloperäinen maa, korkea plastisuus, $W_L > 50$ %

Kuvan 6.13 perusteella voidaan arvioida maalajin juoksurajan perusteella maalajin plastisuusluku. Pisteiltä 100 ja 1200 otetuista näytteistä oli määritetty sekä plastisuusluku että juoksuraja. Näiden pisteiden perusteella kuvaan 6.13 piirrettiin oma vihreä suora. Pisteet sijoituivat melko lähelle samaa suoraa. Havaintopisteiden kattaman alueen ulkopuolella yhteyden on oletettu olevan A-suoran suuntainen. Vihreältä suoralta tulkittiin juoksurajaa vastaava plastisuusluku.

Havaintopisteisiin sovitetun suoran sijainnin oikeellisuus plastisuuskuvaajassa varmistettiin vertaamalla USC-luokituksen maalajeja geoteknisen maalajiluokituksen maalajeihin. Pisteen 100 7,2 metrin syvyydeltä otettu näyte sijoittuu kaaviossa A-viivan yläpuolelle. Tämä selittyy näytteen savi- ja humuspitoisuudella.

Vaikka kolmiakσιαalikokeita tehtiin vain kahdesta pisteestä, katsottiin edellä esitetty kitkakulman määrittäminen erilaisten epäsuorienyhteyksien avulla koko suunnittelualueelle soveltuvaksi. Tähän päädyttiin, koska häiriintyneiden näytteiden ja painokairaus-ten tiedot viittasivat siihen, että pääpiirteiltään samat geologiset kerrokset löytyvät jokaiselta tutkimuspisteeltä.

6.5.2 Koheesio

Pisteessä 100 koheesion arvoksi murtotilassa määritettiin kolmiakσιαalikokeiden avulla nolla. Koheesio hävisi suuremmilla muodonmuutostasoilla. Tästä syystä koheesiota ei savisella siltillä ole laskelmissa käytetty.

Pisteen 1200 näytteille tehtyjen kolmiakσιαalikokeiden jännityspoluista määritettiin koheesion arvoksi 6,1 kPa kitkakulmaksi 25,3°. Koheesion arvoa ei ole määritetty muilla savialueella sijaitsevilla tutkimuspisteillä. Näin ollen sitä ei myöskään ole laskelmissa uskallettu käyttää muilla kuin pisteellä 1200. Koheesiotermin lisääminen laskelmiin antaa helposti liian varman kuvan tilanteesta. Laskennoissa oletettiin tämän vuoksi, pistettä 1200 lukuun ottamatta, että $c' = 0$.

6.5.3 Huokosvedenpaine

Huokospaine on laskettu kulloisenkin mitoittavan tilanteen perusteella antamalla laskentaohjelmaan pohjavedenpinta, jonka mukaan ohjelma laskee tehokkaat jännitykset. Lamellimenetelmällä laskettaessa huokospaineen oletetaan murtotilassa olevan sama kuin käyttötilassa. Alhaisella varmuustasolla huokospaine ei kuitenkaan enää ole sama kuin käyttötilassa. Käyttötilan perusteella määritetty huokospaine ei näin ollen ole kuvaava pienillä varmuuskertoimilla. Siksi onkin tärkeää, että lasketut varmuudet ovat riittäviä ja tavoitellun suuruisia, jolloin ei vielä olla lähellä murtotilaa ja huokospaine on tarkasteltavaa tilannetta kuvaava.

6.5.4 Tehokkaiden parametrien käyttö

Tehokkaiden jännitysten mukainen tarkastelu kuvaa maan käyttäytymistä. Tämän vuoksi kaikki tämän työn kohteet laskettiin tehokkaita lujuusparametreja käyttäen.

Monin paikoin suunnittelualueella on maalajina savinen siltti, eli ns. välimalaji, jonka lujuuden oletetaan muodostuvan osittain koheesiosta eli maarakeiden välisistä kiinnevoimista ja osittain rakeiden välisestä kitkasta. Savisen siltin alueella tehdyistä kolmiak-

siaalikoikeista koheesiota ei kuitenkaan murtotilassa enää havaittu. Näin ollen lujuuden on avoimen tilan tarkasteluissa oletettu muodostuvan vain rakeiden välisestä kitkasta.

Koheesiomaalla liukupinnat ovat yleensä liukusortumia, jotka tapahtuvat selvästi havaittavia ympyrämuotoisia liukupintoja pitkin. Kitkamaalajeissa taas liukupinnat ovat yleensä suoria tai spiraalin muotoisia ja sortumat käsittävät vain kapean alueen luiskan läheisyydessä. /6/ Tyypillinen kitkamaalajeissa esiintyvä sortuma on esitetty kuvassa 6.14, jossa on havaittavissa selvä pystysuora yläosa. Liukupinnan alaosa tulee kuvassa joen pohjaan ja on spiraalin muotoinen.

Savisella siltillä kokonaisjännitysten menetelmää pidetään yleensä käyttökelpoisena vasta, kun maalajin savipitoisuus on yli 25 %. Savisen siltin alueella tapahtuneiden sortumien, alhaisen savipitoisuuden (<25%) ja koheesion puutteen vuoksi on savisen siltin alueella tehtävät tarkastelut tehty vain avoimen tilan laskennoilla tehokkaita parametreja käyttämällä. Savialueilla on tarkasteltu myös suljetun tilan vakavuus.



Kuva 6.14. Savisen siltin alueella Harjunpäänjoen pohjoisrannalla tapahtunut sortuma, jossa vain kapea luiska on sortunut.

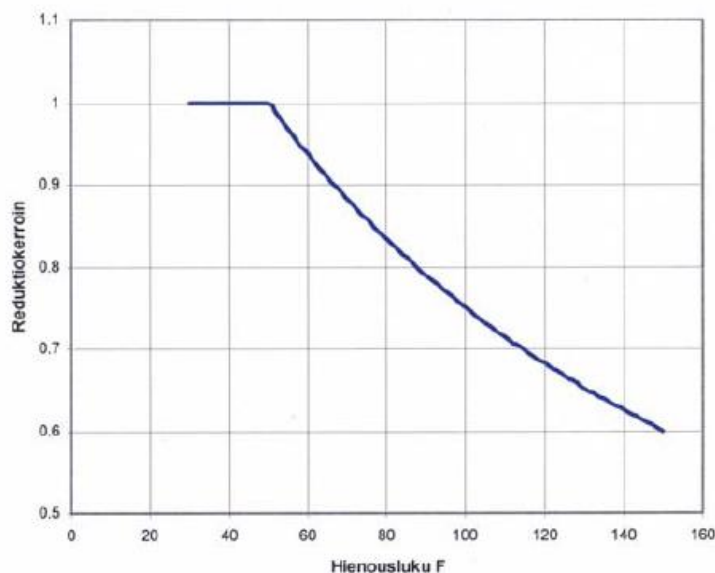
6.6 Suljetun tilan parametrit

6.6.1 Suljettu leikkauslujuus

Tässä työssä käytetyt suljetun leikkauslujuuden arvot määritettiin siipikairauksilla. Siipikairalla mitattua leikkauslujuutta (s_v) joudutaan reduceoimaan, jotta saadaan laskennoissa käytettävä suljettu leikkauslujuus (s_0). Siipikairalla mitattuihin arvoihin vaikuttavat mm. maan anisotrooppisuus, progressiivinen murtuminen, näytteen häiriintyminen ja siiven pyöritysnopeus. /29/

Käytettävät reduceointikertoimet (μ) ovat kokemukseräisiä perustuen alun perin Bjerrumin tekemiin vertailuihin mitattujen leikkauslujuuksien ja tapahtuneiden sortumien välillä. Reduceointiin käytettäviä kertoimia on lukuisia. Alun perin reduceointi tapahtui plastisuuslukuun perustuen, mutta myöhemmin etenkin Pohjoismaissa on siirrytty käyttämään juoksurajaan (w_1) eli hienouslukuun (F) perustuvaa reduceointia. /8/

Tässä työssä on käytetty Tiehallinnon suosittelemaa hienouslukuun perustuvaa reduceointia reduktiokerroimen μ avulla. Kertoimen määrittäminen esitetään kuvassa 6.15 ja yhtälössä 6.5 /12/



Kuva 6.15. Reduktiokerroin hienousluvun (F) mukaan. /12/

$$\mu = \frac{1,5}{1 + \frac{F}{100}} \quad (6.5)$$

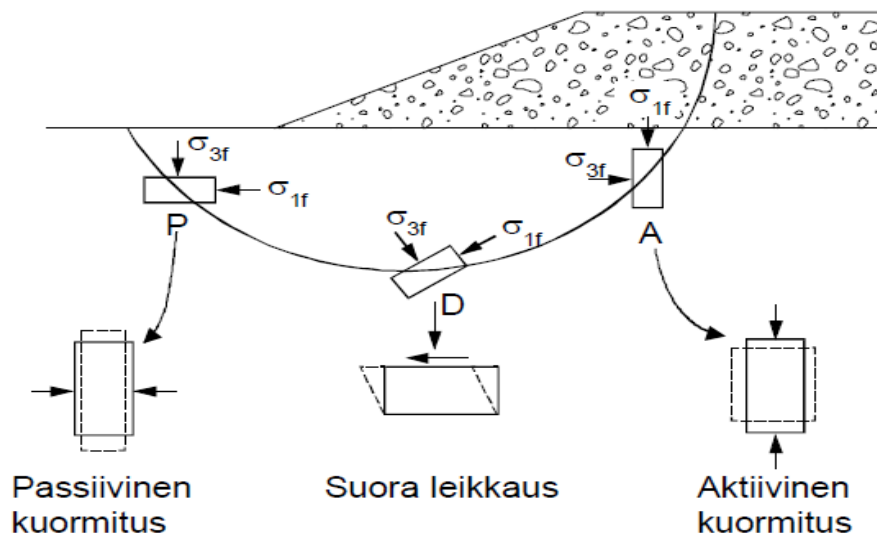
, missä

F = hienousluku (%)

Jos yhtälössä 6.5 hienousluku (F) on alle 50, käytetään redusointikerrointa 1.

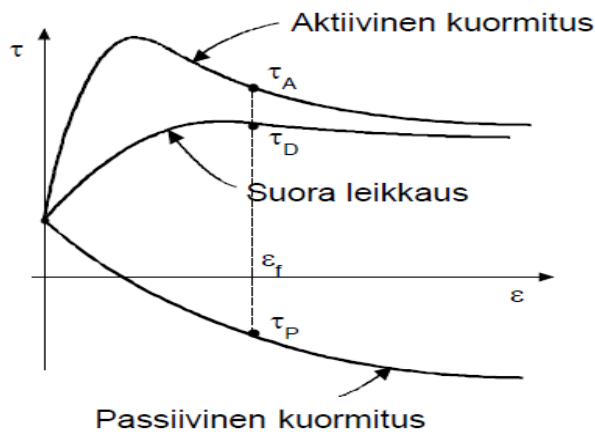
Siipikairalla mitattu ja mahdollisesti redusoitu lujuus kuvaa maan in-situ tilaa tarkastelehtukellä. Se ei ota huomioon leikkauslujuuden muuttumista jännitystilän kasvaessa tai pienentyessä. Leikkauslujuus suurenee yleensä penkereen alla kuorman vaikutuksesta. Maaleikkauksen alueella taas jännitystila pienenee ja maa on ylikonsolidaatiota vastaavassa tilassa. /6,8/

Liukupinnalla vaikuttavat eri kohdissa eri murtosuunnat ja tästä johtuen myös erilaiset jännitystilat kuvan 6.16. mukaisesti. Maan anisotrooppisuudesta johtuen maan suljettu leikkauslujuus ei ole vakio, vaan riippuu murtosuunnasta. Suljetun leikkauslujuuden vaihtelu voitaisiin ottaa huomioon jakamalla murtopinta aktiivi-, leikkaus- ja passiivivyöhykkeisiin ja määrittelemällä näille jokaiselle oma leikkauslujuus. Aktiivipuolen lujuus saataisiin määritettyä kolmiaksisiaalisesta puristuskokeesta, passiivipuolen lujuus kolmiaksisiaalisesta vetokokeesta ja leikkausvyöhykkeen lujuus suoralla leikkauskokeella. /8,30/



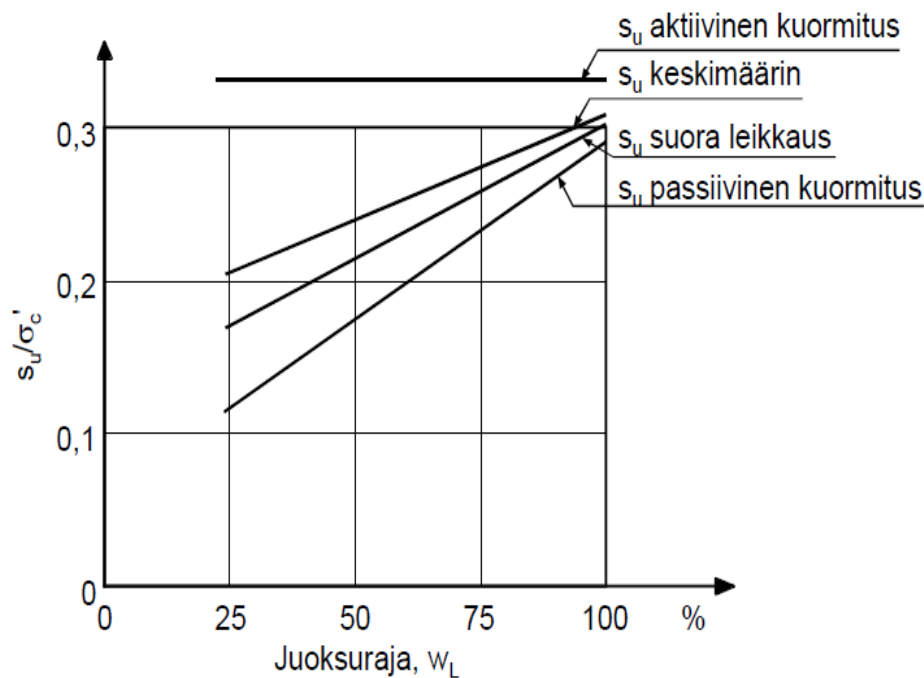
Kuva 6.16. Murtopinnan anisotrooppisuuden huomioon ottaminen./31/

Luonnontilassa aktiivipuolella on yleensä pystysuuntainen jännitys suurin. Passiivipuolella leikkausjännitys vaihtaa suuntaansa ja suurin pääjännitys on yleensä vaakasuuntainen. Leikkausjännitysten mobilisoitumista muodonmuutosten lisääntyessä on esitetty kuvassa 6.17. Kuvasta huomataan, että aktiivisen kuormituksen maksimilujuus saavutetaan pienemmillä muodonmuutoksilla kuin passiivisen kuormituksen maksimilujuus.



Kuva 6.17. Muodonmuutosten mobilisoituminen murtopinnan eri osissa /31/

Edellä esitettyä on havainnollistettu myös kuvassa 6.18, jossa on kuvattu suljetun leikkauslujuuden ja konsolidaatiojännityksen suhdetta juoksurajan funktiona eri kuormitustilanteissa. Keskimääräinen suljettu leikkauslujuus sijoittuu eri kuormitustilanteiden välimaastoon.



Kuva 6.18. Suljetun leikkauslujuuden ja konsolidaatiojännityksen suhde eri kuormitustilanteissa /31/

Siipikairauksella mitataan lähinnä maan pystysuuntaisen pinnan lujuutta murtotilassa. Maan anisotropian kasvaessa, siipikairaus kuvaa huonommin maan todellista lujuutta. Normaalikonsolidoituneilla savilla anisotrooppisuuden on kuitenkin todettu olevan

pientä. Redusoidun siipikairaustuloksen onkin todettu kuvaavan varsin hyvin keskimääräistä lujuutta leikkauspinnalla normaalikonsolidoituneilla savilla. /8/

Suljetun leikkauslujuuden on todettu korreloivan konsolidaatiojännityksen kanssa, kuten esimerkiksi kuvasta 6.18 on nähtävissä. Siipikairaustulosten oikeellisuutta ja edustavuutta voidaan arvioida esikonsolidaatiojännitykseen tai vallitsevaan pystyjännitykseen perustuen. Reduktion tarpeellisuutta voidaan arvioida esimerkiksi Hansbon tutkimusten mukaan määritetyllä yhtälöllä 6.6. Mikäli suljettu leikkauslujuus on selvästi yhtälön antamaa arvoa pienempi, reduktion tarpeellisuus voidaan kyseenalaistaa. /30/

$$s_u = \sigma'_c * 0,45 w_L \quad (6.6)$$

,missä

σ'_c = esikonsolidaatiojännitys (= tehokas jännitys, in-situ)

w_L = juoksuraja (%)

Saven kuivakuoressa suljettu leikkauslujuus on yleensä selvästi suurempi kuin syvemällä. Suunnittelualan pohjatutkimuspisteillä ei kuitenkaan havaittu kuivakuorta. Savikerrosten alueella on saven päällä karkeampirakeista tulvakerrostumaa, joka mallinnettiin tehokkailla parametreilla.

Edellä esitetyn perusteella suljetun leikkauslujuuden laskenta-arvoina on savella kaikilla liukupinnan osilla jännitystilasta riippumatta käytetty pääasiassa redusoitua siipikairaustuloutta eli suljettua leikkauslujuutta. On kuitenkin huomioitava, että näin lasketut tulokset kuvaavat vain lyhytaikaista tilannetta. Pitkänajan vakavuuden selvittämiseksi laskennat on tämän vuoksi tehty myös avoimen tilan menetelmällä.

Suljetun leikkauslujuuden laskenta-arvo määritettiin redusoinnin jälkeen. Mikäli redusoitujen siipikairausten hajonta on ollut suhteellisen pientä, on määritetty varovainen keskiarvo, jota on käytetty geoteknisen kerroksen suljetun leikkauslujuuden mitoitus- eli laskenta-arvona. Joissain kohdin suljetun leikkauslujuuden arvo annettiin syvyyden suhteen lineaarisesti kasvavana arvona, jos redusoidut lujuudet kasvoivat syvemmälle mentäessä, kuten kuvan 6.18 mukaisesti teoriassa pitäisikin tapahtua.

6.6.2 Suljetun leikkauslujuuden ja vallitsevan tehokkaan pystyjännityksen suhde

Kuten edellisessä kappaleessa todettiin, on suljetun leikkauslujuuden todettu korreloivan konsolidaatiojännityksen kanssa. Esikonsolidaatiojännitystä ei ödometrikokein määritetty kuin kahdesta pisteestä. Määrityksissä kuitenkin selvisi, että esikonsolidaatiojännitys vastasi vallitsevia tehokkaita jännityksiä. Suunnittelualueella ei ylikonsoli-

daatiota ollut havaittavissa. Tätä tukee myös alueen geologinen syntyhistoria. Tästä syystä tarkasteluissa käytettiin konsolidaatiojännityksenä laskennallisesti määritettyä tehokasta jännitystä. Yhtälöissä esiintyvän σ'_c :n on siis oletettu olevan yhtä kuin σ'_z .

Suunnittelualueen tutkimuspisteiltä mitattuja suljettuja leikkauslujuuksia verrattiin vallitsevaan pystyjännitykseen seuraavilla tavoilla:

1. Siipikairalla mitattua lujuutta verrattiin kuvan 6.18 mukaisesti, tulkitsemalla suhteen (s_u/σ'_c) arvot edellä esitetyin perustein suljetun leikkauslujuuden keskimääräisestä käyrästä. Kun em. suhteella kerrottiin vallitseva tehokas pystyjännitys, saatiin arvioitua suljetun leikkauslujuuden teoreettinen arvo kyseisellä tavalla tarkasteltuna.

2. Lähteen /8/ mukaan leikkauslujuuden ja pystyjännityksen suhde ei ole riippuvainen maan plastisuudesta, kuten kohdassa 1. Tämän vuoksi valittiin suljetunleikkauslujuuden ja vallitsevan pystyjännityksen suhteeksi kokemusperäisesti $\alpha = 0,25$ ja $\alpha = 0,27$. Mikäli nämä suhdekertoimet eivät olleet kuvaavia, arvioitiin tilannetta kuvaava kerroin tapauskohtaisesti.

3. Tilannetta tarkasteltiin myös kitkakulman avulla Coulombin lain mukaan kaavalla $s = c' + \sigma' \tan \phi'$. Koheesio termiä c' ei tiedetty, mutta mikäli jo termi $\sigma' \tan \phi'$ oli suurempi kuin siipikairalla mitattu suljettu leikkauslujuus, saatiin teoriassa tietoa suljetun leikkauslujuuden edustavuudesta. Mikäli laskennallisesti määritetty leikkauslujuus oli pienempi kuin mitattu, koheesiotermiä c' arvioitiin lähteen /30/ mukaan kaavalla $0,03 \cdot \sigma'_z$,

4. Edellä esitetyllä Hansbon yhtälöllä (6.6.) tutkittiin pystyjännityksen avulla reduktion tarpeellisuutta.

Mikäli mitattu suljettu leikkauslujuus eroaa merkittävästi edellä mainituista laskennallisesti määritetyistä arvoista, voidaan kyseenalaistaa suljetun leikkauslujuuden edustavuus ja oikeellisuus. Tehdyissä tarkasteluissa on oletettu, ettei kairaajista ja kairasta johtuvia virheitä ole sattunut. Olennaista on, että samat henkilöt ovat tehneet tulvasuojeluhankkeen kaikki siipikairaukset.

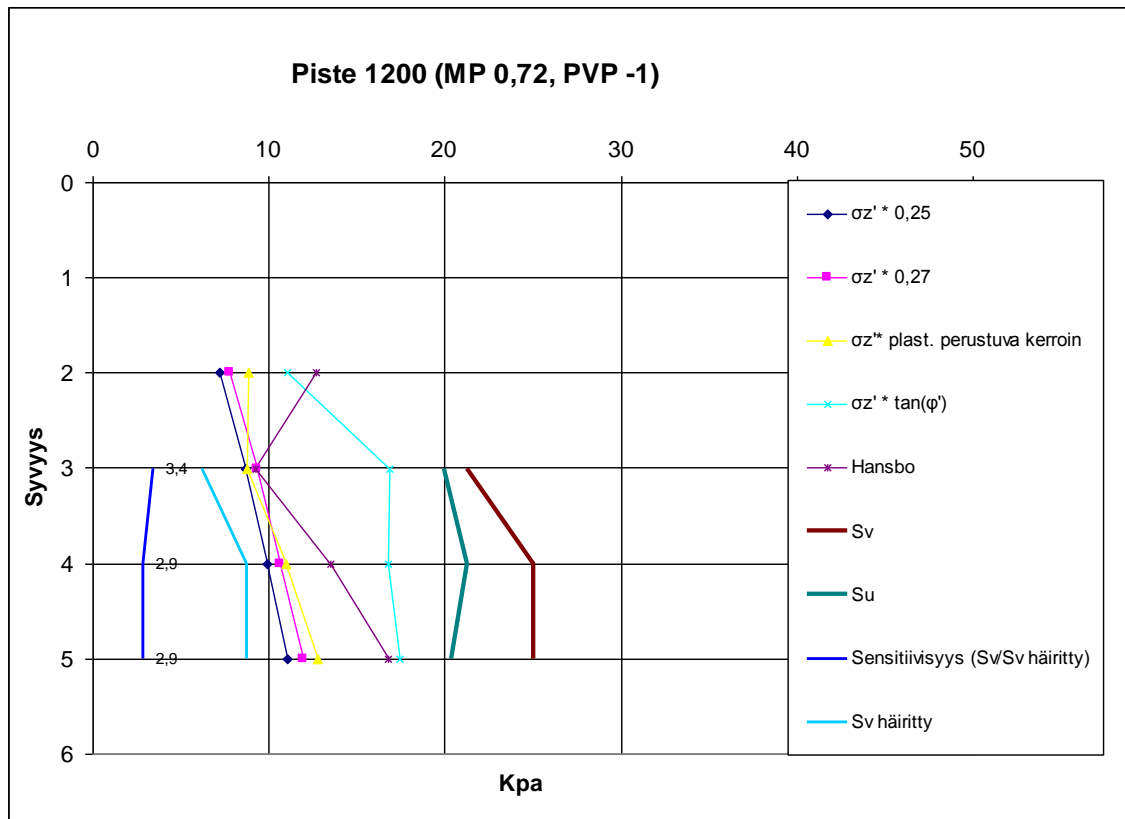
Suljetun leikkauslujuuden ja tehokkaan pystyjännityksen suhteen on tutkimuksissa todettu riippuvan muistakin tekijöistä, kuten esimerkiksi maakerroksen sedimentoitumisvaiheen aikaisesta suolapitoisuudesta./25/ Tämän vuoksi suljetun leikkauslujuuden laskennallisiin määrittäisiin ei ole liiaksi nojaututtu määrittäessä laskenta-arvoa suljetulle leikkauslujuudelle. Laskennallisia määrittäisiä on käytetty herkkyystarkastelun tavoin pääasiassa paikoissa, joissa mitattu redusoitu suljettu leikkauslujuus on poikennut pienempään suuntaan em. suljetun leikkauslujuuden ja pystyjännityksen suhteista. Laskennallisen suljetun leikkauslujuuden ollessa paljon suurempi kuin mitatun suljetun leikkauslujuuden on maassa mahdollisesti tapahtunut suuria muodonmuutoksia. Tällaisia

paikkoja löytyi etenkin Koivistonluodosta, jossa mitattiin erittäin pieniä suljetunleikkauslujuuden arvoja. Alla on käsitelty tarkemmin suljetun leikkauslujuuden määrittämistä ja kuvaavuutta suunnittelualueen eräillä savikerrosten alueella sijainneilla tutkimuspisteillä.

Lisäomalinja

Piste 1200

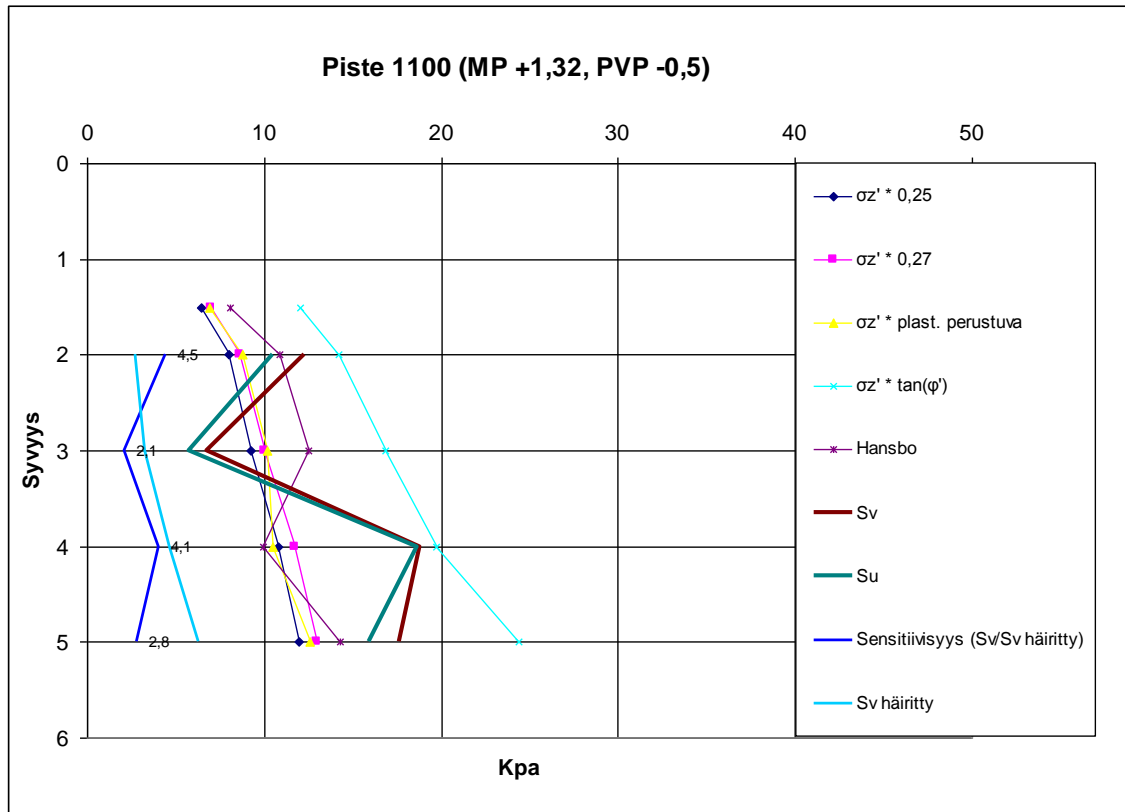
Piste 1200 sijoittui Hyvelään lisäomalinjalle. Suljetun leikkauslujuuden ja vallitsevan pystyjännityksen välisiä suhteita on esitetty alla olevassa kuvassa 6.19. Kuvassa on esitetty myös häiriintyneen tilan siipikairauslujuus ja sensitiivisyys. Suljettu leikkauslujuus on tässä selkeästi suurempi kuin kokemuseräisillä kertoimilla määritetyt arvot. Kerroin α olisi tässä lähellä 0,5. Ylikonsolidaatiosta ei kuitenkaan ödometrikokeessa saatu viitteitä, joten pidemmälle meneviä johtopäätöksiä tämän pisteen perusteella ei voi tehdä.



Kuva 6.19. Piste 1200, suljetun leikkauslujuuden ja vallitsevan pystyjännityksen suhde. Maalaji on syvyydelle noin 3,5 metriä laihaa savea, jonka jälkeen 8 metrin syvyyteen lihavaa savea.

Piste 1100

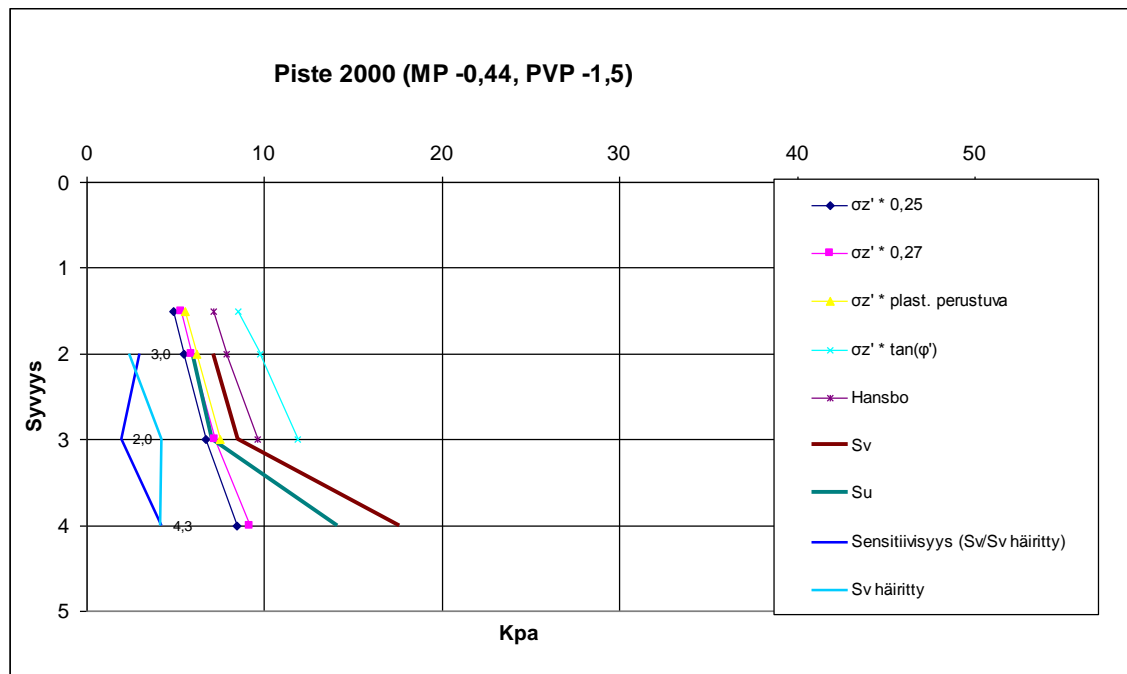
Piste 1100 sijoittui myös lisäomalinjalle Hyvelään. Myös tässä pisteessä suljettu leikkauslujuus on hieman suurempi kuin kokemuseräiset kertoimet antaisivat olettaa. Kolmen metrin syvyydellä siipikairausvastus oli selvästi pienempi kuvan 6.20 mukaisesti. Tämän arveltiin johtuvan paikalla joskus olleesta joenuomasta, joista on saatu aikaisemmin viitteitä tiesuunnittelun yhteydessä. Kolmen muun havainnon perusteella kerroin α on likimain 0,35.



Kuva 6.20. Piste 1100, suljetun leikkauslujuuden ja vallitsevan pystyjännityksen suhde. Maalaji on siipikairaushavaintojen kohdilla lihavaa savea.

Piste 2000

Piste 2000 sijoittui Krootilaan lisäuoman vaihtoehdoiselle loppuosalle. Ensimmäiset mitatut suljetut leikkauslujuudet vastasivat kuvan 6.21 mukaisesti likimain kertoimia $\alpha = 0,27$ ja plastisuuteen (kuva 6.18) perustuvaa kerrointa. Alimmasta siipikairauksesta määritetty suljettu leikkauslujuus taas oli selvästi suurempi kuin kokemusperäisillä kertoimilla määritetyt lujuudet.



Kuva 6.21. Piste 2000, suljetun leikkauslujuuden ja vallitsevan pystyjännityksen suhde. Maalaji on siipikairaushavaintojen kohdilla lihavaa savea.

Piste 2000 sijaitsee paikalla, jossa vielä jokunen aika sitten oli merta. Alue on siis nousut vasta hiljattain merestä, jolloin ikääntymistä ei geologisen synnyn perusteella ole ehtinyt tapahtumaan. Enemminkin alueen saven voisi olettaa olevan alikonsolidoitunutta. Kuitenkin kerroin α on 0,27 eli melko suuri suomalaisille normaalikonsolidoituneillekin saville. Tämä kyseenalaistaa kokemusperäisten kertoimien 0,25 ja 0,27 kuvaavuuden suunnittelualueella. Tästä syystä siipikairalla mitattuja suljettuja leikkauslujuuksia on pidetty sellaisinaan luotettavina lisäuomalinja savipitoisilla pisteillä eikä niitä ole muutettu pystyjännityksen mukaan arvioitujen lujuuksien perusteella.

Edellä olleista eri tutkimuspisteiden leikkauslujuuskuvaajista huomattiin sekä redusoidun suljetun leikkauslujuuden (s_u) että häiriintymättömän siipikairauslujuuden (s_v) olevan pääasiassa kokemusperäisten yhtälöiden arvoja suurempia. Hansbon kaavalla saadut arvot olivat pääasiassa pienempiä tai likimain samansuuruisia kuin häiriintymätön siipikairauslujuus. Tästä johtuen siipikairauksen redusointi on lisäuomalinjalla tarpeen ja sitä on laskelmissa käytetty.

Määritettyjen kitkakulma-arvojen avulla arvioidut leikkauslujuudet eivät vastanneet suljettua leikkauslujuutta kovinkaan hyvin lukuunottamatta pistettä 1200, jossa esimerkiksi 4 metrin syvyydessä $\sigma'_{tan}(\phi')$ antaa arvoksi 16,8 kPa. Kun tähän lisätään kolmiakiaalikoikeissa mitattu noin 6 kPa koheesio, päästään likimain samaan tulokseen kuin mitä suljettu leikkauslujuus on kyseisellä kohdalla. Vaikka kitkakulmayhteys antaa paljon suurempia leikkauslujuuden arvoja, ei tämä tarkoita että kitkakulman tai suljetun leikkauslujuuden määrittämisessä olisi tapahtunut virhe. Tulee nimittäin muistaa että määrittäykset, joista kitkakulma ja suljetun leikkauslujuuden arvot on saatu, kuvaavat eri tilaa. Kitkakulma on määritetty pitkän ajan tilannetta varten, kun taas suljetun leikkauslujuuden arvo kuvaa lujuuutta lyhyen ajan tilanteessa. Tästä johtuen lujuuksissa voi olla eroa 25...50 % /8/.

Koivistonluodon pohjatutkimuspisteet

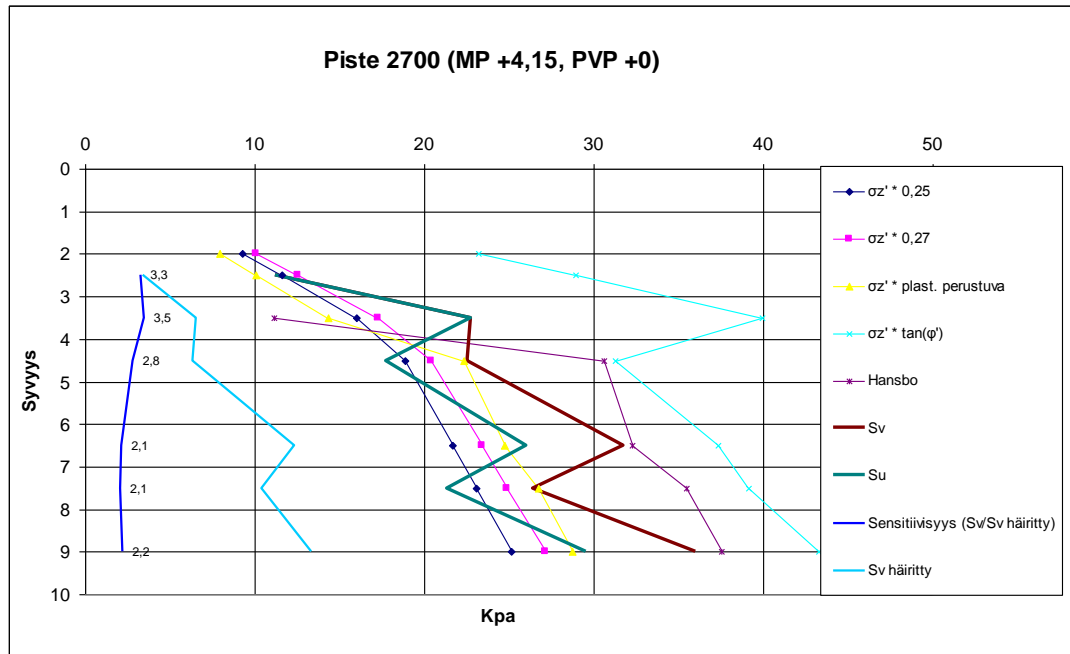
Pisteet 2700 ja 2400

Pisteet 2400 ja 2700 sijoittuivat joen vasemmalle rannalle Koivistonluotoon paalun 291+00 kohdalle. Pisteiden sijainnit suhteessa joen rantaan on esitetty kuvassa 6.22.



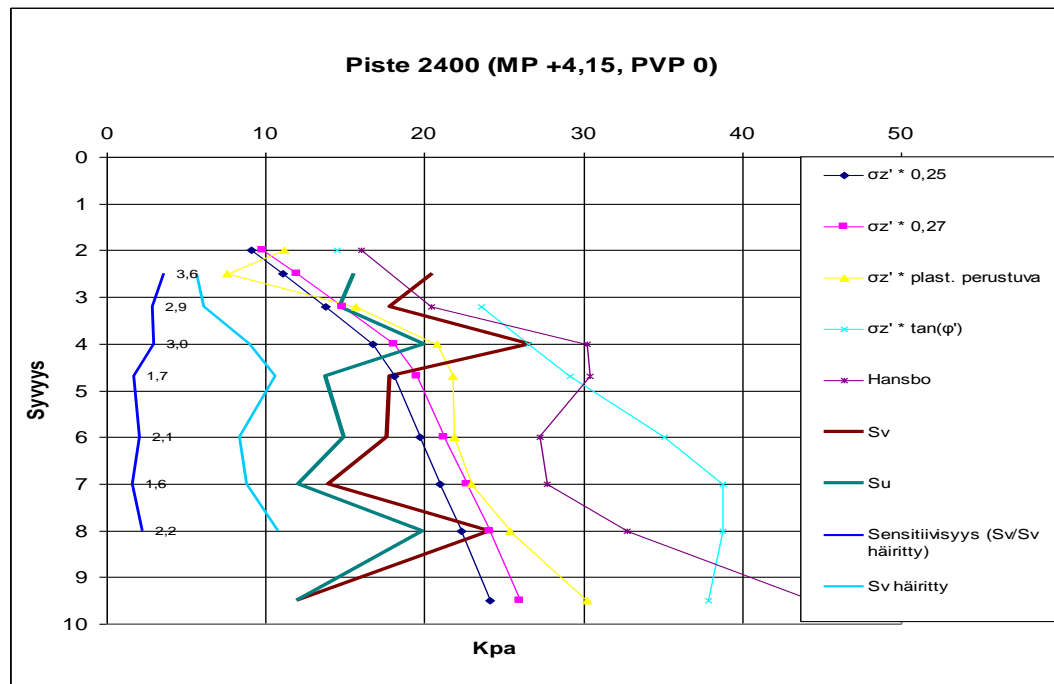
Kuva 6.22. Pisteiden 2400 ja 2700 sijainti likimäärin.

Pohjatutkimuspisteeltä 2700, joka sijaitsee 30 metrin päästä rannan vesirajasta, mitattu suljettu leikkauslujuus vastasi melko hyvin α -kerrointa 0,27. Tätä on havainnollistettu kuvassa 6.23.



Kuva 6.23. Piste 2700, suljetun leikkauslujuuden ja vallitsevan pystyjännityksen suhde. Maalaji on neljän metrin syvyyteen asti savista silttiä. Tämän jälkeen syvemmälle mentäessä maalaji on laihaa savea.

Piste 2400 sijoittui lähemmäksi rantaa, jolloin noin 4,5 metrin syvyyden jälkeen on havaittavissa suljetun leikkauslujuuden selkeä pieneneminen kuvan 6.24 mukaisesti. Suljettu leikkauslujuus pysyy pienempänä kuin kokemuseräiset arvot aina syvimmältä tehtyyn havaintoon asti, kuten kuvasta 6.24 havaitaan.



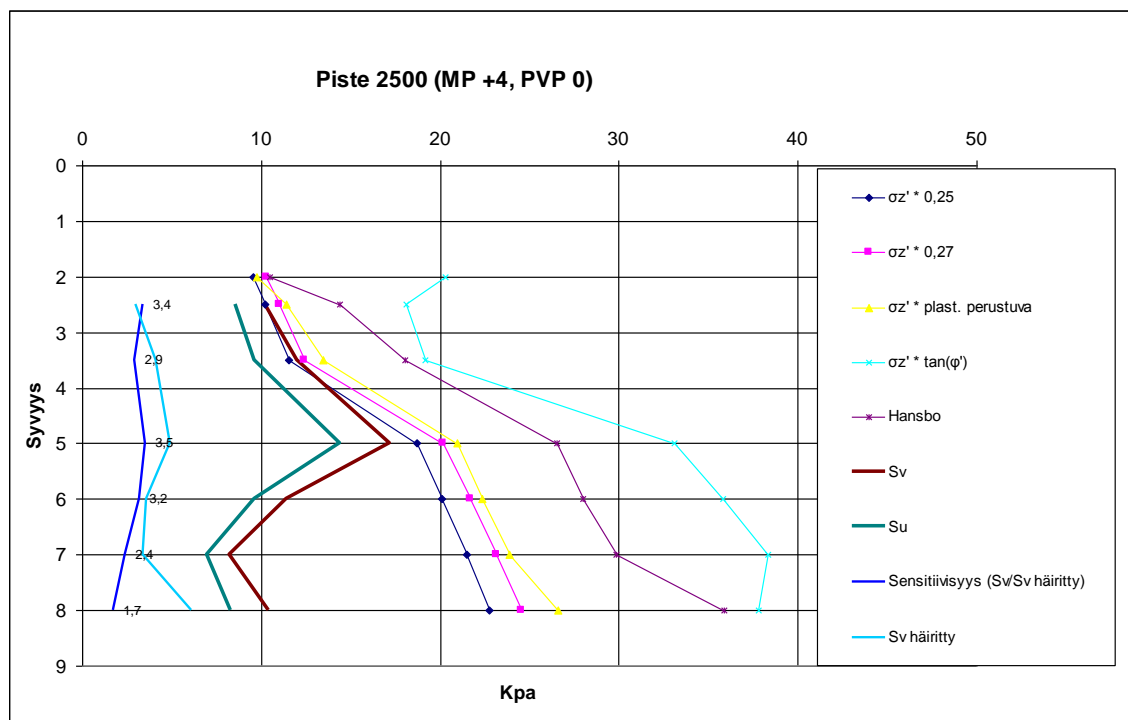
Kuva 6.24. Piste 2400, suljetun leikkauslujuuden ja pystyjännityksen välisiä suhteita. Maalaji siipikairaushavaintojen kohdilla on laihaa savea, noin 7 metrin syvyydessä, pienimmän siipikairaushavainnon kohdalla on lihavan saven kerros.

Alustavien stabiliteettilaskelmien mukaan stabiliteetti pisteen 2400 mukaisella suljetulla leikkauslujuudella (noin 14 kPa) laskettuna on erittäin heikko. Vaarallisimmat liukupinnat kulkevat juuri edellä mainitulla alueella, jossa suljettu leikkauslujuus on pienimillään.

Vertailemalla pisteiden 2400 ja 2700 suljetun leikkauslujuuden arvoja voidaan olettaa rannalla tapahtuneen lujuskatoa. Likimain vastaavilla syvyyksillä suljettu leikkauslujuus on pieni verrattuna pystyjännitykseen myös Koivistonluodon muilla pohjatutkimuspisteillä (2200 ja 2500). Näillä pisteillä lujuden pieneneminen havaittiin vielä selkeämmin kuvan 6.25 mukaisesti. Olennaista on, että pisteet 2200, 2400 ja 2500 sijoittuvat lähelle rantaa, kun taas piste 2700 sijoittuu noin 30 metrin päähän rannasta.

Kalaholmassa savisen silttimaaperän alueelta tutkittiin vastaavasti kaksi pistettä toinen rannasta ja toinen kauempaa rannasta (tu07_124 ja tu07_125). Samanlaista lujuskatoa suljetussa leikkauslujuudessa ei tässä ollut havaittavissa.

Tarkasteltaessa Koivistonluodon pisteiden sensitiivisyyttä eli häiriintymisherkkyyttä, jona tässä on käytetty häiriintymättömän ja häirityn siipikairauslujuuden suhdetta, huomataan sensitiivisyyden oleva pieni juuri pienien siipikairauslujuuksien kohdilla pisteillä 2200, 2400 ja 2500. Tästä syystä on arvioitu, että savessa olisi noin 4,5 metrin syvyyden alapuolella tapahtunut jonkinasteista häiriintymistä, jotka johtuvat mahdollisesti jo tapahtuneista muodonmuutoksista.



Kuva 6.25. Piste 2500, suljetun leikkauslujuuden ja pystyjännityksen välisiä suhteita. Maalaji on siipikairaushavaintojen kohdilla noin syvyydelle 6,5 asti laihaa savea, jonka jälkeen syvemmällä lihavaa savea.

Valmiiksi häiriintyneellä savella voidaan kyseenalaistaakin siipikairaustulosten redusoinnin tarve. Myöskään Hansbon esittämä yhteys ei tue redusoinnin tarpeellisuutta. Tästä johtuen Koivistonluodon laskentaleikkaukset suljetun tilan vakavuutta tarkasteltaessa laskettiin käyttämällä sekä redusoimatonta lujuutta että redusoitua lujuutta.

Laskelmien yhteydessä luvussa 7 on käsitelty tarkemmin mahdollisia jo tapahtuneita muodonmuutoksia Koivistonluodossa ja mahdollisia tästä aiheutuvia jatkotoimenpiteitä.

Edellä pisteittäin tehdyt analyysit perustuvat vain yhden pohjatutkimuspisteen siipikairaustuloksiin. Lisäksi ödömetrikokeita on tehty vain pisteeltä 1200 kaksi kappaletta. Lähtöaineisto analyysiin on ollut siis melko vähäinen, joten myös tuloksiin tulee suhtautua varauksin. Kuitenkin havainnot analyyseista olivat sen suuntaisia, mitä Porin alueella on aikaisemmin havaittu.

6.6.3 Suljetun tilan laskentamenetelmänkäyttö

Suljetun tilan tarkasteluja tehdään vain, kun vallitseva maalaji on selvästi savea. Tarkasteluissa savelle annetaan suljetun leikkauslujuuden laskenta-arvo. Karkearakeisemmille maalajeille annetaan kuitenkin tehokkaat lujuusparametrit.

Suljetun tilan tarkastelu ei kuvaa luotettavasti pitkän ajan tilanteita. Suljetun tilan tarkasteluissa käytetään siipikairauksilla mitattuja redusoituja suljettuja leikkauslujuuksia. Suljetun ja avoimen tilan laskelmilla saatuja varmuuksia verrataan keskenään, jotta saataisiin kuva tulosten oikeellisuudesta. Tulee kuitenkin muistaa, että esimerkiksi ratapenkereiden stabiliteettilaskelmien yhteydessä tehdyissä tutkimuksissa on samasta maakerroksesta määritetyillä parametreilla saadut erot avoimen tilan ja suljetun tilan laskelmien tulosten välillä voineet olla 25..50 %. /8/ Tämä johtuu eri tavoista ottaa huokospaine huomioon. Huokospaineen osalta on kuitenkin jouduttu käyttämään arvioita, joten savi-alueilla kaikki mitoitustilanteet on hyvä laskea myös suljetun tilan menetelmällä.

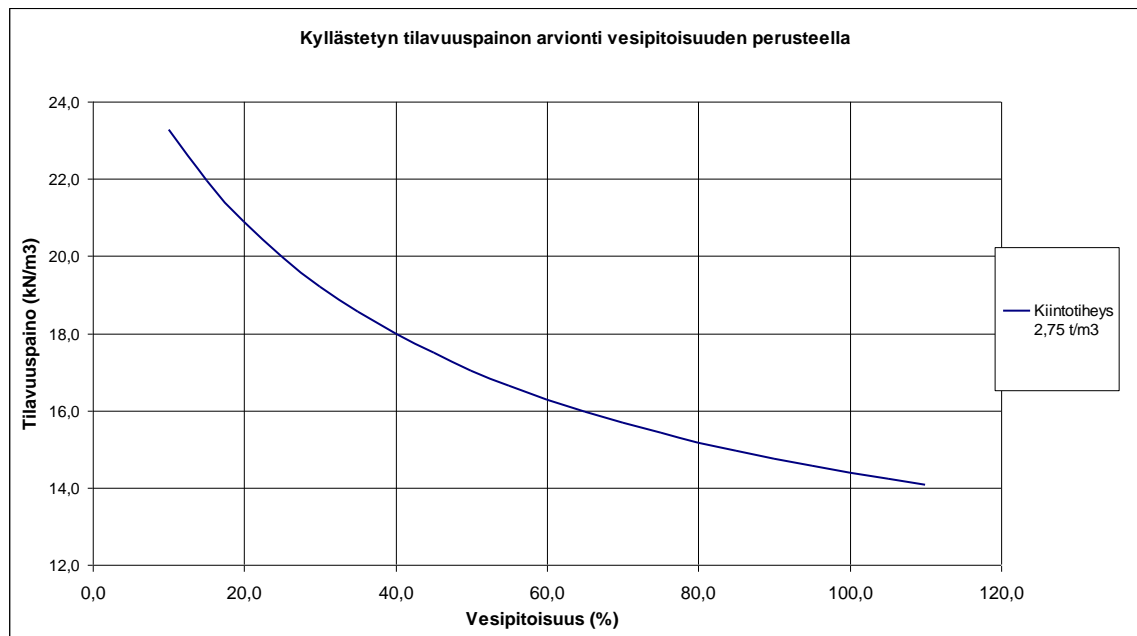
6.7 Tilavuuspainot

Kolmiaksaali- ja ödömetrikokeiden yhteydessä määritettiin koekappaleiden tilavuuspainoja. Kokeita tehtiin vain kolmesta pisteestä, minkä takia tilavuuspainot muille pisteille on määritetty häiriintyneiden näytteiden vesipitoisuuksien avulla.

Kolmiaksaali- ja ödömetrikokeiden yhteydessä arvioitiin kokemusperäisesti näytteiden kiintotiheyksiä 100 % kyllästysasteessa pisteillä 100, 501 ja 1200.

Kiintotiheyden ja vesipitoisuuden perusteella voidaan laskea näytekappaleen tilavuuspaino veden kyllästävässä tilassa eli pohjavedenpinnan alapuolella. Tällöin maan koko huokostilavuus on vedellä täyttynyt. Pohjaveden yläpuolella vain osa maan huokostilavuudesta on veden täyttämää. Tällöin tulee ensin laskea maan huokoisuus, jotta voidaan laskea tilavuuspaino. Vaikka pohjavedenpinta olisi matalalla, voivat maarakeet olla silti lähes vedellä kyllästyttä sateen ja sulamisvesien vuoksi. Tämän vuoksi laskelmissa käytettiin vain vedellä kyllästyttä tilaa vastaavia tilavuuspainoja.

Laskennoissa käytetyt tilavuuspainot määritettiin alueen pisteille laskemalla kaikkien häiriintymättömien näytteiden tutkimisen yhteydessä arvioitujen kiintotiheyksien keskiarvo $2,75 \text{ t/m}^3$. Tätä käytettiin kiintotiheyden laskenta-arvoina laskettaessa tilavuuspainoja. Häiriintyneissä näytteissä vesipitoisuus on Porista saatujen kokemusten perusteella noin 5 % pienempi kuin todellinen vesipitoisuus. Tätä ei voitu varmistaa luotettavasti laboratoriokoetuloksista, koska häiriintymättömät ja häiriintyneet näytteet olivat eri syvyyksiltä. Häiriintyneiden näytteiden vesipitoisuuteen lisättiin 5 % tilavuuspainoja laskettaessa.



Kuva 6.26. Veden kyllästävä maan tilavuuspainon arviointi vesipitoisuuden perusteella. Kiintotiheytenä on käytetty $2,75 \text{ t/m}^3$.

Tilavuuspainoja on esitetty laskelmien yhteydessä. Ne vastaavat esimerkiksi lähteessä /25/ esitettyjä kyseisille maalajeille ominaisia tilavuuspainoja.

6.8 Geotekniset maakerrokset

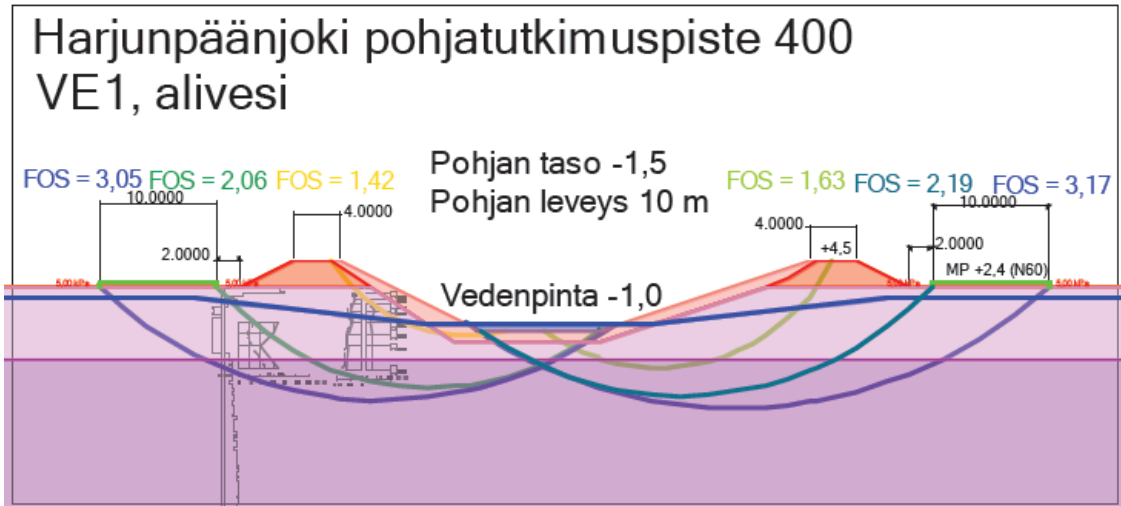
Tässä työssä maaperä on laskelmissa jaettu geoteknisiin maakerroksiin. Geoteknisellä maakerroksella tarkoitetaan paksuudeltaan tai alueeltaan määrättyä kerrosta, jossa tarkasteltavan mitoitustilanteen edellyttämä geotekninen mitoitusarvo on esitettävissä koko kerrosta edustavan lukuarvona.

Geotekninen maakerros ei ole siis välttämättä sama kuin maalajikerros. Yhdessä geoteknisessä kerroksessa tarkastellaan sille kerrokselle oletettuja ominaisuuksia, kuten esimerkiksi hienouslukua, vesipitoisuutta, rakeisuusjakautumaa tai painokairausvastusta. Monesti selvänä merkinä geoteknisen kerroksen muuttumisesta voidaan pitää kairausvastuksen muuttumista. Porissa savisen siltin alueella painokairausvastuksessa ei välttämättä ole havaittavissa selkeitä kerrosrajoja juuri ollenkaan, vaan vastus kasvaa vähitellen alaspäin mentäessä. Vaikkei painokairausvastuksessa ole havaittavissa muutoksia, muuttuva esimerkiksi hienousluku, vesipitoisuus ja savipitoisuus tästä huolimatta. Tässä työssä geotekniset kerrosrajat on määritetty arvioimalla maan geoteknisiä ominaisuuksia, ei vain painokairausvastusta. Esimerkiksi tehokkailla avoimen tilan laskelmiin kitkakulmat määritettiin kappaleen 6.3.1 mukaisesti hienousluvun avulla. Tällöin muutos hienousluvussa muutti myös kitkakulman mitoitusarvoa, ja täten myös geotekninen kerros vaihtui toiseksi.

Kitkakulman lineaarinen muutos

Novapoint Geocalc -ohjelmassa kitkakulma voidaan antaa jokaiselle geotekniselle kerrokselle perinteisesti vakioarvona tai siten, että kitkakulma muuttuu eri tavoilla syvyyden mukaan.

