



Väylävirasto
Trafikledsverket

Väyläviraston julkaisu
59/2021

Radan alusrakenteen ja pohjamaan kuormituskestävyysmitoituksen kehittäminen

Laskennallinen lähestymistapa

Marko Peltomäki

**Radan alusrakenteen ja pohjamaan
kuormituskestävyyssmitoituksen
kehittäminen**

Laskennallinen lähestymistapa

Väyläviraston julkaisuja 59/2021

Verkkajulkaisu pdf (www.vayla.fi)

ISSN 2490-0745

ISBN 978-952-317-906-6

Väylävirasto

PL 33

00521 HELSINKI

puh. 0295 343 000

Marko Peltomäki: Radan alusrakenteen ja pohjamaan kuormituskestävyyssmitoituksen kehittäminen - Laskennallinen lähestymistapa. Väylävirasto Helsinki 2021. Väyläviraston julkaisuja 59/2021. 188 sivua. ISSN 2490-0745, ISBN 978-952-317-906-6.

Avainsanat: radat, alusrakenne, pohjamaa, kuormitus, raidegeometria

Tiivistelmä

Tämä työ käsittelee ratarakenteen kuormituskestävyyssmitoituksen kehittämistä alusrakenteen ja pohjamaan näkökulmasta. Ratarakenteen kuormituskestävyyssmitoituksen tarkoituksena on varmistaa raidegeometrian säilyminen mitoitusti liikenteen alaisuudessa ja samalla näin taata radan riittävä palvelutaso junaliikenteelle. Kokeellisiin tutkimusmenetelmiin liittyvien käytännön rajoitteitten takia tässä tutkimuksessa aihetta on lähestytty teoreettisesti käyttäen elementtimenetelmään perustuvia täysimittakaavaisia rakennemalleja. Myös olemassa olevaa kirjallisuutta on hyödynnetty varsin laajalti: niin laskentamallien kehittämis- ja verifiointivaiheessa, kuin myös itse mitoitusmenetelmien kehittämistyössä.

Karkeasti jaoteltuna alusrakennedeformaatio on yleensä seurausta joko pohjamaajouaston aikaansaamasta pengerleviästä ja/tai alusrakenteen yläosissa tapahtuvasta, raskaan junaliikenteen synnyttämästä materiaalin raerungon uudelleenjärjestäytymistä sen pyrkiessä hakemaan riittävä tuenta ulkoista kuormitusta vastaan. Vastaavasti pohjamaan alueella tapahtuva kumulatiivinen muodonmuutoskertymä on tyypillisesti seurausta pölkyn alapuolisen pohjamaan työntymisestä radan sivuun; junakuormituksesta pohjamaan kohdistuvan jännitystason kasvaessa liian suureksi pohjamaan lujuuteen nähden, voi seurauksena olla todella merkittävä rakenneaurio. Erityisen suuri pohjamaadeformaation riski on hienorakeisilla pohjamailla – etenkin ohuita rakennepaksumuksia käytettäessä.

Laskentamallin verifiointinissa käytettiin kokeellista mittausdataa kahdesta erilaisesta koe-kohteesta: Korja-Kouvola rataosalla (1999) saatavissa olutta mittausaineistoa sekä vuoden 2020 Pori-Mäntyluoto mittauksista saatua maanpaine- ja siirtymäantureiden mittadataa. Lisäksi hyödynnettiin ulkomaalaisessa kirjallisuudessa saatavissa ollutta aineistoa soveltuville osin. Verifiointilaskelmien perusteella tutkimuksessa käytetty laskentamalli vaikuttaisi toimivan yleisesti ottaen erittäin hyvin; suuruusluokaltaan ja yleistrendiltään laskentatulokset vastaavat mitattuja arvoja. Ainoastaan Pori-Mäntyluoto koe-kohteesta välikerroksen alueelta mitatut pituussuuntaiset maanpaineet erosivat merkittävässä määrin laskentatuloksista. Puolestaan välikerroksesta poikkisuuntaisia jännityksiä mitannut anturi tulkittiin vioittuneeksi.

Verifioidulla laskentamallilla suoritettiin varsin laaja laskentakokonaisuus, jossa varioitavina muuttujina olivat mm. pohjaolosuhteet, rakennepaksumuus, rakenneleveys, alusrakennemateriaalin laatu ja erilaisesta junakalustosta rataan kohdistuva kuormitus. Laskentatuloksien pohjalta kehitettiin analyttinen sovitemallikonaisuus, joka kaavamutoisesti kuvaa halutun rakennekokonaisuuden jännitys-, siirtymä- ja muodonmuutosvastetta tietyn akselipainon alaisuudessa samalla havainnollistaen ratarakenteen kuormituskäyttäytymisen taustalla vallitsevia vaikutusmekanismeja. Sovitemalleissa käytetyt yhtälötyypit on tarkoituksella pidetty mahdollisimman yksinkertaisina – kaavojen korrelaatioaste mallinnustulosten kanssa on kuitenkin poikkeuksetta yli 0,99.

Työn loppupuolella on esitetty mitoituskäyrästä luonnokset rakennepaksumuuden mitoitukseen pohjamaadeformaatiota vastaan, rakennejouaston arviointiin, pengerlevyyden mitoitukseen (rakennepaksumuus ja materiaalilaatu huomioiden), erillisen välikerroksen tarpeen arviointiin sekä heikkolaatuisen alusrakennemateriaalin vähimmäiskuivatussyvyyden määrittämiseen. Kehitettävien mitoitusmenetelmien lähtökohtana on ollut estää alusrakenteen tai pohjamaan alueella tapahtuva deformaatio ilman, että rakentamiskulut kasvavat kohtuuttomiksi. Työssä esitettävät mitoitusmenetelmät tarjoavat alustavat suuntaviivat rakennesuunnittelun tueksi ja samalla konkretisoivat eri suunnitteluratkaisujen vaikutusta periaatteellisella tasolla.

Marko Peltomäki: Utveckling av dimensioneringen av belastningståligheten i banans underbyggnad och undergrunden. Trafikledsverket. Helsingfors 2021. Trafikledsverkets publikationer 59/2021. 188 sidor. ISSN 2490-0745, ISBN 978-952-317-906-6.

Sammanfattning

Detta arbete behandlar utvecklingen av dimensioneringen av belastningståligheten för banstrukturen ur underbyggnads- och undergrundssynvinkel. Målet med dimensioneringen av belastningståligheten för banstrukturen är att säkerställa att bangeometrin hålls inom ramen för den dimensionerade trafiken och på samma gång att säkerställa en tillräcklig servicenivå för tågtrafiken. På grund av de praktiska begränsningar som hänför sig till experimentella studiemetoder har man i denna studie närmast sig ämnet genom att använda fullskaliga underbyggnadsmodeller som grundar sig på elementmetoden. Också existerande litteraturkällor har utnyttjats i relativt hög grad: såväl i utvecklings- och verifieringsfasen för beräkningsmodellerna som i själva utvecklingsarbetet för dimensioneringsmetoderna.

Grovt sett är en deformation i underbyggnaden i allmänhet en följd av antingen vallutbredning som orsakats av flexibilitet i undergrunden och/eller av att materialets kornskelett omorganiseras sig, vilket orsakas av tung tågtrafik och äger rum i de övre delarna av underbyggnaden, då skelettet strävar efter tillräckligt stöd mot den externa belastningen. På motsvarande sätt är formändringskumuleringen i undergrunden i typfallet en följd av att undergrunden under silpern förskjuts till sidan av banan; då nivån på spänningen mot undergrunden på grund av tågbelastningen blir för stor sett till undergrundens hårdhet, kan följden vara att en verkligt betydande underbyggnadsskada uppkommer. Risken för deformation i undergrunden är synnerligen stor för finkorniga undergrunder – i synnerhet då tunna underbyggnader används.

I verifieringen av beräkningsmodellen användes experimentell mätdata från två olika provobjekt: Tillgänglig mätdata rörande avsnittet Korja–Kouvola (1999), liksom mätdata av jordtryck- och förskjutningssensorerna vid mätningarna Björneborg–Tallholmen år 2020. Därtill utnyttjades tillgängligt material i de utländska litteraturkällorna i tillämpliga delar. Utifrån verifieringsberäkningarna ser det ut som om den beräkningsmodell som använts i studien generellt sett fungerar väldigt bra; i fråga om storleksklass och allmän trend motsvarar beräkningsmodellen de uppmätta värdena. Enbart de långsgående jordtrycken som mättes i mellanskiktet i provobjektet Björneborg–Tallholmen avvek i betydande mängd från beräkningsresultaten. Den sensor som mätte de tvärsgående spänningarna i mellanskiktet ansågs å sin tur vara defekt.

Med den verifierade beräkningsmodellen utfördes en relativt omfattande beräkningshelhet, där de variabler som bevakades utgjordes av bland annat bottenförhållandena, underbyggnadstjockleken, banbredden, kvaliteten på underbyggnadsmaterialet och olika tågmateriels belastning på banan. Utifrån beräkningsresultaten utvecklades en analytisk anpassningsmodellhelhet, som schablonmässigt beskriver spännings-, överförings- och formändringsresponsen i en önskad underbyggnadshelhet under en viss axelvikt och på samma gång illustrerar de effektmekanismer som råder i bakgrunden och påverkar banunderbyggnadens belastningsbeteende. De ekvationstyper som använts i anpassningsmodellerna har medvetet hållits maximalt enkla – korrelationsgraden mellan schemana och modelleringsresultaten ligger dock genomgående över 0,99.

I slutet av arbetet har utkast till dimensioneringskurvor presenterats för dimensionering av tjockleken på underbyggnaden mot deformation i undergrunden, bedömning av flexibiliteten i underbyggnaden, dimensionering av vallbredden (med beaktande av tjockleken på underbyggnaden och materialkvaliteten, bedömning av behovet av ett separat mellanskikt, definiering av lågkvalitativt underbyggnadsmaterial och för fastställande av det minsta dräneringsdjupet. Utgångspunkten för de dimensioneringsmetoder som ska utvecklas har varit att hindra deformation av underbyggnaden eller undergrunden i området utan att byggkostnaderna växer och blir orimliga. De dimensioneringsmetoder som presenteras i arbetet erbjuder preliminära riktlinjer till stöd för underbyggnadsplaneringen och på samma gång ger de en konkret bild av planeringslösningarnas effekt på principiell nivå.

Marko Peltomäki: Development of railway track substructure and subsoil bearing capacity design methods. Finnish Transport Infrastructure Agency Helsinki 2021. Publications of the FTIA 59/2021. 188 pages. ISSN 2490-0745, ISBN 978-952-317-906-6.

Abstract

This work deals with the development of bearing capacity design methods of track structure from the perspective of substructure and subsoil. The purpose of the railway bearing capacity design is to ensure that the track geometry is maintained under the design traffic and thus guarantee an adequate service level for train traffic. Due to the practical limitations associated with experimental research methods, a theoretical approach has been used in this study using full-scale structural models based on the finite element method. The existing literature has also been utilized quite extensively: the literature has been utilized in the development and verification of calculation models, as well as in the development of design methods themselves.

Roughly speaking, substructure deformation is usually the result of either embankment widening due to subsoil deflection and/or material particle skeleton deformation at the top of the substructure when it tries to obtain adequate support against external loading under heavy train traffic. Correspondingly, the cumulative deformation accumulation in the subsoil area is typically the result of plastic flow of the subgrade soil from below the track to sideways direction; when the stress level on the subsoil increases too high compared to the subsoil strength, significant structural damage can occur. The risk of subsoil deformation is particularly high on fine-grained subsoils - especially when thin granular layer thicknesses are used.

Experimental measurement data from two different test structures were used to verify the created calculation model: the measurement data available from the Korja-Kouvola line section (1999) and the measured earth pressure and displacement data from the Pori-Mäntyluoto 2020 measurements. Also, the material available in foreign literature was utilized as well. Based on the verification calculations, the calculation model used in the study seems to work very well overall; in terms of magnitude and general trends, the calculation results correspond well to the measured values. Only the longitudinal earth pressures measured in the upper part of substructure at Pori-Mäntyluoto test site differed significantly from the calculation results. In turn, the sensor that measured cross-directional stresses from upper part of substructure was interpreted as corrupted.

A wide set of calculations was performed with the verified calculation model, where the variables to be varied were e.g., subsoil conditions, granular layer thickness, embankment width, quality of substructure material and external load. Based on the calculation results, an analytical approximation model was developed which schematically describes the stress, displacement, and strain response of the desired structure under a given axle load while illustrating the underlying mechanisms behind railway track structure loading behavior. The types of equations used in the approximation models have been intentionally kept as simple as possible - however, the degree of correlation with the modeling results is without exceptions more than 0.99.

In the end of the report, draft design graphs are presented for dimensioning granular layer thickness against subgrade deformation, evaluation of structural deflection levels, dimensioning embankment width (considering structural thickness and material quality), evaluating the need for a separate sub ballast layer and determining the needed minimum drainage depth of low-quality substructure material. The main goal of the created design methods has been to prevent permanent deformation in the substructure or subsoil area without making construction costs unreasonable. The presented methods provide preliminary guidelines to support of structural design and at the same time concretize the effect of different design solutions at a principled level.

Esipuhe

Tämä tutkimus on tehty osana Väyläviraston ja Tampereen yliopiston ETEVÄ-tutkimusohjelmaa. Raportin on laatinut Marko Peltomäki ja työtä ovat ohjanneet Tampereen yliopistolla projektipäällikkö Heikki Luomala ja professori Pauli Kolisoja.

Tilaaajan puolelta työn ohjaajina ovat toimineet Panu Tolla Väylävirastosta ja Jaakko Heikkilä Profund Oy:stä. Lisäksi ohjausryhmään ovat kuuluneet Erkki Mäkelä ja Mauri Kulman Väylävirastosta

Helsingissä lokakuussa 2021

Väylävirasto
Tekniikka- ja ympäristöosasto

Sisällysluettelo

1	JOHDANTO	9
2	RAKEISEN MATERIAALIN KUORMITUSKÄYTTÄYTYMISEN OMINAISPIIRTEET	11
2.1	Jännitystila ja muodonmuutokset maamateriaalissa	11
2.1.1	Muodonmuutostila	11
2.1.2	Jännitystila	12
2.1.3	Huokospaine ja ominaisimupaine	14
2.2	Palautuva muodonmuutoskäyttäytyminen	15
2.2.1	Muodonmuutosmoduuli	15
2.2.2	Karkearakeisen materiaalin jäykkyyden osatekijät	16
2.2.3	Palautuva sivusuuntainen laajenemiskäyttäytyminen	19
2.3	Karkearakeisen maamateriaalin lujuus	20
2.4	Pysyvä muodonmuutoskäyttäytyminen laboratorio-olosuhteissa	23
2.5	Pysyvä muodonmuutuskertymä rakenteessa	29
2.5.1	Jännitys jakauma ja muodonmuutokset rakenteessa	29
2.5.2	Pengerleviämä	34
3	POHJAMADEFORMAATIO	41
3.1	Hienorakeisen maamateriaalin lujuus	41
3.2	Hienorakeisen maamateriaalin muodonmuutoskäyttäytyminen	47
3.3	Pohjamaan myötöjännitys	50
4	RADAN RAKENNEMALLI	53
4.1	Elementtimenetelmä	53
4.2	Käytetyt materiaalmallit	55
4.2.1	Hardening Soil	55
4.2.2	Lineaarielastinen materiaalmalli	59
4.2.3	Yleisiä huomioita HS-mallin parametrisointiin liittyen	60
4.3	Rakennemallin komponentit	61
4.3.1	Kiskorakenne	61
4.3.2	Pölkky ja interface-elementit	67
4.3.3	Tukikerros	71
4.3.4	Alusrakenne	74
4.3.5	Pohjamaa	80
4.4	Ulkoinen kuormitus	83
5	VERIFIONTILASKENNAT	85
5.1	Koria-Kouvola 1999 mittaukset	85
5.2	Pori-Mäntyluoto 2020 mittaukset	96
5.2.1	Pystysiirtymät	98
5.2.2	Maanpaineet	100
6	LASKENTATULOKSET	104
6.1	Rakennepaksuus ja pohjamaajäykkyys	104
6.2	Laskentatulospohjainen sovitmallikokonaisuus	111
6.2.1	Kuormakaavion vaikutus	120

6.3	Sykliset toistokuormitusmallinnukset.....	124
6.3.1	Pengerleviämämallinnukset	124
6.3.2	Jännityskiertymä ja jäännösjännitysten syntyminen	133
7	KUORMITUSKESTÄVYYSMITOITUKSEN KEHITTÄMINEN	138
7.1	Lyhyt katsaus aikaisempiin mitoitusmenetelmiin	138
7.2	Rakenteiden mitoitus pohjamaadeformaatiota vastaan	143
7.3	Rakennejouaston laskennallinen arviointi	149
7.4	Pengerleveysmitoitus.....	155
7.5	Välikerroslaadun alustava mitoitusmenettelyluonnos.....	158
7.6	Heikkolaatuisen alusrakennemateriaalin kuormituskestävyyssmitoitus	162
7.7	Mitoitusesimerkit	167
7.7.1	Esimerkki 1: rakenteen mitoitus pohjamaadeformaatiota vastaan.....	167
7.7.2	Esimerkki 2: pohjajouaston laskennallinen arviointi ja pengerleveyden mitoitus	169
7.7.3	Esimerkki 3: erillisen välikerroksen tarpeen arviointi	175
8	YHTEENVETO.....	178
	LÄHTEET	181

1 Johdanto

Ratarakenteen maarakenteiden kuormituskestävyyden parantamiseen ja suunnittelukäytäntöjen kehittämiseen tähtäävää tutkimusta on Suomessa tehty varsin laajalti viime vuosikymmeninä. Aihetta on lähestytty niin tukikerroksen toiminnan kehittämisen näkökulmista (mm. Nurmikolu 2006, Nurmikolu & Kolisoja 2010, Kuula et. al. 2017), kuin myös alusrakenteen puolelta (mm. Kalliainen & Kolisoja 2013, Ruhanen 2021). Näiden lisäksi näkökulmina on ollut myös pohjamaan routiminen (esim. Pylkkänen & Nurmikolu 2015) ja alusrakenteen kuivatus (Latvala 2021). Komponenttispesifien tutkimuskokonaisuuksien ohella ratarakenteen kuormituskäyttäytymistä on tarkasteltu myös tilastollisesti ratalinjatasolla empiiristä dataa hyödyntäen (Malassu 2016, Sauni 2018).

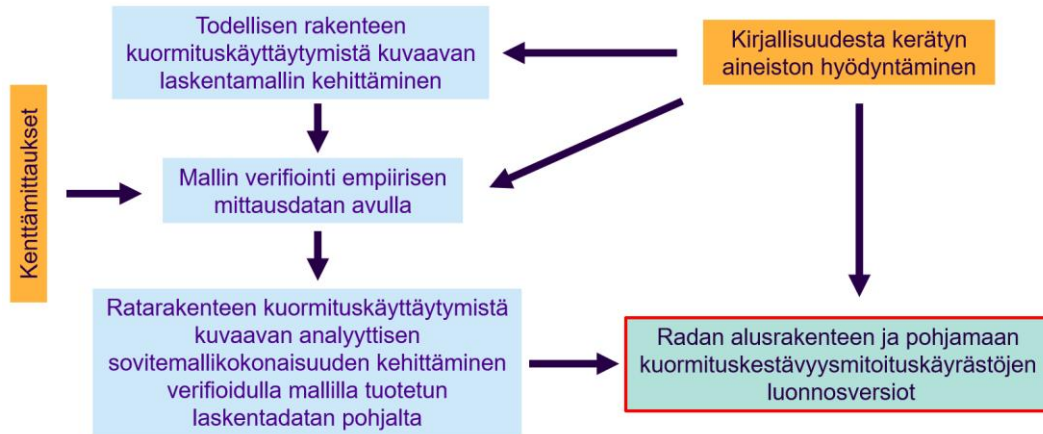
Yleisluontoisen ja koko rataverkkoa koskevan systemaattisen rakenteiden vaurioitumiskäyttäytymisen ymmärtämiseen tähtäävän tutkimuksen tekeminen pelkästään kokeellisia tutkimusmenetelmiä käyttäen on rakennekohtaisen vaihtelevuuden vuoksi paitsi hyvin kallista, niin myös ajallisesti äärimmäisen hidasta, jolloin aihetta on luontevampaa lähestyä teoreettisesti laskennallisia menetelmiä käyttäen. Aikaisemmissa laskennallisissa tutkimuksissa ratarakenteen kuormituskäyttäytymistä on tarkasteltu esimerkiksi täysimittakaavaisia 3D-elementtimalleja hyödyntäen (Kalliainen et al. 2014, Peltomäki 2020).

Myös nyt käsillä oleva tutkimus soveltaa elementtimenetelmäpohjaista laskennallista lähestymistapaa. Tutkimuksen yhtenä päätavoitteena on ollut rakentaa aikaisempaa tarkempi ja luotettavampi laskentamalli mielivaltaisten rakennekokonaisuuksien kuormituskäyttäytymisen tarkasteluun. Teoreettisen lähestymistavan tarkia kaikki käytettävät työkalut on verifioitu empiiristä mittausdataa ja / tai kirjallisuudesta löytyvää aineistoa käyttäen. Lisäksi jotta voitaisiin varmistua laskentamallin johdonmukaisesta toimivuudesta myös verifiointikohteista eroavien rakenteiden kohdalla, on kaikki mallin osakomponentit pyritty mallintamaan mahdollisimman todenmukaisesti kirjallisuudesta löytyvää aineistoa hyödyntäen.

Tässä tutkimuksessa on tietoisesti rajoitettu tarkastelemaan pelkästään radan staattista kuormituskäyttäytymistä alusrakenteen ja pohjamaan näkökulmasta asiakokonaisuuden laajuuden rajoittamiseksi. Aikaisemmista tutkimuksista poiketen laskennallisesti tuotettu numeerinen data on systematisoitu rakennemallin kuormituskäyttäytymistä kuvaavien analyttisten sovitemallien muotoon, jotka periaatteellisella tasolla havainnollistavat erilaisten rakennekokonaisuuden mekaanista kuormituskäyttäytymistä halutun akselipainon alaisuudessa. Analyttinen mallikokonaisuus siis tiivistää käyttäytymiseltään monimutkaisen rakennekokonaisuuden taustalla vaikuttavat vaikutusmekanismit yksittäisten kaavojen muotoon, mahdollistaen erilaisten vaikutustrendien jatkuvaluonteisen kuvauksen, yksittäisiä rakennesimulaatioista saadun numeerisen laskentadatan listauksen ohella. Kehitettävä sovitemallikokonaisuus on samalla tarjonnut systemaattisen ja seikkaperäisen lähestymistavan radan kuormituskestävyyksimitoituksen kehitystyölle, jonka lopputuloksena raportin loppupuolella on esitetty nomogrammuotoiset mitoituskäyrästöluonnokset radan alusrakenteen ja pohjamaan kuormituskestävyyksimitoituksen tarpeisiin.

Kuva 1 ilmentää tehdyn tutkimuksen kokonaisrakennetta. Luvut 2 ja 3 painottuvat kirjallisuusselvitykseen ja samalla taustoittavat työn myöhempiä osioita. Rakennemallinnuksissa käytettävän laskentamallin kehitystyö ja teoreettinen tausta on käyty tarkemmin lävitse luvussa 4. Luku 5 puolestaan käsittelee mallin verifiointia

ja luvussa 6 on esitetty laskentatulokset sekä näiden pohjalta kehitettävä sovitemallikonaisuus. Lopuksi luvussa 7 tutkimuksen aikaisemmat vaiheet kulmineituvat mitoituskäyrästöjen muotoon, joiden toimintaa havainnollistetaan mitoitusesimerkein.



Kuva 1. Työn rakenne pähkinäkuoressa.

2 Rakeisen materiaalin kuormituskäyttäytymisen ominaispiirteet

2.1 Jännitystila ja muodonmuutokset maamateriaalissa

2.1.1 Muodonmuutostila

Materiaalin muodonmuutoksella tarkoitetaan pistemäisten materiaalialkioiden siirtymistä toistensa suhteen, eli käytännössä materiaaliin kuormitettaessa syntyvää venymää tai puristumaa. Maamateriaaleilla muodonmuutokset voivat olla palautuvia (elastinen muodonmuutuskäyttäytyminen) tai pysyviä, jolloin puhutaan plastisista muodonmuutoksista. Pysyvillä muodonmuutoksilla tarkoitetaan täysin palautumattomia muodonmuutoksia materiaalin raerungossa. Tällöin yksittäiset rakeet luistavat toistensa suhteen ollen kykenemättömiä palaamaan alkuperäiseen asemaansa. Materiaalin muodonmuutuskertymän ollessa runsasta, aiheuttaa tämä rakenteen geometrian merkittävää heikkenemistä. Materiaalin kokonaismuodonmuutos muodostuu palautuvan ja pysyvän muodonmuutoskomponentin summana:

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p \quad (2.1)$$

Yleensä muodonmuutokset ovat pääosin palautuvia, mutta kuormitustilanteen ollessa materiaalin jäykkyysvasteen kannalta epäsuotuisa, voi pysyvien muodonmuutosten kertymä olla nopeaa. Materiaalin muodonmuutuskäyttäytyminen on tyypillisesti epälineaarista ja voi lisäksi olla ajasta ja kuormitusnopeudesta riippuvaa. (Brecciaroli & Kolisoja 2006)

Maa-aineksen partikkeliluonteisuuden vuoksi sen sisäinen voimajakauma on luonteeltaan diskreetistä, eli yksittäiset maapartikkelit vuorovaikuttavat toisiinsa kanssa kontaktipisteiden kautta, muodostaen näin ulkoisista tai sisäisistä voimista koostuvan voimajakauman koko partikkelisysteemiin. Tällaisen partikkelisysteemin laskennallinen kuvaaminen on kuitenkin hyvin haasteellista, joten yleensä rakeinen materiaali approksimoidaan kontinuumiksi, eli jatkuvaksi aineeksi. Tällöin sen partikkeliluonteisuutta ei huomioida, vaan mallissa materiaalin oletetaan käyttäytyvän eräänlaisen jäykän, homogeenisen ja kitkaisen nesteen kaltaisesti, joka kuitenkin vastaa makroskooppiselta käyttäytymiseltään todellista materiaalia.

Jatkuvan aineen mekaniikassa materiaalin muodonmuutostila voidaan kuvata käyttäen joko yleistä muodonmuutosteoriaa tai lineaarisoitua, eli ns. pieneten muodonmuutosten teoriaa. Yleisten muodonmuutosmittojen käyttö on epälineaarisuudesta johtuen varsin kömpelöä, ja koska pienellä muodonmuutostasolla ne eivät juurikaan eroa perinteisestä insinöörivenymän käsitteestä, on pienten muodonmuutosten teorian soveltaminen konstitutiivisessa laskennassa yleensä perusteltua (Salmi & Virtanen 2008). Myös tässä tutkimuksessa käytetty ohjelmisto soveltaa pienten muodonmuutosten teoriaa, joten käsitellään muodonmuutostilaa tästä edespäin ainoastaan lineaarisoidun teorian pohjalta.

Linearisoidussa muodonmuutosteoriassa muodonmuutostensori kuvaa differentiaalisen materiaali-alkion muodonmuutostilaa jossain materiaalin pisteessä käyttäen kuutta etumerkillistä suuretta:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_x & \frac{1}{2}\gamma_{xy} & \frac{1}{2}\gamma_{xz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{xy} & \varepsilon_y & \frac{1}{2}\gamma_{yz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{xz} & \frac{1}{2}\gamma_{yz} & \varepsilon_z \end{bmatrix} \quad (2.2)$$

jossa $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ ovat kuution muotoisen materiaaliolkion tahojen normaalisuuntaisia venymäkomponentteja ja $\gamma_{xy}, \gamma_{xz}, \gamma_{yz}$ ovat leikkausmuodonmuutoskomponentteja. Muodonmuutostensori voidaan jakaa additiivisesti deviatoriseen (puhdasta leikkausmuodonmuutosta kuvaavaan, tai ns. materiaaliolkion muodonvääristymää kuvaavaan) ja isotrooppiseen (tilavuuden muutosta kuvaavaan) osaan:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{e} + \boldsymbol{\varepsilon}_v \quad (2.3)$$

jolloin deviatorinen muodonmuutostensori saadaan vähentämällä kokonaismuodonmuutostensorista tilavuudenmuutosta kuvaava osa:

$$\boldsymbol{e} = \begin{bmatrix} \varepsilon_x - \frac{1}{3}\varepsilon_v & \frac{1}{2}\gamma_{xy} & \frac{1}{2}\gamma_{xz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{xy} & \varepsilon_y - \frac{1}{3}\varepsilon_v & \frac{1}{2}\gamma_{yz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{xz} & \frac{1}{2}\gamma_{yz} & \varepsilon_z - \frac{1}{3}\varepsilon_v \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

Materiaaliolkion tilavuudenmuutoskomponentti saadaan summaamalla muodonmuutostensorin diagonaaliolkiot:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad (2.5)$$

Vastaavasti deviatorinen kokonaismuodonmuutoskomponentti on yleisessä muodossa (Plaxis 2017 a):

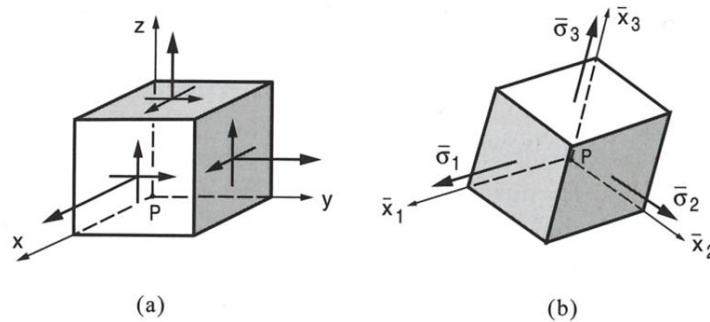
$$\gamma_D = \sqrt{\frac{2}{9}[(\varepsilon_{11} - \varepsilon_{22})^2 + (\varepsilon_{22} - \varepsilon_{33})^2 + (\varepsilon_{33} - \varepsilon_{11})^2] + \frac{1}{3}(\gamma_{12}^2 + \gamma_{23}^2 + \gamma_{13}^2)} \quad (2.6)$$

2.1.2 Jännitystila

Muodonmuutoksen ohella materiaaliin kohdistuva jännitystila on materiaalimekaniikan keskeisimpiä käsitteitä. Jännityksellä tarkoitetaan pinta-alkiota kohtaan kohdistuvan voimaresultantin mitta (Salmi & Virtanen 2008). Kuvan 2 (a) mukaisen jännityselementti voima- ja momenttitasapainosta seuraa, että yleisessä kolmiulotteisessa tapauksessa staattisesti määrätyn materiaaliolkion jännitystila voidaan lausua matriisimuotoisena esityksenä käyttäen kuutta etumerkillistä suuretta:

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (2.7)$$

jossa $\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$ ovat jännityselementin tahojen normaalisuuntaisia jännityskomponentteja ja $\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$ ovat leikkausjännityskomponentteja. Kiertämällä jännityselementtiä kuvan 2 (b) mukaiseen asentoon, häviävät jännityselementin sivuilla vaikuttavat leikkausjännitykset, jolloin jäljelle jääviä normaalijännityksiä kutsutaan pääjännityksiksi. (Salmi & Virtanen 2008)



Kuva 2. a) Jännityselementti leikkausjännityksin b) leikkausjännityskomponenttien häviäminen pääjännityskoordinaatistossa (Salmi & Virtanen 2008).

Pääjännityksien avulla voidaan siis ilmaista materiaalipisteen jännitystilaa käyttäen ainoastaan kolmea suuretta, joka on käyttäytymiseltään kompleksista maamateriaalia mallinnettaessa monesti edullista. Yleensä pääjännitykset numeroidaan suuruusjärjestyksessä, eli:

$$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \quad (2.8)$$

Muodonmuutostensorin tapaan jännitystensori voidaan additiivisesti jakaa deviatoriseen (puhdasta leikkausta kuvaavaan) ja hydrostaattiseen (painetta kuvaavaan) osaan (Kouhia 2013). Yleisessä kolmiulotteisessa tapauksessa deviatorinen jännityskomponentti saadaan laskettua yhtälön 2.9 avulla (Plaxis 2017):

$$q = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 + 6(\tau_{12}^2 + \tau_{23}^2 + \tau_{13}^2)]} \quad (2.9)$$

ja joka pääjännityksiä käyttäen tulee muotoon:

$$q = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (2.10)$$

Vastaavasti keskimääräinen pääjännitys (hydrostaattista painetta kuvaava jännityskomponentti) saadaan laskettua jännitystensorin diagonaalialkioiden keskiarvona:

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}) = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (2.11)$$

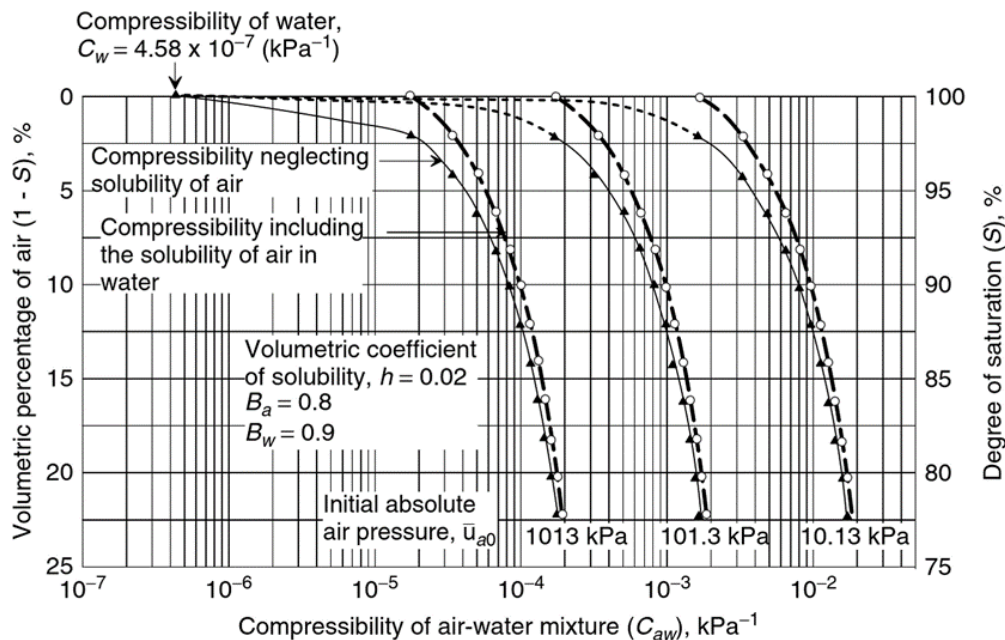
Materiaalin sanotaan olevan pallomaisessa jännitystilassa, kun kaikki pääjännitykset ovat yhtä suuria. Mikäli ainoastaan kaksi pääjännityskomponenttia ovat yhtä suuria, puhutaan sylinterimäisestä jännitystilasta. Sylinterimäinen jännitystila on maamekaniikassa hyvin keskeinen, sillä esimerkiksi laboratoriotutkimuksissa käytettävässä kolmiakσιαalikokeessa näytteeseen kohdistuva jännitystila on luonteeltaan sylinterimäinen. Tällöin deviatorinen ja keskimääräinen pääjännitys yksinkertaistuvat pääjännityksiä käytettäessä muotoon:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2.12)$$

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad (2.13)$$

2.1.3 Huokospaine ja ominaisimupaine

Maapartikkelien välistä tilaa kutsutaan huokostilaksi, jotka luonnontilaisella materiaalilla ovat täyttyneet vesi-ilma-seoksella. Kuormittaessa maamateriaalia myös sen huokostilan tilavuus voi muuttua. Huokosten ollessa pääosin vedellä kyllästyneitä ja materiaali vedenläpäisevyys ollessa heikko, on mahdollista, että materiaaliin muodostuu kuormittaessa huokospainetta. Huokospaine vaikuttaa hydrostaattisesti, eli käytännössä se pyrkii vastustamaan ulkoisesta kuormituksesta johtuvaa huokosaineen tilavuudenmuutosta.



Kuva 3. Vesi-ilma-seoksen kokoonpuristuvuus eri kyllästysasteilla ja eri huokosilmanpaineilla (Fredlund & Rahardjo 1993).

Huokosylipaineen muodostumisen riski on sitä suurempi, mitä pinnempi huokosaineen kokoonpuristuvuus on. Kuvassa 3 on esimerkiksi esitetty kokoonpuristuvuuksia eri ilmanpaineissa oleville vesi-ilma-seoksille. Huokosaineen kokoonpuristuvuuden ohella myös materiaalin vedenläpäisevyys suhteessa kuormitusnopeuteen vaikuttaa keskeisesti huokosylipaineen syntyyn. Materiaalin sanotaan olevan suljetussa tilassa, mikäli huokosaineen poisvirtaama on käytännössä kokonaan estynyt ja sen huokospaineherkkyys on suuri. Vastaavasti materiaalin sanotaan olevan avoimessa tilassa, mikäli riski huokospaineen syntyyn on materiaalin suuren läpäisykyvyn takia olematonta.

Maamekaniikassa huokospaineen vaikutus huomioidaan käyttäen ns. tehokkaita jännityksiä, jolloin tehokas jännitystensori tulee muotoon:

$$\boldsymbol{\sigma}' = \begin{bmatrix} \sigma'_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma'_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma'_{zz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} - u & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_{yy} - u & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_{zz} - u \end{bmatrix} = \boldsymbol{\sigma} - \mathbf{u} \quad (2.14)$$

Huokospaine u kohdistuu ainoastaan jännitystensorin diagonaalialkioihin, eikä näin ollen vaikuta deviatorisen jännityksen arvoon. Huokospaine voi myös olla arvoltaan negatiivinen, jolloin puhutaan maan ominaisimupaineesta (englanniksi matric suction). Maamateriaalin imupaine koostuu pääosin kapilaarisesta imuvoimasta, joka on seurausta huokosveden ja maarakkeiden välisistä molekyyli-tason vuorovaikutuksista. Tämän lisäksi maamateriaalilla voi osmoottista imupainetta. Mineralogisten ominaisuuksien ohella imupaineen suuruus on riippuvainen huokoskäytävien seinämällä olevan vesikalvon paksuudesta; mitä ohuempi kalvo, sitä suurempi imupaine. Huokosissa olevan vesikerroksen paksuus määräytyy käytännössä materiaalin kyllästysasteen ja hienoainespitoisuuden mukaan. (Fredlund & Rahardjo 1993)

Kyllästysasteen muutoksen vaikutus imupaineeseen on luonteeltaan epälineaarinen, ollen vallitsevan kyllästysasteen ohella materiaalin raerungon huokoskoko- ja kaumasta riippuvainen. Lisäksi maamateriaaleilla ominaisimupaineen on havaittu olevan riippuvainen siitä, onko materiaali kuivumassa vai vetyssä; materiaalin luovuttaessa vettä sen imupaine samalla kyllästysasteella on suurempi kuin imiessä vettä. Kyseistä ilmiötä kutsutaan maaveden hystereesiksi. (Hillel 1971) Käytännössä imupaineen suuruus vaikuttaa epäsuorasti näennäisen koheesion kautta maamateriaalin lujuus- ja jäykkyysominaisuuksiin (ks. luvut 2.2–2.4).

2.2 Palautuva muodonmuutoskäyttäytyminen

2.2.1 Muodonmuutosmoduuli

Maamateriaalin palautuvilla muodonmuutoksilla tarkoitetaan raerungon jousto- / liikehdintää, joka palautuu täysin ulkoisen kuormituksen poistuttua. Karkearakeisten materiaalien käyttäytymisen kuvauksessa kimmomoduli on monesti korvattu niin kutsutulla resilient-moduulilla. Resilient-moduuli M_r on määritelty deviatorisen jännityksen muutoksen ja kuormituksen suuntaisen palautuvan venymän välisenä suhteena (Kolisoja 1997):

$$M_r = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon^e_a} \quad (2.15)$$

Maamateriaalin partikkeliluonteisuudesta johtuen sen jäykkyys on hyvin jännitystilarippuvainen suure; suuremmissa jännitystilassa yksittäiset partikkelit ovat puristuneet tiiviimmin toisiaan vasten, jolloin niiden liikkuminen toistensa suhteen vaikeutuu. Tämän vuoksi maamateriaalin jäykkyysmoduuli lausutaankin yleensä jännitystilarippuvaisia malleja käyttäen. Yksi varhaisimmista tällaisista on Brown ja Pell vuonna 1967 esittämä empiirinen malli, jossa materiaalin resilient-moduuli on otaksuttu epälineaarisesti riippuvaiseksi pääjännitysten summasta ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$):

$$M_r = k_1 \theta_0 \left(\frac{\theta}{\theta_0} \right)^{k_2} \quad (2.16)$$

jossa k_1, k_2 ovat kokeellisesti määritettäviä materiaaliparametreja ja θ_0 referenssi-jännitys dimensiolliseen korjaukseen (suuruus 100 kPa). Vaihtoehtoisesti resilient-

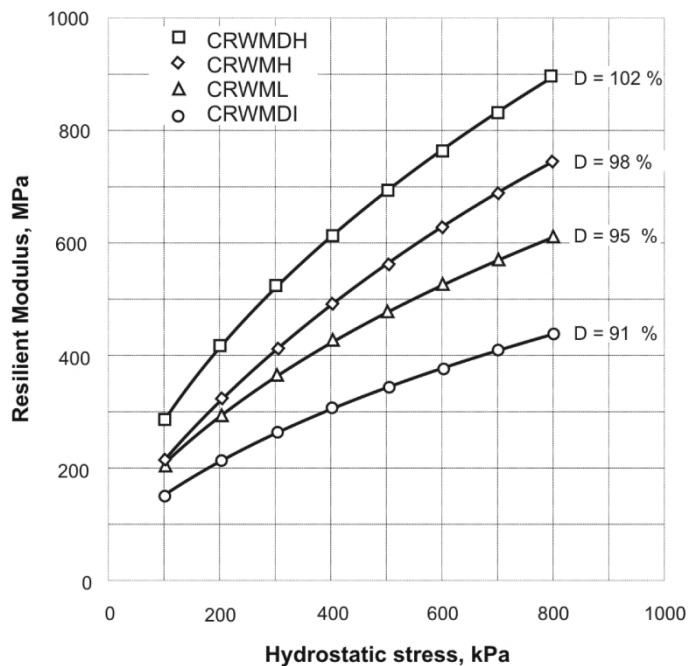
moduulin määrittämisessä voidaan käyttää Uzanin vuonna 1985 esittämää kolmiparametrinen mallia, joka huomioi myös vallitsevan leikkausjännitystilän:

$$M_r = k_1 \theta_0 \left(\frac{\theta}{\theta_0} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{okt}}{\theta_0} \right)^{k_3} \quad (2.17)$$

Yhtälössä 2.17 τ_{okt} on oktaedrijännitys, joka sylinterimäisessä jännitystilassa on vastaava deviatorisen jännityksen kanssa.

2.2.2 Karkearakeisen materiaalin jäykkyyden osatekijät

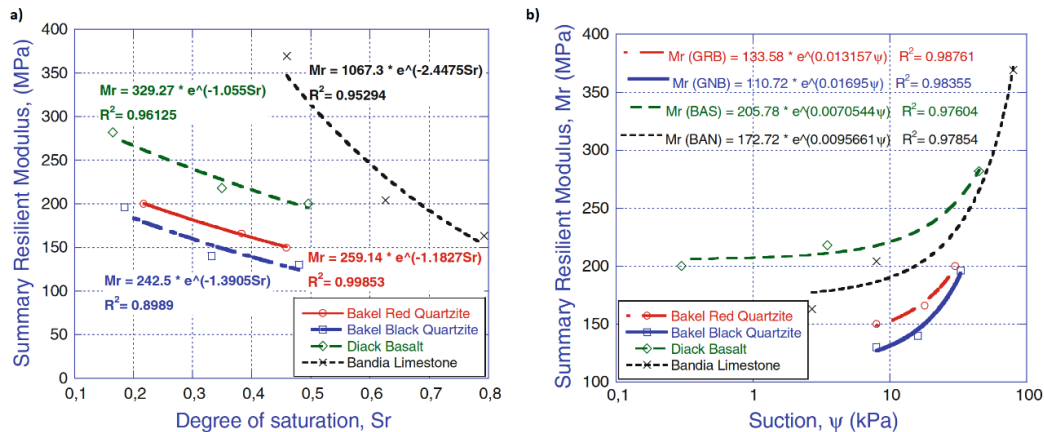
Maamateriaalin jäykkyys on jännitystilan ohella riippuvainen mm. raerungon tiiveystilasta, rakeisuudesta, raemuodosta ja kosteustilasta. Erityisesti tiiveystilan on havaittu olevan hyvin keskeinen (esimerkiksi Kolisoja 1997, kuva 4). Partikkelitasolla tiiveystilan vaikutus raerungon jäykkyyteen selittyy yksittäisten rakeiden paremmalla tuennalla ja rakeiden välisten kontaktipisteiden määrällisenä lisääntymisenä.



Kuva 4. Resilient-moduulin jännitystilariippuvuus murskemateriaalilla eri tiiveysasteilla (Kolisoja 1997).