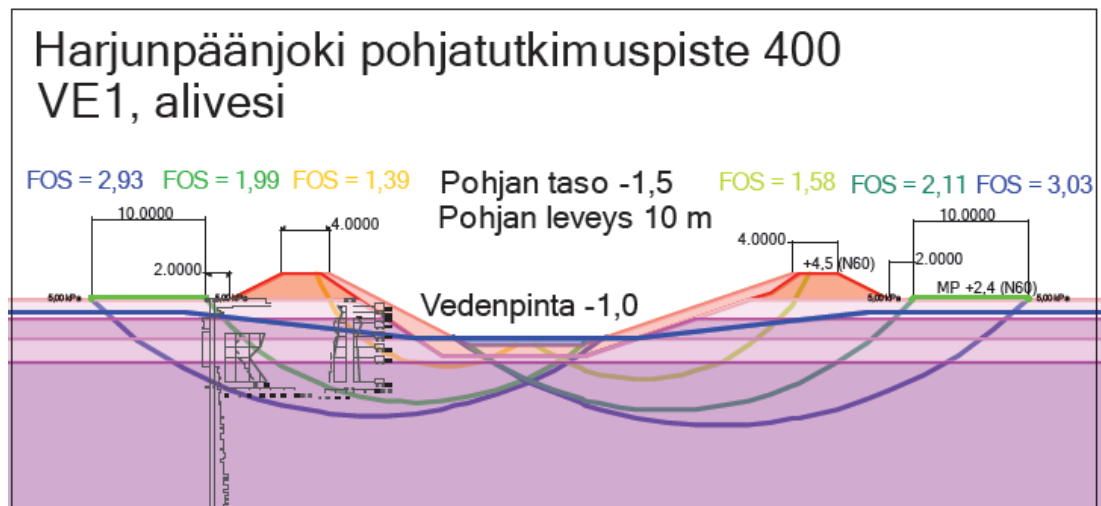
Muutamista soveltuvista kohdista tutkittiin varmuuteen syntyviä eroja, jos kitkakulma annetaan eri tavoilla. Hienousluvun, jonka mukaan siis kitkakulmat pääasiassa määritettiin, huomattiin selkeästi suurentuvan syvyyden mukaan. Tällöin on siis loogista, että kitkakulma pienentyisi myös vastaavasti. Kuvassa 6.27. on esitetty laskelma, jossa tasolle -4 asti kitkakulma pienenee lineaarisesti geoteknisen kerroksen syvyyden mukaan arvosta 32° arvoon 26° . Kuvassa 6.28 on s perinteinen laskelma, jossa kyseinen kerros on jaettu eri kerroksiin (eri värisävyt) vakio kitkakulma-arvojen mukaan.



Kuva 6.27. Esimerkkilaskelma tutkimuspisteeltä 400, kitakulman muutos lineaarisesti.

Taulukko 6.5. Esimerkkilaskelmissa käytetyt pisteen 400 parametrit

Piste 400						
Maanpinta +2,25						
	Taso		γ	sat	$\Delta\phi'$	
Kerrosraja (N60)	Maalaji	(kN/m ³)	ϕ' (°)	(%/m)	c' (kPa)	
1	-4	saSi	19	32	-0,96	0
2	pohja	saSi	17,1	26	0	0



Kuva 6.28. Esimerkkilaskelma tutkimuspisteeltä 400, kitkakulmalla kerroksittain vakioarvo.

Huomataan siis, että esimerkkitapauksessa saatiin melko pienet erot varmuuksien välille. Käytettäessä kitkakulman lineaarisesta muutosta saatiin hieman suurempia varmuuksia. Toisaalta samalla huomattiin, että vaikei suunnittelualueella ole selkeitä painokairausvastuksesta määritettäviä kerrosrajoja, kuvaavat hienousluvun tai muun geoteknisen ominaisuuden perusteella itse määritetyt kerrosrajat ja niissä käytetyt kitkakulmat melko hyvin todellisuutta.

Laskelmissa on pääasiassa käytetty kitkakulman vakioarvoa kerroksittain. Joissain kohdissa on sovellettu myös edellä esitettyä kitkakulman antotapaa syvyyden mukaan. Esimerkki tästä on tilanne, jossa hienousluvun mukaan määritetyn kitkakulman vaihtelu eri kerrosten välillä olisi ollut suuri, vaikka muutokset painokairausvastuksessa olisivat pieniä.

6.9 Tulvapatojen ja verhouksen suunnitteluparametrit

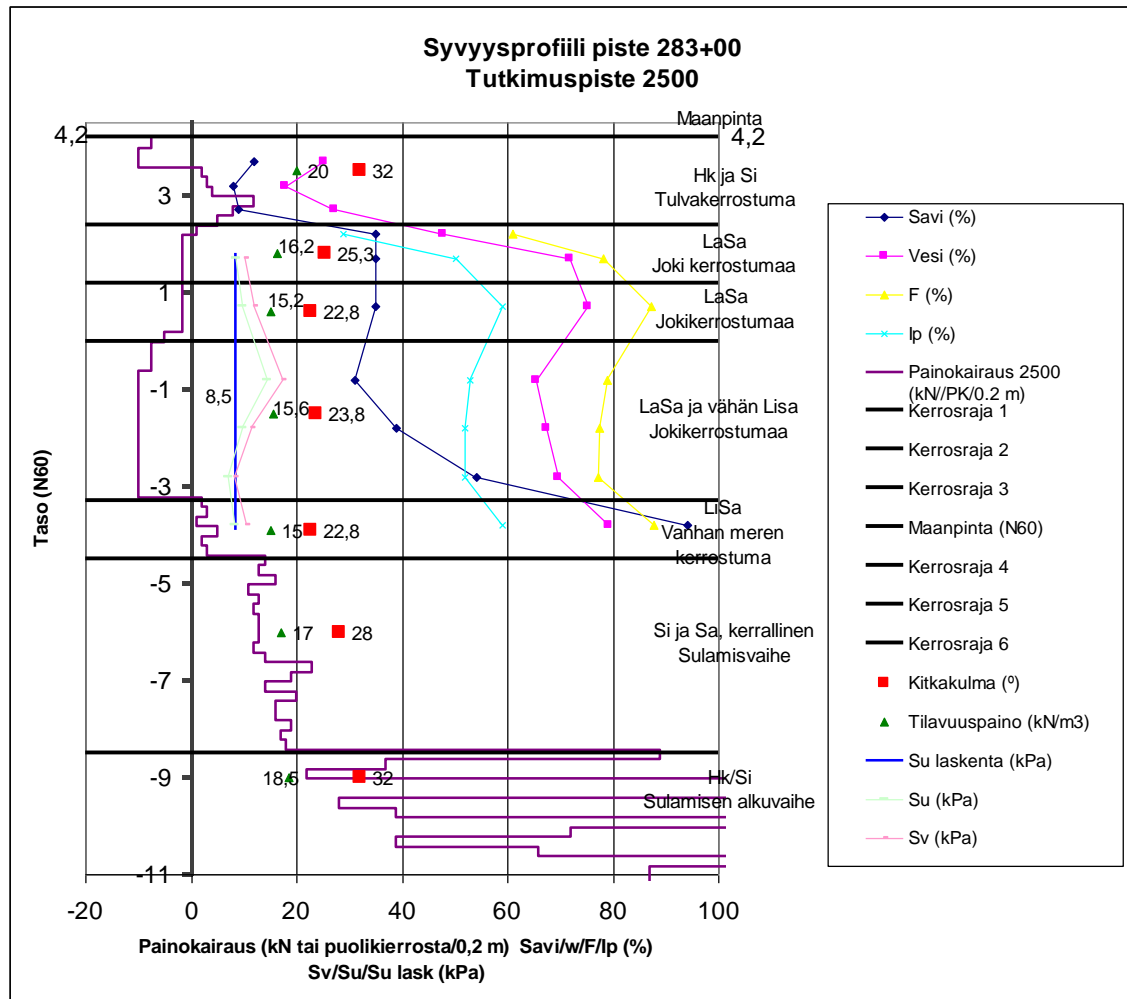
Tulvapatojen tiivistesydän rakennetaan moreenista. Tulvapenkereen kitkakulmana on käytetty tarkasteluissa 38° , mikä on lähteen /25/ mukaan moreenille ominainen tiiviin tai keskittiiviin tilan arvo. Verhous suojaa pengertä jäiden ja aaltojen ym. aiheuttamalta eroosiolta, jolloin sanottavaa löyhtymistä ei juurikaan pääse tapahtumaan.

Luisien verhous on tarkoitus tehdä sekarakeisesta murskeesta. Murske tulee löyhtymään ajan myötä eroosiovoimien ja rannalla mahdollisesti kulkevien ihmisten vaikutuksesta, joten verhoukselle tarkasteluissa käytetään löyhälle murskeelle ominaista kitkakulmaa. Suoritettujen ensiapukorjausten perusteella on kyseiselle verhouksmateriaalille arvioitu löyhtyneenä kitkakulmaksi 34° .

Kyllästetyn tilan tilavuuspainona sekä padolla että verhouksella käytetään 20 kN/m^3 .

6.10 Esimerkki parametrien määrittämisestä

Esimerkkinä laskentaparametrien määrittämisestä esitetään joen vasemman rannan paalun 283+00 laskentaleikkauksen mitoitusarvojen määrittäminen pisteen 2500 perusteella. Kuvassa 6.29 on esitetty kyseisen pisteen tulkinta.



Kuva 6.29. Pohjatutkimuspisteen 2500 tulkinta, su laskenta tarkoittaa suljetuista leikkauslujuuksista määritettyä varovaista keskiarvoa. Painokairausdiagrammin keskipylvästä mallintaa kuvaajan y-akseli. Kuvaajan x-akseli positiiviset arvot ovat tapauskohtaisesti joko prosentteja, kPa:eita tai puolikierrasta/0,2 metriä. Negatiiviset x-akselin arvot tarkoittavat painamalla mitattua painokairausvastusta siten, että arvo -10 x-akselilla tarkoittaa 1 kN vastusta.

Hienousluvun ja kappaleessa 6.3.1. esitettyjen taulukoiden perusteella on määritetty kitkakulman mitoitusarvot. Tulvakerrostumasta ei hienouslukua voitu määrittää, joten sen kitkakulmalle valittiin arvo 32°.

Seuraavasta laihan saven kerroksesta on kaksi hienousluvun määritystä. Suurempi arvo on noin 78 %, jonka siis oletettiin vastaavan juoksurajaa. Juoksurajan avulla saatiin plastisuusluku kuvan 6.13 plastisuuskaavion avulla. Plastisuusluvun ja kitkakulman yhteyden avulla (kuva 6.12.) saatiin kerrokselle kitkakulmaksi 25,3°. Näin toimittiin myös seuraavissa kerroksissa. Kahdessa syvimällä sijaitsevassa kerroksessa kitkakulma on arvioitu taulukoiden avulla.

Geotekniset kerrokset on muodostettu painokairausvastuksen muutoskohtien lisäksi myös paikkoihin, jossa hienousluvun muutos aiheuttaa kitkakulmaan muutoksen.

Siipikairalla mitattu häiriintymätön lujuus on esitetty kuvaajassa vaaleanpunaisella viivalla. Tästä hienousluvun avulla reducedoitu lujuus eli suljettu leikkauslujuus on esitetty vaaleanvihreällä viivalla. Suljetun leikkauslujuuden laskenta-arvona on käytetty sinisellä pystysuoralla merkittyä viivaa eli 8,5 kPa. Tämä on ns. varovainen keskiarvo reduceduista lujuuksista. Se on määritetty siten, että yksi selvästi muita isompi, noin tasolta -1 tehty havainto on jätetty pois ja laskettu muiden havaintojen keski-arvo. Yllättävää on, että viidennessä kerroksessa hyvin lihavalla savella, joka todennäköisesti on kerrostunut Yoldianmereen, leikkauslujuus on samaa suuruusluokkaa kuin ylempänä laihalla savella.

Vesipitoisuuden perusteella on kappaleessa 6.5 esitetyn kuvaajan avulla määritetty kunkin kerroksen kyllästetyn tilan tilavuuspaino, jota on käytetty laskelmissa. Mikäli vesipitoisuuden määrittämisessä on ollut useita samasta kerroksesta, on käytetty tilavuuspainojen keskiarvoa.

Tämän pisteen kohdalla oli selvästi havaittavissa geologisen syntyvän perusteella ja geoteknisten ominaisuuksien avulla määritettyjen kerrosten yhteys. Jokikerrostumassa hienousluku, savi- ja vesipitoisuus hieman vaihtelivat, jolloin siinä jouduttiin käyttämään useampaa geoteknistä kerrosta. Parametrien määrittämisessä on yritetty hahmottaa myös kerrosten geologinen synty, jonka perusteella voidaan arvioida parametrien oikeellisuutta.

7. LASKELMAT

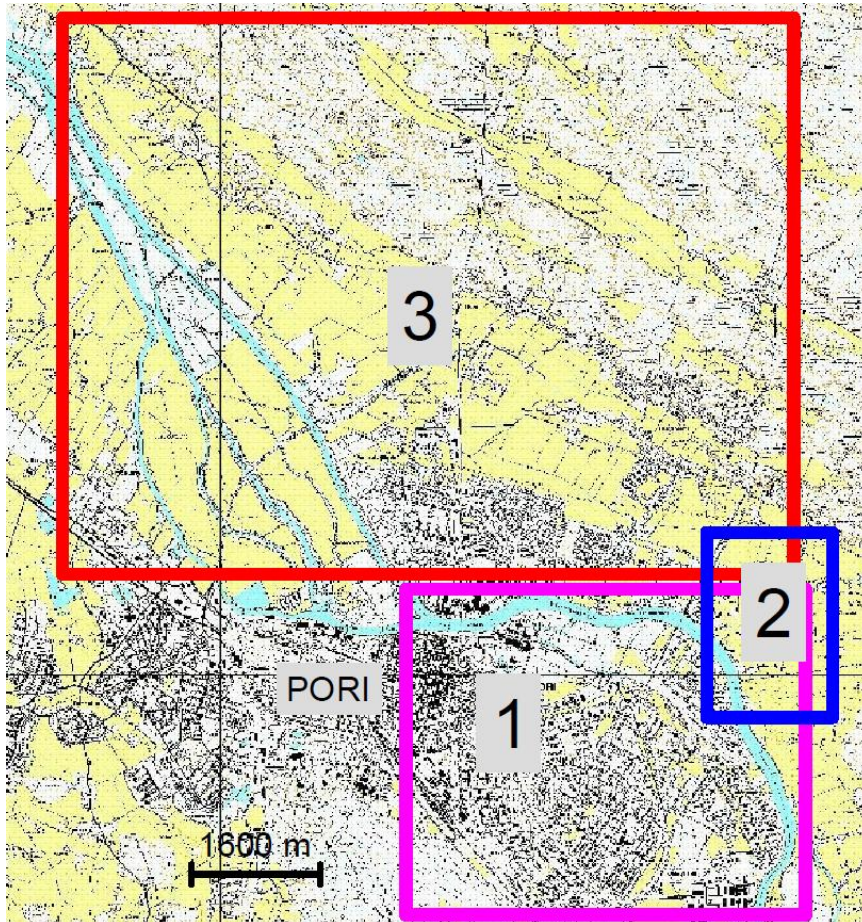
7.1 Laskentaleikkaukset

Kokemäenjoen rantojen osalta edustavimmat, eli stabiliteetin kannalta mitoittavimmat kohdat määritettiin luotaamalla tehdyistä joen poikkileikkauksista. Tällaisia arvioitiin olevan kohtien, joissa joessa on syvä kohta, jyrkkä ranta tai joissa suunniteltu ruoppaus tulee lähelle rantaa.

Joen poikkileikkaukset on Kokemäenjoen rantojen stabiliteettitarkasteluihin piirretty luotausten mukaisesti tason ± 0 alapuoliselle osalle. Tämän tason yläpuoliselta osalta on tutkittu, millä luiskakaltevuudella rannan stabiliteetti olisi riittävä. Tavoitteena on ollut tutkia kaltevuus, joka kyseisessä tarkastelukohdassa tarvittaisiin vähintään, jotta rannan stabiliteetti olisi uusien rakenteiden kanssa riittävä. Rantojen nykyisen kaltevuuden ollessa riittävä rannat tulee eroosiosuojata.

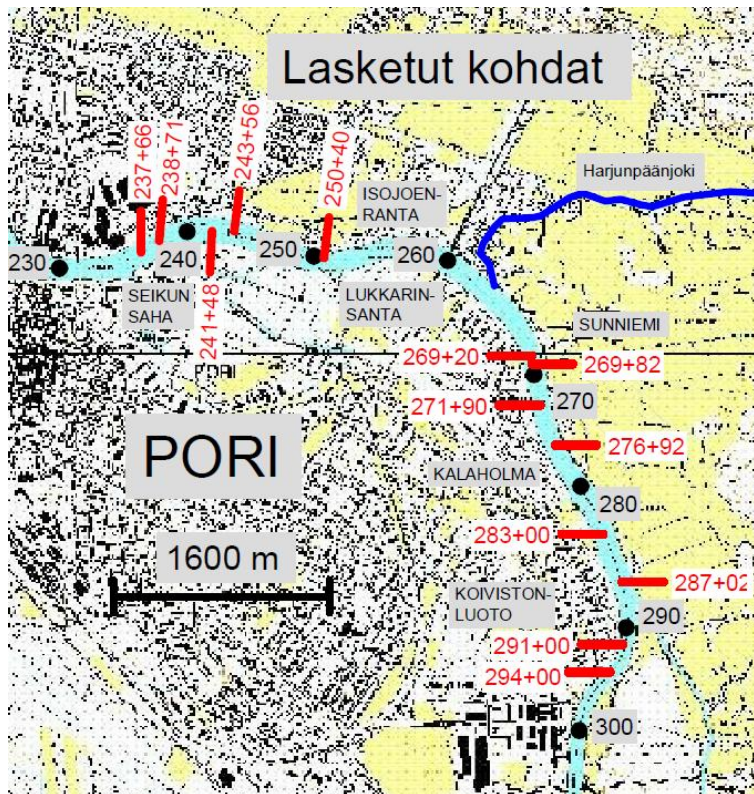
Valitsemalla joen poikkileikkauksista mitoittavimmat pyrittiin siihen, että kyseisissä tarkastelukohdissa stabiliteetin kannalta riittävät ratkaisut olisivat riittäviä myös kyseisen kohdan lähialueilla, joissa maaperä pysyy likimain samankaltaisena.

Jatkossa työssä esitettävissä kartoissa on suunnittelualue jaettu pienimpiin osiin kuvan 7.1 mukaisesti.



Kuva 7.1. Suunnittelualueen jako pienempiin osiin.

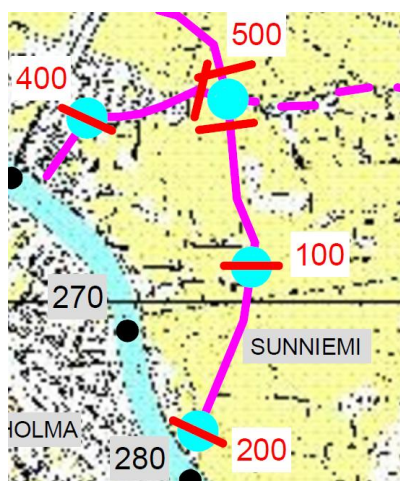
Kaikista vaihtoehtoista laskettiin Kokemäenjoen oikealta eli pohjoisrannalta seitsemän ja vasemmalta eli etelärannalta kuusi leikkausta. Leikkausten likimääräiset kohdat on esitetty kuvassa 7.2. Parametrit laskentoihin on määritetty lähimmältä pohjatutkimuspisteeltä, josta on tutkittu maanäytteitä laboratoriossa. Parametrien kuvaavuutta kyseisessä kohdassa on arvioitu myös muiden läheisten pisteiden ja geologian perusteella.



Kuva 7.2. Kokemäenjoen rantojen laskentaleikkauksia.

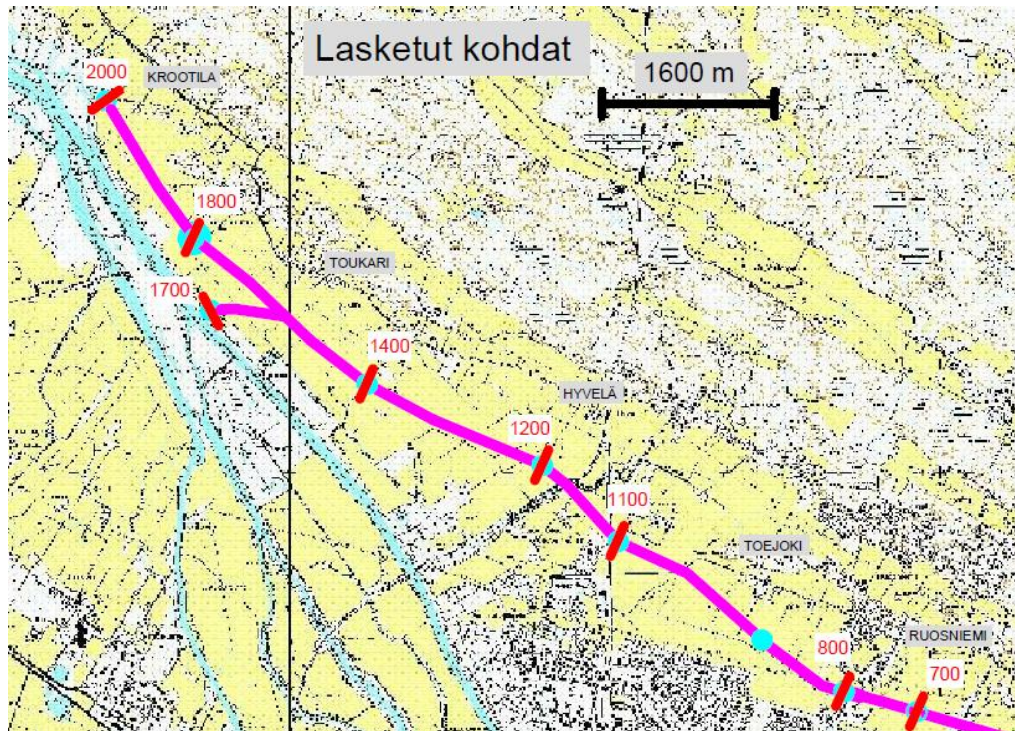
Harjunpäänjoen ja suunniteltujen uusien uomien osalta on laskettu leikkauksia niiden pohjatutkimuspisteiden kohdalta, joista on laboratoriossa tutkittu maanäytteitä. Laskentoihin parametrit on määritetty kyseiseltä pohjatutkimuspisteeltä. Harjunpäänjoesta poikkileikkauksia ei tähän työhön ollut saatavilla, joten pohjan taso ja luiskakaltevuudet laskennoissa ovat likimääräisiä.

Harjunpäänjoen osalta laskettiin kustakin vaihtoehdosta kaksi leikkausta likimain kuvan 7.3 mukaisista kohdista. Sunniemestä uomalinjoilta tutkittiin neljä leikkausta, joiden likimääräiset paikat on esitetty kuvassa 7.3.



Kuva 7.3. Harjunpäänjoen ja Sunniemen laskentaleikkaukset

Kaupungin pohjoispuolelta linjatun uomalinjan osalta laskettiin yhdeksän leikkausta, jotka on esitetty kuvassa 7.4.



Kuva 7.4. Ruosniemen, Toejoen, Hyvelän, Toukarin ja Krootilan laskentaleikkaukset

Suoritetuissa laskennoissa on pyritty käyttämään maakerroksissa värejä maaperäkartan mukaan. Violetti kuvaa siltiä, keltainen hiekkaa, vaalean sininen tai turkoosi savea. Värien eri sävyt kertovat geoteknisen kerroksen vaihdoksesta, vaikkei maalaji muutu. Pato on kuvattu punaisella ja verhous oranssilla värillä. Tumman sininen väri kuvaa ulkoista vettä uomassa tai joessa sekä pohjavedenpinnan arvioitua tasoa. Läheskään kaikkia tehtyjä laskelmia ei ole esitetty tässä työssä painetussa muodossa, vaan laskelmat on esitetty liitteenä olevalla CD-levyllä. Alle on pyritty kokoamaan tehdyistä stabiiliteettilaskelmista mitoittavimpia ja eri alueita kuvaavia laskelmia.

7.2 Vaihtoehto 0

VE0:ssa ei tehtäisi mitään toimenpiteitä Kokemäenjoen ja Harjunpäänjoen rannoilla. Tässä työssä VE0:n käsittely koostuu rantojen nykykunnan tarkasteluista. Alla on esitetty heikoimpia laskettuja nykytilan stabiiliteetteja suunnittelualueelta. Stabiiliteetti on laskettu keskiveden tilanteella, pitkäaikaisen aliveden tilanteella ja vedenpinnan nopean laskun tilanteella.

7.2.1 Oikea ranta

Kokemäenjoen oikean rannan on koko suunnittelualueella pohjatutkimuksissa havaittu olevan pääasiassa savista silttiä, jonka päällä on tulvien mukanaan tuomaa hiekkaa tai silttiä. Oikean rannan laskelmat on tehty avoimen tilan menetelmällä, koska tutkimusten mukaan maan lujuus muodostuu pelkästään kitkasta. Tätä tukee myös alueella tapahtuneet sortumat.

Oikealla rannalla on viime vuosina tehty ensiapukorjauksia paalujen 235+30 ja 247+00 sekä 250+30 ja 255+00 välillä. Rantojen nykytilan laskennoissa ei ole huomioitu ensiapukorjauksia. Laskennat kuvaavat siis tilannetta ennen ensiapukorjausten tekemistä, eivätkä näin ollen kyseisillä paaluväleillä kuvaa enää tämän hetken tilannetta. Tämän vuoksi niitä ei tässä tarkemmin esitetä.

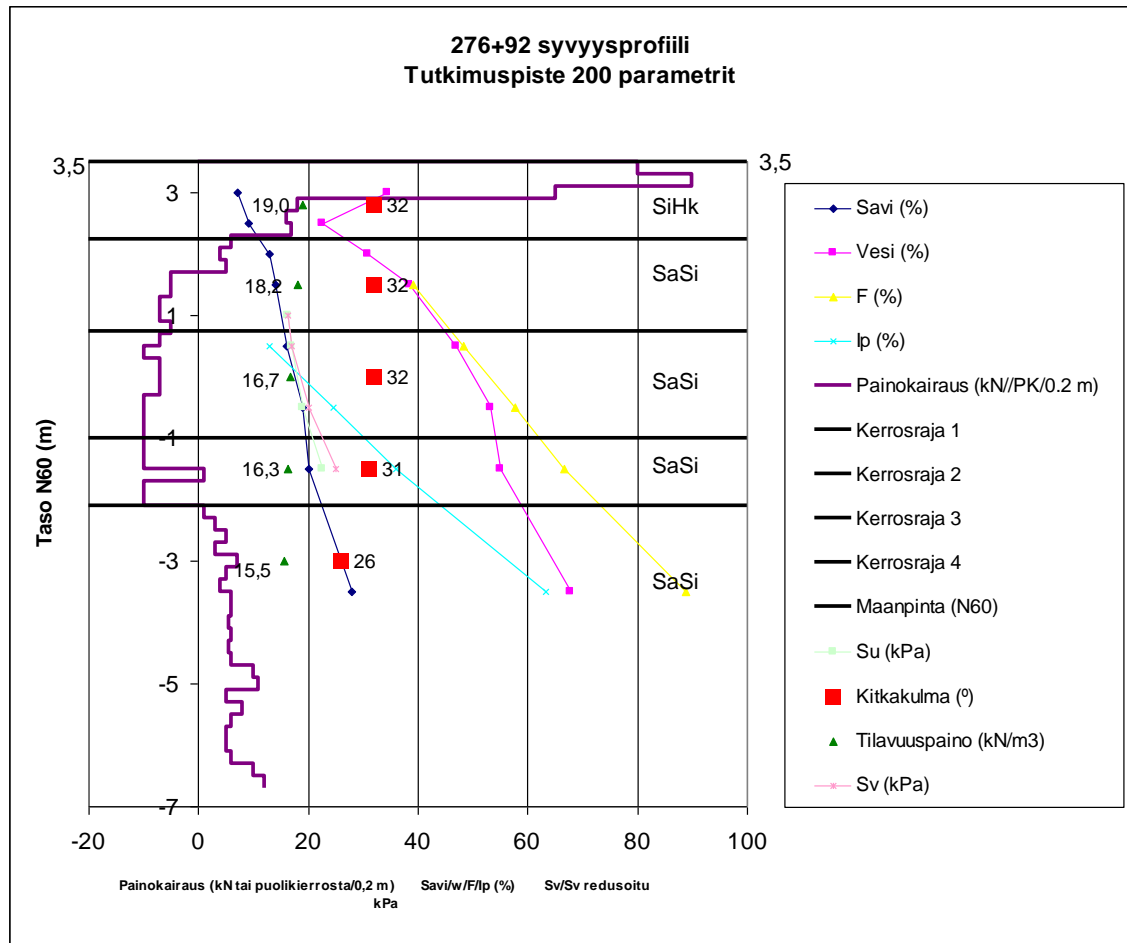
Lasketuista leikkauksista oikean rannan heikoimmat kohdat löytyivät juuri ensiapukorjatuista kohdista laskentapaaluilta 243+56 ja 250+43. Liitteenä olevalla CD-levyllä on esitetty VE0:n laskennat näille kohdille, jotka kuvaavat tilannetta ennen ensiapukorjausten tekemistä. Toisaalta laskettujen kohtien huonot stabiliteetit kuvaavat tehtyjen ensiapukorjausten tarpeellisuutta. Taulukossa 7.1 on esitetty esimerkkinä paalun 243+56 tilannetta varmuuskertoimilla ennen ensiapukorjausten rakentamista.

Taulukko 7.1. *Murtosenmutkasta, paalulta 243+56 lasketut varmuudet eri etäisyyksillä rannasta aliveden, vedenpinnan nopean laskun ja keskiveden tilanteissa.*

Tilanne	2 metriä	5 metriä	10 metriä	15 metriä
Alivesi	1,33	1,59	2,04	2,46
Nopea	0,74	1,03	1,45	1,97
Keskivesi	1,35	1,65	2,17	2,71

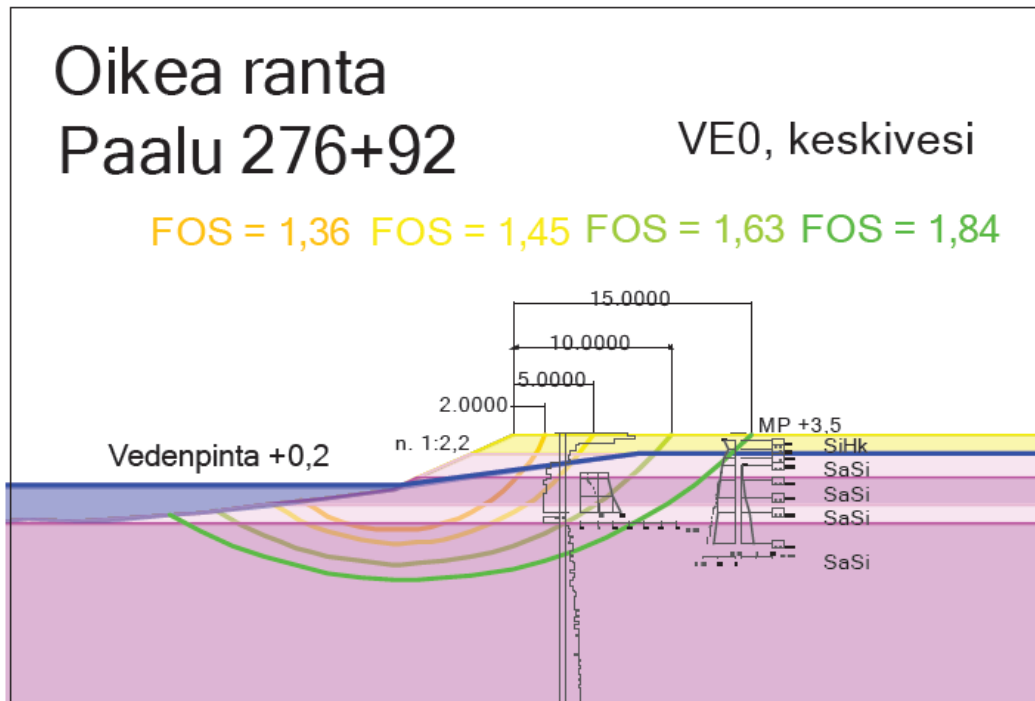
Ensiapukorjattujen rantojen lisäksi paalulta 276+92 löytyi heikko kohta, jonka tuloksia on tarkemmin esitetty alla.

Laskentakohdasta 276+92 pohjatutkimusten avulla määritettyjä arvoja ja niistä hahmotellut geotekniset kerrokset on esitetty syvyysprofiilikuvaajassa kuvassa 7.5. Parametrit määritettiin parametrien määrittämisosiossa kerrotulla tavalla pohjatutkimuspisteen 200 avulla.

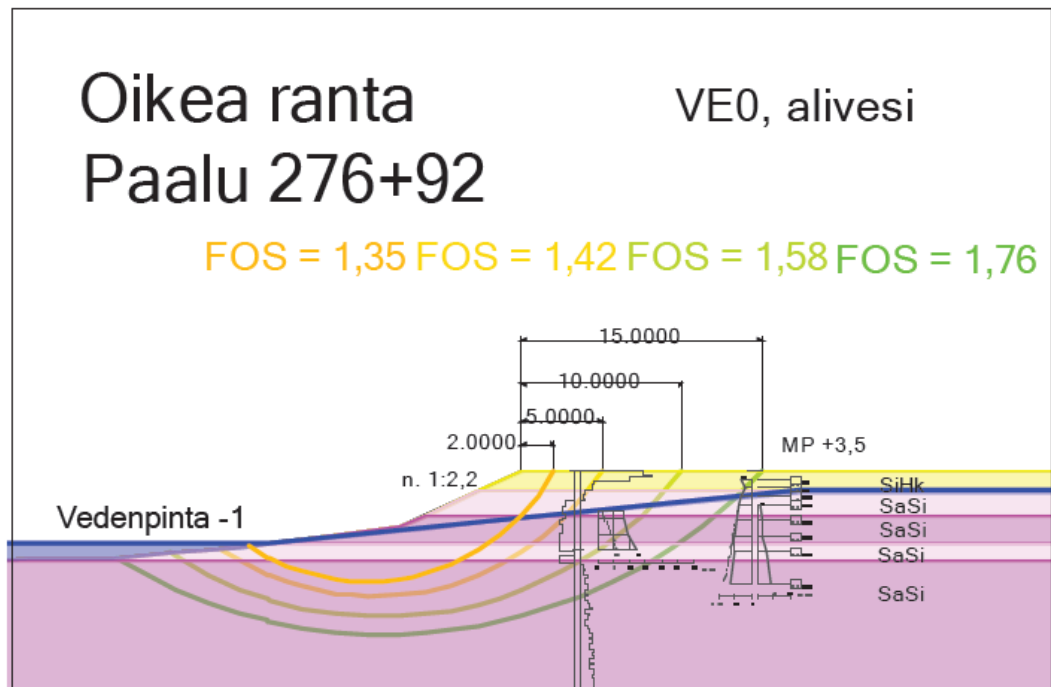


Kuva 7.5. Sunniemi. paalu 276+91, syvyysprofiili

Tarkasteluissa on laskettu liukupinnat 2, 5, 10 ja 15 metrin päästä arvioidun rantaluiskan alusta. Kitkamaan ollessa kyseessä varmuuden kasvaminen on selkeää mentäessä etäämmäksi rannasta. Kuvassa 7.6 on esitetty lasketut varmuudet keskiveden tilanteessa ja kuvassa 7.7. varmuudet aliveden tilanteessa. Varmuudet näissä tilanteissa ovat vielä nykytilassa kohtalaiset, eikä suoranaista sortuman vaaraa näyttäisi olevan.

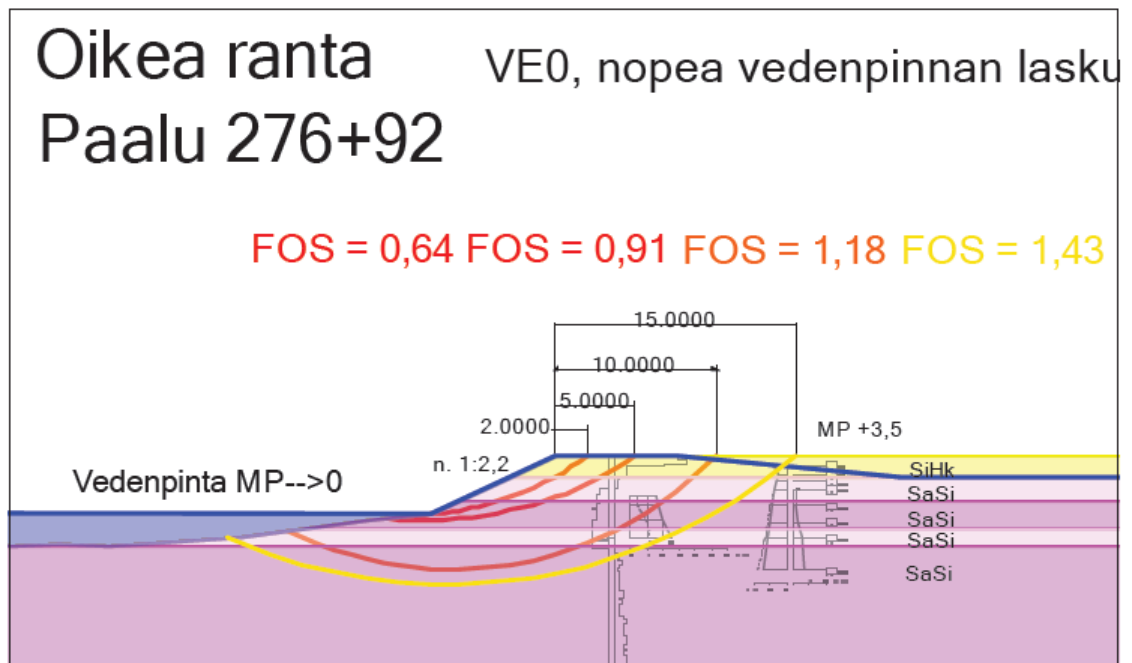


Kuva 7.6. Sunniemi, paalu 276+92, Kokemäenjoen oikea ranta, VE0, keskivesi, avoimen tilan tarkastelu.



Kuva 7.7. Sunniemi, paalu 276+92, Kokemäenjoen oikea ranta, VE0, pitkäaikainen alivesi, avoimen tilan tarkastelu.

Vedenpinnan nopean laskun tilanne on esitetty kuvassa 7.8. Kuvasta havaitaan varmuuden olevan alle yhden vielä viiden metrin etäisyydellä rantaluiskasta. Tulvan tai mitoitettavan yliveden jälkeisessä vedenpinnan nopeassa laskussa on syytä varautua merkittäviinkin sortumiin.



Kuva 7.8. Sunniemi, paalu 276+92, Kokemäenjoen oikea ranta, VE0, nopea vedenpinnan lasku, avoimen tilan tarkastelu.

Oikealla rannalla stabiilitetti on tehtyjen laskelmien perusteella huono etenkin joen ulkokaarteissa, joissa virtaava vesi kuluttaa rantoja enemmän. Näin ollen stabiilitetti heikkenee koko ajan. Tästä syystä nopea rantojen kunnostus olisi tarpeen. Eroosioverhouksella estettäisiin tai ainakin hidastettaisiin merkittävästi rantojen jyrkentymistä. Suurin sortuman vaara on paikoissa, joissa ranta on jyrkkä. Tässä tarkasteltiin vain noin 1:2,2 kaltevuuden rantoja. Mikäli jyrkempiä rantoja on, niiden stabiilitetti on todennäköisesti vielä huonompi. Tarkastelun perusteella rannat kestävät, ainakin vielä jonkin aikaa, pitkäaikaisen aliveden ja keskiveden tilanteet. Mikäli tulvan tai mitoittavan yliveden jälkeinen nopea vedenpinnan lasku tapahtuu, varmuus on tällöin liian pieni ja sortumat ovat todennäköisiä.

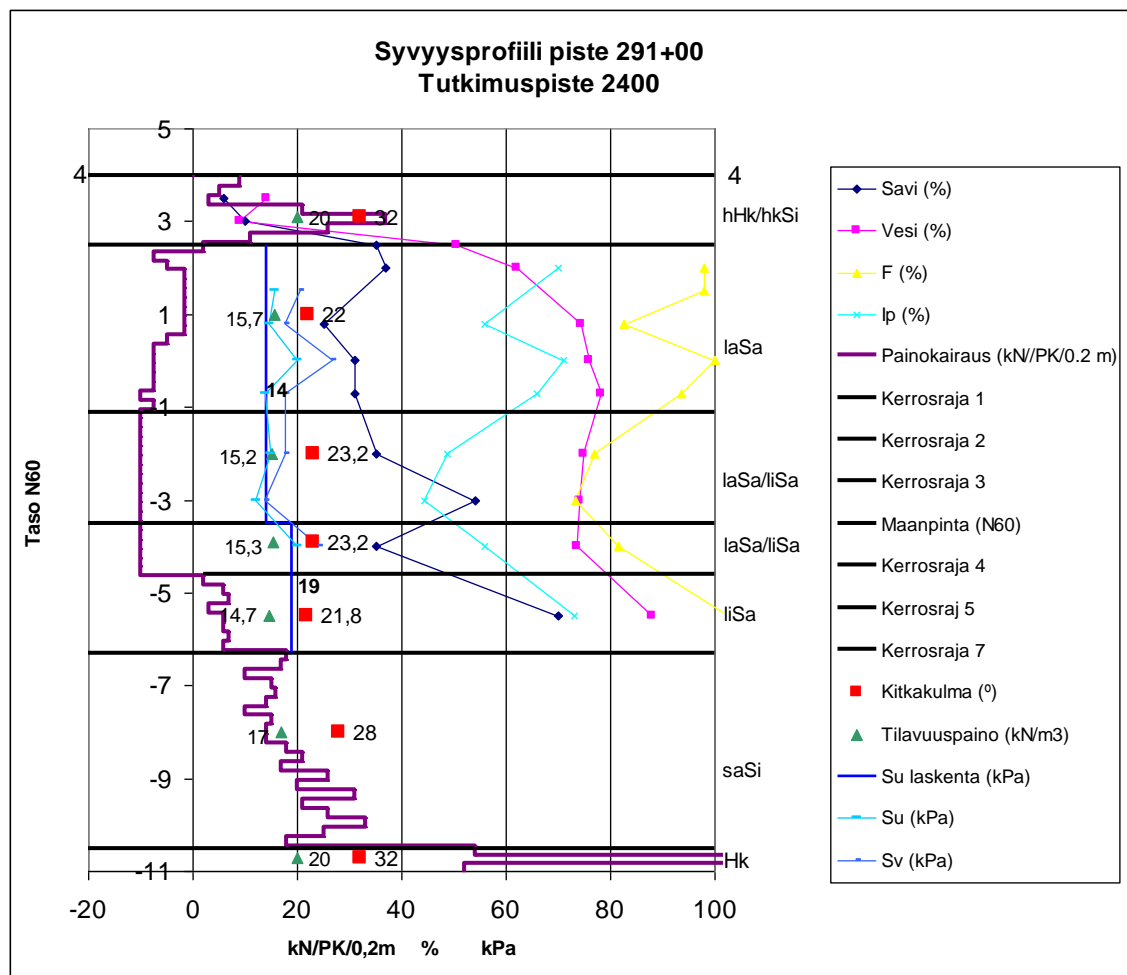
7.2.2 Vasen ranta

Pohjatutkimuksissa vasemman puoleisen rannan on Seikun sahan, Lukkarinsannan ja Kalaholman alueella noin joen paalujen 230 ja 277 välillä havaittu olevan maaperältään savista silttiä. Tällä välillä rantojen nykytila on samankaltainen kuin oikealla rannalla. Vedenpinnan nopean laskun tilanteessa on varmuus alle yhden ja sortumat todennäköisiä. Pahimmat kohdat sijoittuvat juuri joen ulkokaarteisiin, joissa eroosion kuluttava vaikutus on suuri.

Paalulta 277 ylävirtaan, Koivistonluodossa, maaperä vasemmalla rannalla muuttuu saveksi. Savialueelta laskettiin paalut 294+00, 291+00 ja 283+00. Näiden parametrit mää-

ritettiin läheisiltä pohjatutkimuspisteiltä 2200/2300, 2400/2700 ja 2500/2600. Saven suljettuleikkauslujuus oli tutkimusten mukaan tällä alueella pienimmillään 8,5 kPa. Rannat ovat monin paikoin jyrkät. Lähellä rantaa on monin paikoin rakennuksia. Nämä on kuitenkin tietävästi pääosin perustettu paaluille, joten lisäkuormana niitä ei laskentoihin mallinnettu.

Alla on esitetty nykytilan laskelmia paalujen 283+00 ja 291+00 kohdalta. Paalun 283+00 parametrit on määritetty pohjatutkimuspisteiden 2500 ja 2600 avulla ja paalun 291+00 vastaavasti pisteiden 2400 ja 2700 avulla. Kuvassa 7.9 on esitetty syvyysprofiili paalulta 291+00. Suljettu leikkauslujuus on pienimillään noin 14 kPa. Kitkakulman on arvioitu olevan pienimillään noin 22°.



Kuva 7.9. Koivistonluoto, paalu 291+00, syvyysprofiili

Keskiveden tilanteessa varmuudet suljetun tilan menetelmällä on esitetty kuvassa 7.10. Varmuus on näin määritettynä vielä selvästi yli yhden. Tosin vielä 15 metrin etäisyydeläkin rannasta varmuus on riittämätön rakennuksien kannalta.

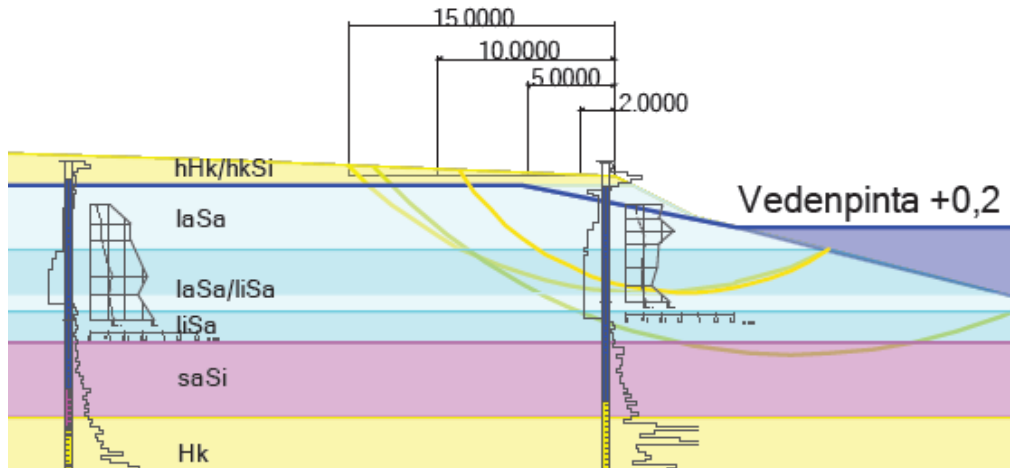
Vasen ranta

VE0, keskivesi

Paalu 291+00

Suljettu

FOS = 1,49 FOS = 1,55 FOS = 1,43



Kuva 7.10. Koivistonluoto, paalu 291+00, Kokemäenjoen vasen ranta, VE0, keskivesi, suljetun tilan tarkastelu.

Kuvassa 7.11 on esitetty vastaava avoimen tilan tarkastelu. Näin määritetyt varmuudet ovat huomattavasti pienempiä. Tosin vaarallisimmat liukupinnat ovat melko lyhyitä.

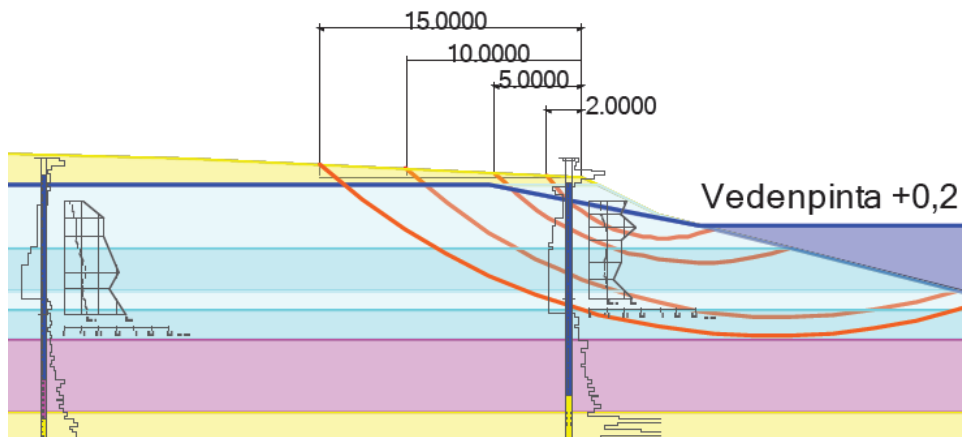
Vasen ranta

VE0, keskivesi

Paalu 291+00

Avoim

FOS = 1,17 FOS = 1,07 FOS = 0,91 FOS = 0,80



Kuva 7.11. Koivistonluoto, paalu 291+00, Kokemäenjoen vasen ranta, VE0, keskivesi, avoimen tilan tarkastelu.

Aliveden tilannetta tarkasteltaessa suljetun tilan varmuudet ovat pienemmät kuin keskiveden tilanteessa. Rakennuksille vaadittu varmuuskerroin 1,65 ei mobilisoidu ainakaan vielä 15 metrin etäisyydellä rannasta, kuten kuvasta 7.12 havaitaan.

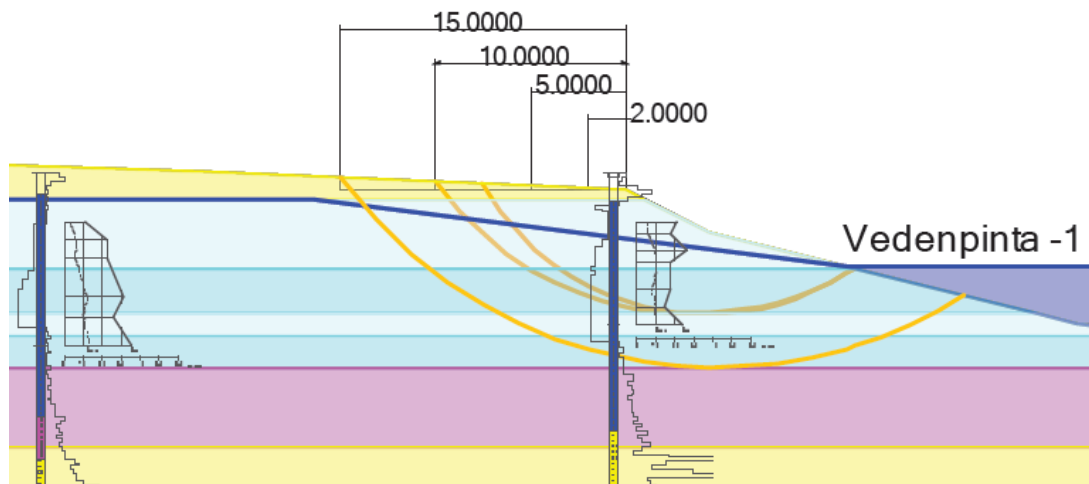
Vasen ranta

VE0, alivesi

Paalu 291+00

Suljettu

FOS = 1,37 FOS = 1,32 FOS = 1,31

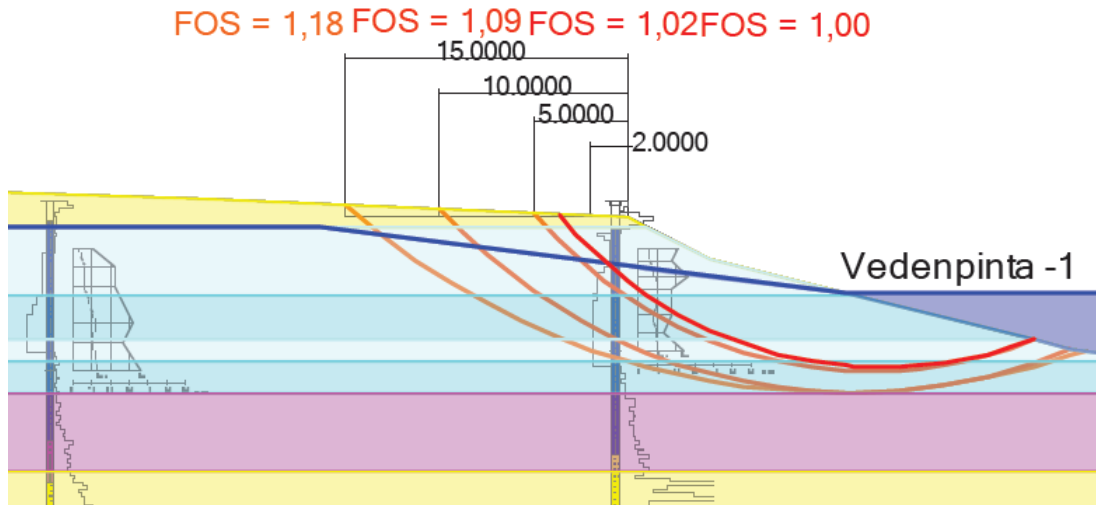


Kuva 7.12. Koivistonluoto, paalu 291+00, Kokemäenjoen vasen ranta, VE0, alivesi, suljetun tilan tarkastelu.

Avoimen tilan tarkastelulla saadaan myös tässä mitoitustilanteessa pienemmät varmuudet kuvan 7.13 mukaan. Tässä tapauksessa keskiveden tilanteessa saatiin avoimen tilan parametreilla pienemmät varmuuskertoimet kuin aliveden tilanteessa. Tämä johtuu annetusta pohjavedenpinnan tasosta, joka keskiveden tilanteessa kyllästää rantaluiskan jyrkemmän yläosan pienentäen tehokkaita jännityksiä tässä kohdin. Näin ollen ovat kaapeimmat ja lyhemmät liukupinnat lähellä luiskaa mahdollisia. Kauempaa rannasta lähtevien liukupintojen varmuus on keskiveden ja aliveden tilanteissa samaa luokkaa, kuten kuvista 7.11 ja 7.13 havaitaan. Suljetun tilan menetelmässä lujuus ei riipu tehokkaiden jännityksistä, jolloin pohjavedenpinnan antotapa ei juuri vaikuta varmuuksiin.

Vasen ranta Paalu 291+00

VE0, alivesi
Avoin



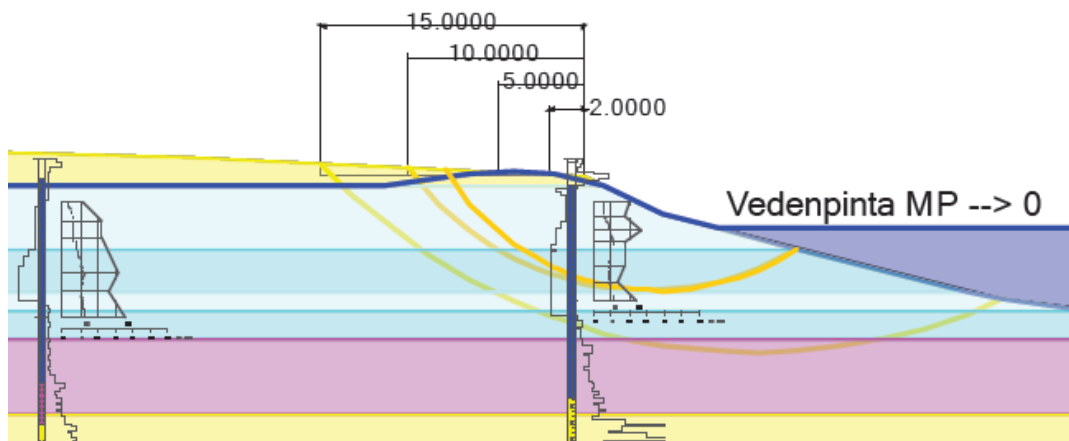
Kuva 7.13. Koivistonluoto, paalu 291+00, Kokemäenjoen vasen ranta, VE0, alivesi, avoimen tilan tarkastelu.

Vedenpinnan nopean laskun tilanteessa pohjavedenpinnan anto tapa vaikuttaa samalla tapaa varmuuksiin pitkälle rantaan asti. Kuvassa 7.15 on esitetty vedenpinnan nopean laskun tilanne laskettuna suljetun tilan menetelmällä ja kuvassa 7.16 vastaava tilanne avoimen tilan menetelmällä laskettuna.

Vasen ranta Paalu 291+00

VE0, nopea vedenpinnan lasku
Suljettu

FOS = 1,51 FOS = 1,40 FOS = 1,39



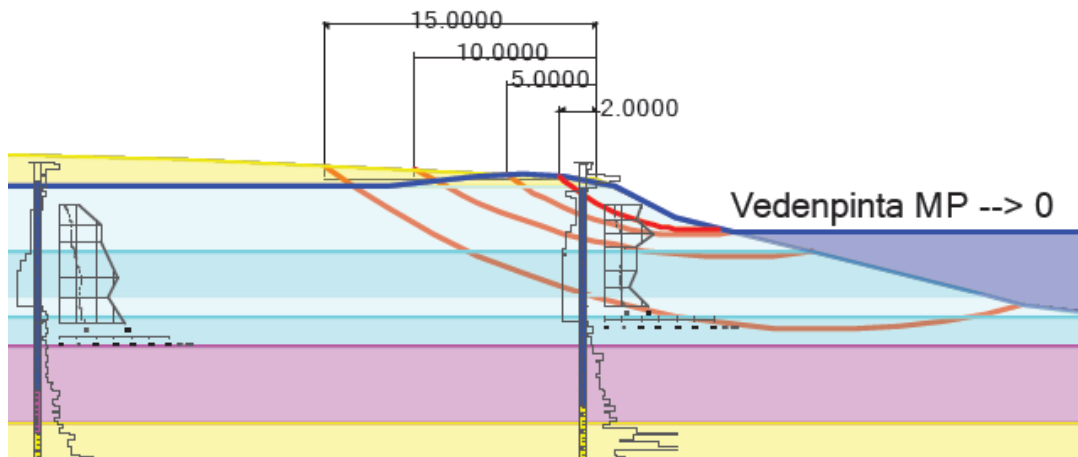
Kuva 7.15. Koivistonluoto, paalu 291+00, Kokemäenjoen vasen ranta, VE0, nopea vedenpinnan lasku, suljetun tilan tarkastelu.