Myös kosteustilalla on useissa tutkimuksissa havaittu olevan selkeä vaikutus raerungon jäykkyydvasteeseen. Ba et al. (2012) ovat murskemateriaaleilla tehdyissä kokeissaan havainneet kuvan 5 mukaisen yhteyden materiaalin jäykkyyden ja kyllästysasteen välillä. Kyllästysasteen kasvaessa materiaalin huokoskäytävät täyttyvät vedellä, jolloin rakeiden välillä vaikuttava imuvoima pienenee ja raerunon jäykkyys alenee. Korkeilla kyllästysasteilla näennäisen koheesion aikaansaama rakeiden välinen imuvoima poistuu ja materiaalin voi syntyä huokosylipainetta kuoritusnopeuden oltaessa liian korkea materiaalin vedenläpäisevyyteen nähden, eli käytännössä huokosvesi pyrkii tällöin vastustamaan raerunon kokoonpuristusta. Huokosylipaineen seurauksena raerunkoon kohdistuva tehokas tukipaine

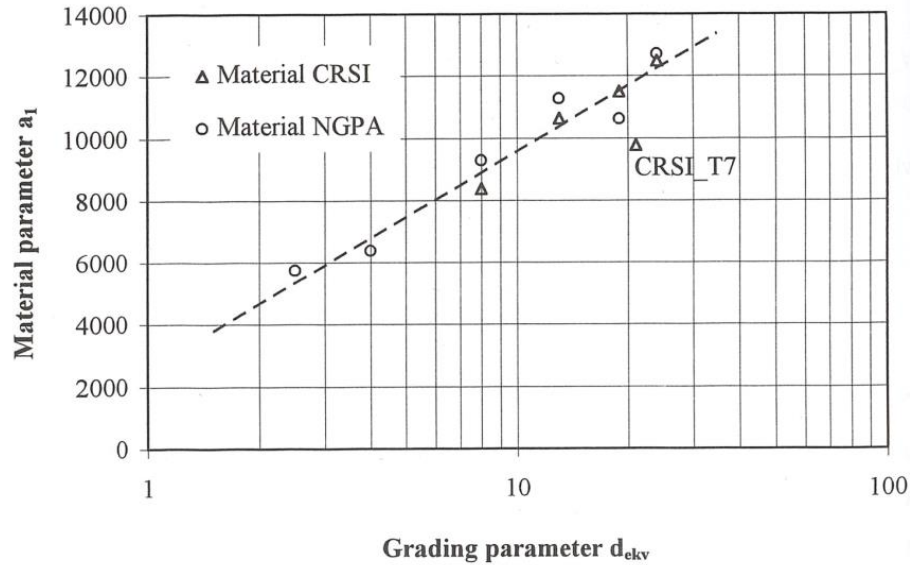
pienenee ja alentaa tätä kautta materiaalin jäykkyysvastetta. Tyypillisesti kyllästysasteen vaikutus jäykkyyteen on sitä suurempi, mitä hienojakoisemmasta materiaalista on kyse.



Kuva 5. Kyllästysasteen ja materiaalin ominaisimupaineen vaikutus materiaalin jäykkyysvasteeseen (Ba et al. 2012).

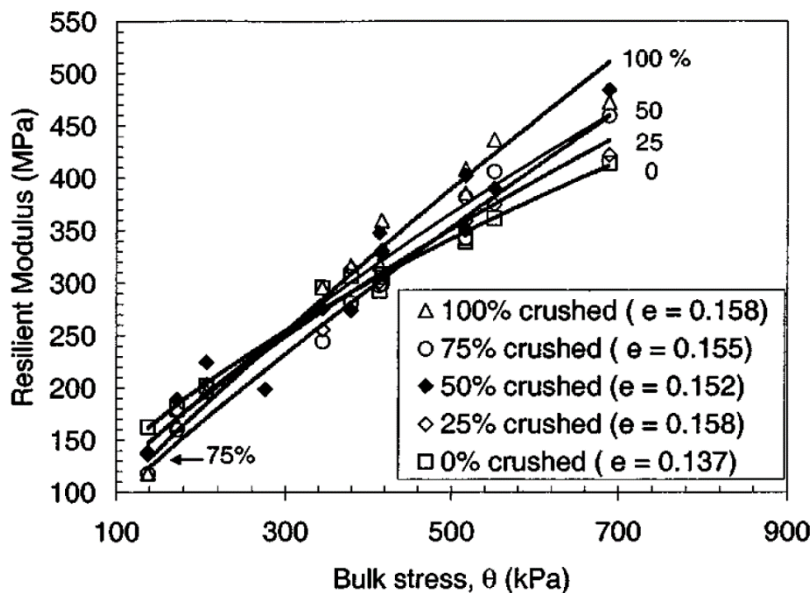
Raekojakauman muodon vaikutus raerungon jäykkyyteen ei ole täysin yksiselitteinen, vaan on esisijaisesti riippuvainen eri raekokolajitteiden suhtautumisesta toistensa suhteen. Esimerkiksi Hatipoglu et al. (2020) havaitsivat murskemateriaalin saavuttavan maksimijäykkyytensä jollain materiaaliikohtaisella optimihienoainespitoisuudella. Käytännössä karkeampien rakeiden välissä täytyy olla sopivissa määrin hienompaa ainesta, jotta yksittäiset rakeet saavuttavat optimaalisen tuentatilanteen. Toisaalta jos hienoainesta on liikaa, suuremmat rakeet menettävät kontaktin toisiinsa ja raerungon jäykkyys alenee. Vastaavasti raekojakauman muodon merkitys materiaalin jäykkyyteen selittyy raerungon maksimitiiveyden kautta; suhteistuneilla, laajasti eri kokoisia partikkeleita sisältävillä materiaaleilla on mahdollista saavuttaa lajittuneita (tasarakeisia) materiaaleja suurempi tiiveys – kunhan eri raekokolajikkeita on toisiinsa nähden sopivassa suhteessa. Tällöin pienijakoisten lajitteiden täyttäessä suurempien rakeiden väliset huokokset primääri-raerungon tuenta paranee ja materiaalin jäykkyys kasvaa. Esimerkiksi Ruhanen (2021) on tarkastellut diplomityössään raekojakauman muodon merkitystä radan alusrakenteessa käytettävien materiaalien jäykkyysvasteen kannalta.

Raekojakauman ohella materiaalin keskimääräinen raekoko vaikuttaa raerungon jäykkyysvasteeseen. Esimerkiksi Kolisoja (1997) havaitsi tekemiensä kolmiakseli-likokeiden perusteella materiaalin keskimääräisen raekoon ja resilent-moduulin välillä vallitsevan kuvan 6 mukainen puolilogaritminen suhde. Käytännössä raekooltaan karkeammassa materiaalissa kuorma välittyy harvempien raekontaktien kautta, jolloin raekontaktien alueelle keskittyvät muodonmuutokset jäävät raerungon tasolla määrällisesti vähemmiksi.



Kuva 6. Raerungon keskimääräisen raekoon ja materiaalin resilent-moduulin välinen puolilogaritminen yhteys murskemateriaaliella (Kolisoja 1997).

Yleisesti ottaen raemuodon ja rakeiden pintakarheuden vaikutusta karkearakeisen materiaalin palautuvaan muodonmuutuskäyttäytymiseen ei ole tutkittu samassa määrin kuin esimerkiksi tiiveys- tai kosteustilan roolia (Kolisoja 1996). Pintakarheuden vaikutus materiaalin jäykkyyteen ei myöskään ole täysin suoraviivainen: esimerkiksi Janoo et al. (2004) havaitsivat erilaisilla murske- luonnonmateriaaliseoksilla tekemissään kolmiakselikokeissa resilent-moduulin pienenevän matalalla jännitystasolla, kun murskemateriaalin osuutta näytekappaleessa kasvatettiin. Kuitenkin kun kokeissa käytetty pääjännitysten summa oli yli 320 kPa, oli trendi päinvastainen (kuva 7).



Kuva 7. Jäykkyyden jännitystilariippuvuus eri karkeusasteen omaavilla murske-seoksilla (Janoo et al. 2004).

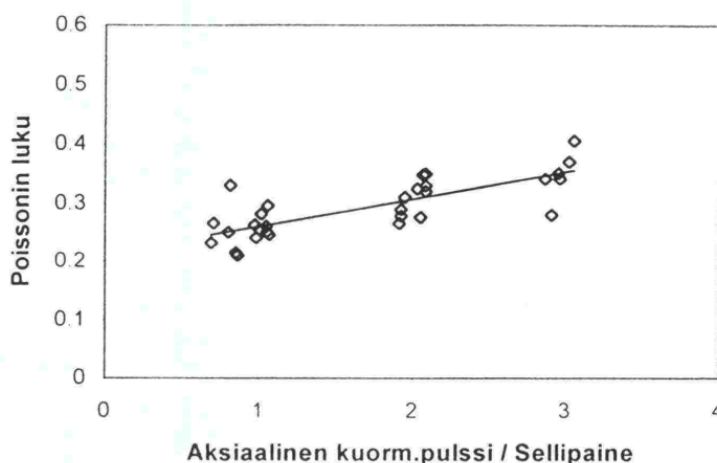
Käytännössä kulmikkaiden ja epäsäännöllisen muotoisien rakeiden tiivis lomittuminen naapuripartikkelien kanssa on jossain määrin vaikeampaa kuin muodoltaan säännöllisillä ja pyörityneillä rakeilla. Heikosti lomittuneiden karkeiden rakeiden välinen välys on pienellä jännitystasolla sileäpintaisia rakeita suurempi, mikä taas

ilmenee raerungon vähäisempänä jäykkyytenä. Kun jännitystasoa kasvatetaan, rakeiden väliset alkuvälykset poistuttavat raerungon kokoonpuristumisen seurauksena. Tällöin partikkelit ovat painautuneet tiukemmin toisiaan vasten ja raepintojen kitkaominaisuudet korostuvat. Koska karkeapintaisien rakeiden välinen lukkiutumiskyky on sileäpintaisia rakeita parempi, johtaa tämä edellä esitetysti karkeapintaisen materiaalin suurempaan jännitystilariippuvaiseen jäykkyyteen suurella jännitystasolla.

2.2.3 Palautuva sivusuuntainen laajenemiskäyttäytyminen

Poissonin luku kuvaa kuormitus suunnan suuntaisen ja tätä kohtisuorassa olevan palautuvan muodonmuutoksen välistä suhdetta, eli käytännössä materiaalin sivusuuntaista laajenemiskäyttäytymistä. Poissonin luvulle on tyypillisesti käytetty materiaali kohtaista vakioarvoa, ollen karkearakeisilla maamateriaaleilla tyypillisesti 0,35. Rakeisilla materiaaleilla Poissonin luvun on kuitenkin havaittu olevan jännitystilasta riippuvainen suure ja erityisesti jännityssuhteella (joka kolmiakiaalikokeen tapauksessa on aksiaalisen kuormituspulssin ja radiaalisen tukipaineen välinen suhde) on havaittu olevan selkeä kasvattava vaikutus Poissonin luvun arvoon. Suurilla jännityssuhteilla mitatut arvot ovat olleet jopa yli 0,5, jolloin materiaalissa on oletettavasti tapahtunut nk. elastista dilataatiota. (Kolisoja 1996)

Tekemiensä kokeiden perusteella Kolisoja (1996) havaitsi Poissonin luvun kasvavan kaikilla testatuilla materiaaleilla jännityssuhteen kasvaessa (kuva 8). Sivulaajeneminen oli myös sitä voimakkaampaa mitä hienorakeisemmasta materiaalista oli kyse. Rakeisuuden ohella materiaalin tiiveystilalla oli keskeinen vaikutus, jolloin löyhässä tilassa olleilla materiaaleilla sivulaajeneminen oli tehdyissä kokeissa runsaampaa verrattuna tiiviissä tilassa tehtyihin kokeisiin. Skoglund (2002) on puolestaan tutkinut käytettävän jännityspolun vaikutusta Poissonin luvun arvoon. Raidesepeleillä tekemissään vakiosellipaineissa kolmiakiaalikoeksissa Skoglund havaitsi materiaalin Poissonin luvun kasvan voimakkaasti jännityssuhteen kasvaessa. Kuitenkin muuttuvaselipaineisissa kokeissa näyte kappaleiden sivulaajeneminen oli suurillakin jännityssuhteilla varsin vähäistä.



Kuva 8. Poissonin luvun ja jännityssuhteen välinen riippuvuus eräällä materiaalilla (Kolisoja 1996).

2.3 Karkearakeisen maamateriaalin lujuus

Maamateriaaleilla pysyvä muodonmuutoskäyttäytyminen on voimakkaasti riippuvainen materiaalin raerungon kuormituskestävyydestä. Kuormituskestävyys taas on riippuvainen materiaalin lujuusominaisuuksista. Maamateriaalin lujuus muodostuu rakeiden välisistä kitka- ja koheesiovoimista ja on jännitystilariippuvainen suure. Käytettäessä lineaarista Mohr-Coulomb-murtoehto materiaalin maksimileikkausjännitys voidaan lausua kitkakulman φ , normaalijännityksen σ_n ja näennäisen koheesiovoiman c' avulla:

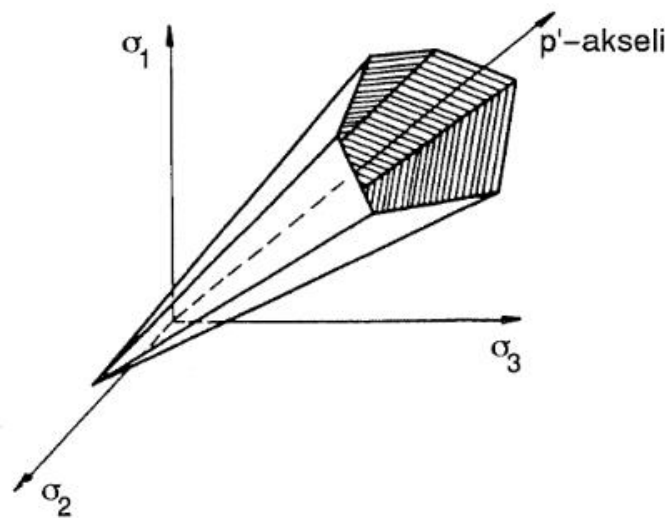
$$\tau_{max} = \sigma_n \tan \varphi + c' \quad (2.18)$$

Sylinterimäisessä jännitystilassa materiaalin maksileikkausjännitys ja normaalijännitys voidaan esittää pääjännityksien avulla muodossa:

$$\tau_{max} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{q}{2} \quad (2.19)$$

$$\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \quad (2.20)$$

Mohr-Coulomb myötöehto on varsin yksinkertainen sekä paljon käytetty. Sen on lisäksi todettu hyvin sopivaksi karkearakeisille materiaaleille. Myötöpinnan kulmikas muoto saattaa kuitenkin aiheuttaa ongelmia numeerisessa laskennassa. (Länsivaara 1996) Pääjännityskoordinaatistossa esitettyä Mohr-Coulomb myötöehdon mukainen murtopinta muodostaa kuvan 9 makeisen kuusikulmaisen pyramidin.



Kuva 9. Mohr-Coulomb murtopinta pääjännitys koordinaatistossa esitettyinä (Länsivaara 1996).

Rakeisella materiaalilla kitkakulman arvo on ensisijaisesti riippuvainen rakeisuudesta ja raerungon tiivystilasta. Karkearakeisilla materiaaleilla kitkakulman arvo on huomattavasti suurempi kuin hienorakeisilla materiaaleilla. Myös raekokojakauman muoto vaikuttaa; tasarakeisilla materiaaleilla kitkakulman arvo on pienempi kuin sekarakeisilla materiaaleilla. Kun raekokojakauma on sekarakeinen, suurempien rakeiden välit ovat täyttyneet pienemmällä rakeilla, jolloin yksittäisten rakeiden tuenta paranee. (Duncan et al 2014)

Rakeisen materiaalin ollessa tiiviissä tilassa yksittäisten rakeiden täytyy "kiivetä" naapuripartikkeleiden ylitse päästäkseen liikkumaan. Mikäli muodonmuutokset ovat suuria, syntyy materiaaliin pysyvää tilavuudenmuutosta raerungon pyrkiessä löyhempään tilaan. Kyseistä ilmiötä kutsutaan dilataatioksi, eli raerungon leikkauslaajenemiseksi. Rowe osoitti vuonna 1962 julkaisemallaan jännitysdilataatioteorialla, että rakeisen materiaalin kitkakulman ja raerungon dilataation välillä on yhteys. Käytännössä kun materiaali dilatoi, tekee se työtä laajetessaan ulkoista jännitystilaa vasten. Tekemiensä energiataarkastelujen pohjalta Rowe määrittä mobilisoituneen pääjännityssuhteen $\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}\right)$ ja raerungon dilataationtermin $\left(1 + \frac{dV}{d\varepsilon_1}\right)$ välille lineaarisen yhteyden:

$$\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} = \tan^2 \left(45 + \frac{1}{2} \varphi_\mu \right) \left(1 + \frac{dV}{d\varepsilon_1} \right) \quad (2.20)$$

jossa φ_μ on rakeiden pintakarheudesta ja aineesta riippuvainen materiaalivakio, ns. sisäinen kitkakulma. Maamateriaalin dilataatio on yleensä kuvattu dilataatiokulman avulla. Dilataatiokulma on määritetty tilavuudenmuutoksen ja leikkausmuodonmuutoksen välisenä suhteenä tasomuodonmuutoksena tarkasteltuna (Bolton 1986):

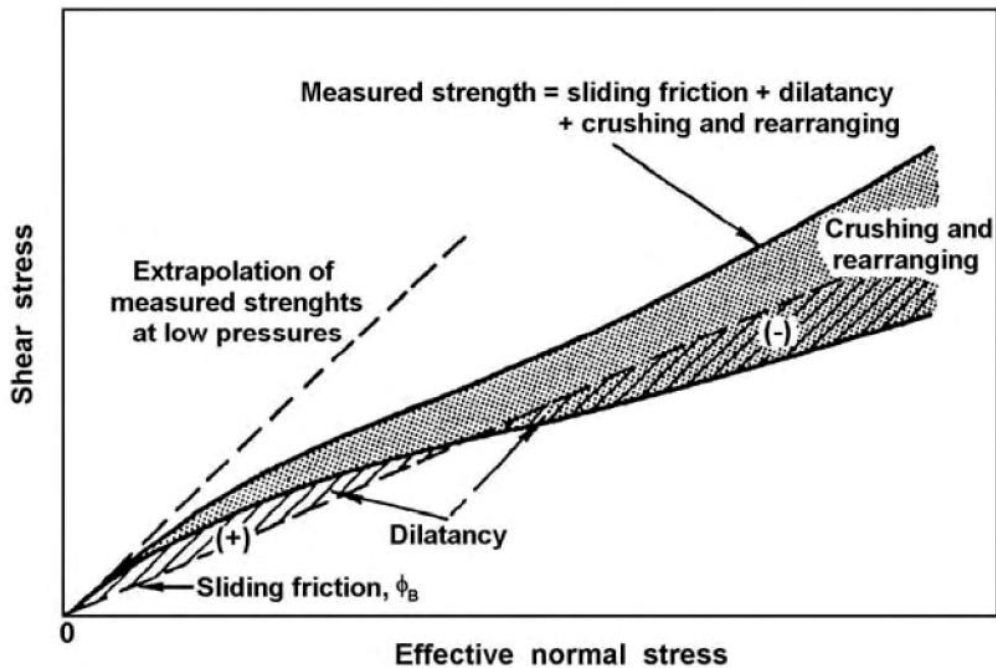
$$\sin \phi = - \frac{d\varepsilon_1 + d\varepsilon_3}{d\varepsilon_1 - d\varepsilon_3} \quad (2.21)$$

Määrittämällä puristuma positiiviseksi sekä yhdistämällä yhtälöt 2.20 ja 2.21 voidaan mobilisoitunut dilataatiokulma ϕ^* lausua mobilisoituneen kitkakulman φ^* avulla (Vermeer 1984):

$$\sin \phi^* = \frac{\sin \varphi^* - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi^* \sin \varphi_{cv}} \quad (2.22)$$

missä φ_{cv} on kriittisen tilan kitkakulma. Materiaalin sanotaan olevan kriittisessä tilassa, kun sen tilavuus ei enää leikkaantumisen seurauksena muutu. Käytännössä kitkakulma saavuttaa murtotilan jälkeen tietyn vakioarvon, jolloin materiaalin ajatellaan käyttäytyvän kitkaisen nesteen kaltaisesti. Kriittisen tilan kitkakulma voidaan määrittää staattisen kolmiaksaalikokeen jäännöslujuuden avulla. Kitkakulman arvo ei tyypillisesti ole karkearakeisilla maamateriaaleilla vakio, vaan pienenee jännitystilän kasvaessa. Käytännössä tämä havaitaan kolmiaksaalikokeista Morh Coulomb-myötöehtoa käytettäessä murtosuoran kaareutumisenä.

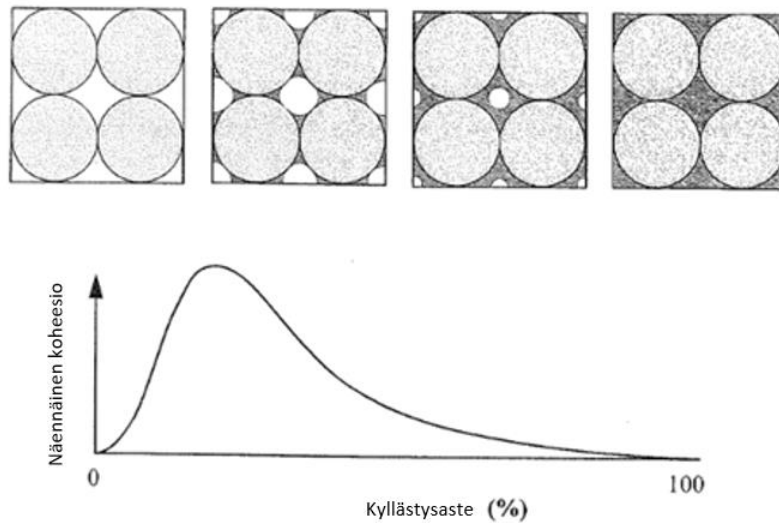
Edellä esitetysti rakeisen materiaalin kitkakulma on riippuvainen raerungon dilataation voimakkuudesta. Materiaalin epähomogeenisuuden vuoksi raerungon leikkauslaajenemiskyky heikentyy jännitystilän kasvaessa johtaen kitkakulman pienemiseen. Kuitenkin erittäin suurella jännitystasolla rakeiden liikkuminen toistensa suhteen jälleen vaikeutuu, jolloin karkeimpien rakeiden kulmien murtumiseen vaaditaan yhä enenemmän energiaa, johtaen materiaalin suurempaan leikkauslujuuteen (kuva 10). Erytisesti rakeiden pintakarheuden merkitys korostuu murskeilla ja rai-desepeleillä.



Kuva 10. Karkearakeisen materiaalin leikkauslujuuden epälineaarinen riippuvuus normaalijännityksestä (Lee & Seed 1967).

Jännitystilarippuvaisen lujuuden ohella materiaalilla voi olla myös jännitystilarippumatonta lujuutta eli niin sanottua näennäistä koheesiota. Näennäisellä koheesioilla tarkoitetaan huokosveden aikaansaamaa imuvoimaa maaraakeiden välillä. Materiaali kuivuu vesi poistuu ensisijaisesti suurista huokosista, mutta pyrkii jäämään rakeiden kulmakohtiin ns. huokoskulmavedeksi. Kiven ja veden välisestä adheesiosta johtuen vesi pyrkii levittäytymään kivenpintaa pitkin, mutta samalla veden pintajännitys pyrkii oikaisemaan huokoskulmaveden pinnan. Tällöin veteen syntyy alipaine, joka pyrkii vetämään rakeita toisiaan vasten. (Jääskeläinen 2011) (Terzaghi & Peck 1956)

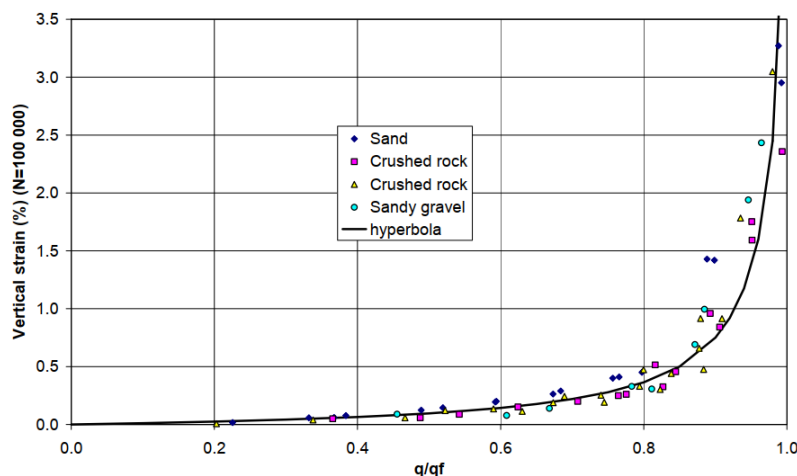
Kyllästysasteen pienentyessä materiaalin imupaine kasvaa. Mikäli materiaalin vesimäärä kuitenkin laskee riittävän alas, rakeiden pinnalla oleva vesikalvo alkaa rikkoutua ja huokoskulmaveden kontaktiala pienenee. Tällöin huokosvesi ei enää kasvavasta imupaineestaan huolimatta kykene vetämään partikkeleita toisiaan vasten yhtä suurella voimalla kuin aikaisemmin (kuva 11). (Kolisoja 1997) Materiaalilla on siis sille ominainen optimivesipitoisuus, jolla se saavuttaa maksilujuutensa. Vesipitoisuuden vaikutus maan lujuuteen on ensisijaisesti riippuvainen raerungon rakeiden välisten raepintojen kokonaispinta-alasta, ollen sitä suurempi, mitä hienorakeisemmasta materiaalista on kyse.



Kuva 11. Näennäisen koheesion periaatteellinen riippuvuus materiaalin kyllästysasteesta (muokattu lähteestä Kolisoja 1997).

2.4 Pysyvä muodonmuutuskäyttäytyminen laboratorio-olosuhteissa

Maamateriaaleilla pysyvien muodonmuutosten kertymä perustuu materiaalin raerungossa tapahtuvaan rakeiden uudelleenjärjestäytymiseen. Maamateriaalin deformaatioherkkyys on raerungon lujuuden ohella riippuvainen mm. ulkoisen jännitystilän muutoksesta, materiaalin tuennasta ja aikaisemmasta kuormitushistoriasta. Erityisesti materiaalin kuormitettaessa kokema jännityssuhde suhteessa sen lujuusominaisuuksiin on havaittu yhdeksi keskeisimmäksi tekijäksi rakeisen materiaalin pysyvän muodonmuutuskertymän kannalta. Esimerkiksi Korkiala-Tanttu raportoi vuonna 2005 kuvan 12 mukaisen yhteyden murtosuhteen ja muodonmuutuskertymän välille eri materiaaleilla tehdyissä syklisissä kolmiaksiialikokeissa.



Kuva 12. Syklisien kolmiaksiialikokeiden perusteella määritetty muodonmuutuskertymän nopeuden hyperbolinen riippuvuus vallitsevasta murtosuhteesta eri materiaaleilla (Korkiala-Tanttu 2005).

Kuvan 12 mukaisesti materiaalin muodonmuutuskertymä kasvaa voimakkaasti jännityssuhteen ollessa lähellä materiaalin murtoa ja kyseinen murtovenymämekanismi onkin havaittu useiden tutkijoiden toimesta. Kondner ja Zelasko esittivät vuonna 1963 hyperbolisen yhteyden maamateriaalin murtosuhteen ja pysyvän muodonmuutoksen välille:

$$\frac{\tau}{\sigma} = \frac{A\gamma}{B+\gamma} \quad (2.23)$$

Yhtälön 2.23 mukaisessa mallissa perusideana on, että materiaalin muodonmuutos kasvaa asymptoottisesti murtotilaa lähestyttäessä. Partikkelitasolla ilmiö voitaneen ajatella rajatilajännityksen ylittäneiden partikkeleiden määrälliseksi lisääntymiseksi; pienellä jännitystasolla suurimman tuentakykyensä saavuttaneiden rakeiden määrä on vähäinen, mutta jännitystason kasvaessa yhä useampi rae saavuttaa suurimman tuentakapasiteettinsa, jolloin jännitystason kasvaessa kuorman täytyvä välittyä tuentaan kykeneville partikkeleille. Tuentaan kykenevien rakeiden määrän ollessa vähäinen on yksittäisten rakeiden siirryttävä yhä enemmän löytääkseen riittävän tuennan ulkoisia voimia vastaan, joka taas johtaa suuren muodonmuutuskertymän murtotilan läheisyydessä.

Jännityssuhteen ohella pysyvän muodonmuutuskertymän suuruus on riippuvainen materiaalin kuormituskertamäärästä. Eräs varhaisimmista kuormituskertamääräpohjaisista muodonmuutuskertymämalleista on Barksdalen vuonna 1972 esittämä. Malli perustuu syklisissä kuormituskokeissa havaittuihin koetuloksiin ja siinä pysyvän muodonmuutoksen ja kuormituskertamäärän välille on esitetty puolilogaritminen suhde:

$$\varepsilon_{a,p} = K \ln(N) + K' \quad (2.24)$$

jossa $\varepsilon_{a,p}$ on pysyvä aksiaalinen muodonmuutos, N kuormituskertojen määrä, K ja K' jännitystasosta ja kuormituspulssin koosta riippuvia vakioita. Mallin mukaisesti muodonmuutuskertymänopeus on kääntäen verrannollinen kuormituskertamäärän kanssa. Sweere totesi vuonna 1990 tekemiensä dynaamisten kolmiakksiaalikoekiden perusteella Barksdalen esittämän puolilogaritmisen mallin kuvaavan heikosti koetuloksia, etenkin suurilla kuormituskertamäärillä. Sweere ehdotti puolilogaritmisen kuormitussykliin riippuvuuden sijasta pysyvien muodonmuutosten kuvauksessa käytettäväksi eksponenttimuotoista yhtälöä:

$$\varepsilon_{1,p} = aN^b \quad (2.25)$$

jossa $\varepsilon_{1,p}$ on pysyvä aksiaalinen muodonmuutos, N kuormituskertojen määrä ja a sekä b ovat materiaalivakioita. Sweeren malli on sinänsä varsin yksinkertainen, muttei kuvaa yksiselitteisesti materiaalin jännitystilän vaikutusta. Tähän liittyen Korkiala-Tanttu esitti vuonna 2005 Sweeren mallista muunnoksen, joka pyrkii huomioimaan muodonmuutuskertymän jännitystilariippuvuuden käyttäen Kondner hyperbolisen murtovenymämallin (yhtälö 2.23) muunnosta:

$$\varepsilon_{1,p} = C * N^b \frac{R}{1-R} \quad (2.26)$$

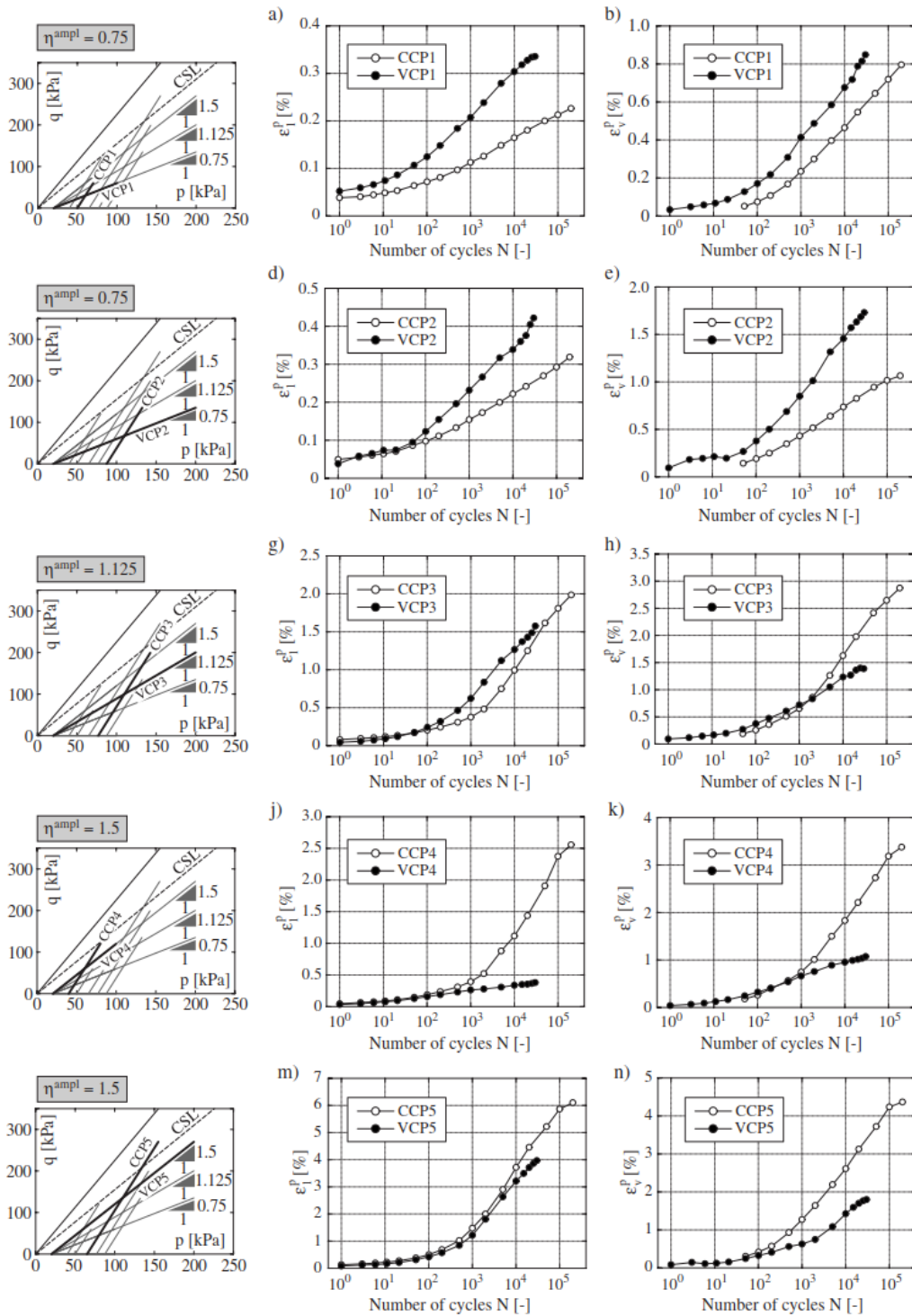
jossa R on murtosuhte ($R = q/q_f$). Mobilisoituneen jännityssuhteen ohella myös jännityspolun pituus on havaittu merkittäväksi tekijäksi palautumattomien muodonmuutoksien syntymisen kannalta; käytännössä mitä voimakkaammin jännitystila kuormitussyklin aikana muuttuu, sitä suurempi muodonmuutuskertymä. Käy-

tettävän jännityspolun vaikutusten huomioimiseksi Pappin esitti vuonna 1979 yhtälön 2.27 mukaisen mallin, jossa kuormituskertamäärän vaikutus palautumattomiin leikkausmuodonmuutoksiin on otaksuttu suoraan riippuvaiseksi jännityspolun pituudesta sekä suurimmasta toteutuneesta jännityssuhteesta:

$$\varepsilon_{s,p} = f_n(N) * I_r \left(\frac{q}{p} \right)_{max}^{2,8} \quad (2.27)$$

jossa I_r on kuormitussykliä vastaavan jännityspolun pituus pq-tasossa ja N kuormituskertojen lukumäärä. Pappin mallin mukaisesti jännityssuhteen vaikutus on riippuvainen kuormitussyklin voimakkuudesta, eli vaikka materiaali olisi jännityssuhteeltaan lähellä murtotilaa, mutta jännitystilän muutos kuormitussyklin sisällä on vähäistä, jää myös muodonmuutoskertymä vähäiseksi. Voisikin siis ajatella, että raerungon muodonmuutoskertymä on seurausta materiaalin pyrkimyksestä adaptoitua ulkoisen jännitystilän muutosta vastaan.

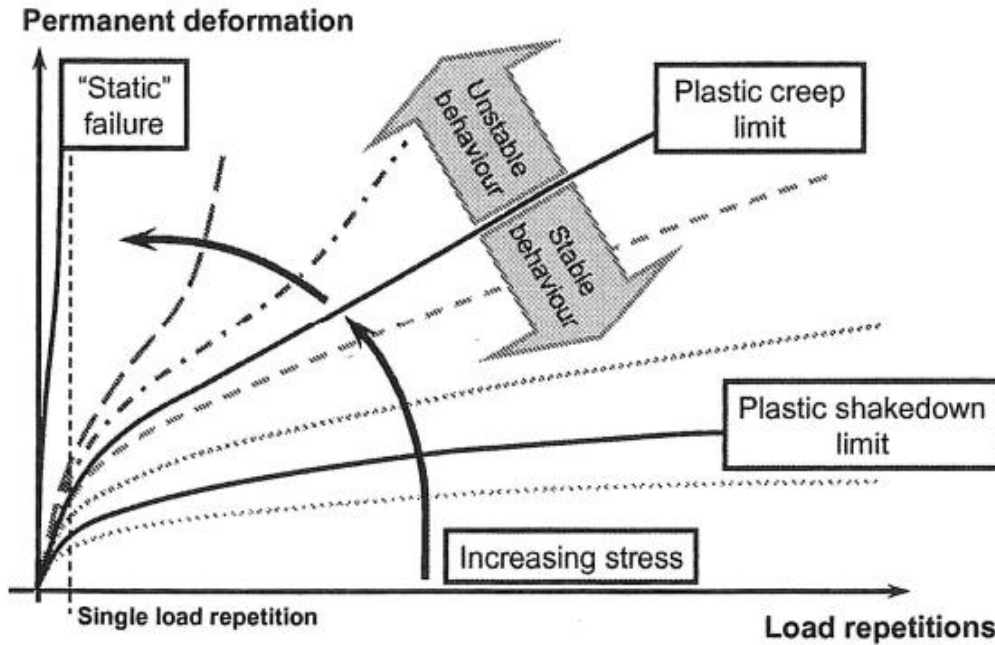
Rondón et al. (2009) tutkivat syklisellä kolmiakksiaalikoelaitteistolla käytettävän jännityssuhteen ja kuormituspolun pituuden vaikutusta materiaalin muodonmuutoskertymään vakio- ja muuttuvaselipaineisissa kokeissa, kun kuormitussyklillä käytetty deviatorisen jännityksen amplitudi ja keskimääräinen jännitys pidettiin vakioarvossa eri koetyypeillä. Tekemissään kokeissa he havaitsivat materiaalin muodonmuutoskertymän olevan pienillä jännityssuhteilla tehdyissä muuttuvaselipaineisissa kokeissa vakioselipaineella tehtyjä kokeita suurempi. Trendi oli kuitenkin päinvastainen, kun käytettävä jännityssuhde oli yli 1.125. Suurella jännityssuhteella jännityspolku käy vakioselipaineisissa kokeissa lähempänä murtosuoraa (kuva 13), kun taas pienillä jännityssuhteilla kuormituspolun pituus on muuttuvaselipaineisissa kokeissa huomattavasti pidempi verrattuna vakioselipaineella tehtyisiin kokeisiin.



Kuva 13. Jännityspolun pituuden sekä käytettävän jännityssuhteen vaikutus materiaalin pysyvään leikkausmuodonmuutokseen ja tilavuudenmuutokseen vakio- ja muuttuvasellipaineisilla sykliisillä kolmiaksaalikokeissa (Rondón et al. 2009).

Laboratorio-olosuhteissa kuormitetun näytekappaleen pysyvää muodonmuutokseen käyttäytymistä voidaan kuvata Shakedown-teorian avulla. Tällöin näytteen raerunگون kuormituskertamääräinen muodonmuutos on otaksuttu riippuvaiseksi käytestä jännityssuhteesta (kuva 14). Jännityssuhteen kriittisenä rajana voidaan pitää ns. plastic creep limit-arvoa, jolloin materiaalin muodonmuutostkertymänopeus ei

enää hidastu kuormituskertamäärän kasvaessa, vaan saavuttaa tietyn vakionopeuden. Mikäli jännityssuhdetta vielä edelleen kasvatetaan, muuttuu raerungon käyttäytyminen stabiilista epästabiiliksi. Tällöin muodonmuutoskertymä kiihtyy kuormituskertamäärän kasvaessa raerungon dilataation aiheuttaman löyhtymisen seurauksena johtaen lopulta näytekappaleen murtumiseen.



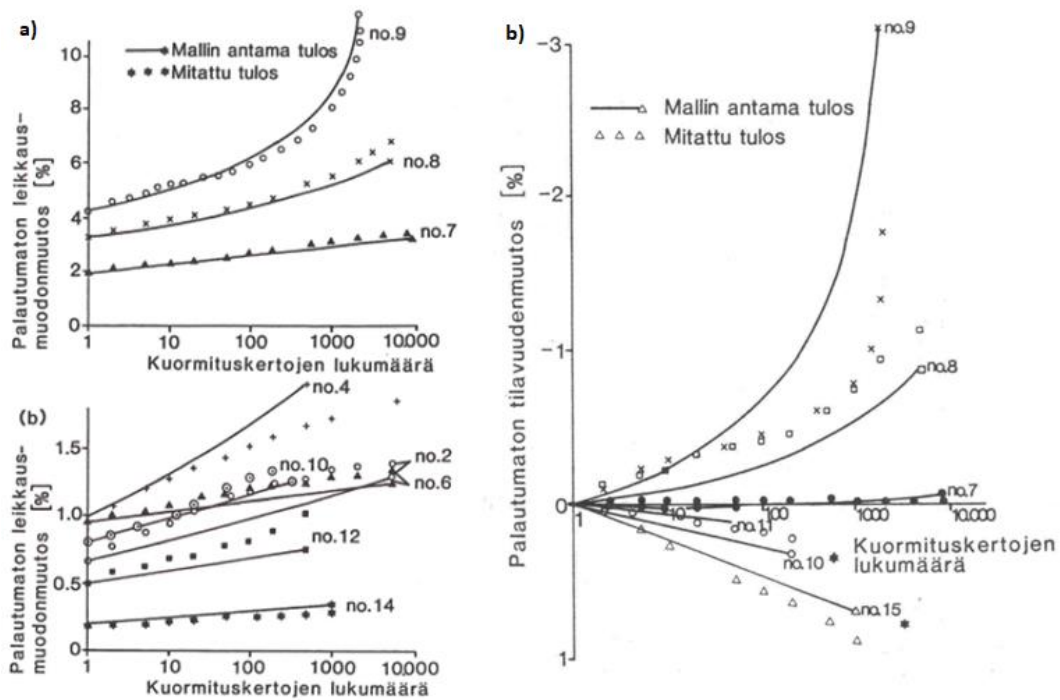
Kuva 14. Shakedown-teorian mukainen rakeisen materiaalin muodonmuutoskertymän nopeuden riippuvuus käytettävästä jännityssuhteesta (Theyse et al. 2007).

Raerungon leikkausmuodonmuutoskertymän ja dilataation välinen yhteys havaitaan esimerkiksi Thommin vuonna 1988 raportoimissa koetuloksista (kuva 15). Jännityssuhteen kasvaessa kohti murtotilaa myös materiaalin palautumaton tilavuudenmuutoskertymä kiihtyy voimakkaasti. Tekemiensä kokeiden perusteella Thomm esitti empiiriset lausekkeet pysyvälle leikkausmuodonmuutokselle ε_s ja tilavuudenmuutokselle ε_v :

$$\varepsilon_s = -\frac{1}{L} \ln \left[\frac{\sigma_f - \sigma_{max}}{\sigma_f} - \frac{1}{M_1} \left(\delta t + \frac{1}{3} \delta s \right) \ln(N) \right] \quad (2.28)$$

$$\varepsilon_v = \frac{1}{M_2} (\Sigma \delta \sigma + 2 \Sigma \delta t) \ln(N) - \frac{1}{2} \varepsilon_s \quad (2.29)$$

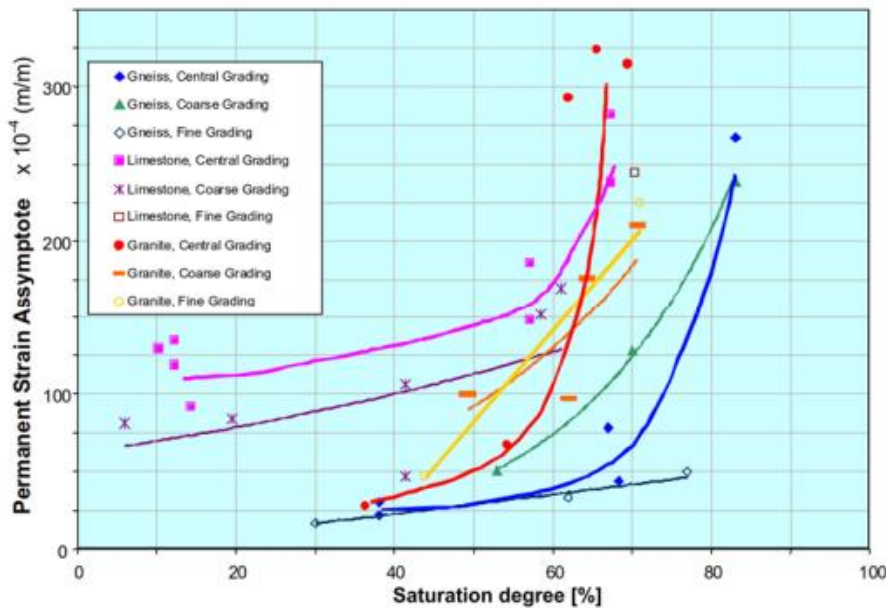
joissa L , M_1 ja M_2 ovat materiaalivakioita, σ_f on staattista murtotilaa vastaava jännitys, δt suurimman leikkausjännityksen muutos ja δs normaalijännityksen muutos kuormitusyksiöllä, $\Sigma \delta \sigma = \delta \sigma_x + \delta \sigma_y + \delta \sigma_z$ on ensimmäisen jännitysinvariantin muutos kuormitettaessa sekä $\Sigma \delta t = \delta t_{xy} + \delta t_{xz} + \delta t_{yz}$ on leikkausjännityskomponenttien summan muutos. Thommin mallissa perusediana on, että materiaalin raerungolla on sille ominainen jännitystaso, jonka ylitettyään se menettää nopeasti stabiiliutensa. Toisaalta esimerkiksi Brown havaitsi jo vuonna 1974, että samoilla karkearakeisilla materiaaleilla tehtyjen staattisen ja dynaamisen kuormituskokeiden murtotilaa vastaavat muodonmuutostasot olivat samaa suuruusluokkaa.



Kuva 15. Thormin muodonmuutoskertymämallin suhtautuminen koetulosten kanssa 0-4 mm murskeella (Kolisoja 1994, johon muokattu lähteestä Thorm 1988).

Rowen jännitysdilataatioteorian mukaisesti rakeisen materiaalin dilataation suuruus on riippuvainen jännityssuhteesta. Dilataatioherkkyyden ohella myös raerungon pysyvät leikkausmuodonmuutokset kasvavat jännityssuhteen lähestyessä murtotilaa ja suurella jännityssuhteella materiaalin raerunko löyhtyy leikkauslaajenemisen seurauksena. Tällöin yksittäisten rakeiden liikkuminen toistensa suhteen helpottuu ja leikkausmuodonmuutoskertymänopeus – ja tätä kautta leikkauslaajeneminen (sekä raerungon löyhtymine) edelleen kiihtyvät. Kun materiaalin lujuus laskee raerungon löyhtymisen seurauksena kokeessa käytettävän jännitystasoon nähden liian pieneksi, johtaa tämä lopulta näytekkappaleen murtumiseen. Voisi siis ajatella, että mikäli staattisessa ja syklistä kolmiakiaalikohteessa materiaalin leikkauslaajeneminen on suuruusluokaltaan toisiaan vastaava, saavutetaan myös näytekkappaleen murtuminen tällöin likipitään samalla leikkausmuodonmuutostasolla.

Jännitys- ja tiiveystilan ohella myös materiaalin kosteustilalla on havaittu olevan keskeinen vaikutus rakeisen materiaalin pysyvään muodonmuutostasoon. Kuvassa 16 on esitetty tierakennusmateriaalien käyttäytymistä eri kyllästysasteilla. Tästä nähdään kuinka materiaalien muodonmuutosherkkyys kasvaa voimakkaasti kyllästysasteen myötä. Deformaatioherkkyyden kannalta kriittinen kyllästysaste on hyvin materiaalikohtainen, ollen kuitenkin tyypillisesti luokkaa 60–80 %. Käytännössä kyllästysasteen kasvaessa rakeiden välinen koheesio poistuu materiaalin ominaisimupaineen laskeessa. Lisäksi tiheäsyklistä kuormituksessa on riski, että materiaaliin syntyy huokosylijäpääntä, jolloin tehokkaan tukipaineen pienenemisen myötä materiaalin raerungon lujuus voi laskea merkittävässä määrin johtaen pysyvien muodonmuutosten nopeaan kehittymiseen.



Kuva 16. Muodonmuutoskertymänopeuden riippuvuus kyllästysasteesta eräillä maamateriaaleilla (Latvala 2018, johon muokannut lähteestä Dawson & Kolisoja 2005).

2.5 Pysyvä muodonmuutoskertymä rakenteessa

2.5.1 Jännitys jakauma ja muodonmuutokset rakenteessa

Edellä kappaleessa 2.4 käsiteltiin rakeisen materiaalin muodonmuutoskäyttäytymistä laboratoriokokeiden pohjalta ja tässä osiossa tarkastelu laajennetaan koskemaan maarakenteiden kuormituskäyttäytymistä. Periaatteessa materiaali-ion mekaaninen käyttäytyminen on sijainnistaan riippumaton, kunhan kuormitusolosuhteet pysyvät vakioina. Kuitenkin käytännössä todellisessa rakenteessa olevan materiaali-ion kokeman kuormituksen luonne ja muodonmuutoskäyttäytyminen eroavat monilta osin kontrolloiduissa olosuhteissa laboratoriossa testattujen materiaalinäytteiden käyttäytymisestä.

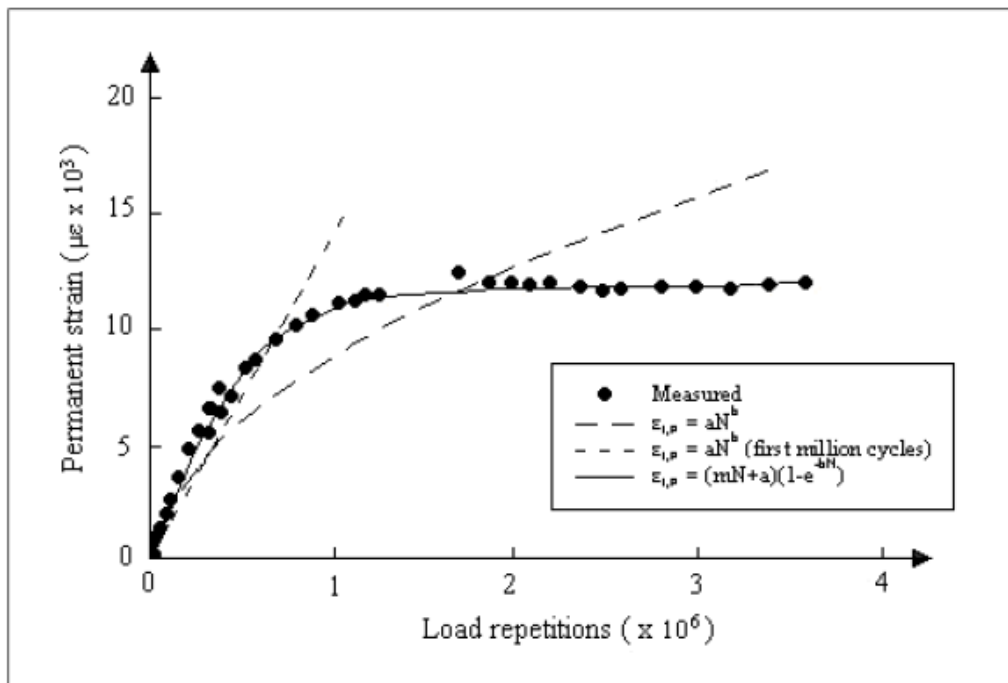
Eräs keskeinen eroavaisuus laboratoriossa kuormitetun näytekappaleen ja rakenteessa sijaitsevan materiaali-ion välillä on tukipaineen muodostuminen. Edellä esitetysti rakeisen materiaalin tukipaineella on merkittävä vaikutus materiaalin lujuus- ja jäykkyysominaisuuksiin ja tätä kautta pysyvään muodonmuutoskäyttäytymiseen. Esimerkiksi syklisen kolmiaksaalikokeen tapauksessa tukipaine on joko skalaariarvoinen suure tai muuttuu ennalta määritellysti käytettävän säätöalgoritmin mukaan. Rakenteessa olevalla materiaali-ionilla tukipaine ei kuitenkaan ole vakio, vaan muuttuu ennalta määrättyä määrää kuormituskertamäärän aikaansaaman muodonmuutoskertymän myötä materiaalin laajetessa ympäröivää rakennetta vasten. Eli käytännössä materiaalin syntyy pysyviä muodonmuutoksia niin pitkään kunnes se on saavuttanut riittävän tuennan ulkoista kuormitusta vastaan.

Deformaation aiheuttaman tukipaineen kasvun seurauksena rakenteeseen voi syntyä nk. jäännös-jännitystä, jonka seurauksena materiaalin tuenta paranee ja pysy-

vien muodonmuutosten kertymänopeus hidastuu. Esimerkiksi Wolf ja Visser havaitsivat HVS-laitteistolla (Heavy Vehicle Simulator) tekemissään rengaskuormituskokeissa sitomattomiin rakennekerroksiin syntyvän muodonmuutuskertymän käytännössä pysähtyvän, kun materiaali saavuttaa ulkoiseen kuormitukseen ja ympäröivän rakenteen tuentaan nähden riittävän pysyvän muodonmuutostason (kuva 17). Koetulosten perusteella Wolf ja Visser totesivat Sweeren potenssimuotoisen muodonmuutuskertymämallin kuvaavan huonosti materiaalin käyttäytymistä rakenteessa ja ehdottivat käytettäväksi yhtälön 2.30 mukaista lauseketta, jonka mukaisesti muodonmuutuskertymä lähestyy asympotoottisesti tiettyä tasapainotilaa kohti:

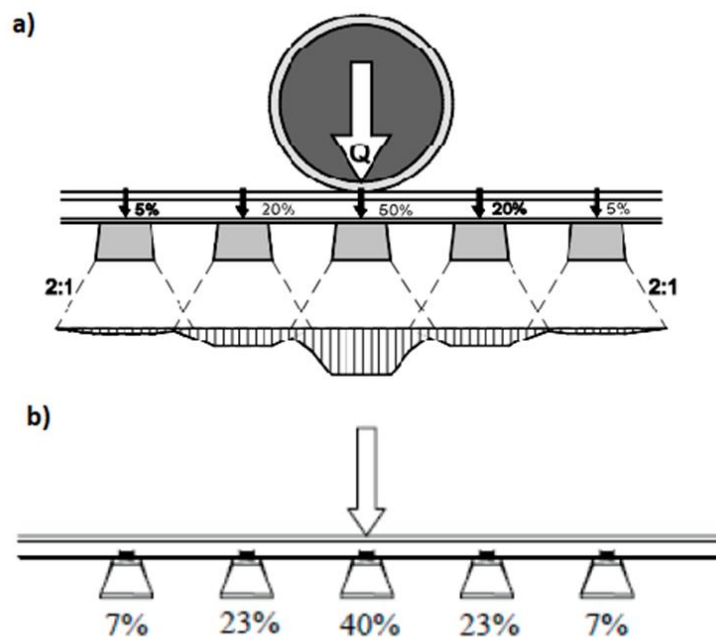
$$\varepsilon_{1,p} = (mN + a)(1 - e^{-bN}) \quad (2.30)$$

missä a, b, m ovat materiaalivakioita.



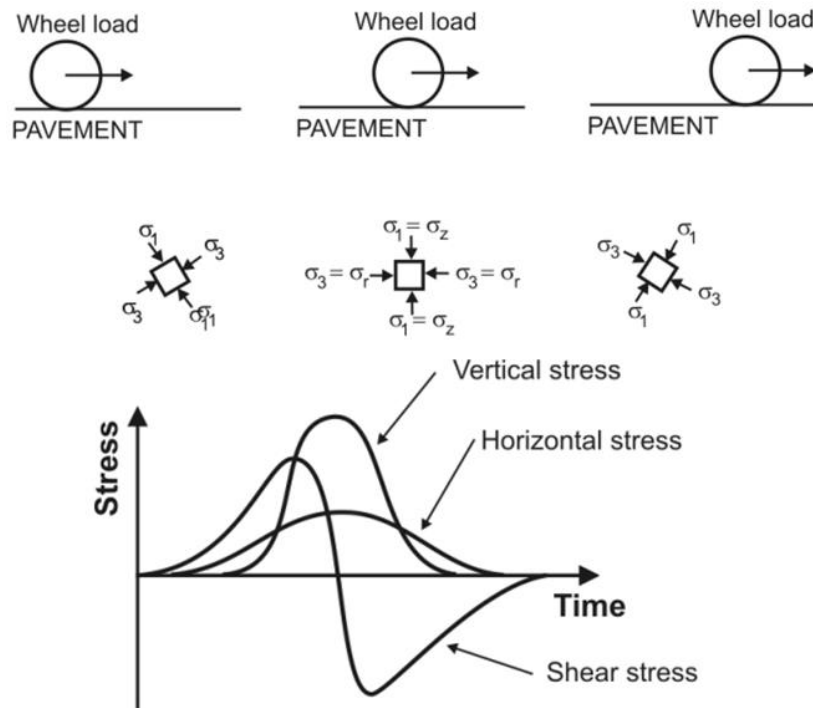
Kuva 17. HSV-laitteistolla havaittu muodonmuutuskertymä suuren kuormituskertamäärän jälkeen (Wolf ja Visser 1994).

Rakenteessa sijaitsevan materiaaliolkion kokeman jännitystilän muutoksen kannalta olennaisinta on etäisyys ulkoisesta kuormituksesta ja rakenteeseen kohdistuva kuormitusasetelma. Esimerkiksi ulkoisesta voimasta aiheutuva pystyjännitys-lisäys vaimenee varsin nopeasti syvyyden suhteen jännityksen jakaantuessa yhä laajemmalla alueella. Kuitenkin, mikäli ulkoisten kuormituskeskittymät ovat riittävän lähekkäin, kertaantuu eri kuormituspisteistä jakaantuva jännitys syvemmällä rakenteessa mikä taas osaltaan muuttaa jännitys jakauman muotoa. Radan pituus-suunnassa ulkoiseen kuormajakauman muotoon vaikuttaa keskeisesti vallitseva kuormitusasetelma (kuormakaavio) sekä kiskorakenteen jäykkyys suhteessa rakennejousto. Käytännössä jäykkä kiskorakenne jakaa kuormitusta sitä useammalle pölkylle mitä suurempi jousto siihen kuormitettaessa syntyy (kuva 18).



Kuva 18. Kiskorakenteen aiheuttama kuormajakauma keskimääräisen jäykkyyden omaavalla (a) (Ratahallintokeskus 2002) ja joustavalla pohjamaalla (b) (Profillidis 2000).

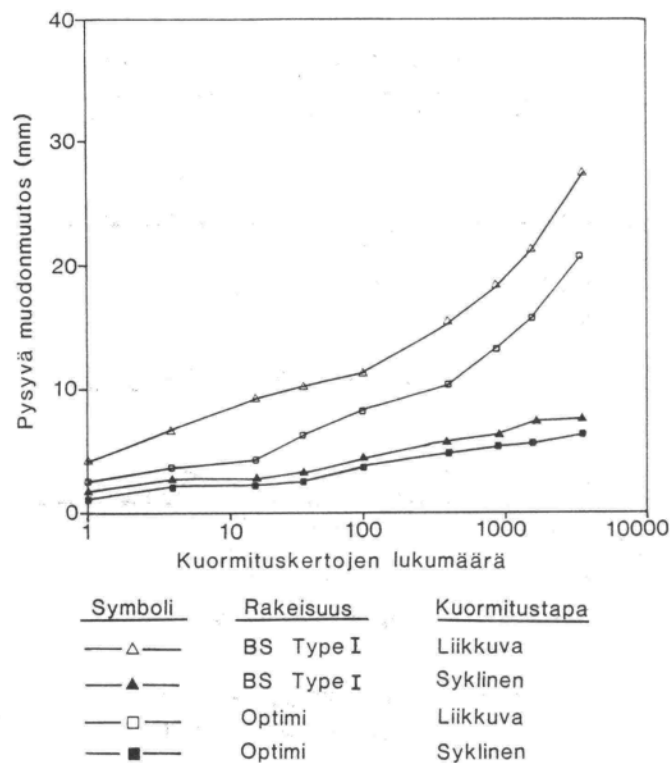
Staattisen kuormituksen ohella liikkuvasta kalustosta voi kohdistua rakenteeseen dynaamisia voimakomponentteja – erityisesti radan epäjatkuvuuskohdissa. Kuitenkin tässä osiossa pitäydytään pääosin staattisen kuormalisän vaikutusten tarkastelussa. Liikkuvasta kalustosta aiheutuvaa kuormitusvastetta käsitellään lyhyesti luvussa 4.4. Dynaamisten voimakomponenttien lisäksi liikkuvasta kalustosta rakenteeseen voi myös aiheutua pääjännityskiertymää. Pääjännityskiertymällä tarkoitetaan materiaaliolkioon kohdistuvien pääjännitysten ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) muodostaman pääjännityskoordinaatiston kiertymää kuormitustapahtuman aikana (kuva 18). Pääjännityskiertymän aikana kuormituksen suunta muuttuu, jolloin materiaalin raerungon on vaikeampi hakeutua muodonmuutosherkkyyden kannalta stabiiliin tilaan.



Kuva 19. Liikkuvasta kuormituksesta rakenteeseen kohdistuvan pääjännityskiertymän aiheuttama jännitysvaihtelu ajan suhteen esitettyä (Lekarp 1997).

Pääjännityskiertymällä onkin havaittu olevan hyvin keskeinen rooli karkearakeisen materiaalin muodonmuutuskäyttäytymisen kannalta. Esimerkiksi Chan (1990) havaitsi Hollow Cylinder-laitteistolla tekemissään kokeissaan jännityskiertymän aiheuttavan huomattavasti suuremman aksiaalisen muodonmuutoksen verrattuna tilanteeseen, jossa kuormitussuunta ei kuormitustapahtuman aikana muutu. Vastaavasti Youd (1972) havaitsi hiekalla tehdyissä kokeissaan pääjännityskiertymän lisäävän voimakkaasti materiaalin tiivistymistä.

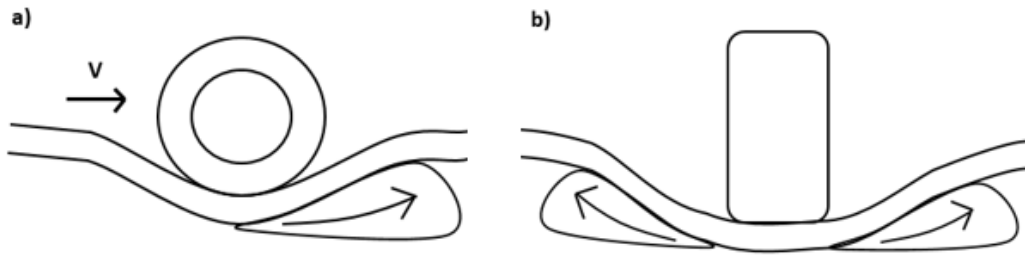
Kuvassa 20 on esitetty Chan (1990) rengaskuormituskokeissaan saamia tuloksia kahdella erilaisella rakeisuudella omaavalla materiaalilla liikkuvalla ja paikallaan olevalla toistokuormituksella. Liikkuva rengaskuorma aiheuttaa koemateriaaliin pääjännityskiertymän, josta johtuen näytteeseen syntyvä pysyvä muodonmuutos on huomattavasti suurempaa verrattuna tilanteeseen, jossa kuorma ei horisontaalisesti liiku. Syklisessä kuormitustapauksessa materiaalin muodonmuutuskertymä myös hidastuu kuormituskertamäärän myötä, kun taas liikkuvalla kuormalla pysyvä muodonmuutos materiaalissa kasvaa tasaisesti.



Kuva 20. Pääjännityskiertymän vaikutus palautumattoman muodonmuutoskertymän suuruuteen eri rakeisuuksilla (Kolisoja 1993, johon muokannut lähteestä Chan 1990).

Jännityskiertymän aiheuttama deformaatiomekanismi ei ole yksiselitteinen, mutta ilmiön voisi ajatella johtuvan materiaalin raerungon alentuneesta tukeutumiskyvystä muuttuvaa kuormitussuuntaa vasten. Kun pääjännityskiertymää ei esiinny, eikä kuormitusykyllä vallitseva jännityssuhde ole raerungon stabiliteetin kannalta epäsuotuisa, on yksittäisillä rakeilla mahdollisuus hakeutua vallitsevan kuormitus-tilanteen kannalta optimaaliseen asemaan. Tällöin materiaalin muodonmuutosnopeus hidastuu kuormituskertamäärän kasvaessa. Kuitenkin mitä suurempaa pääjännityskiertymä on, niin sitä vaikeampi rakeiden on löytää optimaalinen tuentatilan- lanne kaikkia kuormitustapahtuman aikana toteutuvia pääjännityssuuntia vastaan.

Kuitenkaan ratarakenteen tapauksessa pääjännityskiertymän vaikutus pysyvien muodonmuutoksien kertymiseen ei luultavamminkaan ole yhtä suuri kuin tierakenteella. Lähtökohtaisesti voisikin ajatella, että tierakenteessa kuomakentän liikkuvuuden jatkuvuus aiheuttaa sitomattomiin kerroksiin yläosiin kuvan 21 mukaisen aurosefektin, eli käytännössä materiaali työntyy ensin kuormakeskittymän edeltä heikointen tuettuun suuntaan, eli käytännössä ylöspäin kuoman etualalle (kuva 21 a), mikä jälkeen ajoneuvo puskee etenemisensä seurauksena etualalle nousseen materian ajouran reunoille (kuva 21 b).



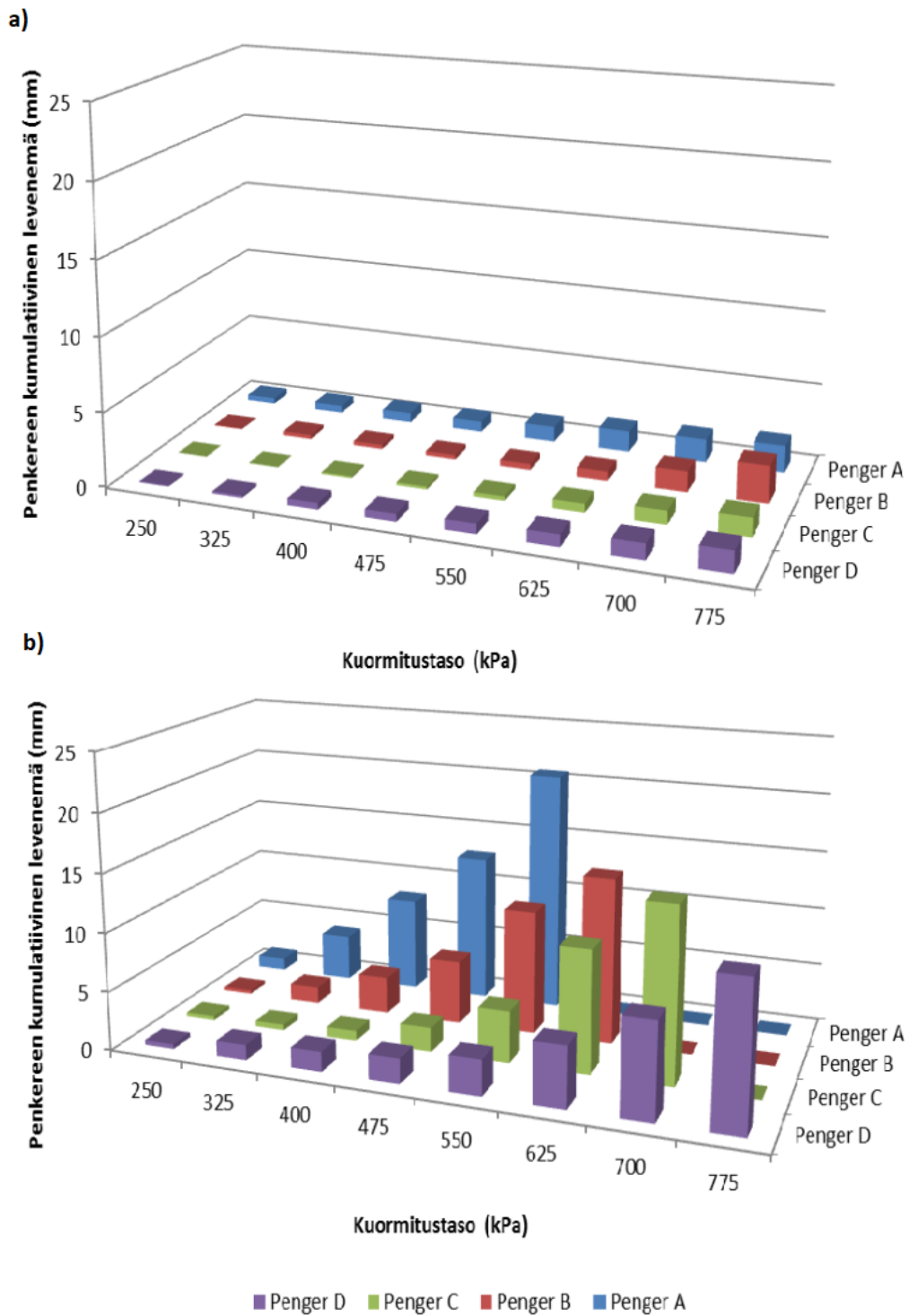
Kuva 21. Sitomattoman materiaalin periaatteellinen työntyminen liikkuvan kuormakeskittymän etualalle (a) ja aurautuminen kuormakeskittymän edestä (b).

Kuitenkin radassa kuormitus jakautuu sitomattomille rakennekerroksille paikallaan pysyvien, kohtalaisen välimatkan omaavien ratapölkkyjen kautta, jolloin tierakenteen kaltaista, liikkuvan kuormituksen aiheuttamaa työntymää ei oletettavastikaan tapahdu samoissa määrin, vaikkakin syvemmällä rakennekerroksissa junan ylityksestä aiheutuva jännitys jakauma on luonteeltaan jatkuvampaa eri pölkkyiltä jakautuvan jännityksiä summautumisen seurauksena. Tosin myös kuormituksesta aiheutuvan jännityslisäyksen suuruus on syvemmällä rakenteessa pienempi ja lisäksi syvemmällä rakenteen suurempi omapaino ehkäisee, ettei materiaali pääse työntymään liikkuvan kuormakeskittymän edeltä samoissa määrin kuin tierakenteessa heti päällysteen alapuolella oleva materiaali.

2.5.2 Pengerleviämä

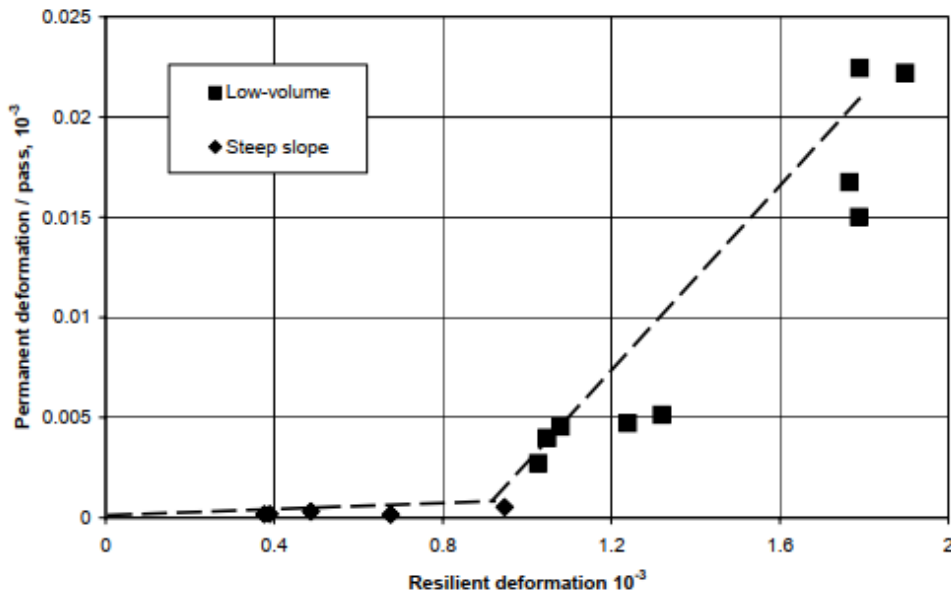
Pengerleviämällä tarkoitetaan ratapenkereen sivusuuntaisen geometrian levenemistä rakenteeseen syntyvän pysyvän deformaation seurauksena. Kapeilla pengerleveyksillä leviäminen on tyypillisesti nopeinta ja vastaavasti hidastuu pengerleveyden kasvaessa. Suomessa vanhat ratapenkereet ovat tyypillisesti rakennettu varsin kapeiksi verrattain suurien rakennepaksuuksien aiheuttamien materiaalikulujen vuoksi.

Kalliainen ja Kolisoja havaitsivat laboratorioissa eri pengertyypeillä tekemissään pienoiskuormituskokeissa penkereen leviämisen olevan ensisijaisesti riippuvainen rakenteen pohjajoustosta (kuva 22). Jäykällä alustalla tehdyissä kokeissa muodonmuutoskertymä oli hyvin vähäistä kaikilla pengertyypeillä, vaikka kokeissa käytetty jännitystaso oli moninkertainen todelliseen junakuormaan nähden. Puolestaan joustavalla pohjalla tehdyissä kokeissa muodonmuutokset kasvoivat kiihtyvästi jännitystason kasvaessa ja myös erot eri pengertyyppien välillä korostuivat. Tutkimuksessa tarkasteltiin neljää erilaista pengertyyppiä laboratorioissa ja täysimittakaavaisissa koerakenteissa kentällä (kuva 23). Tehtyjen laboratoriokokeiden ja seuranta-mittauksien perusteella pengerleviäminen oli kapeilla ja jyrkkäluiskaisilla pengertyypeillä kaikkein suurinta; sekä penkereen leventäminen että pengerluiskan loiventaminen pienensivät selvästi rakenteeseen mobilisoituneita pysyviä muodonmuutoksia (Kalliainen & Kolisoja 2013).



Kuva 22. Koopenkereiden kumulatiivinen leviäminen a) jäykällä alustalla tehdyissä kokeissa ja b) joustavalla alustalla tehdyissä kokeissa (Kalliainen & Kolisoja 2013).

jossa l on etäisyys metreinä ajolinjan keskikohdan ja rakenteen ulkoreunan välillä ja N on ulkoluiskan horisontaalisen leveyden suhde luiskan korkeuteen, eli kuvastaa luiskakaltevuuden suuruutta. Mallin mukaisesti urautuman syvyys pienenee, kun rakenteen leveyttä kasvatetaan ja / tai ulkoluiskaa loivennetaan. Mikäli tiepennger on äärettömän leveä, saa GEOM-kerroin arvon 1. Vastaavanlaisesti HVS-laitteistolla tehtyjen rengaskuormituskokeiden pohjalta Korkiala-Tanttu ja Laaksonen (2003) havaitsivat kuvan 24 mukaisen yhteyden rakenteessa olevan materiaalin palautuvan ja palautumattoman muodonmuutuskertymän välillä. Kuvan mukaisesti materiaalin pysyvä muodonmuutuskertymä vaikuttaisi kiihtyvän voimakkaasti, kun raerunkoon kuormitettaessa aiheutuva muodonmuutostaso ylittää tietyn kriittisen raja-arvon.



Kuva 24. HSV-laitteistolla tehdyissä kuormituskokeissa havaittu palautuvien ja palautumattomien muodonmuutosten välinen yhteys (Korkiala-Tanttu ja Laaksonen 2003).

Periaatteessa kuvan 24 mukainen yhteys rakenteessa olevan materiaaliolkion palautuman ja palautumattoman muodonmuutoksen välille voidaan tietyin yksinkertaistuksin määrittää myös laskennallisesti. Pitäydytään tässä yhteydessä sylinterimäisessä jännitystilassa ja käytetään luvussa 2.2.1 esitettyä Resilent-moduulikäsittelyä, jolloin materiaaliolkion palautuva aksiaalinen muodonmuutos saadaan laskettua yhtälön 2.32 avulla:

$$\varepsilon_a^e = \frac{\sigma_a - \sigma_{a0}}{k_1 \theta_0 \left(\frac{\sigma_a + 2\sigma_r}{\theta_0} \right)^{k_2}} \quad (2.32)$$

jossa k_1, k_2 ovat materiaaliiparametrejä, θ_0 on referenssijännitys (=100 kPa), σ_a, σ_r ovat aksiaalinen- ja radiaalinen jännityskomponentti sekä σ_{a0} on kuormittamattoman alkutilan aksiaalinen alkupaine. Palautumattomien muodonmuutosten suuruuden arviointiin käytetään luvussa esitetyn Kondner – Zelasko murtovenymämallin muunnosta, jolloin kuormitusyhtälöä vastaava plastinen muodonmuutuskertymä saadaan ratkaistua käyttäen yhtälön 2.33 mukaista hyperbolista yhteyttä:

$$\varepsilon_a^p = (\sigma_a - \sigma_{a0}) \cdot k_3 \cdot \frac{R}{1-R} \quad \text{jossa } R = \frac{\sigma_a}{D_{max} \sigma_r} \quad (2.33)$$

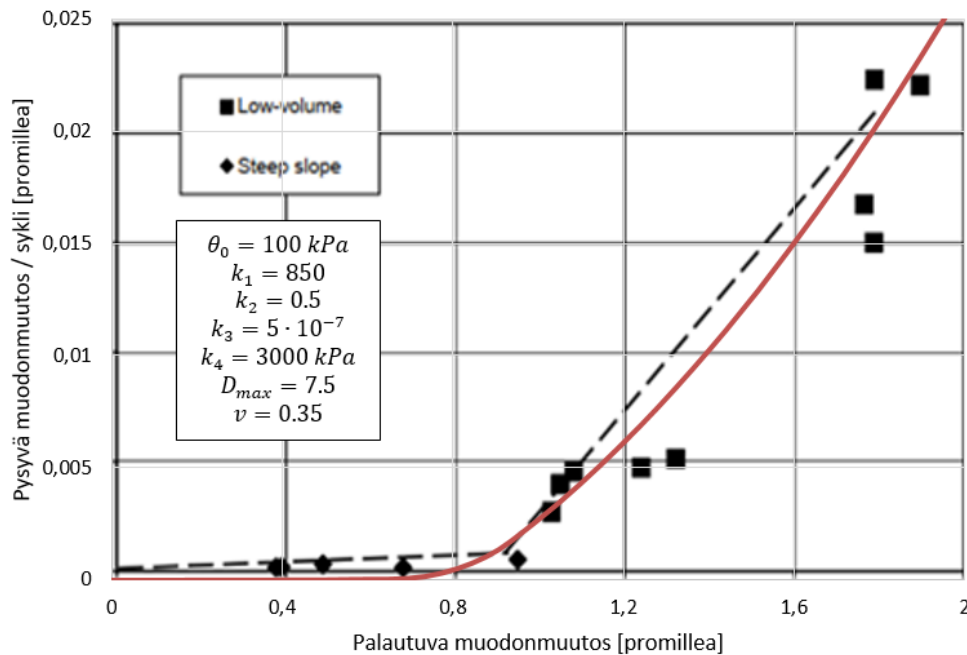
missä k_3 on materiaalikohtainen muodonmuutoskertymäkerroin ja D_{max} on materiaalin suurin murtumatta kestävä pääjännityssuhde. On huomattava, että tässä yhteydessä keskitystään ainoastaan kuormitusylikkohtaisen muodonmuutoskertymän approksimointiin, jolloin kuormituskertamääräpohjaisen mallinnukseen vaadittava lähestymistapa eroaa nyt esitettävästä. Yhtälöissä 2.32 ja 2.33 esiintyvä tukipaine σ_r arvioidaan käyttäen nk. laajenemisvastuksen käsitettä. Perusideana on, ettei materiaalialkioon kohdistuva tukipaine ole vakio, vaan määräytyy materiaalin elastisen sivulaajenemisen ja plastisen sivusuuntaisen muodonmuutoksen suuruuden perusteella. Lisäksi oletetaan, ettei materiaaliin synny merkittävässä määrin pysyvää tilavuudenmuutosta kuormitustapahtuman aikana. Mikäli käytetään lineaarista laajenemisvastuserrointia, voidaan tukipaine määrittää yhtälöstä 2.34:

$$\sigma_r = k_4 \left(\varepsilon_a^e \cdot v + \frac{1}{2} \varepsilon_a^p \right) + \sigma_{r0} \quad (2.34)$$

jossa v on elastisen muodonmuutosalueen poissonin vakio, σ_{r0} on alkutilan radiaalinen jännitys ja k_4 on rakennekohtainen laajenemisvastuserroin.

Kuvassa 25 on esitetty eräillä parametreilla yhtälöiden 2.32–2.34 muodostaman yhtälöryhmän ratkaisun mukainen yhteys materiaalialkion palautuvan ja palautumattoman muodonmuutoksen välillä ja tämän suhtautuminen mitatun koedatan kanssa, kun alkutilan vertikaaliseksi ja horisontaaliseksi paineeksi on oletettu 10 kPa. Kuvan 25 mukaisesti laskennallinen menettely tuottaa murskemateriaalia vastaavilla parametreilla varsin hyvin mittauksia vastaavan yhteyden palautuvan ja palautumattoman muodonmuutoksen välille.

Laskennan mukaisesti rakenteessa oleva materiaalialkio joutuu hakemaan riittävän tuennan ulkoista kuormitusta vastaan laajentamalla ympäröivään rakennetta vasten. Pienellä kuormatasolla materiaali kykenee hankkimaan riittävän tuennan pelkästään palautuvan muodonmuutuskäyttäytymisensä avulla. Kuitenkin kun ulkoinen kuormitus ylittää tietyn kriittisen raja-arvon, materiaalin palautuvat muodonmuutosominaisuudet eivät enää yksinään riitä riittävän tukipaineen saavuttamiseksi. Tällöin materiaalin raerungon on ajaututtava plastiseen osittaisluistoon johtaen pysyvien muodonmuutoksien syntymiseen.



Kuva 25. Laskennallisen approksimaation suhtautuminen lähteessä Korkiala-Tanttu ja Laaksonen 2003 esitettyjen koetulosten kanssa. Ko. lähteen mukaisella "Low-volume"-rakenteella laskennallinen laajenemismuutos vaikuttaisi olevan noin 3 MPa.

Käytännössä kuvan 25 mukaisen "kriittisen muodonmuutostason" suuruus määräytyy materiaalin lujuus- ja jäykkyysominaisuuksien sekä rakenteen tarjoaman tuennan perusteella, eli kyseessä ei varsinaisesti ole materiaalikohtainen vakio. Edellä esitetyn menettelyn mukaisen kriittisen aksiaalisen muodonmuutostason suuruus voidaan ratkaista iteratiivisesti yhtälöstä 2.35:

$$\varepsilon_{cr}^e = \frac{(R_{cr} D_{max})(k_4 v \cdot \varepsilon_{cr}^e + \sigma_{r0}) - \sigma_{a0}}{k_1 \theta_0 \left(\frac{(k_4 v \cdot \varepsilon_{cr}^e + \sigma_{r0})(R_{cr} D_{max} + 2)}{\theta_0} \right)^{k_2}} \quad (2.35)$$

jossa R_{cr} on plastisen muodonmuutostason kannalta kriittinen murtosuhte (tyypillisesti $R_{cr} = 0.7$). Yhtälön 2.35 mukaisen lausekkeen mukaisesti rakeisen materiaalin hauraus on vahvasti riippuvainen ympäröivästä tuennasta. Joustavilla pohjamailla rakenteeseen syntyy rakenteen taipuman seurauksena pakotetusti muodonmuutoksia – erityisesti penkereen sivuille – ilman että materiaaliulkioihin kohdistuva tukipaine kasvaa. Ulkoluisien alueella materiaalin tukipaine on lähtökohtaisesti hyvin pieni, jolloin jo vähäinenkin materiaalin muodonvääristymä johtaa pysyvien muodonmuutosten syntymiseen ja tätä kautta pengerleviämään. Pengerdimensioiden leviämisen myötä ulkoluisien sijainti siirtyy kauemmaksi pohjaan taipumasuppilon aiheuttamasta muodonmuutostentistä ja samalla pysyvien muodonmuutosten kertyminen hidastuu.

Pohjamaajouston ohella myös rakenteen kuormitustason voisi ajatella vaikuttavan syntyvän pengerleviämisen suuruuteen penger materiaalin pyrkiessä työntymään poikkisuuntaan voimakkaimmin kuormitetulta alueelta. Tosin Kalliaisen & Kolisojan (2013) raporttien pienoispengerkoekuormitusten tulosten perusteella kuormitustason suuruus vaikuttaisi olevan toissijainen tekijä pengerleviämisen kannalta, jolloin lieneekin luontevampaa ajatella pölkkyjen alapuolisen penger materiaalin si-

vusuuntaisen työntymisen olevan pääosin seurausta luiskien sivusiirtymän aiheuttamasta tukipaineen alenemasta, eli käytännössä pengerialuiskat "vetävät" levitesään materiaalia pölkkyjen alapuolelta aiheuttaen rakenteeseen myös vertikaalista muodonmuutosta.

Vaikka ulkoinen kuormitus mitä luultavammin vaikuttaa pengerialviämiseen lähinnä epäsuorasti rakennetaipuma kautta, on kuormitustason merkitys tukikerroksen alueella tapahtuvan deformaation kannalta kuitenkin huomattavasti suurempi. Lisäksi myös pengerialviämisen ohella osa rakenteeseen syntyvästä vertikaalisesta muodonmuutoksesta on seurausta pengerialmateriaalin pyrkimyksestä hakea riittävä tuenta ulkopuolista kuormitusta vastaan ja osa materiaalin tiivistymisestä. Mikäli rakenteen oletetaan säilyttävän tilavuutensa pengerialviämisen aikana ja pengerialviämisen aikaansaama muodonmuutoskenttä otaksutaan vakioarvoiseksi poikki-leikkauksessa, voidaan vertikaalinen kokonaismuodonmuutos $\Sigma \varepsilon_{ver.}$ lausua osatekijöidensä summana:

$$\Sigma \varepsilon_{ver.} = \varepsilon_a + \varepsilon_c + 1 - \frac{L_0}{\Delta L + L_0} \quad (2.36)$$

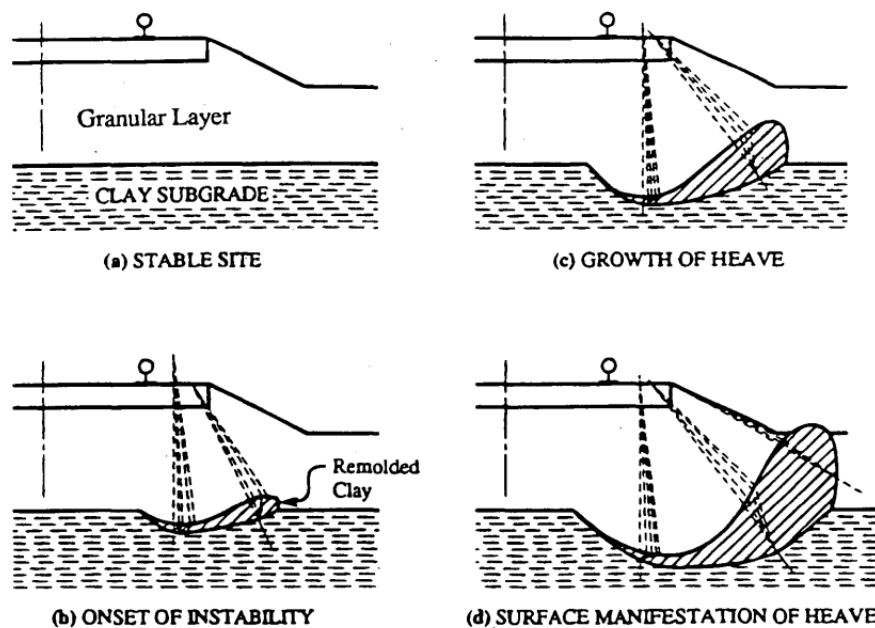
jossa L_0 on pengerialveys deformoitumattomassa alkutilassa ja ΔL on pengerialviämisen muutos. Puolestaan ε_a ja ε_c ovat materiaalin deformaatiosta ja tiivistymisestä johtuvia vertikaalisia muodonmuutoskomponentteja.

Pengerialveyden ohella luiskakaltevuus vaikuttaa edesauttavasti rakenteen geometrian pysyvyyteen. Oletettavasti tämä selittyy partikkelitason vierintävästuksen lisääntymisenä, jolloin loivalla luiskalla rakeiden kiipeäminen toistensa ylitse vaikeutuu suhteessa jyrkkäluiskaisempaan rakenteeseen. Luiskakaltevuuden loiventuessa myös horisontaalinen tukipaine luiskan ulkoreunojen läheisyydessä kasvaa. Mainittakoon myös, että mikäli luiskakaltevuutta loivennetaan lähes vaakatasoon, on rakenteen pengerialveys teoriassa ääretön, eli pohjimmiltaan pengerialveyden suurentamisen ja luiskakaltevuuden loiventamisen tarjoama tuentamekanismi on hyvin samankaltainen.

3 Pohjamaadeformaatio

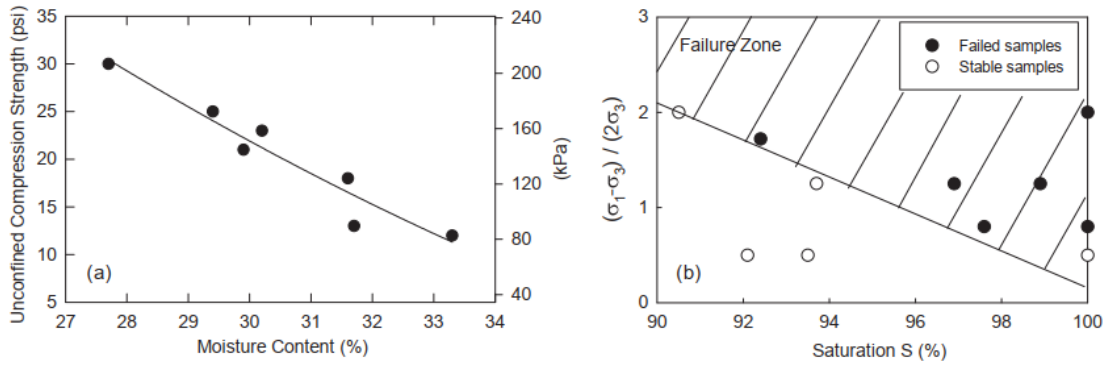
3.1 Hienorakeisen maamateriaalin lujuus

Pohjamaadeformaatio tarkoitetaan junaliikenteen aiheuttamaa radan alapuoliseen luonnonmaahan syntyvää pysyvää muodonmuutuskertymää. Pohjamaadeformaatio on tyypillisesti seurausta ratapenkereen alapuolisen pohjamaan riittämättömästä lujuudesta suhteessa siihen kohdistuvaan rasitukseen. Erityisesti raskaasti liikennöidyillä rataosuuksilla pohjamaan muodonmuutuskertymä voi olla hyvinkin nopeaa suuren kuormituskertamäärän seurauksena. Kuormituskertamääräpohjaisen plastisen painuman ohella pohjamaahan voi heikoimmilla rataosuuksilla alkaa muodostumaan kuvan 26 mukainen, nk. vaiheittain etenevä leikkausmurtuma. Tällöin radan alapuolinen maa-aines työntyy toistuvan junakuormituksen seurauksena rakenteen sivulle, johtaen yläpuolisen rakenneteen geometrian nopeaan vaurioitumiseen. (Li & Selig 1994)



Kuva 26. Pohjamaahan syntyvän progressiivisen leikkausmurtuman syntymekanismi (Li & Selig 1994).

Pohjamaan kuormituskestävyyden kannalta olennaisinta on radan alapuolisen maa-aineksen lujuus. Käytännössä pohjamaadeformaatiota esiintyy hienoraisilla maalajeilla (savet, siltit, turpeet) joiden lujuusominaisuudet ovat huomattavasti karkearakeisia maamateriaaleja heikommat. Esimerkiksi pehmeillä savilla lujuus on riippuvainen paitsi raerungon rakenteesta, niin myös materiaalin aikaisemmasta jännitys-muodonmuutoshistoriasta, vallitsevasta jännitystasosta, lämpötilasta, kuormituksen luonteesta ja suunnasta, kuormituskertamäärästä sekä kuormitusnopeudesta (Länsivaara 1999, Lehtonen 2015). Myös kosteusasteen on havaittu olevan keskeinen tekijä hienorakeisen materiaalin kuormituskestävyyden kannalta (kuva 27).