Vasen ranta Paalu 291+00

VE0, nopea vedenpinnan lasku

Avoim

FOS = 1,0 FOS = 0,80 FOS = 0,55 FOS = 0,40



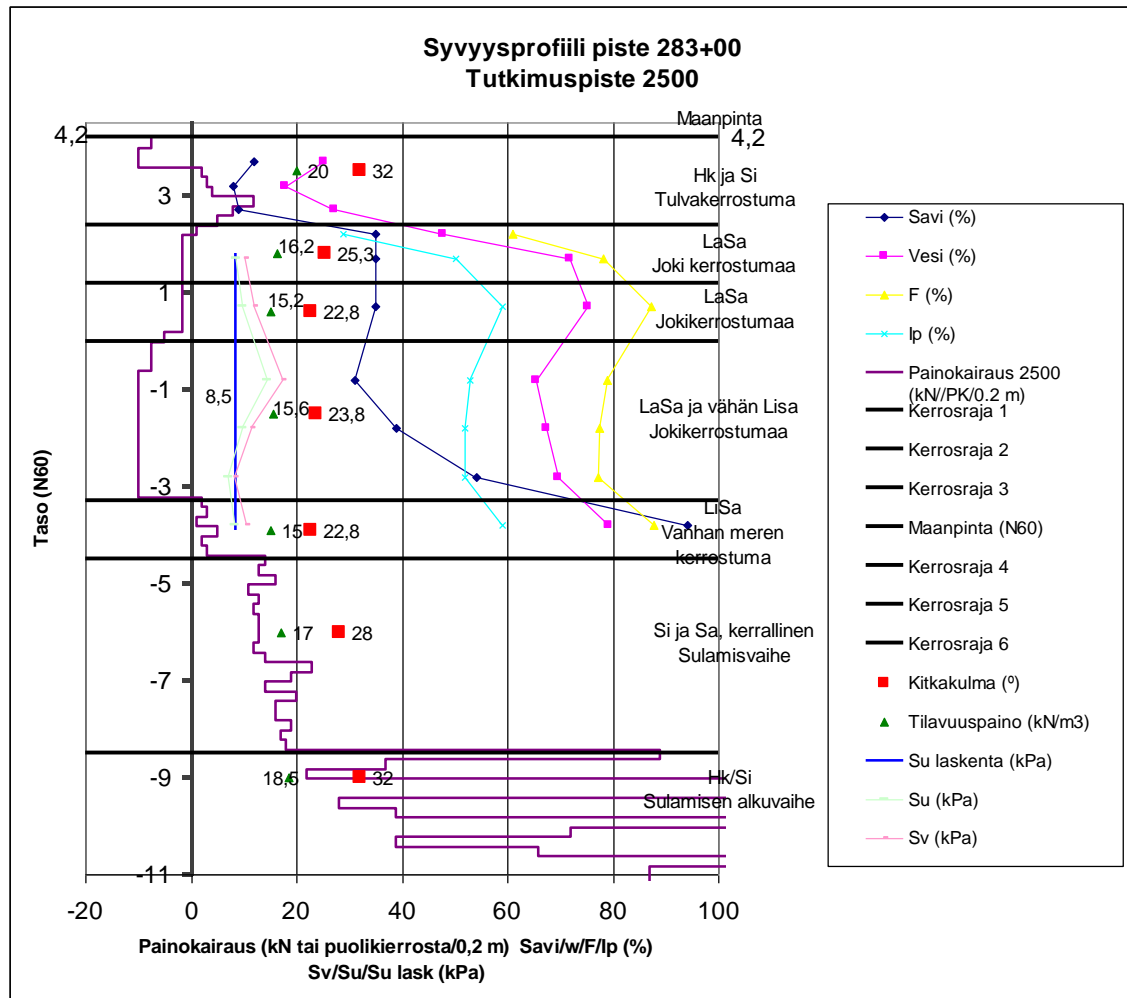
Kuva 7.16. Koivistonluoto, paalu 291+00, Kokemäenjoen vasen ranta, VE0, nopea vedenpinnan lasku, avoimen tilan tarkastelu.

Paalulla 291+00 avoimen tilan tarkastelut olivat mitoittavimpia. Vedenpinnan nopean laskun tilanteessa saatiin selkeästi pienimmät varmuudet avoimen tilan tarkasteluissa. Suljetun tilan tarkasteluissa pienimmät varmuudet tulivat alivedentilanteessa. Tässä kohtaa oli joessa melko loiva luiska ja suljettu leikkauslujuus oli 14 kPa. Näin ollen suljetun tilan menetelmällä määritetyt varmuudet olivat yli yhden. Tosin yhdessäkin mitoittavassa tilanteessa ei viidentoista metrin etäisyydellä rantaluiskasta toteutunut tässä työssä rakennuksien edestä lähtevän liukupinnan varmuuskertoimeksi asetettu $F \geq 1,65$.

Edellä esitetyissä paalun 291+00 laskelmien kuvissa on esitetty pisteen 2400 lisäksi myös pisteen 2700 paino- ja siipikairausdiagrammit. Pisteen 2400 ja 2700 siipikairausdiagrammeja vertaamalla huomataan, että lujuuksissa on noin 30 metrin matkalla suuri ero. Asiaa käsiteltiin alustavasti suljetun leikkauslujuuden määrittämisen yhteydessä.

Lujuuksien eron arveltiin johtuneen rantojen häiriintymisestä. Tämän takia päätettiin laskea Koivistonluodssa suljetun tilan stabiilitetti myös redusoimatonta siipikairauslujuutta käyttämällä. Paalulla 291+00 avoimen tilan tarkastelu oli tosin jo selkeästi mitoittavampi. Tämän vuoksi redusoimattomilla lujuuksilla tehdyt laskelmat on esitetty liitteenä olevalla CD-levyllä. Paalun 283+00 suljetun tilan laskennoista saatiin selvästi pienemmät varmuudet. Redusoinnin tarpeellisuutta ja rantojen häiriintymistä on käsitelty alla paalun 283+00 laskentojen yhteydessä.

Paalun 283+00 kohdalla on selkeästi jyrkkä ranta. Paalun läheltä pisteeltä 2500 on määritetty suljetuksi leikkauslujuudeksi 8,5 kPa. Piste 2500 perusteella tehty syvyysprofiili on esitetty kuvassa 7.17.



Kuva 7.17. Koivistonluoto, paalu 283+00, syvyysprofiili

Paalun 283+00 laskentaleikkaus keskiveden tilanteessa suljetun tilan parametreilla on esitetty kuvassa 7.18. Varmuuden huomataan olevan selvästi alle yhden. Vaarallisin liukupinta kulkee juuri heikoimman siipikairaushavainnon läpi, mikä on odotettua. Vastaavasta avoimen tilan tarkastelusta kuvasta 7.19 huomataan varmuuksien olevan hieinan yli yhden. Kuten saven pieni suljettu leikkauslujuus antoi odottaa, suljetun tilan menetelmällä saatiin selvästi pienempi varmuus.

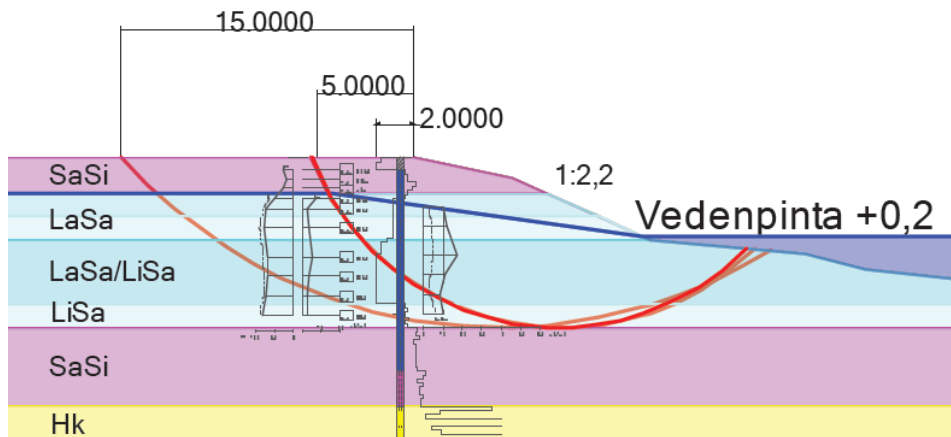
Vasen ranta

283+00

VE0, keskivesi

FOS = 0,76 FOS = 0,66
FOS = 0,66

Suljettu



Kuva 7.18. Koivistonluoto, paalu 283+00, Kokemäenjoen vasen ranta, VE0, keskivesi, suljetun tilan tarkastelu.

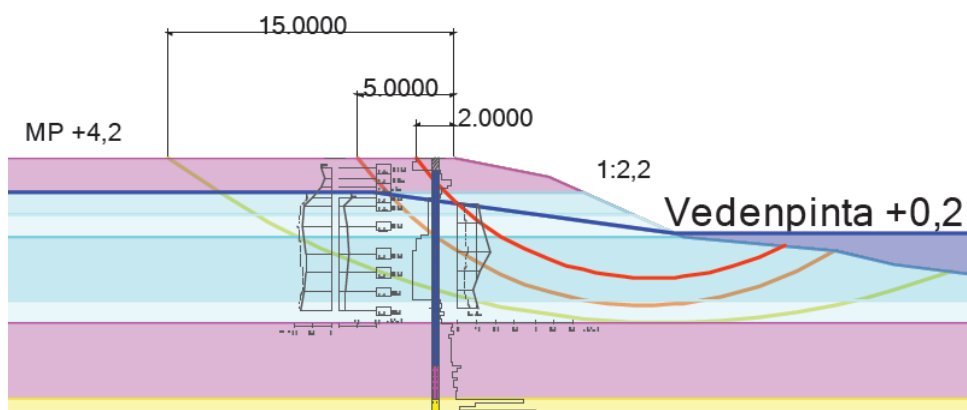
Vasen ranta

283+00

VE0, keskivesi

FOS = 1,55 FOS = 1,20 FOS = 1,10

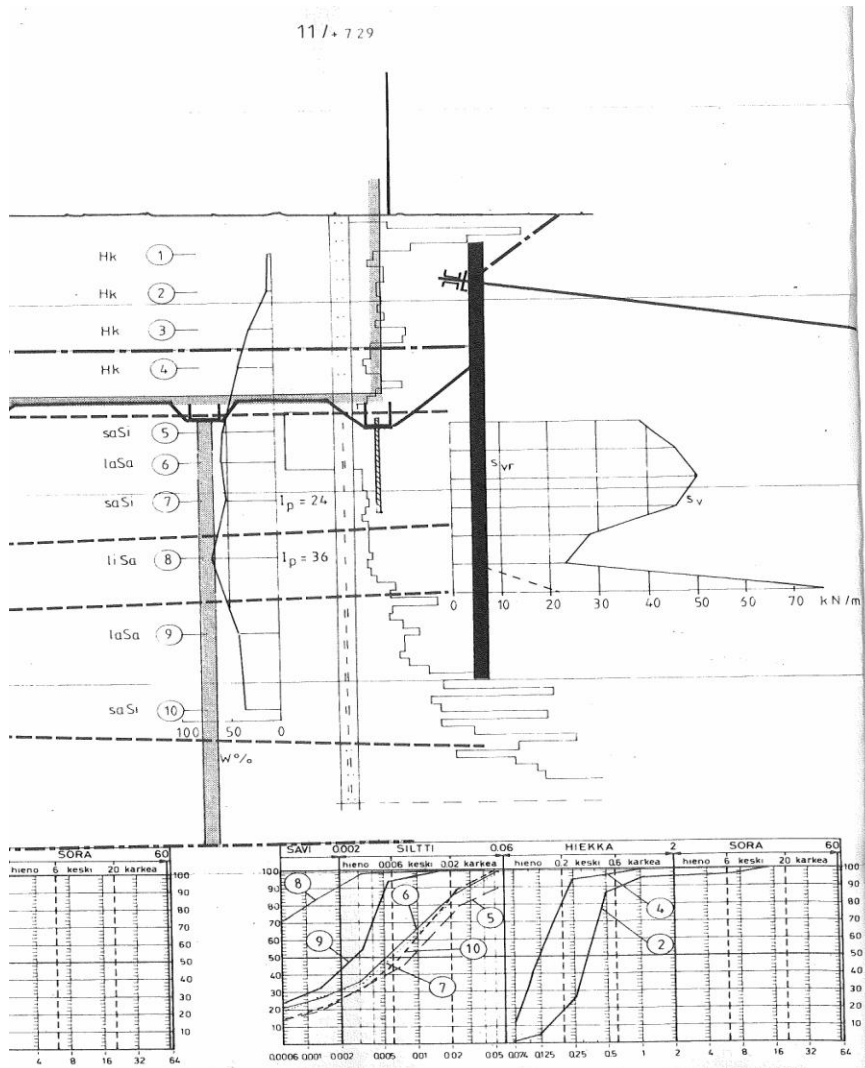
Avoin



Kuva 7.19. Koivistonluoto, paalu 283+00, Kokemäenjoen vasen ranta, VE0, keskivesi, avoimen tilan tarkastelu.

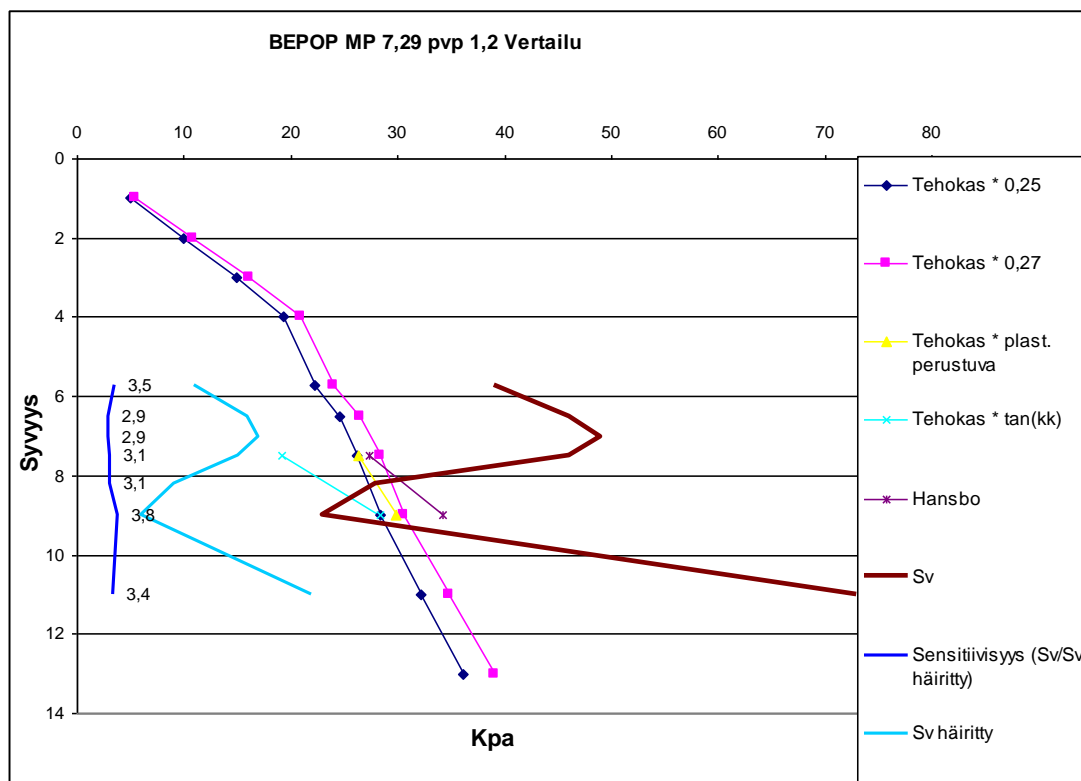
Kuten jo aiemmin suljetun leikkauslujuuden määrittämisen yhteydessä luvussa 6.4 todettiin, on rannoilla pohjatutkimusaineiston perusteella havaittu tapahtuneen lujuuskatoa.

Havaitun lujuuskadon vuoksi on Koivistonluodon tilannetta verrattu Porin keskustan Yrjökadun eteläpään liikekiinteistön pohjatutkimuksiin vuodelta 1986. Maakerrokset ovat aivan samat kuin Koivistonluodossa, joten voidaan olettaa maaperien olevan samasta geologisesta muodostumasta.



Kuva 7.20. Tutkimustuloksia Yrjökadulta vuodelta 1986.

Lujuudet ovat suurempia kuin Koivistonluodossa, mikä johtunee päällä olevasta paksuudesta hiekkakerroksesta. Huomionarvoista on kuitenkin häiriintymisherkkyys, joka on Koivistonluodossa pienempi kuin Yrjökadulla. Yrjökadun tutkimustuloksista hahmoteltuja siipikairauslujuuden ja vallitsevan pystyjännityksen suhteita on esitetty kuvassa 7.21. Koivistonluodon ja muiden savipisteiden häiriintymisherkkyyksiä, suljettuja leikkauslujuuksia ja tehokkailta jännityksillä laskettuja lujuuksia esitettiin kuvaajissa kappaleessa 6.4.



Kuva 7.21. Yrjönkadun eteläpää, liikekiinteistö, siipikairauslujuuden ja pystyjännityksen välisiä suhteita.

Lisäuoman pisteillä häiriintymisherkkyys on samaa luokkaa kuin tässä Yrjönkadun pisteellä eli pääosin yli kolmen. Koivistonluodossa häiriintymisherkkyys on noin luokkaa kaksi paikoin syvemmällä maassa selvästi tämän alle. Pisteiden 2400 ja 2700 välillä havaittiin myös ero häiriintymisherkkyiden välillä siten, että lähempänä rantaa olevalla pistellä 2400 se on hieman pienempi kuin 30 metriä rannasta tutkitulla pistellä 2700.

Pisteillä 2200, 2400 ja 2500 siipikairalla mitattu suljettu leikkauslujuus on pienempi kuin tehokkailta jännityksillä laskettu teoreettinen lujuus. Tämän perusteella voitaneen Koivistonluodon rannoilla olettaa tapahtuneen siirtymiä ja jonkinasteista häiriintymistä savikerroksissa.

Rantojen lujuuskadosta viitteitä antaa paalun 291+00 laskelmien kuvissa esiintyvät siipikairausdiagrammit. Esimerkiksi kuvassa 7.16 on nähtävissä, että häiritty lujuus on likimain yhtä suuri molemmissa siipikairausdiagrammeissa, kun häiriintymätön lujuus on lähempänä rantaa selvästi pienempi. Muista pisteistä ei kauempaa rannasta tehty siipikairaus. Samankaltaisen tilanteen voidaan olettaa vallitsevan myös paaluilla 283+00 ja 294+00.

Mahdollinen lujuuskato johtuu juuri häiriintymisestä. Laskettu varmuus jää monin paikoin rannalla alle yhden, kuten jo esitetyistä laskennoista on havaittu. Alueelta määritetyt hienousluvut ovat pääasiassa suurempia kuin vesipitoisuudet, minkä perusteella maa

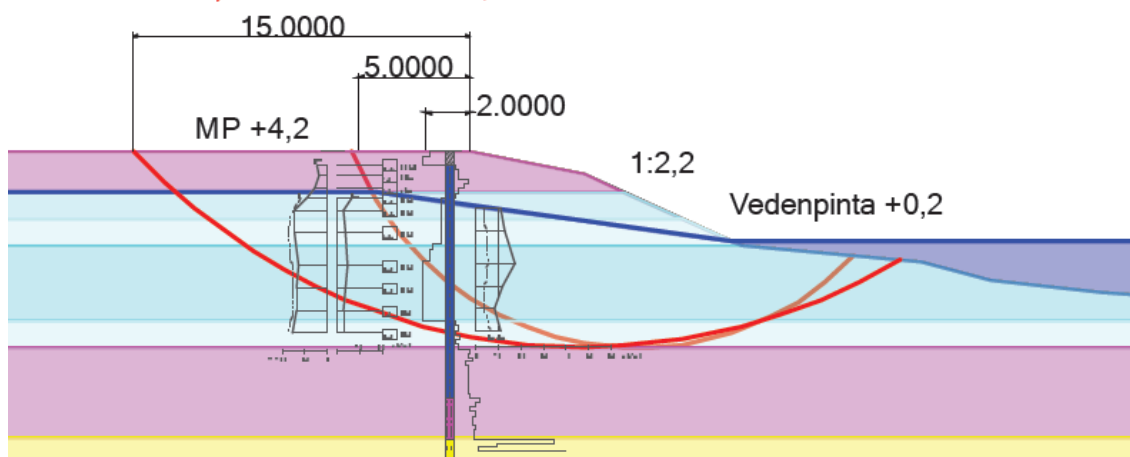
olisi häiriintyneenä plastisessa tilassa. Toisin sanoen maa voi kestää suuriakin leikkausmuodonmuutoksia ennen lopullista sortumaa.

Mahdollisen häiriintymisen ja mahdollisten leikkausmuodonmuutosten vuoksi on paalun 283+00 kaikki mitoitustilanteet laskettu myös redusoimatonta siipikairauslujuutta käyttäen. Tällöin suljetun leikkauslujuuden laskenta-arvon on paalulla 283+00 määritetty olevan 10,4 kPa aikaisemmin käytetyn 8,5 kPa:n sijaan. Kuvassa 7.22 on esitetty paalun 283+00 laskenta, jossa on käytetty redusoimatonta lujuutta.

Vasen ranta
283+00

VE0, keskivesi
Suljettu, redusoimaton

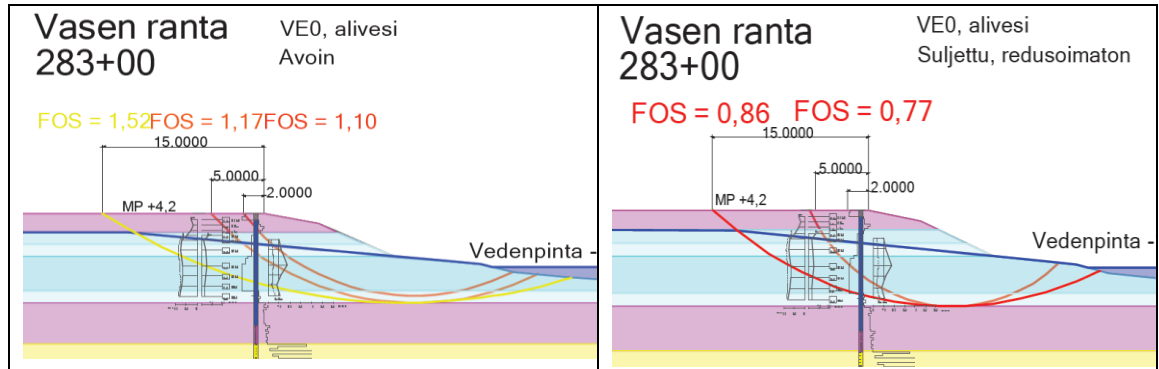
FOS = 0,92 FOS = 0,80



Kuva 7.22. Koivistonluoto, paalu 283+00, Kokemäenjoen vasen ranta, VE0, keskivesi, suljetun tilan tarkastelu, redusoimaton siipikairauslujuus.

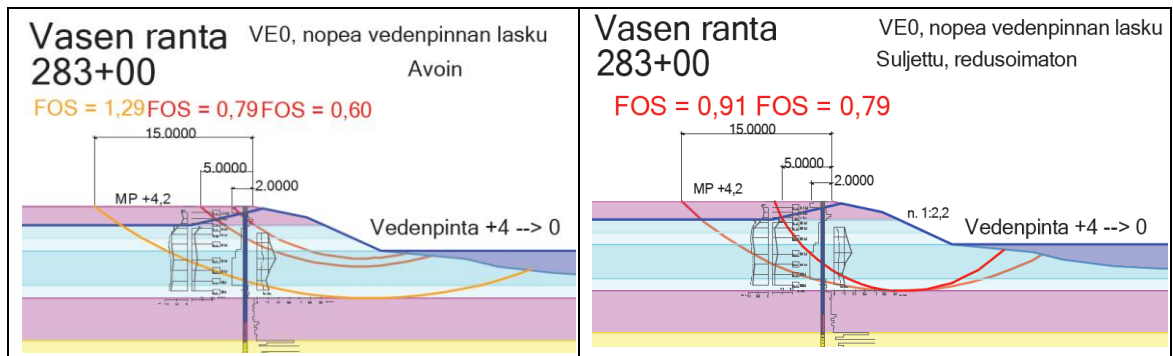
Vaarallisimman liukupinnan varmuuskerroin kasvaa 0,66:ta 0,8:aa, kun käytetään redusoimatonta lujuutta. Kuvassa 7.22 ei 15 metrin etäisyydeltä rannasta lähtevä liukupinta välttämättä ole enää kuvaava, koska suljetun leikkauslujuuden oletettiin Koivistonluodossa pisteen 2700 perusteella kauempana rannasta olevan suurempi. Aikaisemmin kuvasta 7.19 nähtiin, että avoimen tilan tarkastelun mukaan varmuus tällä etäisyydellä rannasta olisi jo 1,55. Avoimen tilan tarkasteluissa saatiin pienimmäksi varmuudeksi 1,1. Kuvien 7.19 ja 7.12 perusteella olisi ranta murtotilassa. Avoimen tilan tarkastelu ei ota huomioon huokospaineen muuttumista murtotilassa. Avoimen tilan parametrit ovat lisäksi häiriintymättömän tilan parametreja. Näin ollen avoimen tilan tarkasteluissa saatu varmuus 1,1 voi hieman yliarvioida varmuutta. Varmuus on joka tapauksessa huono. Rannat pysyvät paikallaan tälläkin hetkellä keskiveden tilanteen vallitessa todennäköisesti vain näennäisen koheesio-avulla odottaen tarpeeksi huonoa tilannetta sortuakseen.

Pitkäaikaista aliveden tilannetta ja vedenpinnan nopean laskun tilannetta tarkasteltaessa laskennoista saatiin odotetusti vielä huonommat varmuudet. Kuvassa 7.22 on vasemmalla puolella esitetty pitkäaikaisen alivedentilanteen avoimen tilan tarkastelu ja vastaava suljetun tilan tarkastelu laskettuna redusoimattomilla lujuuksilla oikealla puolella.



Kuva 7.23. Koivistonluoto, paalu 283+00, Kokemäenjoen vasen ranta, VE0, pitkäaikainen alivesi, avoimen tilan tarkastelu vasemmalla ja suljetun tilan tarkastelu oikealla.

Redusoiduilla suljetuilla leikkauslujuuksilla laskettuna saatiin vaarallisimman liukupinnan varmuudeksi pitkäaikaisen alivedentilanteessa 0,63. Kuvassa 7.24 on esitetty vastaavasti vedenpinnan nopean laskun tilanne paalulla 283+00.



Kuva 7.24. Koivistonluoto, paalu 283+00, Kokemäenjoen vasen ranta, VE0, nopea vedenpinnan lasku, avoimen tilan tarkastelu vasemmalla ja suljetun tilan tarkastelu oikealla.

Redusoiduilla suljetuilla leikkauslujuuksilla laskettuna saatiin vaarallisimman liukupinnan varmuudeksi vedenpinnan nopean laskun tilanteessa 0,65.

Redusoimattomia lujuuksia käyttämällä stabiliteetti muuttui hieman paremmaksi, mutta oli silti suljetun tilan tarkasteluissa jokaisessa tilanteessa paalulla 283+00 alle 1. Avoimen tilan tarkasteluissa saatiin aliveden ja keskiveden tilanteessa hieman yli yhden varmuudet vaarallisimmalle liukupinnalle. Rantojen häiriintymisen vuoksi tämä arvo voi olla hieman liian suuri. Toisaalta taas savimaalla murtotilassa vaikuttaa todennäköisesti hieman koheesiota, minkä vuoksi varmuuskerroin voi olla myös hieman liian pieni.

Koivistonluodosta laskettiin lisäksi paalu 294+00. Tässä kohtaa oli rannassa myös melko jyrkkä luiska. Lasketut varmuudet olivat myös tällä paalulla kaikissa mitoitustilanteissa pienemmät kuin 1,0. Paalulta 294+00 saatuja varmuuksia on esitetty taulukossa 7.2. Laskelmista tulostetut kuvat ja niissä käytetyt parametrit on nähtävissä liitteenä olevalla CD-levyllä.

Taulukko 7.2. Koivistonluoto, paalu 294+00, Kokemäenjoen vasen ranta, VE0, eri mitoitustilanteissa eri menetelmillä saadut varmuudet.

Mitotustilanne ja menetelmä	Etäisyys rannasta 2 m	Etäisyys rannasta 5 m	Etäisyys rannasta 15 m
Keskivesi avoin	0,89	0,99	1,40
Keskivesi suljettu	0,86	0,86	1,01
Keskivesi suljettu redusoimaton	0,95	0,95	1,12
Alivesi avoin	0,91	1,01	1,36
Alivesi suljettu	0,81	0,81	0,95
Alivesi suljettu redusoimaton	0,90	0,90	1,06
Nopea avoin	0,57	0,69	1,19
Nopea suljettu	0,80	0,80	0,96
Nopea suljettu redusoimaton	0,88	0,88	1,07

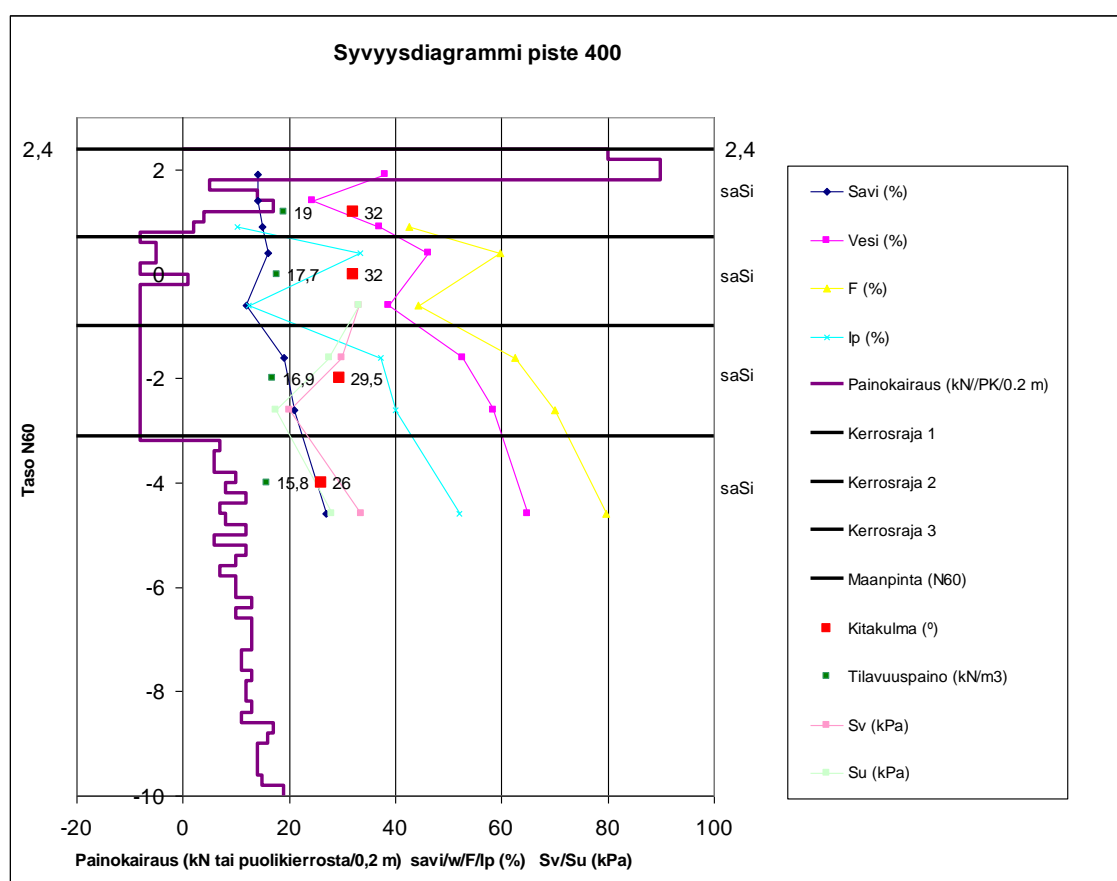
Koivistonluodossa stabiilitetti on huono. Vain erittäin loivilla rantaluiskilla varmuus voi nykytilassa olla riittävä. Maaperä odottelee parhaillaan riittävän epäsuotuisia olosuhteita sortuakseen. Todennäköisesti näennäinen koheesio estää jyrkempiä rantoja sortumasta. Näennäisen koheesio häipyessä, esimerkiksi vedenpinnan nopean laskun jälkeen sortumat ovat todennäköisiä. Rannat pysyvät jyrkimmissä kohdissa sortumatta todennäköisesti, koska todellista mitoitettavaa tilannetta ei ole vielä ollut. Sortumia voi tapahtua myös normaalissa keskiveden tilanteessa. Vielä 15 metrin etäisyydeltä rannasta lähteville liukupinnoille saatiin laskennoissa lähellä yhtä olevia varmuuksia. Näin ollen lähellä rantaa olevat talot ovat vaarassa.

Koivistonluodossa olisi tehtävä nopeasti lisätutkimuksia ja ryhdyttävä tarpeellisiin toimenpiteisiin rantojen stabiilitetin parantamiseksi. Koivistonluodon rannoilla tulisi mahdollisimman pian aloittaa siirtymämittaukset esimerkiksi inklinometreillä ja mahdollisesti huokospaineen mittaukset. Lisää pohjatutkimuksia tulisi tehdä eri etäisyyksiltä rannasta, jotta tarkempi tieto rannan kunnosta saataisiin. Nyt on tehty vain yleispiirteiset pohjatutkimukset, joiden tieto ei riitä yksityiskohtaisiin tarkasteluihin. Avoimen tilan tehokkaat lujuusparametrit on määritetty kaukaa vastaavasta geologisesta maakerroksesta tehtyjen kolmiakiaalikoekoiden avulla erilaisia yhteyksiä apuna käyttäen. Suljetun

tilan tarkasteluihin tarvittaisi lisää siipikairauksia eri etäisyyksiltä rannasta, jotta nähtäisiin, miten siipikairauslujuus kehittyy.

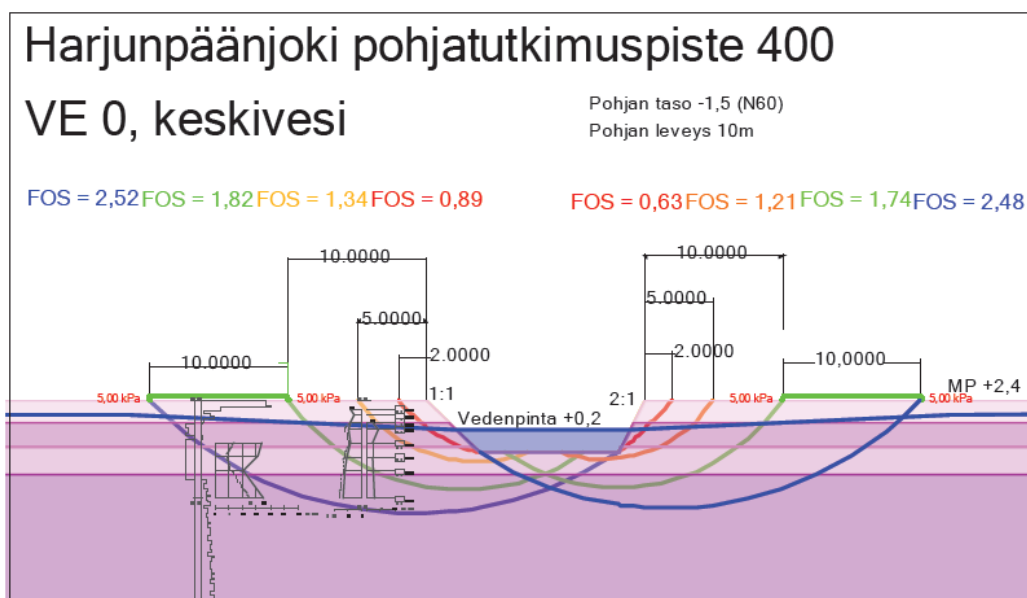
7.2.3 Harjunpäänjoki

Harjunpäänjoessa rannat ovat monin paikoin kuluneet lähes pystysuoriksi ja rantaluiskilla on tapahtunut sortumia. Rantojen läheisyydessä on rakennuksia. Harjunpäänjoen alue on maaperältään syvälle asti savista silttiä. Paikoin tämän kerroksen päällä voi olla tulvan tuomaa hieman karkeampaa maa-ainesta, kuten karkeaa silttiä tai hienoa hiekkaa. Harjunpäänjoen rannoilla tapahtuneet sortumat ovat olleet kitkamaalle tyypillisiä sortumia. Tämän vuoksi laskennat on tehty avoimen tilan menetelmällä. Kuvassa 7.25 on esitetty pohjatutkimuspisteen 400 avulla määritetty syvyysprofiili.



Kuva 7.25. Harjunpäänjoki, piste 400, syvyysprofiili.

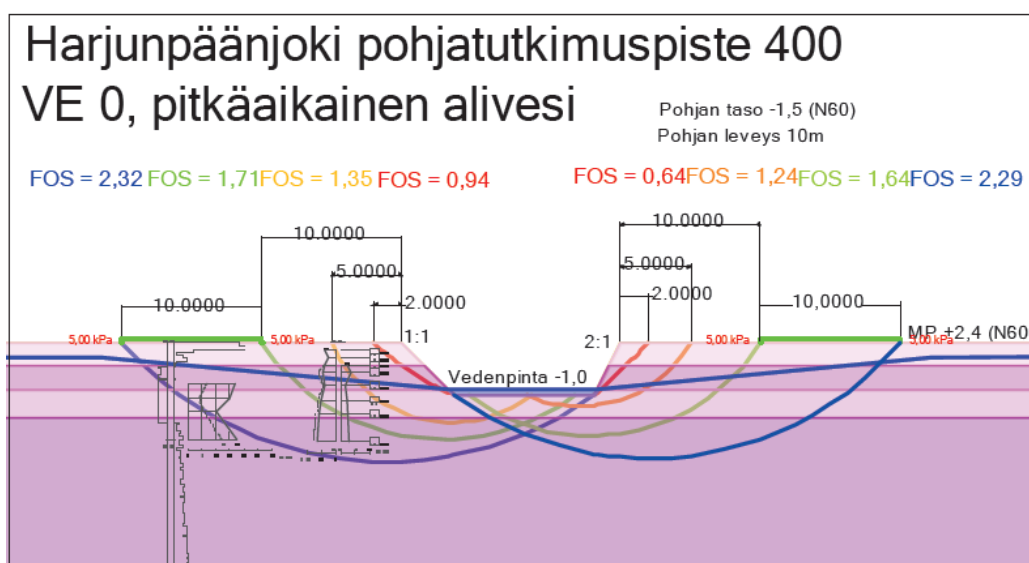
Tehdyissä laskelmissa käytettiin 5 kPa:n talokuormaa 10 metrin matkalla alkaen 10 metriä rantaluiskasta. Laskentakuvissa 7.26, 7.27 ja 7.28 vasemmanpuoleinen luiska on laskettu kaltevuudella 1:1 ja oikean puoleinen kaltevuudella 2:1. Pohjan tasona on käytetty tasoa -1,5 (N60). Lisäksi leikkaukset on laskettu pohjan tasolla -0,5. Niiden varmuuskertoimet on esitetty taulukossa 7.3. Liukupinnat on laskettu 2, 5, 10 ja 20 metrin etäisyydeltä rannasta kuvien mukaisesti.



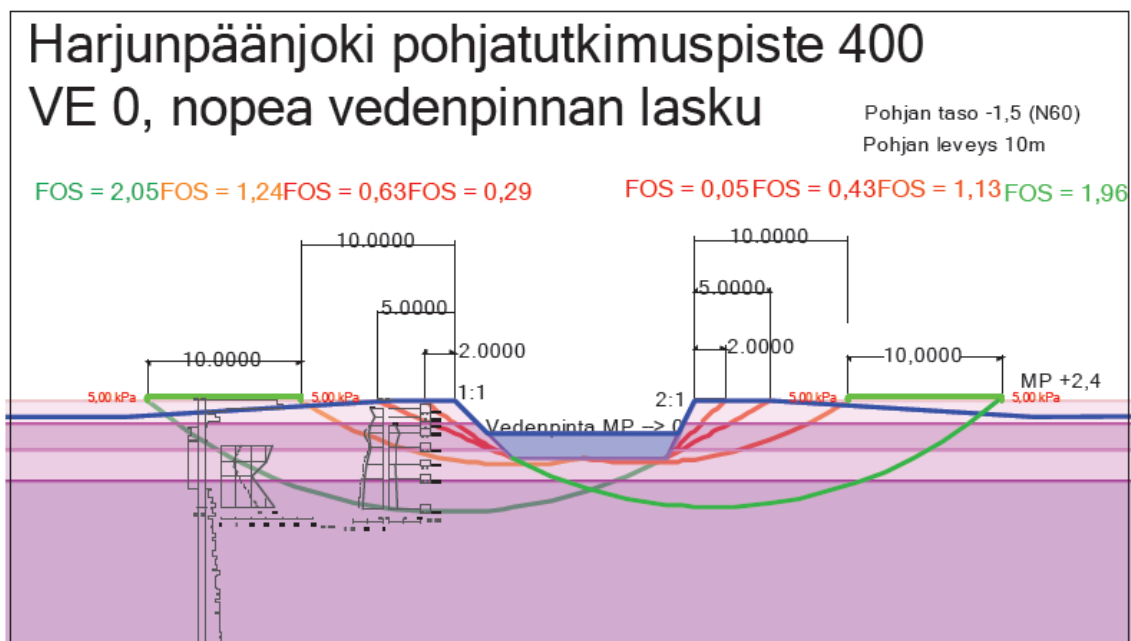
Kuva 7.26. Harjunpäänjoki, pohjatutkimuspiste 400, VE0, keskivesi, vasemmalla luiskakaltevuus 1:1 ja oikealla 2:1.

Kuvassa 7.26 on esitetty keskiveden tilanne. Varmuudet ovat alle 1,0. Myös pohjan tasolla -0,5 laskettuna luiskakaltevuudella 1:1 varmuus on alle 1,0. Tämä on kuvaava tulos, koska rantaluiskan sortumia alueella on tapahtunut.

Alivedentilanteessa kuvassa 7.27 varmuudet ovat samaa luokkaa. Vedenpinnan nopean laskun tilanteessa varmuus on alle 1,0 vielä viisikin metriä rantaluiskasta lähtevällä liukupinnalla.



Kuva 7.27. Harjunpäänjoki, pohjatutkimuspiste 400, VE0, alivesi, vasemmalla luiskakaltevuus 1:1 ja oikealla 2:1.



Kuva 7.28. Harjunpäänjoki, pohjatutkimuspiste 400, VE0, nopea vedenpinnan lasku, vasemmalla luiskakaltevuus 1:1 ja oikealla 2:1.

Taulukko 7.3. Pohjan tasolla -0,5 lasketut varmuudet eri etäisyyksillä rantaluiskasta. (Mitoittava alivesi on alempana kuin pohjan taso, joten aliveden tilannetta ei tarkasteltu.)

Tilanne	2 metriä	5 metriä	10 metriä	20 metriä
Keskivesi 1:1	1,25	1,75	2,32	3,08
Keskivesi 2:1	0,87	1,59	2,22	3,02
Nopea 1:1	0,47	0,87	1,56	2,39
Nopea 2:1	0,20	0,63	1,47	2,41

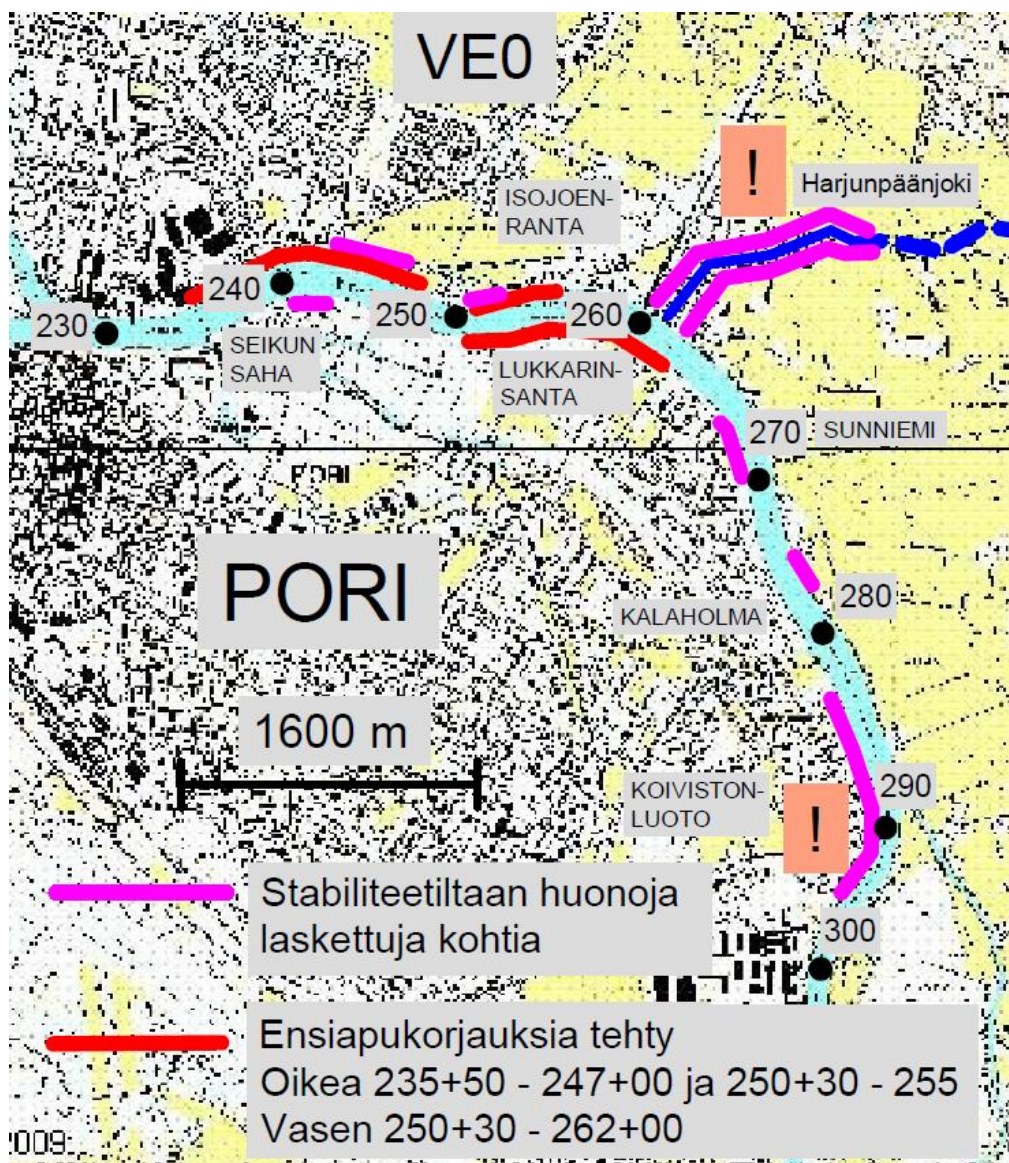
Kuvista ja taulukosta 7.3 nähdään varmuuden olevan huono. Varmuus kuitenkin lisääntyy etäämmäksi rannasta mentäessä. Kymmenen metriä rannasta keskiveden ja aliveden tilanteella varmuus on jo kohtuullinen rannalla olevien talojen kannalta. Rannoilla on tapahtunut ja tapahtuu kuitenkin koko ajan sortumia, mikä ajan kuluessa huonontaa tilannetta myös talojen kannalta. Vedenpinnan nopean laskun tilanteessa talot saattavat olla vaarassa jo nyt.

Harjunpäänjoen kohdalta laskettiin leikkaus lisäksi pohjatutkimuspisteen 500 kohdalta. Syvyysprofiili ja laskennat on esitetty liitteenä olevalla CD-levyllä. Laskennoista saatiin hyvin samankaltaisia tuloksia kuin edellä esitetyllä pisteellä 400.

Laskentojen perusteella olisi nopeasti ryhdyttävä toimenpiteisiin Harjunpäänjoen rantojen stabiliteetin parantamiseksi, vaikkei ryhdyttäisi toteuttamaan mitään tässä työssä käsiteltyä tulvasuojeluratkaisua tai ratkaisujen toteuttaminen viivästyisi. Edellä esitetyistä laskentatuloksista huomataan, että talojen kannalta vedenpinnan nopean laskun tilanteessa varmuus on riittävä vasta noin 10–20 metrin etäisyydellä rannasta.

7.2.4 Yhteenveto

Rantojen nykytilan stabiilettitarkasteluissa havaittuja heikompia kohtia suunnittelualueella on esitetty kuvassa 7.29. Kuvaan on merkitty myös jo tehtyjen ensiapukorjausten paikat.



Kuva 7.29. VE0:n eli nykytilan laskennoissa havaittuja stabiiletiltaan heikoimpia paikkoja ja jo tehtyjä ensiapukorjauksia rannalla. Huutomerkillä on merkitty alueet, joiden on katsottu olevan kaikkein heikoimmat ja vaativan nopeita toimenpiteitä.

Kokemäenjoen rantojen osalta stabiiletiltaan heikoimmat kohdat ovat siellä, missä rannat ovat jyrkkiä. Jyrkkiä ja näin ollen heikkoja kohtia on etenkin joen ulkokaarteissa, joissa veden kuluttava vaikutus on suuri. Lisäksi Koivistonluodon koko alueella stabiiletti on huono. Jyrkimmissä kohdissa ranta on todennäköisesti jo murtotilassa. Lähellä

rantaa olevat talot ovat vaarassa. Jos rannoilla tapahtuu sortuma, se on todennäköisesti nopea. Tästä aiheutuu vaara rannoilla olevien ihmisten hengelle ja terveydelle. Koivistonluodon tilanne vaatii nopeasti lisätutkimuksia, joiden perusteella olisi ryhdyttävä tarpeellisiin toimenpiteisiin rantojen stabiliteetin parantamiseksi.

Harjunpäänjoen rannoilla stabiliteetti on huono. Rannoilla tapahtuu rantaluiskan sortumia ajoittain, mitä tukivat myös lasketut stabiliteetit. Talot rannalla alkavat olla vaarassa. Lisäksi rantojen kunto heikkenee koko ajan, minkä vuoksi talon edestä lähtevien liukupintojen varmuus pienenee ajan myötä kaikissa mitoitustilanteissa. Jos sortuma tapahtuu, se on todennäköisesti myös täällä nopea, minkä vuoksi sortuma on ihmishengelle ja -terveydelle vaarallinen. Tulvasuojeluratkaisusta riippumatta Harjunpäänjoen rantojen stabiliteettia olisi nopeasti parannettava.

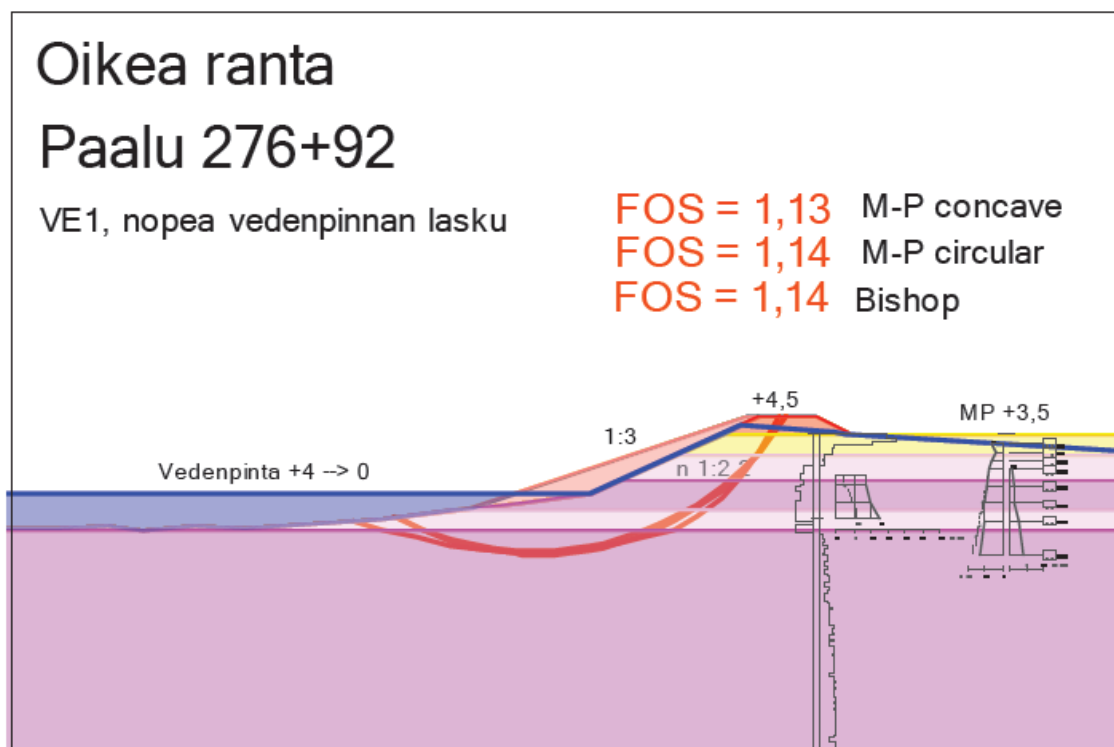
7.3 Vaihtoehto 1

7.3.1 Oikea ranta

Kokemäenjoen oikean rannan on koko suunnittelualueella pohjatutkimuksissa havaittu olevan pääasiassa savista silttiä, jonka päällä on tulvakerrostumaa. Laskelmissa on käytetty avoimen tilan menetelmää. Menetelmän käyttöä tukee alueella sattuneet sortumat.

Joen paalun 280 kohdalta on oikealta rannalta tutkittu pohjatutkimuspiste 200. Tämän pisteen perusteella on määritetty laskentaparametrit ja laskettu stabiliteetit paalujen 287+02 ja 276+92 kohdalta. Laskentakohdasta pohjatutkimusten avulla määritettyjä arvoja ja niistä hahmotellut geotekniset kerrokset on esitetty VE0:n yhteydessä paalun 276+92 syvyysprofiili kuvaajassa.

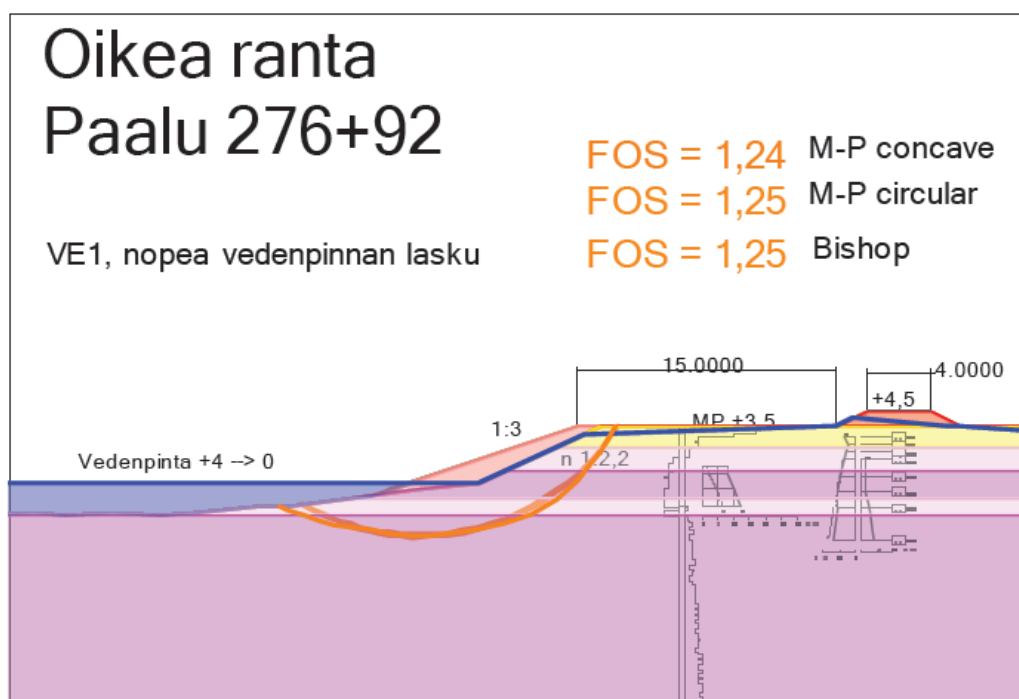
Leikkaus paalun 276+92 kohdalta on näistä mitoittavampi, koska joen pohja on hieman syvemmällä ja ranta on jyrkempi kuin paalulla 287+02. Paalun 287+02 stabiliteetti on riittävä nykyisellä rannan kaltevuudella. Paalulla 276+92 rannan kaltevuus on tällä hetkellä noin 1:2,2. Kuvassa 7.30 on esimerkkinä esitetty paalun 276+92 vedenpinnan nopean laskun tilanne luiskan kaltevuudella 1:3, jossa varmuus on alle vaaditun 1,3.



Kuva 7.30. Sunniemi, paalu 276+92, VE1, Kokemäenjoen oikea ranta, nopea vedenpinnan lasku, luiska 1:3.

Myöskään padon siirto etäämmäksi rannasta kuvassa 7.31 esitetyllä tavalla ei tuo varmuutta riittäväksi. Vastaavat varmuudet alivedellä ovat 1,36 pato rannassa ja 1,39 pato siirrettyinä. Luiskaa tulee loiventaa lisää tai käyttää esimerkiksi vastapengertä. Riittävän kokoisella vastapenkereellä, kevennysleikkauksella tai muulla vastaavalla toimenpiteellä saadaan varmuus pitkäaikaisen aliveden sekä vedenpinnan nopean laskun osalta riittäväksi.

Leikkauksesta tehdyt kaikki laskelmat on esitetty liitteenä olevalla CD-levyllä.



Kuva 7.31. Sunniemi, paalu 276+92, VE1, Kokemäenjoen oikea ranta, nopea vedenpinnan lasku, pato siirretty, luiska 1:3.

Oikealla rannalla noin paalujen 290 ja 275 välillä on syytä varautua loivempaan luiskaan kuin 1:3. Laskelmien perusteella tulee jyrkemmät kuin 1:3,5 rannat varautua loiventamaan vähintään kaltevuuteen 1:3,5 ja tehdä eroosioverhous. Loivemmille kohdille riittää eroosioverhouksen tekeminen. Tosin siellä, missä joen pohjan geometria oli stabiliteetin kannalta huono, ei ollut monessa paikassa jyrkkää rantaa.