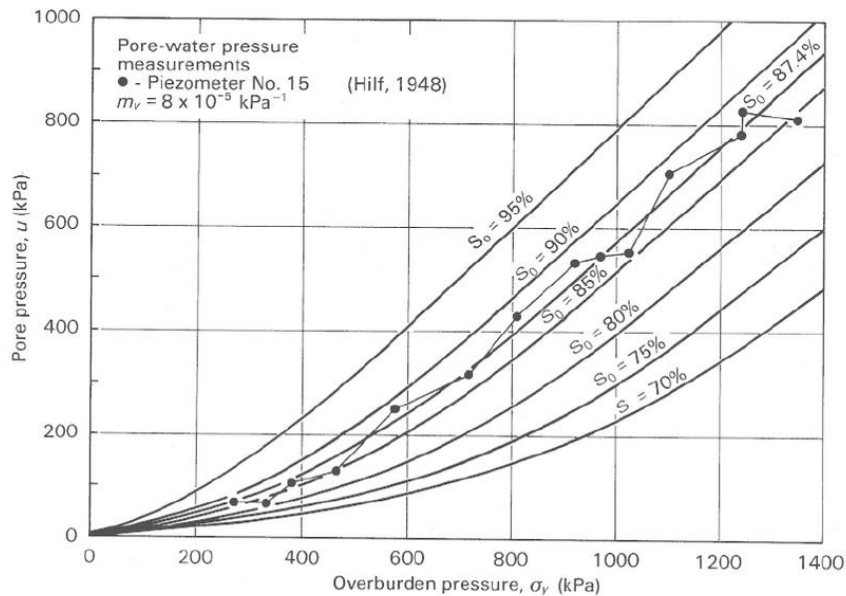


Kuva 27. Hienorakeisen pohjamaamateriaalin puristuslujuuden (vasemmalla) ja leikkauslujuuden (oikealla) riippuvuus materiaalin kyllästysasteesta (Li 2018).

Käytännössä lujuuden voimakas kosteustilariippuvuus selittyy paitsi partikkeleiden välillä vaikuttavan näennäisen koheesion poistumisella, niin ennen kaikkea materiaalin suurella huokospaineherkkyydellä; korkeilla kyllästysasteilla materiaalin huokokset ovat lähes kokonaan vedellä täyttyneitä, jolloin jo pienikin muutos raerungon tilavuudessa johtaa verrattain suureen huokospainelisäykseen ja tätä kautta tehokkaasti tukipainetason alenemaan. Kyllästysasteen merkitys on sitä suurempi, mitä pienempi raerungon jäykkyys on. Ilmiötä voidaan havainnollistaa käyttäen nk. Hilfin analyysiä (Hilf 1948). Tällöin materiaaliin syntyvän tilavuudenmuutoksen ajatellaan olevan seurausta vertikaalisesta kokoonpuristumisesta, jolloin suljetussa tilassa olevan materiaalin huokospaineen muutos Δu_a saadaan ratkaistua iteratiivisesti yhtälöstä 3.1:

$$\Delta u_a = \left[\frac{1}{1 + \frac{(1-S_0 + hS_0)n_0}{(u_{a0} + \Delta u_a)m_v}} \right] \Delta \sigma_y \quad (3.1)$$

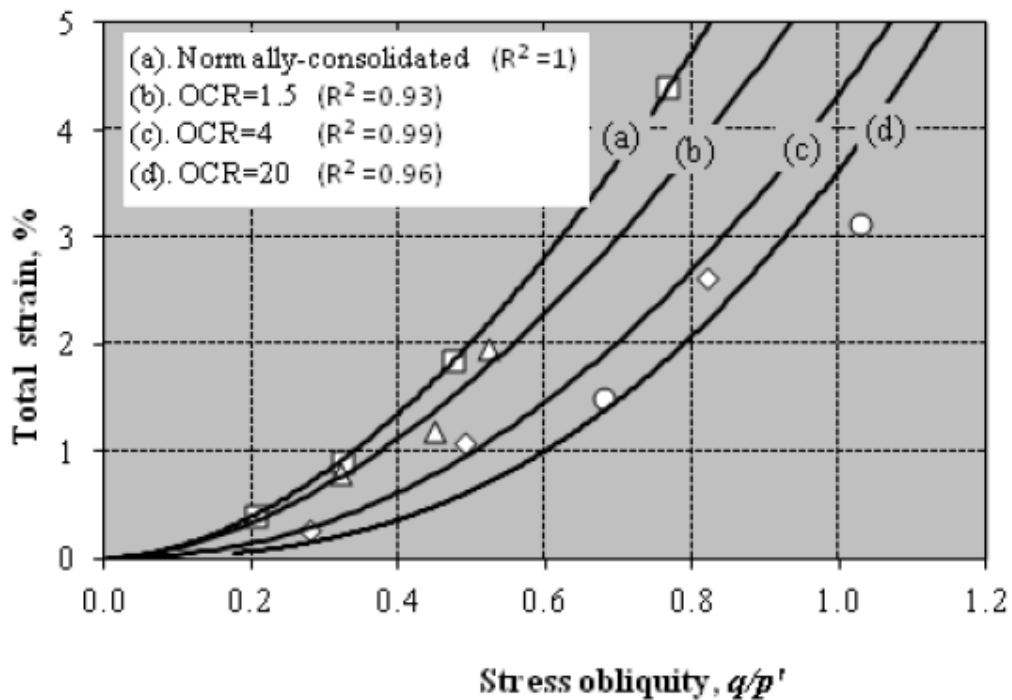
jossa S_0 on alkutilan kyllästysaste, h Ilmakuilien suhteellinen osuus huokosvedessä, n_0 alkutilan huokoisuus, m_v odömetrikokeesta määritettävä kokoonpuristuvuutta kuvaava vakio ja $\Delta \sigma_y$ vertikaalisen jännityksen muutos. Kuvassa 28 on esitetty Hilfin analyysillä saatavia tuloksia eri kyllästysasteilla, sekä näiden suhtautuminen koetulosten kanssa.



Kuva 28. Hilfin analyysin antamia huokospaineita eri kyllästysasteilla ja näiden vertailu koetuloksiin (Fredlund & Rahardjo 1993).

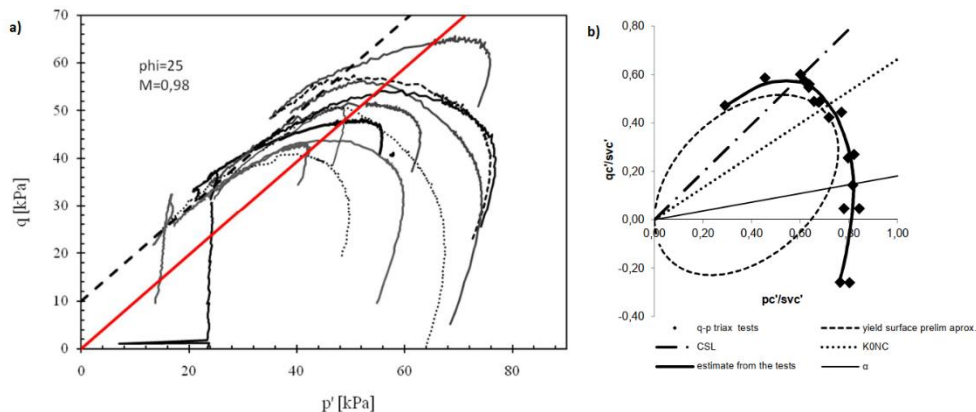
Hienorakeisilla materiaaleilla kyllästysaste on tyypillisesti korkea raerungon suuren ominaispinta-alan vuoksi, jolloin raerungon tilavuudenmuutos on pääosin riippuvainen huokosveden poisvirtaamasta. Pienen vedenläpäisevyyden vuoksi materiaalin tilavuudenmuutos on vahvasti aika- ja jännitystilariippuvaista; ulkoisen jännitystason muuttuessa materiaalin huokosissa olevan veden huokospaine kasvaa pyrkiessään vastustamaan raerungon kokoonpuristumista, jolloin myös huokosveden poisvirtaama nopeutuu. Ulkoisen jännitystason pysyessä vakiona, materiaalin huokostilavuus pienenee ajan mittaan hidastuvalla tahdilla huokospainetason alentuessa raerungon tiivistymisen myötä.

Maamateriaalin aikariippuvaista painumaa kutsutaan konsolidaatioksi ja vastaavasti esikonsolidaatiojännityksellä tarkoitetaan materiaalin raerungon suurinta aikaisemmin kokemaa tehokasta jännitystä (Länsivaara 1999). Rakeisilla materiaaleilla raerungon kuormitusikäytyminen on vahvasti riippuvainen raerungon tiivistilasta, jolloin suuren esikonsolidaatiojännityksen omaava (eli ylikonsolidoitunut) materiaali on lähtökohtaisesti konsolidoitumaton (normaalikonsolidoitunutta) luonnonmaata suuremmissa tiiviydessä ja omaa myös suuremman lujuuden (kuva 29). Tällöin etenkin vanhojen ratapenkereiden alapuolisen pohjamaan voisi ajatella lujittuneen vuosien mittaan rakenteen omapainosta aiheutuvan painuman seurauksena.



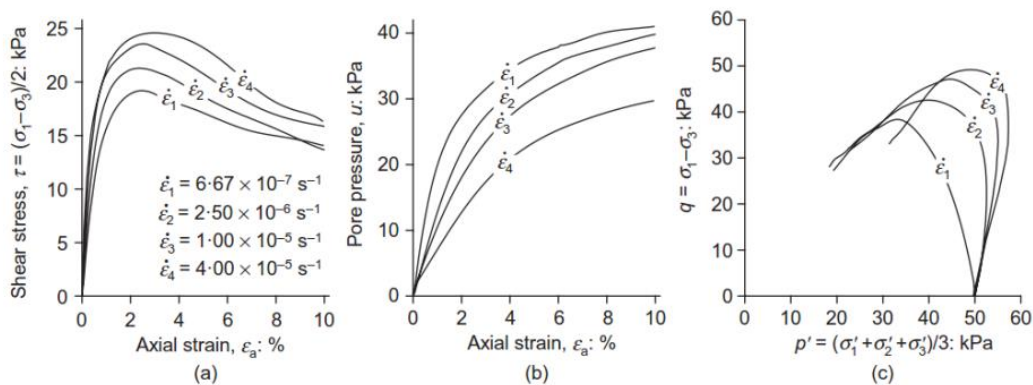
Kuva 29. Konsolidaatioasteen vaikutus materiaalin kykyyn vastustaa pysyviä muodonmuutoksia (Lohn 2011).

Liikkuvan junakuorman aikaansaaman nopean kuormalisäyksen alaisuudessa hienorakeisen maa-aineksen voidaan katsoa olevan suljetussa tilassa, jolloin sen kuormituskestävyys ulkoista jännityslisää vasten on keskeisesti riippuvainen kuormitus-tapahtuman aikana syntyneen huokospaineen suuruudesta suhteessa raerungon lujuteen. Ulkoisen kuormituksen aikaansaaman tehokkaan jännitystilän saavuttaessa materiaalin myötörajan, raerungon jäykkyys alenee johtaen huokospaineen voimakkaaseen kasvuun, tätä kautta tehokkaan tukipaineen alenemaan ja lopulta materiaalin murtumiseen (kuva 30 a). Käytännössä hienorakeisen materiaalin myötöpinta voidaan approksimoida q - p' jännitysvaruudessa kuvan 30 (b) mukaisena kiertyneenä ellipsinä joka kooltaan on riippuvainen materiaalin aikaisemmasta jännityshistoriasta.



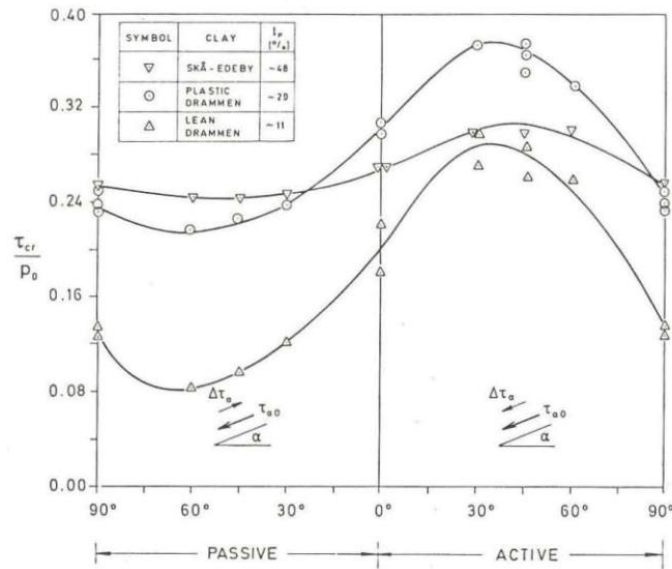
Kuva 30. Suljetussa staattisessa kolmiakiaalikoeksessa savelle määritettyjä jännityspolkuja (a) ja kiertynyt elipsi hienorakeisen materiaalin myötöpinnan approksimaationa sekä tämän suhtautuminen koetulosten kanssa (Mansikkamäki 2015).

Koheesioisen luonteensa vuoksi hienorakeisten maamateriaalien käyttäytyminen on tyypillisesti aikariippuvaista. Kuvassa 31 on esitetty pehmeällä savella suljetussa kolmiakselikokeessa havaittuja jännitys-muodonmuutoskuvaajia eri kuormitusnopeuden arvoilla. Kuvan mukaisesti mikä nopeampaa kuormitusnopeutta kokeessa käytetään, sitä jäykempi raerungon vaste on, jolloin huokospaineen nousu jää vähäisemmäksi ja materiaali saavuttaa suuremman leikkauslujuuden.



Kuva 31. Kuormitusnopeuden vaikutus a) hienorakeisen materiaalin leikkauslujuuteen b) huokospaineeseen c) jännityspolkukuvaajiin (Lehtonen et al. 2015).

Jännitys-, kosteus- ja muodonmuutostilan ohella myös kuormituksen suunta vaikuttaa hienorakeisten luonnonmaiden lujuuteen. Luonnonmaakerrostumat ovat tyypillisesti anisotrooppisia syntyhistoriansa takia, jolloin niiden mekaaniset ominaisuudet poikkeavat pysty ja vaakasuunnassa; esimerkiksi Bjerrumin 1973 eri plastisuusindeksin omaavilla savilla tekemissä kokeissa ilmenee kuinka luonnontilainen hienorakeinen maa omaa vertikaalisessa suuntaan kuormitettaessa suuremman leikkauslujuuden kuin horisontaalisessa suunnassa (kuva 32). Kuitenkin juna-kuormituksesta pohjamaahan aiheutuu pääosin vertikaalista rasitusta, lukuun ottamatta liikkuvasta kalustosta aiheutuvaa pääjännityskiertymää. Saven lujuuden anisotropian merkitys korostuneekin lähinnä stabiliteettilaskennassa, jolloin materiaalin lujuus on riippuvainen liukupinnalla vaikuttavan leikkausjännityksen lokaalista kallistuskulmasta.



Kuva 32. Saven anisotropian vaikutus leikkauslujuuden vaihteluun kuormitus-suunnan funktiona (Bjerrum 1973).

Käytettäessä tehokkaiden jännitysten periaatetta sekä lineaarista Mohr-Coulomb myötöehtoa hienorakeisen materiaalin leikkauslujuus voidaan lausua materiaalin koheesion ja raerungon kitkaominaisuuksien mukaan määräytyvän kitkakulman avulla:

$$\tau_{max} = \sigma'_n \tan \varphi + c' \quad (3.2)$$

Parametrit φ , c' voidaan määrittää varsin helposti laboratoriokeiden avulla, mutta materiaalin kompleksisen huokospainekäyttäytymisen vuoksi vallitsevien tehokkaiden jännitysten määrittäminen on monesti haasteellista. Tämän vuoksi materiaalin leikkausjännitys monesti approksimoidaan hyödyntäen suljetun leikkauslujuuden käsitettä, jolloin laskenta voidaan suorittaa käyttäen kokonaisjännityksiä. Tällöin materiaalin huokospainekäyttäytymistä tai lujuuden jännitystilariippuvuutta ei varsinaisesti huomioida laskennallisesti, vaan suljettu leikkauslujuus edustaa suoraan maassa olevan materiaaliolkion häiriintymätöntä leikkauslujuutta: (Lehtonen 2015)

$$\tau_{max} = s_u \quad (3.3)$$

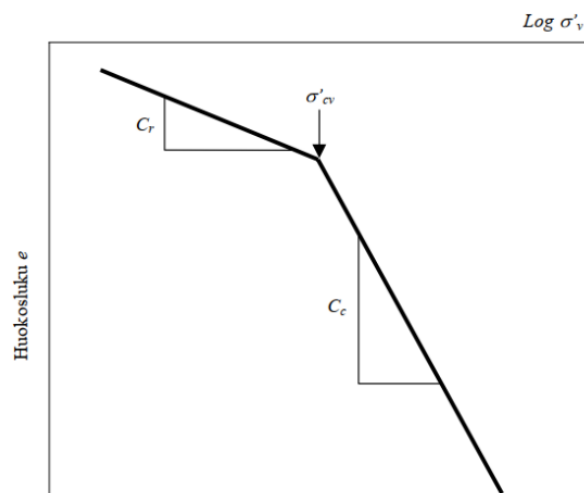
Edellä esitetysti hienorakeisen materiaalin lujuus, ja tätä kautta myös suljettu leikkauslujuus on vahvasti riippuvainen materiaalin aikaisemmasta jännityshistoriasta. Tähän liittyen Jamiolkowski (1985) esitti suljetulle leikkauslujuudelle yhtälön 3.4 mukaisen lausekkeen, jonka mukaisesti s_u voidaan lausua tekokaan vertikaalisen konsolidaatiojännityksen σ'_{v0} ja OCR-luvun avulla:

$$s_u = S \cdot \sigma'_{v0} \cdot OCR^m \quad (3.4)$$

jossa m on materiaali parametri ja S on suljetun leikkauslujuuden suhde vertikaalijännitykseen normaalikonsolidoituneella materiaalilla. Materiaalin leikkauslujuuden on siis tyypillisesti otaksuttu kasvavan lineaarisesti syvyyden suhteen ylikonsolidaatiosuhteen (OCR-luvun) pysyessä vakiona.

3.2 Hienorakeisen maamateriaalin muodonmuutoskäyttäytyminen

Suomalaisella rataverkolla olevien rakenteiden verrattain suuren rakennepaksuuden vuoksi valtaosa ratapenkereen alapuoliseen pohjamaahan syntyvistä muodonmuutoksista on mitä ilmeisemmin seurausta rakenteen omapainon aiheuttamasta aikariippuvaisesta painumasta. Edellä mainitusti hienorakeisen materiaalin konsolidaationopeus hidastuu huokospaineen purkautumisen seurauksena, jolloin materiaaliin kohdistuvan tehokkaan pystysuuntaisen tehokkaan jännityksen ja huokostilavuuden muutoksen välille on odömetrisessä kuormitustilanteessa tyypillisesti otaksuttu kuvan 33 mukainen puolilogaritminen yhteys.



Kuva 33. Hienorakeisen materiaalin vertikaalisen jännityksen ja huokostilavuuden muutoksen periaatteellinen yhteys (Länsivaara 2000)

Karkearakeisien materiaalien kaltaisesti hienorakeisen materiaalin jäykkyyden voidaan ajatella olevan riippuvainen raerungon partikkeleiden välisten kontaktien määrästä; huokostilavuuden pienentyessä rakeet lomittuvat tiiviimmin, jolloin yksittäisten partikkeliin tuenta paranee ja niiden liikkuminen toistensa suhteen vaikeutuu. Vastaavasti tehokkaan keskimääräisen jännitystason suurentuessa rakeiden väliset kontaktivoimat kasvavat johtuen rakeiden vähäisempää liikehdintään raepintojen vaikuttavien kitkavoimien kasvun myötä. Esikonsolidaatiojännitys taas vaikuttaa epäsuorasti materiaalin jäykkyyteen tiiviys- ja jännitystilan kautta. (Länsivaara 1999)

Tiiviys-, jännitys- ja esikonsolidaatio-tilan vaikutuksien huomioimiseksi Hardin ja Black (1969) esittivät laboratoriokokeidensa pohjalta yhtälön 3.5 mukaisen lausekkeen ylikonsolidoituneen saven leikkausmoduulille:

$$G_{max} = 3230 \frac{(b-e)^2}{1+e} \sqrt{p'} (OCR)^k \quad (3.5)$$

jossa e on huokosluku, OCR on materiaalin ylikonsolidaatioaste ja b on materiaali-parametri, jonka arvoksi he esittivät kokeidensa perusteella 2,97. Puolestaan

Houlsby ja Wroth (1991) esittivät yhtälön 3.6 mukaisen leikkausmoduulilausekkeen, jossa savien jäykkyys on otaksuttu tehokkaan keskimääräisen jännityksen ohella materiaalin esikonsolidaatiojännityksestä riippuvaiseksi:

$$G = \left(\frac{G}{p}\right)_{NC} p'^{1-n} p'^n \quad (3.6)$$

Käytännön parametrisoinnin helpottamiseksi monet tutkijat ovat pyrkineet löytämään yhteyden eri materiaalisuureiden välille. Esimerkiksi hienorakeisien materiaalin lujuuden ja jäykkyyden välillä on havaittu olevan kohtalaisen hyvä riippuvuus. Käyttäen suljettua leikkauslujuutta ja materiaalin plastisuusindeksiä Larsson and Mulabdic (1991) esittivät yhtälön 3.7 mukaisen lausekkeen korkean plastisuusluvun omaavien savien leikkausmoduulille:

$$G_{max} = \left(\frac{208}{I_p} + 250\right) s_u \quad (3.7)$$

Puolestaan matalan plastisuusindeksin omaavilla savilla Larsson and Mulabdic (1991) ehdottivat käytettäväksi yhtälön 3.8 mukaista lauseketta, jossa materiaalin leikkausmoduulin ja suljetun leikkauslujuuden välille on otaksuttu yhteys käyttäen materiaalin juoksurajaa w_L :

$$G_{max} = 504 \cdot \frac{s_u}{w_L} \quad (3.8)$$

Myös esimerkiksi Mäenpää (2016) raportoi diplomityössään seismisten testien avulla määritetyn leikkausmoduulin ja suljetun leikkauslujuuden välille yhtälön 3.9 mukaisen yksinkertaisen yhteyden:

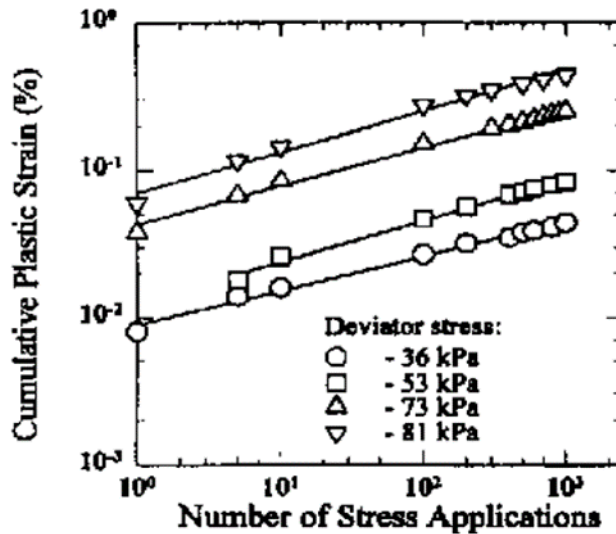
$$G_{max} = 900 \cdot s_u \quad (3.9)$$

Pohjamaan jäykkyyden ohella yläpuolisen rakenteen käyttäytyminen on riippuvainen alapuolisiin pehmeisiin maakerroksiin syntyvistä pysyvistä muodonmuutoksista. Aikariippuvaisen painuman lisäksi pohjamaahan voi syntyä pysyvää muodonmuutosta edellä esitetysti materiaalin leikkausmuodonmuutuskertymän seurauksena tai pohjamaan tiivistymisen myötä (Lohn 2011). Pohjamaahan syntyvän pysyvän muodonmuutuskertymän mallinnukseen on esitetty kirjallisuudessa useita erilaisia matemaattisia malleja, joista valtaosa perustuu yksinkertaiseen empiiriseen yhteyteen materiaalin muodonmuutuskertymän ja kuormituskertamäärän välillä. Esimerkiksi Li ja Selig (1996) esittivät käytettäväksi yhtälön 3.10 mukaista lauseketta, jonka mukaisesti pohjamaahan syntyvä pysyvä muodonmuutos on kuormituskertamäärän N ohella riippuvainen materiaalin jännitystilasta:

$$\varepsilon_p = a \left(\frac{q}{\sigma_s}\right)^m N^b \quad (3.10)$$

jossa a, b, m ovat materiaalivakioita, q on yläpuolisesta kuormituksesta aiheutuva deviatorinen jännitys ja σ_s on pohjamaan karakteristinen myötöjännitys (vertikaalinen puristuslujuus).

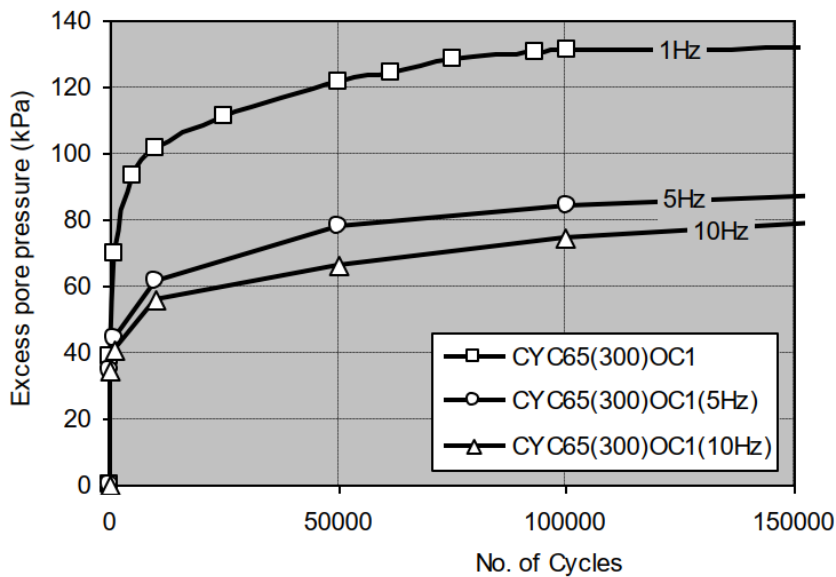
Kuvassa 34 on esitetty Lin ja Seligin tekemissä syklisissä kolmiakσιαalikokeissaan havaitsemia muodonmuutoskertymäkäyriä eri jännitystasoilla.



Kuva 34. Muodonmuutoskertymä hienorakeiselle pohjamaamateriaalille eri deviatorisilla jännitystasoilla (Lin ja Seligin 1996).

Yhtälön 3.10 mukaisesti materiaalin muodonmuutoskertymä jatkuu loputtomasti kuormituskertamäärän kasvaessa. Kuitenkin esimerkiksi Waters (1968) raportoi muodonmuutoskertymän joissain tapauksissa pysähtyvän tietyn muodonmuutostason jälkeen, eli käytännössä pohjamaadeformaatio pysähtyy materiaalin saavuttuaan muodonmuutoskertymän kautta riittävän stabiilin tilan ulkoista kuormitusta vastaan. Pohjimmiltaan kyseinen stabilisaatiomekanismi on hyvin samankaltainen kuin luvussa 2.5 käsitelty sitomattomissa rakennekerroksisia tapahtuva muodonmuutoskertymän hidastuminen. On kuitenkin huomattava, että hienorakeisien pohjamaiden deformaatio eroaa merkittävässä määrin karkearakeisien sitomattomien rakennekerroksien pysyvästä muodonmuutoskertymäkäyttäytymisestä suuren huokospainealittiutensa vuoksi.

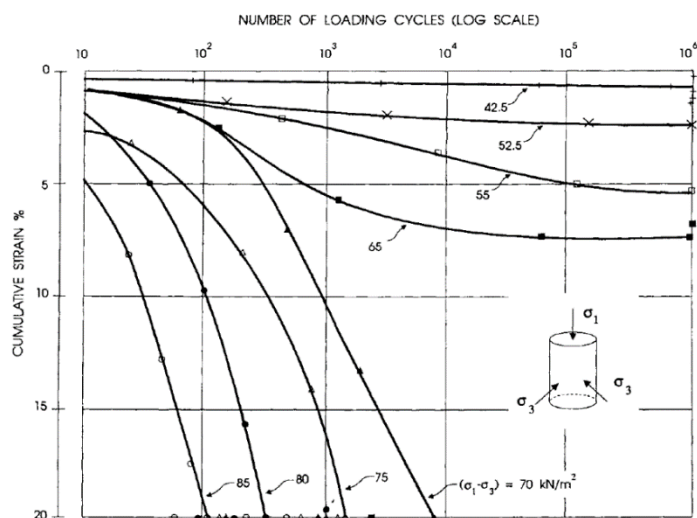
Erityisesti matalataajuisen kuormituksen on havaittu kasvattavan hienorakeisilla materiaaleilla huokospainekertymän riskiä (Cary & Zapata 2016). Kuormitustaajuuden merkitys materiaalin huokospainekertymään ilmenee esimerkiksi Lohn (2011) tekemissä syklisissä kolmiakσιαalikokeissa (kuva 35). Käytännössä kuormitusnopeuden merkitys selittyy hienorakeisen maamateriaalin viskoottisen luonteella, jolloin materiaaliin syntyvä pysyvä tilavuudenmuutoskertymä on kaikkein suurinta matalalla kuormitustaajuudella. Tällöin pienellä ajonopeudella liikkuvaa raskasta tavaraliikenne lieneekin pohjamaan huokospainekertymän kannalta kaikkein ongelmallisin liikennemuoto.



Kuva 35. Normaalikonsolidoituneella savella havaittuja huokospainekertymiä eri kuormitustaajuuksilla. Kokeissa käytetty konsolidaatiojännitys on 300 kPa ja deviatorinen jännitys 65 kPa (Lohn 2011)

3.3 Pohjamaan myötöjännitys

Pohjamaadeformaatiota vastaan tapahtuvan ratarakenteen mitoituksen lähtökohdista tyypillisesti on varmistaa, että pohjamaan pintaan kohdistuvan jännitystaso on tietyn kriittisen jännitystason alapuolella. Materiaalin myötöjännitystason ylittyminen ilmenee esimerkiksi Heat et al. (1972) raportoimista syklisen kolmiaksaali-koetuloksista (kuva 36). Kuvan mukaisesti materiaalin muodonmuutuskertymä kiihtyy rajusti kokeessa käytetyn deviatorisen jännityksen ylitettyä tietyn kriittisen myötöjännitystason, jolloin jo 5 kPa aksiaalisen kuormitustason korotus johtaa materiaalin epästabiiliin käyttäytymiseen. Jännitystason pysyessä myötöjännitystason alapuolella materiaalin muodonmuutuskertymä saavuttaa kuormituskertamäärän myötä tietyn stabiilin tason.



Kuva 36. Hienorakeisen maan muodonmuutuskertymäkäyttötymisen riippuvuus käytettävästä jännitystasosta. Sellipaineena käytetty arvoa 35 kPa (Heat et al 1972).

Tekemiensä kolmiakiaalikoiteiden perusteella Heat et al. esittivät yhtälön 3.11 mukaisen lausekkeen pohjamaan myötöjännitystason määrittämiseksi:

$$\sigma_{TP} = \sigma_{TS} \left[\frac{\frac{\sigma_{TS} + \sigma_3 + 0.1}{2}}{\frac{\sigma_{TS} + 0.35 + 0.1}{2}} \right] \quad (3.11)$$

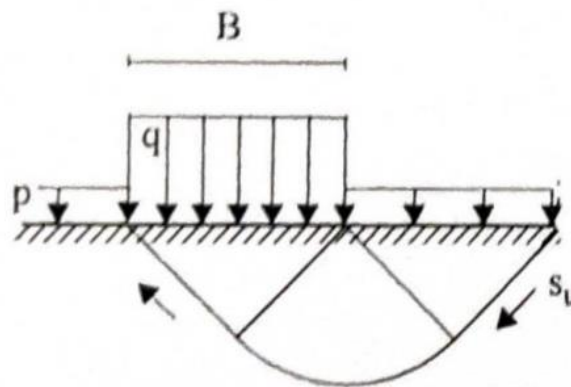
jossa σ_{TS} on syklistä kolmiakiaalikoiteesta 35 kPa sellipaineella määritetty aksiaalinen myötöjännitys. Lohn (2011) puolestaan sovelsi klassisen Clam clay -mallin perusyhtälöitä johtaessaan suljetussa tilassa olevan materiaalin myötöjännityslausekkeet syklisteen kuormitustilanteeseen. Esimerkiksi korkean ylikonsolidaatioasteen omaavalle materiaalille Lohn määrittäi yhtälön 3.12 mukaisen myötöjännityslausekkeen:

$$q_t = M p_i' \left(\frac{\kappa - \lambda}{\lambda} \right) \ln \left(\frac{p_i'}{p_o'} \right) \quad (3.12)$$

Edellä esitettyjen myötöjännitysapproksimaatioiden soveltamiseen käytäntöön edellyttää kuitenkin tarvittavien suureiden määrittämistä laboratoriossa, jolloin vaihtoehtoisten, kenttäkokein selvitettävien suureiden käyttö voisi käytännön sovellusten kannalta olla perustellumpaa. Esimerkiksi mikäli maan lujuus määritetään suljetun leikkauslujuuden käsitettä käyttäen, voidaan pohjamaan kantavuus kuvan 37 mukaisen kuormituksen alaisuudessa arvioida käyttäen Rankinen klassista kantavuusteoriaa:

$$q = 5.14 \cdot s_u + p \quad (3.13)$$

jossa q on kuvan 36 mukaisesti luiskan yläpuolinen kaatava pintakuorma ja p on liukupintaa ympäröivä vastapaine.



Kuva 37. Rankinen klassisen kantavuusteorian mukainen liukupinta-asetelma (Nordal 2010).

Yhtälön 3.13 mukaista kantavuuskaavaa on perinteisesti käytetty pitkien maanvaaraisten anturoiden maapohjan kuormituskestävyyden arvioinnissa. Mikäli junakuormituksesta pohjamaan pintaan aiheutuva jännitys jakauma on radan pituussuunnassa kohtalaisen tasainen, voisi vastaavanlaisen lähestymistavan ajatella soveltuvaksi myös kuvan 25 mukaisen, pohjamaahan vaiheittaisen leikkausmurtuman syntymisen kannalta kriittisen jännitystason arviointiin. On kuitenkin huomioitava, että

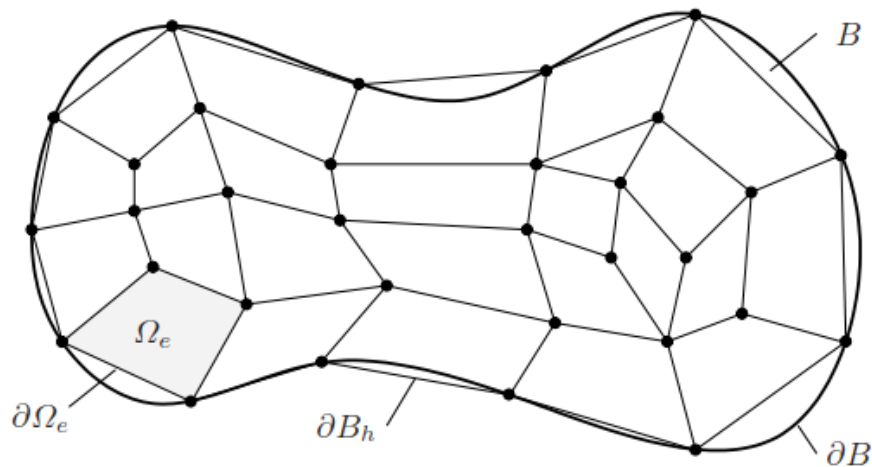
mitä luultavammin jo pienemmälläkin jännitystasolla pohjaahan syntyy merkittävässä määrin pysyvää muodonmuutosta materiaalin tiivistymisen seurauksena. Lisäksi pohjamaahan voi kehittyä kuormituskertamäärän kasvaessa huokosylipainetta, minkä seurauksena materiaalin lujuus laskee ja progressiivisen leikkausmurtuman kehittymisen kannalta kriittinen jännitystaso saavutetaan yhtälön 3.13 mukaisesti, staattista murtotilannetta vastaavan suljetun leikkauslujuuden avulla määritettyä kantavuutta pienemmällä kuormitustasolla.

4 Radan rakennemalli

4.1 Elementtimenetelmä

Tutkimuksen laskentaosion toteutuksessa on käytetty Plaxis 3D 2017-ohjelmistoa. Kyseessä on elementtimenetelmäpohjainen laskentaohjelmisto, jonka kehitystyö on käynnistynyt kaksiulotteisesta ohjelmistosta vuonna 1986 Delftin teknillisessä yliopistossa Hollannissa. Ensisijaisesti ohjelma on kehitetty geoteknisten ongelmien mallinnukseen. (Mansikkamäki 2009)

Elementtimenetelmä on fysikaalisten ongelmien numeeriseen likimääräisratkaisuun perustuva menetelmä, jota käytetään laajalti monilla eri fysiikan ja insinööritieteen aloilla. Elementtimenetelmä perustuu geometrisen epälineaarisuuden lineaarisointiin ns. elementtikäsittelyn avulla. Tällöin mallinnettava geometria approksimoidaan useita pienempiä elementtejä käyttäen (kuva 37). Elementit kiinnittyvät toisiinsa solmupisteiden kautta, jolloin yksittäisten elementtien käyttäytyminen on riippuvainen niitä ympäröivien elementtien käyttäytymisestä. Toisiinsa kiinnittyneet elementit muodostavat yhdessä elementtiverkon, joka pyrkii kuvaamaan mallinnetun ongelman geometristä käyttäytymistä.

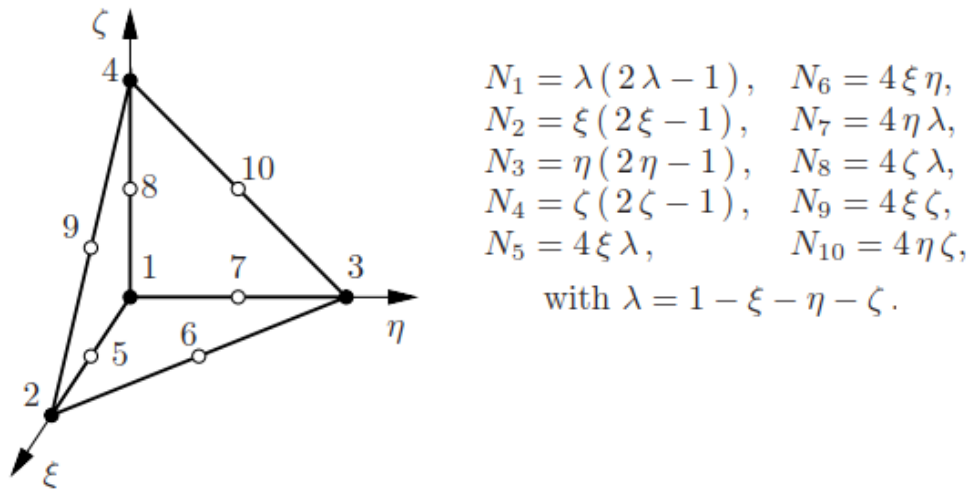


Kuva 38. Geometrisen epälineaarisuuden lineaarisointi elementtikäsittelyllä ja menetelmän likimääräinen perusluonne (Wriggers 2008).

Mallinnettavan ongelman ratkaisu perustuu elementtien solmupisteiden muodostaman yhtälöryhmän ratkaisuun. Elementtien välisten tasapainovaatimuksen kautta muodostettu yhtälöryhmä voidaan ratkaista, kun mallin reunaehdot tunnetaan. Käytännössä koko mallin kattava yhtälöryhmä voidaan lausua matriisimuotoisena esityksenä:

$$\{P\} = [K]\{u\} \quad (4.1)$$

jossa $\{P\}$ on vektori, joka sisältää mallin solmupisteisiin kohdistuvat ulkoiset voimat, $\{u\}$ on siirtymävektori ja $[K]$ on mallin globaali jäykkyyismatriisi. Pistemäiset solmusuureet saadaan kuvaamaan niihin liittyneiden äärellisten elementtien käyttäytymistä huomioimalla materiaalin jatkuvuus elementtityyppikohtaisien muotofunktioiden avulla. Käytännössä elementin muotofunktio määrittää tunnettujen solmupistesuureiden perusteella, kuinka esimerkiksi siirtymäkenttä muuttuu elementin sisällä solmupisteiden välillä. Pohjimmiltaan kyse on interpoloinnista, joten muotofunktioita kutsutaan toisinaan myös interpolointifunktioiksi. Kuvassa 38 on esitetty esimerkiksi paljon kolmiulotteisien ongelmien mallinnuksessa käytetty 10-solmuinen tetraedrielementti ja sen muotofunktiot.



Kuva 39. 10-solmuinen tetraedrielementti ja sen muotofunktiot (Wriggers 2008).

Globaali jäykkyyismatriisi saadaan muodostettua liittämällä elementtikohtaiset jäykkyyismatriisit näiden yhteisten solmupisteiden kautta yhteen. Elementtikohtainen jäykkyyismatriisi puolestaan saadaan muodostettua integroimalla differentiaalisen materiaaliolkion jännitys- muodonmuutosyhteydestä vastaavan joustomatriisi D elementin tilavuuden V yli käyttäen elementin muotofunktioiden spatiaalista osittaisderivaattamatriisia B :

$$[K_e] = \int [B^T][D][B] dV \quad (4.2)$$

Elementtimenetelmässä integrointi suoritetaan numeerisesti, yleensä Gausin integrointiteoriaa käyttäen. Käytännössä matriisi B muodostuu elementin muotofunktioiden osittaisderivaattana mallin globaalien koordinaattien suhteen. Matriisia B kutsutaan siis myös muodonmuutoskentän interpolointimatriisiksi (strain interpolation matrix). (Plaxis 2017)

Kun matriisi B kerrotaan elementin solmupisteiden siirtymävektorilla $\{u_e\}$, saadaan laskettua materiaalin muodonmuutosila mielivaltaisessa pisteessä elementin sisällä (yhtälö 4.3 a). Vastaavasti kun materiaaliolkohmainen joustomatriisi D kerrotaan materiaalin muodonmuutosvektorilla, saadaan materiaaliin kyseisessä pisteessä kohdistuva jännitys (yhtälö 4.3 b). Lopuksi kun materiaalin jännityskenttä integroidaan koko elementin yli interpolointimatriisi B :n transponoitua muotoa käyttäen, saadaan laskettua elementin solmuvoimat (yhtälö 4.3 c):

$$\{\varepsilon_e\} = [B]\{u_e\} \quad (4.3 \text{ a})$$

$$\{\sigma_e\} = [D]\{\varepsilon_e\} \quad (4.3 \text{ b})$$

$$\{f_e\} = \int [B^T]\{\sigma_e\} dV \quad (4.3 \text{ c})$$

Yhdistämällä yhtälöt 4.2 ja 4.3 a-c saadaan:

$$\Rightarrow \{f_e\} = [K_e]\{u_e\} \quad (4.4)$$

Elementtikohtainen jäykkyysmatriisi muodostaa siis yhteyden elementin solmusiirtymien ja solmuvoimien välille. Joustomatriisi D määräytyy käytettävän materiaalimallin mukaan. Mikäli käytetään epälineaarisia materiaalimalleja, käytetään joustomatriisin lineaarisoitua muotoa ja jonka arvoa päivitetään laskennan edetessä.

4.2 Käytetyt materiaalimallit

4.2.1 Hardening Soil

Rakeisien rakennekerroksien mallinnuksessa on käytetty isotooppisesti myötölujitettavaa Hardening Soil -materiaalimallia (HS-malli). Hardening Soil on alun pitäen kehitetty geoteknisten ongelmien mallinnukseen, joten se ei lähtökohtaisesti ole täysin ideaali väylärakennemallinnukseen. HS-malli on kuitenkin tällä hetkellä käytettävissä olevista materiaalimalleista tehtäväänsä parhaiten soveltuva ja on osoittautunut myös aikaisemmissa väylärakennemallinnusta käsittelevissä tutkimuksissa varsin hyvin toimivaksi (mm. Indraratna & Nimbaikar 2013, Shahraki et al. 2014, Koch et al. 2018, Kalliainen et al. 2021). Tässä yhteydessä käydään lävitse HS-mallin keskeisimmät ominaisuudet ratarakennemallinnuksen näkökulmasta. Lisäksi nyt esitettävässä tarkastelussa pitäydytään pääasiassa sylinterimäisen jännitystilassa. Mallin matemaattisesti tarkempi kuvaus löytyy mm. lähteestä Schanz et al. (1999).

HS-mallissa materiaalin jäykkyyden jännitystilariippuvaisuus on huomioitu pienintä pääjännitystä σ_3 käyttäen:

$$E_{50} = E_{50 \text{ ref.}} \left(\frac{a + \sigma_3}{a + \sigma_0} \right)^m \quad (4.5)$$

jossa:

E_{50} Laskennassa käytetty sekanttimoduuli (MPa)

$E_{50 \text{ ref.}}$ Referenssi sekanttimoduuli (MPa)

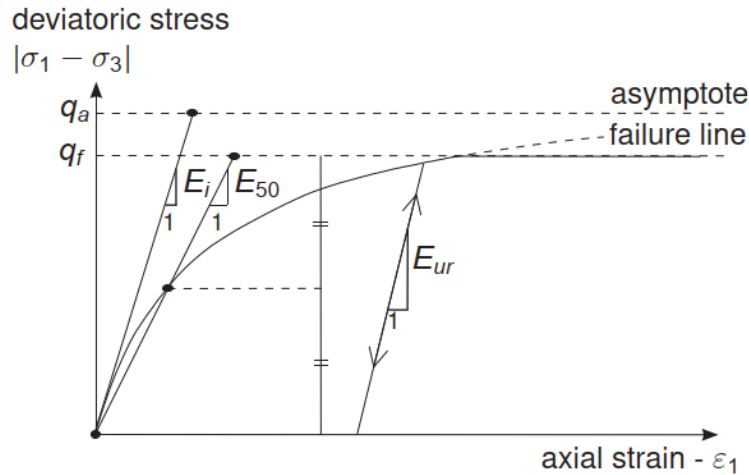
m JännitysekspONENTTI

σ_0 Referenssipaine

σ_3 Pienin pääjännitys

a Atraction-termi ($a = c * \cot(\varphi)$, jossa c on koheesio ja φ on kitkakulma). (Kuvaa Morh-Coulumb murtosuoran σ -akselin leikkauspisteen etäisyyttä origosta. Saa arvon 0, kun materiaalilla ei ole koheesiota)

Sekanttimoduuli määrittää kuvan 40 mukaisesti jännitys-muodonmuutoskuvaajaa 50 % murtotilajännitystä vastaavan pisteen kautta leikkaavan sekanttisuoran kulmakertoimen. HS-mallin alkuperäisessä käyttötarkoituksessa sekanttimoduuli vastaa kuormittamattoman materiaalin plastisen alueen jäykkyyksmoduulia jolloin $E_{50\ ref}$ voidaan määrittää referenssisellipaineella (σ_0) tehdystä staattisen kolmiak-siaalikokeen muodonmuutoskuvaajasta kohdasta, jossa jännitystila on puolet murtotilasta.



Kuva 40. Hardening Soil-materiaalimallin murtovenymäkäyttäytyminen staattista kolmiak-siaalikoetta vastaavassa kuormitustilanteessa (Plaxis 2017 a).

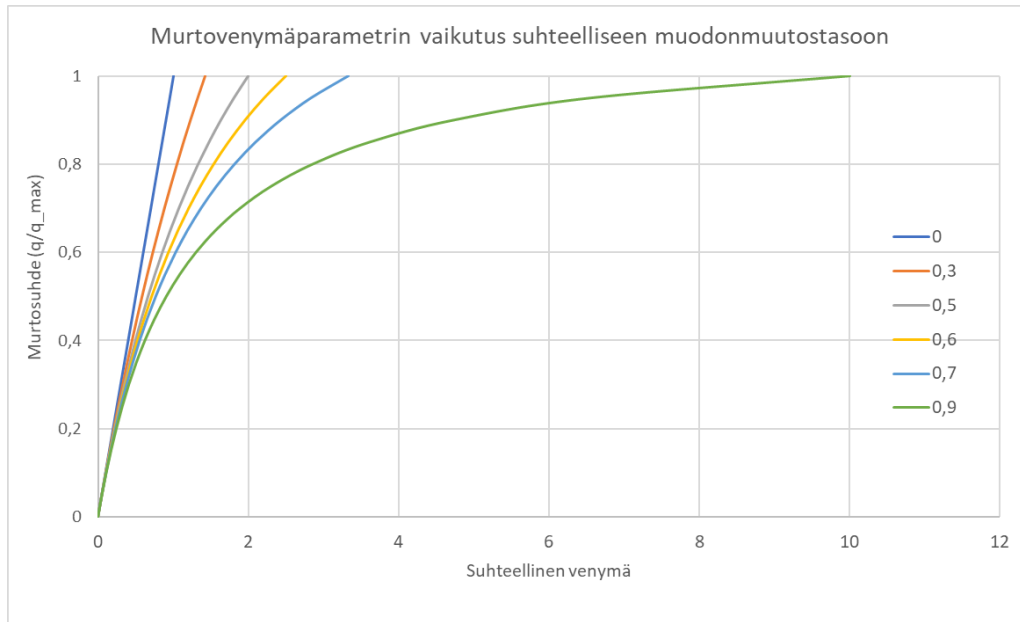
HS-mallissa laskenta suoritetaan pääjännitysvaruudessa. Mallin perusideana on, että plastisella alueella murtotilaa lähestyttäessä materiaalin muodonmuutosker-tymä kasvaa kiihtyvällä tahdilla kuvan 40 mukaisesti. Tällöin primääristä kuormi-tussuuntaa vastaava muodonmuutuskertymä ε_1 määräytyy hyperbolisen yhteyden mukaan:

$$\varepsilon_1 \approx \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - R_f q / q_f} \quad (4.6)$$

jossa q on deviatorinen jännityskomponentti, q_f on murtotilaa vastaava deviatori-nen jännitys, R_f on ns. murtovenymäparametri ja E_i on kuvan 39 mukaisesti kuor-mittamatonta alkutilaa vastaava initiaalimoduuli, joka määräytyy sekanttimoduulin E_{50} ja murtovenymäparametrin funktiona:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (4.7)$$

Alkuperäisessä käyttötarkoituksessaan murtovenymäparametri R_f määrittää mate-riaalin murtovenymäkertymän suuruuden ja se voi saada arvoja väliltä 0–1. Kui-tenkin kertakuormitteisessa väylärakennemallinnuksessa R_f periaatteessa kuvaa hystereesisilmukan kuormituspuolen muotoa. Luonnontilaisille hiekoille R_f on ha-vaittu olevan neitseellisessä kuormitustilanteessa noin 0,9 (Plaxis 2017 a). Kun $R_f = 1$, materiaalin muodonmuutuskertymä lähestyy asymptootisesti ääretöntä mur-totilaa lähestyttäessä (kuva 41). Eli toisin sanoen, mitä suurempi arvo murtoveny-mäparametrilla on, sitä "sitkeämpi" materiaalin murto on. Kun R_f on arvoltaan 0, on materiaali murto täysin hauras.

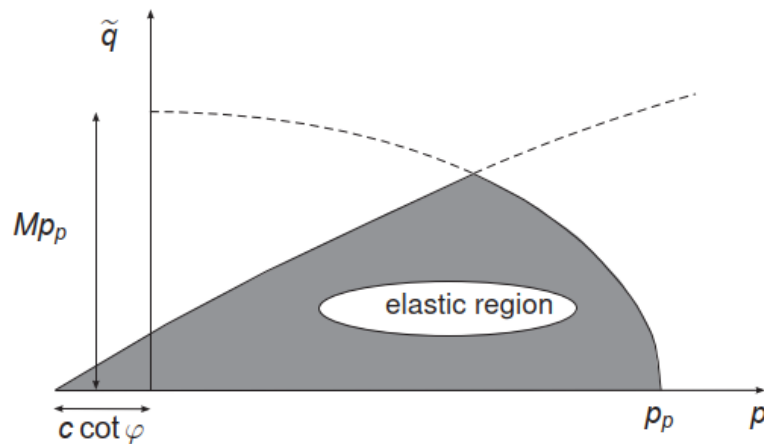


Kuva 41. Suhteellinen muodonmuutostaso eri murtovenymäparametrin arvoilla murtotilaa lähestyttäessä.

Mikäli laskennassa hyödynnetään HS-mallin myötölujittuvuutta, määräytyy materiaalin jäykkyys elastisella alueella oltaessa jälleekuormitusmoduulin E_{ur} mukaan:

$$E_{ur} = E_{ur\ ref} \cdot \left(\frac{a + \sigma_3}{a + \sigma_0} \right)^m \quad (4.8)$$

jossa $E_{ur\ ref}$ referenssimoduuli (perusehtona on, että $E_{ur\ ref} \geq 2E_{50\ ref}$). Elastisella alueella oltaessa materiaalin poikkisuuntainen laajenemiskäyttäytyminen huomioidaan poissonin luvun ν_{ur} avulla. Matemaattisesti E_{ur} :n lauseke on täysin vastaava E_{50} :n kanssa, jolloin materiaalin jäykkyys määräytyy ennalta määrittelemättömästi laskennan edetessä vallitsevan jännitystilän mukaan. Malli ei siis ole hyperelastinen, ja voi näin ollen rikkoa termodynamiikan ensimmäistä pääsääntöä sykklisessä kuormitustilanteessa. Materiaalin käyttäytyminen on elastista, kun valitseva jännitystaso on myötöpintojen sisäpuolella (kuva 42).



Kuva 42. HS-mallin myötöpintojen sisäpuolella sijaitseva elastinen muodonmuutosalue q - p avaruudessa esitettynä (Plaxis 2017 a).

Myötölujittumisen seurauksena materiaalin myötöpinta laajenee isotropisesti, eli mallin käyttäytyminen on kuormitussuunnasta riippumaton, eikä kykene esimerkiksi pääjännityskiertymän vaikutusten kuvaukseen. HS-mallissa myötölujittuminen voi tapahtua leikkauslujittumisen (shear hardening) tai tilavuuslujittumisen myötä (cap hardening). Leikkauslujittumisessa myötöpinnan sijainti määräytyy lujittumisparametrin γ^p avulla:

$$f = 2\varepsilon_1 - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma^p \quad (4.9 \text{ a})$$

$$\Rightarrow f = 2\varepsilon_1^p - \gamma^p \quad (4.9 \text{ b})$$

Vastaavasti tilavuuslujittumisen osalta myötöpintafunktio on muotoa:

$$f_c = \frac{q^2}{M^2} + (p')^2 - p_p^2 \quad (4.10)$$

jossa p_p on myötöpinnan sijainnin muistava lujittumisparametri ja M on muotoparametri, joka on kytköksissä normaalikonsolidoituneen tilan lepopainekertoimeen K_0^{nc} . Syklisessä kuormitustilanteessa myötöpintojen sijainti vakioituu jo ensimmäisen kuormitussyklin jälkeen syklikohtaisen jännitystilän vaihtelun pysyessä vakiona, eikä malli näin ollen ole lähtökohtaisesti kykeneväinen kuvaamaan materiaalin syklisessä toistokuormituksessa syntyviä pysyviä muodonmuutoksia, lukuun ottamatta rakenteen sisäisen jännitysgeometrian vaihtelun aiheuttamaa plastista muodonmuutoskertymää (kts. luvun 6.3 pengerleviämämallinnukset).

Rakeisen materiaalin leikkauslaajenemiskäyttäytymisen kuvaukseen HS-malli soveltaa modifioitua Rowen jännitys-dilataatioteoriaa. Mallin mukaisesti materiaalin mobilisoitunut dilataatiokulma on kytköksissä mobilisoituneeseen kitkakulmaan, jolloin keikkauslaajenemista kuvaava $\sin\psi_m$ kertoimen arvo ei ole vakio, vaan kasvaa murtotilaa lähestyttäessä. Kyseisen dilataatioteorian tarkempi kuvaus löytyy esimerkiksi lähteestä Schanz & Vermeer (1996).

4.2.2 Lineaarielastinen materiaalmalli

Laskentamallissa pohjamaan ja rakennekomponenttien mallinnuksessa on käytetty lineaarielastista teoriaa. Pohjamaan mallintamisen osalta on tietoisesti pyritty pysymään mahdollisimman yksinkertaisessa vaihtoehdossa, mahdollistaen pohjaolosuhteiden vaikutusten yksiselitteisen arvioinnin yläpuolisen rakenteen jännitys-muodonmuutoskäyttäytymisen kannalta. Lineaarielastisen materiaalin tapauksessa kuusialkioisen jännitysvektorin ja muodonmuutosvektorin välille on määritelty konstitutiivinen yhteys lineaarisen joustomatriisin \mathbf{D} avulla:

$$\{\sigma\} = \mathbf{D}\{\varepsilon\} \quad (4.11)$$

jossa $\{\sigma\}$ on jännitysvektori ja $\{\varepsilon\}$ muodonmuutosvektori. Linearisoitua muodonmuutosteoriaa käyttäen yhtälö tulee auki kirjoitettuna muotoon:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \tau_{12} \\ \tau_{23} \\ \tau_{13} \end{bmatrix} = \mathbf{D} \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{12} \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{13} \end{bmatrix} \quad (4.12)$$

Joustomatriisi \mathbf{D} tulee Isotrooppisen ja täysin kimmoisen materiaalin tapauksessa muotoon (Nordal 2010):

$$\mathbf{D} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}(1-2\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}(1-2\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}(1-2\nu) \end{bmatrix} \quad (4.13)$$

Tässä E on materiaalin kimmomoduuli (kuvaa materiaalin aksiaalista jäykkyyttä) ja ν on nk. Poissonin vakio, joka on määritelty kuormitussuunnan suuntaisen venymän ε ja kuormitussuuntaa kohtisuorassa olevan venymän ε_{\perp} välisenä suhteena:

$$\nu = -\frac{\varepsilon_{\perp}}{\varepsilon} \quad (4.14)$$

Jännitys-muodonmuutossuhde voidaan esittää mahdollisesti havainnollisemmassa muodossa käyttäen jäykkymatriisin käänteismatriisia \mathbf{D}^{-1} , jolloin venymän lauseke tulee muotoon:

$$\{\varepsilon\} = \mathbf{D}^{-1}\{\sigma\} \quad (4.15)$$

Nyt joustomatriisin käänteismatriisi \mathbf{D}^{-1} on muotoa:

$$\mathbf{D}^{-1} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \quad (4.16)$$

Tällöin venymäkomponentit tulevat muotoon (Salmi & Virtanen 2008):

$$\varepsilon_{11} = \frac{1}{E} [\sigma_{11} - \nu(\sigma_{22} + \sigma_{33})] \quad (4.17)$$

$$\varepsilon_{22} = \frac{1}{E} [\sigma_{22} - \nu(\sigma_{11} + \sigma_{33})] \quad (4.18)$$

$$\varepsilon_{33} = \frac{1}{E} [\sigma_{33} - \nu(\sigma_{11} + \sigma_{22})] \quad (4.19)$$

$$\gamma_{12} = \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{12} = \frac{1}{G} \tau_{12} \quad (4.20)$$

$$\gamma_{23} = \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{23} = \frac{1}{G} \tau_{23} \quad (4.21)$$

$$\gamma_{13} = \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{13} = \frac{1}{G} \tau_{13} \quad (4.22)$$

4.2.3 Yleisiä huomioita HS-mallin parametrisointiin liittyen

Tehdyissä laskelmissa HS-mallin parametrisointi on riippuvainen käytetystä mallinustavasta. Käytettäessä staattista kertakuormitusta, laskenta on kaksivaiheinen. Ensimmäisessä vaiheessa malli laskee rakenteelle sen omapainosta aiheutuvan siirtymä- ja jännityskentän. Tämän jälkeen toisessa ja varsinaisessa laskentavaiheessa ulkoinen kuormitus aktivoidaan ja lasketaan lopulliset tulokset. Perusideana siis on, että malli on staattisessa kertakuormitustilanteessa parametrisoitu vastaamaan käyttäytymiseltään todellista, useiden tuhansien kuormituskertojen alaisuudessa lujittunutta rakennetta. Matemaattisessa mielessä mallin käyttäytyminen on kertakuormituksessa kuitenkin plastista, joten tällainen lähestymistapa on validi ainoastaan yksittäisen kuormitusyökin aikaansaaman jännitys- muodonmuutosvasteen kuvaamiseen.

Staattisen kertakuormituksen suurin etu on laskennallinen nopeus; kun mallin esikuormitusta ei tarvita, voidaan laskennassa käyttää paljon suurempaa ja tarkempaa mallia, ilman että laskenta-aika kasvaa kohtuuttomaksi. Toki HS-malli voitaisiin esilujittaa käyttäytymään lähes elastisesti, mutta tällöin lujitus tulee hoitaa juoksuuttamalla kuomaa tasaisesti mallin halki, eli käytännössä tällöin simuloidaan liikuvaa junakuormaa, mikä on laskentateknisesti hyvin raskasta ja aikaa vievää.

Mikäli esilujitus suoritetaan pistemäisesti kytkemällä vain ulkoista kuormaa päälle pois useita kertoja, johtaa tämä mallin plastisten rakennekerroksien epätasaiseen painumaan. Tällöin kuormituspisteiden kohdalle kiskorakenteen alle muodostuu laskennallinen "tyhjättila" kun plastisiin rakennekerrokseen syntyy pysyvää painumaa esilujituksen seurauksena, mutta täysin kimmoisesti käyttäytyvä kiskorakenne palaa aina samaan alkuperäiseen asemaansa jokaisen esikuormitusyökin jälkeen. Epätasaisen lujituksen synnyttämän laskennallisen "montun" seurauksena kiskon taipuma on kuormitettaessa epärealistisen suuri, mikä taas johtaa liian pieneen

jännitystasoon pölkyn alla, erityisesti ylemmissä rakennekerroksissa, kiskorakenteen jakaessa kuormaa liian laajalle.

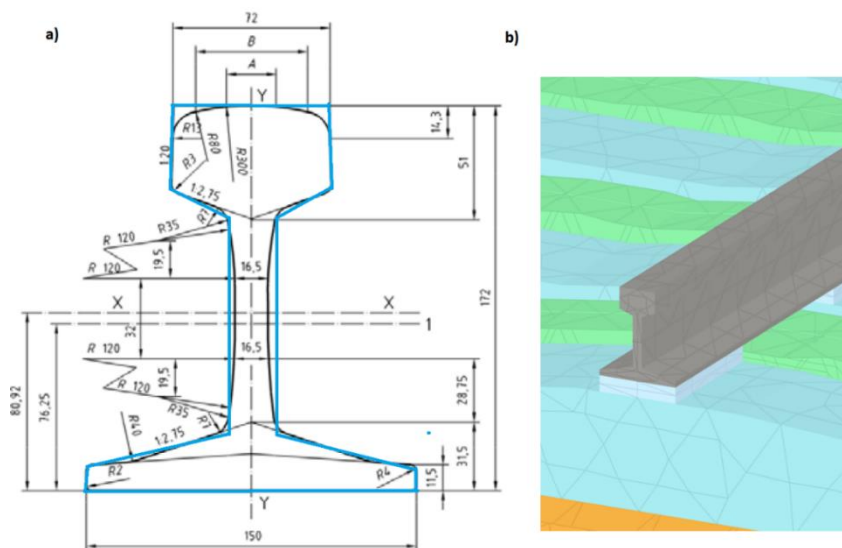
Staattisen kertakuormituksen lisäksi osa laskennoista on suoritettu dynaamisena analyysinä junakuomaa juoksuttaen. Näissä laskennoissa mallin parametrisoinnissa on huomioitu HS-mallin myötölujuuttuva luonne. Käytännössä staattisessa kertakuormituksessa ja dynaamisessa analyysissä käytettyjen parametrien erot ovat materiaalin jäykkyydessä; kertakuormituksessa materiaalilla on jo laskennan alussa lopullinen, todenmukaisessa rakenteessa olevaa materiaalia vastaava jäykkyys, kun taas kuormaa juoksuttaessa materiaali saavuttaa staattista mallia vastaavan jäykkyyden vasta useamman kuormituskerran jälkeen.

4.3 Rakennemallin komponentit

4.3.1 Kiskorakenne

Aikaisemmissa tutkimuksissa on havaittu ongelmia erityisesti kiskorakenteen mallinnukseen liittyen. Tämän vuoksi nyt tehdyissä laskennoissa rakennemallin kiskorakenteen mallinnuksessa on kokeiltu erilaisia vaihtoehtoja selvittääkseen näiden soveltuvuus ratarakennemallinnukseen. Laskelmissa kiskorakenteen mallinnuksessa on kokeiltu kolmea erilaista mallinnustapaa:

- Differentiaalisen leveyden omaavia palkkielementtejä (beam element) joiden taivutus- ja vetojäykkyys määräytyy suoraan parametrisoinnin perusteella
- Dimensioiltaan todellista E60-kiskorakennetta vastaavia lineaarielastisia rakennekomponentteja (kuva 43 b)
- E60 kiskorakenteen jalan leveyden (150 mm) omaavia, mutta differentiaalisen paksuuden omaavia laattaelementtejä (plate element), joiden taivutus- ja vetojäykkyys on kuitenkin parametrisoitu vastaamaan todellista kiskorakennetta.



Kuva 43. Lineaarielastinen kiskorakenneblokki ja mallin poikkileikkausmittojen suhtautuminen todellisen E60 kiskoprofiilin kanssa.

Kiskoprofiilin mitallisesta monimutkaisuudesta johtuen on laskennassa käytettyjen linearielastisten rakennekomponenttien teoreettista poikkileikkausta mallinnusteknisistä syistä jouduttu yksinkertaistamaan kuvan 43 a mukaisesti, ollen kuitenkin pääpiirteittäin vastaava todellisen E60-kiskoprofiilin kanssa. Mallissa käytetyn rakennekomponentin kiskomateriaalin kimmomoduuli on todellista kiskoterästä vastaten 210 GPa ja materiaalin poissonin luku 0,3.

Laattaelementtien tapauksessa lähtökohtana on ollut pitää mallinnettavan kiskorakenteen leveys todellisen kiskoprofiiliin jalan leveyttä vastaavana, jolloin rakenne-mallissa voidaan käyttää välilevyrakenteita. Laattaelementtejä käytettäessä kiskorakenteen taivutus- ja vetojäykkyys saadaan parametrisoitua likipitään todellista kiskoprofiilia vastaaviksi käyttäen klassista, suorakaiteen muotoisen poikkileikkauksen neliömomentin lauseketta:

$$I_z = \frac{1}{12} \cdot d \cdot h^3 \quad (4.23)$$

Linearielastisen materiaalin tapauksessa poikkileikkauksen vetojäykkyys määräytyy elementin poikkipinta-alan ja kimmomoduulin tulona ja poikkileikkauksen taivutusjäykkyys saadaan puolestaan materiaalin kimmomoduulin ja neliömomentin tulona. Edellä mainitusti mallissa käytettävien laattaelementtien leveys d on vastaava todellisen kiskoprofiilin kanssa, jolloin parametrisoinnin lähtökohtana on määrittää suorakaiteen muotoisen poikkileikkauksen laskennallinen korkeus ja materiaalin kimmomoduuli niin, että taivutus- ja vetojäykkyys ovat vastaavat kiskon todellista poikkileikkausta. Tällöin E60 kiskoprofiilia vastaava teoreettinen kimmomoduuli E ja laskennallinen korkeus h saadaan ratkaistua yhtälöryhmästä 4.24:

$$\begin{cases} E_s A_{real} = E \cdot d \cdot h \\ E_s I_z = E \frac{1}{12} \cdot d \cdot h^3 \end{cases} \quad (4.24)$$

jossa E_s on kiskoteräksen kimmomoduuli (210 GPa), A_{real} on kiskoprofiilin todellinen poikkipinta-ala ($0,00767 \text{ m}^2$) ja I_z on poikkileikkauksen todellinen neliömomentsi ($3,055 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$). Yhtälöryhmän KK ratkaisuksi saadaan:

$$h = \sqrt{12 \frac{I_z}{A_{real}}} = 218,6 \text{ mm} \quad (4.25)$$

ja kimmomoduulille vastaavasti:

$$E = \frac{E_s \cdot A_{real}}{d \cdot h} = 49,12 \text{ GPa} \quad (4.26)$$

On huomattava, että laattaelementtien tapauksessa laskennassa käytettävä teoreettinen kimmomoduuli on todellista materiaalia pienempi johtuen laskennallisen poikkileikkauksen todellista suuremmasta poikkipinta-alasta.

Palkkielementtien tapauksessa voidaan käyttää suoraan kiskovalmistajan antamia arvoja. Kolmiulotteisten palkkielementtien parametrisoinnissa tarvitaan palkin poikkileikkausala, materiaalin kimmomoduuli ja kiskon primäärinen neliömomentti (vertikaalista kuormitussuuntaa vastaava) sekä sekondarinen (horisontaalista kuormitussuuntaa vastaava) neliömomentti. Tutkimuksessa käytetyn laskentaohjelmiston (Plaxis 3D 2017) ohjemanuaalin mukaisesti primääristä kuormitussuuntaa vastaava neliömomentin symboli on I_3 ja vastaavasti poikkisuuntainen neliömomentti on I_2 (kuva 44).

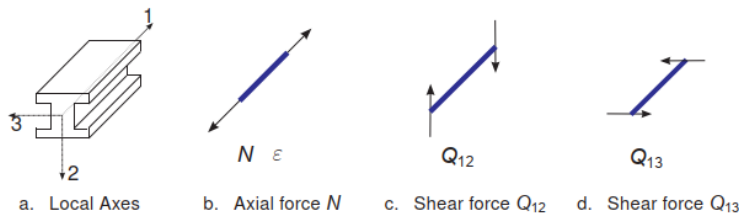


Figure 18.1 Axial force and shear forces

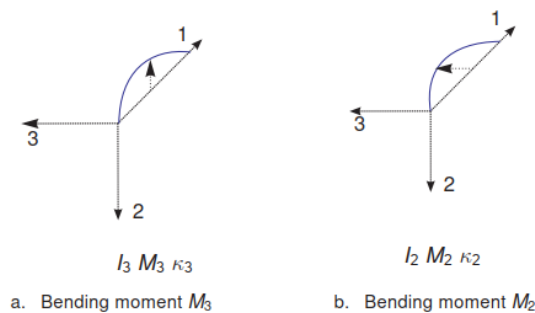


Figure 18.2 Bending moments

Elastic behaviour of beam elements is defined by the following parameters:

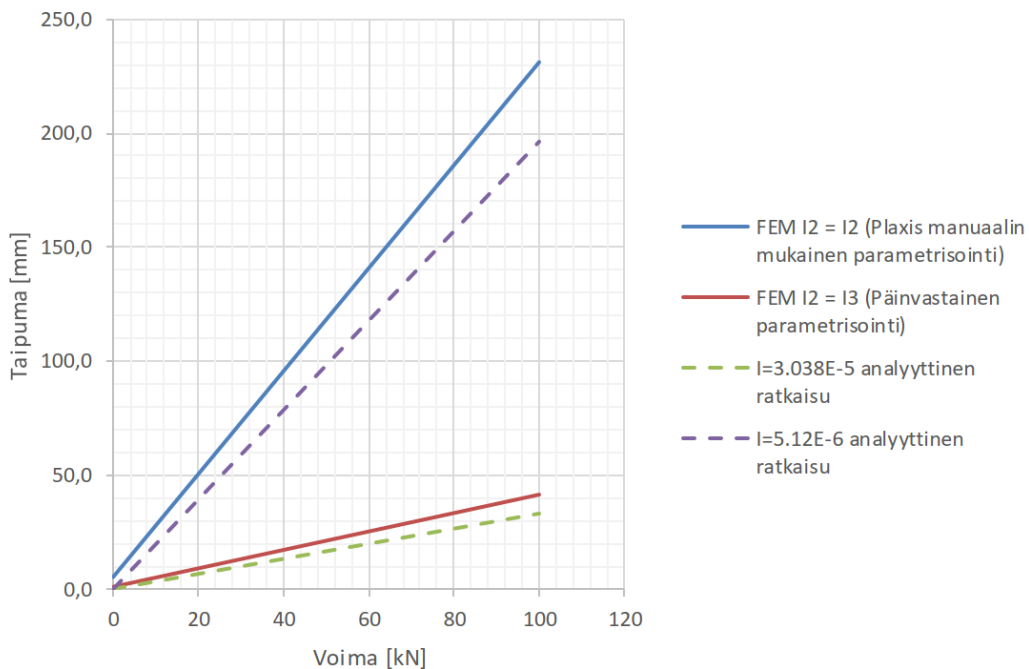
- A : Beam cross section area
- E : Young's modulus in axial direction
- I_2 : Moment of inertia against bending around the second axis
- I_3 : Moment of inertia against bending around the third axis

Kuva 44. Ote Plaxis 3D (2017) ohjelmiston ohjemanuaalista beam-elementtien parametrisointia koskien (Plaxis 2017 a).

Kuitenkin jo hyvin varhaisessa vaiheessa heräsi epäily palkkielementtien oikeapöissisestä toimivuudesta. Asian selvittämiseksi päädyttiin tekemään laskennallisia taivutuskokeita, joiden tuloksia verrattiin analyyttisiin menetelmin saatuihin arvoihin. Tehdyissä laskennallisissa taivutuskokeissa palkkia kuormitettiin pistemäisesti keskeltä ja palkin päät olivat jäykästi tuetut (kuva 46). Laskennoissa käytetty jänneväli oli 4,7 metriä. Tällöin palkin keskikohdan taipuma voidaan arvioida analyyttisesti käyttäen yhtälön 4.27 mukaista taipumakaavaa (Salmi & Pajunen 2010):

$$v_{max} = \frac{F \cdot L^3}{192 \cdot EI} \quad (4.27)$$

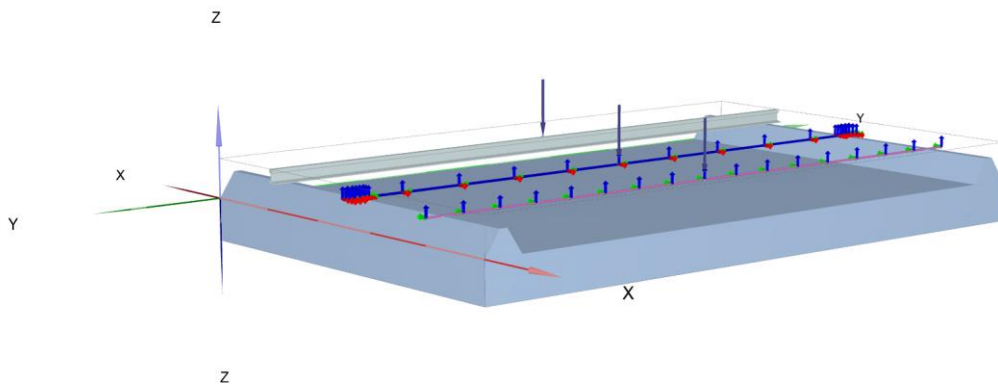
jossa F on palkin keskellä vaikuttavan pistekuorman suuruus, L on palkin jänneväli ja EI palkin poikkileikkauksen taivutusjäykkyys. Simuloituissa taivutuskokeissa ilmeni kiskorakenteen taipuman olevan epärealistisen suuri käytettäessä palkkielementeille laskentaohjelmiston manuaalin mukaista parametrisointia (eli $I_3 > I_2$). Puolestaan kun laskennassa käytettiin ohjelmanuuaalin nähden päinvastaisista parametrisointia (eli $I_3 < I_2$), oli palkin keskikohdan taipuma lähes vastaava kiskon primäärineliömomentin ($3.055 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$) avulla analyttisesti lasketun taipuman kanssa. Vastaavasti kiskoalvajan ilmoittamaa sekundääristä taivutusjäykyyttä ($5.120 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$) käytettäessä analyttisesti määritetyt taipumat olivat hyvin vastaavia ohjelmanuuaalin mukaisella parametrisoinnilla suoritettujen taivutuskokeiden tulosten kanssa (kuva 45).



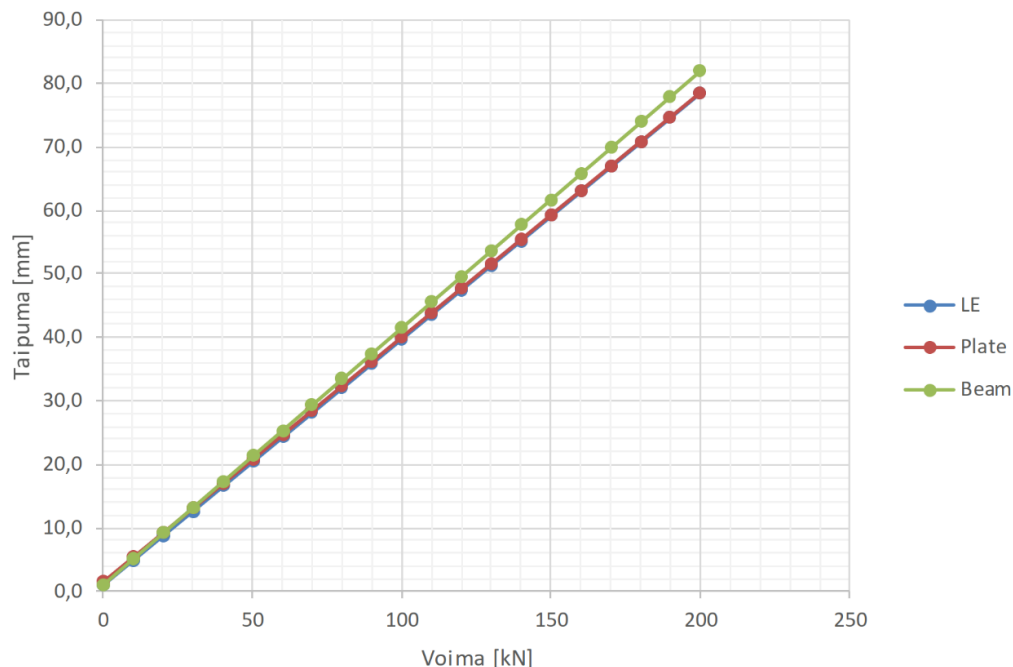
Kuva 45. Beam-elementeille suoritettujen laskennallisten taipumakokeiden tulokset ja näiden suhtautuminen analyttisesti laskettujen taipumien kanssa.

Taivutuskokeiden tulosten perusteella vaikuttaa vahvasti siltä, että joko ohjelmiston manuaalissa on virhe tai vastaavasti itse laskennassa palkin parametreja käytetään väärinpäin, eli käytännössä voi ajatella palkin "kaatuvan kyljelleen" ennen varsinaisen laskennan aloitusta.

Kuvassa 47 on verrattu päinvastaisesti parametrisoidun palkkielementin keskikohdan taipuman suhtautumista edellä esitettyjen kiskon vaihtoehtoisten mallinnustapojen (laattaelementti ja lineaarielastinen rakenneblokki) tuottamien taipumien kanssa kuvan 46 mukaisen taivutuskokeen tapauksessa. Taivutuskokeiden tulosten mukaisesti näillä hyvin eri tavoilla mallinnetut kiskorakenteet vaikuttavat toimivan lähes identtisesti, joka paitsi tukee edellä esitettyä väittämää laskentaohjelmistossa käytettävän palkkielementin käänteisestä parametrisoinnista, niin myös osaltaan validoi kiskorakenteen vaihtoehtoisten mallinnustapojen toimivuuden; on hyvin epätodennäköistä, että eri tavoin mallinnetut kiskorakenteet vastaisivat käyttäytymiseltään näin hyvin toisiaan, ilman että olisivat ominaisuuksiltaan vastaavia parametrisointien lähtökohtana käytetyn todellisen kiskorakenteen kanssa.

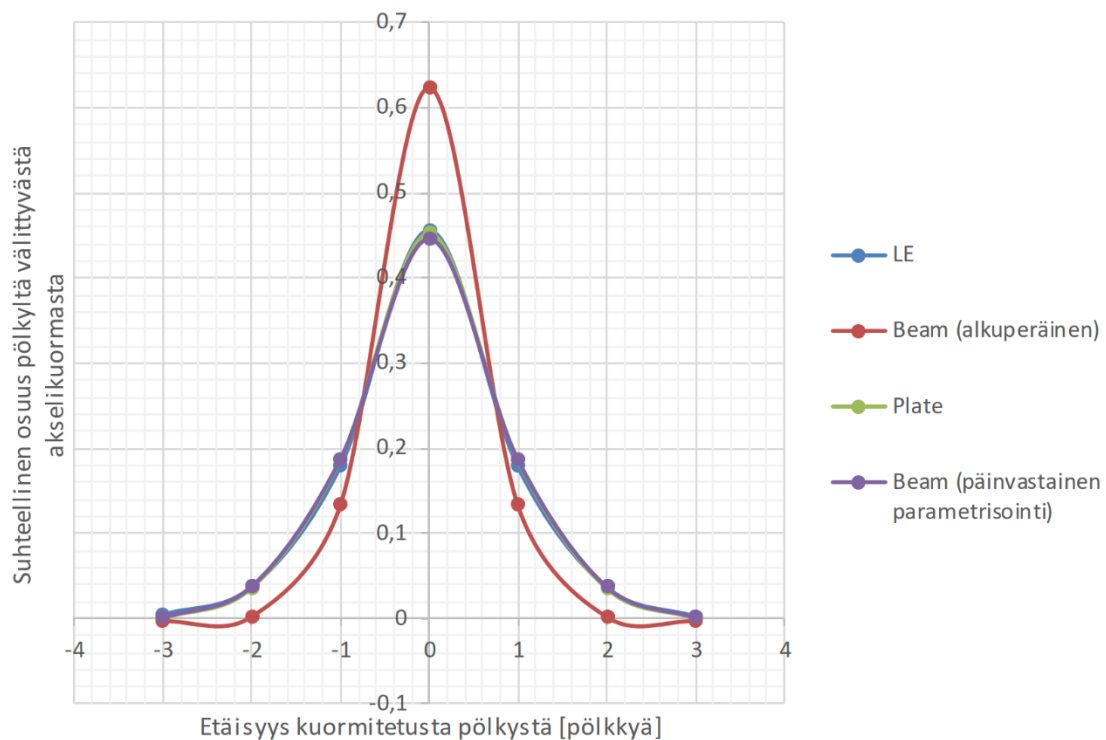


Kuva 46. Laskennallisen palkkitaivutuskokeen koasetelma.



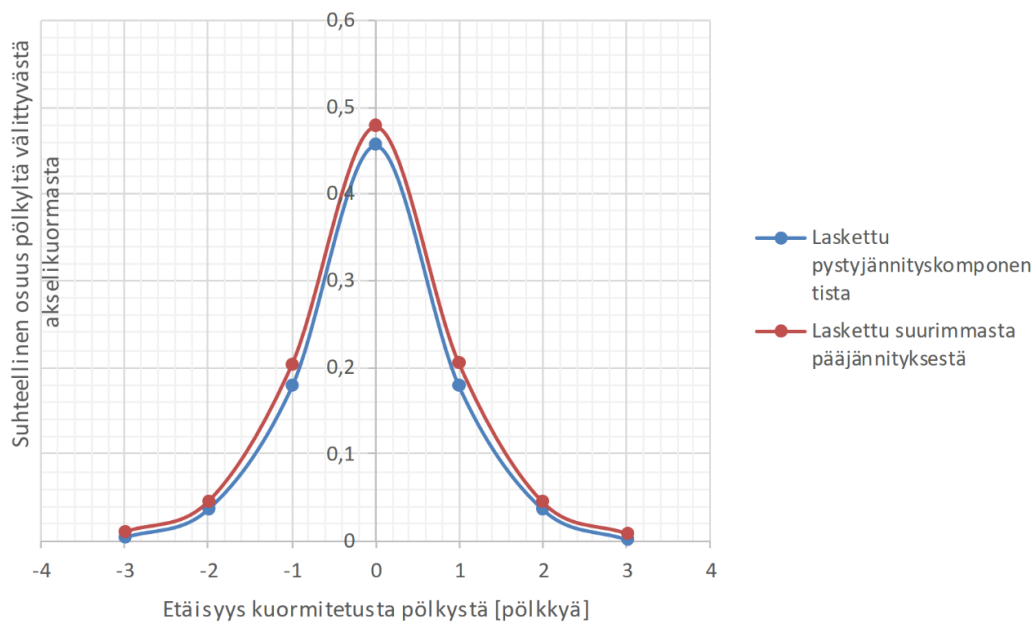
Kuva 47. Eri tavoilla mallinnettujen kiskoelementtien keskipisteiden voima-taipumakäyrät laskennallisessa taivutuskokeessa.

Kuvassa 48 on esitetty eri tavoin mallinnettujen kiskorakenteiden tuottama kuormajakauma radan pituussuunnassa yhden akselin alaisuudessa. Jälleen tuloksista ilmenee palkkielementin käänteisen parametrisoinnin ja kiskorakenteen vaihtoehdoisien mallinnustapojen samankaltaisuus tukien aikaisempia johtopäätelmiä. Vastaavasti laskentaohjelmiston manuaalin mukainen parametrisointi edellä esitetystä johtaa kiskorakenteen epärealistisen pieneen taivutusjäykkyyteen, jonka seurauksena alapuoliselle rakenteelle välittyvä kuormitus on epärealistisen suuri kiskorakenteen ollessa kykenemätön jakamaan kuormaa radan pituussuunnassa. Oletettavasti oikein parametrisoiduilla kiskorakenteilla kuormajakauma taas vastaa muodoltaan hyvin kirjallisuudessa esitettyä, kuormitetulta pölkyltä alapuoliselle rakenteelle välittyvän kuorman ollessa noin 45 % käytettävästä akselipainosta pystyjännityskomponenteista laskettuna.



Kuva 48. Rakenteelle kohdistuva kuormajakauma radan pituussuunnassa eri tavoilla mallinetuilla kiskoelementeillä.

Kuvassa 49 on esitetty lineaarielastisen, kuvan 43 (b) mukaisen kiskorakenneblokin alapuolisille pölkylle välittämä suhteellinen kuormajakauma pystyjännitys- ja pääjännityskomponenteista laskettuna. Pystyjännityskomponenttien avulla laskettuna kuormitetulta pölkyltä välittyy edellä mainitusti noin 45 % kuormasta, mutta suurimpia pääjännityksiä käytettäessä vastaava luku on noin 49 %. Vastaavasti pystyjännityskomponenttien kautta laskettaessa yläpuolisesta akselikuomasta välittyy ainoastaan 89,5 % kaikkien mallissa olevien pölkkyjen kautta alapuoliselle rakenteelle. Kuitenkin pääjännityksien avulla laskettaessa kuormasta välittyy alusrakenteelle kokonaisuudessa 99,6 %. Luonnollisestikaan laskennassa ei häviä kuormaa, vaan ainoastaan osa siitä välittyy leikkausjännityskomponenttien kautta; luvussa 2.1.2 esitetysti leikkausjännityskomponentit häviävät pääjännityksiä käytettäessä, jolloin pölkyltä välittyvä kokonaiskuorma on käytännössä vastaava yläpuolisen kuormituksen kanssa. Käytännössä tulos ilmentää elementtimenetelmän toimintaa, jolloin yksittäisten jännitys-/muodonmuutoskomponenttien tarkastelussa onkin aina syytä huomioida elementtimallien käyttäytymisen kokonaisvaltainen luonne.



Kuva 49. Linearielastisen kiskorakenneblokin tuottamat kuormajakaumat pystyjännityskomponentin ja suurimman pääjännityksen avulla laskettuna.

Tässä luvussa esitettyjen tarkastelujen perusteella lopullisissa laskennoissa on päädytty käyttämään ohjemanuaaliin nähden käänteisesti parametrisoitua palkkielementtiä yksinkertaisuutensa ja monimutkaisempia (sekä laskentateknisesti raskaampia) vaihtoehtoja vastaavan käyttäytymisensä vuoksi.

4.3.2 Pölkky ja interface-elementit

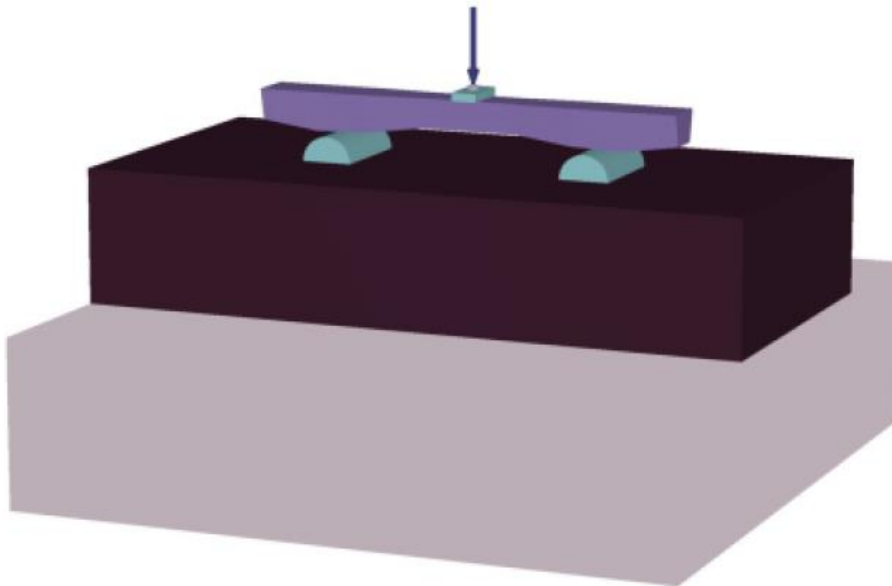
Laskentamallissa käytetyn ratapölkyn geometria pohjautuu B97 betonipölkyn geometriaan tietyn yksinkertaistuksin. Mallissa käytettävä pölkky on vastaava lähteessä Kalliainen et al. (2014) esitetystä rakennemallissa käytetyn pölkyn kanssa. Käytännössä pölkyn geometrisen yksinkertaistuksen lähtökohtana on ollut pitää pölkyn pohjan pinta-ala todellista B97 ratapölkkyä vastaavana, ollen kuitenkin muodoltaan suorakaiteen muotoinen. Radan poikkisuunnassa mallinnettavan pölkyn leveys on todellista ratapölkkyä vastaava (2,6 m), jolloin pölkyn sivumitaksi radan pituussuunnassa saadaan 0,26 m. Pölkkyvälinä on käytetty Suomen rataverkolle tyypillistä 0,61 metriä.

B97 betonipölkyn kaltaisesta mallissa käytettävän pölkyn korkeus ei ole vakio, vaan pölkky on paksuimmillaan kiskoja kohdalla ja vastaavasti ohuimmillaan pölkyn keskellä. Koska mallinnettavan pölkyn radan suuntainen sivumitta on todellisesta betoniratapölkystä eroten vakioitu, on pölkyn eri poikkileikkauksien korkeusprofiili määritetty niin, että poikkileikkauksien neliömomentit ovat pölkyn pään, kiskon kohdan ja pölkyn keskikohdalla vastaavia todellisen ratapölkyn kanssa. Suorakaiteen muotoisen poikkileikkauksen neliömomentti voidaan edellä mainitusti laskea käyttäen yhtälöä 4.23, jota hyödyntäen pölkyn eri poikkileikkauksille määritetyt laskennalliset korkeudet ovat esitetty taulukossa 1.