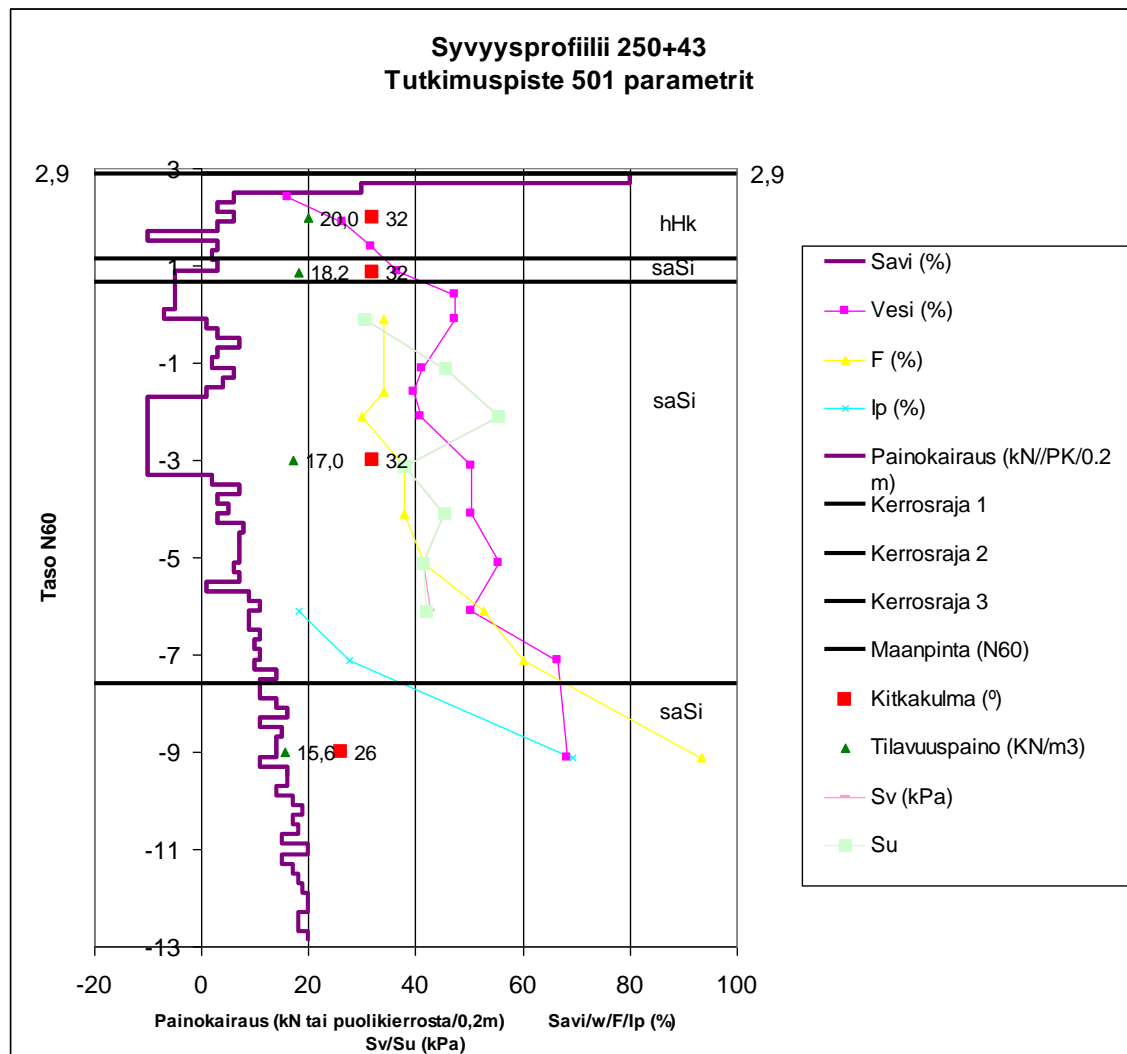
Paalulta 276+92 hieman alavirralle päin laskelmat tehtiin paalulta 269+82. Ranta on tässä kohdin niin loiva, ettei ongelmia stabiliteetin kanssa kyseisen paalun kohdalla synny. Laskennoissa käytettiin pohjatutkimuspisteeltä 100 määritettyjä parametreja. Näillä parametreilla jyrkemmät rannat pysyvät kuten edelläkin vasta kun luiskat loivennetaan kaltevuuteen 1:3,5. Kaikki tehdyt laskennat ja niiden syvyysprofiilit ovat kokonaisuudessaan liitteenä olevalla CD:llä.

Oikeaa rantaa alajuoksulle päin mentäessä maaperä pysyy savisena silttinä. Savi- ja vesipitoisuus sekä hienousluku kuitenkin pienenevät, minkä vuoksi lujuusparametrit hiekan suurenevät.

Paalujen 250+43, 243+56, 238+71 ja 237+69 kohdat on tarkasteltu oikean rannan suunnittelualueen loppuosalta. Näissä on kaikissa käytetty pohjatutkimuspisteen 501 avulla määritettyjä parametreja. Rannalla tehdyt painokairaukset ovat samankaltaisia kuin pisteen 501 painokairaus. Joen pohjan geometria on VE1:ssä em. paaluilla melko samanmuotoinen. Näistä paalun 250+43 kohdalla saatiin pienimmät varmuudet. Parametrit

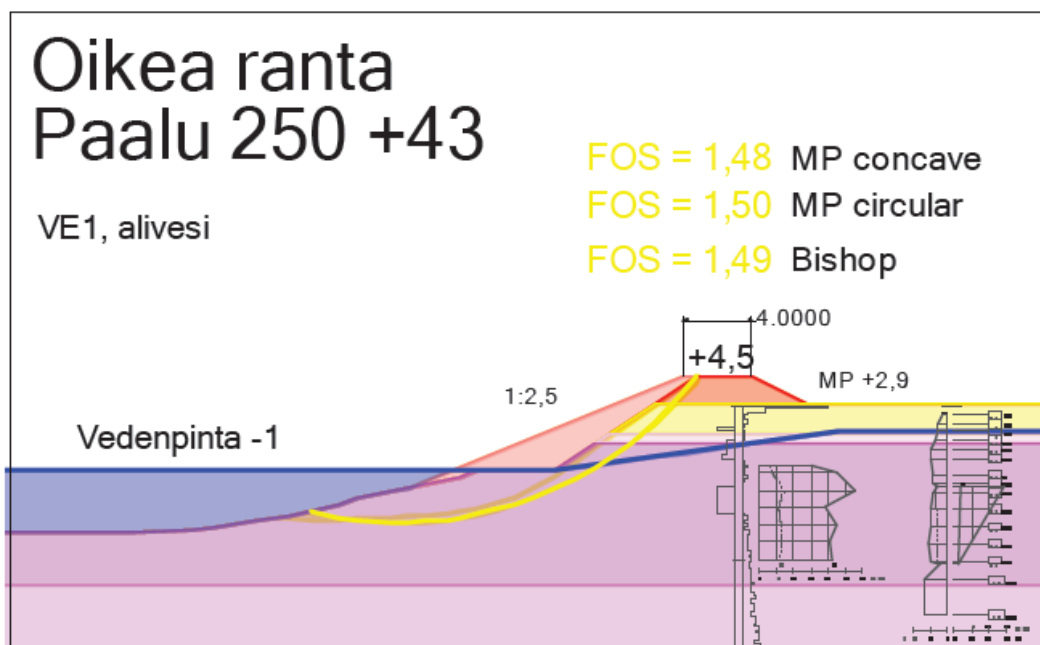
ovat muilla em. paaluilla siis samat kuin tässä. Geotekniset kerrosrajat vaihtelevat maanpinnan tason mukaan.

Paalun 250+43 syvyysprofiilista, kuvasta 7.32, huomataan hienousluvun olevan pienemmän kuin vesipitoisuuden, jolloin häiriintyessään maa-aines on juoksevaa, mikä voi johtaa suurempiin sortumiin. Tässä tapauksessa tosin hienouslukua ei ollut mitattu, vaan se arvioitiin muita pisteitä apuna käyttäen.

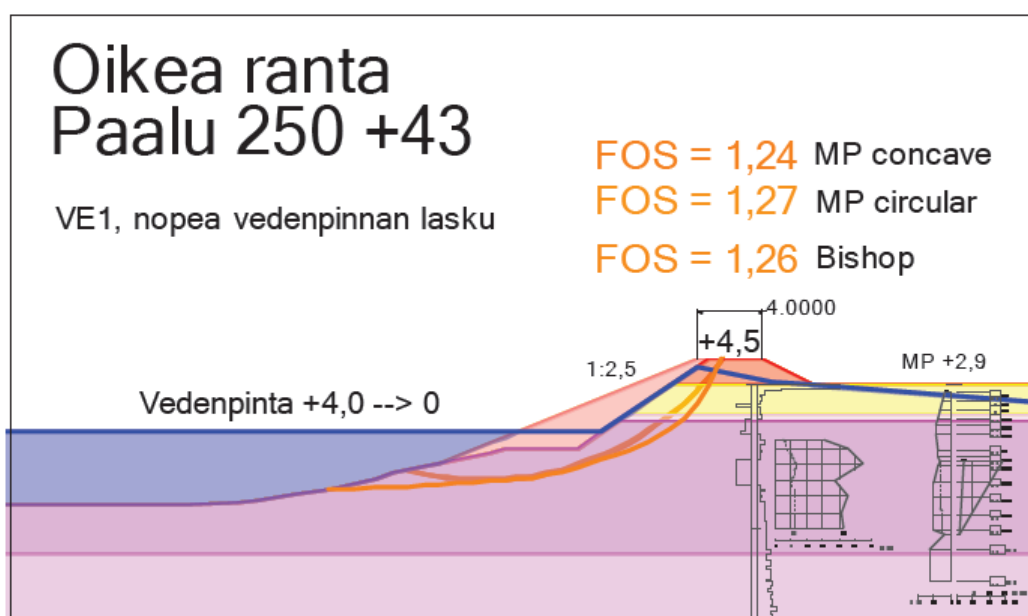


Kuva 7.32. Isojoenranta, paalu 250+43, syvyysprofiili.

Kuvassa 7.33 on esitetty paalun 250+43 tilanne alivedellä, josta huomataan luiskakaltevuuden 1:2,5 olevan likimain riittävä. Vedenpinnan nopean laskun tilanne on esitetty kuvassa 7.34



Kuva 7.33. Isojoenranta, paalu 250+43, VE1, Kokemäenjoen oikea ranta, pitkäaikainen alivesi, luiska 1:2:5.



Kuva 7.34. Isojoenranta, paalu 250+43, VE1, Kokemäenjoen oikea ranta, nopea vedenpinnan lasku, luiska 1:2:5.

Padon siirto etäämmäksi kasvattaa varmuuden alivedellä noin 1,55:een ja nopeassa laskussa 1,42:een. Luiskakaltevuus 1:2 ei riitä, vaikka pato olisi siirretty. Paalulta tehdyt laskennat on kokonaisuudessaan esitetty liitteenä olevalla CD-levyllä.

Paaluilla 243+56, 238+71 ja 237+69 vedenpinnan nopean laskun tilanteessa luiskakaltevuudella 1:2,5 saadaan varmuudeksi hieman alle 1,3. Alivedentilanteen tarkasteluissa kaltevuus 1:2,5 luiskassa riittää. Näiden paalujen laskennat on esitetty liitteenä olevalla CD:llä.

Oikealla rannalla alajuoksun osuudella noin paaluvälillä 250–235 luiskakaltevuus 1:3 näyttäisi olevan varmasti riittävä. Monin paikoin voidaan tulla toimeen luiskakaltevuudella 1:2,5. Mikäli ranta on nykyisellään loivempi kuin 1:3, riittää rannan eroosioverhoksen tekeminen.

7.3.2 Vasen ranta

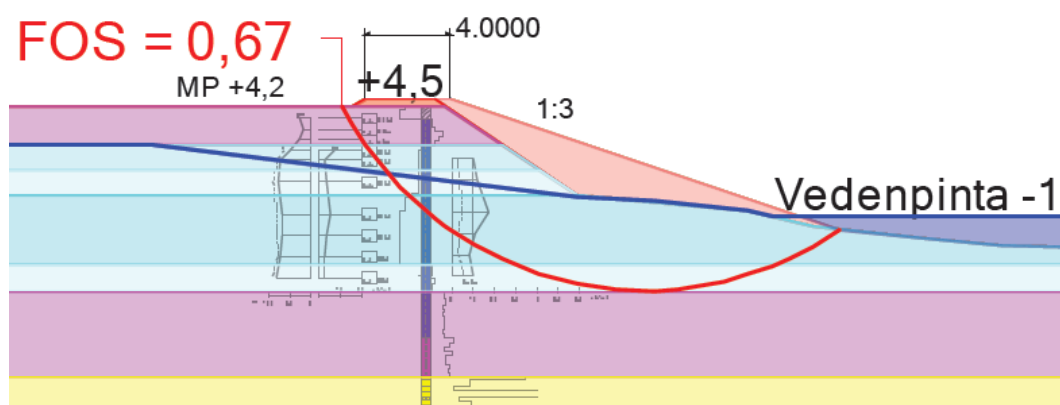
Kokemäenjoen vasemmalla rannalla, suunnittelualueen ylävirralla Koivistonluodossa, havaittiin maaperän olevan savea noin paalujen 295 ja 277 välillä. Tästä alavirralla päin maaperä on jälleen, kuten oikealla rannallakin, savista silttiä.

Suurimmat ongelmat stabiliteetin kannalta ovat Koivistonluodossa, savialueella, kuten jo VE0:n yhteydessä havaittiin. Savialueelta laskettiin paalut 294+00, 291+00 ja 283+00. Näiden parametrit on määritetty läheisiltä pohjatutkimuspisteiltä 2200/2300, 2400/2700 ja 2500/2600. Paalujen 283+00 ja 291+00 syvyysprofiilit esitettiin VE0:n laskentojen yhteydessä.

VE1:n rakenteita ei voida tässä työssä käsitellyin ratkaisuin kyseiselle alueelle rakentaa. Kuvassa 7.35 on esitetty esimerkkinä varmuus aliveden tilanteessa paalulla 283+00, kun luiska on loivennettu kaltevuuteen 1:3. Kuvan laskennassa on käytetty redusoimatonta siipikairauslujuutta.

Vasen ranta VE1, alivesi

283+00 Suljettu, redusoimaton



Kuva 7.35. Koivistonluoto, paalu 283+00, VE1, Kokemäenjoen vasen ranta, pitkäaikainen alivesi, suljettu tila, redusoimaton lujuus, luiska 1:3.

Vedenpinnan nopean laskun tilanteessa varmuuskerroin kuvan 7.35 tilanteessa on 0,71. Pato on tässä kohtaa matala, eikä sen siirtäminen etäämmäksi vaikuta juuri varmuuteen.

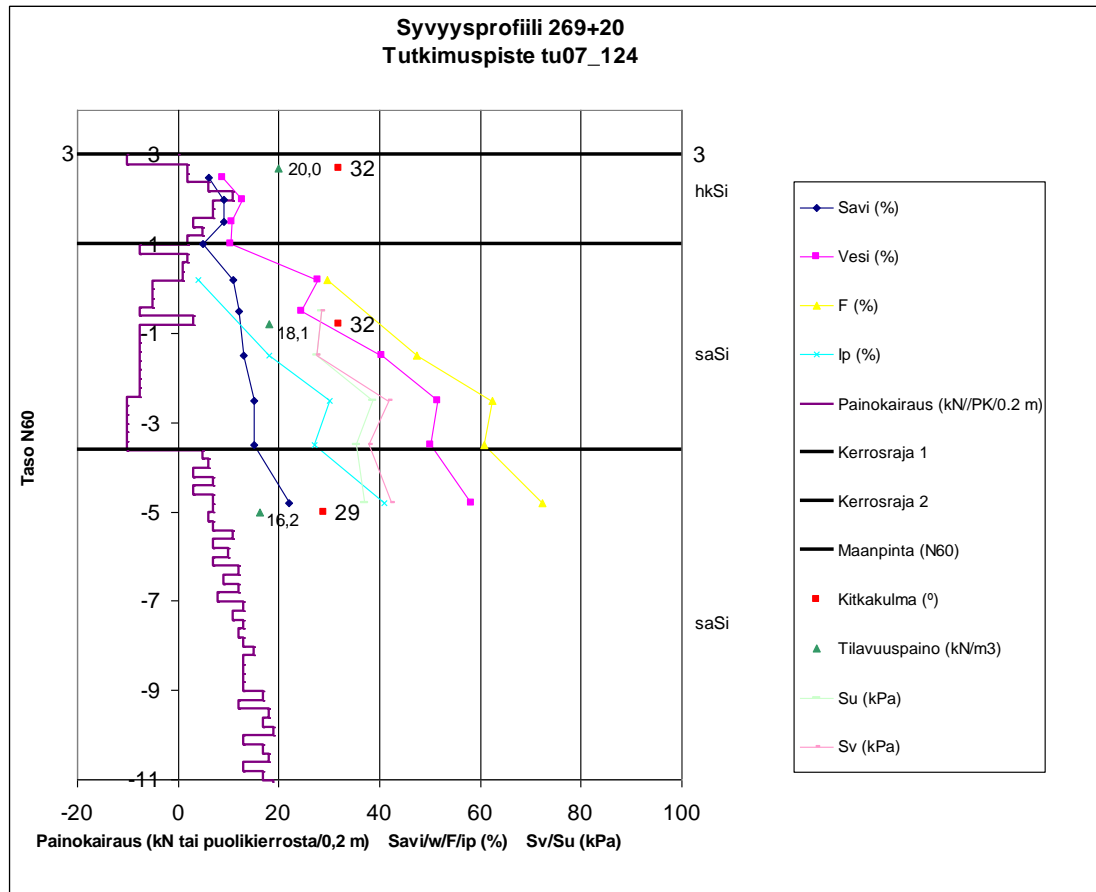
Myös avoimen tilan parametreilla laskettuna varmuus jää selvästi riittämättömäksi. Aliveden tilanteessa varmuus luiskakaltevuudella 1:3 on 1,00 ja vedenpinnan nopean laskun tilanteessa 1,02.

VE2 ja VE3 laskettiin Koivistonluodon alueelta. Näissäkin stabiliteetti oli sekä luiskakaltevuudella 1:3 että loivemmilla kaltevuuksilla selvästi riittämätön, joten VE1:tä ei tämän vuoksi joka kohdasta laskettu. Tällä hetkellä paikoissa, joissa on hyvin loiva luiska, stabiliteetti voidaan saada riittäväksi. Pääosin Koivistonluodossa on kaikkien vaihtoehtojen osalta syytä varautua suuriin massamääriin. Käytännössä siis tulee varautua loiviin luiskiin, erilaisiin vastapenkereisiin sekä kevennysleikkausten tekemiseen. Tulee ottaa huomioon, että jokea ei todennäköisesti ole mahdollista kaventaa tästä kohdasta kovin paljoa. Kavennus voisi lisätä merkittävästi jääpadon vaaraa. Kyse ei siis ole pelkästään pohjarakennusasiasta.

Laskettujen leikkausten syvyysprofiilit parametreineen on esitetty liitteenä olevalla CD-levyllä.

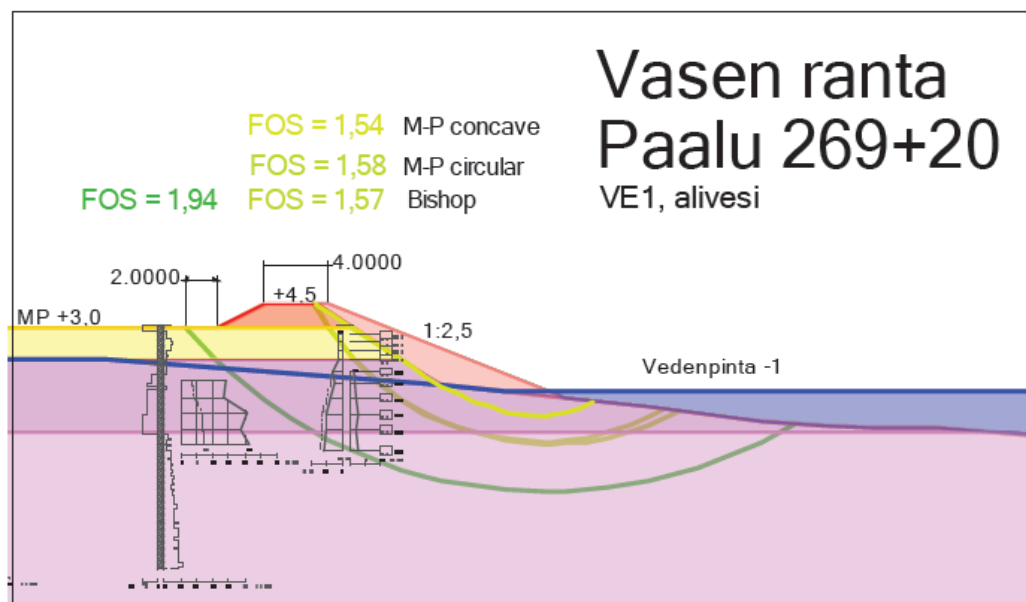
Noin paalulta 280 alavirtaan, Kalaholmassa, Lukkarinsannassa ja Seikun sahan alueella, maaperä on savista silttiä, jonka päällä on ohut tulvakerrostuma. Tältä alueelta on laskettu paalujen 271+90, 269+20 ja 241+48 kohdat. Parametrit kahteen ensin mainittuun on saatu pohjatutkimuspisteen tu07_124 avulla. Paalun 241+48 läheltä, vasemmalta rannalta, ei näytteitä ole otettu. Tässä käytettiin vastapäisen oikean rannan parametreja, koska painokairaukset olivat samankaltaiset.

Vasemmalla rannalla paalulta 280 alavirtaan laskennoissa VE1:n osalta päädyttiin luiskakaltevuuteen 1:2,5 sekä padot rannassa, että padot siirrettynä etäämmäksi. Esimerkkinä on esitetty paalun 269+20 laskennat. Tälle paalulle pohjatutkimuspisteestä tu07_124 johdetut laskentaparametrit ja syvyysprofiili on esitetty kuvassa 7.36.

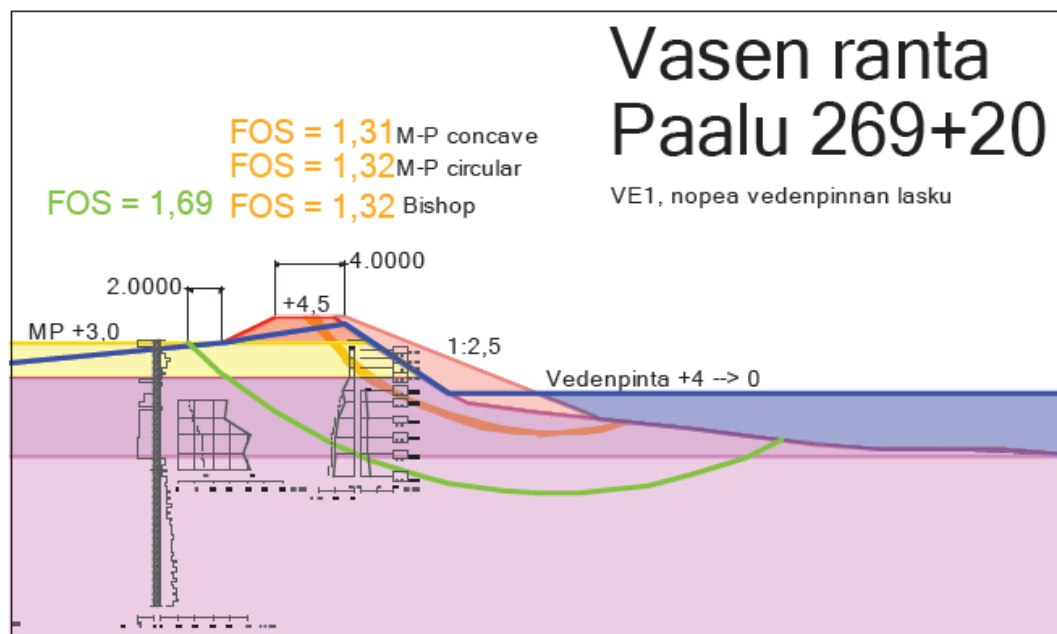


Kuva 7.36. Kalaholma, paalu 269+20, syvyysprofiili.

Kuvassa 7.37 on esitetty paalun 269+20 aliveden tilanne ja kuvassa 7.38 vedenpinnan nopean laskun tilanne. Kuvissa kauempaa kulkeva liukupinta on laskettu siltä varalta, että rakennus olisi lähellä rantaa.



Kuva 7.37. Kalaholma, paalu 269+20, VE1, Kokemäenjoen vasen ranta, pitkäaikainen alivesi, avoin tila, luiska 1:2,5.

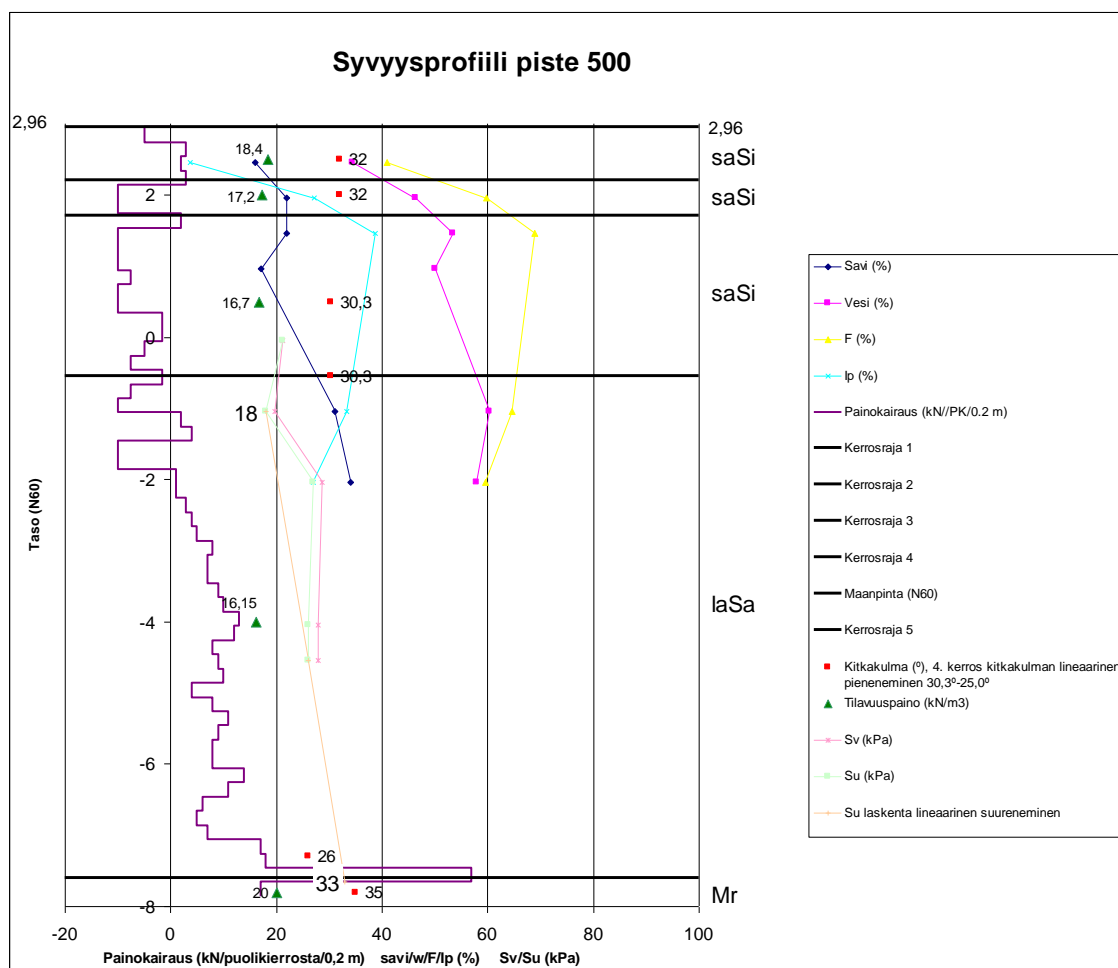


Kuva 7.38. Kalaholma, paalu 269+20, VE1, Kokemäenjoen vasen ranta, nopea vedenpinnan lasku, avoin tila, luiska 1:2,5.

Vasemman rannan suunnittelualueella paalulta 280 alavirtaan on syytä varautua luiskakaltevuuteen 1:2,5. Mikäli ranta on nykyisellään selvästi loivempi, riittää verhouksen tekeminen. Kaikki tehdyt laskennat ja syvyysprofiilit on esitetty liitteenä olevalla CD:llä.

7.3.3 Harjunpäänjoki nykyisellä paikallaan

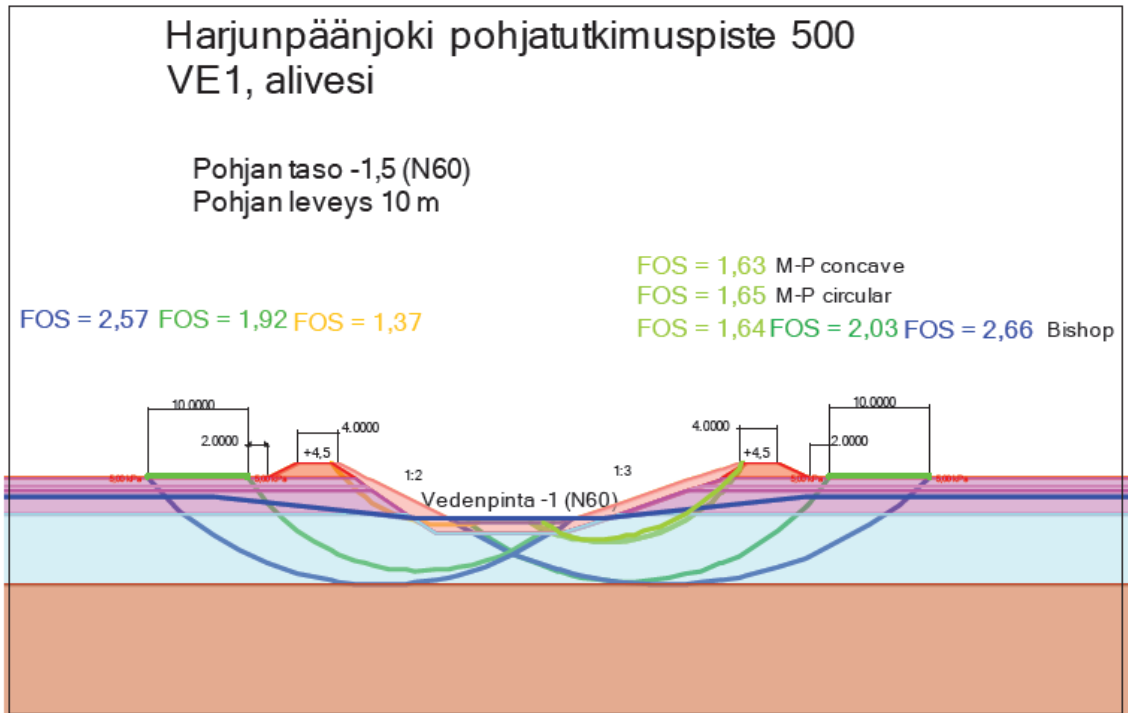
Harjunpäänjoen alaosan havaittiin olevan maaperältään pääosin savista silttiä. Harjunpäänjoen kohdalta on laskettu kaksi leikkausta pohjatutkimuspisteiden 400 ja 500 kohdalta. Piste 400 sijaitsee noin 400 metriä Harjunpäänjokea ylävirtaan kohdasta, jossa joki purkautuu Kokemäenjokeen. Piste 500 sijaitsee Harjunpäänjoen ja suunniteltujen uusien uomien risteyskohdassa. Tarkasteluissa on käytetty mukana talokuormaa 5 kPa noin 10 metrin matkalla alkaen 2 metriä padon reunasta. Alla on esitetty pisteen 500 laskentoja. Kuvassa 7.39 on esitetty pisteen 500 syvyysprofiili.



Kuva 7.39. Harjunpäänjoki, piste 500, syvyysprofiili.

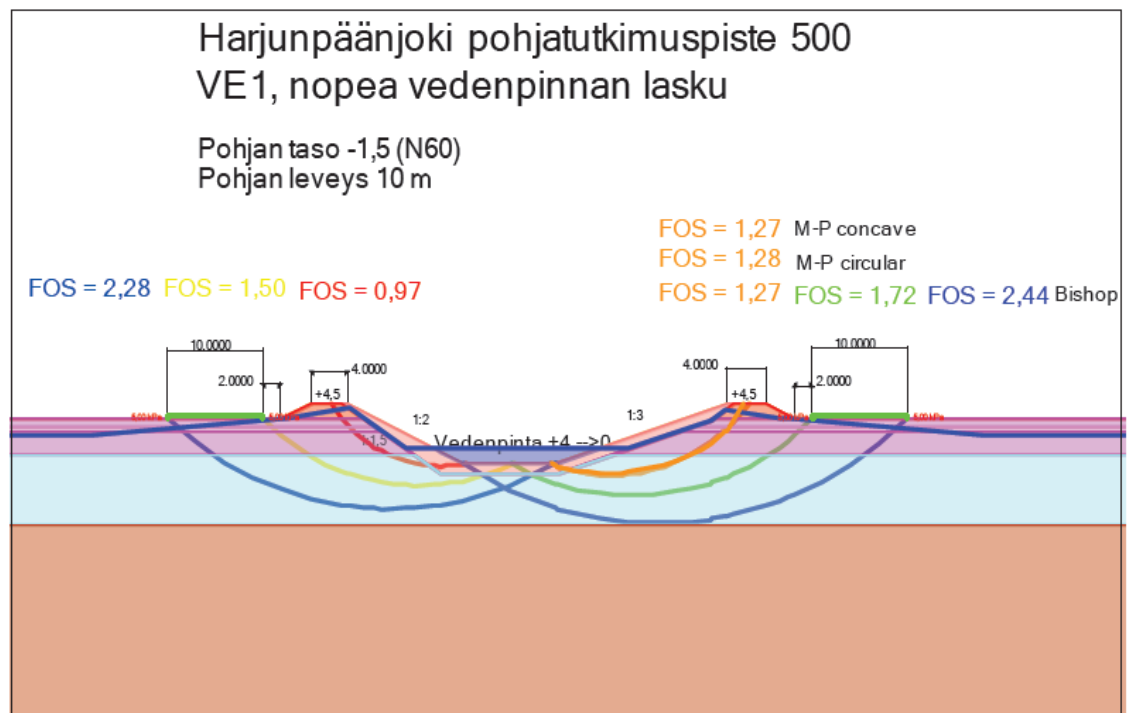
Syvyysprofiilissa esitetystä neljännessä geoteknisessä kerroksessa on käytetty kitkakulman lineaarista pienenemistä syvemälle mentäessä. Kerroksen yläpäässä kitkakulma on 30,3° ja kerroksen alapäässä 26°. Tähän päädyttiin, koska maalaji muuttuu neljännessä kerroksessa vähitellen savisesta siltistä laihaksi saveksi ilman selkeää kerrosrajaa. Parametrien määrittämisen mukaan suurin käytettävä kitkakulma saisi savella olla 26,0°.

Kuvassa 7.40 on esitetty pisteen 500 aliveden tilanteen varmuudet. Kuvissa vasemman puoleinen luiska on tarkasteltu kaltevuudella 1:2 ja oikean puoleinen kaltevuudella 1:3.



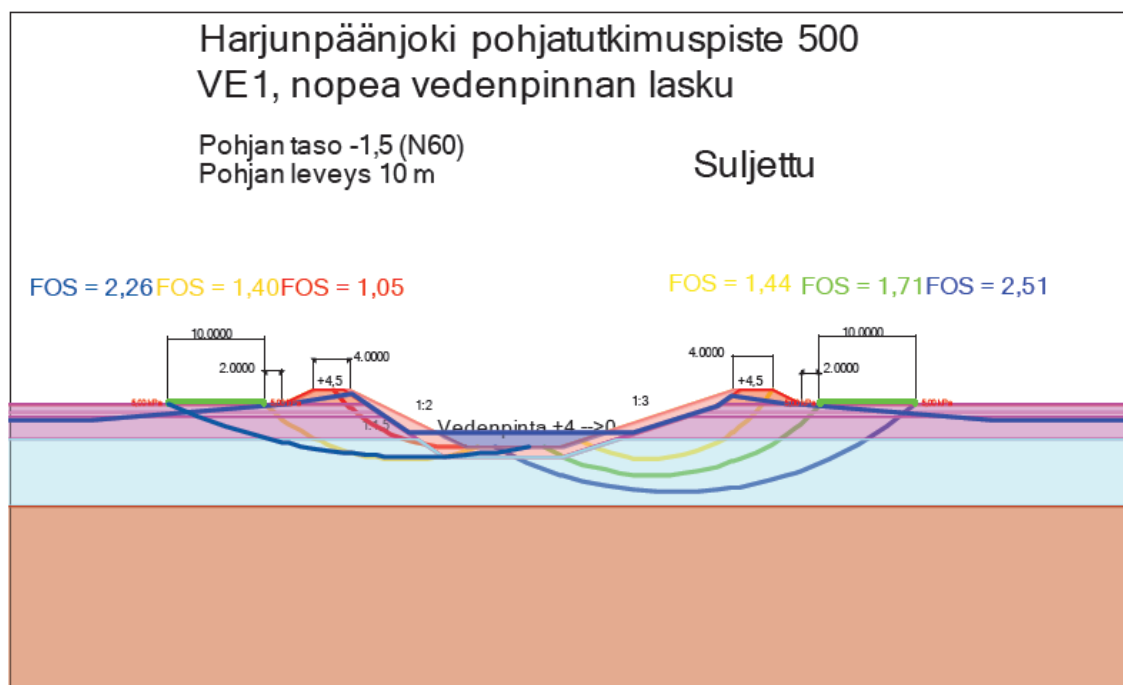
Kuva 7.40. Harjunpäänjoki, piste 500, VE1, pitkäaikainen alivesi, avoin tila, vasen luiska 1:2 ja oikea 1:3.

Aliveden tilanteessa luiska 1:3 on riittävä. Kuvassa 7.41 on esitetty vastaava vedenpinnan nopean laskun tilanne. Varmuus luiskalla 1:3 jää hivenen alle vaaditun 1,3:n.



Kuva 7.41. Harjunpäänjoki, piste 500, VE1, nopea vedenpinnan lasku, avoin tila, vasen luiska 1:2 ja oikea 1:3.

Vedenpinnan nopean laskun tilanne laskettiin vertailun vuoksi myös suljetun tilan menetelmällä siten, että savella käytettiin suljettua leikkauslujuutta. Suljetun leikkauslujuuden arvo määritettiin redusoiduista siipikairaustuloksista. Laskenta-arvona käytettiin alaspäin suurenevaa lujuutta siten, että savikerroksen yläpään 18 kPa:sta laskenta-arvo suurenee 2,28 kPa/m savikerroksen loppuun asti. Suljetun tilan menetelmällä saatiin hieman suurempia varmuuksia, joten savikerroksen kitkakulman määrittäminen lienee tilanteeseen sopiva ja varmallalla puolella. Suljetun tilan laskelma on esitetty kuvassa 7.42.



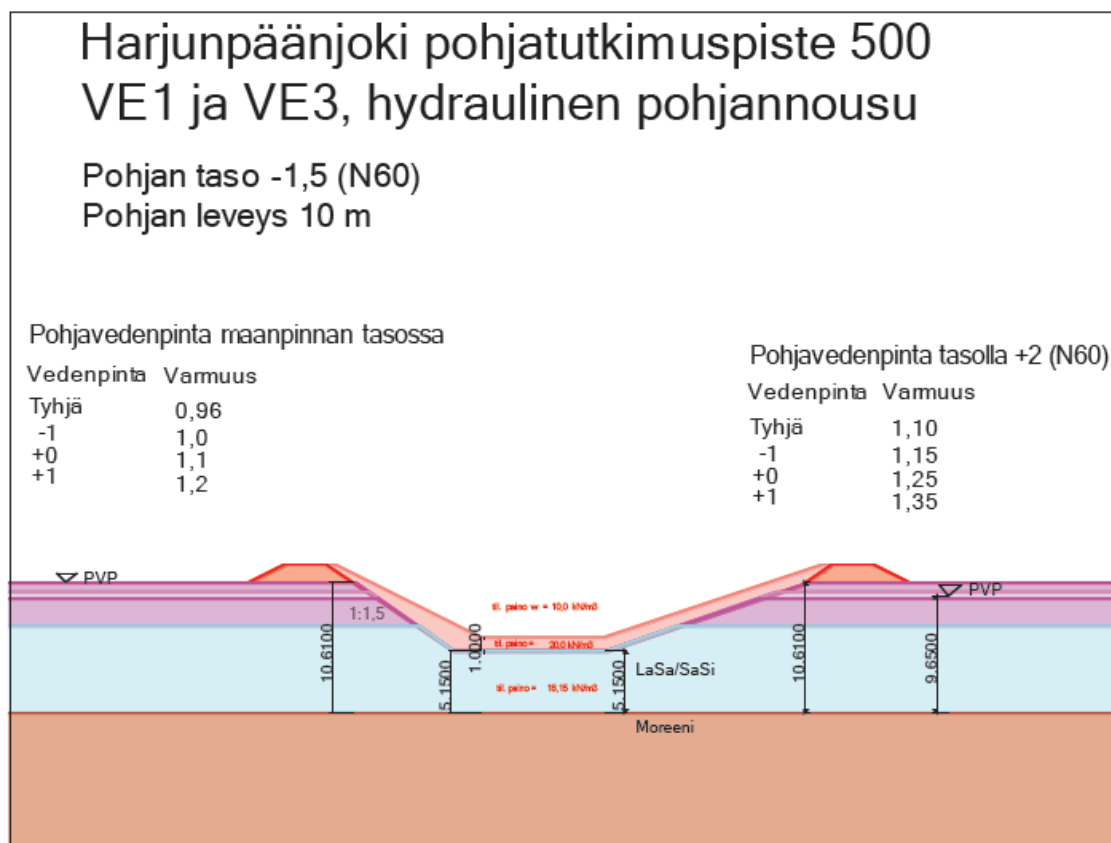
Kuva 7.42. Harjunpäänjoki, piste 500, VE1, nopea vedenpinnan lasku, suljettu tila, vasen luiska 1:2 ja oikea 1:3.

Edellä esitettyjen laskelmien mukaan luiskat tulee muotoilla hieman loivemmiksi kuin kaltevuuteen 1:3, mikäli padot pidetään rannassa. Mikäli padot siirretään etäämmäksi (tarkasteltu 15 metrin siirrolla) rannasta, näyttäisi luiskakaltevuus 1:2,5 olevan riittävä.

Myös pisteeltä 400 saatiin samanlaiset tulokset. Mikäli VE1 halutaan rakentaa nykyisen Harjunpäänjoen paikalle, tulee varautua vähintään luiskakaltevuuteen 1:3. Mikäli padot siirretään riittävän etäälle rannasta, riittää kaltevuus 1:2,5. Tämä tosin on monin paikoin mahdotonta rannoilla olevien rakennuksien vuoksi. Pisteiltä 400 ja 500 tehdyt laskelmat on esitetty liitteenä olevalla CD-levyllä.

Ongelmaksi pohjatutkimuspisteen 500 kohdalla muodostuu nosteen aiheuttama pohjanousun vaara. Moreenikerroksen havaittiin painokairausten perusteella olevan melko lähellä uoman pohjaa. Pohjavedenpinta oletettiin tarkasteluissa, paremman tiedon puuttuessa, maanpinnan tasolle ja tasolle +2. Mitoittavan pohjavedenpinnan selvittämiseksi on alueelle asennettu pohjavesiputkia kesällä 2009. Tähän mennessä suoritetuista ha-

vainnoista ei mitoittavaa pohjavedenpintaa pystytty luotettavasti määrittämään. Syyskuussa 2009 pohjavedenpinta oli tasolla +0,9. Sadanta tänä vuonna ei ole ollut kovin runsasta, joten mitoittava pohjavedenpinta lienee selvästi ylempänä.



Kuva 7.43. Varmuudet pohjannousua vastaan eri vesipinnoilla pohjavedenpinnan tason ollessa maanpinnassa tai tasolla +2.

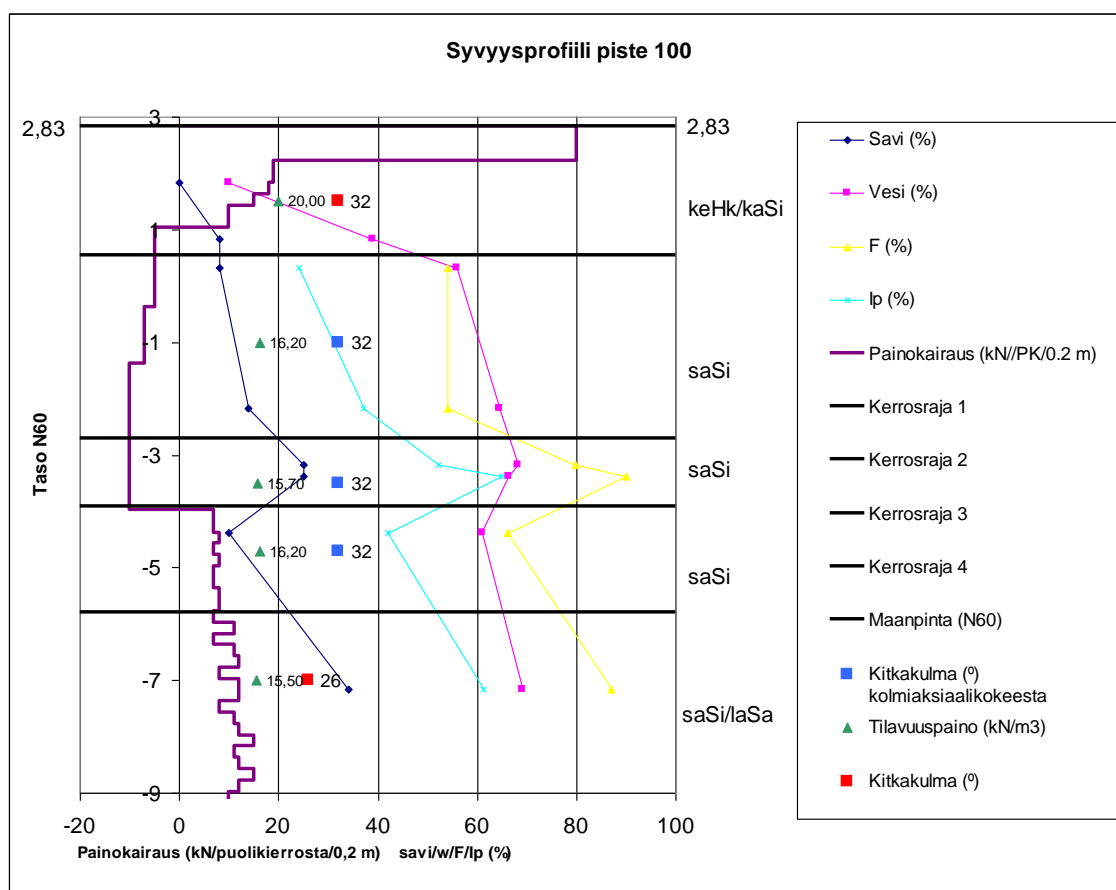
Varmuudet pohjannousua vastaan eri vesipinnoilla on esitetty kuvassa 7.43. Laskelmien mukaan mikäli pohjavedenpinta on maanpinnan tasossa, tulee vesi padottaa uomassa tasolle +1. Jos taas pohjavedenpinta on tasolla +2, riittää veden padottaminen siten, että vesipinta uomassa on aina tason -0,5 yläpuolella. Edellä esitetyt stabiliteetit aliveden tilanteessa parantuvat hieman, jos mitoittava ulkoinen vedenpinta padotetaan laskelmissa käytettyä aliveden tasoa yleemmäksi.

Aikaisemmin kuvassa 6.14 esitetty sortuma oli tapahtunut juuri pisteen 500 läheisyydessä. Sortuman liukupinta tuli joen pohjaan. Kuvan sortuman yksi aiheuttaja on voinut olla juuri pohjannoususta aiheutunut pohjan löyhtyminen. Tänä vuonna (2009) Harjunpäänjoen vedenpinta on ollut alimmillaan tasolla -0,5, joka antaisi pohjaveden pinnan ollessa maanpinnan tasossa varmuuden, joka on alle 1,0. Tämän perusteella pohjannousu on todellinen ongelma alueella ja tulee ottaa suunnittelussa huomioon.

7.3.4 Harjunpäänjoen kääntö etelään Sunniemessä

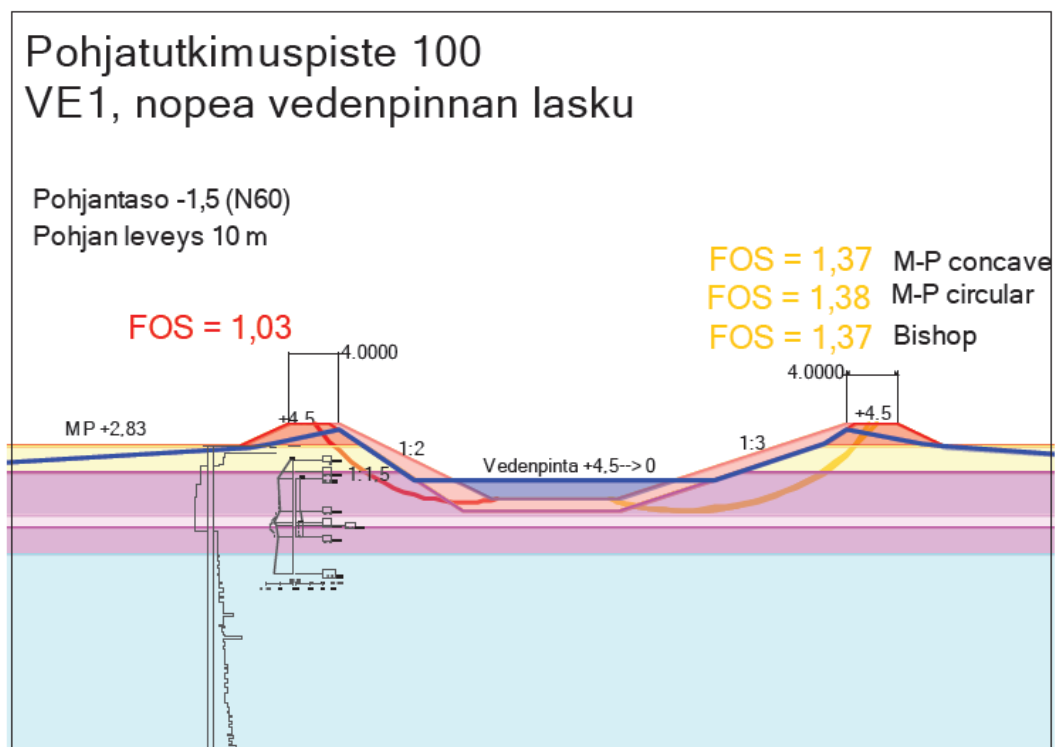
Tämän vaihtoehdon totuttamiskelpoisuutta tutkittiin pohjatutkimuspisteiltä 100, 200 ja 500 johdetuilla parametreilla kyseisten tutkimuspisteiden kohdalta laskettuna. Maaperä on alueella pääosin savista silttiä. Syvemmälle mentäessä havaittiin paikoin myös laihaa savea. Pisteiden 500 osalta ratkaisut ovat samanlaiset kuin edellä esitettyssä Harjunpäänjoen leikkauksessa, jossa on käytetty pisteen 500 parametreja. Myös varmuudet pohjannousua vastaan ovat samat. Alueen laskennoissa on käytetty avoimen tilan parametreja.

Esimerkkinä alueelta on esitetty laskelmat ja syvyysprofiili suunnitellulta uomalta pisteen 100 kohdalta. Pisteeltä 100 tutkittiin häiriintymättömät näytteet. Pisteiden 100 kitkakulman laskenta-arvona on käytetty kolmiakσιαalikokeesta saatua arvoa niillä syvyyksillä, joiden näytteistä koe tehtiin. Muille syvyyksille on kitkakulmat määritetty, kuten parametrien määrittämisen yhteydessä kerrottiin. Kuvassa 7.44 on esitetty pisteen 100 syvyysprofiili.



Kuva 7.44. Sunniemi, piste 100, syvyysprofiili.

Kuvassa 7.45 on esitetty pisteen 100 vedenpinnan nopean laskun tilanne. Kuvassa on vasen luiska tarkasteltu kaltevuudella 1:2 ja oikea kaltevuudella 1:3. Varmuus saadaan riittäväksi luiskalla 1:3.



Kuva 7.45. Harjunpäänjoen käänkö Sunniemessä, piste 100, VE1, nopea vedenpinnan lasku, vasen luiska 1:2 ja oikea 1:3.

Padot siirrettyinä etäämmäksi tarvitaan luiskakaltevuus 1:2,5. Aliveden varmuudet olivat myös em. kaltevuuksilla riittävät.

Pisteiden 200 ja 500 kohdilla tarvitaan luiskakaltevuus 1:3, jos padot ovat rannassa. Pisteiden 200 kohdalla varmuus luiskalla 1:3 ei tosin aivan ole riittävä vedenpinnan nopean laskun tilanteessa. Tällä kohtaa on kuitenkin tilaa siirtää patoa hieman etäämmäksi rannasta, jolla varmuus saadaan riittäväksi. Mikäli padot siirretään etäämmäksi (tarkasteluissa 15 m), uoman luiskien kaltevuudeksi riittää 1:2,5. Kaikkien pisteiden laskennat on esitetty liitteenä olevalla CD-levyllä.

Suunnitellun uoman yläpäässä pisteen 500 lähistöllä on varauduttava nosteen aiheuttamaan pohjannousuun. Vesi on padotettava ylemmäksi kuin on alustavasti suunniteltu. Pohjannousun laskelmat ovat samanlaiset kuin kohdassa 7.33. Jatkosuunnittelussa tulee laskea tarkemmin nosteen aiheuttaman pohjannousun mahdollisuus pitkäaikaisten pohjavesihavaintojen perusteella.

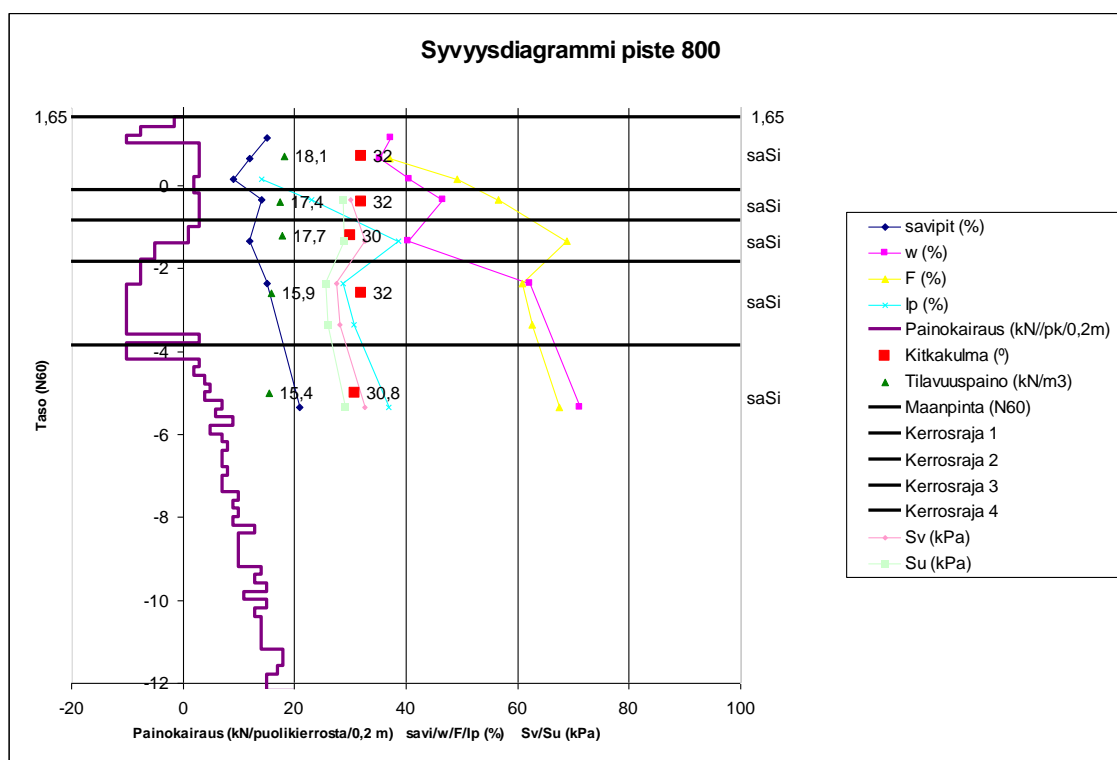
7.3.5 Harjunpäänjoen joen kääntö kaupungin pohjoispuolelta

VE1 ja VE3 olisivat rakenteiltaan tässä kohtaa samanlaiset, joten laskennat esitetään vain tässä yhteydessä.

Suunniteltu uoma sijoittuu Ruosniemessä ja Toejoella pohjatutkimuspisteiden 500, 700, 800 ja 900 perusteella savisen siltin alueelle. Pisteeltä 900 suunniteltua uomaa alavirtaan alkaa savialue, josta on tehty tutkimuksia Hyvelässä pisteiltä 1100 ja 1200. Toukariilla pisteiden 1400, 1500, 1600, 1700 ja 1800 perusteella maaperä on jälleen savista silttiä. Moreeni on tällä alueella ylempänä. Krootilassa uoman loppupäässä pisteiden 1900 ja 2000 perusteella maaperä on jälleen savea. Stabiiliteetin kannalta heikoimmat kohdat ovat savialueella Hyvelässä ja Krootilassa.

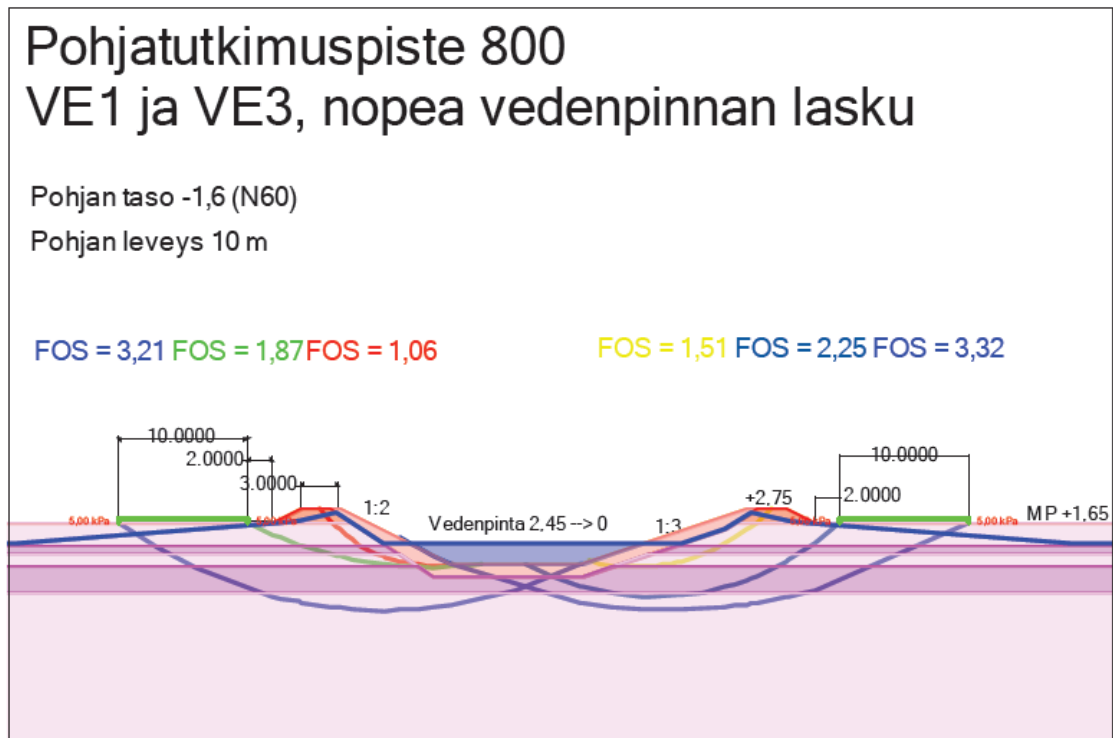
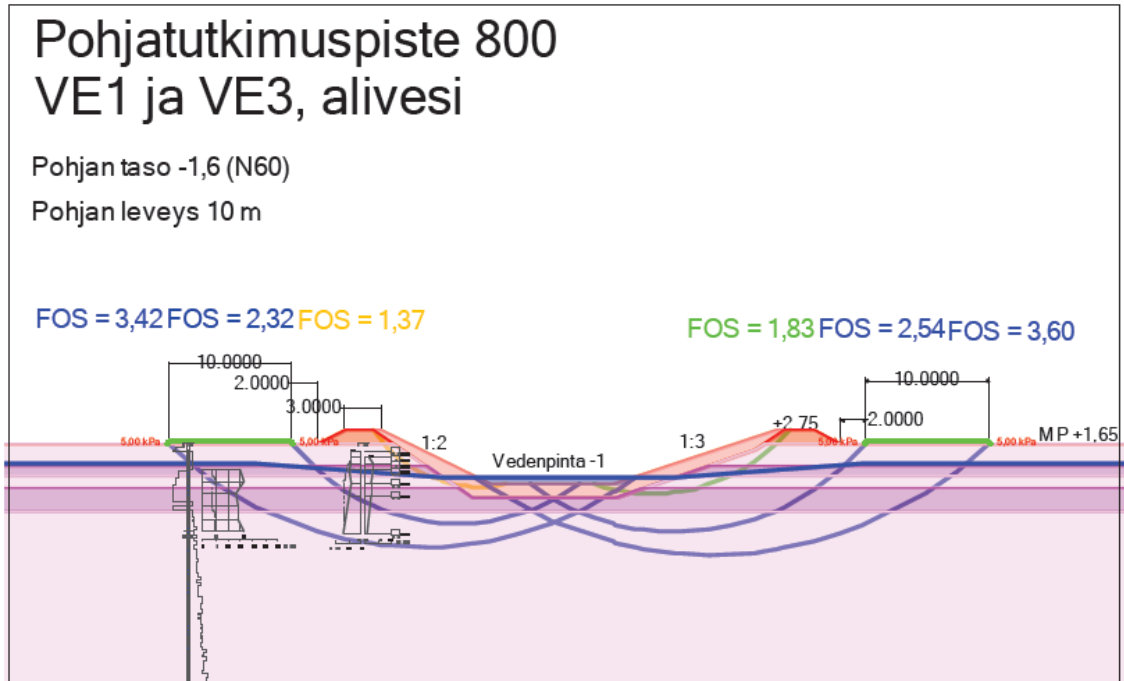
Ruosniemi ja Toejoki

Ruosniemen ja Toejoen alueelta laskettiin stabiiliteetit pisteiden 500, 700, ja 800 kohdilta. Esimerkkinä on esitetty pisteen 800 laskentatuloksia. Pisteen 800 syvyysprofiili on esitetty kuvassa 7.46. Muiden pisteiden laskennat syvyysprofiileineen ovat nähtävissä liitteenä olevalla CD-levyllä.



Kuva 7.46. Ruosniemi, piste 800, syvyysprofiili

Pisteen 800 tarkasteluissa on otettu huomioon myös talokuoma 5 kPa noin 2 metriä padon reunasta, koska lähistöllä on rakennuksia. Kuvassa 7.47 on esitetty ylhäällä pisteen 800 aliveden tilanne, ja alhaalla vedenpinnan nopean laskun tilanne. Laskennat tehtiin luiskakaltevuudella 1:2, kuvissa vasen luiska, ja luiskakaltevuudella 1:3, kuvissa oikea luiska.



Kuva 7.47. Ruosniemi, Harjunpäänjoen käänntö kaupungin pohjoispuolelta, piste 800, VE1 ja VE3, pitkäaikaisen aliveden tilanne ylhäällä ja nopea vedenpinnan laskun tilanne alhaalla, vasen luiska 1:2 ja oikea 1:3.

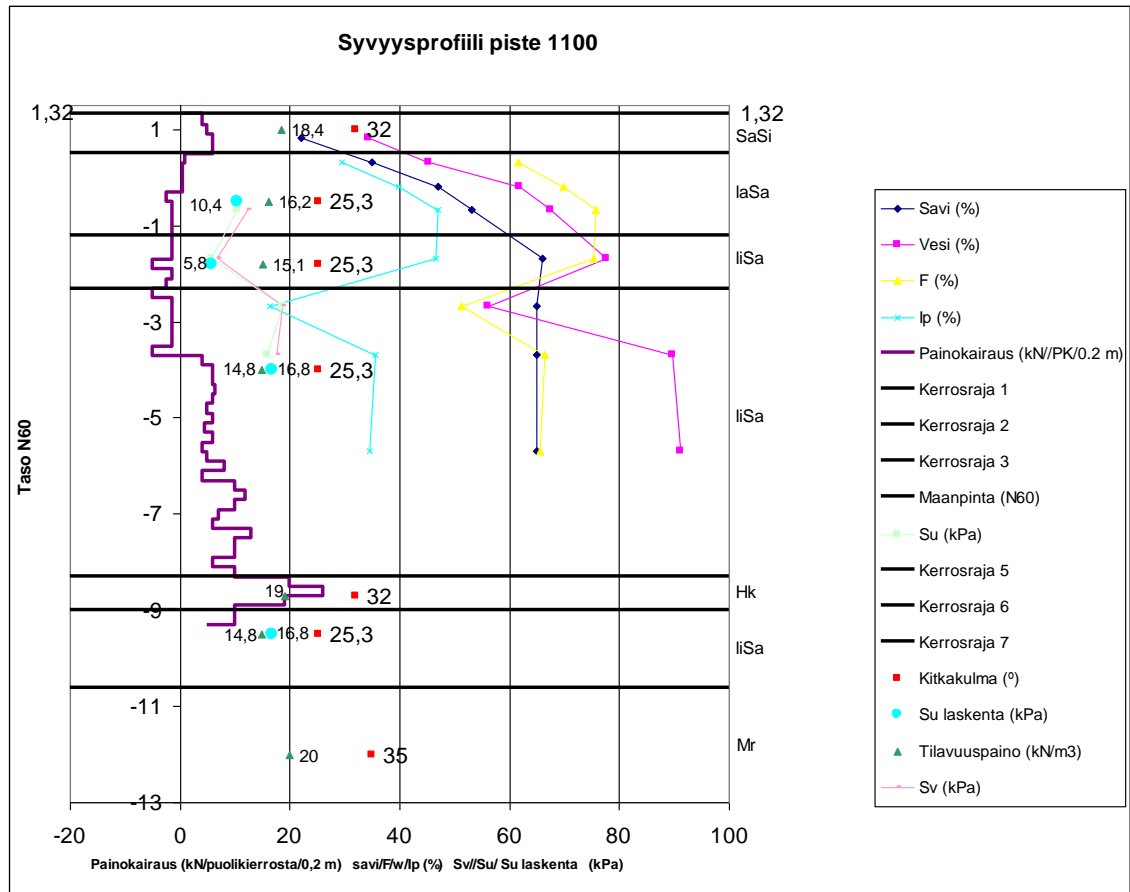
Kuvasta huomataan luiskakaltevuuden 1:2 olevan riittämätön. Luiska kaltevuudella 1:3 varmuus on molemmissa mitoitustilanteissa selvästi riittävä. Tämän perusteella on syytä varautua luiskaan 1:2,5. Myös padot siirrettyinä rannasta tarvitaan luiskan kaltevuus 1:2,5. Samanlaisiin ratkaisuihin päädyttiin myös pisteiden 500, ja 700 laskennoissa.

Aivan uoman yläpäässä, lähellä pohjatutkimuspistettä 500, tulee ottaa huomioon nosteen aiheuttama pohjannousun vaara. Maanpinta on hieman korkeammalla kuin Harjunpäänjoen ja Sunniemeen suunnitellun Harjunpäänjoen käännön alueelta edellä esitetyissä laskelmissa. Näin ollen pohjannousun ehkäisemiseksi tulee alustavasti varautua padottamaan vesi ylemmäksi tai miettiä muita ratkaisuja. Mikäli pohjavedenpinta on maanpinnan tasossa, tulee vesi padottaa vähintään tasolle +1,3. Jos pohjavesi on tasolla +2 riittää vedenpadotus tasolle -0,2. Jatkosuunnittelussa tulee laskea tarkemmin nosteen aiheuttaman pohjannousun mahdollisuus pitkäaikaisten pohjavesihavaintojen perusteella.

Hyvelä

Toejoesta Hyvelän alueelle siirryttäessä maaperä muuttuu savisesta siltistä saveksi. Pohjatutkimuspisteestä 1100 tehtyjen tutkimusten mukaan maanpinnassa on ohut silttikerros, jonka jälkeen hieman laihaa savea ja tämän jälkeen lihavaa savea. Moreenikerros on noin 12 metrin syvyydessä. Pisteestä 1100 syvyysprofiili on esitetty kuvassa 7.48.

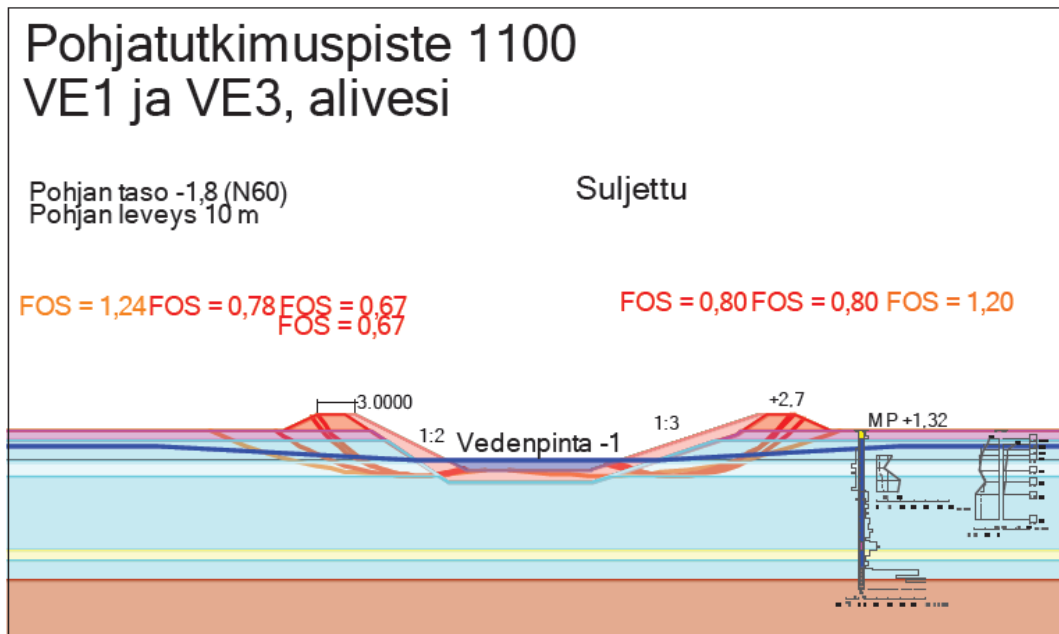
Suurimmaksi ongelmaksi stabiliteetin kannalta nousee syvyysprofiilissa oleva lihavan saven kerros, joka alkaa noin 3 metrin syvyydellä maanpinnasta. Suljettu leikkauslujuus on tässä kerroksessa vain 5,8 kPa. Tämän yläpuolella suljettu leikkauslujuus on noin 10 kPa ja alla olevassa savessa noin 17 kPa. Kyseinen heikko kerros saattaa olla jokin vanha ja aikanaan pehmeällä maalla täytynyt joenuoma. Viitteitä näistä vanhoista uomista on saatu aikaisemmin tiesuunnittelun yhteydessä. Kyseisiin heikkoihin kerroksiin on siis syytä varautua uomia suunniteltaessa. Syvyysprofiilista huomataan lisäksi syvemmällä hienousluvun olevan pienempi kuin vesipitoisuuden, minkä vuoksi häiriintyneenä savi on juoksevassa tilassa ja sortumat näin mahdollisesti laajempia.



Kuva 7.48. Hyvelä, piste 1100, syvyysprofiili

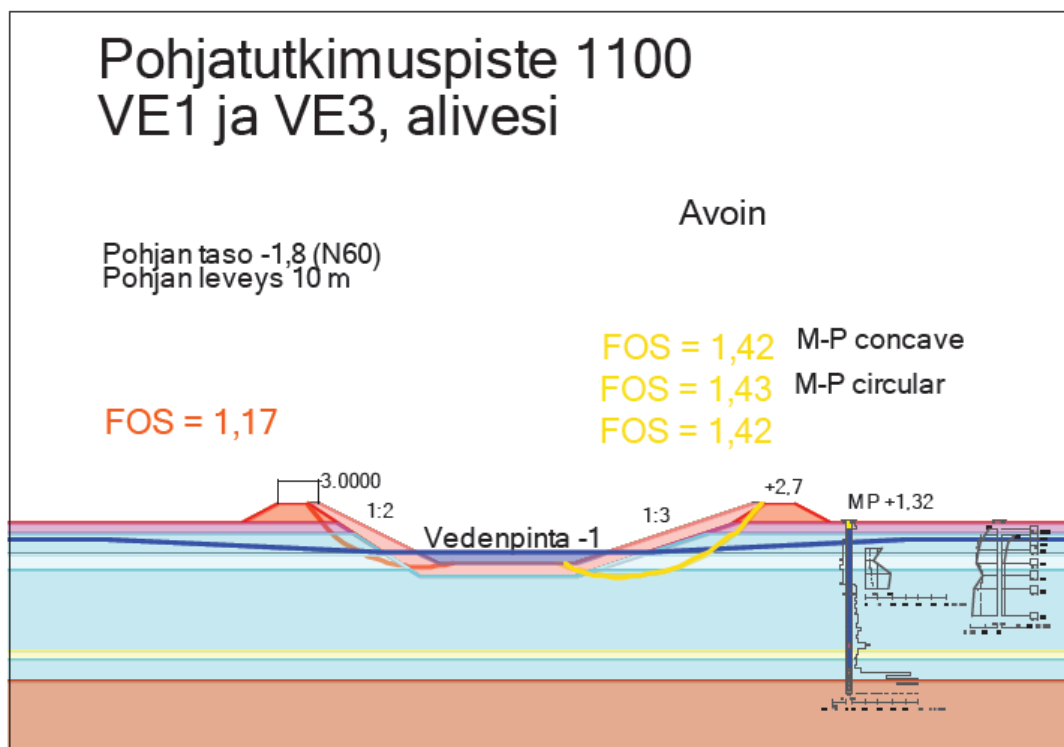
Pisteen 1100 laskennat suoritettiin sekä suljetun tilan että avoimen tilan parametreilla. Edellä mainitun heikon savikerroksen vuoksi suljetun tilan laskennoilla saatiin selvästi pienempiä varmuuksia. Avoimen tilan kittakulma ei määrittysten mukaan ole vastaavasti kyseisessä kerroksessa pieni. Kittakulman pienentymistä eivät tue hienousluvun, savipitoisuuden eivätkä vesipitoisuuden arvot. Kyseisessä heikossa kerroksessa voi olla vielä konsolidaatio käynnissä, jolloin avoimen tilan laskennat eivät ole kuvaavia. Havaittu pieni suljettu leikkauslujuus perustuu vain yhteen siipikairaushavaintoon. Suljetun ja avoimen tilan laskelmien tulokset eroavat suuresti toisistaan. Alueelta olisi tehtävä lisää pohjatutkimuksia, jotta varmistuttaisiin kyseisen heikon kerroksen olemassaolosta. Ilman kyseisestä kerroksesta tehtyä yhtä pientä siipikairaushavaintoa stabiliteetit suljetussa tilassa olisivat huomattavasti paremmat.

Kuvassa 7.49 on esitetty pisteeltä 1100 tehty suljetun tilan laskelma. Pisteen 1100 tarkasteluissa oli aliveden tilanne mitoittavampi. Vedenpinnan nopean laskun tarkastelut ovat nähtävissä liitteenä olevalla CD-levyllä.



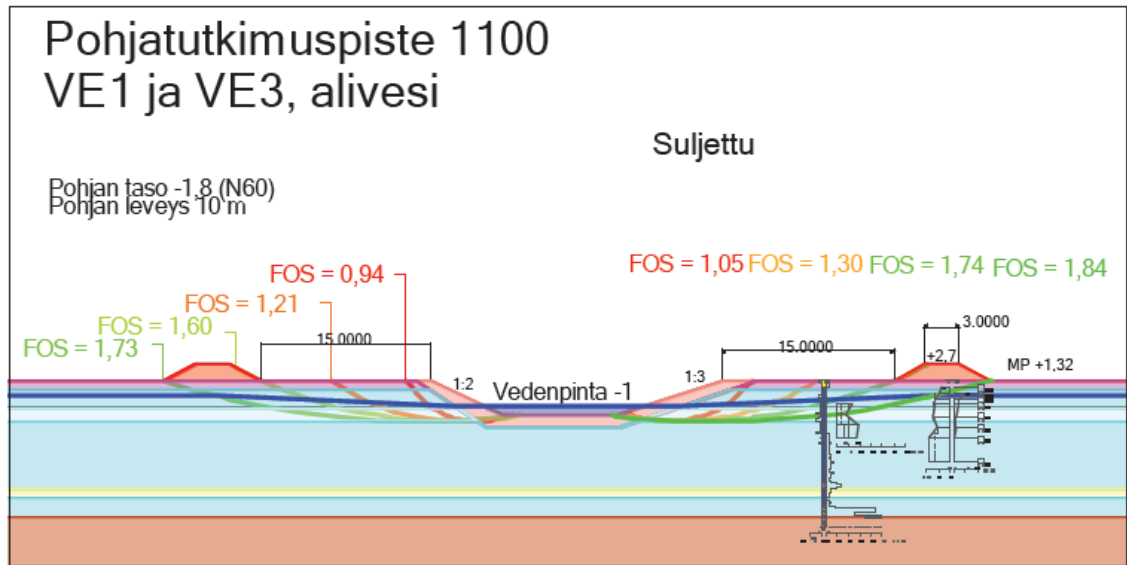
Kuva 7.49. Harjunpäänjoen käänkö kaupungin pohjoispuolelta, piste 1100, Hyvelä, VE1 ja VE3, pitkäaikainen alivesi, suljettu tila, vasen luiska 1:2 ja oikea 1:3.

Kuvasta havaitaan, että varmuus on selvästi alle yhden vielä luiskalla 1:3. Vaarallisimmat liukupinnat kulkevat juuri heikon savikerroksen läpi. Vastaava avoimen tilan tarkastelu on esitetty kuvassa 7.50. Varmuuksien huomataan olevan selvästi suurempia.



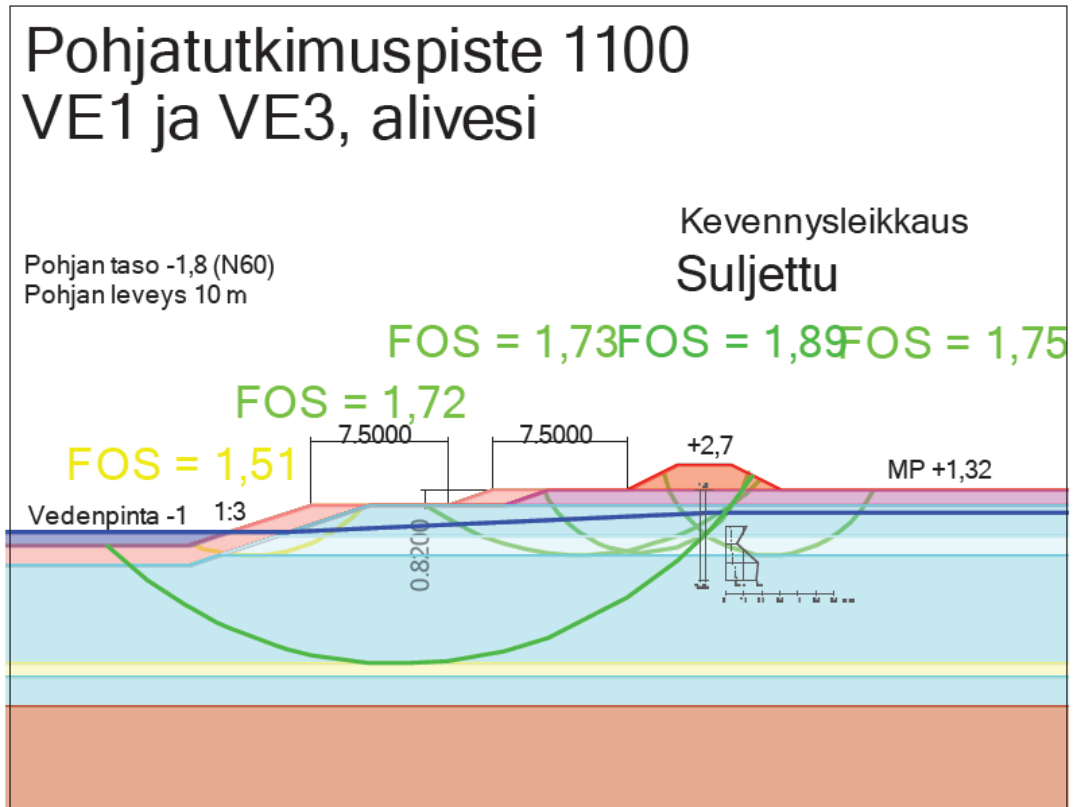
Kuva 7.50. Harjunpäänjoen käänkö kaupungin pohjoispuolelta, piste 1100, Hyvelä, VE1 ja VE3, pitkäaikainen alivesi, avoin tila, vasen luiska 1:2 ja oikea 1:3.

Kuvasta 7.49 ja 7.50 havaitaan, että uomaa ei voida tässä kohdin toteuttaa padot rannassa vaan padot on siirrettävä etämmäksi. Kuvasta 7.51 havaitaan, ettei suljetun tilan parametreilla laskettaessa saada padon siirtämiselläkään riittävää varmuutta.



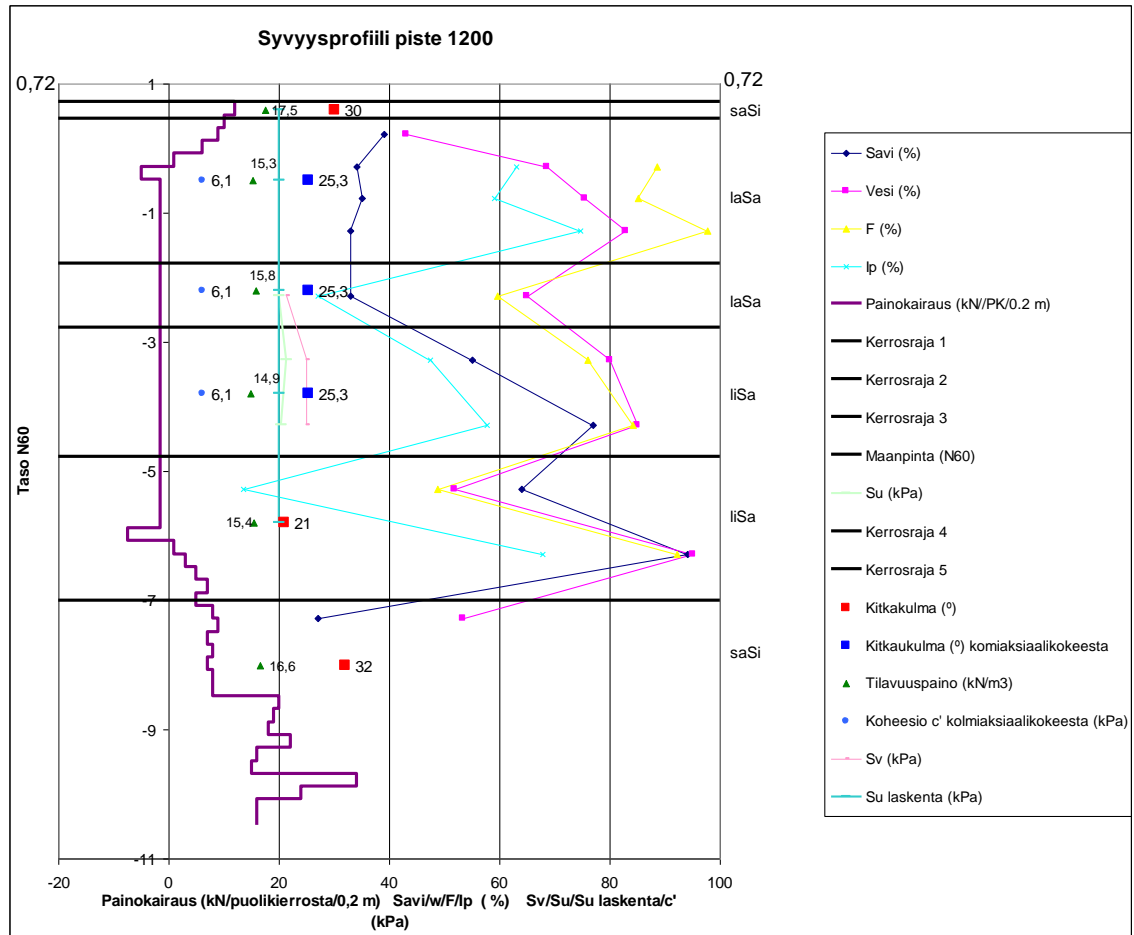
Kuva 7.51. Harjunpäänjoen käänntö kaupungin pohjoispuolelta, piste 1100, Hyvelä, VE1 ja VE3, pitkäaikainen alivesi, suljettu tila, padot siirretty, vasen luiska 1:2 ja oikea 1:3.

On siis varauduttava loiventamaan uoman luiskia lisää tai tekemään esimerkiksi kevennysleikkaus, josta on esimerkki kuvassa 7.52. Tällöin varmuus saadaan riittäväksi. Myös muissa mitoittavissa tilanteissa varmuus on kuvan 7.52 ratkaisulla riittävä. Padon kuivan luiskan stabiilitetti tarkistettiin heikon savikerroksen vuoksi myös HW - tilanteessa eli mitoittavan yliveden tilanteessa, jolloin padon kuivalla luiskalla on suurin vaara sortua. Varmuus oli kuvan ratkaisulla riittävä.



Kuva 7.52. Harjunpäänjoen käänkö kaupungin pohjoispuolelta, piste 1100, Hyvelä, VE1 ja VE3, pitkäaikainen alivesi, suljettu tila, pato siirretty, kevennysleikkaus..

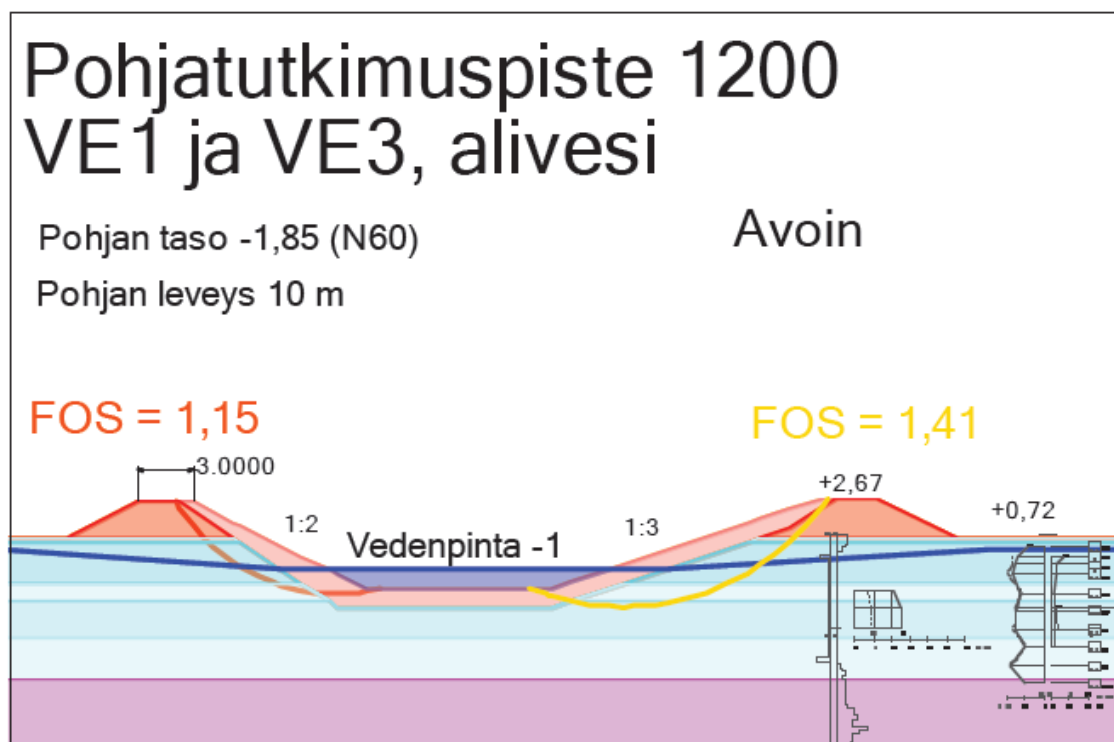
Suunniteltua uoma pisteeltä 1100 alavirtaan päin pisteeltä 1200 Hyvelästä tutkittiin häiriintymättömät näytteet. Piste 1200 syvyysprofiili on esitetty kuvassa 7.53. Piste 1200 suljettu leikkauslujuus oli noin 20 kPa, eikä siipikairaushavainnoista ollut havaittavissa samanlaista heikkoa kerrosta kuin pisteellä 1100. Syvyysprofiilista havaitaan hienousluvun olevan pienempi kuin vesipitoisuuden, minkä vuoksi mahdolliset sortumat voivat olla laajempia.



Kuva 7.53. Hyvelä, piste 1200, syvyysprofiili.

Pisteen 1200 kohdalta tehtiin laskelmat kolmiaksiaalikoikeista saaduilla avoimen tilan parametreilla. Leikkaukset laskettiin niin, että kolmiaksiaalikoikeista määritetty koheesio oli mukana ja siten, että koheesio arvona oli nolla. Lisäksi laskettiin suljetun tilan parametreilla suljettua leikkauslujuutta käyttäen.

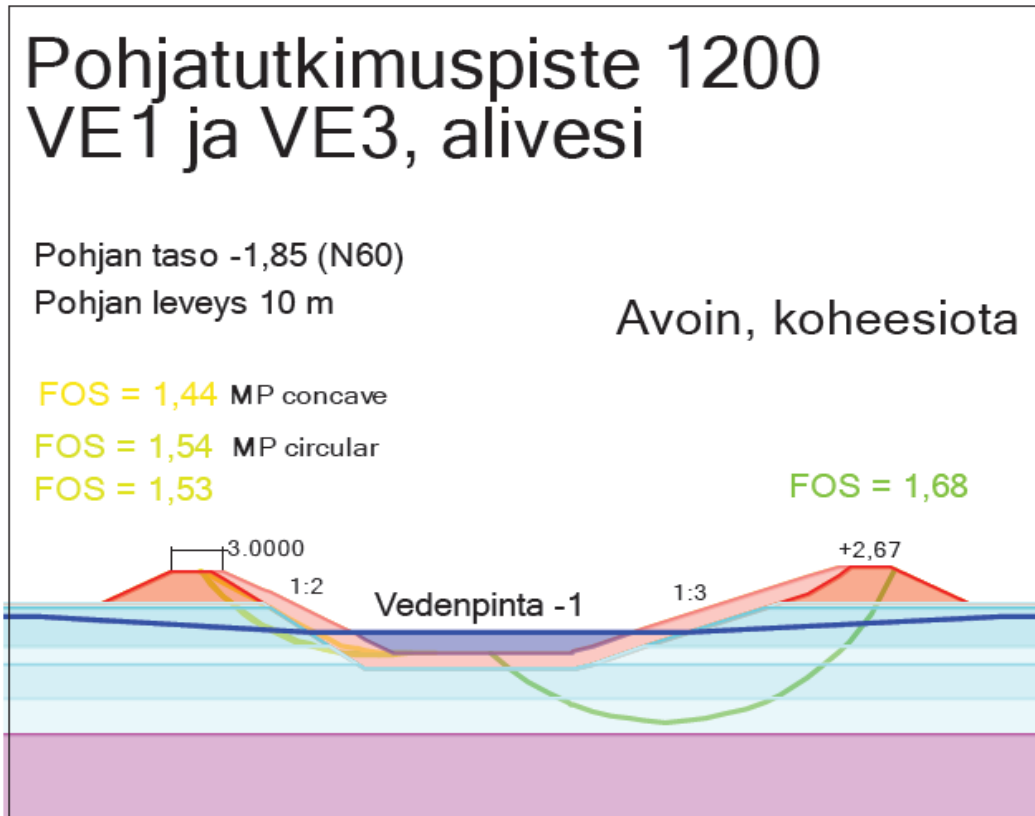
Laskennoissa aliveden tilanne oli pääsääntöisesti mitoittavin. Kuvassa 7.54 on esitetty avoimen tilan parametreilla ilman koheesiot laskettu tulos. Kuvan perusteella on luisakaltevuus 1:3 riittämätön.



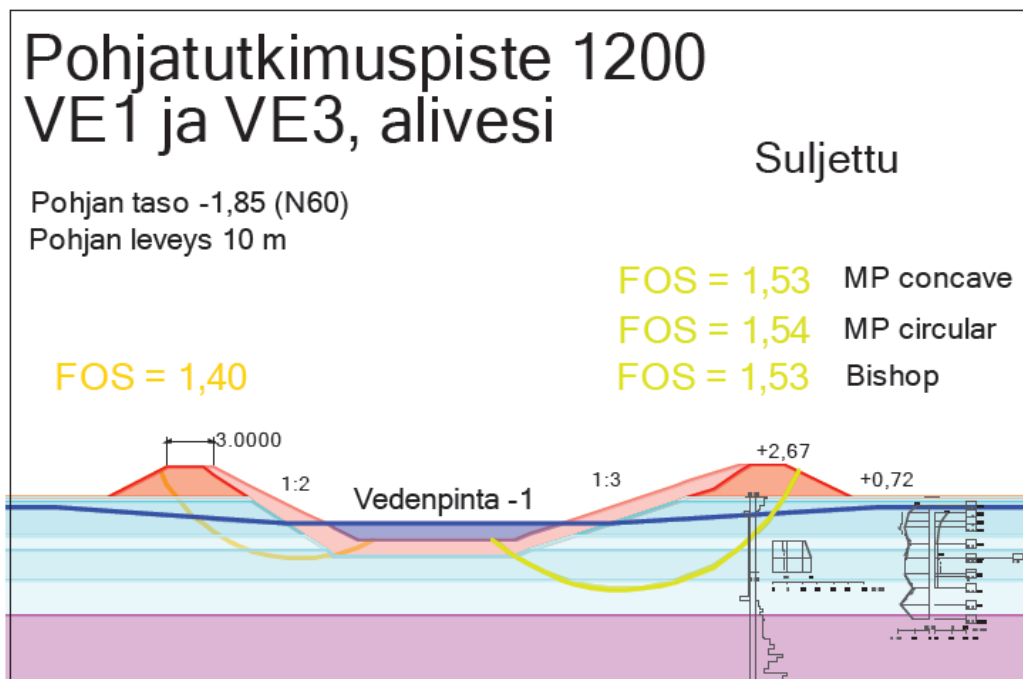
Kuva 7.54. Harjunpäänjoen kääntö kaupungin pohjoispuolelta, piste 1200, Hyvelä, VE1 ja VE3, pitkäaikainen alivesi, avoin tila, vasen luiska 1:2 ja oikea 1:3.

Kuvassa 7.55 on esitetty vastaava tilanne laskettuna avoimen tilan parametreilla siten, että koheesion laskenta-arvo on annettu niille syvyyksille, joista se kolmiaksaalikokeissa määritettiin. Kuvasta huomataan varmuuksien kasvavan selvästi.

Kuvassa 7.56 on esitetty sama tilanne laskettuna suljetun tilan menetelmällä. Varmuuk-
sien huomataan olevan hieman paremmat kuin pelkällä kitkakulmalla tarkasteltaessa
mutta huonommat kuin tarkastelussa, jossa oli mukana koheesiota.



Kuva 7.55. Harjunpäänjoen käänkö kaupungin pohjoispuolelta, piste 1200, Hyvelä, VE1 ja VE3, pitkäaikainen alivesi, avoin tila, koheesiota mukana, vasen luiska 1:2 ja oikea 1:3.



Kuva 7.56. Harjunpäänjoen käänkö kaupungin pohjoispuolelta, piste 1200, Hyvelä, VE1 ja VE3, pitkäaikainen alivesi, suljettu tila, vasen luiska 1:2 ja oikea 1:3.

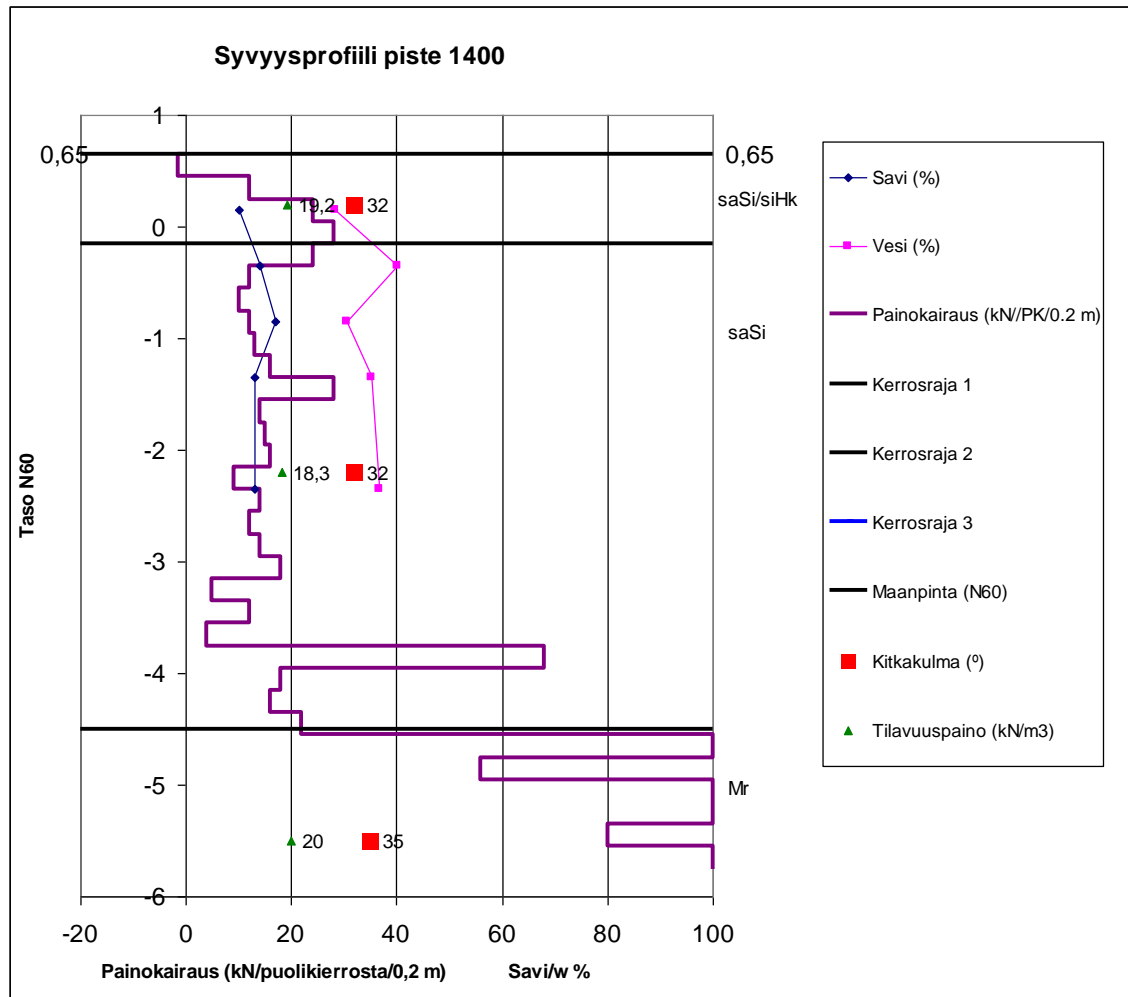
Vain pelkällä kitkakulmalla tarkasteltuna kaltevuus 1:3 luiskassa ei siis aivan riitä. Sama on tilanne myös vedenpinnan nopean laskun tilanteessa. Vaikka kolmiaksaaliko-keesta on määritetty koheesiota, voi se suurilla muodonmuutoksilla hävitä. Lisäksi mää- ritys on tehty vain yhden tutkimuspisteen yhden kokeen perusteella. Edellä mainittujen syiden vuoksi on luotettavampaa varautua siihen, että todellisessa mitoitus-tilanteessa koheesiota ei välttämättä ole paljon. Näin ollen tarkastelu, jossa on käytetty vain kitka- kulmaa, pitää ottaa rakenteita mitoittaessa huomioon.

Pisteen 1200 kohdalla on syytä varautua loivempaan luiskaan kuin 1:3, mikäli padot rakennetaan rantaan. Mikäli patoa siirretään hieman rannasta, saadaan varmuus riittä- väksi kaikilla mitoitusmenetelmillä.

Toukari ja Krootila

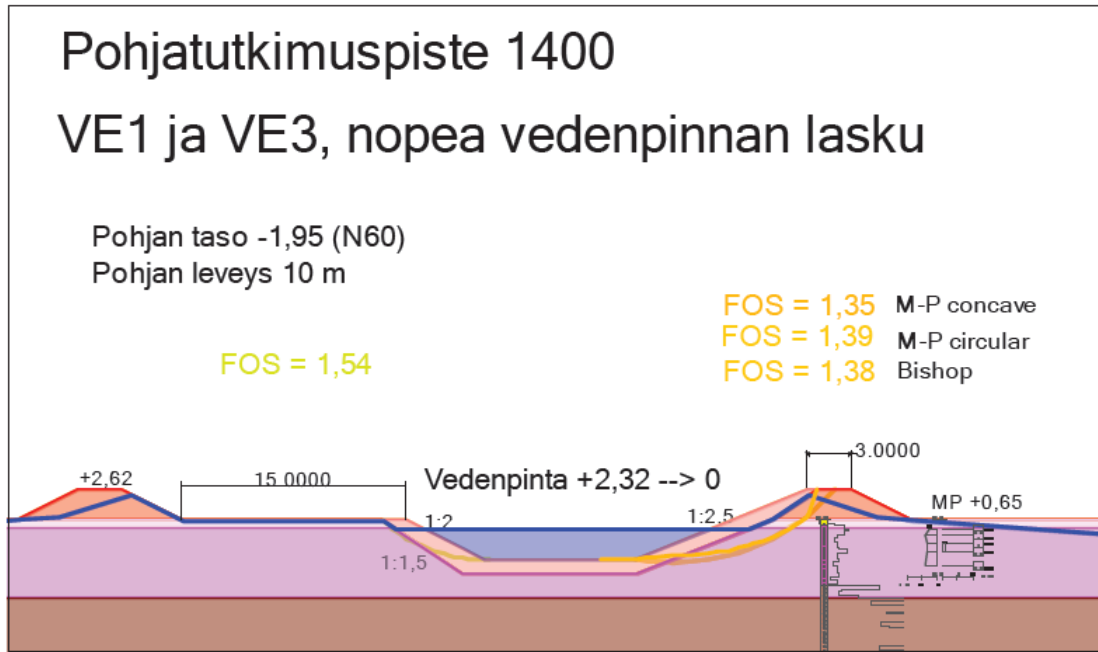
Pohjatutkimuspiste 1300 Hyvelän ja Toukarin välimaastossa on painokairauksen perus- teella savea. Toukarilla pisteillä 1400, 1500, 1800 maaperä on savista silttiä, jonka ala- puolella on moreenia. Moreeni on täällä lähempänä pintaa kuin Sunniemessä. Pisteellä 1600 ja 1700 moreeni on hieman syvempänä. Suunniteltua uomaa alavirtaan, Krootilas- sa, maaperä on savea pohjatutkimuspisteen 2000 perusteella. Pisteet 1600, 1800, 1900 ja 2000 sijaitsevat suunnitellulla linjalla, jossa uoma purkautuisi Kokemäenjokeen vasta Krootilassa. Piste 1700 sijaitsee taas suunnitellulla linjalla, josta uoma purkautuisi Ko- kemäenjokeen vanhan kaatopaikan pohjoispuolella Toukarilla.

Esimerkkinä yllä mainituista on savisen siltin alueelta esitetty pohjatutkimuspisteen 1400 laskelmat. Pisteen 1400 syvyysprofiili on esitetty kuvassa 7.57. Hienouslukua ei tältä pisteeltä määritetty, joten kitkakulmat arvioitiin painokairausvastuksen, savipitoi- suuden ja vesipitoisuuden avulla.

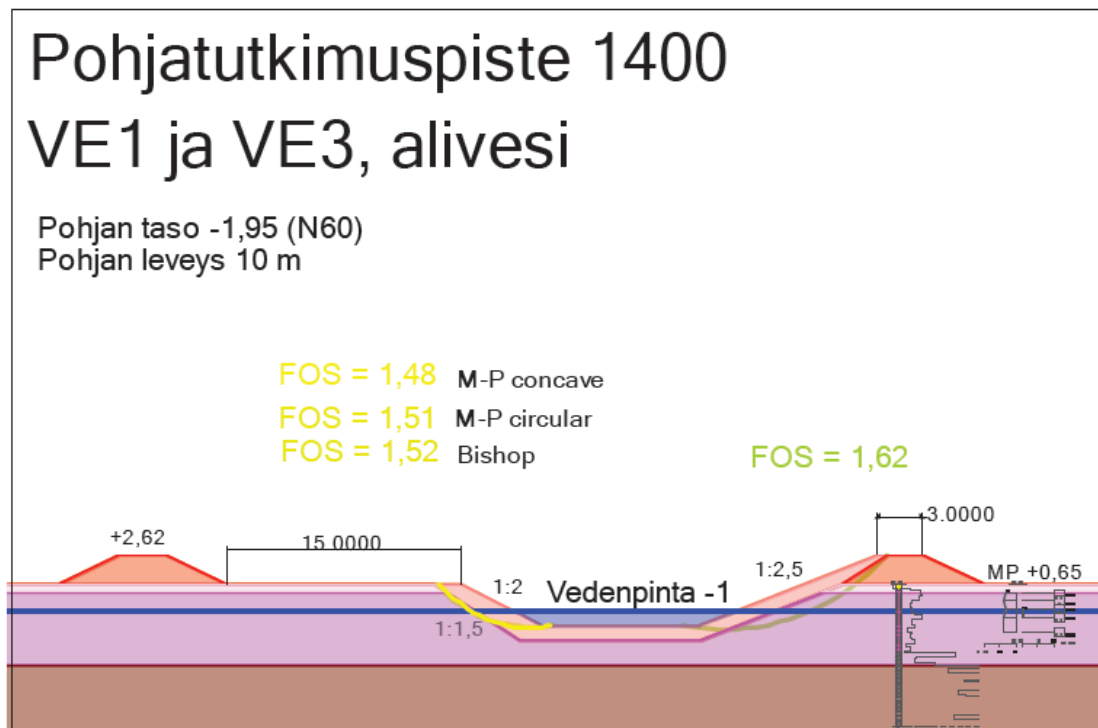


Kuva 7.57. Toukari, piste 1400, syvyysprofiili.

Laskelmat on tehty avoimen tilan parametreilla. Kuvassa 7.58 on esitetty vedenpinnan nopean varmuudet ja kuvassa 7.59 aliveden tilanteen varmuudet. Kuvissa vasemmalla puolella on esitetty tilanne, jossa patoa on siirretty rannasta ja oikealla puolella tilanne, jossa pato on rannassa ja luiskakaltevuus on 1:2,5.



Kuva 7.58. Harjunpäänjoen käänntö kaupungin pohjoispuolelta, piste 1400, Toukari, VE1 ja VE3, nopea vedenpinnan lasku, vasemmalla pato siirretty ja luiska 1:2 ja oikealla pato rannassa ja luiska 1:2,5.



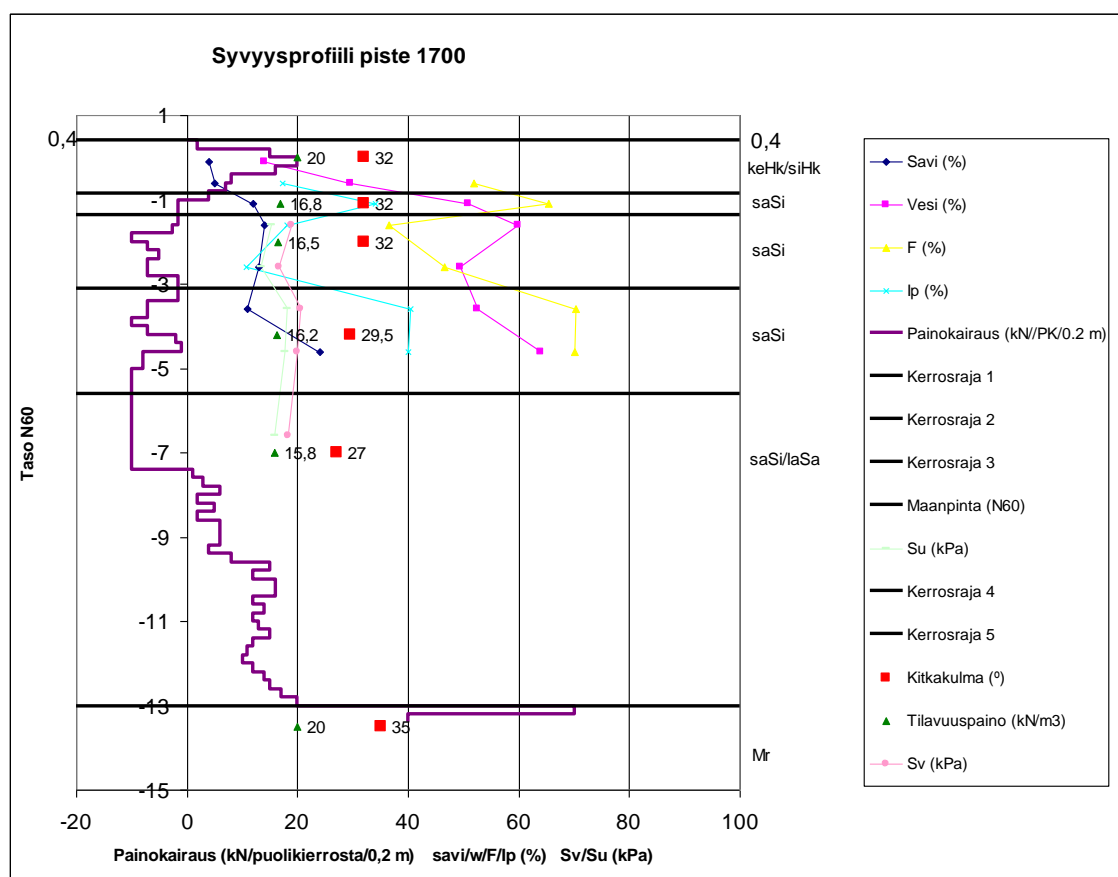
Kuva 7.59. Harjunpäänjoen käänntö kaupungin pohjoispuolelta, piste 1400, Toukari, VE1 ja VE3, pitkäaikainen alivesi, vasemmalla pato siirretty ja luiska 1:2 ja oikealla pato rannassa ja luiska 1:2,5.

Kuvien 7.58 ja 7.59 perusteella tarvitaan pisteen 1400 alueella luiskakaltevuus 1:2,5. Mikäli padot siirretään etäämmäksi, on kaltevuus 1:2 riittävä.

Nosteen aiheuttaman pohjannousun ehkäisemiseksi pisteen 1400 lähellä on hienorakeinen maa-aines kaivettava pois uoman pohjasta ja korvattava se karkeammalla maa-aineksella tai vaihtoehtoisesti vesi on uomassa padotettava tasolle ± 0 . Laskennoissa käytetyt pohjavedenpinnan tasot olivat myös tällä alueella arvioita ja tarkentuvat jatkossa. Pohjavedenpinta Toukarilla, pisteellä 1450, oli tasolla +0,59 marraskuun lopussa. Tämä on käytännössä sama kuin alueen maanpinnan taso, joka on noin +0,65. Vuosi 2009 oli lisäksi melko vähäsateinen, jolloin voitiin pohjavedenpinta olettaa maanpinnan tasolle.

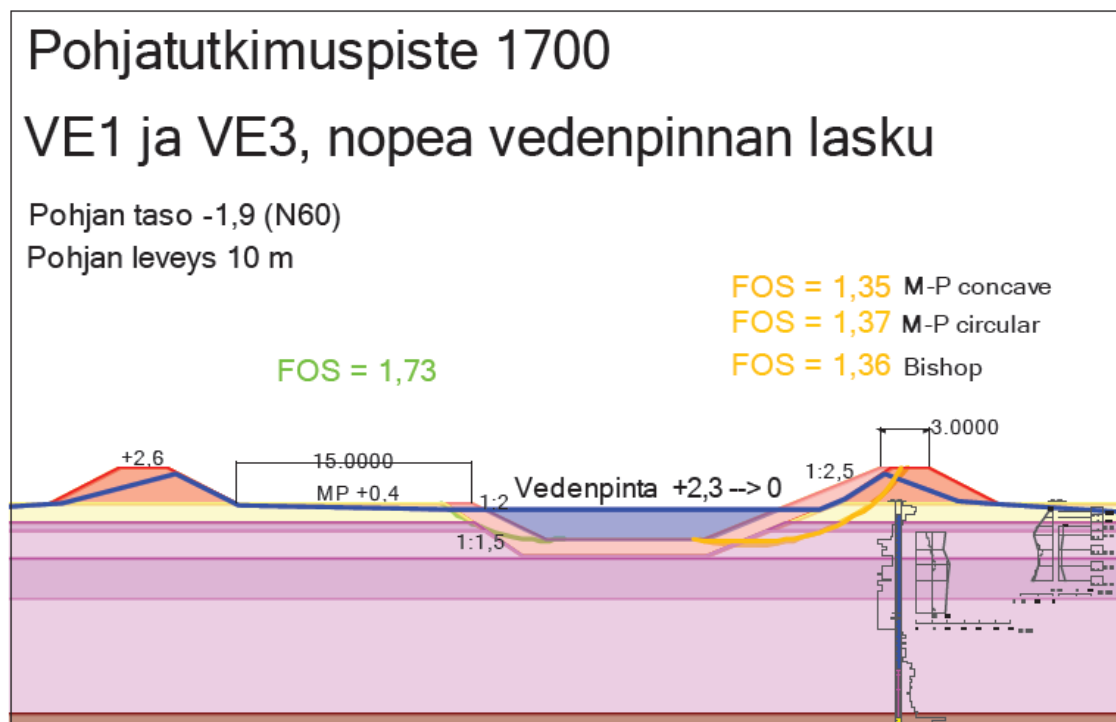
Purkautuminen Kokemäenjokeen Toukarilla

Mikäli uoma laskisi Kokemäenjokeen vanhan kaatopaikan jälkeen Toukarilla, on tätä varten tehty pohjatutkimukset pisteeltä 1700. Pisteen 1700 syvyysprofiili on esitetty kuvassa 7.60. Jälleen huomataan hienousluvun olevan paikoin pienempi kuin vesipitoisuuden.



Kuva 7.60. Toukari, piste 1700, syvyysprofiili.

Kuvassa 7.61 on esitetty pisteen 1700 lasketut varmuudet mitoittavimmassa eli vedenpinnan nopean laskun tilanteessa.



Kuva 7.61. Harjunpäänjoen käänntö kaupungin pohjoispuolelta, purkautuminen Toukarilla, piste 1700, Toukari, VE1 ja VE3, nopea vedenpinnan lasku, vasemmalla pato siirretty ja luiska 1:2, oikealla pato rannassa ja luiska 1:2,5.

Kuvan mukaan purkautuminen Kokemäenjokeen Toukarilla onnistuisi uoma rakenteella, jossa luiskat tehtäisiin kaltevuuteen 1:2,5. Mikäli padot siirrettäisiin rannasta, riittäisi luiskan kaltevuudeksi 1:2.

Purkautuminen Kokemäenjokeen Krootilassa

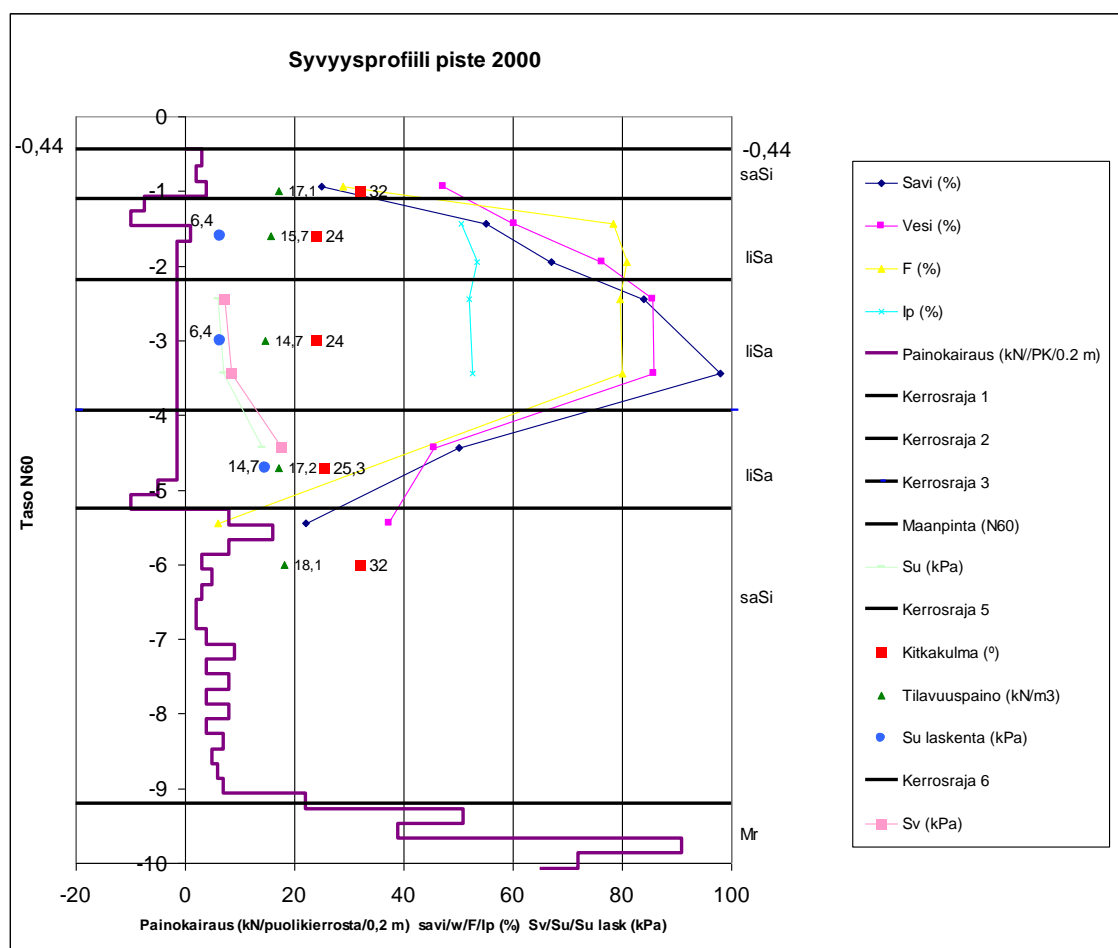
Tämän vaihtoehdon vaatimuksia tutkittiin pohjatutkimuspisteiden 1800 ja 2000 perusteella.