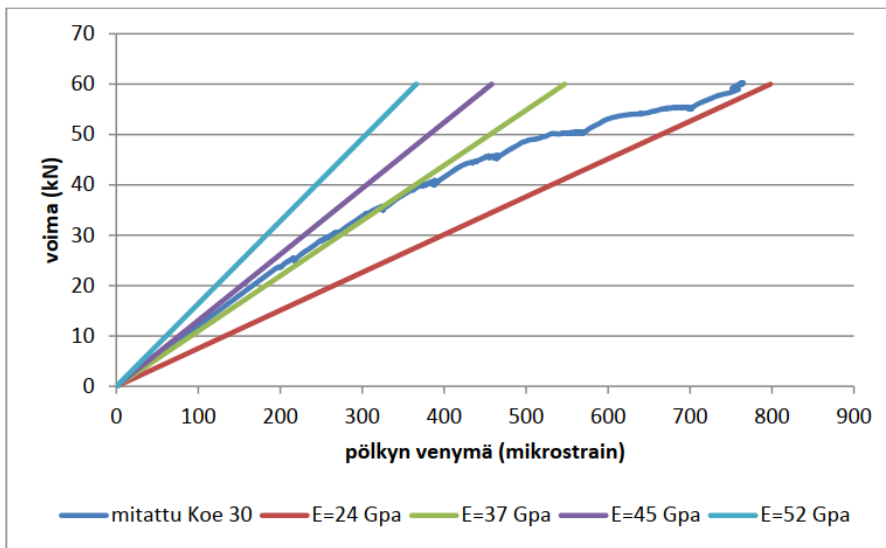
Taulukko 1. Rakennemallissa käytetyn ratapölkyn poikkileikkauksien laskennallisen korkeuden määrittäminen (Kalliainen et al. 2014).

	B97 pölkyn korkeus (mm)	Jäyhyysmomentti poikkileikkauksessa (mm ⁴)	Mallinnetun pölkyn korkeus (mm)
Pölkyn päässä	198	150835933	185
Kiskon kohdalla	232,5	227398548	210
Pölkyn keskellä	185	99919529	165

Rakennemallissa käytetty pölkky on mallinnettu lineaarielastisena materiaalina, jonka kimmomoduulina on käytetty 40 GPa. Pölkky materiaalin kimmomoduulin arvo perustuu lähteessä Kalliainen et al. (2014) esitettyihin laskennallisiin taivutuskokeisiin (kuva 50), joissa pölkyn jäykkyyttä varioimalla pyrittiin löytämään kimmomoduulille arvo joka likimääräisellä tarkkuudella tuottaa lähteessä Rantala et al. (2011) esitettyjä B97 betonipölkylle tehtyjä taivutuskokeita vastaavan taipuman ja pölkyn alapinnan venymän (kuva 51). Erotten kuitenkin lähteestä Kalliainen et al. (2014), on tässä tutkimuksessa pölkky materiaalin poissonin lukuna käytetty betonille tyypillisesti arvoa 0,2 alkuperäisessä lähteessä käytetyn arvon 0 sijasta.

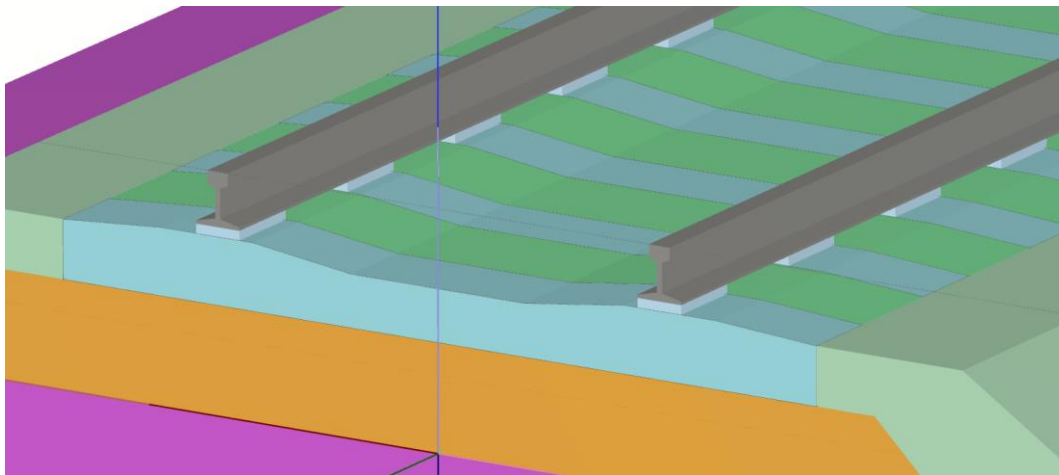


Kuva 50. Pölkylle suoritettu laskennallinen taivutuskoe (Kalliainen et al. 2014).

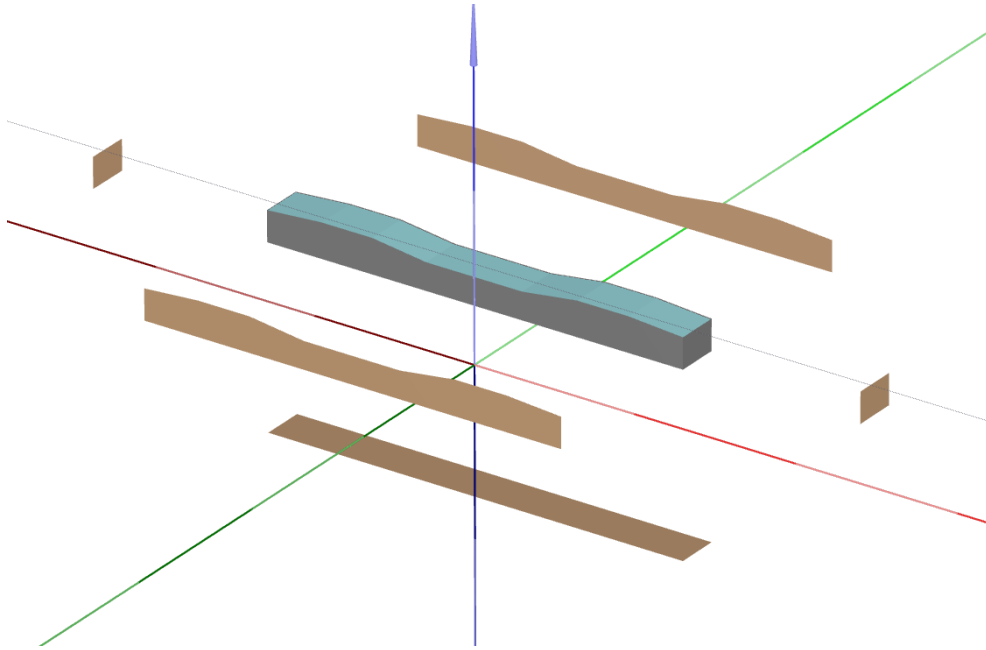


Kuva 51. Laskentamallissa käytettävälle pölkylle eri jäykkyyksillä tehdyt laskennalliset taivutuskokeet ja näiden tuottamien pölkyn yläpinnan venymien suhtautuminen lähteessä Rantala 2011 esitetyn mitatun venymäkäyrän kanssa (Kalliainen et al. 2014).

Käytetyssä rakennemallissa pölkky on upotettu tukikerrokseen sisään kuvan 52 mukaisesti. Jotta pölkky kuitenkin pääsisi liikkumaan vapaasti, ovat kaikki sivutahot erotettu kuvan 53 mukaisesti interface-elementein ympäröivästä tukikerrosmateriaalista. Pölkyn sivujen interface-elementtien kontaktikertoimenä on käytetty arvoa 0,01, jolloin pölkyn sivun ja tukikerroksen välinen leikkauslujuus ja -jäykkyys on ainoastaan yksi prosentti pölkyn sivulla sijaitsevan tukikerrosmateriaalin lujuudesta ja jäykkyydestä. Käytännössä näin varmistetaan, ettei kuormaa epärealistisesti välity pölkyn sivuille "liimaantuneen" sepelin kautta pölkkyä ympäröivälle rakenteelle.



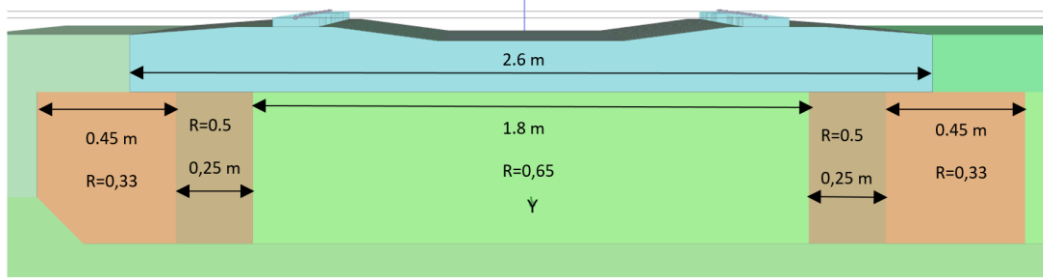
Kuva 52. Laskentamallissa tukikerrokseen upotettu ratapölkky.



Kuva 53. Ratapölkky ja sitä ympäröivät interface-elementit.

Pölkyn pohjan ja tukikerroksen välisen kontaktin mallinnuksessa on laskennoissa käytetty kahta erilaista tapaa. Valtaosassa laskennoista pohjakontakti on mallinnettu yhtä interface-elementtiä käyttäen, minkä kontaktikerroin on arvoltaan 0,6. Kuitenkin osassa laskennoissa on haluttu huomioida ratapölkyn epätasaisen painuman aiheuttaman pohjan jännitysjakauksen muutos; erityisesti joustavilla pohjamailla ratapölkky jakaa valtaosan kuormastaan pölkyn päiden kautta alapuolisen rakenteen taipuessa jäykän pölkyn alla. Tällöin pölkyn kuormituskertamäärän myötä syntynyt painuma keskittyy pääosin pölkyn päiden alueelle aiheuttaen tuentatilanteen muutoksen, jonka seurauksena aikaisempaa suurempi osa kuormasta välittyy suoraan kiskon alapuolisen pohja-alan kautta tukikerrokselle.

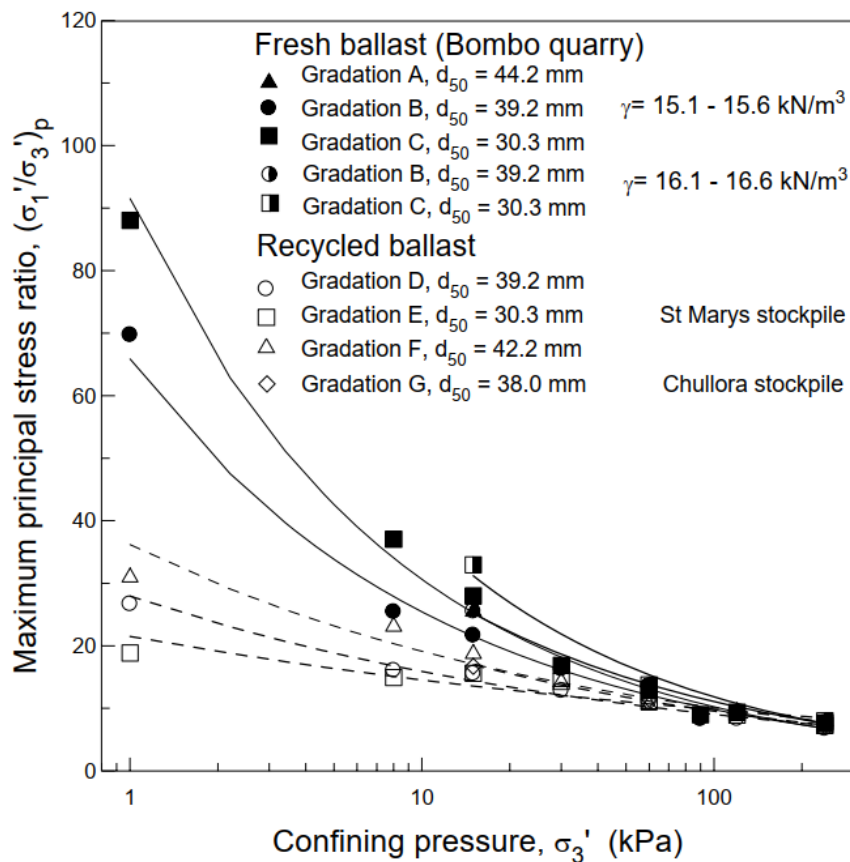
Tämän huomioimiseksi osassa laskennoissa pölkyn pohjan ja tukikerroksen väliset interface-elementit on jaettu kuvan 54 mukaisesti useaan osaan, jolloin pölkyn pohjan epätasainen tuenta voidaan huomioida eri kontaktipintojen kontaktikertoimien arvoja muuttamalla. Esimerkiksi keskijäykällä pohjamailla tehdyissä laskennoissa pölkyn pohjan kontaktikerroinjako 0,33, 0,5 ja 0,65 (suunta pölkyn päästä keskelle) osoittautui varsin hyväksi vaihtoehdoksi. Tällöin suurempi osa kuormasta välittyy suoraan kiskon alapuolisen kontaktialueen kautta, ilman että portaittainen interface-jako aiheuttaa epärealistisen suuria solmupistekohtaisia kuormakeskittymiä eri kontaktialueiden reunoilla. Tietenkin kontaktikertoimen jatkuvasäätöisyys olisi manuaalista jakoa parempi vaihtoehto, mutta nykyisellään käytettävissä olevassa laskentaohjelmistossa tämä ei ole mahdollista. Mainittakoon myös, ettei dynaamisissa pengerleviämämallinnuksissa pohjan kontaktikertoimen manuaalista jakoa ole tarvinnut tehdä pölkyn pohjan kuormajakauksen muodon normalisoinniseksi, sillä näissä laskelmissa pölkky korjaa itsestään pohjan tuentatilanteen kuormituskertamääräisen painuman myötä vastaavalla tavalla kuin todellisessa rakenteessa.



Kuva 54. Tukikerrokselle käytetty interface-jako pölkyn alapuolisen jännitys-jakauman muodon korjaamiseksi.

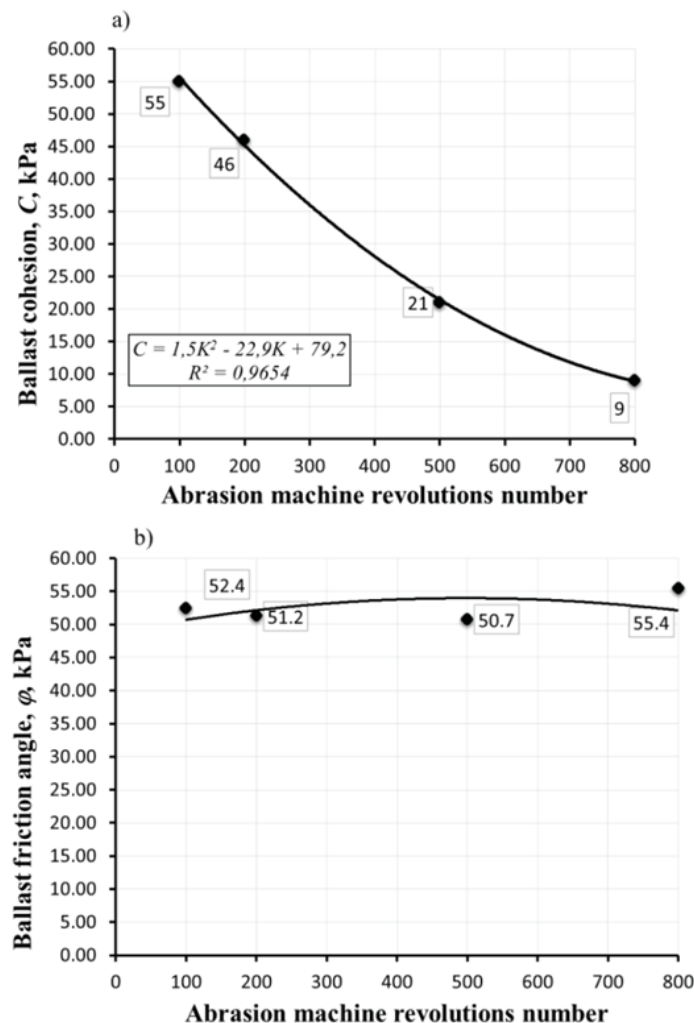
4.3.3 Tukikerros

Käytetyssä rakennemallissa tukikerrosmateriaali on mallinnettu käyttäen Hardening Soil materiaalimallia, joka luvussa 4.2.1 mainitusti soveltaa lineaarista Mohr Coulumb murtoehtoa. Sepelin lujuuden muodostumisen on kuitenkin havaittu olevan hyvin epälineaarisesti jännitystasosta riippuvainen, jolloin vakioarvoisen kitkakulman ja koheesiotermin määrittäminen ei ole täysin yksiselitteistä. Kuva 55 ilmentää kuinka raideseppelin kitkakulman arvo on voimakkaasti jännitystilariippuvainen suure.



Kuva 55. Eri rakeisuuden omaavien raideseppien kitkakulman riippuvuus käytettävästä tukipainetasosta (Ionescu 2004).

Tyypillisesti raideseppelin raerungon lukkiutuminen on sitä voimakkaampaa, mitä karkearakeisemmasta materiaalista on kyse. Tähän liittyen Kolos et al. (2017) suorittivat eri hienonontumisasteen omaaville raidesepeleille staattisia kolmiaksaalikohteita sepelin hienonemisasteen ja lujuuden välisen yhteyden selvittämiseksi. Koetulos pohjaisten, lineaaristen, kaksiparametrisien MC-murtosorasovitteiden pohjalta he havaitsivat erityisesti näennäisen koheesion arvon olevan vahvasti riippuvainen materiaalin raekarkeudesta (kuva 56 a), kun taas kitkakulman arvo vaikutti olevan riippumaton rakeiden kulutusasteesta (kuva 56 b), ollen lähinnä seurausta raerungon dilataation voimakkuudesta.



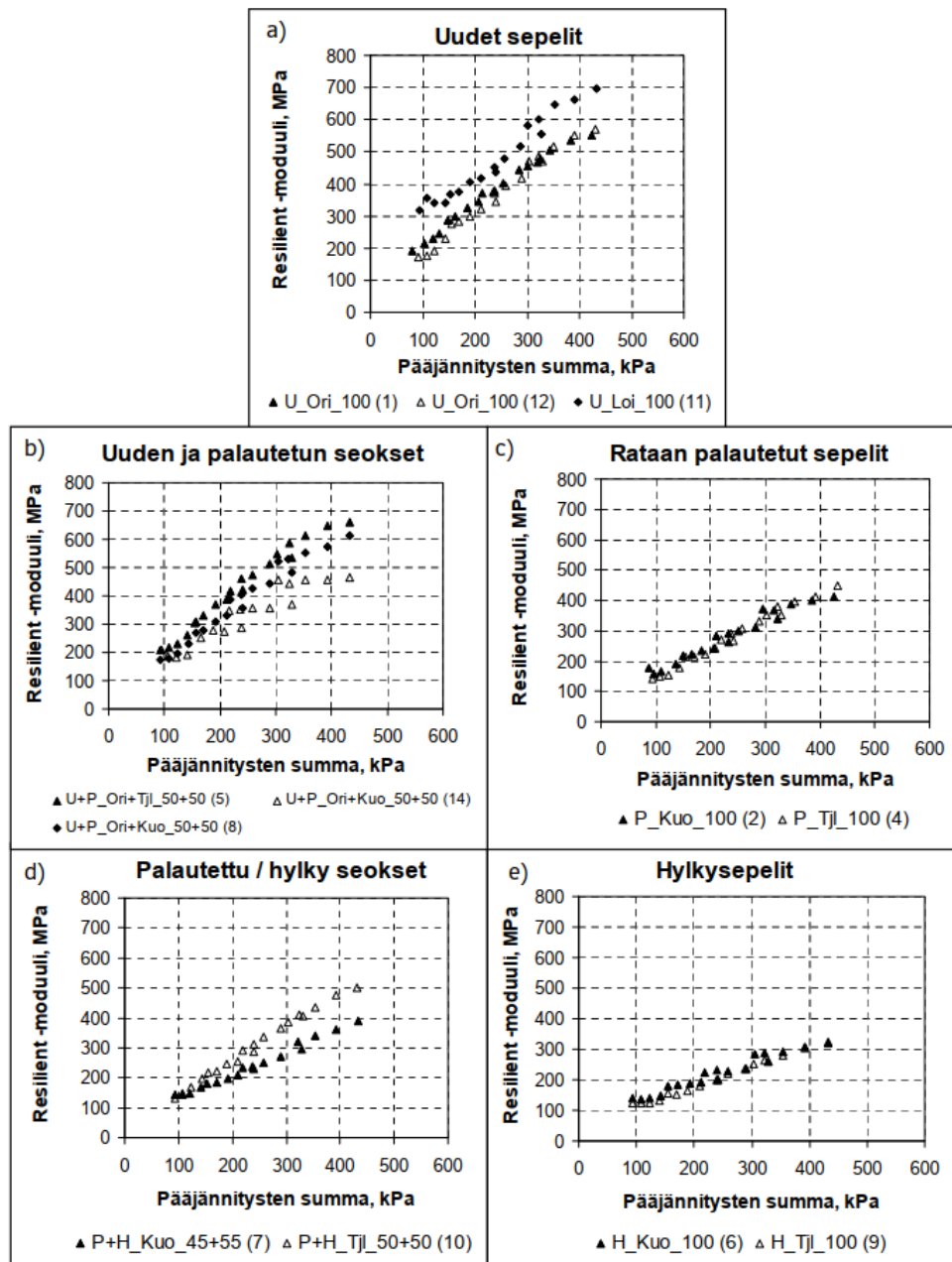
Kuva 56. Raideseppelin näennäisen koheesion ja kitkakulman riippuvuus rakeiden kulutusasteesta kaksiparametrisesta lineaarista MC-murtosorasovitetta käytettäessä (Kolos et al. 2017).

Käytännössä pienellä jännitystasolla materiaalin suhteellinen leikkauslujuus kasvaa voimakkaasti rakeiden välisen lukkiutumisen myötä. Toisaalta suurella jännitystasolla raerungon dilataatiokyky heikkenee, mikä taas luvussa 2.3 esitetyn mukaisesti johtaa rakeisen materiaalin lujuuden alenemaan. Rakeiden välinen lukkiutumisefekti voidaan jossain määrin huomioida käyttämällä materiaalille vakioarvoisen kitkakulman ohella lujuudesta riippumatonta koheesiota. Tällöin materiaalin murtumatta kestävä pääjännityssuhde kasvaa voimakkaasti tukipaineen pienentyessä. On kuitenkin huomattava, että pienellä jännitystasolla ilmenevä rakeiden välinen

lukkiutuma ei varsinaisesti ole jännitystilasta riippumatonta lujuutta, vaan ennemminkin rapintojen suuren epätasaisuuden aiheuttamaa, pienellä jännitystasolla korostuvaa raerungon yksittäisten rakeiden välisen liikkumisen estymisestä seuraavaa lokaalia lukkiutumista. Tämä yksittäisten rakeiden liikkumisen estymisestä seuraava lisälujuus menetetään raaketjujen loitottaessa toisistaan tukipaineen las-
kiessa liian alas, eli pohjimmiltaan kyse on raerungon jännitystilariippuvaisen lujuuden epälineaarisuudesta, ei varsinaisesti jännitystilasta riippumattomasta lujuudesta.

Mikäli lujuuden epälineaarisuus pyritään huomioimaan epäsuorasti käyttäen verrattain suurta näennäisen koheesion ja kohtalaisen kitkakulman arvoa, voi materiaalin lujuus olla pienellä jännitystasolla epärealistisen suuri. Toisaalta, mikäli materiaalin lujuus kuvataan ainoastaan vakioarvoisen kitkakulman avulla, saavutetaan todenmukainen lujuus vain jollain tietyllä jännitystasolla. Tässä tutkimuksessa tukikerrosmateriaalin lujuusparametreina on kompromissiluonteisesti päädytty käyttämään kitkakulmaa $52\text{--}53^\circ$ ja näennäiselle koheesiolle arvoa $5\text{--}6$ kPa. Oletuksena on, että tukikerros on raekarheudeltaan lievästi hienontunut ja sepelitukikerroksessa keskiosilla vallitseva keskimääräinen tukipaine on lähteen Indraratna et al. (2010) mukaisesti noin 30 kPa raskaan tavarajunan alaisuudessa. Parametrisoinnin pyrkimyksenä on ollut välttää ylisuuren koheesion käytöstä aiheutuvia ongelmia kuitenkin varmistuen tukikerrosmateriaalin todenmukaisesta leikkauskestävyydestä.

Rakennemallissa käytettävän tukikerrosmateriaalin jäykkyys on arvioitu kirjallisuudessa esitettyjen koetulosten pohjalta. Esimerkiksi Kolisoja & Nurmikolu (2010) raportointien koetulosten perusteella keskimääräisen raekarkeuden omaavilla uuden ja rataan palautetun raideseppelin seoksilla materiaalin jäykkyys on noin $350\text{--}450$ MPa 300 kPa kokonaisjännitystasolla (kuva 57). Tasarakeisuutensa vuoksi raideseppelin jäykkyys on verrattain pieni suhteessa sen lujuusominaisuuksiin, etenkin sekarakeisempiin luonnonmateriaaleihin verratessa. Lujuusominaisuuksien ohella sepelin jäykkyys on myös vahvasti materiaalin hienonemisasteesta riippuvainen, ollen jauhaantuneilla, runsaasti sileäpintaisia rakeita ja hienoinesta sisältävillä materiaalilla merkittävästi alempi kuin uusilla raidesepeleillä. Tehdyissä laskelmissa tukikerrokselle käytettävä referenssijäykkyys (100 kPa tukipainetasoa vastaava jäykkyys) on ollut $380\text{--}420$ MPa laskennasta riippuen.



Kuva 57. Raidesepelin jäykkyyden riippuvuus jännitystilasta ja materiaalin hienonemisasteesta (Nurmikolu & Kolisoja 2010).

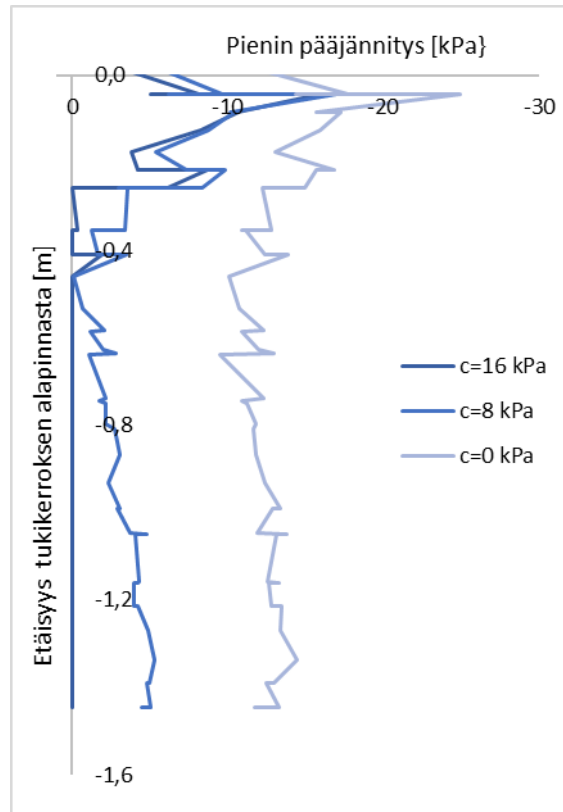
4.3.4 Alusrakenne

Hardening Soil -materiaalimallia käytettäessä alusrakenteen lujuusparametrien rooli on hyvin keskeinen materiaalin tukipainekäyttäytymisen kannalta. Useissa aikaisemmissa väylärakennemallinnusta käsittelevissä tutkimuksissa sitomattomille rakennekerroksille on käytetty kitkakulman ohella verrattain suuria koheesion arvoja (esim. Kalliainen et al. (2014), Korhiali-Tanttu (2008)), ollen näissä suuruusluokaltaan noin 10–20 kPa. Käytännössä lujuusparametrit ovat tällöin määritetty suoraan laboratoriokokeiden pohjalta tehtävän lineaarisen MC-murtosuorasovituksen avulla, jolloin materiaali näennäisesti vaikuttaa omaavan myös jännitystilasta riippumatonta lujuutta, vaikka kyse on enemmänkin materiaalin jännitystilariippu-

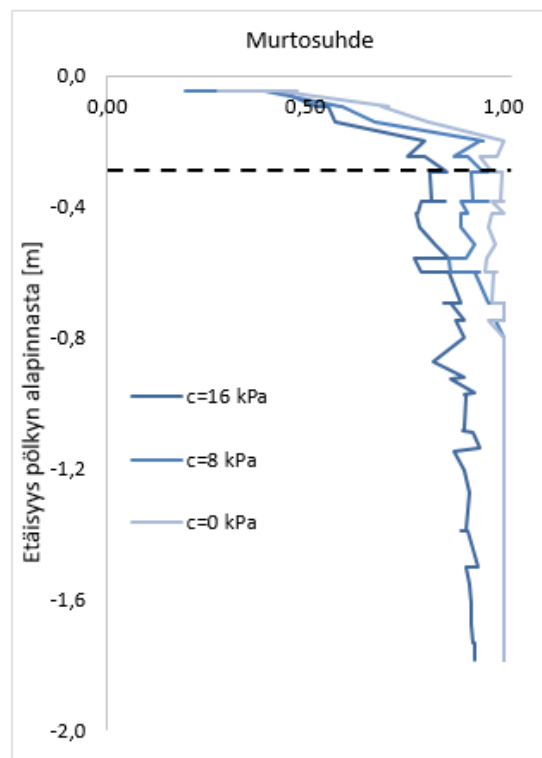
vaisen lujuuden epälineaarisuuden ja lineaarisen murtosuorasovitteen yhteensovittamisen ristiriitaisuudesta seuraavasta parametrisointiharkasta. Eli oletettavasti lineaarisia murtosuorasovitteita käytettäessä valtaosa näennäisestä koheesiosta seurausta materiaalin kitkakulman jännitystilariippuvaisuudesta ja osa karkeapintaisten rakeiden välisestä, pienellä jännitystasolla korostuvasta lukkiutumisesta.

Mikäli laskentamallissa alusrakennemateriaaleille käytetään suurehkoja koheesion arvoja (yli 5 kPa), johtaa tämä kuvan 58 mukaisesti materiaalin tukipainetason voimakkaaseen alenemaan. Käytännössä kun lujuus on jännitystilariippumaton suure, ei materiaalilla ole edes tarvetta hakea suurempaa tukipainetta ja suurta koheesiota käytettäessä materiaalin murtosuhte on tyypillisesti koheesiotonta materiaalia pienempi (kuva 59). Leikkauslujuuden vakioarvoistumisen ohella HS-mallin moduulilausekkeen koheesioriippuvaisuuden takia (ks. yhtälö 4.2.1) myös materiaalin jäykkyys voi suurta koheesiota käytettäessä olla vakioarvoinen suure. Lujuuden ja jäykkyyden vakioarvoistumisen seurauksena mallin käyttäytyminen on osin vastaavanlaista lineaarielastisen materiaalimallin kanssa, jolloin rakennemalliin mobilisoituva tukipainetaso voi jäädä epärealistisen matalaksi, erityisesti joustavilla pohjamailla.

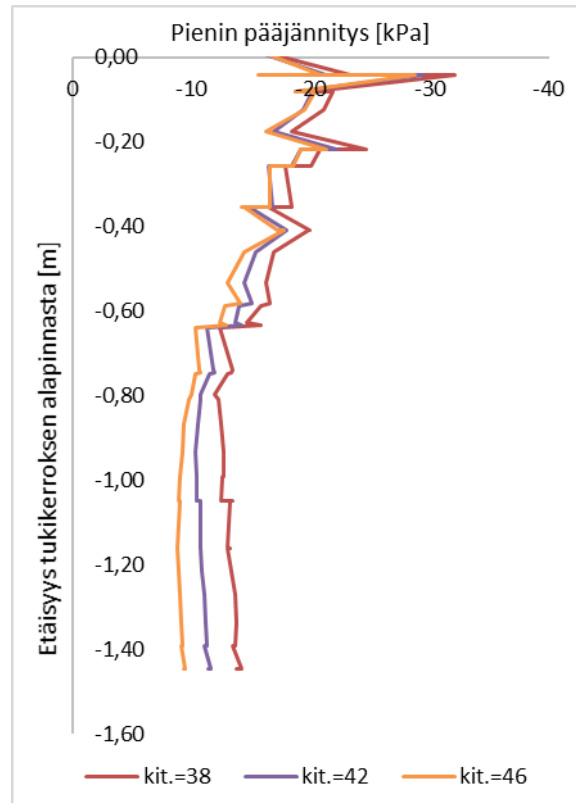
Mikäli materiaalilla parametrisoidaan pelkästään kitkakulmaa käyttäen, ei vastaavanlaista tukipainehäviämää pääse tapahtumaan. Kitkakulman vaikutus rakenteen tukipainejakaumaan on huomattavasti koheesiota vähäisempi (kuva 60). Myös materiaalin murtosuhte on vakioarvoisempi, ollen hivenen koheesiollista materiaalia suurempi (kuva 61).



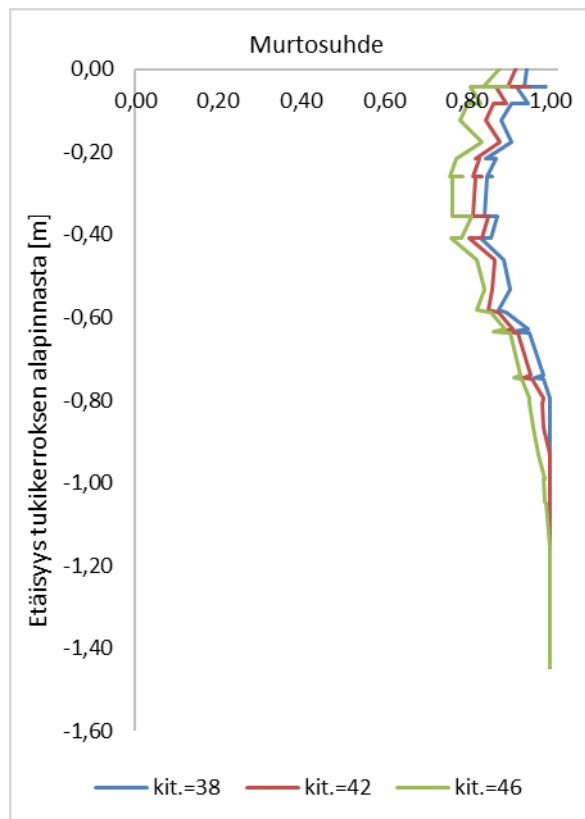
Kuva 59. Alusrakennemateriaalin tukipaine syvyyden suhteen eri koheesion arvoilla.



Kuva 58. Alusrakennemateriaalin murtosuhte eri koheesion arvoilla. Tukikerroksen alapinnan sijainti on merkitty kuvaan katkoviivalla.



Kuva 61. Alusrakennemateriaalin tukipaine eri kitkakulmilla.



Kuva 60. Alusrakennemateriaalin murtosuhte eri kitkakulman arvoilla.

Taulukkoon 2 on koottu erilaisille alusrakennemateriaaleille tyypillisiä lujuusparametrejä. Eri lähteiden välinen vaihtelu lujuusparametreissä selittyy valtaosin kokeissa käytettyjen näytekappaleiden tiiviyseroilla. Kitkakulman kasvun ohella rakeiden välinen lukkiutuminen lisääntyy tiivystilän kasvaessa, mikä osaltaan selittää eräissä tutkimuksissa testatuille materiaaleille havaitut verrattain suuret koheesion arvot. Todellisessa rakenteessa materiaalin tiivysaste on oletettavasti maksimitiivyyteen asti tiivistettyä laboratorionäytettä alhaisempi, jolloin optimistisimpien koetulosten suora soveltaminen alusrakennemateriaalien parametrisoinnissa olisi jossain määrin arveluttavaa. Tässä tutkimuksessa eri alusrakennemateriaalien lujuusparametrien määrittämisessä on hyödynnetty keskimääräisiä kirjallisuudesta löytyviä arvoja. Kaikkiaan laskelmissa on käytetty kolmea erilaista alusrakennemateriaalia, lukuun ottamatta koekohtaisia verifointimalleja, joiden parametrisointi perustuu kentältä kerättyihin näytteisiin.

Lujuusparametrien ohella myös materiaaleille käytettävät jäykkyyssparametrit on arvioitu kirjallisuuslähteiden pohjalta (keskeisiä teoksia mm. Kolisoja 1997, Latvala 2021). Nämä ja muut alusrakennemateriaaleille käytetyt laskentaparametrit on lisätty taulukossa 3. Taulukon 3 lujuusparametrien osalta käytetyt materiaaliparametrit ovat varsin yleisluontoisia ja soveltunevat näin ollen hyvin erilaisten väylärakenteiden mallinnukseen erilaisilla mallinnustavoilla. Vastaavalla tavalla taulukon 3 jäykkyyssparametrit perustuvat laajaan kirjallisuusaineistoon ja vaikuttaisivat myös tuottavat hyvin todellisuutta vastaavan jännitys-muodonmuutosvasteen. On kuitenkin huomattava, että jäykkyyssparametrien osalta taulukon 3 arvot soveltuvat suoraan ainoastaan kertakuormitteiseen staattiseen laskentaan; mikäli laskenta koostuu useammista kuormitusyhteisistä, suositellaan taulukon 3 materiaalien moduularvoja jaettavaksi kahdella (taulukossa 3 olevien materiaalien jälleekuormitusmoduuli E_{ur} on kasinkertainen sekanttimoduuliin E_{50} nähden). Puolitettuja moduularvoja käytettäessä useampikuormitteisen mallin jälleekuormitusmoduuli E_{ur} on suuruusluokaltaan kertakuormitteisen mallin sekanttimoduulia E_{50} vastaava, jolloin molemmilla mallinnustavoilla saavutetaan likipitään samanlainen jännitys-muodonmuutosvaste.

Taulukko 2. Kirjallisuudessa esitettyjä lujuusparametrejä eri materiaaleille.

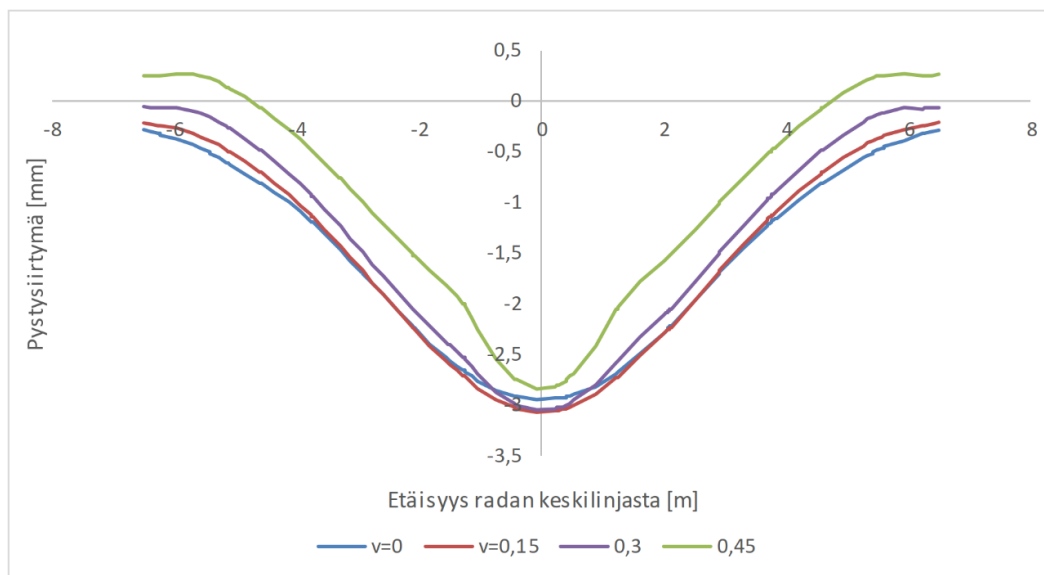
Lujuusparametrejä kun otaksuttu $c' \geq 0$				
Materiaali		φ [deg.]	c' [kPa]	Lähde
Hiekka	Löyhä	34 - 37	0 - 9	Vinter (2013)
	Tiivis	44 - 48	4 - 21	
Karkea hiekka	Hyvin tiivis	46 - 50	4 - 19	Latvala et al. (2020)
		55	10	
Sorainen hiekka	Tiivis alkutila	41	0	Suiker et al. (2005)
	1000 000 syklin jälkeen	43 - 55	0	
Hiekkainen sora	Tiivis	41	9	Korkiala-Tanttu (2008)
Murske	Hyvin tiivis	43	43	
Hieno hiekka	Löyhä	30	0	Rowe (1962)
	Tiivis	40	1	
Murske		41 - 47	32 - 44	Kaya (2004)
Kitka- ja dilataatiokulmia kun otaksuttu $c' = 0$				
Materiaali		φ [deg.]	ψ [deg.]	Lähde
Hiekka	Pöyristynyt	28 - 39	0 - 13	Guo & Su (2007)
	Karkea	38 - 47	0 - 12	
	Tiivis	39 - 48	15 - 20	Andersen & Schjetne (2013)
	Löyhä	32 - 38	0 - 3	
Hiekka	Karkea	39 - 42		Bareither et al. (2008)
Murske	Pöyristynyt	34 - 37		
	TC	39 - 51	0 - 13	Nicks et al. (2015)
	DS	46 - 71	0 - 22	
Hiekkainen sora	Tiivis	50		Canter & Bentley (1991)
	Löyhä	35		
		42 - 46		Hamidi et al. (2009)
Empiiriset mallit				
Materiaali				Lähde
Sora		$\varphi = 44 + 10(D_r) - [7 + 2(D_r)] \log_{10}(\sigma_n/101,3)$		Duncan et al. (2014)
Hiekka		$\varphi = 39 + 10(D_r) - [3 + 2(D_r)] \log_{10}(\sigma_n/101,3)$		
Hiekka		$\varphi_{max} = 33 + 3[D_r(10 - \ln p') - 1]$ $\psi_{max} = \varphi_{max} - 33$		Bolton (1986)
Hieno hiekka		$\varphi_{max} = 28 + 14D_r$		Schmertmann (1978)
Karkea hiekka		$\varphi_{max} = 34,5 + 10D_r$		

Taulukko 3. Eri alusrakennelaaduille käytetyt laskentaparametrit.

Materiaali	γ	E	E_{oed}	E_{ur}	ν_{ur}	m	c'	ϕ	ϕ	R_f	K_0
	[kN/m ³]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[-]	[kPa]	[°]	[°]	[-]	[-]
Murske	19,5	300	300	600	0,2	0,5	2	48	15	0,55	0,37
Karkea hiekka	19,5	280	280	560	0,2	0,5	2	42	10	0,55	0,37
Hieno hiekka	19,5	260	260	520	0,2	0,5	1	36	6	0,55	0,4122

4.3.5 Pohjamaa

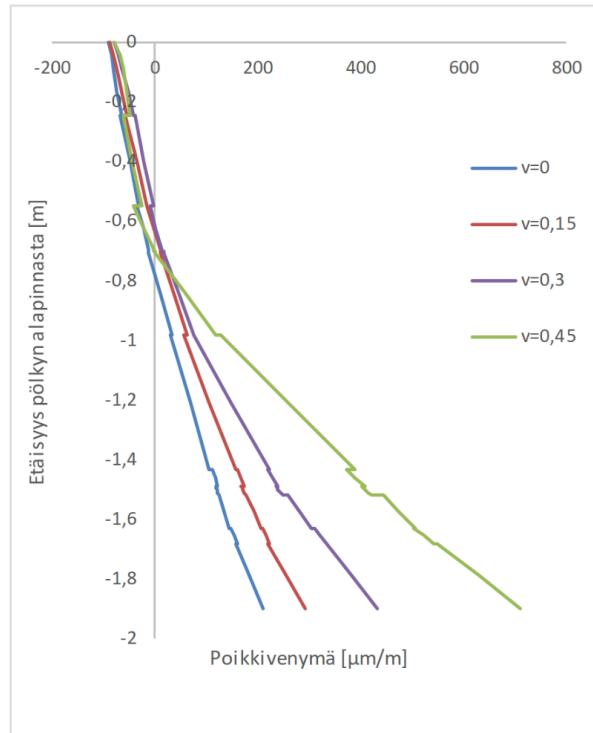
Tässä tutkimuksessa pohjamaa on mallinnettu lineaarielastisena materiaalina. Tarkoituksena on ollut pitäytyä parametrisoinniltaan mahdollisimman yksinkertaisessa vaihtoehdossa, joka taas on mahdollistanut eri pohjaolosuhteiden vaikutusten yksielitteisen arvioinnin yläpuolisen rakenteen käyttäytymisen kannalta. Luvussa 4.2.2 mainitusti lineaarielastisen materiaalin käyttäytyminen määräytyy materiaalin kimmomoduulin E ja poissonin vakion ν määrittämänä. Käytännössä rakenteen pohjan jouston suuruus määräytyy pohjamaan materiaalille käytettävän jäykkyyden mukaan. Poissonin luku ν taas vaikuttaa kuvan 62 mukaisesti pohjamaan taipumaprofiilin muotoon; mitä suurempi ν arvoltaan on, sitä jyrkempi pohjamaan taipumaprofiilin muutos kuormitusalueen läheisyydessä on. Suurella poissonin luvulla materiaaliin ei juurikaan synny tilavuudenmuutosta, jolloin materiaalin on työnnettävä sivuun kuormitetun alueen alta aiheuttaen taipumaprofiilin muodon terävöitymisen.