Pisteen 1800 laskelmien tulokset olivat samankaltaiset kuin edellä käsitellyn pisteen 1400. Pisteen 1800 kohdalla tarvitaan luiskakaltevuus 1:2,5 padot rannassa ja 1:2 padot siirrettyinä etäämmäksi.

Pisteen 1800 ja 1900 kohdilla tulee jatkosuunnittelussa miettiä toimenpiteitä nosteen aiheuttaman pohjannousun ehkäisemiseksi. Nyt arvioidulla pohjavedenpinnan tasolla olisi vesi padotettava tasolle +0. Tarkastelu on tehty siten, että pohjavedenpinta on oletettu maanpinnan tasolle. Vaihtoehtoisesti on hienorakeinen maa-aines varauduttava kaivamaan pois uoman pohjasta ja korvaamaan karkeammalla maa-aineksella. Tämä voi

tosin johtaa pohjaveden alenemiseen ja sitä kautta aiheuttaa painumaa lähialueella. Pohjavedenpinnan alenemista ja ympäristön muita geoteknisiä näkökohtia ei kuitenkaan tässä työssä tarkasteltu.

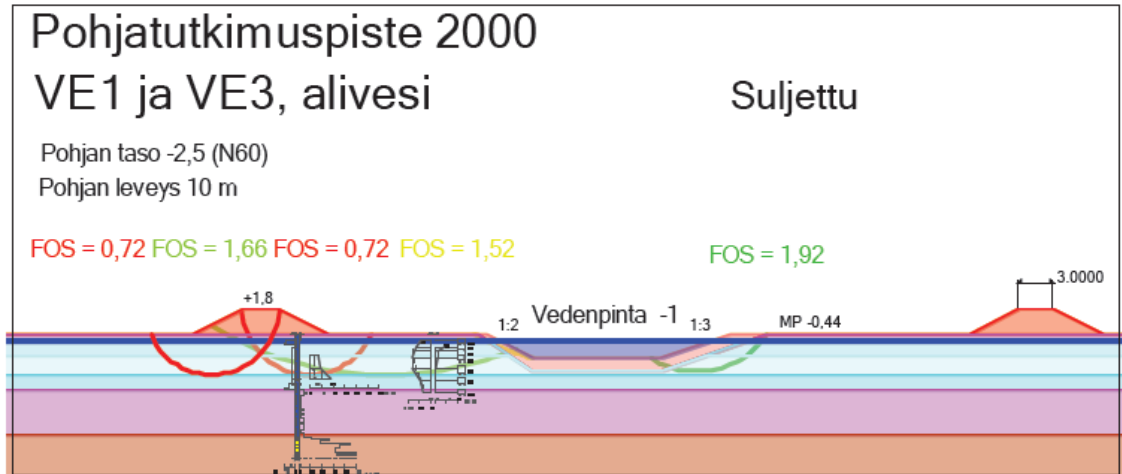
Krootilassa uoman suunnitellussa vaihtoehtoisessa purkautumispaikassa maaperä on pisteen 2000 perusteella savea. Pisteen syvyysprofiili on esitetty kuvassa 7.62. Syvyysprofiilista huomataan suljetun leikkauslujuuden olevan pienimmillään 6,4 kPa.



Kuva 7.62 Krootila, piste 2000, syvyysprofiili

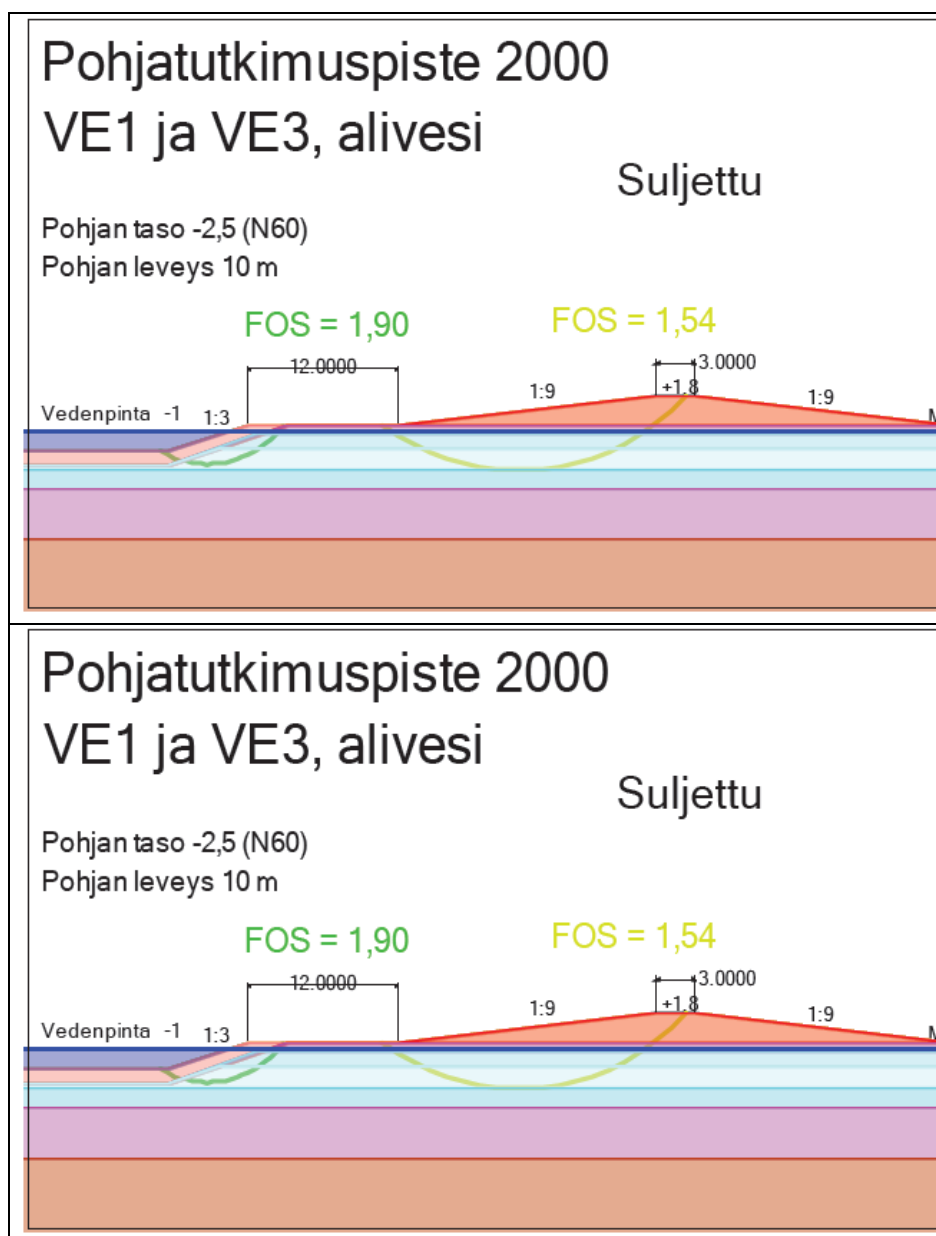
Piste 2000 sijaitsee lähellä Pihlavanlahtea alueella, joka on vielä 1950-luvulla ollut veden peitossa. Maanpinnan taso on alueella vielä miinuspuolella. Tämä selittää syvyysprofiilissa havaitut pienet suljetun leikkauslujuuden arvot. Maa saattaa siis vielä olla alikonsolidoitunutta. Pisteen 2000 laskennat suoritettiin sekä suljetun että avoimen tilan parametreilla. Suljetun tilan parametreilla saatiin selkeästi pienemmät varmuudet. Avoimen tilan tarkastelun ei katsottu antavan oikeaa kuvaa stabiiliteetista, koska konsolidaatio alueella on vielä käynnissä. Avoimien tilan tarkastelujen varmuudet kuvaavatkin tilannetta kaukana tulevaisuudessa.

Kuvassa 7.63 on esitetty pisteen 2000 aliveden tilanne suljetun tilan parametreilla laskettuna. Aliveden tilanne oli mitoittavampi. Kuvassa padot on siirretty rannasta. Varmuus luiskille on riittävä jo kaltevuudella 1:2. Pohjamaa ei kuitenkaan kannata patoa, kuten kuvasta havaitaan.



Kuva 7.63. Harjunpäänjoen käänntö kaupungin pohjoispuolelta, purkautuminen Krootilassa, piste 2000, Krootila/Kahaluoto, VE1 ja VE3, pitkäaikainen alivesi, suljetun tilan menetelmä. Vasemmalla pato siirretty ja luiska 1:2, oikealla pato siirretty ja luiska 1:3.

Jotta stabiileetti saadaan riittäväksi, patoa tulee loiventaa kuvan 7.64 mukaisesti kaltevuuteen 1:9. Mikäli aikaa rakentamiseen on käytettävissä, voidaan jatkosuunnittelussa harkita padon rakentamista vaiheittain, jolloin padon alle jäävät savikerrokset lujittuvat padosta sille aiheutuvan kuorman vaikutuksesta. Vaihtoehtoisesti jatkosuunnittelussa voidaan harkita myös pohjanvahvistusmenetelmien käyttöä, patojen luiskien porrastusta tai ohuen savikerroksen pohjaan täyttöä.



Kuva 7.64. Harjunpäänjoen käänntö kaupungin pohjoispuolelta, purkautuminen Krootilassa, piste 2000, Krootila/Kahaluoto, VE1 ja VE3, ylhäällä pitkäaikaisen aliveden tilanne ja alhaalla kuivan luiskan stabiliteetti yliveden tilanteessa, suljetun tilan menetelmä, pato siirretty ja padon luiskat loivennettu.

Vedenpinnan nopean laskun tilanteessa kuvan 7.64 rakenteilla saatiin varmuudeksi 1,42. Lisäksi tarkistettiin padon kuivan luiskan stabiliteetti kuvan 7.64 alaosan mukaisesti, koska se tässä tapauksessa voi määrätä padon luiskan kaltevuuden. Patoturvallisuusohjeissa jatkuvan suotovirtauksen tilanteessa vaadituksi kokonaisvarmuudeksi on annettu 1,5. Tällä rakenteella, kuvan 7.65 mukaisesti, ei aivan vaadittuun varmuuteen päästy. Patoa tulee vielä hieman loiventaa tai käyttää tässä kohtaa padon alla esimerkiksi pohjanvahvistusta.

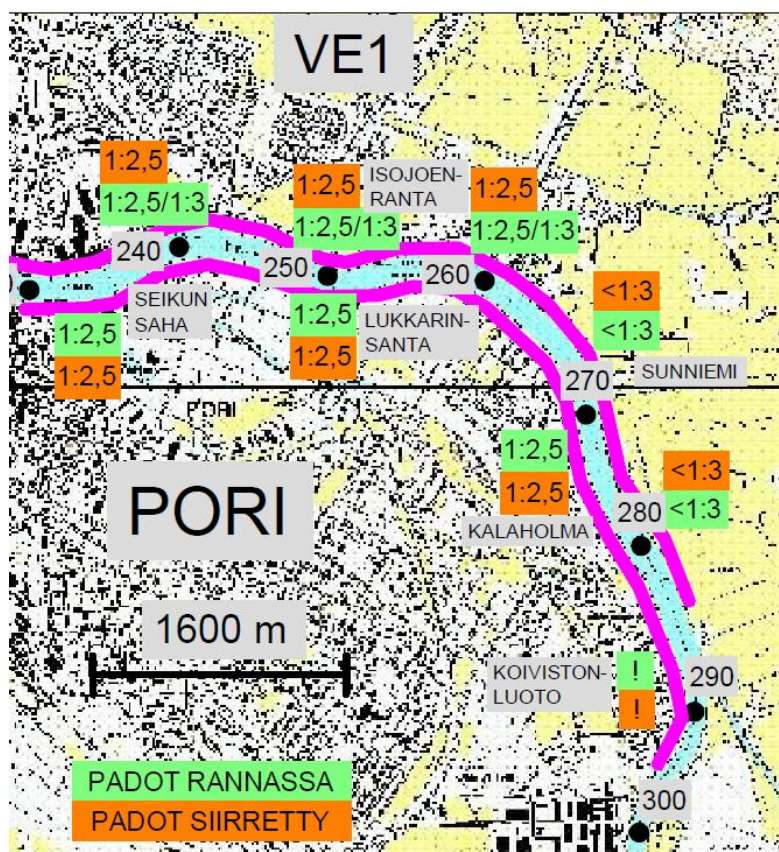
Pisteen 2000 kohdalla tulee varautua siirtämään padot etäämmälle rannasta ja loiventamaan padon luiskia loivemmaksi kuin 1:9. Vaihtoehtoisesti voidaan harkita pohjanvahvistusmenetelmien käyttöä.

7.3.6 Yhteenveto

VE1:n Kokemäenjoen rantojen rakenteille tarvittavat luiskakaltevuudet on esitetty kuvassa 7.65. Jos rannat ovat nykytilassa selvästi loivemmat, riittää verhouksen tekeminen luiskaan.

Oikealla rannalla paaluvälillä 230–265 varmuus luiskalla 1:2,5 oli hieman alle vaaditun vedenpinnan nopean laskun tilanteessa. Kyseisellä paaluvälillä luiskan kaltevuus 1:3 on varmasti riittävä. Monin paikoin tullaan toimeen kaltevuudella 1:2,5. Mikäli patoja on mahdollista siirtää hieman etäämmäksi rannasta, on kaltevuus 1:2,5 riittävä.

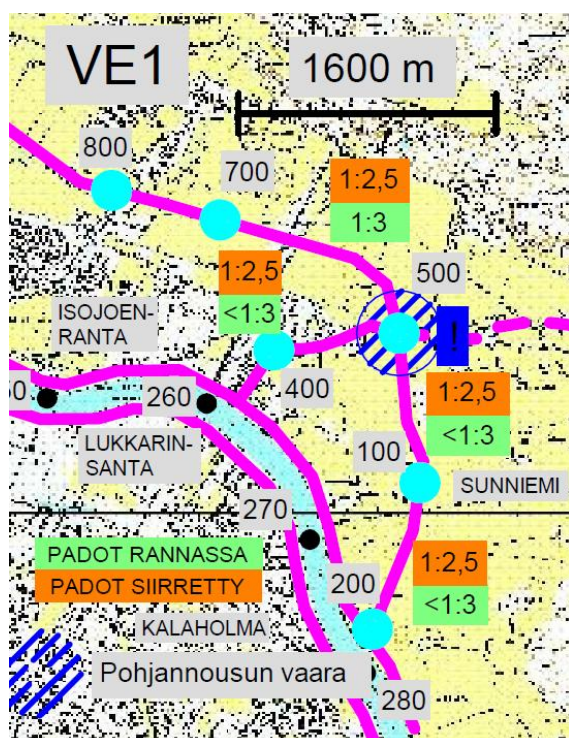
Oikealla rannalla paalulta 265 ylävirtaan tulee varautua paikoin tekemään luiskat loivemmiksi kuin kaltevuuteen 1:3 tai käyttää muita stabiliteettia parantavia keinoja. Patoja siirtämällä ei saada luiskien stabiliteettia riittäväksi kaltevuudella 1:3.



Kuva 7.65 VE1. Kokemäenjoen rannat, tarvittavat luiskakaltevuudet. Huutomerkki kuvaavat aluetta, jolle ei VE1:n mukaisia rakenteita tässä työssä käsitellyin ratkaisuin voida toteuttaa.

Vasemmalla rannalla paaluvälillä 230–277 tarvitaan luiskakaltevuus 1:2,5. Paalulta 277 ylävirtaan, Koivistonluodossa, ei VE1:n mukaisten rakenteiden toteuttaminen tässä työssä tarkasteluin ratkaisuin ole mahdollista. Alueelta tulisi tehdä lisätutkimuksia, koska nyt tehdyt yleispiirteiset pohjatutkimukset ovat riittämättömiä yksityiskohtaisiin tarkasteluihin, joita nyt lasketut rantojen huonot stabiliteetit puoltavat.

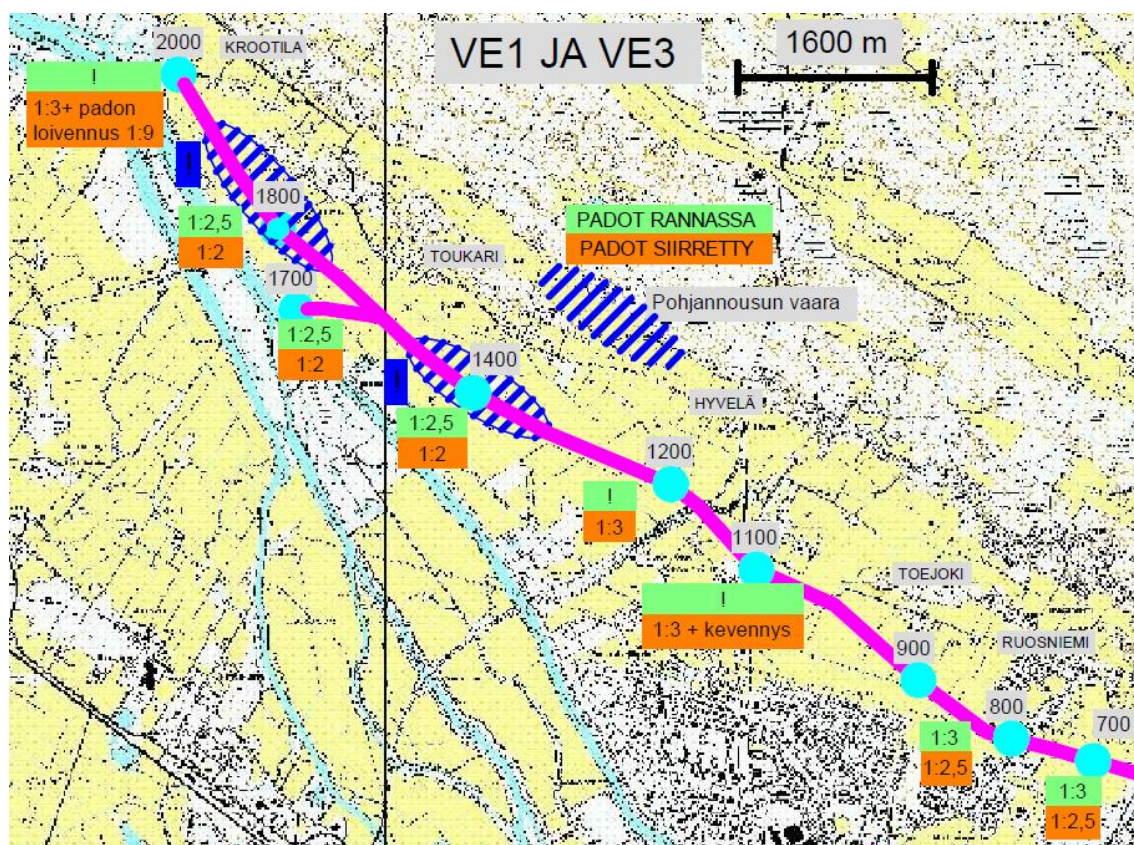
Harjunpäänjoen ja Harjunpäänjoen mahdollisille käännoille tarvittavia luiskakaltevuuksia Sunniemessä ja osittain Ruosniemessä on esitetty kuvassa 7.66. Ratkaisussa, jossa Harjunpäänjoki käännettäisi kaupungin pohjoispuolelta, riittää alkupäässä kaltevuus 1:3. Harjunpäänjoen ja Harjunpäänjoen käännon kohdilla Sunniemessä tulee varautua hive- nen loivempaan luiskaan kuin 1:3. Paikoin tullaan toimeen kaltevuudella 1:3. Mikäli patoja on mahdollista siirtää rannasta (tässä tarkasteltu 15 metrin siirrolla), riittää luiskakaltevuudeksi 1:2,5.



Kuva 7.66 VE1. Harjunpäänjoki, Harjunpäänjoen käänntö Sunniemessä ja Harjunpäänjoen käänntö kaupungin pohjoispuolelta, alkupää, tarvittavat luiskakaltevuudet. Huuto-merkki sinisellä pohjalla korostaa aluetta, jossa on pohjannousun vaaraa.

Uomien risteämiskohdassa, pohjatutkimuspisteen 500 lähistöllä, on jatkosuunnittelussa laskettava tarkemmin nosteen aiheuttaman pohjannousun vaara. Alue, jossa varmuus pohjannousua vastaan on pieni, on havainnollistettu kuvaan 7.66 sinisellä värillä. Nyt lasketuilla pohjavedentasoilla olisi varauduttava padottamaan vesi selvästi aliveden korkeutta ylemmälle tasolle. Pohjannousun vaaran alue voi olla selvästi laajempikin, sillä nyt on laskettu vain pohjatutkimuspisteiden kohdat ja arvioitu aluetta niiden perusteella. Pohjatutkimuspisteiden etäisyys on kuitenkin satoja metrejä.

Tarvittavat luiskakaltevuudet ja muut vaadittavat toimenpiteet Harjunpäänjoen kääntä-
miseen kaupungin pohjoispuolelta on esitetty kuvassa 7.67. Uoman alkupää pisteelle
900 asti onnistuu luiskakaltevuudella 1:3. Mikäli padot siirretään rannasta, on kaltevuus
1:2,5 riittävä. Hyvelässä pisteiden 1100 ja 1200 kohdilla patoja ei voida rakentaa ran-
nalle. Patojen siirron lisäksi tarvitaan uoman luiskille kaltevuus 1:3. Pisteellä 1100 tar-
vitsee uoman luiskaan tehdä lisäksi kevennysleikkaus tai loiventaa luiskaa entisestään.
Pisteeltä 1100 olisi hyvä tehdä lisää pohjatutkimuksia siellä havaitun ohuen, heikon
savikerroksen olemassaolon varmistamiseksi.



Kuva 7.67 VE1 ja VE3. Harjunpäänjoen kääntö kaupungin pohjoispuolelta, tarvittavat uoman luiskakaltevuudet ja muut toimenpiteet. Huutomerkit sinisellä pohjalla korostavat pohjannousun vaaraa. Huutomerkit vihreällä pohjalla tarkoittavat, ettei patoja voi rakentaa kyseisellä kohdalla rantaan.

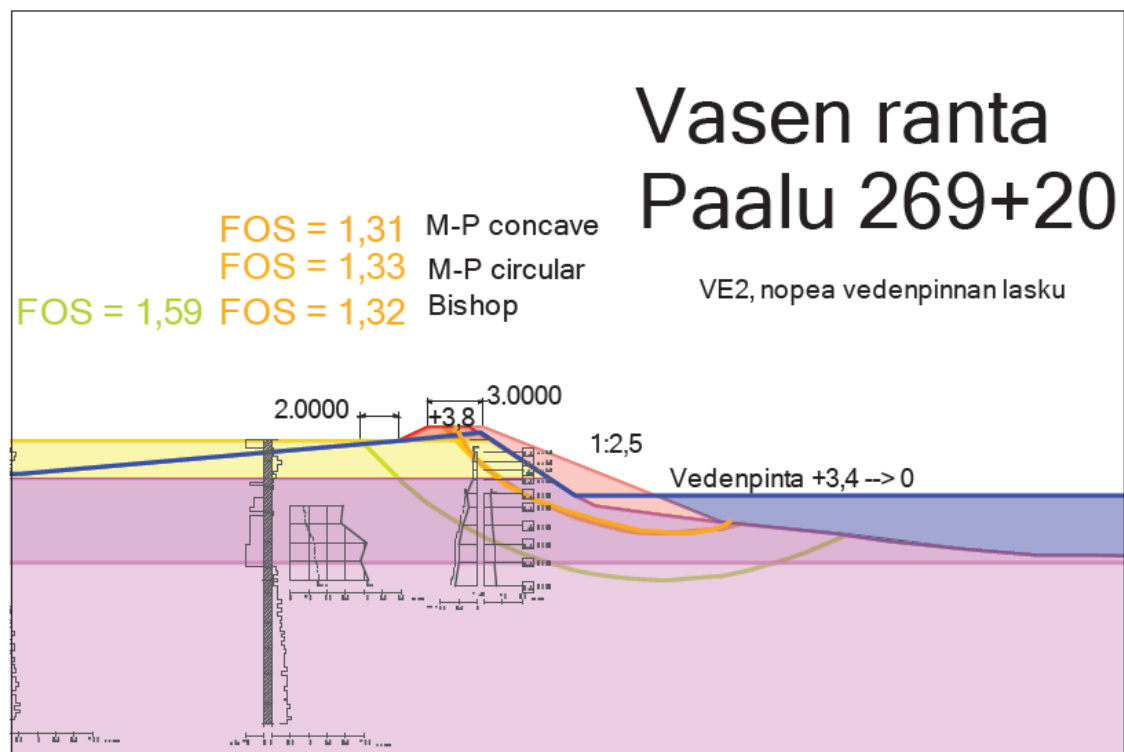
Toukarilla VE1:n mukaiset rakenteet onnistuvat luiskakaltevuudella 1:2,5 padot rannassa. Purkautuminen Kokemäenjokeen Toukarilla onnistuu luiskakaltevuudella 1:2,5. Jotta purkautuminen Krootilassa pisteen 2000 kohdalla onnistuisi, pitää patoja siirtää rannasta. Lisäksi tulee tehdä patojen luiskat kaltevammiksi kuin 1:9 tai harkita pohjanvahvistusta.

Nosteen aiheuttaman pohjannousun vaatimukset tulee ottaa kuvassa tumman sinisellä merkityillä alueilla huomioon. Alueilla on varauduttava padottamaan vesi ylemmäs tai esimerkiksi korvaamaan uoman pohjan alle jäävä hienorakeinen maa karkeammalla.

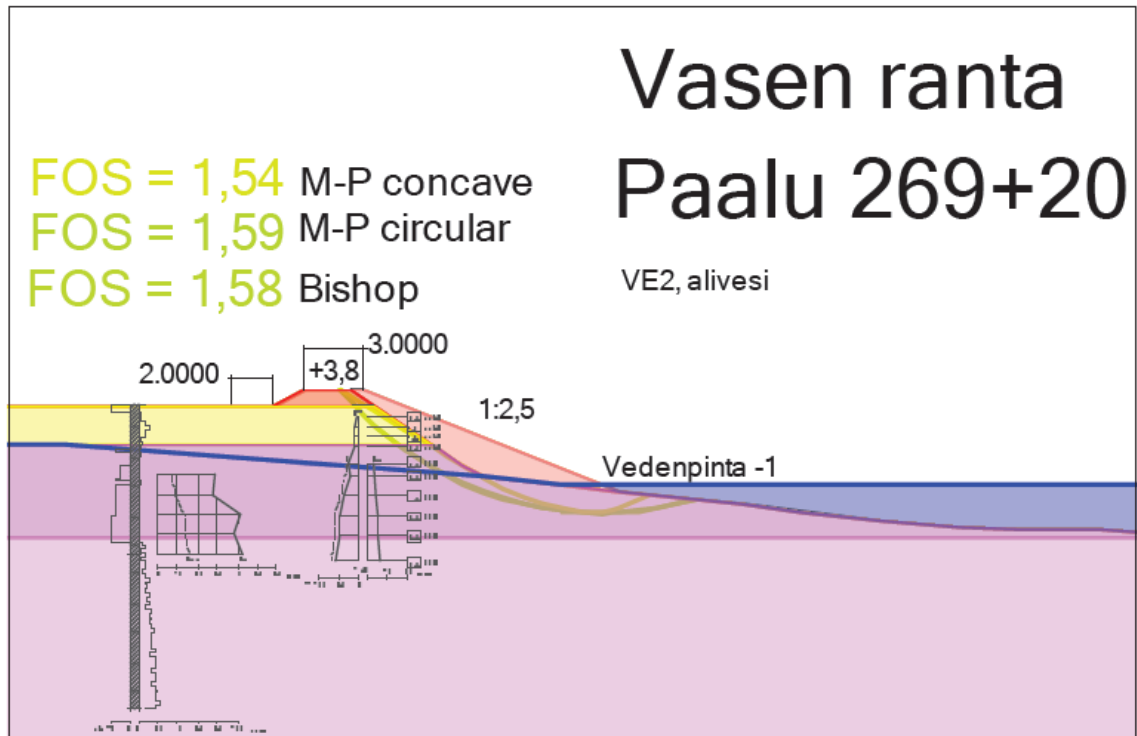
7.4 Vaihtoehto 2

7.4.1 Kokemäenjoen rannat

Vaihtoehto 2:n mukaisilla rakenteilla Kokemäenjoen rantojen kaltevuusvaatimukset ovat samanlaiset kuin VE1:ssä. Vaikka pato on hieman pienempi kuin VE1:ssä, ei se vaikuta luiskien stabiiliteettiin niin paljon että ratkaisut muuttuisivat. Esimerkkinä on esitetty vasemman rannan paalun 269+20 VE2:n laskennat. Kuvassa 7.68 on esitetty vedenpinnan nopean laskun tilanne ja kuvassa 7.69 aliveden tilanne. VE1:n laskelmiin (kuvat 7.37 ja 7.38) vertaamalla huomataan varmuuksien olevan likimain samat. Syvyysprofiili on esitetty VE1:n yhteydessä.



Kuva 7.68. Kalaholma, paalu 269+20, VE2, Kokemäenjoen vasen ranta, nopea vedenpinnan lasku, avoin tila, luiska 1:2,5.



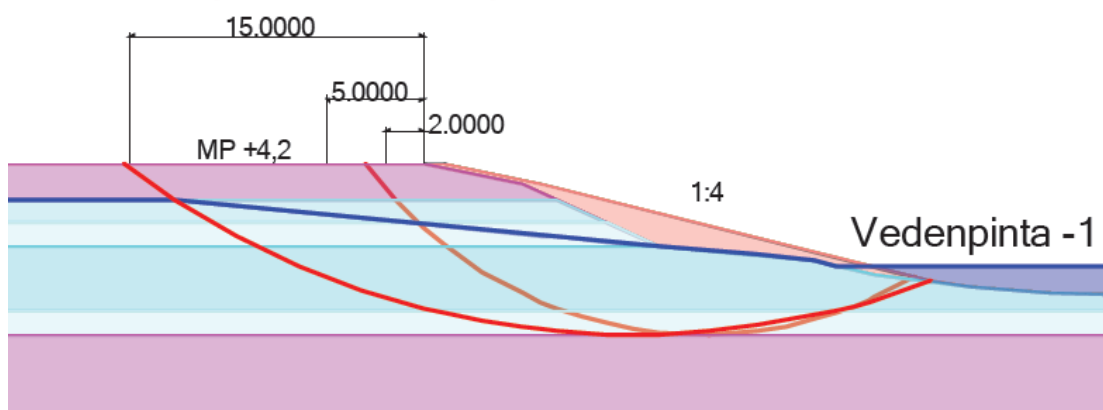
Kuva 7.69. Kalaholma, paalu 269+20, VE2, Kokemäenjoen vasen ranta, pitkäaikainen alivesi, avoin tila, luiska 1:2,5.

Kaikkiällä savisen siltin maaperän alueella huomattiin matalammalla padolla olevan hyvin pieni vaikutus stabiliteettiin verrattuna VE1:n korkeimpiin patoihin. Koivistonluodossa suljetun tilan menetelmällä laskettaessa padon suuruudella on suurempi merkitys varmuuteen, mutta myöskään VE2:n mukaisia rakenteita ei Koivistonluotoon ole mahdollista suunnitellusti rakentaa, kuten huomataan kuvasta 7.70, jossa on luiskakaltevuutena käytetty 1:4:ää. Kuvan laskelma on tehty käyttämällä redusoimatonta siipikairauslujuutta.

Vasen ranta 283+00

VE2, alivesi
Suljettu, redusoimaton

FOS = 0,94 FOS = 0,84



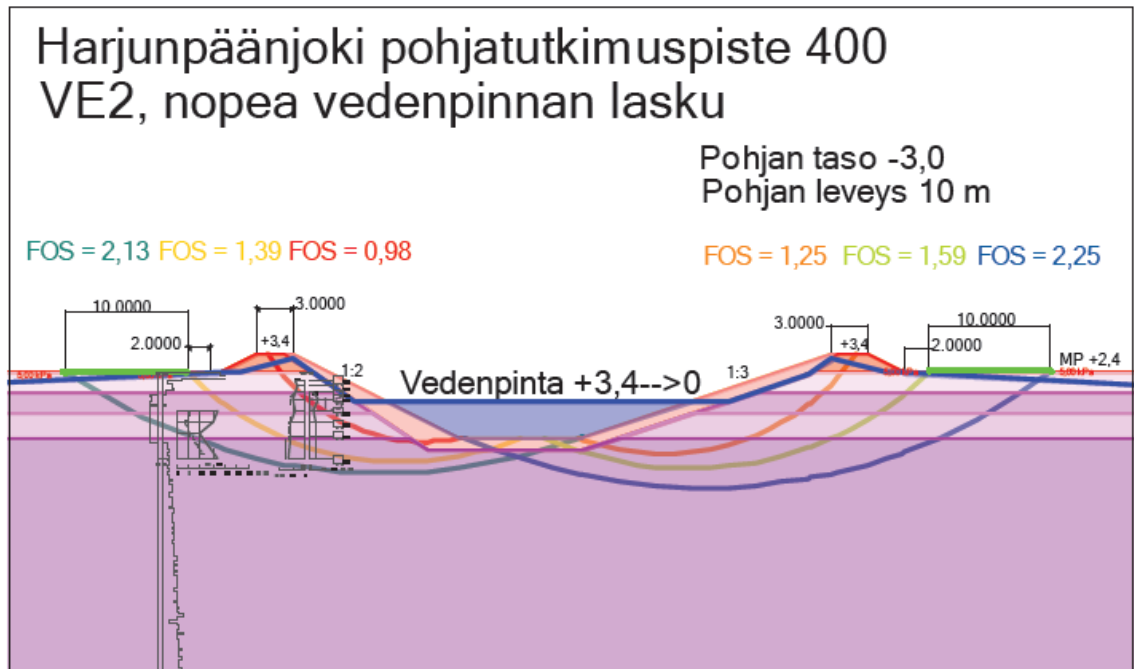
Kuva 7.70. Koivistonluoto, paalu 283+00, VE1, Kokemäenjoen vasen ranta, pitkäaikainen alivesi, suljettu tila, redusoimaton lujuus, luiska 1:4.

VE2:n osalta missään laskentaleikkauksessa Kokemäenjoen rannalla ei päädytty eri kaltevuuteen kuin VE1:ssä. VE2 eroaa kuitenkin merkittävästi VE1:stä ja VE3:sta lisä-uoman ja Harjunpäänjoen osalta, koska pohja näissä kohdissa olisi syvemmällä ja padot korkeammalla kuin VE1:ssä ja VE3:ssa.

7.4.2 Lisäuoman alku nykyistä Harjunpäänjokea vastavirtaan

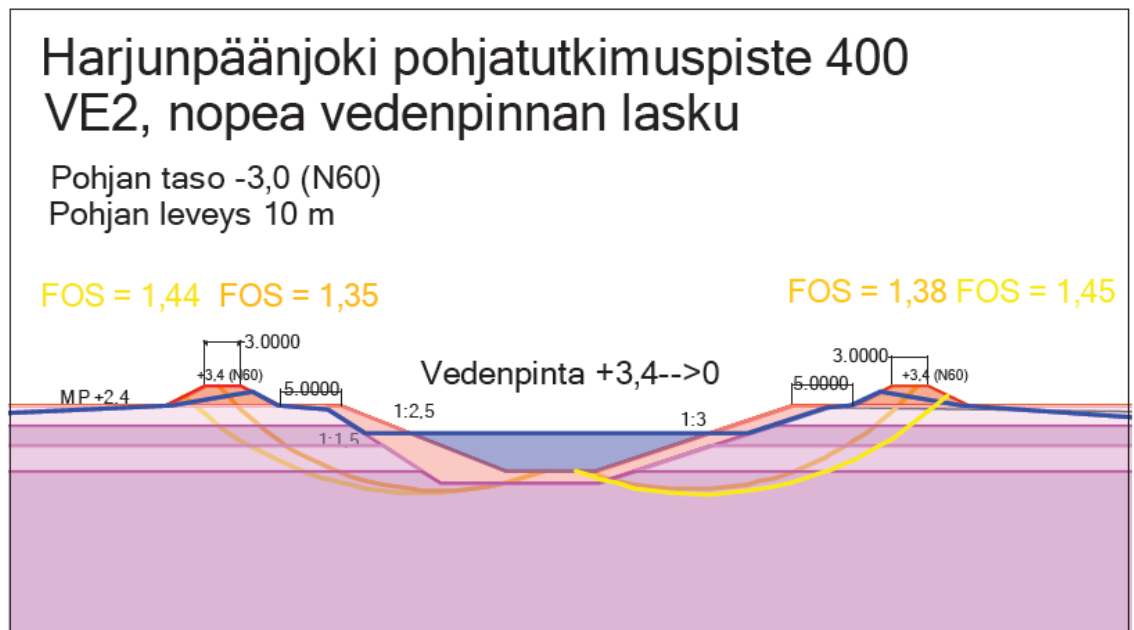
Harjunpäänjoesta laskettiin pohjatutkimuspisteitä 400 ja 500 vastaava poikkileikkaukset. Esimerkkinä esitetään pisteen 400 laskentoja. Pisteen 400 syvyysprofiili parametreineen on esitetty edellä VE0:n laskelmien yhteydessä. Tarkasteluissa on käytetty talokuormaa, joka alkaa 2 metriä padon luiskan alareunasta. Vaarallisimman liukupinnan lisäksi laskettiin liukupinnat kuormana mallinnetun talon edestä ja takaa. Suunnitellun uoman pohjan leveys (10 tai 30 m) ei vaikuttanut varmuuteen. Vaarallisimman liukupinnan todettiin kulkevan kaikissa tapauksissa pohjan läpi lähellä tarkasteltavaa luiskaa.

Kuvassa 7.71 on kuvattu pisteen 400 vedenpinnan nopean laskun tilanne. Kuvassa vasemmalla on kuvattu tilannetta luiskan kaltevuudella 1:2 ja oikealla kaltevuudella 1:3.



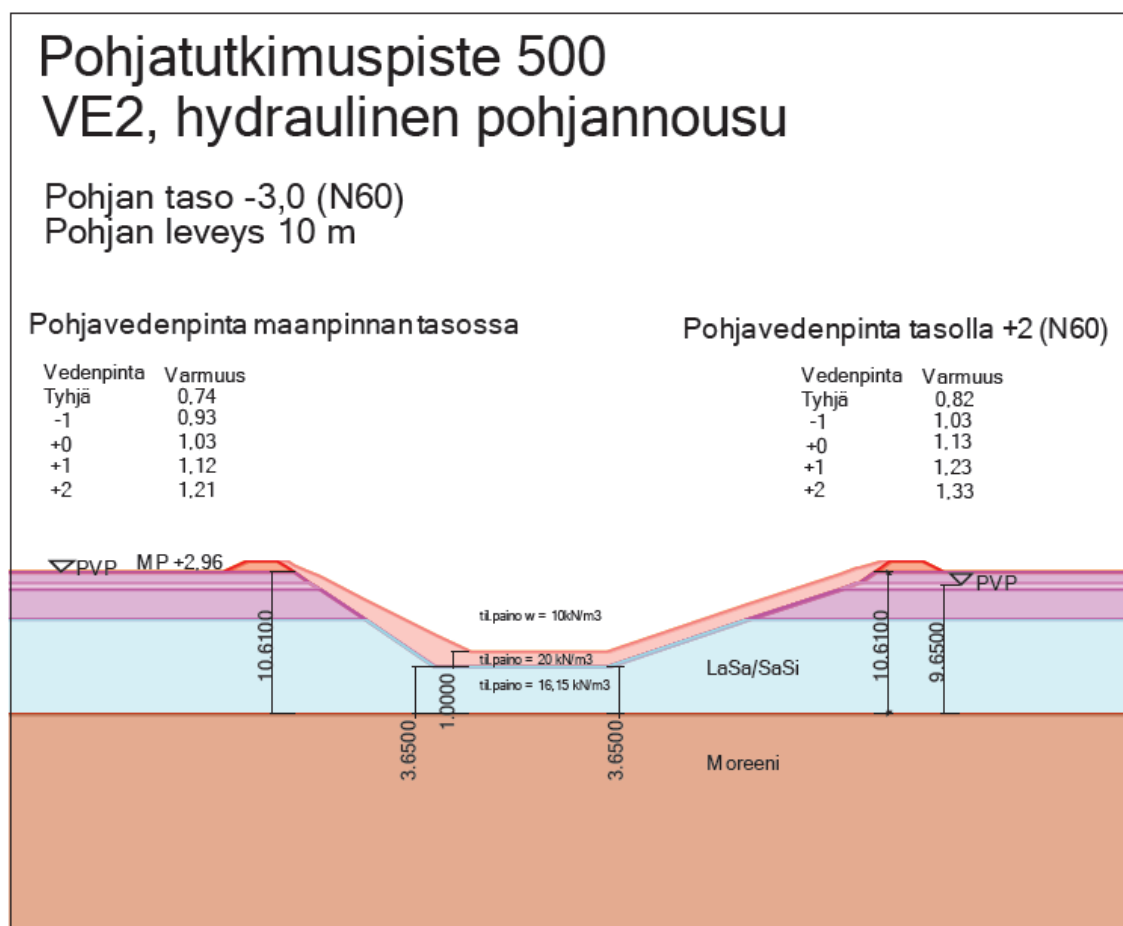
Kuva 7.71. Harjunpäänjoki, piste 400, VE2, nopea veden pinnanlasku, vasen luiska 1:2 ja oikea 1:3.

Kuvasta nähdään, että stabiileettia ei saada riittäväksi kaltevuudella 1:3. Aliveden tilanteessa luiskakaltevuudella 1:3 saadaan varmuus 1,44. Varmuus saadaan riittäväksi siirtämällä patoja 5 metriä rannasta kuvan 7.72 mukaisesti. Kuvassa on esitetty vedenpinnan nopean laskun tilanne. Varmuus aliveden tilanteessa on padon 5 metrin siirron jälkeen 1,54.



Kuva 7.72. Harjunpäänjoki, piste 400, VE2, nopea vedenpinnan lasku, padot siirretty 5 metriä, vasen luiska 1:2,5 + paksumpi verhous ja oikea luiska 1:3.

Pohjatutkimuspisteen 500 kohdalla ratkaisu, jossa luiska on kaltevuudessa 1:3 ja padot rannassa, on riittävä. Pisteen 500 kohdalla haasteeksi muodostuu myös tässä vaihtoehdossa nosteen aiheuttama pohjannousu. Uoma on tässä vaihtoehdossa suunniteltu syvemmäksi kuin VE1:ssä, jolloin pohjan ja moreenikerroksen väliin jää vähemmän maata vastustamaan vedenpainetta. Kuvassa 7.73 on esitetty varmuuksia eri vesipinnoilla pohjaveden ollessa maanpinnan tasolla tai tasolla +2 (N60).

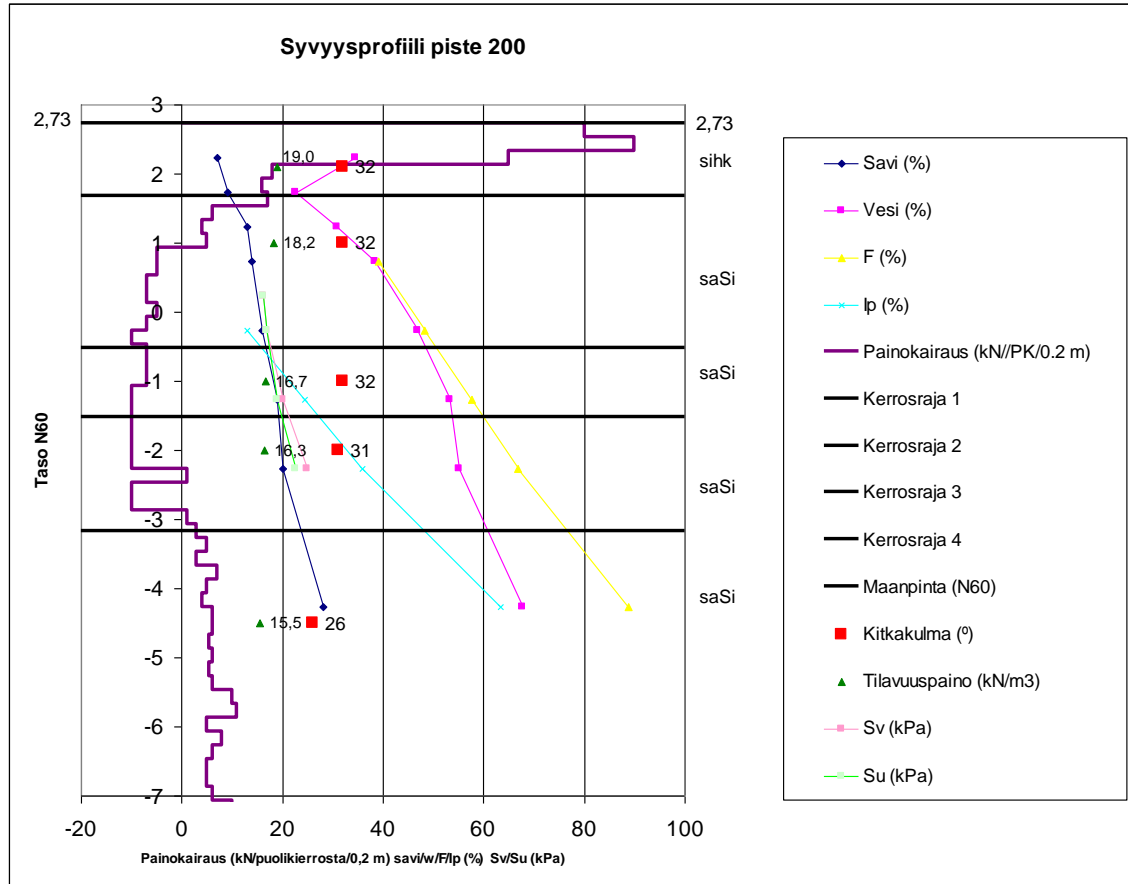


Kuva 7.73. Varmuudet pohjannousua vastaan eri vesipinnoilla pohjavedenpinnan tason ollessa maanpinnassa tai tasolla +2.

Mikäli pohjavedenpinta on maanpinnan tasossa, tulisi vesi padottaa tasolle +2. Pohjavedenpinnan ollessa tasolla +2, tulisi vesi padottaa tason +0,7 yläpuolella. Vaihtoehtoisesti voidaan harkita massanvaihtoa. Tällöin tulee huomioida myös ympäristön geotekniset näkökohdat, joita ei tässä työssä käsitellä. Edellä esitetyt stabiliteetit aliveden tilanteessa parantuvat hieman, jos mitoittava ulkoinen vedenpinta padotetaan laskelmissa käytettyä aliveden tasoa ylemmäksi.

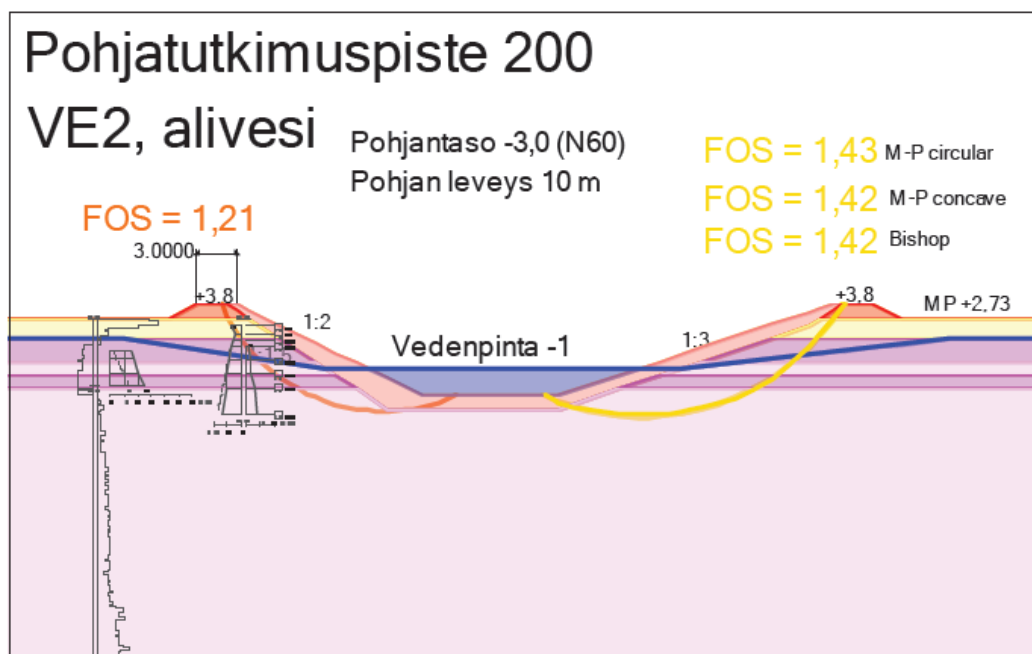
7.4.3 Lisäuoman alku Sunniemessä

Suunnitellun lisäuoman alueelta Sunniemestä esitetään tässä esimerkkinä pisteen 200 laskentatulokset. Alueelta laskettiin lisäksi pisteen 100 ja 500 kohdat. Pisteen 200 syvyysprofiili on esitetty kuvassa 7.74.



Kuva 7.74. Sunniemi, piste 200, syvyysprofiili.

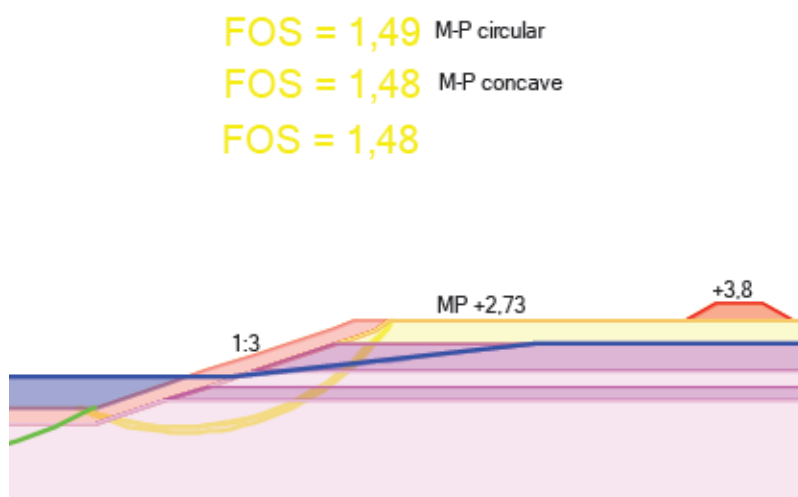
Kuvassa 7.75 on esitetty pisteen 200 aliveden tilanne. Kuvassa vasemmalla on jälleen luiskakaltevuus 1:2 ja oikealla kaltevuus 1:3.



Kuva 7.75. Lisäuoman alku Sunniemessä, piste 200, VE2, pitkäaikainen alivesi, vasen luiska 1:2 ja oikea 1:3.

Varmuus jää riittämättömäksi luiskakaltevuudella 1:3 sekä aliveden että vedenpinnan nopean laskun tilanteessa, jossa saatiin varmuus 1,23. Patojen siirto 15 metriä rannasta kasvattaa varmuuden alivedellä 1,48:aan ja vedenpinnan nopean laskun tilanteessa 1,37:ään. Padon siirtäminen enemmän kuin 15 metriä ei paranna varmuutta.

Kun padot siirretään rannasta, varmuus kasvaa alivedellä kuvan 7.76 mukaisesti 1,48:aan ja vedenpinnan nopeassa laskussa 1,37:ään. Piste 200 lähistöllä on varauduttava patojen siirtoon etäämmäksi rannasta ja loivempaan luiskakaltevuuteen kuin 1:3.



Kuva 7.75. Lisäuoman alku Sunniemessä, piste 200, VE2, pitkäaikainen alivesi, luiska 1:3, pato siirretty 15 metriä.

Pisteiden 100 ja 500 kohdalla padot voidaan pitää rannassa. Luiskat tulee näillä kohdin tehdä kaltevuuteen 1:3. Suunnitellun uoman pohjan leveys (10 tai 30 m) ei vaikuttanut laskennoissa varmuuteen. Vaarallisimman liukupinnan todettiin kulkevan kaikissa tapauksissa pohjan läpi lähellä luiskaa.

Tässäkin vaihtoehdossa tulee haasteeksi pohjannousu pisteen 500 kohdalla. Pohjannousun estämiseksi on varauduttava samoihin toimenpiteisiin kuin edellä lisäuomassa Harjunpäänjoen loppupään käsittelyn kohdalla.

7.4.4 Lisäuoma Ruosniemessä, Hyvelässä ja Toukarilla

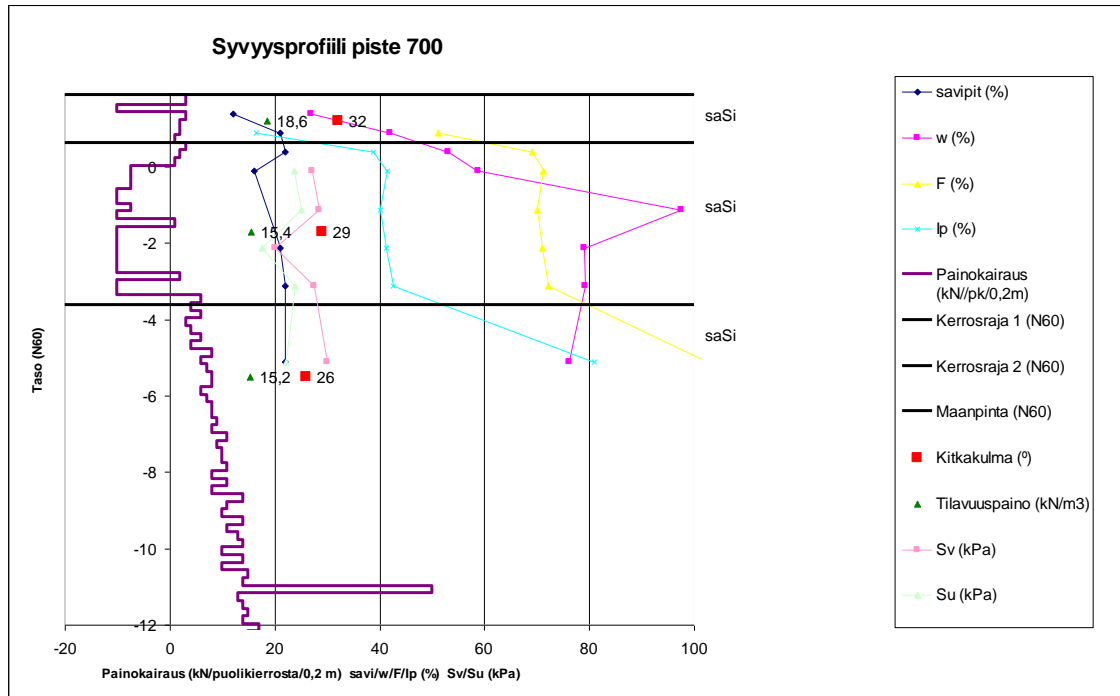
Lisäuoma olisi tässä vaihtoehdossa syvempi ja mahdollisesti leveämpi kuin VE1:ssä ja VE2:ssa samalle paikalle suunniteltu Harjunpäänjoen käänntö. Myös mitoittavat vesipinnat ovat siis erilaiset.

Ruosniemi ja Toejoki

Uoman alkupäässä lähellä pohjatutkimuspistettä 500 on syytä varautua toimenpiteisiin hydraulisen pohjannousun ehkäisemiseksi. Maanpinta on tarkasteluissa +3,2:ssa eli hieman ylempänä kuin Harjunpäänjoen ja Harjunpäänjoen käänntön tarkasteluissa. Muuten parametrit ovat samat. Mikäli pohjavesi on maanpinnassa, tulee vedenpinnan olla tasolla +2,3, jotta varmuus saataisiin riittäväksi. Tämä on melko korkea, kun mitoitustasolivedeen on tässä kohdassa arvioitu olevan tasolla +2,5. Mikäli pohjavesi on tasolla +2, tulee vesi tällöin padottaa tasolle +0,8. Mitoittava pohjavedenpinta selviää pohjavesiputkista myöhemmin saatavien tietojen avulla.

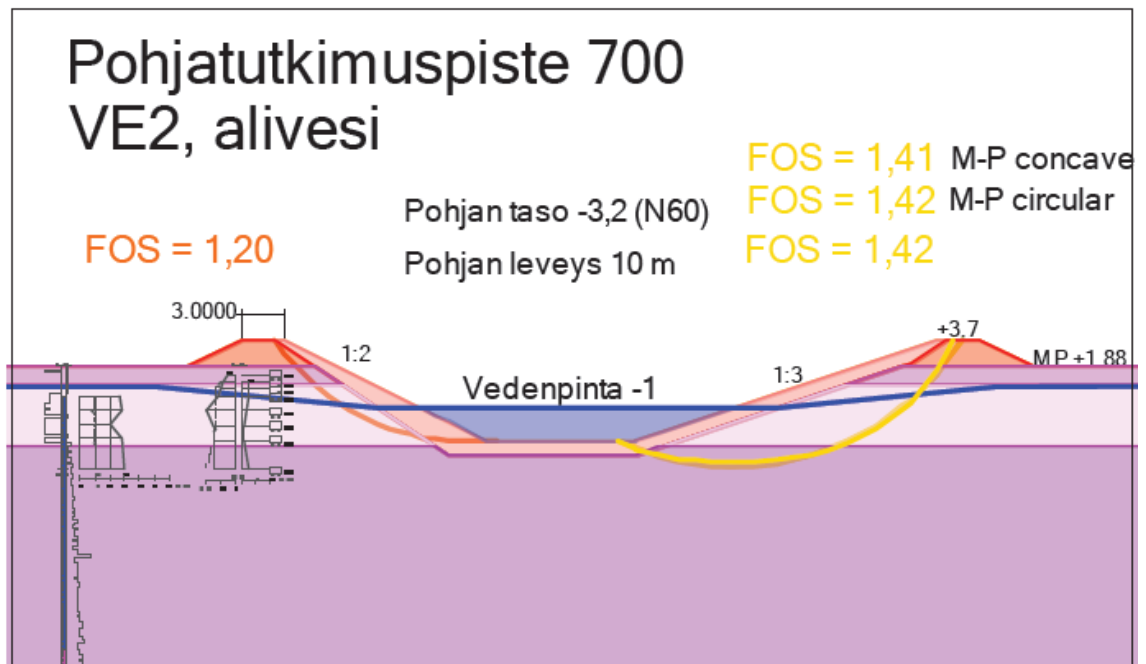
Pisteen 500 kohdalla tehtyjen laskelmien perusteella tultaisiin lisäuoman alkupäässä toimeen luiskakaltevuudella 1:3, kun padot ovat rannassa. Mikäli pohjannousun ehkäisemiseksi vesipinta padotetaan ylemmäksi, stabiliteetti paranee.

Mentäessä suunniteltua uomalinjaa eteenpäin laskelmat on tehty pohjatutkimuspisteen 700 kohdalta Ruosniemestä. Pisteen syvyysprofiili on esitetty kuvassa 7.76.



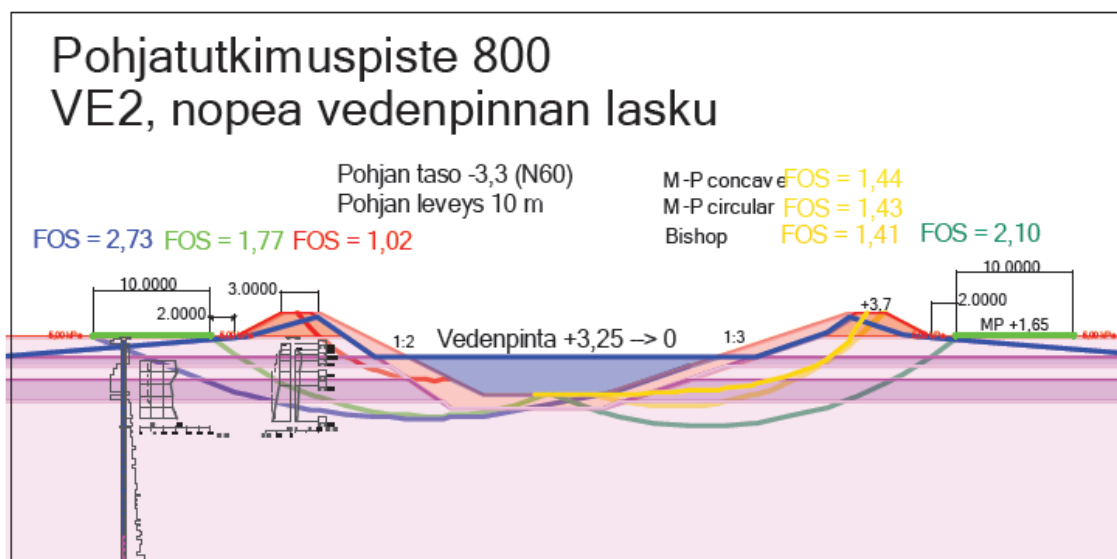
Kuva 7.76 Ruosniemi, piste 700, syvyysprofiili.

Kuvassa 7.77 on esitetty pisteen 700 aliveden tilanne. Kuvasta huomataan, ettei luiska-luiskakaltevuus 1:3 riitä, kun padot ovat rannassa. Padot on tässä kohdin syytä varautua siirtämään etäämmäksi rannasta, jolloin varmuus saadaan riittäväksi. Alue sijaitsee pelolla, joten tilaa siirrolle lienee käytettävissä. Tässä tutkittiin 15 metrin siirrolla, jolla stabiileetti saatiin riittäväksi. Kaikki laskelmat on esitetty liitteenä olevalla CD-levyllä.



Kuva 7.77. Ruosniemi, piste 700, lisäuoma, VE2, pitkäaikainen alivesi, vasen luiska 1:2 ja oikea 1:3.

Ruosniemessä ja Toejoella pisteiden 800 ja 900 perusteella uoma onnistuisi padot rannassa kaltevuudella 1:3. Joissain paikoissa voidaan tällä välillä tulla toimeen myös luisukan kaltevuudella 1:2,5. Pisteiden 800 syvyysprofiili on esitetty VE1:n tarkastelun yhteydessä. Kuvassa 7.78 on esimerkkinä esitetty pisteen 800 vedenpinnan nopean laskun tilanne. Laskelmat on kokonaisuudessaan esitetty liitteenä olevalla CD-levyllä.

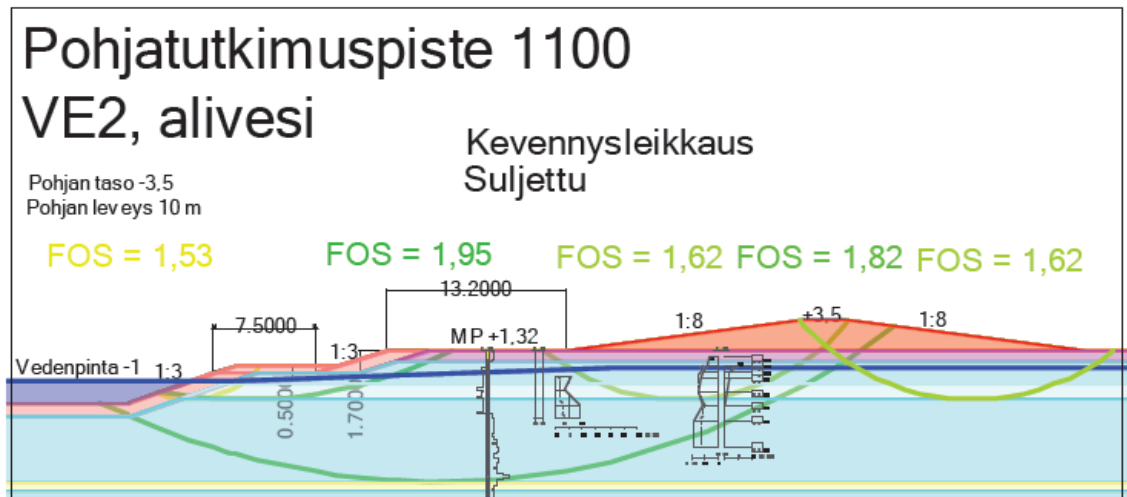


Kuva 7.78. Ruosniemi, piste 800, lisäuoma, VE2, nopea vedenpinnan lasku, vasen luisuka 1:2 ja oikea 1:3.

Hyvelä

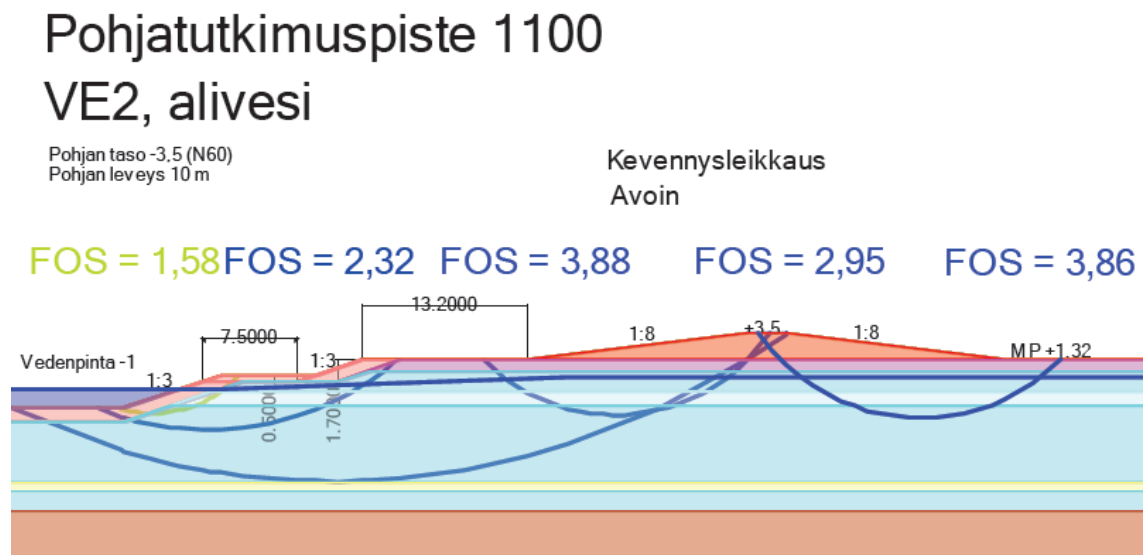
Hyvelän alueella pisteiden 1100 ja 1200 kohdilla maaperä on savea. Näiden pisteiden parametrit ja syvyysprofiilit on esitetty jo aikaisemmin VE1:n käsittelyn yhteydessä.

Pisteiden 1100 kohdalla on VE1:ssä tarkemmin käsitelty heikko savikerros. VE1:ssä luisukan jouduttiin tekemään kevennysleikkaus. VE2:ssa pelkkä kevennysleikkauksen tekeminen ei riitä. Pohjamaa ei kannata pataa. Pataa on loivennettava kuvan 7.79 mukaisesti, jotta varmuus saadaan riittäväksi. Kuvassa on esitetty aliveden tilanne, joka oli mitoitettavin.



Kuva 7.79. Hyvelä, piste 1100, lisäuoma, VE2, pitkäaikainen alivesi, suljettu tila, luiskat 1:3, kevennysleikkaus, patoa loivennettu.

Kuvassa 7.80 on esitetty vastaava laskelma, jossa on käytetty avoimen tilan parametreja. Kuvasta huomataan varmuuksien olevan selvästi suuremmat.

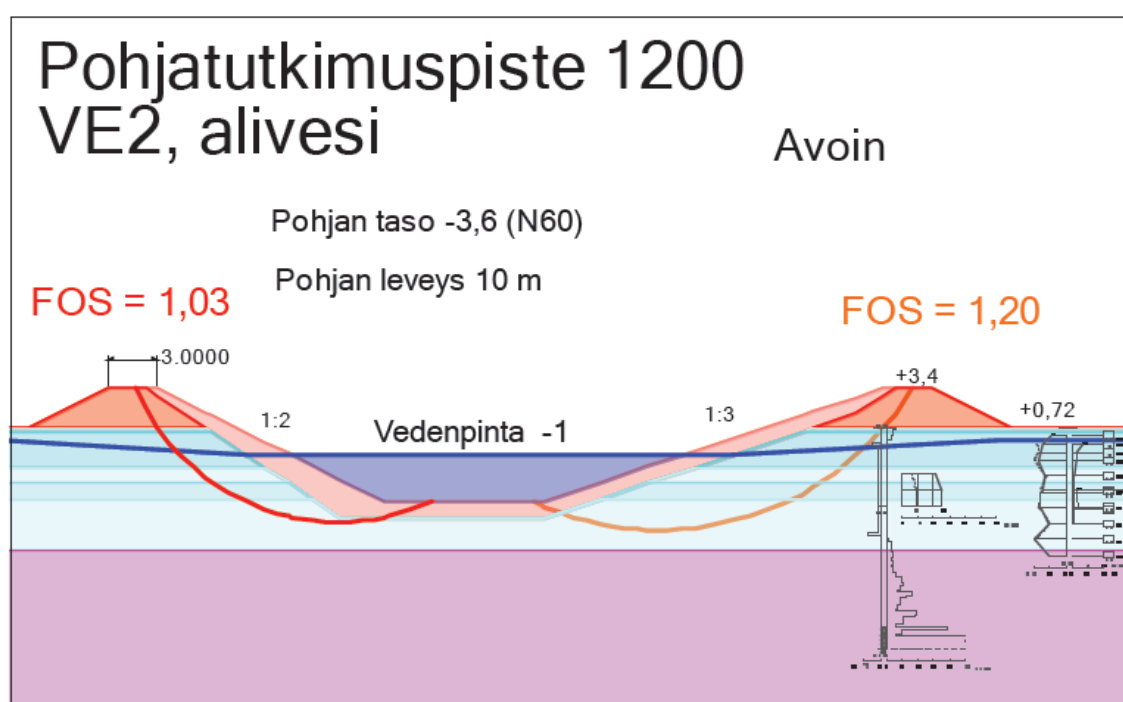


Kuva 7.80. Hyvelä, piste 1100, lisäuoma, VE2, pitkäaikainen alivesi, avoin tila, luiskat 1:3, kevennysleikkaus, patoa loivennettu.

Kuvan 7.79 ja 7.80 ratkaisulla varmuus on riittävä myös vedenpinnan nopean laskun tilanteessa ja yliveden tilanteessa (HW) eli tilanteessa, jossa vesi on korkealla ja padon kuivalla luiskalla on suurin riski sortua. Piste 1100 kohdalla on nyt tehtyjen pohjatutkimusten perusteella varauduttava tekemään luiskaan kevennysleikkaus ja loiventamaan padon luiskat kaltevuuteen 1:8. Piste 1100 läheisyydestä olisi hyvä tehdä lisää pohjatutkimuksia, joilla varmistettaisiin heikon savikerroksen olemassaolo. Avoimen tilan tarkastelun perusteella tulisi toimeen selvästi pienemmillä rakenteilla. Mikäli em. heikko savikerros on olemassa, voidaan jatkosuunnittelussa harkita esimerkiksi padon

rakentamista vaiheittain, pohjanvahvistusta tai padon luiskan porrastusta. Piste 1100 laskelmat on esitetty kokonaisuudessaan liitteenä olevalla CD-levyllä.

Tutkimuspiste 1200 syvyysprofiili parametreineen esitettiin VE1:n yhteydessä. Piste laskennoissa käytettiin mukana kolmiakiaalikoikeista määritettyä koheesiota. Kuvasta 7.81 nähdään varmuuden olevan pisteellä 1200 riittämätön luiskakaltevuudella 1:3. Padot tulee siirtää rannasta. Mitoittavin tilanne laskelmissa oli aliveden tilanne. Tässä pisteessä pienempi varmuus saatiin avoimen tilan parametreilla laskettaessa ilman koheesiota. Saven suljettu leikkauslujuus on tässä kohtaa suurempi kuin pisteellä 1100. Pohjamaa kestää padon kuorman, eikä padon loivennusta tarvitse tehdä, kuten pisteellä 1100.



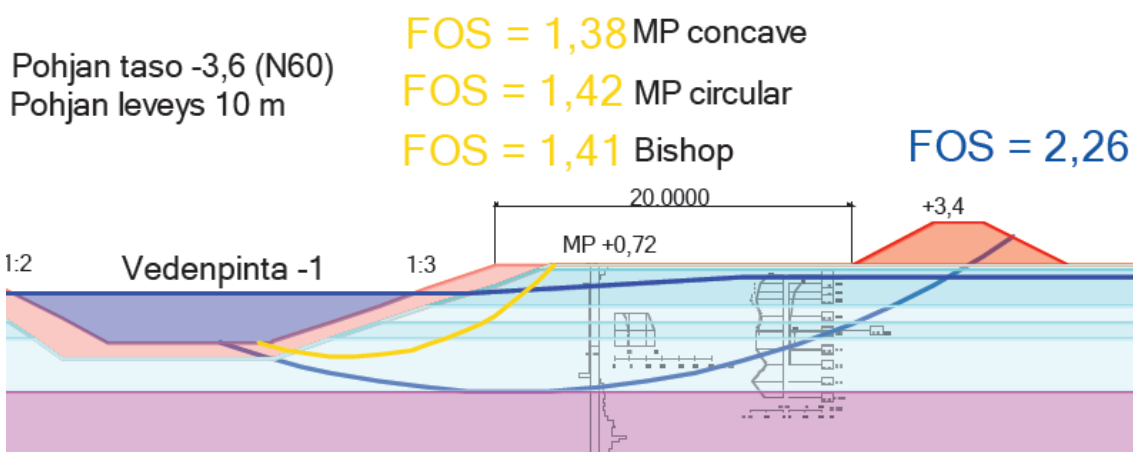
Kuva 7.81. Hyvelä, piste 1200, lisäuoma, VE2, pitkäaikainen alivesi, avoin tila, vasen luiska 1:2 ja oikea 1:3.

Siirtämällä patoja rannasta luiskan stabiileetti saadaan riittäväksi kaltevuudella 1:3 tarkasteltaessa suljetun tilan menetelmällä. Varmuus oli riittävä myös avoimen tilan menetelmällä siten, että kolmiakiaalikoikeista määritetty koheesio oli mukana. Varmuus jää kuitenkin pelkällä kitkakulmalla tarkasteltaessa riittämättömäksi, kuten kuvasta 7.82 havaitaan. Luiskaa tulee loiventaa tai tehdä kevennysleikkaus. Kaikki tehdyt laskennat on esitetty liitteenä olevalla CD-levyllä.

Pohjatutkimuspiste 1200

VE2, alivesi

Avoin



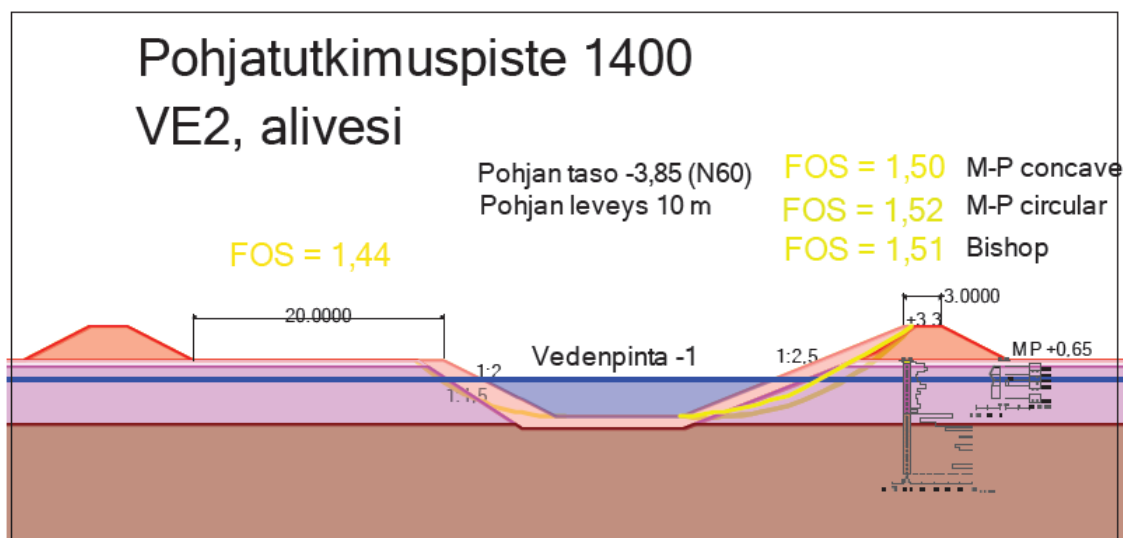
Kuva 7.82. Hyvelä, piste 1200, lisäuoma, VE2, pitkäaikainen alivesi, avoin tila, pato siirretty, luiska 1:3.

Toukari ja Krootila

Piste 1300 Hyvelän ja Toukarin välimaastossa on painokairauksen perusteella savea. Pisteillä 1400, 1500 ja 1800 Toukarilla maaperä on savista silttiä, jonka alapuolella on moreenia. Moreeni on täällä lähempänä pintaa kuin Sunniemessä. Pisteellä 1600 ja 1700 moreeni on hieman syvempänä. Krootilassa pisteellä 2000 maaperä on jälleen savea.

Pisteet 1600, 1800, 1900 ja 2000 sijaitsevat suunnitellulla vaihtoehtoisella linjalla, jossa uoma purkautuisi Kokemäenjokeen vasta Krootilassa. Piste 1700 sijaitsee toisella vaihtoehtoisella linjalla, josta uoma purkautuisi Kokemäenjokeen vanhan kaatopaikan pohjoispuolelta Toukarilla.

Esimerkkinä on yllä mainituista savisen siltin pisteistä esitetty pohjatutkimuspisteen 1400 laskelmat. Syvyysprofiili parametreineen esitettiin VE1:n yhteydessä. Kuvassa 7.83 on esitetty pisteen 1400 aliveden tilanne. Kuvassa vasemmalla puolella pato on siirretty rannasta ja uoman luiskakaltevuus on 1:2, oikealla pato on rannassa ja luiskakaltevuus 1:2,5.



Kuva 7.83. Toukari, piste 1400, lisäuoma, VE2, pitkäaikainen alivesi, avoin tila, oikealla pato rannassa ja luiska 1:2,5.

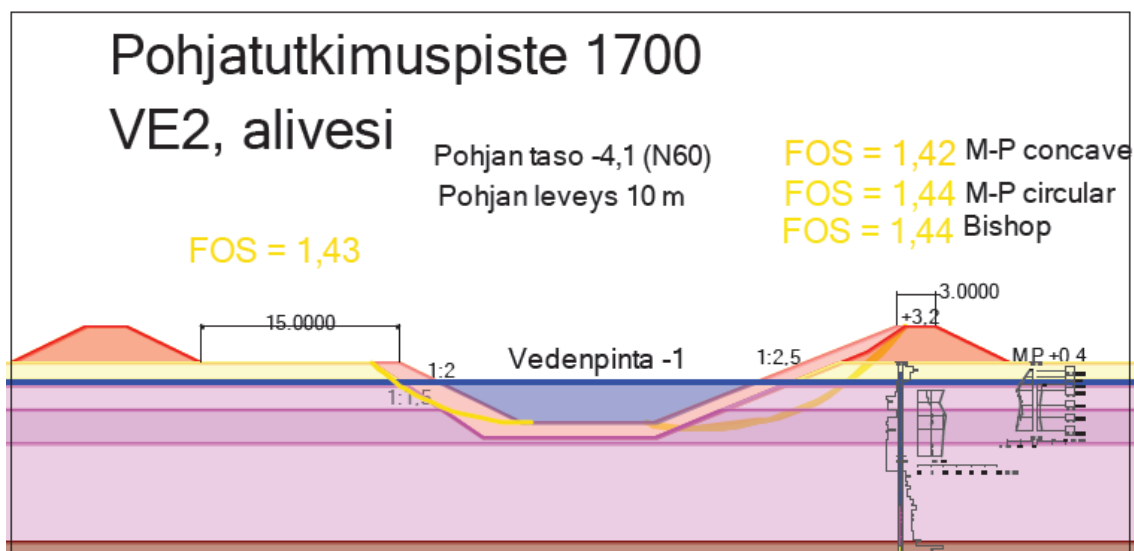
Pisteellä 1400 aliveden tilanne oli mitoittavampi. Lisäuoma onnistuisi tässä kohtaa kaltevuudella 1:2,5 padot rannassa. Laskelmat löytyvät liite CD:ltä.

Nyt tehdyn yhden painokairauksen mukaan pisteen 1400 kohdalla ei hienorakeista maata pitäisi jäädä uoman pohjan ja moreenikerroksen väliin, kuten kuvasta 7.83 voi havaita, jolloin nosteen aiheuttama pohjannousu ei vaadi toimenpiteitä. Mikäli hienorakeista maata uoman pohjan alle jää, on varauduttava kaivamaan se pois ja korvamaan karkeammalla aineksella. Tämän aiheuttamia mahdollisia vaikutuksia pohjavedenpinnan tasoon ja muihin ympäristön geoteknisiin näkökohtiin ei tässä työssä käsitellä.

Pisteen 1500 kohdalla hienorakeista maata näyttäisi jäävän suunnitellun verhouksen alle 1,5 metriä. On joko varauduttava suorittamaan massanvaihto karkeampaan maainekseen tai padottamaan vesi noin tasolle ± 0 .

Purkautuminen Kokemäenjokeen Toukarilla

Mikäli uoma purkautuisi Kokemäenjokeen Toukarilla, on tätä varten laskettu leikkaus pisteen 1700 kohdalta. Pisteen syvyysprofiili esitettiin VE1:n yhteydessä. Kuvassa 7.84 on esitetty aliveden tilanne luiskakaltevuudella 1:2,5.



Kuva 7.84. Toukari, piste 1700, lisäoman purkautuminen Toukarilla, VE2, pitkäaikainen alivesi, avoin tila, oikealla pato rannassa ja luiska 1:2,5.

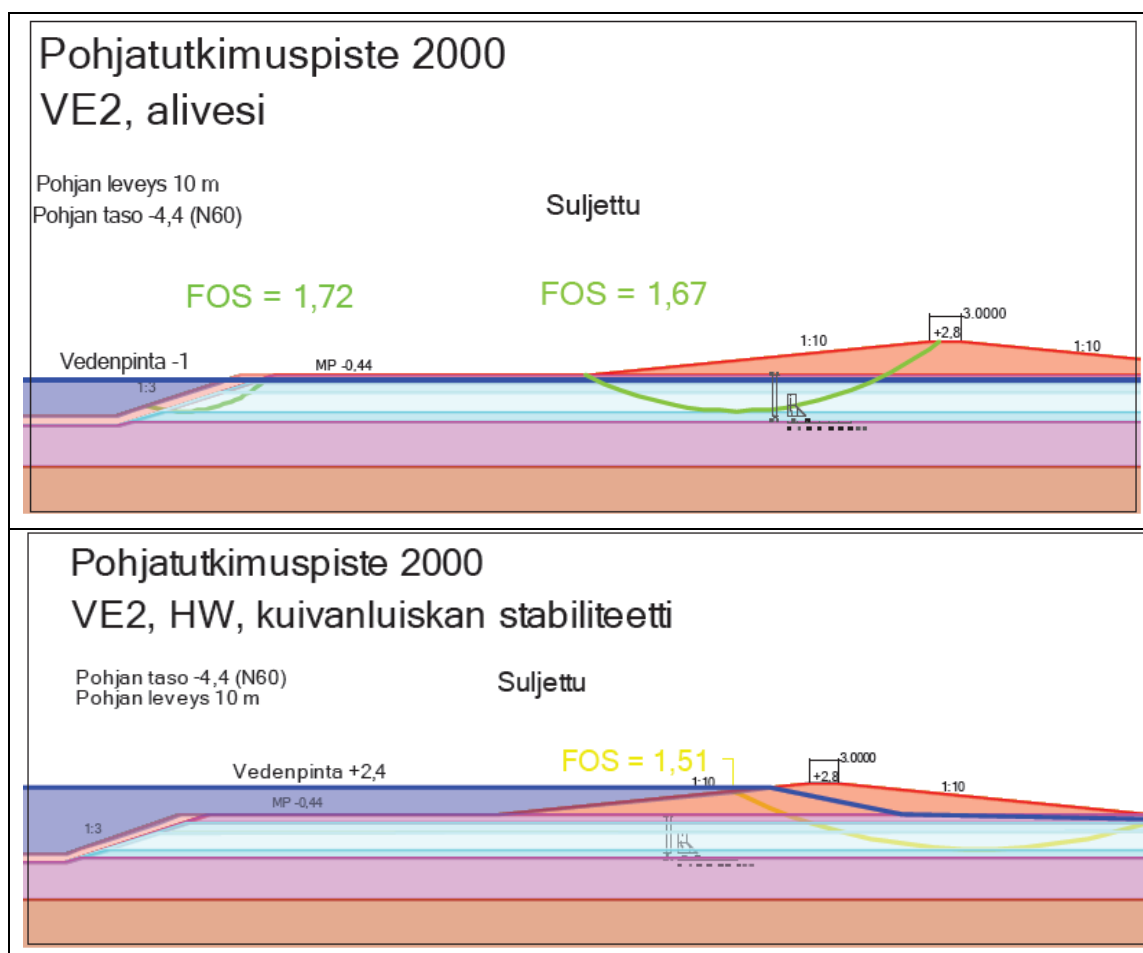
Tässä kohdin olisi siis varauduttava luiskan kaltevuuteen 1:3, jos padot rakennetaan rantaan. Patojen siirto etäämmäksi parantaa stabiliteettia sen verran, että kaltevuus 1:2,5 luiskassa riittää. Laskennat on esitetty liitteenä olevalla CD-levyllä.

Purkautuminen Kokemäenjokeen Krootilassa

Purkautuminen Kokemäenjokeen Krootilaassa onnistuu pisteelle 1800 asti, kuten pisteen 1400 kohdalla eli luiskakaltevuudella 1:2,5 padot rannassa.

Pisteiden 1800 ja 1900 nyt tehtyjen painokairausten (1 kairaus/piste) mukaan pisteen kohdalla ei hienorakeista maata pitäisi jäädä uoman pohjan ja moreenikerroksen väliin, jolloin pohjannoususta ei muodostu ongelmaa. Mikäli hienorakeista maata uoman pohjan alle jää, on varauduttava kaivamaan se pois ja korvamaan se karkeammalla aineksella.

Uoman suunnitellussa loppupäässä maaperä muuttuu saveksi, josta pisteeltä 2000 saatiin vain 6,4 kPa:n suljettu leikkauslujuus. Pisteen 2000 syvyysprofiili parametreineen on esitetty VE1:n yhteydessä. Kuten VE1:n mukaisilla rakenteilla, padon siirrolla saadaan uoman luiskan stabiliteetti riittäväksi, mutta pohjamaa ei kannata patoa. Kuvan 7.85 yläosassa on esitetty pisteen 2000 aliveden tilanne laskettuna suljetun tilan parametreilla.



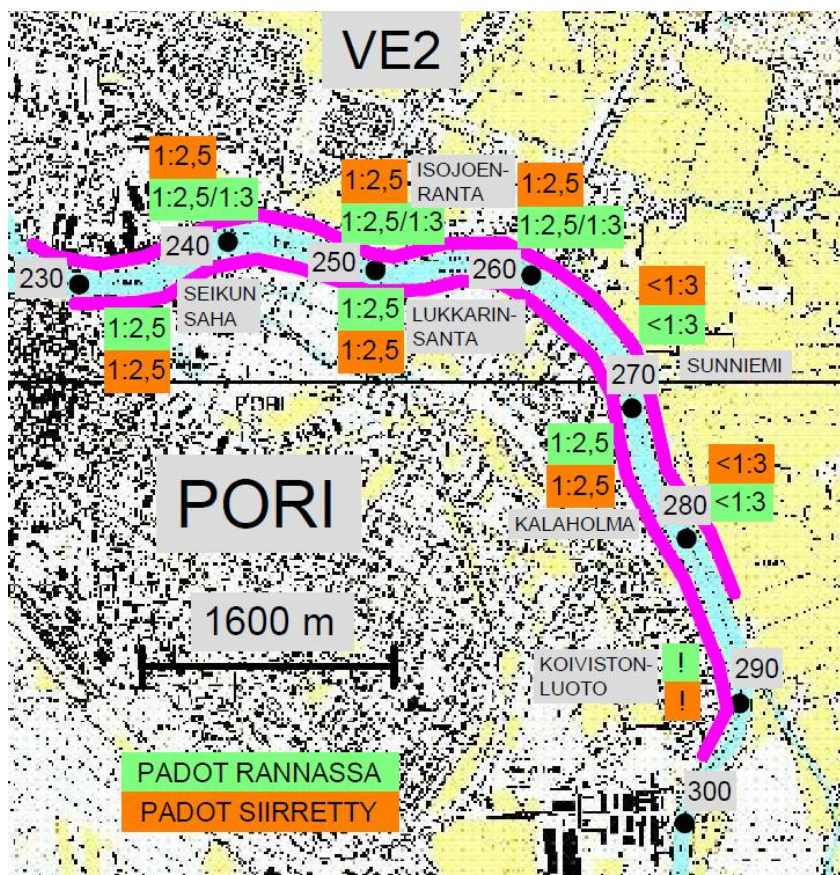
Kuva 7.85. Krootila, piste 2000, lisäuoman purkautuminen Krootilassa, VE2, ylhäällä pitkäaikaisen aliveden tilanne ja kuvassa alhaalla yliveden tilanteen kuivan luiskan stabiliteetti, suljettu tila, uoman luiska 1:3, pato siirretty, padon luiskat loivennettu.

Patoa tulee varautua loiventamaan lähes 1:10 kaltevuuteen tai harkitsemaan jatko suunnittelussa esimerkiksi pohjanvahvistusmenetelmiä, vaiheittain rakentamista, pohjaan täyttöä tai padon luiskien porrastusta. Varmuus kaikissa mitoitustilanteissa saadaan kuvan 7.84 mukaisilla rakenteilla riittäväksi. Kuvan 7.85 alaosassa on esitetty kuivan luiskan stabiliteetin tarkistaminen yliveden tilanteessa. Kaikki laskennat on esitetty liitteenä olevalla CD-levyllä.

Suunnitellun uoman pohjanleveys (10 tai 30 m) ei vaikuta varmuuteen. Vaarallisimman liukupinnan todettiin kulkevan kaikissa tapauksissa pohjan läpi lähellä luiskaa.

7.4.5 Yhteenveto

VE2:ssa Kokemäenjoen rannoilla tarvittavat luiskakaltevuudet ovat samat kuin VE1:ssä. Tarvittavat luiskakaltevuudet on esitetty kuvassa 7.86. Padot ovat tässä vaihtoehdossa matalampia kuin VE1:ssä. Tämä ei kuitenkaan vaikuttanut stabiliteettiin niin paljon, että tarvittavat luiskakaltevuudet muuttuisivat.



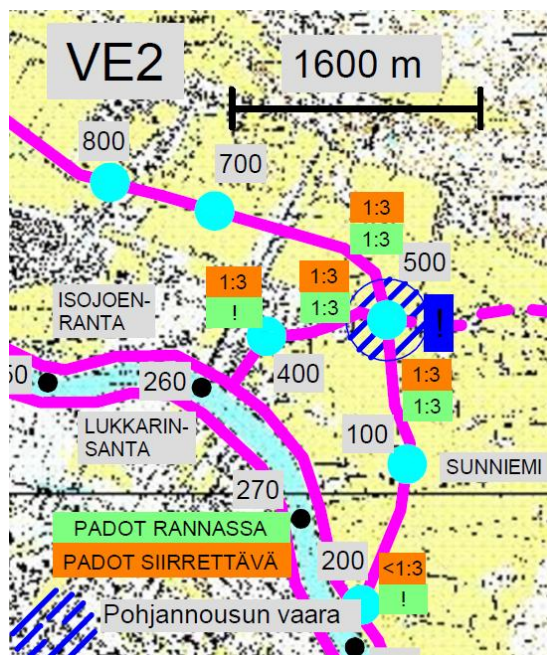
Kuva 7.86 VE2. Kokemäenjoen rannat, tarvittavat luiskakaltevuudet. Huutomerkit kuvaavat aluetta, jolle VE2:n mukaisia rakenteita ei tässä työssä käsiteltyin ratkaisuin voida toteuttaa.

Koivistonluodon rannat ovat myös tässä vaihtoehdossa ongelmallisimmat ja vaativat lisätutkimuksia, jotta voidaan tarkemmin selvittää VE2:n mukaisten rakenteiden toteuttavuus. Joen oikealla rannalla Sunniemessä tulee paikoin varautua loivempaan luiskaan kuin 1:3 tai käyttämään ratkaisuna esimerkiksi vastapenkereitä.

Lisäuoman vaihtoehtoisissa alkupäissä tarvittavat luiskakaltevuudet on esitetty kuvassa 7.87. Mikäli lisäuoman yläpää virtaisi nykyistä Harjunpäänjokea vastavirtaan, ei uoman alkupäissä (pisteen 400 kohdalla) voida rakentaa patoja rantaan luiskakaltevuudella 1:3. Siirtämällä patoja viisi metriä saadaan varmuus riittäväksi. Nykyistä Harjunpäänjokea ylävirtaan mentäessä pisteen 500 kohdalla padot voidaan pitää rannassa luiskakaltevuudella 1:3.

Lisäuoman vaihtoehtoisessa yläpäässä Sunniemessä, pisteen 200 kohdalla, padot tarvitsee siirtää rannasta ja uoman luiskassa varautua loivempaan luiskaan kuin 1:3. Suunniteltua lisäuoman alkua ylävirtaan mentäessä pisteen 500 kohdalla padot voidaan pitää rannassa, kun luiskat tehdään kaltevuuteen 1:3.

Pisteen 500 jälkeen Ruosniemeen mentäessä lisäuoma onnistuu luiskakaltevuudella 1:3 padot rannassa.

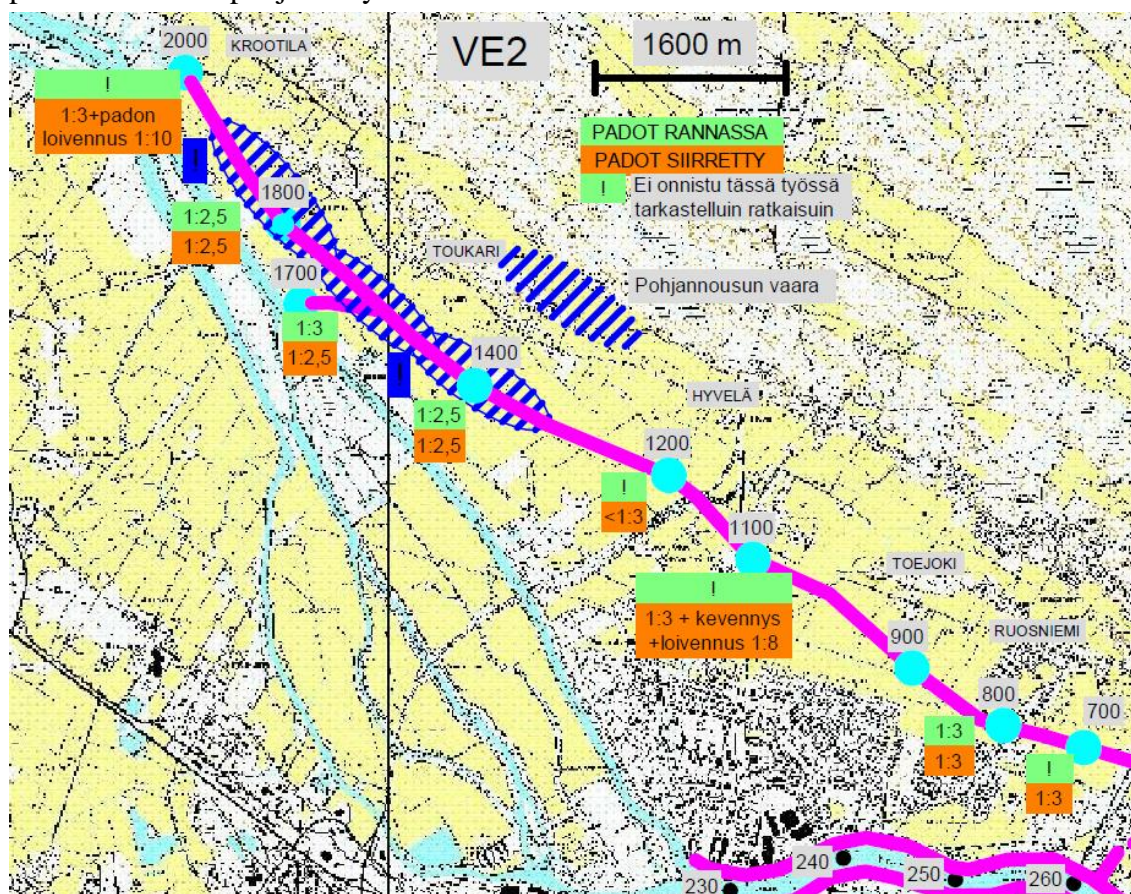


Kuva 7.87. VE2. Lisäuoman vaihtoehtoiset alkupäät ja lisäuoma Ruosniemessä, tarvittavat luiskakaltevuudet. Huutomerkki sinisellä pohjalla korostaa pohjannousun vaara. Huutomerkki vihreällä pohjalla tarkoittavat, ettei patoja voi rakentaa kyseisellä kohdalla rantaan.

Suunniteltujen uomien risteämiskohdassa, pohjatutkimuspisteen 500 lähistöllä, on jatkosuunnittelussa laskettava tarkemmin nosteen aiheuttama pohjannousun vaara. Alue, jossa varmuus pohjannousua vastaan on pieni, on havainnollistettu kuvaan 7.87 sinisellä värillä. Alueen rajausta perustuu kuvassa näkyvien pisteiden pohjatutkimustuloksiin. Jatkosuunnittelussa tuleekin tarkemmin määrittää nyt pisteen 500 tulosten perusteella hahmotellun alueen laajuus. Nyt lasketuilla pohjavedenpinnan tasoilla olisi varauduttava padottamaan vesi selvästi aliveden korkeutta ylemmälle tasolle.

Lisäuoman alapäässä tarvittavat ratkaisut on esitetty kuvassa 7.88. Ongelmallisimpia paikkoja ovat Hyvelä ja Krootila. Hyvelässä pisteen 1100 kohdalla tulisi nykyisten pohjatutkimustietojen perusteella padot siirtää rannasta, tehdä uoman luiskiin kevennysleikkaus ja loiventaa padon luiskat kaltevuuteen 1:8. Pisteen 1100 kohdalla olisi tarpeellista tehdä lisää pohjatutkimuksia, jotta saadaan varmuus siitä, onko nyt mitattu pieni siipikairauslujuus oikea. Pisteen 1200 kohdalla Hyvelässä padot tarvitsee siirtää rannasta ja uoman luiskat tehdä loivemmiksi kuin 1:3. Krootilassa pisteen 2000 kohdalla savi on vielä alikonsolidoitunutta ja tämän vuoksi sen leikkauslujuus on pieni. Padot tulee Krootilassa siirtää rannasta, loiventaa padon luiskat kaltevuuteen 1:10 ja uoman luiskat tehdä kaltevuuteen 1:3.

Vaihtoehtona edellä mainituille patojen luiskien loivennuksille voidaan jatkosuunnittelussa harkita esimerkiksi vaiheittain rakentamista, pohjanvahvistusta, padon luiskien porrastamista tai pohjaan täyttöä.



Kuva 7.88. Lisäuoman loppupää, VE2, tarvittavat luiskakaltevuudet ja muut toimenpiteet. Huutomerkit sinisellä pohjalla korostavat pohjannousun vaara. Huutomerkit vihreällä pohjalla tarkoittavat, ettei patoja voi rakentaa kyseisellä kohdalla rantaan.

Lisäuoman pohjan leveydellä (10 tai 30 metriä) ei yhdessäkään laskennassa todettu olevan vaikutusta stabiliteetteihin.

Nosteen aiheuttaman pohjannousun vaatimukset tulee ottaa huomioon kuvassa sinisellä merkityllä alueilla. Alueilla on varauduttava padottamaan vesi ylemmäs tai esimerkiksi korvaamaan uoman pohjan alle jäävä hienorakeinen maa karkeammalla.

7.5 VE3

Tässä vaihtoehdossa on alustavasti suunniteltu tehtäväksi ruoppaus paaluvälillä 227 - 285. Alustavien hydrologisten virtauslaskelmien mukaan ruoppaus on suunniteltu 60 metriä leveäksi. Stabiliateetilaskelmissa on ruoppauksella kuitenkin käytetty 80 metrin leveyttä, joka sisältää työ- ja eroosiovaran. Ruoppauksen luiskissa on stabiliateetilaskelmissa käytetty kaltevuutta 1:2. Ruopattavan osan alustava sijainti on määritetty näiden tietojen perusteella.

VE3 eroaa Kokemäenjoen rantojen osalta muista vaihtoehdoista juuri suoritettavien joen pohjan ruoppauksien osalta. Harjunpäänjoen ja Sunniemeen mahdollisesti tehtävän Harjunpään joen käännön osalta päädyttiin lähes samoihin ratkaisuihin kuin VE1:ssä, vaikka pato on hieman pienempi. Kaupungin pohjoispuolelle suunnitellun Harjunpäänjoen käännön rakenteet ovat samat kuin VE1:ssä, joten myös ratkaisut ovat samat.

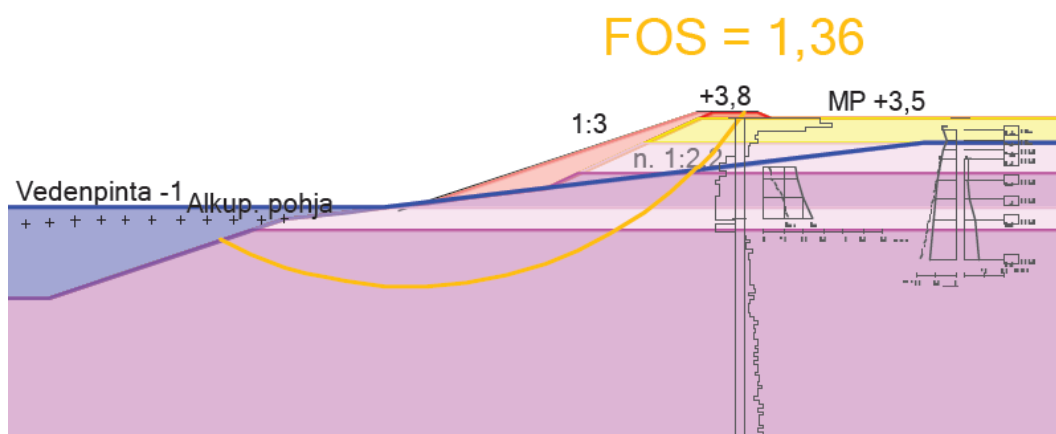
Alla on esitetty laskelmia kohdista, joissa ruoppaus ulottuu niin lähelle rantaa, että se vaikuttaa stabiliteettiin. Toisin sanoen ruoppaus vaikuttaa rannan stabiliteettiin vain, jos vaarallisin liukupinta tulee ulos suunnitellun ruoppauksen alueella. Monissa laskenta-leikkauksissa liukupinnat tulivat ulos luiskasta jo ennen suunniteltua ruoppausta. Paikat, joissa liukupinta tuli ulos luiskasta ennen ruoppauksen suunniteltua alkua ja kohdat, joissa ei suoriteta ruoppauksia, voidaan toteuttaa vastaavalla luiskakaltevuudella kuin VE2:n mukaiset rakenteet. Liitteenä olevalla CD-levyllä on tällaisissa tapauksissa VE2 ja VE3 Kokemäenjoen rantojen osalta käsitelty samassa laskentakuvassa. Ruoppauksen kannalta mitoittavin tilanne oli pitkäaikainen alivesi.

7.5.1 Oikea ranta

Oikealla rannalla Sunniemessä paalun 276+92 kohdalla laskelmissa käytetty ruoppauksen sijainti tulee lähelle rantaa. Paalun parametrit on esitetty aikaisemmin VE0:n yhteydessä. Kuvassa 7.89 on esitetty paalun 276+92 aliveden tilanne.

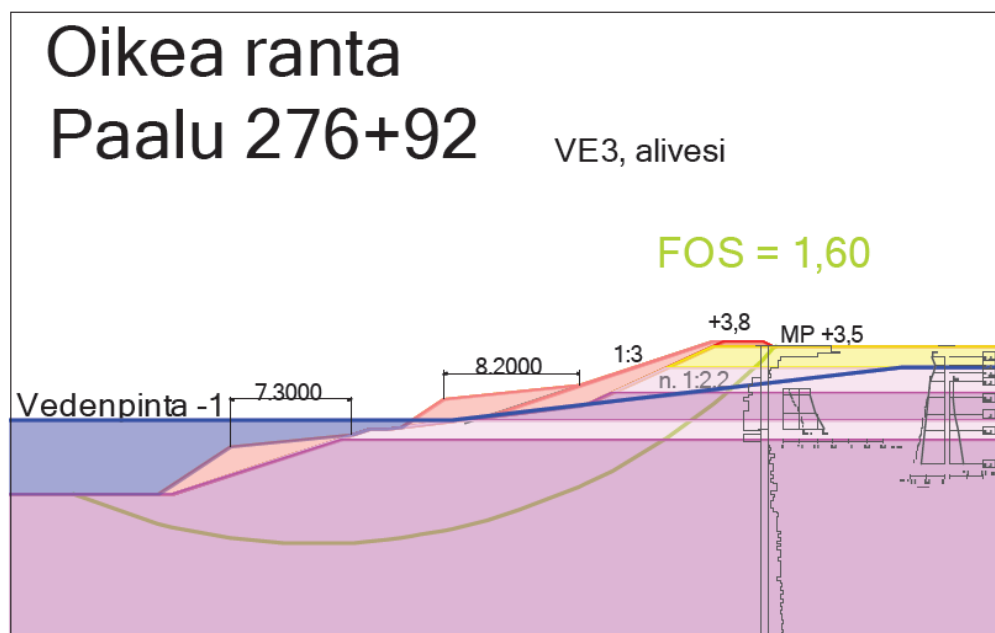
Oikea ranta Paalu 276+92

VE3, alivesi



Kuva 7.89. Sunniemi, paalu 279+92, VE3, Kokemäenjoen oikea ranta, pitkäaikainen alivesi, luiska 1:3.

Kuvasta huomataan vaarallisimman liukupinnan tulevan ulos suunnitellun ruoppauksen alueelta. Vastaava varmuus vedenpinnan nopean laskun tilanteessa on 1,22. Varmuus on riittämätön sekä aliveden että vedenpinnan nopean laskun tilanteilla. Padot ovat tällä kohtaa melko matalia, eikä padon siirto juurikaan paranna stabiliteettia. Laskelmissa käytetty ruoppauksen sijainti tulee siis liian lähelle rantaa stabiliteetin kannalta. Varmuus saadaan mitoitusolosuhteissa riittäväksi esimerkiksi kuvan 7.90 mukaisilla vastapenkereillä.



Kuva 7.90. Sunniemi, paalu 279+92, VE3, Kokemäenjoen oikea ranta, pitkäaikainen alivesi, luiska 1:3 vastapenkereet.

Kuvissa olevat laskelmat on tehty käyttämällä vastapenkereitä, joille on mallinnettu samat parametrit kuin verhoukselle. Kuvan 7.90 alempi vastapenger voidaan korvata siirtämällä ruoppausta kauemmaksi. Ylempi vastapenger voidaan korvata tekemällä luiska loivemmaksi.

Oikealla rannalla vaikeimmat paikat ovat siellä, missä ruoppaus tulee hyvin lähelle rantaa ja ranta on valmiiksi jyrkkä. Joen poikkileikkauksia tutkimalla tulisi pyrkiä selvittämään tarkemmin jyrkempien rantojen paikat ja mahdollisuuksien mukaan siirtää ruoppausta etäämmäksi rannasta. Stabiliteetin kannalta heikoimmalta vaikuttaa paaluväli 260–280.

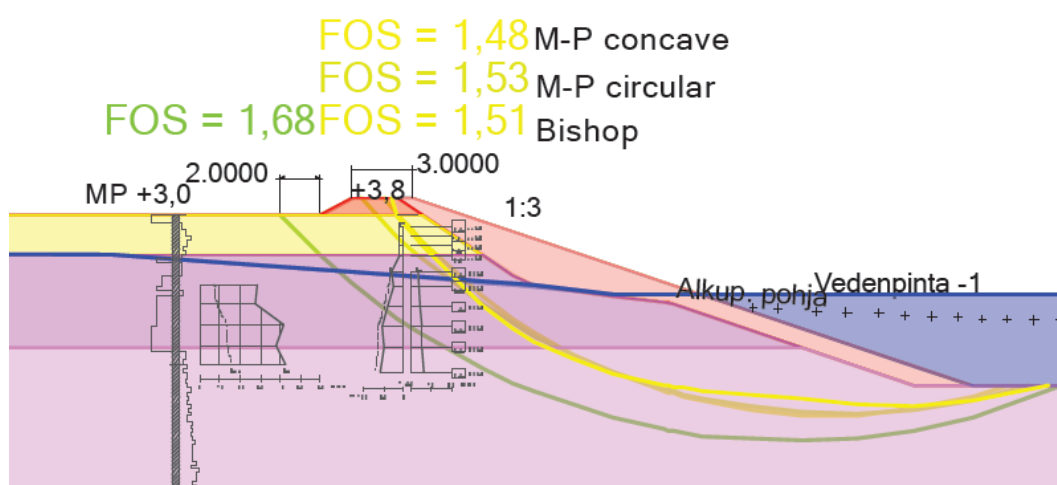
7.5.2 Vasen ranta

Vasemmalla rannalla Kalaholmassa laskelmissa käytetty ruoppauksen sijainti tulee lähelle rantaa. Kuvassa 7.91 on esimerkkinä esitetty paalun 269+20 kohta, jossa on joen ulkokaarten loppuosaa. Tässä kohdin kaltevuudeltaan 1:3 oleva luiska menisi ruoppauk-

sen pohjaan asti kuvan 7.91 mukaisesti. Kuvasta huomataan, että varmuus saadaan riittäväksi, mutta kuvan mukaisen rakenteen tekemiseen massoja kuluisi paljon. Pato on tässä kohdin melko matala, eikä sen siirto paranna stabiliteettia. Tällä kohdin myös talot ovat lähellä rantaa, joten padon siirto ei liene mahdollista. Kuvan 7.91 rakenteella vedenpinnan nopean laskun tilanteessa vaarallisimman liukupinnan varmuuskerroin on 1,44. Mikäli ruoppausta siirretään etäämmäksi, tullaan tällä kohdin toimeen luiskan kaltevuudella 1:2,5, kuten VE2:ssa.

Vasen ranta

Paalu 269+20 VE3, alivesi



Kuva 7.91. Kalaholma, paalu 269+20, VE3, Kokemäenjoen oikea ranta, pitkäaikainen alivesi, luiska 1:3.

Jotta verhousta ei tarvitsisi ulottaa ruoppauksen pohjaan, voidaan vastaavasti ruoppausta siirtää etäämmäksi rannasta. Tämä voi kuitenkin olla hankalaa, koska myös vastarannalla on ruoppauksen kannalta heikkoja kohtia.

Ruopattava alue ulottuisi ylävirralla paalulle 285 eli Koivistonluotoon asti. Koivistonluodon stabiliteettilaskennoista saatiin muiden vaihtoehtojen yhteydessä huonoja varmuuksia. Koivistonluodon laskentapaalu 283+00 sijoittuu alueelle, johon ruoppauksia on suunniteltu. Muiden Koivistonluodon laskentapaalujen kohdille suunniteltu ruoppaus ei ulottuisi. Kuvan 7.92 on esitetty ruoppauksen vaikutus stabiliteettiin paalulla 283+00 aliveden tilanteessa.

Vasen ranta 283+00

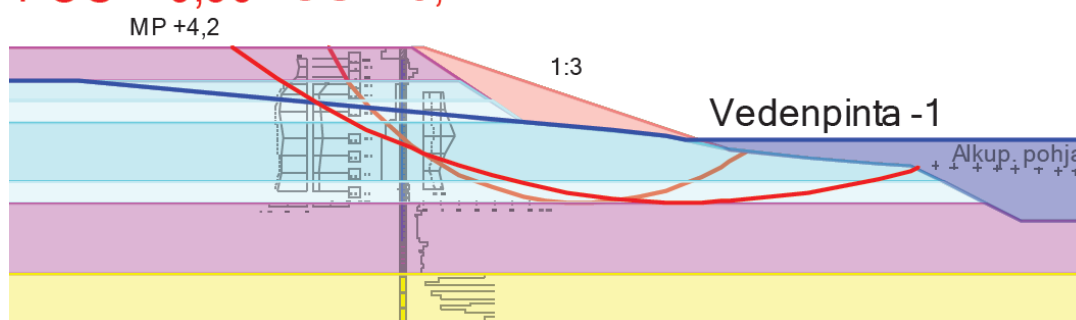
VE3, alivesi

Ei patoja

Suljettu, redusoimaton

Ruoppaus

FOS = 0,90 FOS = 0,71



Kuva 7.92. Koivistonluoto, paalu 283+00, VE3, Kokemäenjoen oikea ranta, pitkäaikainen alivesi, suljettu tila, redusoimaton lujuus, luiska 1:3.

Kuvan 7.92 mukaan ruoppaus ei vaikuttaisi vaarallisimman liukupinnan sijaintiin, eikä varmuuskertoimeen. Ruopatusta alueesta ulos tulevilla liukupinnoilla saatiin kuitenkin pieniä varmuuksia. Ruoppaus ei suoranaisesti näyttäisi huonontavan rantojen stabiliteettia, mutta mahdolliset sortumat voivat ulottua ruoppaukseen asti.

Haasteellisimmat paikat ovat myös vasemmalla rannalla siellä, missä ruoppaus tulee hyvin lähelle rantaa ja ranta on nykytilassa jyrkkä. Joen poikkileikkauksia tutkimalla tulisi pyrkiä selvittämään tarkemmin jyrkempien rantojen paikat ja mahdollisuuksien mukaan siirtää ruoppausta etäämmäksi rannasta. Vasemman rannan heikoimmat paikat sijaitsevat paalulta 260 suunnitellun ruoppauksen loppuun ylävirralla, paalulle 285.

Osa Kokemäenjoen vedestä on kulkenut aikaisemmin pitkin Varvourinjuopaa, joka nykyään on tukittuna. Paalujen 260 ja 280 välillä joki on tämän vuoksi kapeimmillaan, minkä vuoksi ruoppaus tulee molemmilla rannoilla lähelle rantaa.

Näyttäisi siltä, että nyt tehtyjen alustavien ruoppaussuunnitelmien mukaisella laskelmissa käytetyllä 80 metrin leveydellä ei ruoppausta voitaisi toteuttaa. Ruoppausta tulisi siirtää etäämmäksi rannasta. Tämä on kuitenkin hankalaa, koska myös vastarannalla samoilla kohdilla on vastaava tilanne. Varmuus saadaan riittäväksi siirtämällä ruoppausta muutaman metrin molemmilta rannoilta.