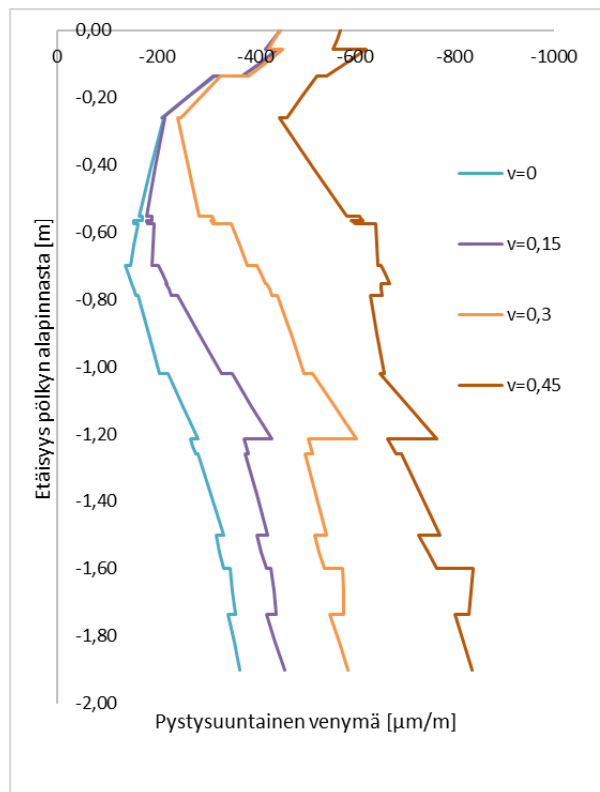
Kuva 62. Pohjamaan taipumaprofiili eri poissonin luvun arvoilla (rakennepaksuus 2 metriä ja pohjamaan jäykkyys 20 MPa).

Kuvan 63 mukaisesti pohjamaan taipumaprofiilin muoto vaikuttaa keskeisesti rakenteeseen syntyvien poikkisuuntaisten venymien suuruuteen, erityisesti penkereen alaosassa. Periaatteessa pengeri kuormitettaessa "repeää" pohjastaan sitä

voimakkaammin, mitä jyrkempi pohjamaan taipumasuppilo muodoltaan on. Tällöin käytettävän poissonin luvun merkitys korostuu erityisesti pienillä pohjamaajäykkyksillä. Lisäksi rakenteen poikkivenymätason kasvun seurauksena pengermateriaaliin kohdistuva tukipaine pienenee ja johtaa jännitystilariippuvaisia materiaalmalleja käytettäessä pystysuuntaisen muodonmuutostason voimakkaaseen kasvuun (kuva 64). Yläpuolisen rakenteen käyttäytyminen on siis voimakkaasti riippuvainen alapuolisen pohjamaan parametrisoinnista. Tähän tutkimukseen sisällytetyissä laskelmissa pohjamaan poissonin lukuna on luvussa 5 esittävien verifiointilaskelmien perusteella päädytty käyttämään laskentatyyppin mukaan arvoja väliltä 0,2–0,25. Pohjamaan kimmomoduulin on pidetty laskentavariaatiokohtaisena muuttujana.



Kuva 63. Pohjamaan poissonin luvun vaikutus rakenteen poikkivenymätasoon joustavalla pohjalla.

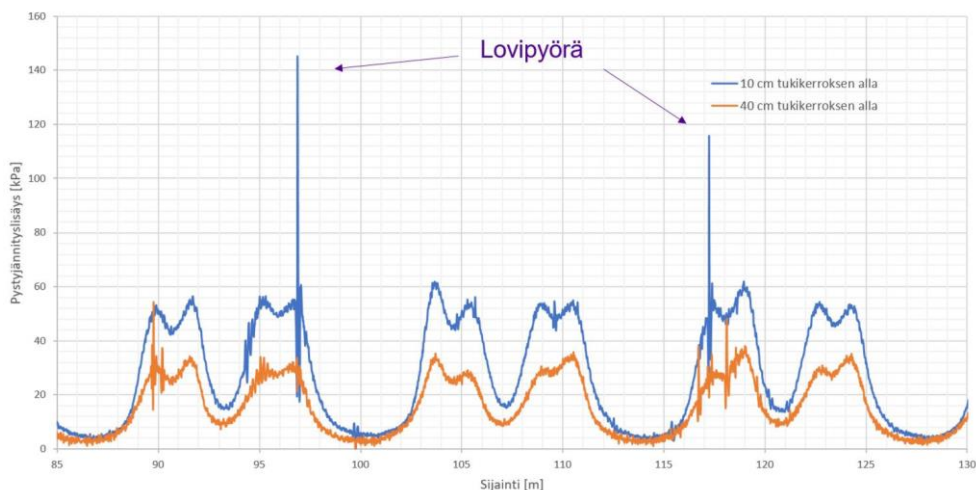


Kuva 64. Pohjamaan poissonin luvun vaikutus yläpuolisen rakenteen pystysuuntaisiin muodonmuutoksiin.

4.4 Ulkoinen kuormitus

Ratarakenteeseen kohdistuu liikkuvasta kalustosta johtuen hyvin monipuolista rasitusta. Rakenteen kuormituskestävyyden kannalta olennaisinta on käytetty akselipaino, liikenteen aiheuttama kumulatiivinen kokonaisrasitus ja käytetty ajonopeus suhteessa radan kuntoon. Rataan kohdistuu vertikaalisien, horisontaalisien ja radan suuntaisten staattisten voimien lisäksi myös dynaamista- ja iskumaista rasitusta. Kuitenkin rakenteen vaurioitumisen kannalta kaikkein merkittävämpinä voidaan pitää staattisesta- ja dynaamisesta voimakomponenteista koostuvaa vertikaalista rasitusta. Staattiset vertikaalivoimakomponentit voidaan katsoa olevan suoraan seurausta kaluston painosta. Dynaamisen komponentin suuruus on puolestaan riippuvainen käytetyn akselipainon ja ajonopeuden suuruudesta suhteessa kulkupinnan tasaisuuteen; epätasaisella alustalla liikkuva kalusto rasittaa rataa huomattavasti enemmän kuin tasaisella radalla liikkuva ja dynaaminen kuormitus on sitä voimakkaampaa, mitä suurempi käytetty akselipaino ja/tai ajonopeus on. Myös nopea vaihtelu radan jäykkyydessä (esimerkiksi sillan päädyt, tasoristeykset) lisää kalustoon kohdistuvaa vertikaalikihtyvyyttä ja tätä kautta kasvattaa dynaamisia voimia. Käytännössä dynaamisen voimakomponentin määrittäminen on vaikeaa, sillä kuormitusilmion monimutkaisuuden takia sen suuruusluokan arviointiin liittyy paljon epävarmuutta. (Indraratna et al. 2011)

Kaluston kiihtyvyysoimien ohella rataan voi kohdistua myös dynaamista rasitusta lovipyörien aikauttamien iskujen seurauksena. Kaluston pyöriin voi kulua lovia junan lukkojarrutuksen aikaansaaman hioutumisen takia, aiheuttaen pyörän vierintäsäteen muuttumisen loven kohdalla, jolloin kalustosta kohdistuu rataan dynaaminen iskuvoima. Tähän raporttiin sisällytetyissä Pori-Mäntyluoto verifiointimitauksissa (kts. luku 5.2) osa testijunan pyöristä oli lovellisia, mikä näkyy pyörävoimailmaisimen mittaustuloksissa staattiseen pyöräkuormaan nähden jopa yli kolminkertaisena iskuvoimana. Mielenkiintoisesti lovipyörästä syntyvä kuormalisä näkyy kuormapiikkeinä myös syvemmillä rakenteessa olevien maanpaineantureiden mittatutassa (kuva 65). Vaikuttaisikin, että kalustosta rataan kohdistuva dynaaminen kuormalisä on rakenteen kokemien rasitusten osalta hyvin samankaltainen staattisen kuorman kanssa, jolloin kuormituksen dynaamisuus tulisi huomioida myös rakenteiden mitoituksessa.



Kuva 65. Lovipyörien iskujen näkyminen alusrakenteessa sijaitsevien maanpaineantureiden mittatutassa.

Tässä raportissa on rajoitettu käsittelemään ratarakenteen kuormituskäyttäytymistä ainoastaan staattisen pystysuoran kuormituksen alaisuudessa. Valtaosassa laskennoista on käytetty lähteessä Peltomäki (2020) esitetyn mukaista kuormakaaviota, jossa telin akselivälinä on käytetty 1,8 metriä ja teliryhmävälinä puolestaan kolminkertaista akseliväliä, eli 5,4 metriä. Yhden junavaunun pituus laskentamallissa on 10,8 metriä, jolloin peräkkäisien vaunujen telien etäisyys on 1,8 metriä. Kyseinen kuormitusasetelma ei täysin ole minkään kuormakaavion mukainen, mutta tuottaa luvussa 5.1 esitettävien verifiointilaskelmien perusteella varsin hyvän arvion raskaan tavarajunan aiheuttamasta rasituksesta. Lisäksi pistekuormaparien tasavälinen sijoittelu on mahdollistanut kuorman juoksutuksen luvun 6.3 laskennoissa.

5 Verifiontilaskennat

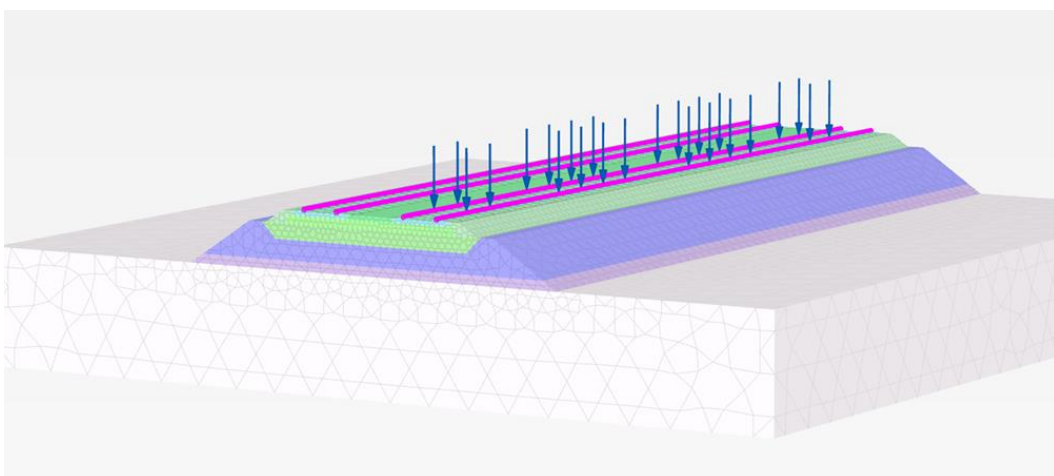
5.1 Korja-Kouvola 1999 mittaukset

Tutkimuksen ensimmäisessä vaiheessa laskentamallin verifointiin käytettiin kattavasti instrumentoidusta Korja-Kouvola ratataosuudella sijainneesta mittauskohteesta saatavissa olevaa mittausdataa. Kohteen instrumentointi ja mittaustulokset on esitetty yksityiskohtaisemmin ratahallintokeskuksen julkaisussa "Ratarakenteen instrumentointi ja mallinnus 250 kN ja 300 kN akselipainot" (Kolisoja et al. 2000).

Tavanomaisesta rakenteesta poiketen verifointikohteen tukikerros on verrattain paksu, ollen kokonaisuudessaan noin metrin verran. Vastaavasti pengerpaksuus on kokonaisuudessaan 2,2 metriä. Kohteen kerrospaksuudet ja verifointimallinnuksissa käytetty laskentamalli on esitetty kuvissa 66 ja 67. Alkuperäisen mittauskohteen mukaisesti ratalinja on mallinnettu kaksiraiteisena – ollen kuormituskäyttäytymiseltään kuitenkin hyvin vastaavanlainen yksiraiteisen rakenteen kanssa. Tarkemman tiedon puuttuessa mallin kuormakaaviona on käytetty luvussa 6.3 esitettyjen kuormakaaviovariaatioiden tyyppiä A.



Kuva 66. Korja-Kouvola verifointikohteen skemaattinen pengerrakenne (Kolisoja et al. 2000).

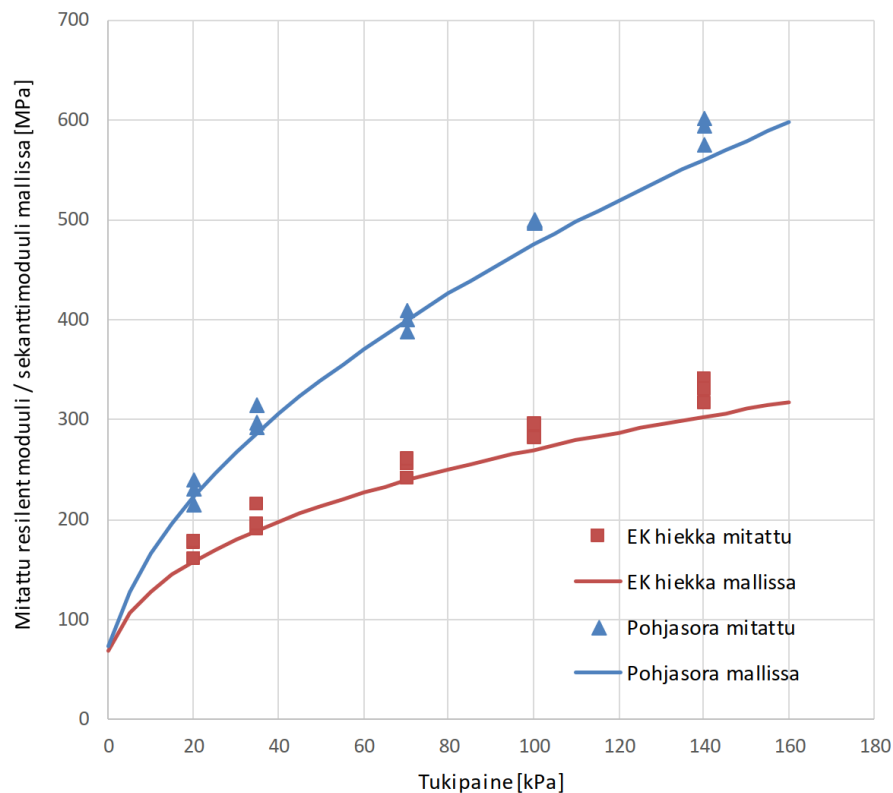


Kuva 67. Korja-Kouvola mittauskohteen verifointimalli.

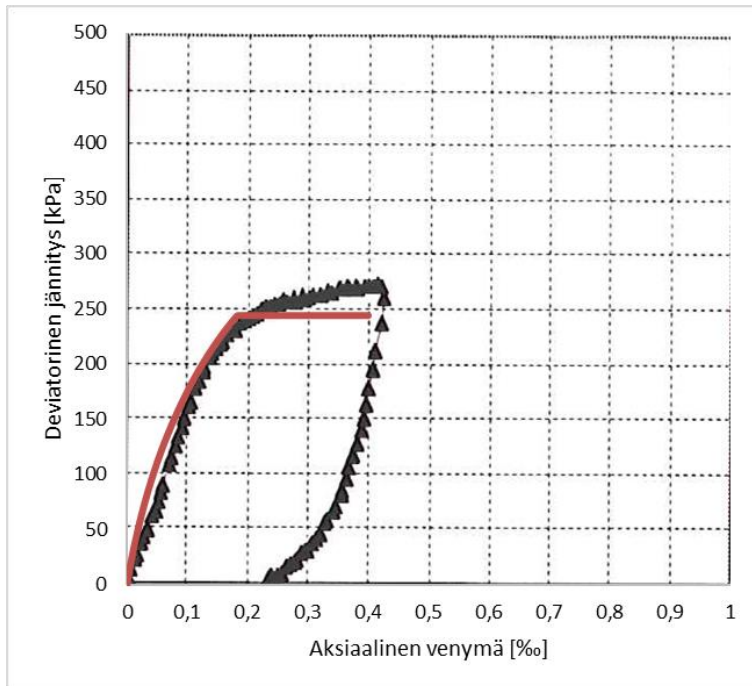
Verifiointimallissa käytetyt laskentaparametrit perustuvat saatavissa olleilta osin lähteessä Kolisoja et al. (2000) esitettyihin laboratoriokoetuloksiin (kuvat 68–70). Ainoastaan tukikerroksen osalta parametrit on jouduttu arvioimaan muuta kirjallisuutta hyödyntäen. Mittauskohteen mukaisesti tukikerros on laskentamallissa jaettu seulottuun ja seulomattomaan osaan, jotka eroavat parametrisoinniltaan hieinan toisistaan. Mallin karkearakeiset rakennekerrokset on mallinnettu Hardening Soil -materiaalimallia käyttäen. Karkearakeiset rakennekerrokset ja näille käytetyt laskentaparametrit on listattu taulukossa 4. Laskentamallin pohjamaa on puolestaan mallinnettu yhtenä viiden metrin paksuisena lineaarielastisena kerroksena, omaten jäykkyyden 56 MPa ja poissonin luvun 0,22.

Taulukko 4. Mallissa käytetyt laskentaparametrit (käytetty materiaalimalli Hardening Soil).

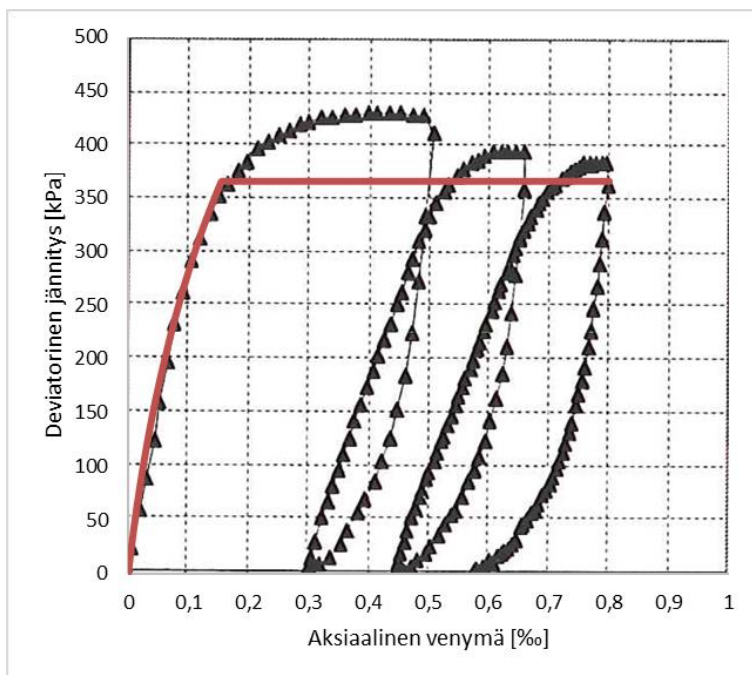
Materiaali	γ [kN/m ³]	E [MPa]	E _{oed} [MPa]	E _{ur} [MPa]	v _{ur} [-]	m [-]	c' [kPa]	φ [°]	ϕ [°]	R _f [-]	K ₀ [-]
TK yläosa (seulottu)	17	420	420	840	0,2	0,65	5	53	18	0,5	0,35
TK alaosa (seulomaton)	18	400	365	800	0,2	0,7	4	50	17	0,5	0,35
Eristys- kerroshiekka	20	270	270	540	0,2	0,35	4	44,5	13	0,6	0,37
Pohjasora	19,5	475	475	950	0,2	0,5	3	51	17	0,55	0,35



Kuva 68. Eristyskerroshiekalle ja pohjasoralle käytettyjen laskentaparametrien tuottamat laskennalliset ja mitatut moduularvot eri tukipainetasoilla.



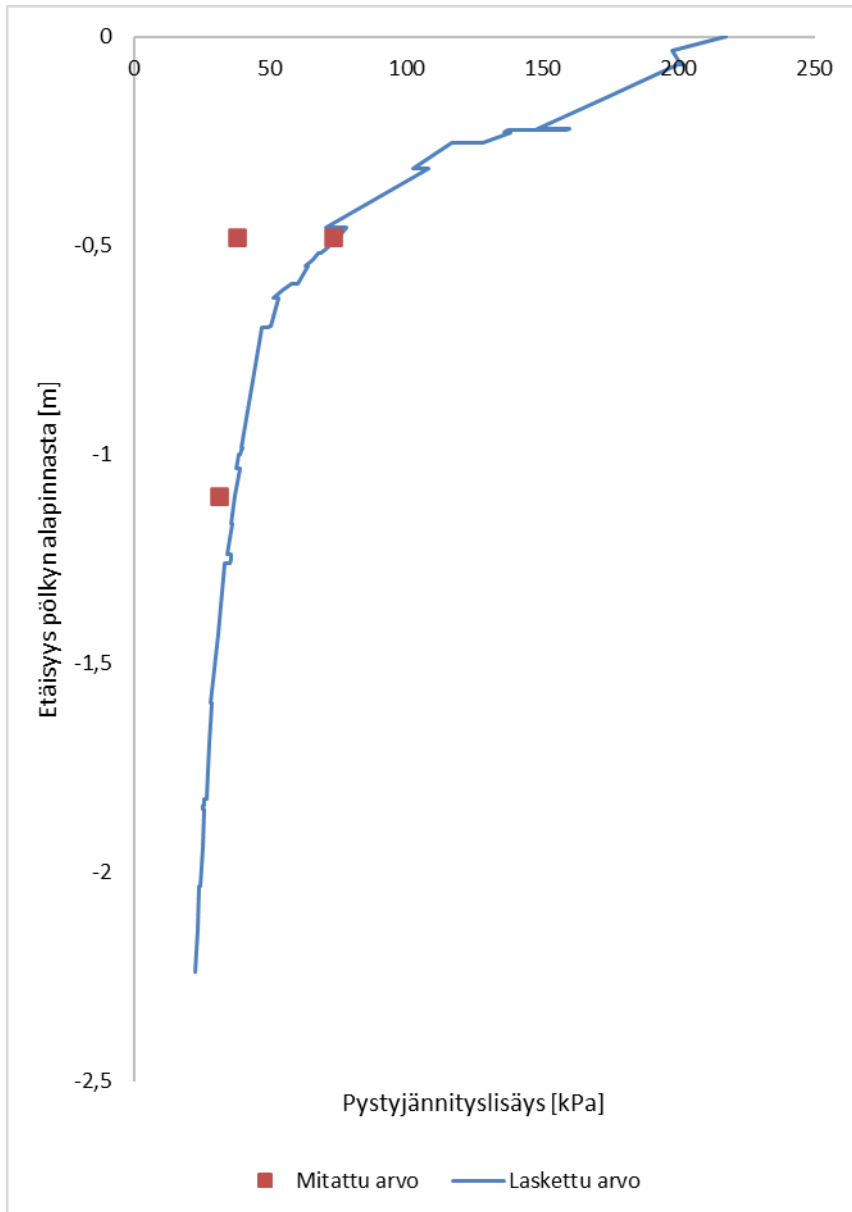
Kuva 70. Eristyskerroshiekan laskennallinen jännitys-venymäkäyrä ja tämän suhtautuminen staattisen kolmiaksaalikokeen mittaustulosten kanssa (sellipaine 50 kPa).



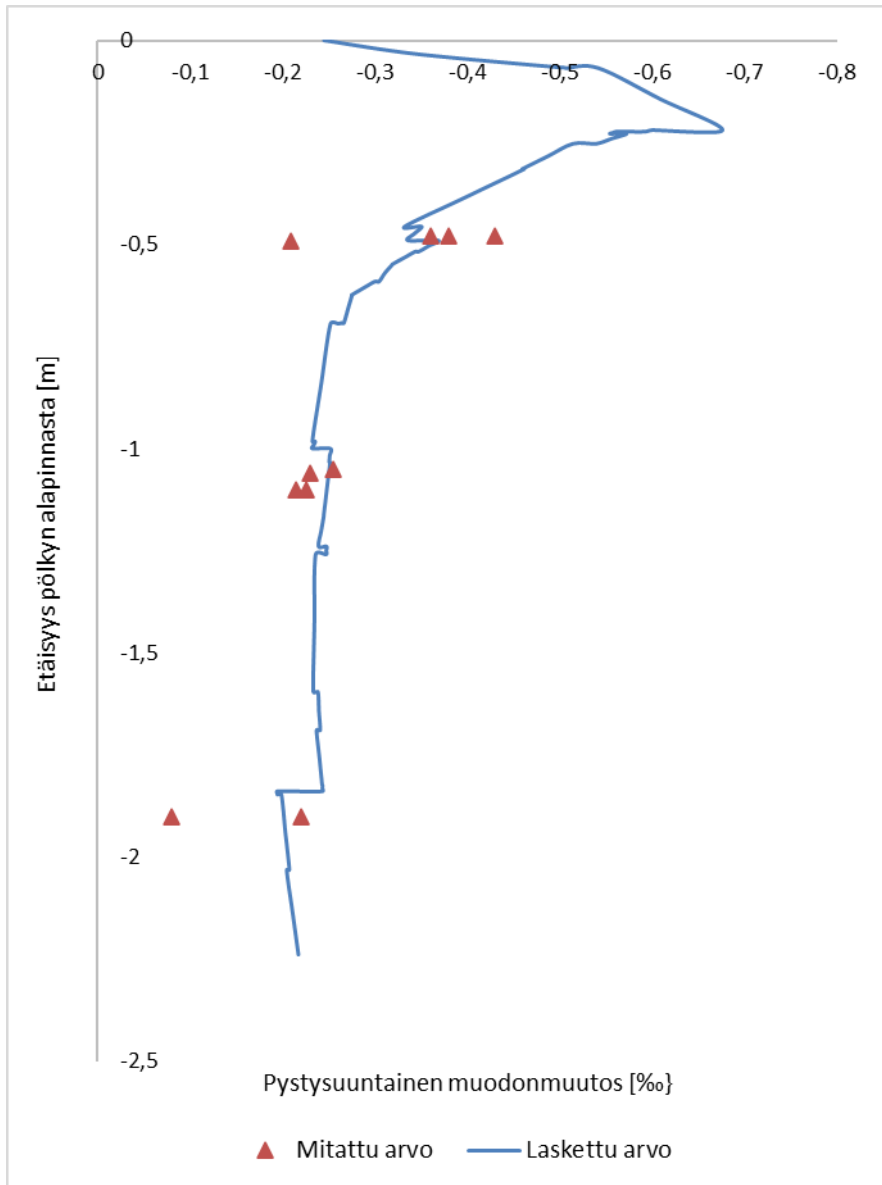
Kuva 69. Mallissa käytetyn pohjasoran laskennallinen jännitys-venymäkäyrä ja kyseiselle materiaalille tehdyn staattisten komiaksiaalikokeen mittaustulokset kolmen kuormitusyökin ajalta.

Mallinnustulokset 250 kN akselipainon alaisuudessa ja näiden suhtautuminen mitattujen arvojen kanssa on esitetty kuvissa 71–74 pystyjännityslisäyksen, pysty- ja poikkivenymien sekä pölkyn pystysiirtymien osalta. Tulosten mukaisesti malli on

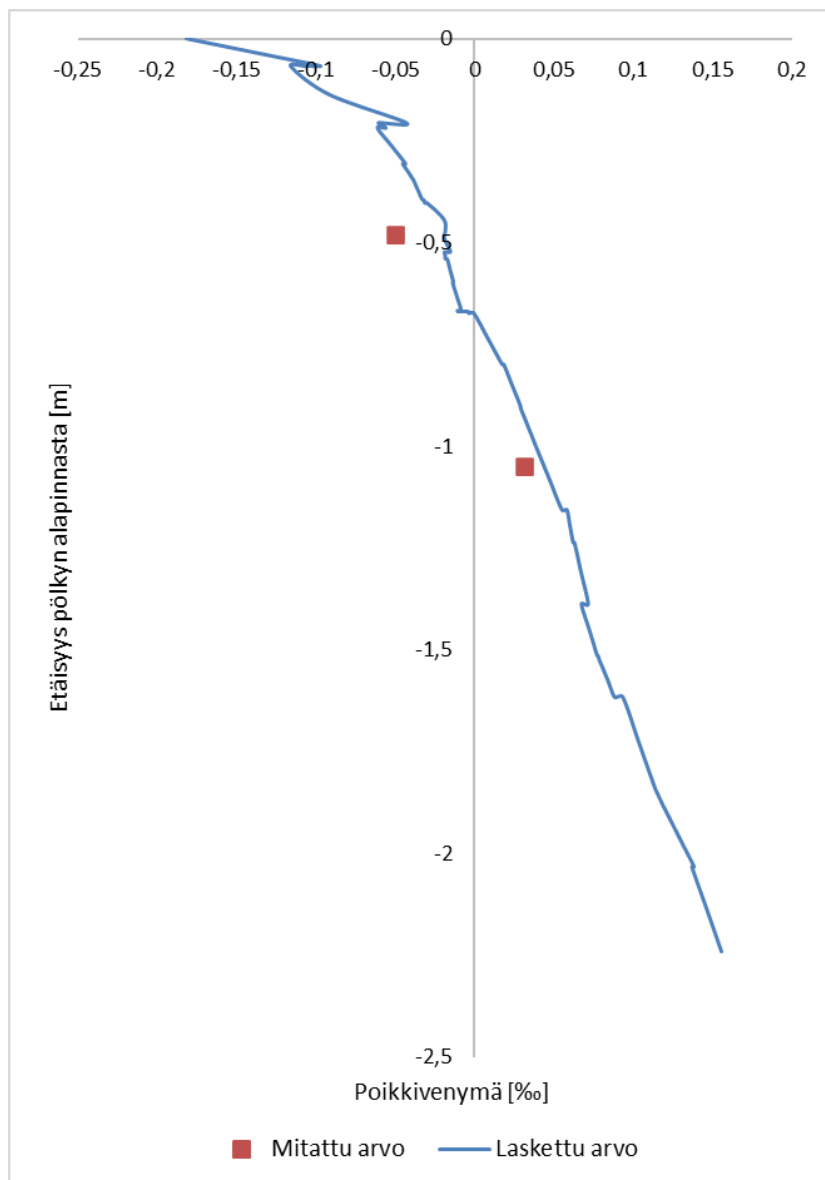
käyttäytymiseltään hyvin vastaavanlainen instrumentointikohteen kanssa. Ainoastaan syvyydellä 1,05 metriä pölkyn alapinnasta toteutunut pystyjännitystaso on laskentamallissa noin 20 % suurempi kuin mitattu arvo, johtuen mahdollisesti käytetyn kuormakaavion ja testijunan akseliasetelman mitallisesta eroavaisuudesta. Lisäksi poikkivenymäprofiilin osalta laskentamalli hieman aliarvioi pengermateriaalin poikkisuuntaista kokoonpuristumista.



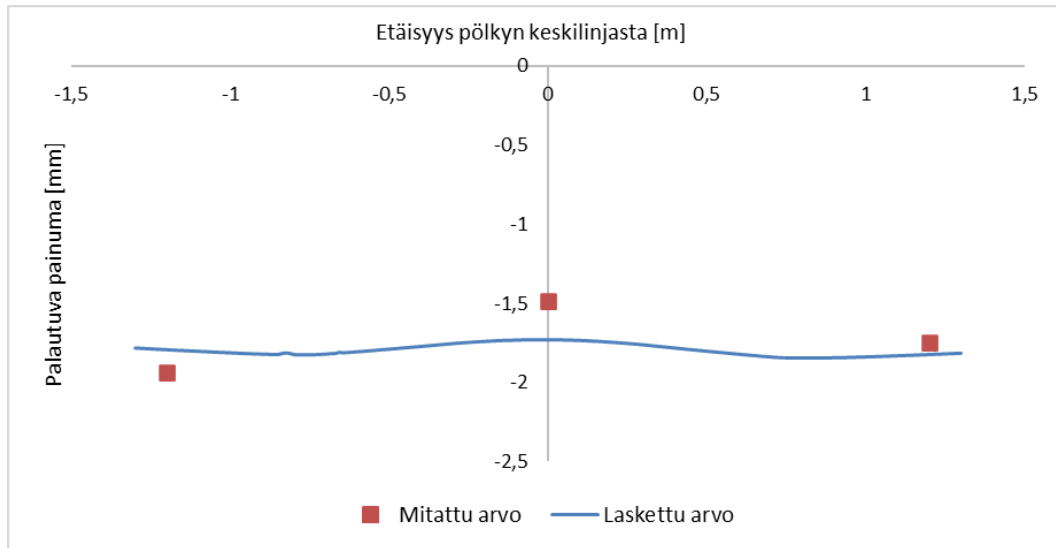
Kuva 71. Laskettu vs. mitattu pystyjännitysliäsäys syvyyden suhteen.



Kuva 72. Laskettu vs. mitattu pystysuuntainen venymä syvyyden suhteen.

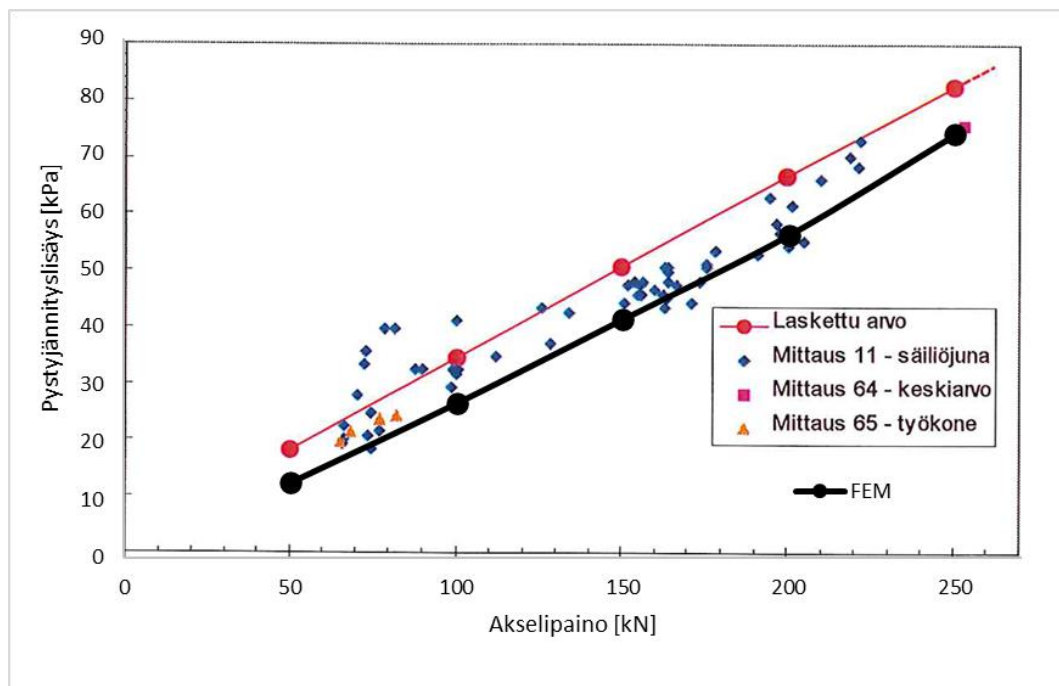


Kuva 73. Laskennalliset ja mitatut poikkivenymät.

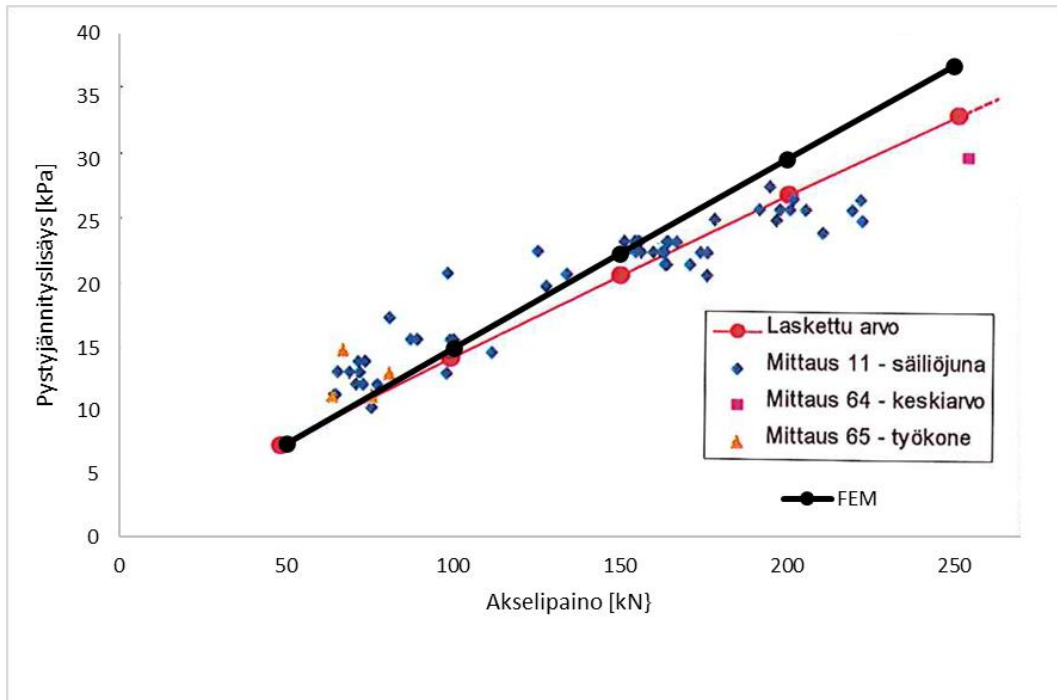


Kuva 74. Pölkyn laskennallinen ja mitattu pystysiirtymä.

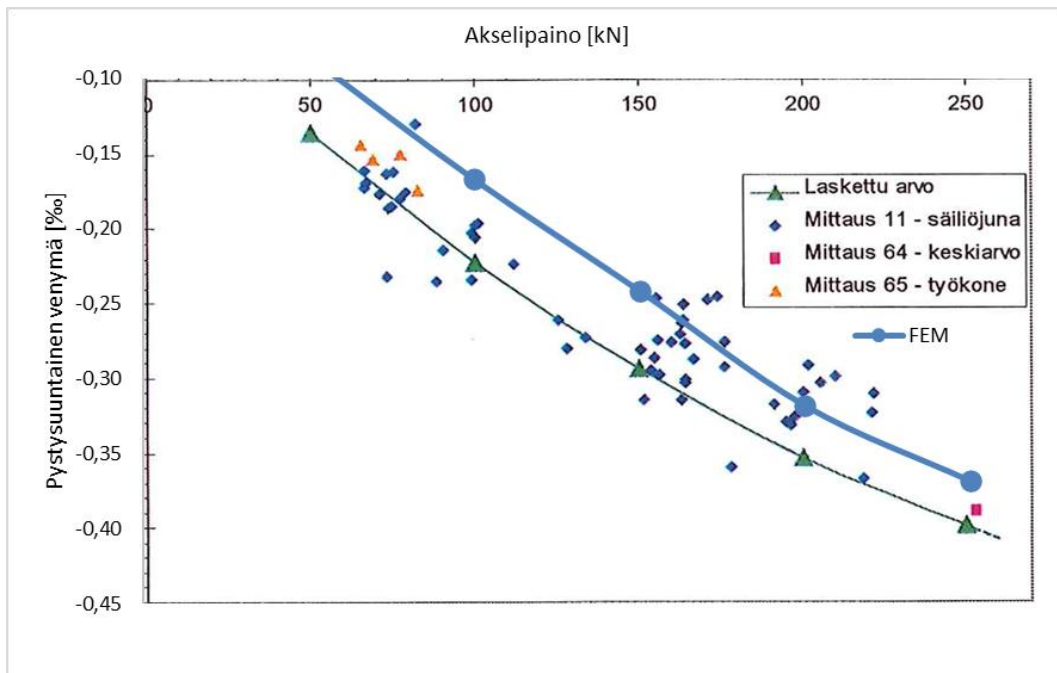
Kuvissa 75–78 on esitetty mitatut ja laskentamallissa toteutuneet pystyjännitys -muodonmuutostasot eri akselipainoilla kahdella eri syvyydellä. Lisäksi kuvissa on mukana lähteessä Kolisoja et al. (2000) esitetyt lineaarielastiseen monikerros-laskentaan perustuvat laskennalliset arviot kyseisille suureille. Pienellä kuormitustasolla laskentamalli vaikuttaisi hieman aliarvioivan materiaalin kokoonpuristumista, mutta yleisesti ottaen FEM-mallinnusten voidaan katsoa vastaavan erittäin hyvin mitattuja arvoja – etenkin kun huomioidaan eri akselipainon omaavien kalustojen kuormakaavioiden eroavaisuus toisistaan.



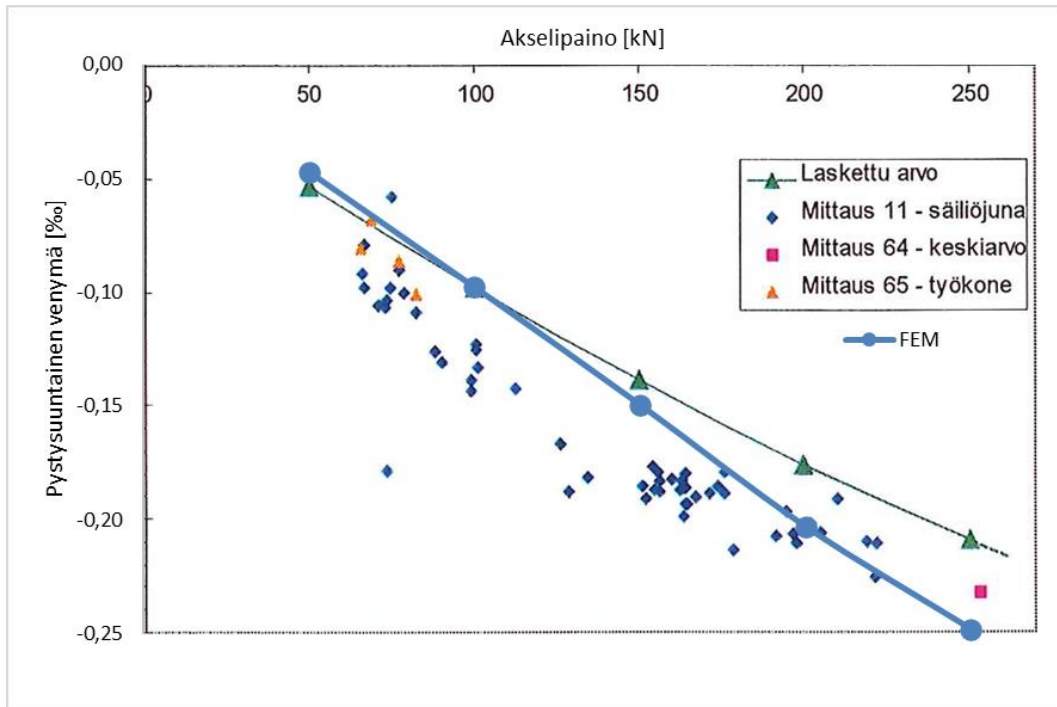
Kuva 75. Mitatut ja lasketut pystyjännityslisäykset 0,45 m pölkyn alapinnasta.



Kuva 76. Mitatut ja lasketut pystyjännitysliisäykset 1,05 m pölkyn alapinnasta.

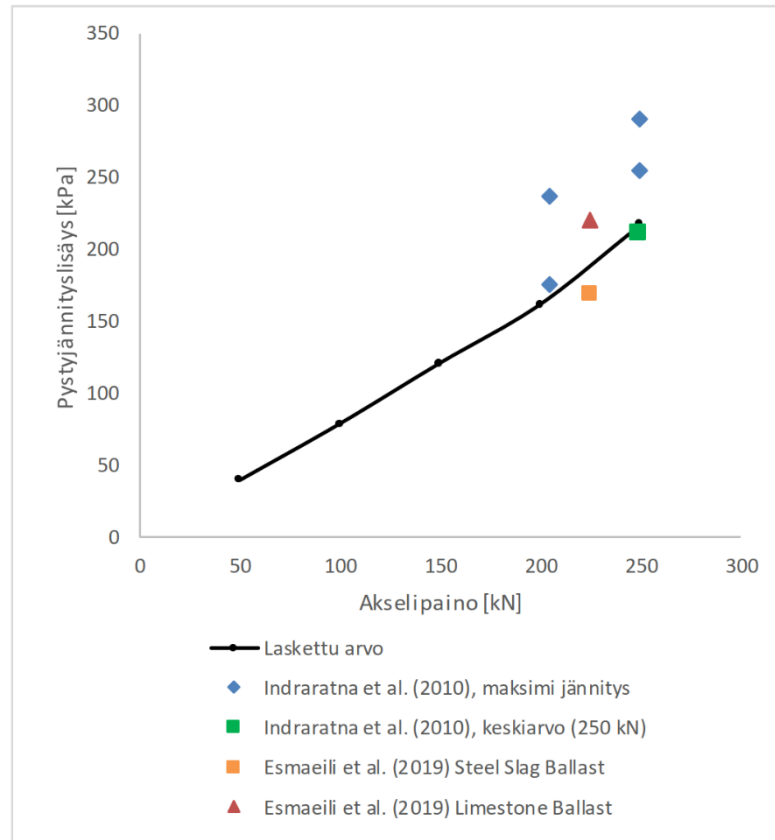


Kuva 77. Mitatut ja lasketut pystysuuntaiset venymät eri akselipainoilla 0,45 m pölkyn alapinnasta.

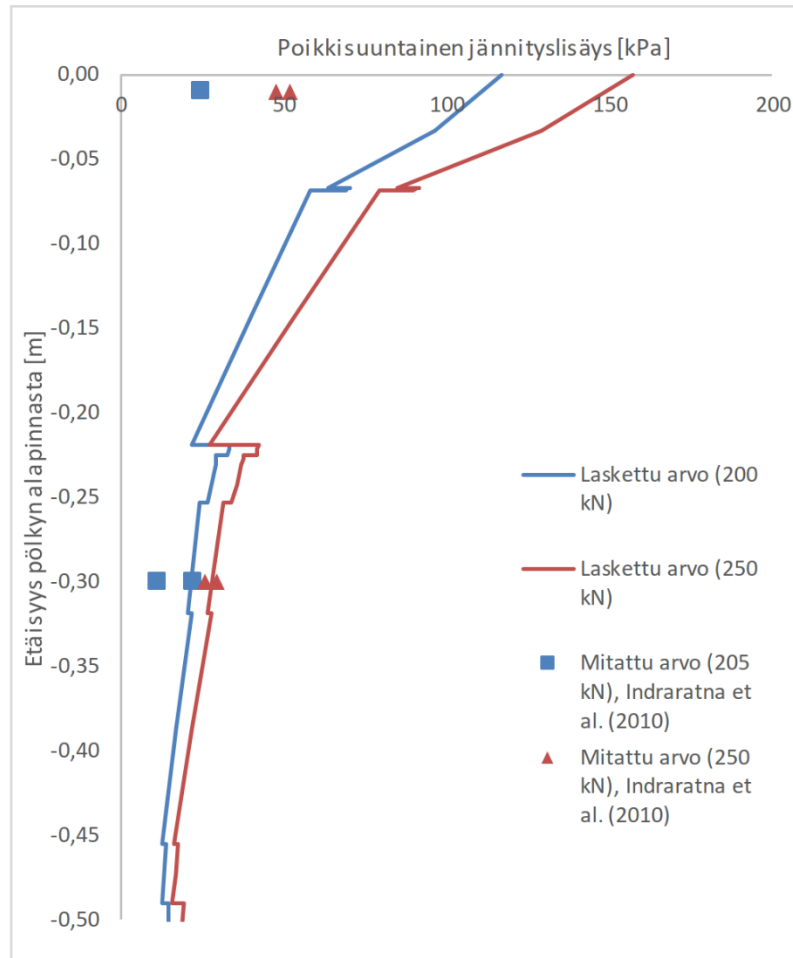


Kuva 78. Mitatut ja lasketut pystysuuntaiset venymät eri akselipainoilla 1,05 m pölkyn alapinnasta.