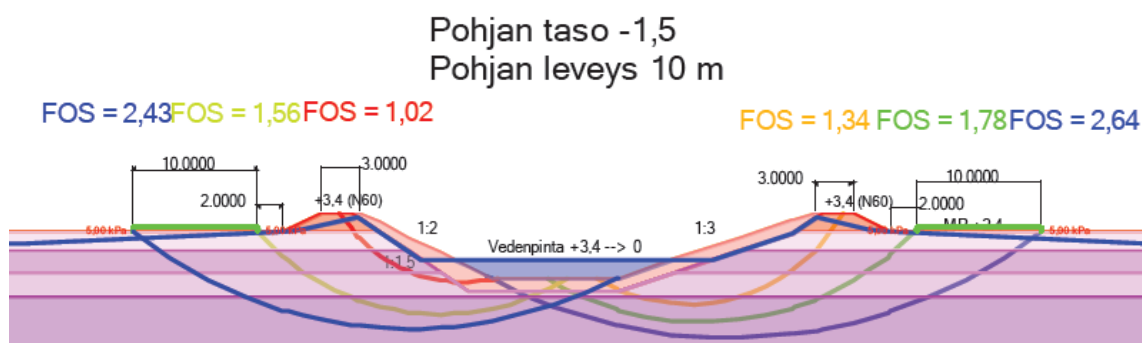
7.5.3 Harjunpäänjoen vaihtoehtoiset ratkaisut

Harjunpäänjoen ja Sunniemeen mahdollisesti tehtävän Harjunpäänjoen käynnön osalta ratkaisut ovat lähes samanlaiset kuin VE1:ssä, vaikka pato on hieman pienempi. Padon pienempi koko vaikutti pisteiden 200, 400 ja 500 kohdilla sen, että luiskakaltevuus 1:3

padot rannassa on riittävä. VE1:ssä mitoittava tilanne oli nopea vedenpinnan lasku, jossa luiskan kaltevuus 1:3 oli riittämätön.

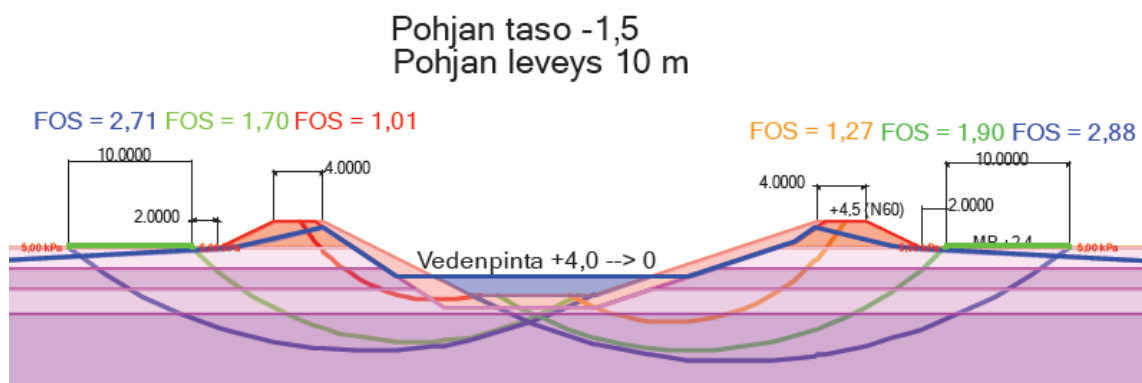
Kuvassa 7.93 on esitetty esimerkkinä pisteen 400 laskelma VE3:n mukaisilla rakenteilla vedenpinnan nopean laskun tilanteessa. Kuvassa 7.94 on esitetty vertailuna vastaava laskelma VE1:n mukaisilla rakenteilla. Kuvista huomataan erojen varmuuksien välillä olevan pienet, mutta vaadittava varmuus saavutetaan VE3:n mukaisilla rakenteilla.

Harjunpäänjoki pohjatutkimuspiste 400 VE3, nopea vedenpinnan lasku



Kuva 7.93. Harjunpäänjoki, piste 400, VE3, nopea vedenpinnan lasku, vasen luiska 1:2 ja oikea luiska 1:3.

Harjunpäänjoki pohjatutkimuspiste 400 VE1, nopea vedenpinnan lasku

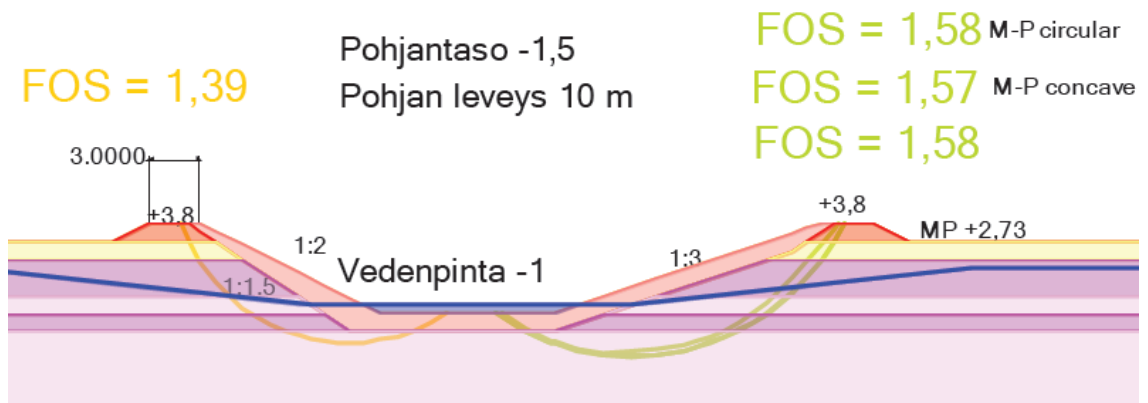


Kuva 7.94. Harjunpäänjoki, piste 400, VE1, nopea vedenpinnan lasku, vasen luiska 1:2 ja oikea luiska 1:3.

Aliveden tilanteeseen patojen koolla oli pienempi vaikutus. Tätä on havainnollistettu kuvissa 7.95 ja 7.96. Kuvassa 7.95 on esitetty VE3:n mukaisilla rakenteilla tehty laskelma pisteestä 200 ja kuvassa 7.96 VE1:n mukaisilla rakenteilla tehty vastaava laskelma.

Pohjatutkimuspiste 200

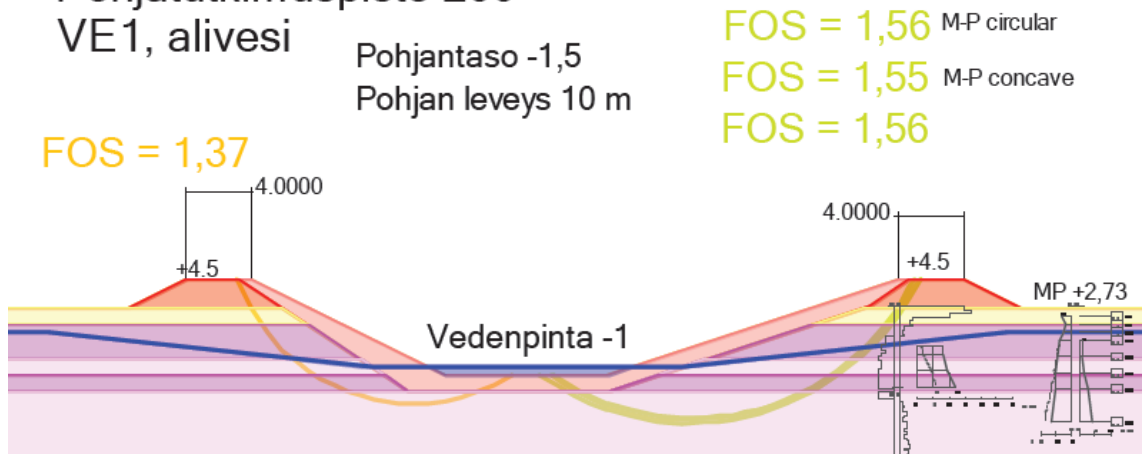
VE3, alivesi



Kuva 7.95. Sunniemi, Harjunpäänjoen käänntö, piste 200, VE3, pitkäaikainen alivesi, vasen luiska 1:2 ja oikea luiska 1:3.

Pohjatutkimuspiste 200

VE1, alivesi



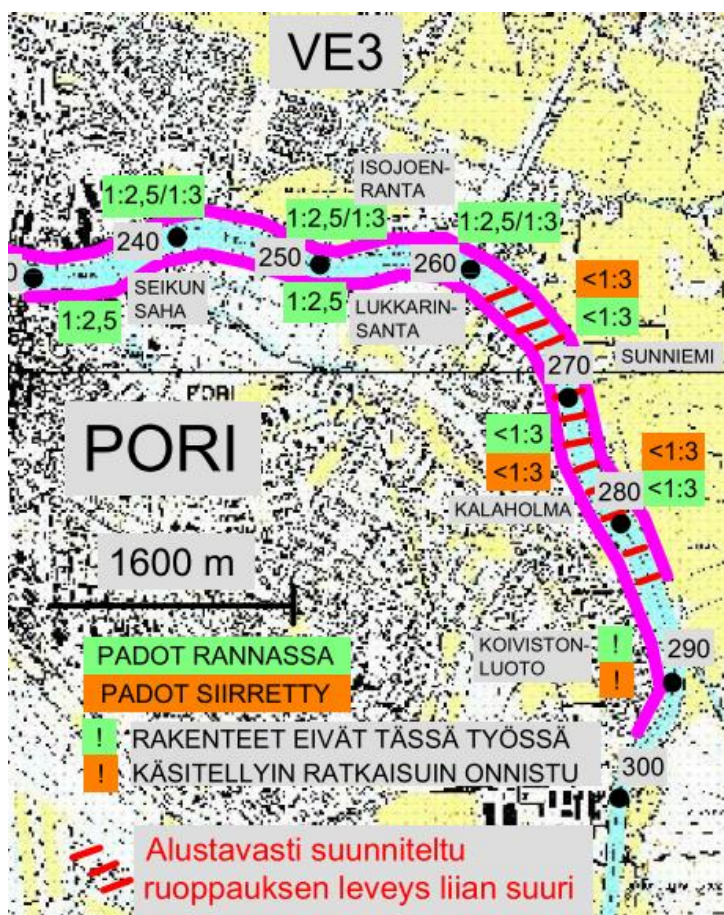
Kuva 7.96. Sunniemi, Harjunpäänjoen käänntö, piste 200, VE1, pitkäaikainen alivesi, vasen luiska 1:2 ja oikea luiska 1:3.

VE3:ssa tullaan toimeen luiskan kaltevuudella 1:3 Harjunpäänjoen ja Sunniemeen suunnitellu Harjunpäänjoen käänntön osalta. Nosteen aiheuttaman pohjannousun reunaehdot ovat samat kuin VE1:ssä.

Kaupungin pohjoispuolelle suunnitellun Harjunpäänjoen käänntön rakenteet ovat täsmälleen samat kuin VE1:ssä, joten myös laskelmat ja ratkaisut ovat täsmälleen samat. Nämä esitettiin VE1:n yhteydessä.

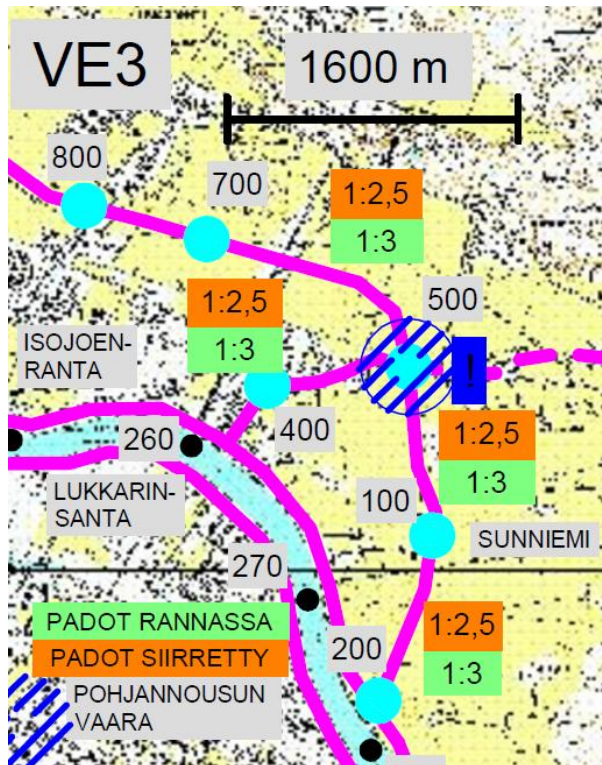
7.5.4 Yhteenveto

VE3:ssa Kokemäenjoen rannoilla tarvittavat luiskakaltevuudet on esitetty kuvassa 7.97. Suunnittelualueen alavirralla noin paalulle 260 asti ruoppaus ei vaikuta rannoilla tarvittaviin luiskakaltevuuksiin. Tästä ylävirralle päin on varauduttava siihen, ettei alustavaa laskelmissa käytettyä 80 metrin ruoppauksen pohjan leveyttä voida kyseiseen kohtaan sellaisenaan toteuttaa. Kyseisellä paaluvälillä ruoppaus on alustavasti suunniteltu niin lähelle rantaa, että vaarallisimmat liukupinnat tulevat ulos sen alueelta. Mikäli ruoppausta siirretään kauemmaksi, ovat luiskakaltevuudet samat kuin VE2:n mukaisilla rakenteilla.



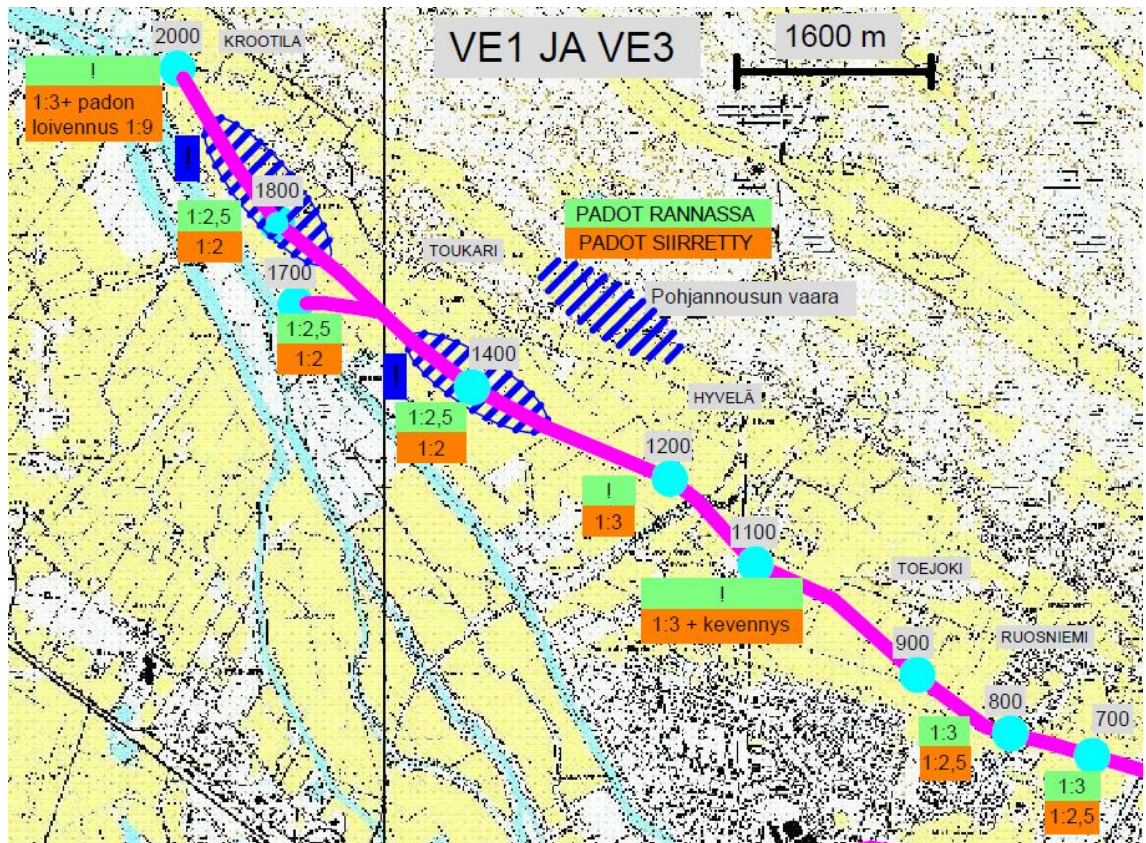
Kuva 7.97 VE3, Kokemäenjoen rannat, tarvittavat luiskakaltevuudet. Huutomerkit kuvaavat aluetta, jolle ei VE3:n mukaisia rakenteita tässä työssä käsiteltyin ratkaisuin voida toteuttaa.

Vasemmalla rannalla Koivistonluodossa ruoppaus ei huonontanut stabiiliteettia, mutta liukupinnoille, jotka kulkivat ruoppauksen suunnitellulle alueelle, saatiin edelleen alle yhden varmuuksia.



Kuva 7.98. VE2, Lisäuoman vaihtoehtoiset alkupäät ja lisäuoma Ruosniemessä, tarvittavat luiskakaltevuudet. Huutomerkki sinisellä pohjalla korostaa pohjannousun vaaraa.

Kuvassa 7.98 on esitetty Harjunpäänjoen ja Harjunpäänjoen käänntöjen tarvittavia kaltevuuksia Sunniemessä ja osassa Ruosniemeä. Tarvittava luiskakaltevuus padot rannassa on 1:3. Mikäli padot siirretään rannasta, tarvitaan luiskakaltevuus 1:2,5. Piste 500 lähistöllä tulee ottaa huomioon nosteen aiheuttama pohjannousu. Tarvittavat toimenpiteet ovat sama kuin VE1:ssä esitetyt.



Kuva 7.99 VE1 ja VE3, Harjunpäänjoen kääntö kaupungin pohjoispuolelta, tarvittavat luiskakaltevuudet ja muut toimenpiteet. Huutomerkit sinisellä pohjalla korostavat pohjannousun vaara. Huutomerkit vihreällä pohjalla tarkoittavat, ettei patoja voi rakentaa kyseisellä kohdalla rantaan.

Harjunpäänjoen kääntöön kaupungin pohjoispuolella tarvittavat luiskakaltevuudet ja muut toimenpiteet on esitetty kuvassa 7.99. Suunnitellut rakenteet ovat samanlaiset sekä VE1:ssä että VE3:ssä. Tarvittavat ratkaisut ovat tästä syystä kaikilta osin samat kuin VE1:ssä.

8. Johtopäätökset

8.1 Yleistä

Porin tulvasuojeluhankkeessa on alustavasti määritetty kolme vaihtoehtoista toteuttamisratkaisua. Vaihtoehdossa 1 (VE1) rakennettaisiin korkeat tulvapadot ja tehtäisiin vähän tai ei ollenkaan ruoppauksia. Vaihtoehdossa 2 (VE2) rakennettaisiin lisäuoma joen pohjoispuolelle. Tällöin padot pidettäisiin matalina ja ruoppauksia ei juuri suoritetaisi. Vaihtoehdossa 3 (VE3) suoritettaisiin paljon ruoppauksia ja padot pidettäisiin matalina. Vaihtoehdoissa 1 ja 3 Harjunpäänjoen rannat kunnostettaisiin ja vesi kulkisi nykyistä reittiään Kokemäenjokeen tai vaihtoehtoisesti Harjunpäänjoki käännettäisiin Sunniemeen tai kaupungin pohjoispuolelle. VE2:n lisäuoman yläpää rakennettaisiin kulkemaan Harjunpäänjoen nykyistä linjausta vastavirtaan tai lisäuoma rakennettaisiin alkamaan Sunniemestä.

Tässä diplomityössä tarkoituksena oli määrittää edellä mainituille vaihtoehtoisille toteuttamisratkaisuille stabiliteettitarkasteluin geotekniset reunaehdot. Vaihtoehtojen mukaisille rakenteille määritettiin luiskakaltevuudet ja muut mahdolliset toimenpiteet, joilla rakenteet voidaan toteuttaa. Vaihtoehdoille arvioitiin lisäksi nosteen aiheuttaman pohjannousun vaatimukset. Näiden toteuttamisvaihtoehtojen lisäksi laskettiin rantojen nykytilan stabiliteetteja (VE0).

8.2 Tarkastellut tilanteet ja rajaukset

Työssä keskityttiin tulvasuojelurakenteiden pitkän ajan vakavuuteen. Tulvasuojelurakenteiden mitoittavimmiksi tilanteiksi arvioitiin yliveden tai tulvan jälkeinen nopea vedenpinnan lasku ja pitkäaikainen alivesi, joiden tilanteissa laskennat tehtiin. VE0:n osalta tarkasteltiin myös keskiveden tilannetta. Mahdolliset rakennusaikaiset vakavuuteen liittyvät ongelmat ratkaistaan myöhemmissä suunnitteluvaiheissa.

Työssä keskityttiin tarkastelemaan luiskan ja maapohjan vakavuutta sekä uomissa mahdollisesti tapahtuvaa pohjannousua. Tapahtuneista luiskan sortumista, joissa pohjannousu on ollut yhtenä tekijänä, on saatu viitteitä Harjunpäänjoelta Sunniemessä. Pohjannousun johdosta uoman pohja löyhtyisi ja halkeilisi, mikä edelleen voisi johtaa luiskan sortumiin. Lisäksi pohjannousulla on vaikutusta pohjavedenpinnan tasoon. Pohjannousu asetti paikoin reunaehtoja vedenpinnan korkeudelle suunnitelluissa uusissa uomissa. Tarkastelujen tuloksena saadut ohjeelliset ulkoisen vedenpinnan korkeudet eivät ota huomioon ympäristön geoteknisiä näkökohtia, kuten kuivumista ja talojen painumista. Työssä ei siis tarkasteltu orsi- ja pohjaveden alenemisen vaikutuksia. Tarkasteluissa

keskityttiin vain uoman pohjan alle jäävän hienorakeisen maan pohjannousuun eikä esimerkiksi hienorakeisen maan alapuolelle jäävän karkearakeisen maan hydraulista murtumista tarkasteltu. Myöskään hienorakeisessa maassa tapahtuvaa sisäistä eroosiota ei tarkasteltu.

8.3 Laskelmien lähtökohdat

Stabiliteettilaskelmat tehtiin käyttämällä perinteistä lamellimenetelmää. Eri lamellimenetelmiä on monia. Nämä ottavat voima- ja momenttitasapainoehdot huomioon eri tavoin, minkä vuoksi saatu varmuuskerroin voi eri menetelmillä laskettuna olla erisuuruinen. Pääosa tämän työn laskelmista tehtiin käyttäen Bishopin yksinkertaista menetelmää. Lisäksi mitoittavimmat kohdat tarkistettiin Morgenstern-Pricen menetelmällä ympyrämuotoista ja vapaamuotoista liukupintaa käyttämällä. Eri menetelmillä laskettujen varmuuskertoimien erot olivat kuitenkin niin pieniä, etteivät ne vaikuttaneet rakenteiden mitoittamiseen.

Suunnittelualueelta tarkasteltiin eri toteuttamisratkaisuin yhteensä 27 laskentaleikkausta. Suunnitteluparametrit laskentaleikkauksille määritettiin Porin tulvasuojeluhanketta varten tehdyistä pohjatutkimuspisteistä. Kokemäenjoen rantojen osalta mitoittavimmat kohdat määritettiin luotauksella tehdyistä joen poikkileikkauksista. Maaparametrit määritettiin lähimmän soveltuvan pohjatutkimuspisteen mukaan. Harjunpäänjoen ja uusien uomien osalta laskentaleikkaukset sijoitettiin pohjatutkimuspisteiden kohdalle.

Maaperän havaittiin stabiliteettiin vaikuttavalla syvyydellä olevan pääasiassa joko savista silttiä tai laihaa tahi lihavaa savea. Näiden päällä oli lähes koko suunnittelualueella havaittavissa siltistä tai hiekasta koostuva tulvakerrostuma.

Maa noudattaa tehokkaita jännityksiä, jolloin avoimen tilan tarkastelun tekeminen pitkäaikaiselle tilanteelle on aina perusteltua. Huonosti vettä läpäisevälle koheesiomaalle voidaan laskea lisäksi suljetun tilan vakavuus kuvaamaan lyhyen ajan vakavuutta. Tällöin maan lujuuden oletetaan muodostuvan kokonaan koheesiosta. Suljetun tilan tarkastelu perustuu kokonaisjännityksiin.

Savisen siltin maaperäalueella laskennat tehtiin käyttämällä avoimen tilan menetelmää. Näin toimittiin, koska savisen siltin alueella tapahtuneet sortumat olivat kitkamaalle tyypillisiä sortumia. Vallitsevan maalajin ollessa savea laskennat tehtiin avoimen tilan menetelmän lisäksi suljetun tilan menetelmällä.

Avoimen ja suljetun tilan menetelmällä lasketut varmuudet erosivat paikoin selvästi toisistaan. Tämä johtuu menetelmien eri tavoista ottaa huokospaine huomioon. Suljetun tilan tarkasteluissa huokospaine ei vaikuta liukupinnalla vaikuttavaan leikkauslujuuteen.

Avoimen tilan tarkasteluissa käytetään tehokkaita jännityksiä, jolloin huokospaine vaikuttaa liukupinnalla vallitsevaan leikkauslujuuteen. Huokospaineen määrittäminen avoimen tilan tarkasteluihin on kuitenkin, etenkin huonosti vettä läpäisevillä mailla, vaikeaa ja sisältää jonkin verran epävarmuustekijöitä. Tässä työssä huokospaineesta käytettiin arvioita, minkä vuoksi savimailla tehtiin laskelmat kaikissa mitoitustilanteissa myös suljettua menetelmää käyttäen. Suljetussa tilassa suljettu leikkauslujuus on murtotilassa mitattu arvo ja sisältää murtotilassa vaikuttavan huokospaineen. Suljetun tilan tarkasteluissa saadut vakavuudet kuvaavat lähinnä lyhyen ajan ja työaikaista tilannetta eivätkä ne kuvaa luotettavasti pitkän ajan tilannetta.

Lamellimenetelmässä oletetaan huokospaineen olevan sama sekä käyttö- että murtotilassa. Käyttötilan perusteella määritetty huokospaine ei avoimen tilan tarkasteluissa näin ollen ole kuvaava enää pienillä varmuuskertoimilla. Tästä syystä on tärkeää, että lasketut avoimen tilan varmuudet ovat riittäviä ja tavoitellun suuruisia, jolloin huokospaine on tarkasteltavaa tilannetta kuvaava. Toisin sanoen esimerkiksi $F = 1,1$ voi tarkoittaa, että varmuus on todellisuudessa alle yhden. Tämä otettiin huomioon laskelmien tuloksia analysoitaessa.

Laskennoissa käytettiin patoturvallisuusohjeiden ja rakentamismääräyskokoelman mukaisia kokonaisvarmuuksia. Vedenpinnan nopean laskun tilanteessa vaadittuna varmuuskertoimena käytettiin arvoa $F \geq 1,3$ ja pitkäaikaisen aliveden tilanteessa $F \geq 1,5$. Rannoilla oleviin taloihin ulottuvilta liukupinnoilta vaadittiin, että $F \geq 1,65$. Nosteen aiheuttaman pohjannousun suhteen vaadittiin, että $F \geq 1,2$.

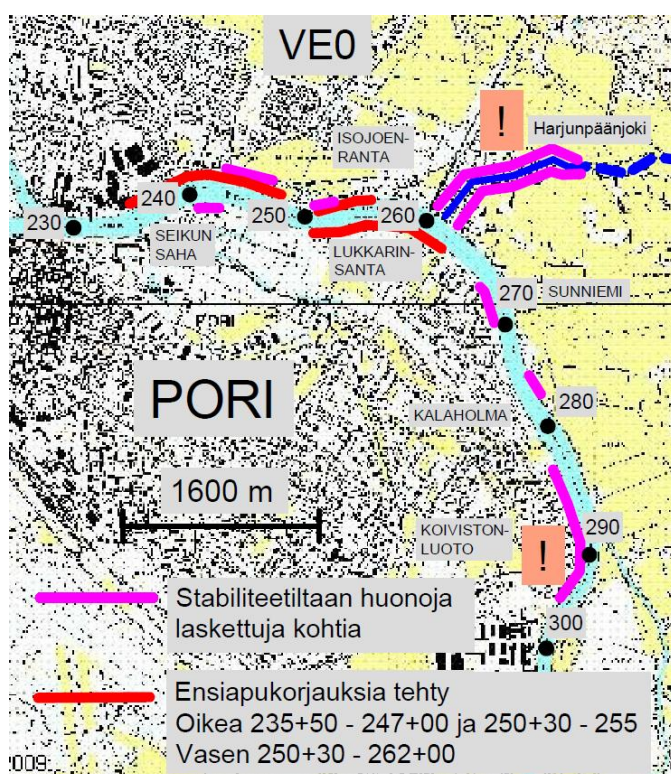
Avoimen tilan tehokas kitkakulma määritettiin laskentoihin kahdelta eri pisteeltä tehtyjen kolmiaksiaalikoekokeiden perusteella. Suunnittelualue oli laaja, eikä kolmiaksiaalikoekokeista määritettyjä tehokkaita lujuusparametreja tämän vuoksi voitu sellaisinaan käyttää kaikille laskentaleikkauksille. Kitkakulman laskenta-arvo suunnittelualueen muille laskentaleikkauksille johdettiin tutkittujen häiriintyneiden näytteiden ominaisuuksien avulla erilaisia epäsuoria yhteyksiä apuna käyttäen. Savisen siltin maaperäalueelta tehtyjen kolmiaksiaalikoekokeiden tuloksista pisteeltä 100 havaittiin koheesion häviävän muodonmuutostason kasvaessa. Myös savikerroksista, pisteen 1200 näytteistä, tehdyistä kolmiaksiaalikoekokeista havaittiin koheesion selkeä pieneneminen muodonmuutostason kasvaessa. Tämän vuoksi koheesiota ei mitoitettaviin tilanteisiin mallinnettu. Monin paikoin nykytilassa rannat pysyvät paikoillaan juuri koheesion vuoksi. Kun mitoitettava tilanne tapahtuu, koheesio häviää ja rannat voivat sortua. Tämän vuoksi se, että rannat ovat pysyneet sortumatta tähän asti, ei tarkoita sitä, etteivätkö ne mitoitettavan tilanteen tapahtuessa sortuisi.

Suljetun tilan tarkasteluissa käytettiin siipikairauslujuudesta redusoitua suljettua leikkauslujuutta. Suljetun leikkauslujuuden edustavuutta, oikeellisuutta ja reduktion tarpeellisuutta tarkasteltiin vertaamalla sitä vallitsevaan tehokkaaseen pystyjännitykseen eri ko-

kemusperäisten yhtälöiden avulla. Koivistonluotoa lukuun ottamatta havaittiin redukti-
on olevan tarpeen. Koivistonluodossa, jossa rannan oletettiin tapahtuneiden siirtymien
vuoksi olevan häiriintynyt, käytettiin laskennoissa myös redusoimatonta lujuutta.

8.4 Rantojen nykytilan (VE0) analysointi

Vaihtoehto 0:n laskennoissa saatuja stabiliteetiltaan heikoimpia kohtia on esitetty ku-
vassa 8.1.



Kuva 8.1. VE0:n eli nykytilan laskennoissa havaittuja stabiliteetiltaan heikoimpia paik-
koja ja jo tehtyjä ensiapukorjauksia rannalla. Huutomerkillä on merkitty alueet, joiden
on katsottu olevan kaikkein heikoimmat ja vaativan nopeita toimenpiteitä.

Kuvaan on violetilla merkitty kohdat, joissa varmuuskertoimeksi saatiin jossakin tarkas-
telussa mitoitustilanteessa alle 1,0. Jos mitoitustilanne tapahtuu, mahdollinen sortuma
voi olla nopea ja täten ihmishenki tai terveys voi olla vaarassa. Heikoimmat kohdat Ko-
kemäenjoen rantojen osalta ovat joen ulkokaarteissa, joissa rannat ovat jyrkät. Harjun-
päänjoen koko alaosassa rannat ovat kuluneet lähes pystysuoriksi, minkä vuoksi stabili-
teetti on huono.

Kokemäenjoen vasemmalla rannalla Koivistoluodossa stabiliteetti on nykytilassa keski-
vedentilanteessakin erittäin huono. Rannalla arveltiin tapahtuneen siirtymiä, jotka ovat
johtaneet saven häiriintymiseen lähellä rantaa. Jyrkimmissä kohdissa ranta on todennä-
köisesti jo murtotilassa. Rannan lähellä olevat talot ovat vaarassa. Jos rannalla tapahtuu

sortuma, se on todennäköisesti nopea. Pisteiden 1200 kolmiakselialikoetuloksista havaittiin, että alueen savikerrostumalla on kykyä vastustaa muodonmuutoksia noin 5 %:n muodonmuutostasoon asti, jonka jälkeen vastustuskyky häviää ja sortuma voi olla nopea. Toisin sanoen ranta on tällä hetkellä todennäköisesti valunut jonkin verran jokeen päin ja odottelee parhaillaan muodonmuutostason ylittymistä eli tarpeeksi epäsuotuisa tilannetta sortuakseen. Tämän vuoksi rannoilla liikkuvien ihmisten henki ja terveys ovat uhattuina.

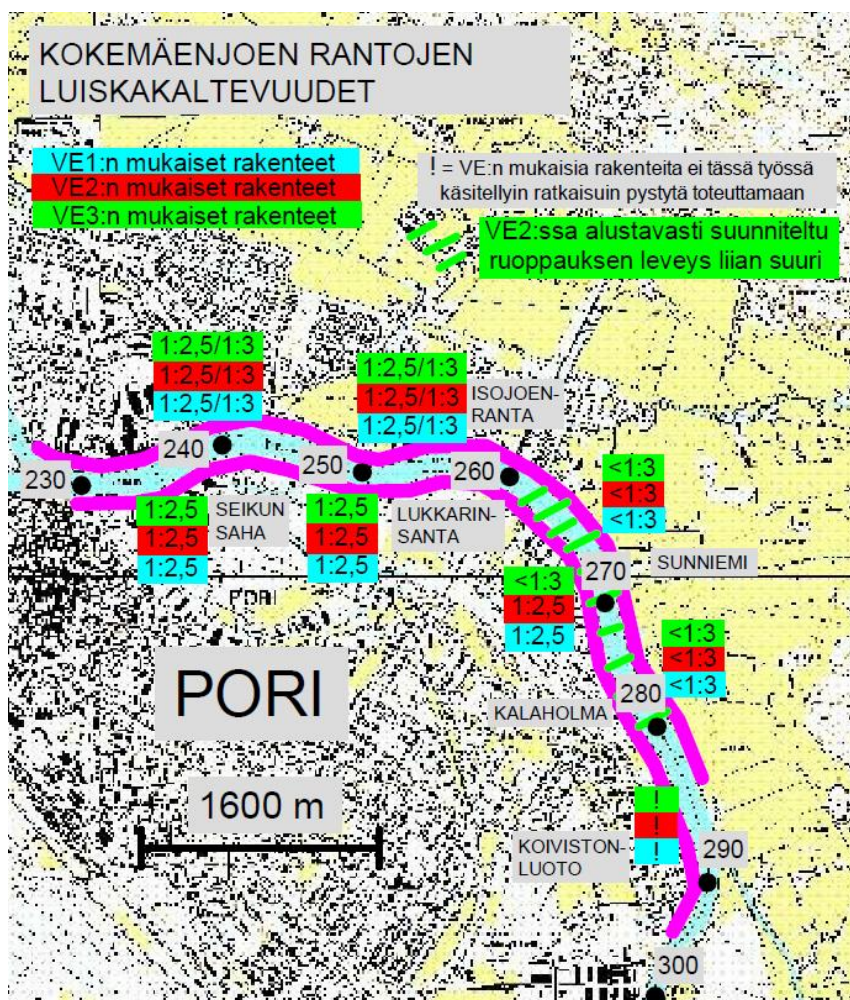
Koivistonluodosta on nyt tehty vain yleispiirteiset pohjatutkimukset. Alueelta olisikin nopeasti tehtävä lisää pohjatutkimuksia, joiden perusteella stabiliteetti voitaisiin arvioida tarkemmin. Näiden perusteella voidaan tarkemmin harkita tarvittavia toimenpiteitä. Avoimen tilan kitkakulma on tarkasteluihin määritetty kaukaa vastaavasta savikerrostumasta. Jatkossa tulisi määrittää juuri Koivistonluodon tehokkaat lujuusparametrit tarkempien tarkastelujen tekemiseksi. Suljetun tilan tarkasteluja varten tulisi tehdä lisää siipikairauksia eri etäisyyksiltä rannasta, jotta nähdään, miten siipikairausvastus kehittyy mentäessä etäämmäksi rannasta. Lisäksi tulisi aloittaa siirtymä- ja huokospainemittaukset.

Harjunpäänjoen alaosassa on tapahtunut rantaluiskan sortumia ajoittain. Myös laskettujen stabiliteettien perusteella sortumat ovat todennäköisiä. Varmuus on kaikissa mitoitustilanteissa alle 1,0 tai vain hieman tätä suurempi. Tämän takia rannoilla voi tapahtua sortumia, joista aiheutuu vaaraa rannoilla liikkuville ihmisille. Harjunpäänjoen rannoilla olevat talot eivät vielä suoranaisesti näyttäisi olevan vaarassa, mutta rantojen kunto heikkenee koko ajan, minkä vuoksi talojen edestä lähtevien liukupintojen varmuus pienenee ajan myötä kaikissa mitoitustilanteissa. Monin paikoin rannat pysyvät tällä hetkellä paikoillaan näennäisen koheesion avulla. Laboratoriokokeissa koheesion kuitenkin todettiin häviävän suuremmilla muodonmuutoksilla, minkä vuoksi on odotettavissa sortumia, jos mitoitettava tilanne tapahtuu. Tulvasuojeluratkaisusta riippumatta Harjunpäänjoen rantojen stabiliteettia olisi nopeasti parannettava.

8.5 Tulvasuojeluvaihtoehtojen (VE1, VE2 ja VE3) ratkaisut

8.5.1 Kokemäenjoen rannat

Kokemäenjoen rantojen rakenteille eri ratkaisuvaihtoehtoisissa tarvittavat luiskakaltevuudet on esitetty kuvassa 8.2. Mikäli luiska on selvästi loivempi kuin tarvittava kaltevuus, riittää verhouksen tekeminen luiskaan.



Kuva 8.2. Tulvasuojeluvaihtoehdot Kokemäenjoen rannoille: tarvittavat luiskakaltevuudet. Esitetyt kaltevuudet on laskettu siten, että padot ovat rannassa. Patojen siirto etäämmäksi rannasta ei muuttanut tarvittavaa luiskan kaltevuutta.

Kuvasta huomataan VE1:ssä ja VE2:ssa tarvittavien luiskakaltevuuksien olevan koko suunnittelualueella samat. Toisin sanoen patojen korkeus ei vaikuttanut stabiileettiin niin paljoa, että tarvittavat luiskakaltevuudet muuttuisivat. VE3 eroaa muista vaihtoehdoista noin paalujen 260 ja 280 välillä vasemmalla rannalla, jossa ruoppaus on alustavasti suunniteltu tehtäväksi liian lähelle rantaa. Tällä paaluvälillä ei VE3:ssa suunniteltua ruoppausta voida toteuttaa alustavasti määritetyllä 80 metrin leveydellä.

Kaikissa vaihtoehdoissa ongelmallisin kohta on vasemmalla rannalla Koivistonluodossa, jossa tässä työssä käsiteltyin ratkaisuin ei minkään vaihtoehdon rakenteita pystytä toteuttamaan. Kuten edellä VE0:n yhteydessä todettiin, on alueella nopeasti tehtävä lisätutkimuksia. Koivistonluodossa VE3:n ruoppaus ei vaikuttanut stabiileettia huonontavasti, mutta liukupinnoille, jotka kulkivat ruoppauksen suunnitellulla alueella, saatiin edelleen alle yhden varmuuksia.

Oikealla rannalla noin paalulta 260 ylävirrälle päin vaaditaan kaikissa vaihtoehdoissa loivempi luiska kuin 1:3 tai vaihtoehtoisesti muita stabiileettia parantavia toimenpiteitä,

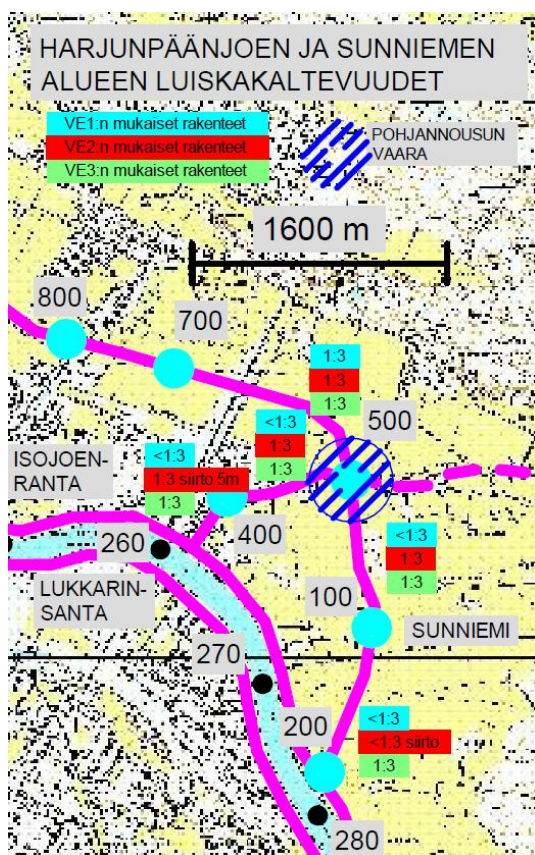
kuten vastapenkereitä. Suunnittelualueen alavirralla noin paaluvälillä 230–260 tullaan molemmilla rannoilla kaikissa vaihtoehdoissa toimeen luiskan kaltevuudella 1:2,5, vaikkakin paikoin on oikealla rannalla varauduttava kaltevuuteen 1:3.

8.5.2 Sunniemen ja Harjunpäänjoen alue

Tulvasuojeluvaihtoehdoissa tarvittavia luiskan kaltevuuksia ja muita ratkaisuja Sunniemessä ja Harjunpäänjoen alueella on esitetty kuvassa 8.3. VE1:n ja VE3:n ratkaisut kuvaavat siis Harjunpäänjoen ja Harjunpäänjoen kääntöjen ratkaisuja. VE2:n vaihtoehtoiset ratkaisut kuvaavat lisäuoman yläpäässä tarvittavia luiskan kaltevuuksia ja muita toimenpiteitä.

VE1:ssä tulee alueella varautua hieman loivempaan luiskaan kuin 1:3, kun padot pidetään rannassa. VE3:ssa riittää luiskan kaltevuus 1:3. Mikäli padot siirretään rannasta (tarkasteluissa käytettiin 15 metrin siirtoa), voidaan luiskat rakentaa VE1:ssä ja VE3:ssa kaltevuuteen 1:2,5.

VE2:n osalta alueella tulee varautua luiskan kaltevuuteen 1:3. VE2:n lisäuoman vaihtoehtoisissa yläpäissä tulee kuvan 8.3 mukaisesti varautua siirtämään patoa 5 metriä etäämmäksi luiskasta ja muotoilemaan luiska kaltevuuteen 1:3. Lisäuoman pohjan leveys ei vaikuttanut stabiliteettiin.

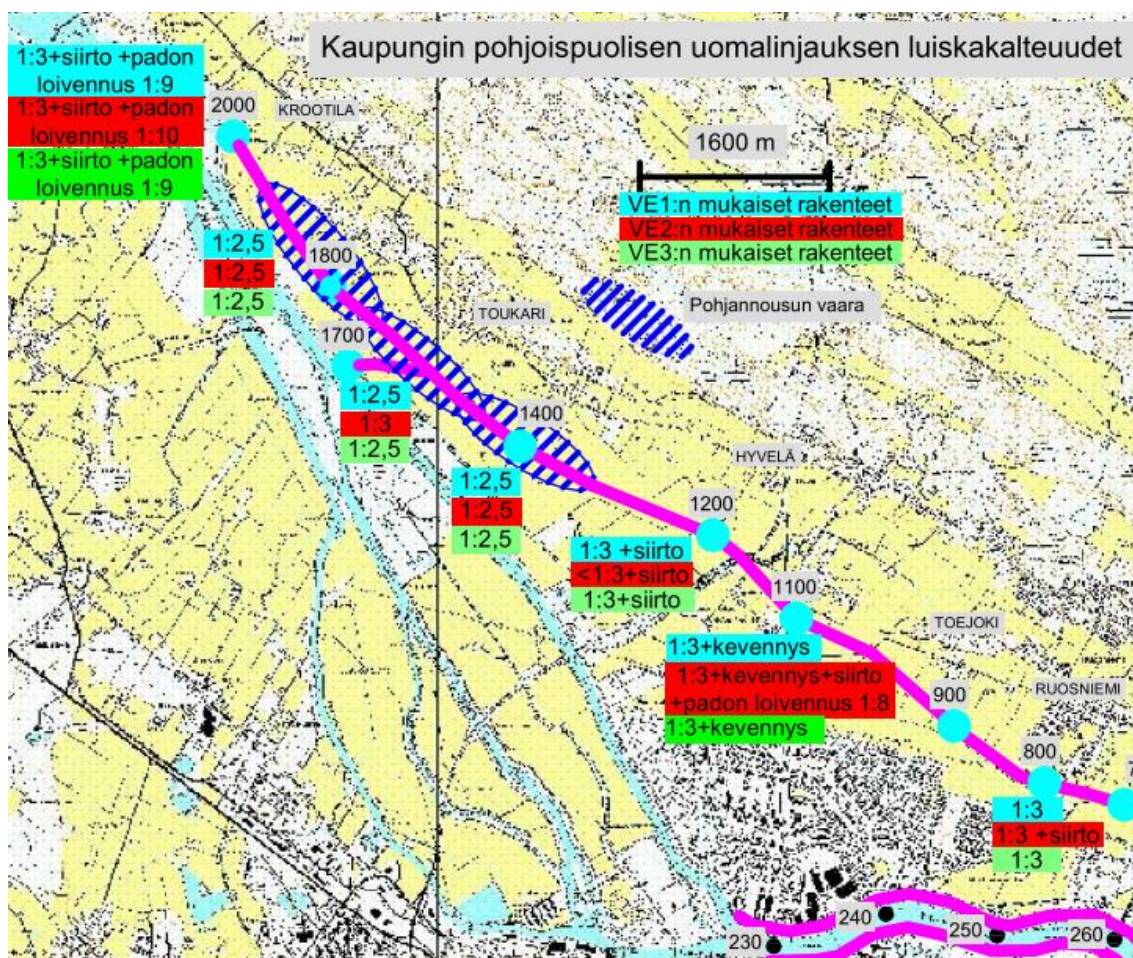


Kuva 8.3. Tulvasuojeluvaihtoehdot: Harjunpäänjoessa, Sunniemessä ja osassa Ruosniemeä tarvittavat luiskakaltevuudet.

Uomien risteämiskohdassa pohjatutkimuspisteen 500 lähistöllä on jatkosuunnittelussa laskettava tarkemmin nosteen aiheuttaman pohjannousun vaara pohjavesiputkista saatavien tietojen avulla. Nyt lasketuilla pohjaveden tasoilla olisi joka vaihtoehdossa varauduttava padottamaan vesi selvästi uoman aliveden korkeutta ylemmälle tasolle. Jatko-suunnittelussa tulee myös määrittää tarkemmin alue, jossa varmuus pohjannousua vastaan on pieni. Tässä työssä laskettiin pohjannousun mahdollisuus vain kunkin pohjatutkimuspisteen kohdalta. Toisin sanoen kuvassa 8.3 sinisellä korostettu alue voi olla laajempikin.

8.5.3 Ruosniemi, Hyvelä, Toukari ja Krootila

Kuvassa 8.4 on esitetty tarvittavia luiskaltevuuksia VE1:n ja VE3:n Harjunpäänjoen kaupungin pohjoispuolisen käynnön ja VE2:n lisäuoman alapään osalta. VE1:n ja VE3:n mukaiset rakenteet ovat tässä keskenään samanlaisia, joten myös ratkaisut ovat samat.



Kuva 8.4. Tulvasuojeluvaihtoehdot. Kaupungin pohjoispuolisen uomalinjauksen luiskakaltevuudet.

Harjunpäänjoen kaupungin pohjoispuolisen käynnön osalta VE1:ssä ja VE3:ssa uomalinja onnistuu kuvan 8.4 mukaisesti pääasiassa luiskakaltevuudella 1:3 tai 1:2,5. Ongelmallisimmat paikat löytyvät Hyvelästä pisteeltä 1100 ja 1200 sekä Krootilasta pisteeltä 2000. Hyvelässä pisteiden 1100 ja 1200 kohdilla VE1:n ja VE3:n mukaisia patoja ei voida rakentaa rannalle. Patojen siirron lisäksi tarvitaan uoman luiskille kaltevuus 1:3. Pisteellä 1100 tarvitsee nyt tehtyjen pohjatutkimusten perusteella uoman luiskaan tehdä lisäksi kevennysleikkaus tai loiventaa luiskaa entisestään. Purkautuminen Kokemäenjokeen Toukarilla pisteen 1700 kohdalla onnistuu luiskakaltevuudella 1:2,5. Jotta Harjunpäänjoen käynnön purkautuminen Krootilassa pisteen 2000 kohdalla onnistuisi, pitää patoja siirtää rannasta. Siirron lisäksi tulee tehdä patojen luiskat loivemmiksi kuin 1:9 tai käyttää luiskassa vastaava porrastusta. Vaihtoehtoisesti voidaan jatkosuunnittelussa harkita esimerkiksi penkereen rakentamista vaiheittain tai pohjanvahvistusta.

VE2:n mukaisen lisäuoman alapäässä tarvittavat luiskakaltevuudet ja muut toimenpiteet on esitetty myös kuvassa 8.4. Ongelmallisimmat paikat löytyvät myös VE2:n osalta Hyvelästä ja Krootilasta. Pisteiden 1100 kohdalla tulee nykyisen pohjatutkimustiedon valossa varautua uoman luiskassa kevennysleikkaukseen, kaltevuuteen 1:3 sekä patojen siirtoon etäämmäksi rannasta. Tämän lisäksi tulee padon luiskat loiventaa kaltevuuteen

1:8 tai tehdä luiskaan tätä vastaava porrastus. Lisäuoman purkautuminen Kokemäenjokeen Toukarilla onnistuu luiskakaltevuudella 1:3. Jotta lisäuoman purkautuminen Krootilassa pisteen 2000 kohdalla onnistuisi, pitää patoja siirtää rannasta. Siirron lisäksi tulee tehdä patojen luiskat loivemmiksi kuin 1:10 tai tehdä luiskaan vastaava porrastus. Padon luiskan loiventamisen vaihtoehtona voidaan pisteillä 1100 ja 2000 jatkosuunnittelussa harkita lisäksi penkereen rakentamista vaiheittain tai pohjanvahvistusta. VE2:n lisäuoman pohjan leveydellä (10 tai 30 metriä) ei yhdessäkään laskennassa todettu olevan vaikutusta stabiliteetteihin.

Pisteen 1100 pohjatutkimuksissa havaittiin siipikairauslujuudeltaan pieni savikerros, jota pitkin vaarallisimmat liukupinnat tarkasteluissa kulkivat. Kyseinen heikko savikerros voi olla esimerkiksi jokin heikko aikanaan vanhaan joen uomaan kerrostunut hienorakeisempi kerrostuma. Kyseisistä kerroksista on aikoinaan saatu viitteitä Porin seudulla tiesuunnittelun yhteydessä. Tosin heikko savikerros on mallinnettu laskentoihin vain yhden siipikairaushavainnon perusteella. Ilman kyseistä heikkoa savikerrosta stabiliteetit niin lisäuoman kuin Harjunpäänjoen käännön osalta olisivat riittävät selvästi pienemmällä rakenteilla. Pisteen 1100 läheisyydestä olisikin hyvä tehdä lisää pohjatutkimuksia, jotta saataisiin selvyys nyt havaitun heikon maakerroksen olemassaolosta.

Piste 2000 Krootilassa sijaitsee paikassa, joka on ollut jatkuvasti vedestä kuivilla vain noin 50 vuoden ajan. Alueella on näin ollen vielä konsolidaatio käynnissä, minkä vuoksi suljettu leikkauslujuus oli erittäin pieni. Tämä selittää hyvin, miksi padoille tarvittiin tulvasuojeluvaihtoehtojen tarkasteluissa erittäin loiva luiska, jotta stabiliteetti saatiin riittäväksi.

Jokaisessa vaihtoehdossa nosteen aiheuttaman pohjannousun vaatimukset tulee ottaa huomioon Toukarin alueella kuvassa 8.4 tumman sinisellä merkityillä alueilla. Alueilla on varauduttava padottamaan vesi ylemmäs tai esimerkiksi korvaamaan uoman pohjan alle jäävä hienorakeinen maa karkeammalla. Alueelle on asennettu pohjavesiputkia, joista mitoittava pohjavedenpinta voidaan selvittää jatkosuunnittelussa tehtäviin tarkempiin laskentoihin.

8.6 Suositeltavat jatkotoimenpiteet

Jokaiselle tulvasuojeluvaihtoehdolle Koivistoluodon aluetta lukuun ottamatta onnistuttiin määrittämään tarvittavat luiskakaltevuudet ja muut toimenpiteet, joilla vaihtoehtojen mukaisten maarakenteiden stabiliteetti saatiin riittäväksi. Koivistonluodon alueelta tulisikin nopeasti tehdä lisätutkimuksia, joiden perusteella voidaan paremmin arvioida tulvasuojelurakenteiden toteutettavuutta myös tällä alueella. Lisätutkimukset Koivistonluodon alueella ovat tärkeitä myös rantojen nykytilan arvioimiseksi.

Pisteeltä 1100 tulisi tehdä lisää pohjatutkimuksia, joilla voidaan varmistaa nyt pohjatutkimuksista havaitun heikon savikerroksen olemassaolo ja laajuus.

Nosteen aiheuttaman pohjannousun asettamat reunaehdot tulisi määrittää tarkemmin pohjavesiputkista myöhemmin saatavien mitoittavien vesipintojen perusteella.

Tässä diplomityössä Kokemäenjoen ja Harjunpäänjoen rantojen nykytilojen stabiiliteettilaskelmat osoittivat, että rannat ovat monin paikoin huonossa kunnossa. Koivistonluodossa on tälläkin hetkellä rannan sortuman vaara. Lasketut varmuudet olivat keskiveden tilanteessakin alle yhden. Harjunpäänjoen rannat pysyvät tällä hetkellä sortumatta vain näennäisen koheesion avulla. Jos mitoitustilanne tapahtuu, näennäinen koheesio häviää ja sortumat ovat todennäköisiä myös Harjunpäänjoen rannoilla. Mikäli sortumia tapahtuu, ne ovat todennäköisesti nopeita ja niistä aiheutuu merkittävä vaara ihmisten hengelle ja terveydelle. Edellä esitetyn perusteella olisi tärkeää ryhtyä kunnostamaan rantoja nopeasti, vaikkei mitään tulvasuojelurakenteita toteutettaisi.

LÄHDELUETTELO

- /1/ Koskinen M. (toim.). Porin tulvat -hallittuja riskejä?. Lounais-Suomen ympäristökeskus. Turku 2006. 82 s.
- /2/ Porin kaupunki, Tekninen palvelukeskus
- /3/ Jääskeläinen R. Geotekniikka. Espoo 1984, Otakustantamo. 293 s.
- /4/ Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. RIL 157-2 Geomekaniikka II. Helsinki 1990. 424 s.
- /5/ Huang Yang H. Stability analysis of earth slopes. New York 1983, Van Nostrand Reinhold. 305 s.
- /6/ Helenelund K.V. Maarakennusmekaniikka 137. Espoo 1981, Otakustantamo. 278 s.
- /7/ Abramsin L, Lee T, Sharma S, Boyce G. Slope stability and stabilization methods, Second Edition, New York 2001, John Wiley & Sons, Inc. 736 s.
- /8/ Ratahallintokeskus. Radan stabiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet, Kirjallisuustutkimus ja laskennallinen tausta-aineisto. Helsinki 2006, RHK, A10/2006. 319 s.
- /9/ Cheng Y.M. Slope 2000 Theory manual, Hong Kong Polytechnic University. 2005. 47 s.
- /10/ Bishop A.W. The Use of the Slip Circle in Stability Analysis of Earth Slopes. Geotechnique No. 5. London 1955. 11 s.
- /11/ http://www.geo-slope.com/contact/directcontact_feb07.html
- /12/ Tiehallinto. Maanvarainen tiepenger savikolla, suunnitteluohje. TIEL 3200276, tielaitoksen selvityksiä 67/1994. Helsinki 1995. 50 s.
- /13/ Vesi- ja ympäristöhallitus. Patoturvallisuusohjeet, Vesi- ja ympäristöhallinnon julkaisuja. Helsinki 1991. 85 s.

- /14/ Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. RIL 194-1992 Putkikaivanto-ohje. Helsinki 1992. 131 s.
- /15/ Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. RIL 121-2004 Pohjarakennusohjeet 2004. Helsinki 2004. 137 s.
- /16/ Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. RIL 207-2009 Geotekninen suunnittelu, eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje. Helsinki 2009. 244 s.
- /17/ Cripps C. Peltonen J. Räsänen M. Huhta P. Kokemäenjoen suiston maaperämuodostumat ja niiden kemialliset piirteet. GTK 2008. Julkaisematon luonnosversio. 56 s.
- /18/ <http://www.pori.fi/ymparisto/vesistot>
- /19/ Huhta P. Korsman K. (toim.). Alueellinen maankamaran jännitystila Satakunnassa, Espoo 2003, GTK, raportti P 34.4.040. 17 s.
- /20/ Kolisoja, P. Maan mekaanisten ominaisuuksien määrittelylaitteisto. Lisensiaatintyö. Tampereen teknillinen korkeakoulu. 1990. 197 s.
- /21/ Länsivaara T. Jännityspolkuohjaus kolmiaksaalikokeessa. Diplomityö. Tampereen teknillinen korkeakoulu. 1992. 123 s.
- /22/ Janbu N. Stability evaluations in engineering practice. Special lecture. Trondheim 1996. 17 s.
- /23/ Chen W.F. (editor-in-chief). The Civil Engineering Handbook, second edition. Boca Raton (FL) 1995, CRC Press. 2609 s.
- /24/ Bowles J. Foundation Analysis and Design, fifth edition. New York (NY) 1997, McGraw- Hill. 1175 s.
- /25/ Tiehallinto. Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet.. Helsinki 2001. TIEH 2100002-01. 116 s.
- /26/ Banverket, Stabilitetanalyser Handbok. Borlänge 2002. Banverket, Huvudkontoret, BVH 585.10.
- /27/ Das B. Principles of Geotechnical Engineering, second edition. Boston 1990, PWS-Kent, MA. 665 s.

- /29/ Helenelund K.V. Methods for reducing undrained shear strength of soft clay. Linköping 1977. SGI, Rapport 3. 59 s.
- /30/ Skredkommissionen. Anvisningar för släntstabilitetsutredningar Linköping 1995, Skredkommissionen, Rapport 3:95.
- /31/ Larsson R. Sällfors G. Bengtsson P-E. Alén C. Bergdahl U. Eriksson L. Utvärdering av skjuvhållfasthet i kohesionsjord. Linköping 2007, SGI, Information 3, 64 s.

LIITTEET

Liite 1: Liite-CD: Kaikki tehdyt stabiliteetilaskelmat