Kuvassa 79 on vertailtu verifiointimallissa toteutuneita pystyjännitysliisäyksiä pölkyn alapuolella eri akselipainoilla kiskolinjan kohdalla, sekä näiden suhtautumista kirjallisuudessa esitettyjen arvojen kanssa. Vastaavasti kuvassa 80 on vertailtu lähteessä Indratna et al. (2010) esitettyjä tukikerroksen alueella mitattuja poikkisuuntaisia jännitysliisäyksiä 250 kN akselipainon alaisuudessa verifiointimallissa toteutuneihin poikkijännitysliisäyksiin. Raidesepelin diskriittisen luonteen aiheuttaman mittausepä-tarkkuuden vuoksi kirjallisuudessa esitetyissä mitatuissa arvoissa on lähtökohtaisesti varsin paljon hajontaa. Tämän huomioiden laskentamalli vaikuttaisikin tuottavan kohtalaisen oikean jännitys jakauman myös tukikerroksen alueella.



Kuva 79. Laskennalliset pystyjännityslisäykset pölkyn alla kiskon kohdalta tarkasteltuna eri akselipainoilla ja näiden suhtautuminen kirjallisuudessa esitettyjen arvojen kanssa.

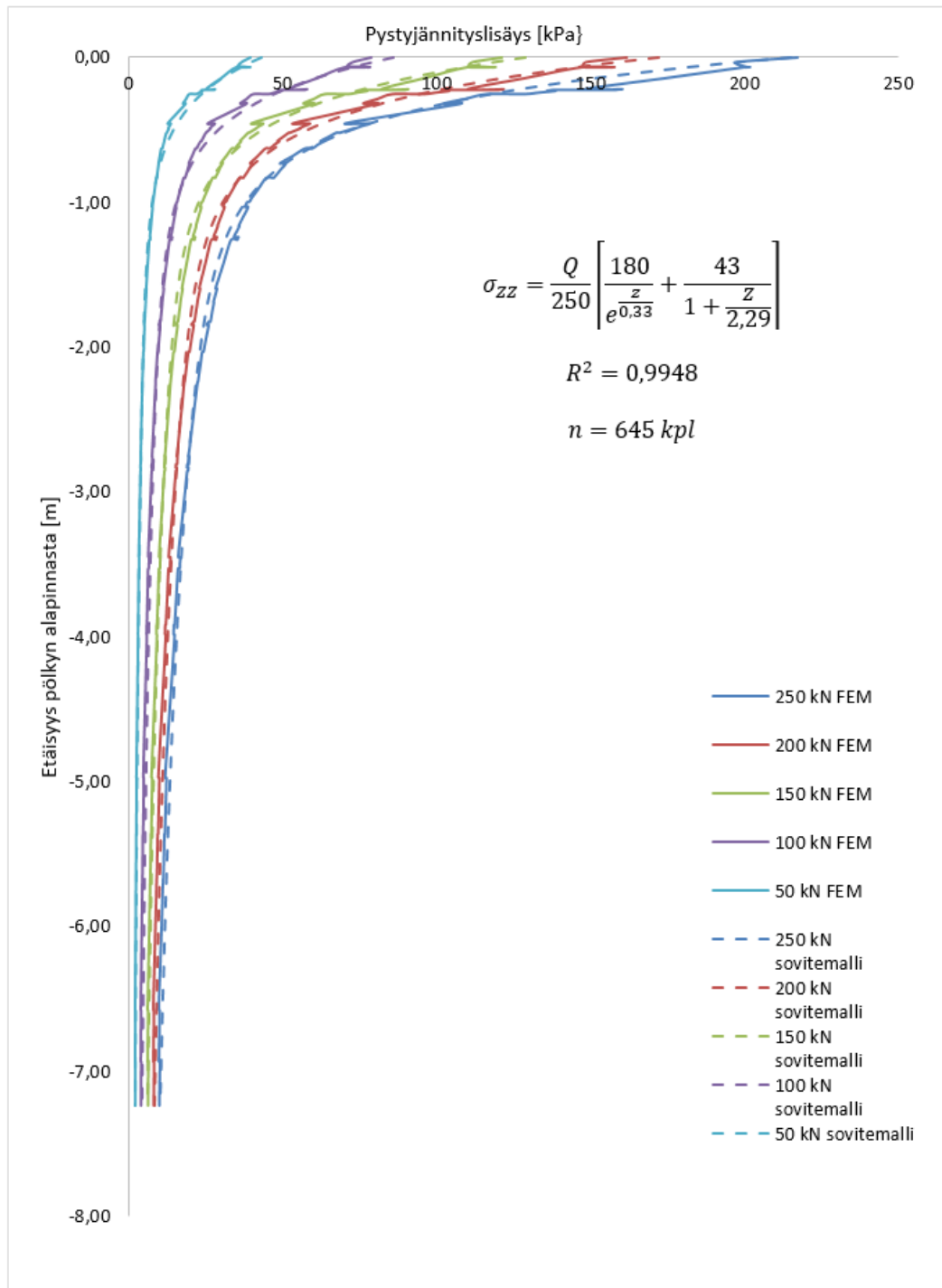


Kuva 80. Laskennalliset poikkisuuntaiset jännitysliisäykset tukikerroksen alueella ja näiden suhtautuminen kirjallisuudessa esitettyjen arvojen kanssa.

Edellä esitetysti akselipainon vaikutus laskentamallin jännitys-muodonmuutosvas- teeseen vaikuttaisi olevan varsin lineaarista. Myöhemmin luvussa 7 esitettävän kuormituskestävyyksimitoituksen kehitysluonnosten kannalta on edellytysarvoista pystyä approksimoimaan mm. kuormituksesta aiheutuva pystyjännitysprofiilin eri suuruisien akselikuormien alaisuudessa. Esimerkiksi nyt tarkastellun verifiointimal- lin tapauksessa kuormituksesta aiheutuva pystyjännitysliisäys syvyyden suhteen kiskolinjan kohdalla voidaan kuvata erittäin tarkasti yhtälön 5.1 mukaista nelipara- metrista soviteyhtälöä käyttäen (kuva 81):

$$\sigma_{ZZ} = \frac{Q}{250} \left[\frac{180}{e^{0,33 \frac{z}{2}}} + \frac{43}{1 + \frac{z}{2,29}} \right] \quad (5.1)$$

jossa Q on käytettävä akselipaino (yksikkö kN). Kyseinen soviteyhtälö tuottaa erin- omaisen 0,9948 korrelaation mallinnustulosten kanssa (645 tarkastelupistettä).

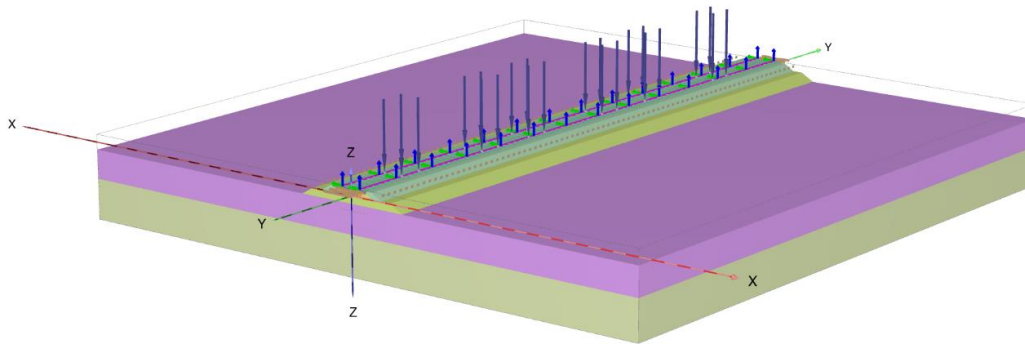


Kuva 81. Pystyjännitys jakauma syvyyden suhteen eri akselipainoilla. Yhtälön 5.1 mukainen sovitemalli tuottaa erittäin tarkan arvion toteutuneesta jännitystasosta.

5.2 Pori-Mäntyluoto 2020 mittaukset

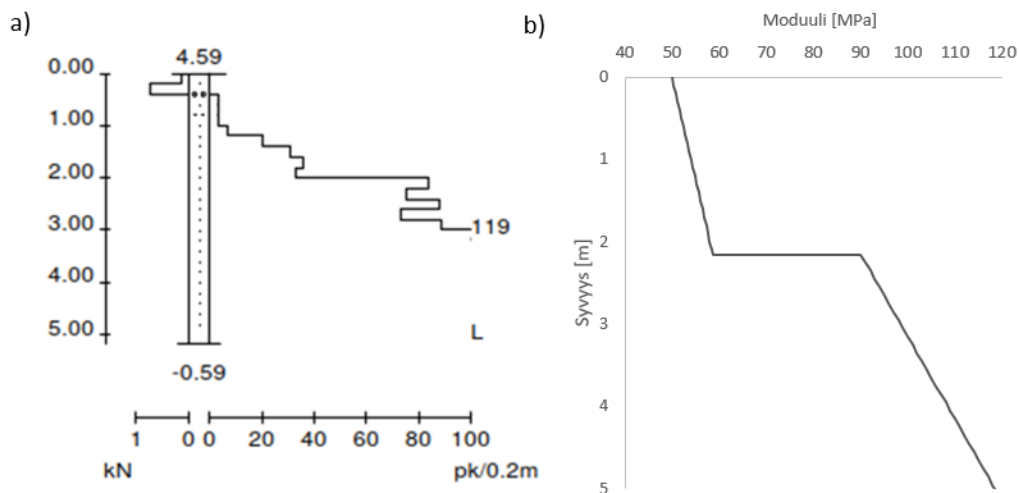
Laskentamallin verifiointin toisessa vaiheessa on käytetty Pori-Mäntyluoto rataosalta loppuvuodesta 2020 mitattua dataa noin 21 tonnin akselipainon omaavan koejunan alaisuudessa. Kohteen alusrakennepaksuus on varsin pieni, kokonaisuu-
dessaan noin 0,5–0,6 metriä, ollen materiaaliltaan hienorakeisempaa hiekkaa. Tu-

kikerros on vastaavasti paksuudeltaan 30 cm. Kyseisen verifiointikohteen laskentamalli on esitetty kuvassa 82. Laskennassa käytetty kuormakaavio on mitoiltaan vastaava koeajojunan vaunujen telirakenteen kanssa. Testijuna koostui 20–22 tonnin akselipainon omaavista VOK-avovaunuista (vaunun kokonaispituus 13.92 metriä, teliväli 8.55 metriä ja telin akseliväli 1.8 metriä).



Kuva 82. Pori-Mäntyluoto verifiointikohteen laskentamalli.

Kyseinen ratalinja sijaitsee paikoin pehmeiköllä ja kohteessa on aikaisemmin ilmennyt värinäongelmia – etenkin itäisen yhdysliikenteen vaikutuksesta. Savikerrostuman paksuus instrumentoidun rataosan kohdalla on noin 3 metriä. Painokairaustuloksista tulkitut pohjamaakerrokset ja laskentamallissa käytetyt moduuliarvot syvyyden suhteen on esitetty alla olevassa kuvassa 83. Kaikille pohjamaakerroksien mallinnukseen on käytetty lineaarielastista materiaalmallia. Pohjamaakerroksille poissonin lukuna on käytetty arvoa 0,2. Puolestaan radan tukikerros ja alusrakenne on mallinnettu Hardening Soil materiaalmallia käyttäen. Kyseisille kerroksille käytetyt laskentaparametrit on esitetty taulukossa 5.

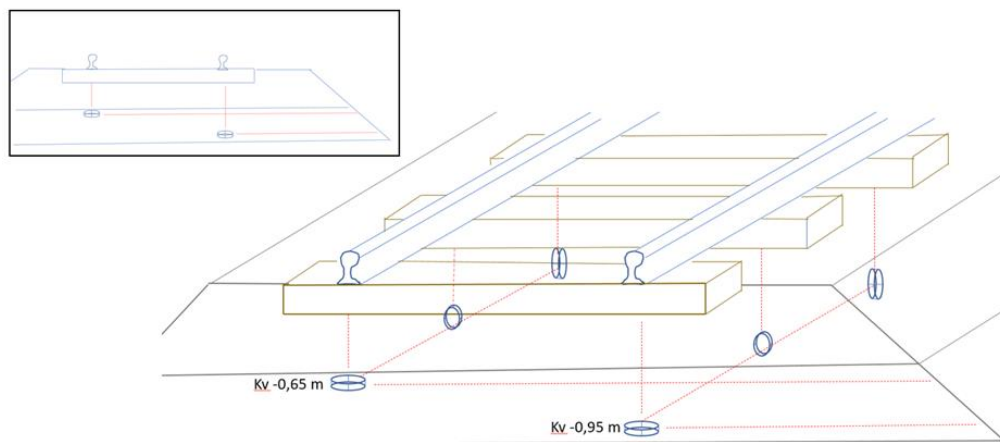


Kuva 83. Instrumentoidun rataosan pohjamaan painokairausdiagrammi (a) ja verifiointimallissa käytetyt pohjamaan moduuliarvot syvyyden suhteen (b).

Taulukko 5. Verifiointikohteelle käytetyt laskentaparametrit.

Materiaali	γ	E	E _{oed}	E _{ur}	v _{ur}	m	c'	φ	ϕ	R _f	K ₀
	[kN/m ³]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[kPa]	[°]	[°]	[-]	[-]
Tukikerros	17	380	380	760	0,2	0,6	6	52	18	0,5	0,35
Alusrakennehiekka	19,5	240	240	480	0,2	0,5	1	37	6	0,6	0,3982

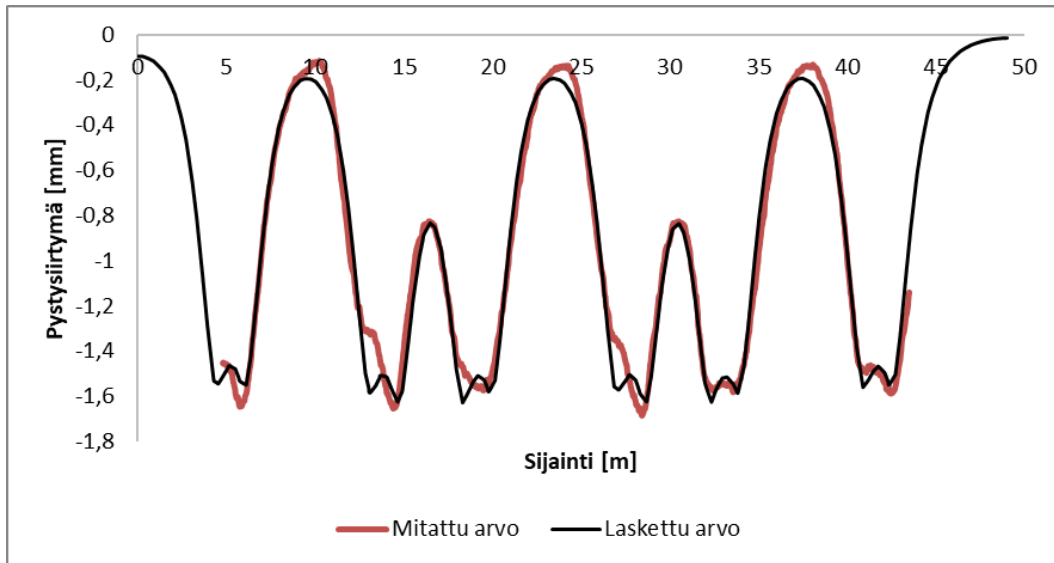
Porin verifiointikohteen tapauksessa rakenteesta mitattiin pölkkyjen alapuolelta kiskojen kohdalta pysty-, pituus- ja poikkisuuntaisia maanpaineita välikerroksen (etäisyys noin 40 cm pölkyn alapinnasta) ja erityskerroksen alueelta (etäisyys 70 cm pölkyn alapinnasta). Maanpaineantureiden periaatteellinen sijoittuminen rakenteessa on esitetty kuvassa 84. Maanpaineantureiden lisäksi koekohteeseen on asennettu palautuvien painumien mittaukseen kovaan pohjaan asti ylettyviä kairatangkoja syvyyksille kv -0,0 metriä, -0,5 metriä, -1,0 metriä ja -1,5 metriä.



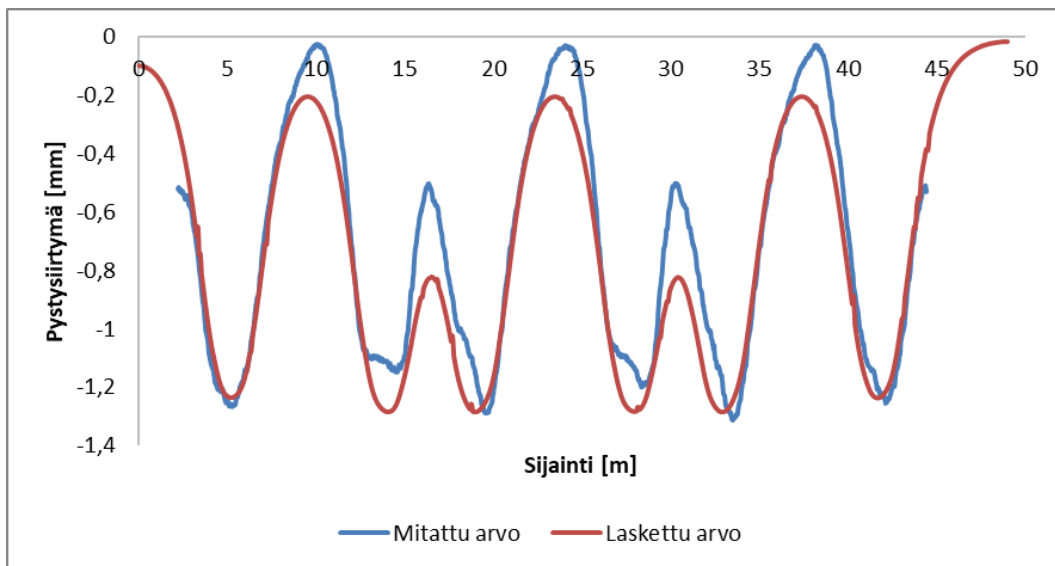
Kuva 84. Maanpaineantureiden sijoittuminen radassa (kuva: Antti Pelho).

5.2.1 Pystysiirtymät

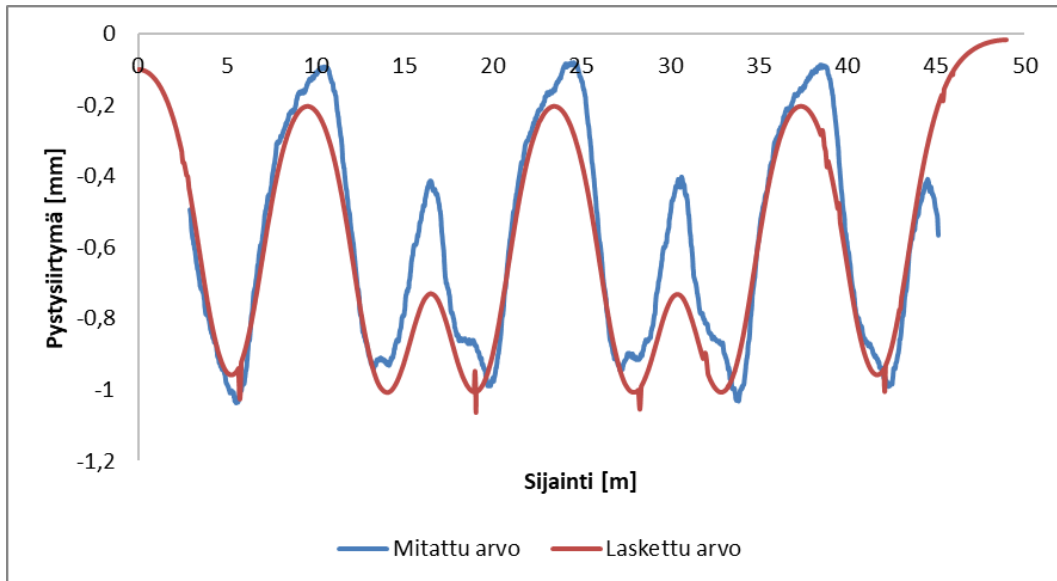
Kuvissa 85–87 on esitetty mitatut ja laskennalliset pystysiirtymäprofiilit testijunan ylityksen alaisuudessa. Yleisesti ottaen malli vastaa pystysiirtymien osalta erittäin hyvin mitattuja arvoja, erityisesti pölkyn pystysiirtymien osalta. Syvemmillä rakenteessa toteutuneeseen pystysiirtymäprofiiliin verrattaessa laskentamalli hieman yliarvio rakenteen joustoa akselien ja telien välissä akselien alaisien maksimisiirtymien suuruusluokan ollessa kuitenkin oikea. Tosin mitattujen laskennallisten arvojen pieni eroavaisuus voinee selittyä kairatangon liikehdinnästä seuranneella mitausepä tarkkuudella.



Kuva 85. Koejunan ylityksen aikaansaamat ratapölkystä mitatut ja lasketut pystysiirtymät.



Kuva 86. Mitatut ja lasketut pystysiirtymät tasolla kv-1,0 m.

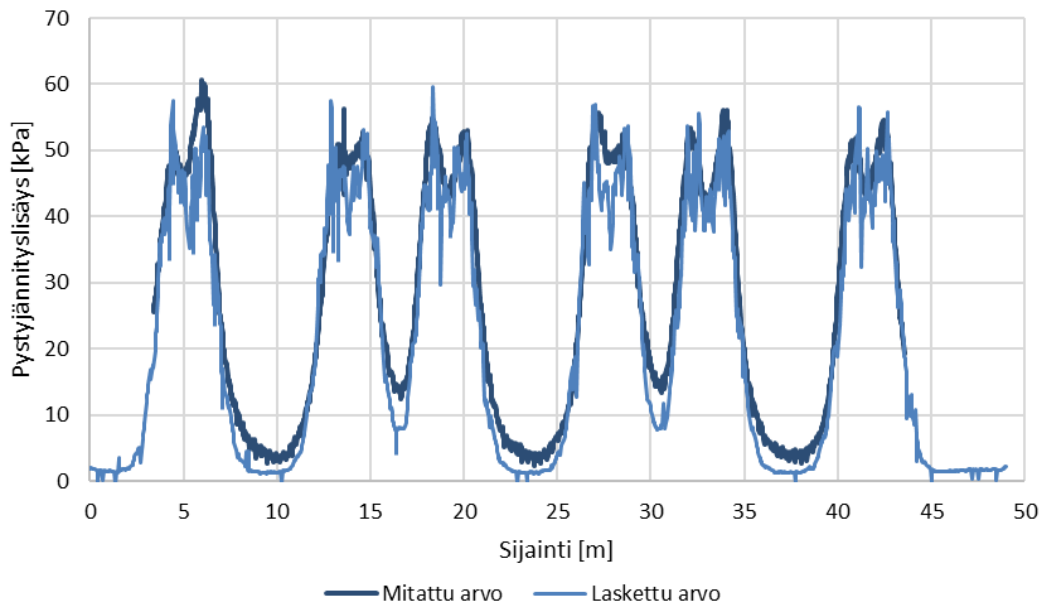


Kuva 87. Mitatut ja lasketut pystysiirtymät tasolla kv-1,5 m.

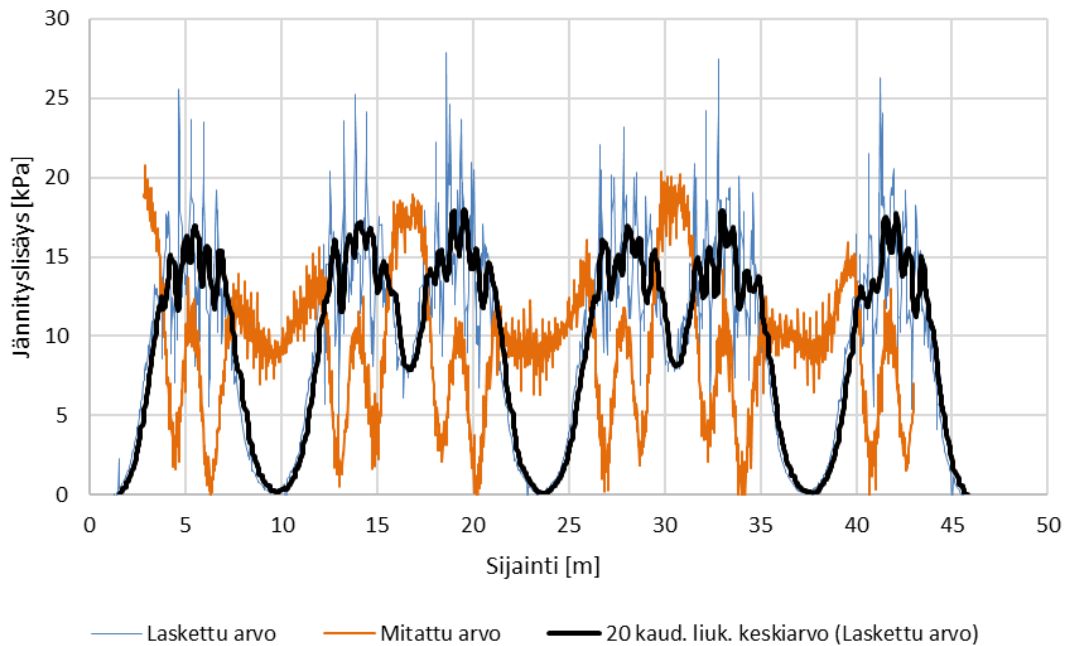
5.2.2 Maanpaineet

Kuvissa 88–90 on esitetty välikerroksen alueelta mitattu ja laskentamallissa toteutunut jännityskenttä testijunan ylityksen alaisuudessa. Pystyjännityksien osalta laskennallinen ja mitattu jännitysprofiili ovat varsin tarkasti yhteneviä (kuva 88), mutta samaa ei voida sanoa pituus- ja poikkisuuntaisista jännityslisäyksistä (kuvat 89 ja 90). Laskentamallissa toteutuneen ja kentältä mitatun pituussuuntaisen jännityslisäysprofiilin huono yhteneväisyys voinee selittyä todelliseen rakenteeseen syntyneillä jäännösjännityksillä; jäännösjännityksien takia maanpaineanturia ympäröivän maamateriaalin jäykköysvaste on jo lähtökohtaisesti laskentamallissa olevaa materiaaliakiota suurempi, jonka seurauksena paineanturin mittaama jännitysprofiili eroaa paitsi vaihteluväliltään, niin myös muodoltaan laskennallisesta profiilista.

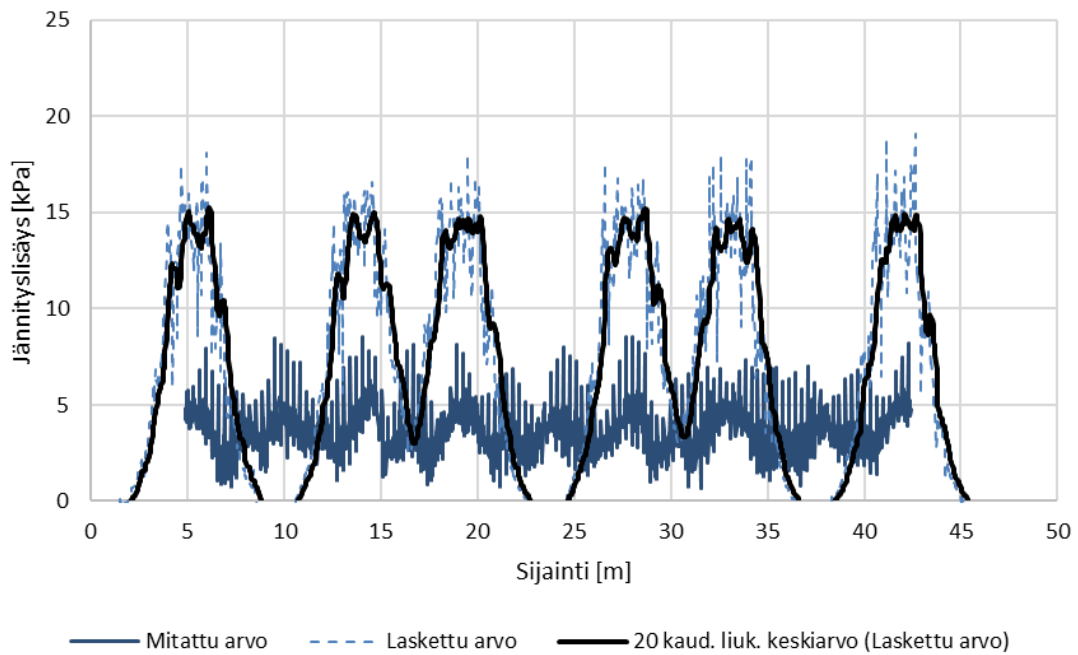
Käytännössä maanpaineanturi tuottaa suurimman pituussuuntaisen jännityslisäyksen telin akseleiden välissä kuormitettujen pölkkyjen alta pituussuunnassa työntyvän alusrakennemateriaalin puristaessa paineanturia, kun taas laskentamallissa maksimi-arvo saavutetaan akseleiden kohdalla. Puolestaan poikkisuuntaisista jännityslisäyksien osalta mitattuja tuloksia voi pitää varsin epäluotettavina jännitysprofiilin tasalaatuisuuden ja suuren kohinan vuoksi. Mahdollisesti kyseinen anturi on päällysrakenteen rakentamisen yhteydessä vaurioitunut tai vaihtoehtoisesti anturia ympäröivä alusrakennemateriaali on jäänyt asentamisvaiheessa muuta rakennetta löyhempään tilaan.



Kuva 88. Mitatut ja lasketut pystyjännitysliisäykset 0,4 m pölkyn alapinnasta.

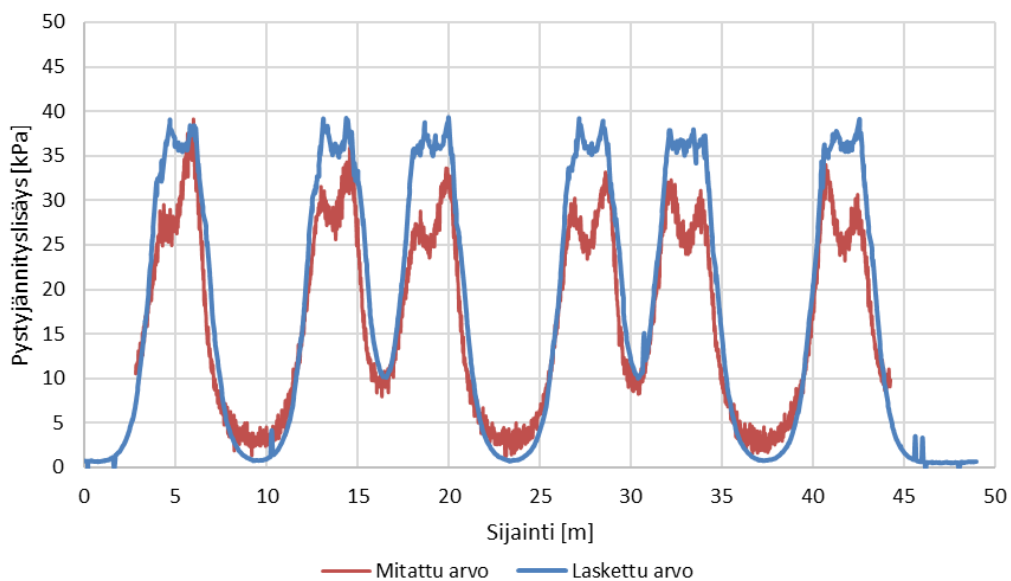


Kuva 89. Mitatut ja lasketut radan pituussuuntaiset jännitysliisäykset 0,4 m pölkyn alapinnasta.

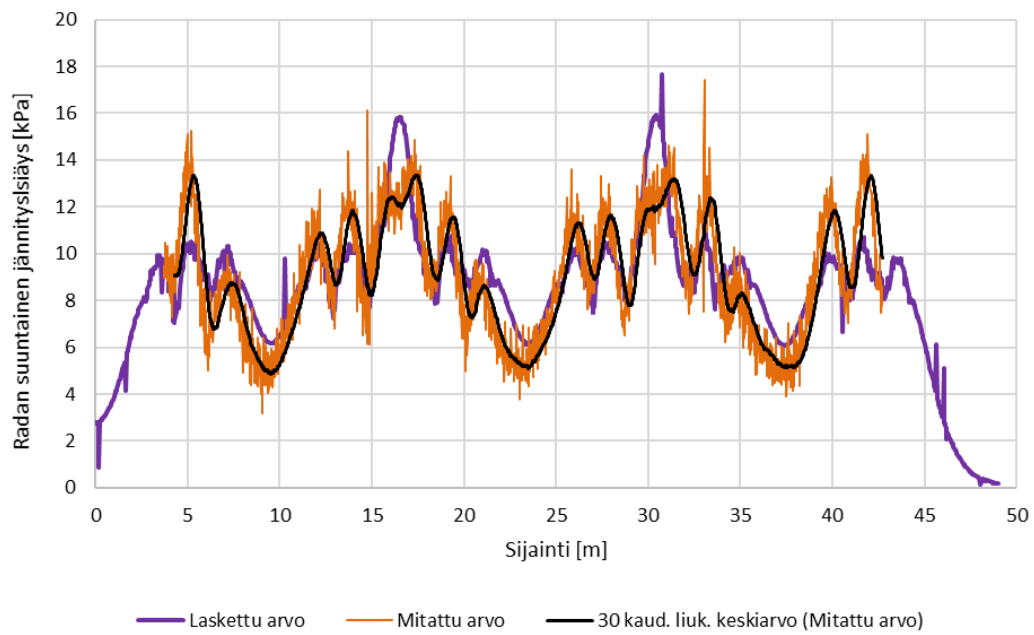


Kuva 90. Mitatut ja lasketut radan poikkisuuntaiset jännitysliisäykset 0,4 m pölkyn alapinnasta.

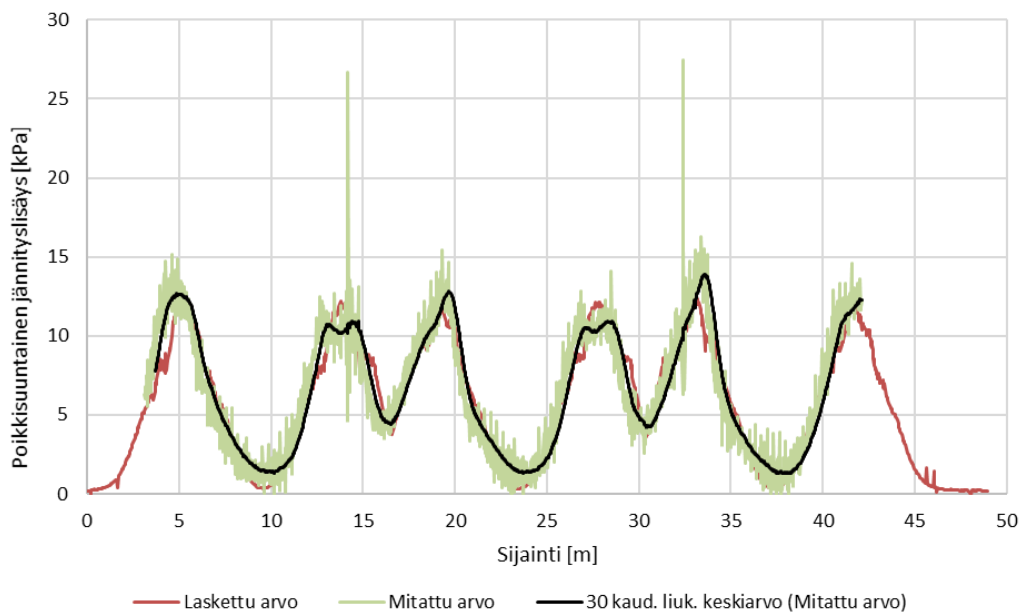
Kuvissa 91–93 on esitetty eristyskerroksen alueelta mitattu ja laskentamallissa toteutunut jännityskenttä testijunan ylityksen alaisuudessa. Pystyjännitysliisäyksien osalta laskentamalli hieman yliarvioi telien ylityksen alaista jännitysliisäystä. Kuitenkin välikerroksesta eroten erityskerroksen alueelta mitatut ja mallinnetut pituus- ja poikkisuuntaiset jännitysliisäysprofiilit ovat erittäin tarkasti yhteneviä (kuvat 92 ja 93).



Kuva 91. Mitatut ja lasketut pystyjännitysliisäykset 0,75 m pölkyn alapinnasta.



Kuva 92. Mitatut ja lasketut radan pituussuuntaiset jännityslisäykset 0,75 m pölyn alapinnasta.



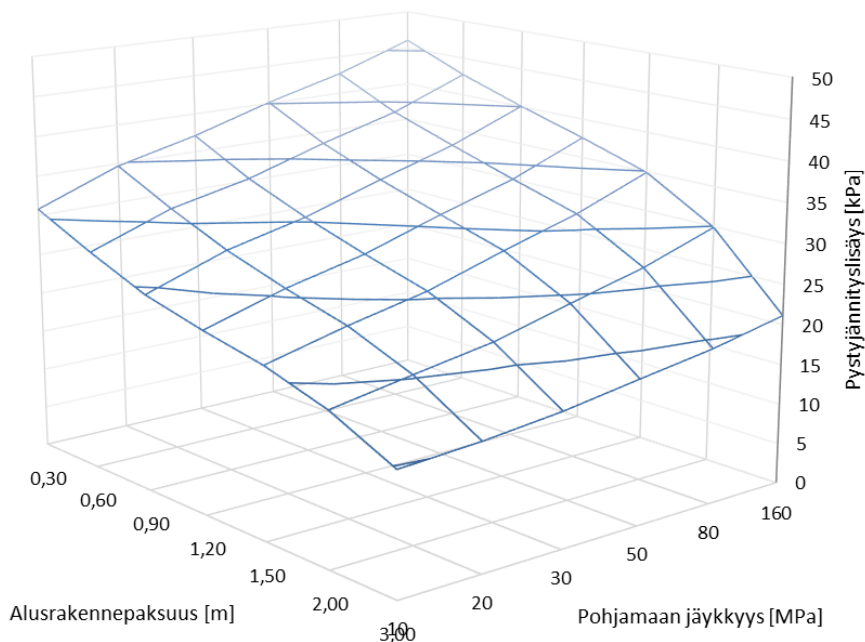
Kuva 93. Mitatut ja lasketut radan poikkisuuntaiset jännityslisäykset 0,75 m pölyn alapinnasta.

6 Laskentatulokset

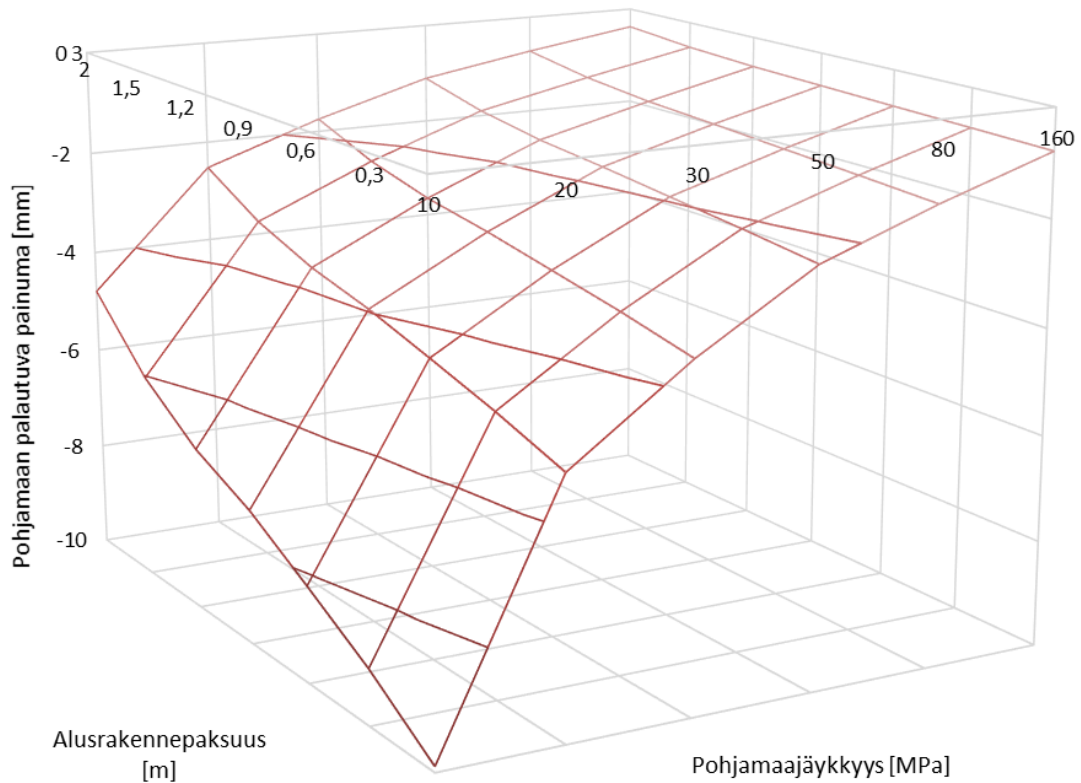
6.1 Rakennepaksuus ja pohjamaajäykkyys

Tehdyissä laskelmissa rakennepaksuuden ja pohjamaajäykkyyden variointi on suoritettu kuutta eri pohjamaajäykkyyttä käyttäen (10, 20, 30, 50, 80 ja 160 MPa) sekä seitsemää alusrakennepaksuutta käyttäen (0,3, 0,6, 0,9, 1,2, 1,5, 2 ja 3 metriä). Yhdessä nämä tuottavat yhteensä 42 pohjamaajäykkyyks- ja rakennepaksuusyhdistelmää. Akselipainona kaikissa laskennoissa on käytetty arvoa 250 kN ja käytetty kuormakaavio on vastaava luvussa 6.3 esitetyn kuormakaavion A kanssa. Pohjamaan paksuus on kaikissa laskennoissa ollut viisi metriä.

Kuvissa 94 ja 95 on esitetty kolmiulotteinen yleiskatsaus eri rakennepaksuuksilla ja pohjamaajäykkyyksillä toteutuneista pohjaamaan pinnan pystyjännitys- ja pystysiirtymätasoista. Yleisesti ottaen pohjaamaan pintaan kohdistuva jännityslisäys on sitä pienempi, mitä suurempi rakenteen pohjajousto on, mikä käytännössä on seurausta jäykän kiskorakenteen tuottaman kuomajakauman muodon muuttumisesta rakennetaipuman mukaan. Luonnillisestikaan pohjaamaan pintaan kohdistuva jännityslisäys ei ole yksimaan rakenteen pohjajoustosta riippuvainen, vaan myös käytettävä alusrakennepaksuus vaikuttaa keskeisesti; paksun rakennepaksuuden omaavilla rakenteilla junakuormituksesta pohjaamaan kohdistuva jännityslisäys on olennaisesti ohuita rakenteita pienempi, mikä taas osaltaan vähentää rakenteen pohjajoustoa. Pohjaamaan pinnan pystyjännityslisäyksen ja pohjajouston välillä ei siis ole yksinkertaista suoraa yhteyttä, vaan ilmiö epälineaarisesti rakennepaksuudesta ja pohjaolosuhteista riippuvainen.

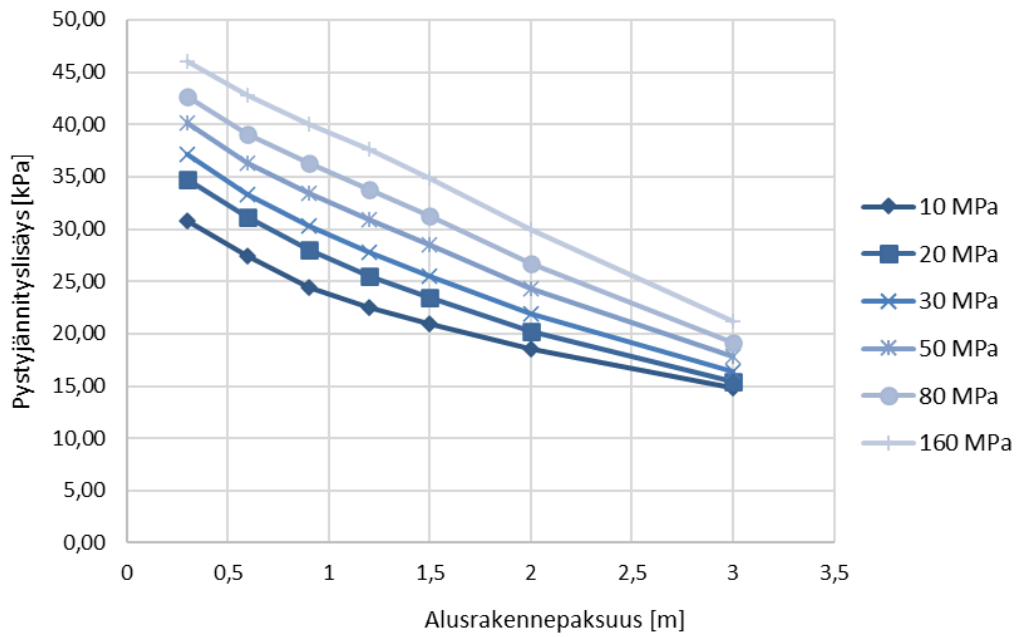


Kuva 94. Pohjaamaan pintaan kohdistuva pystyjännityslisäys eri rakennepaksuuksilla ja pohjamaajäykkyyksillä.

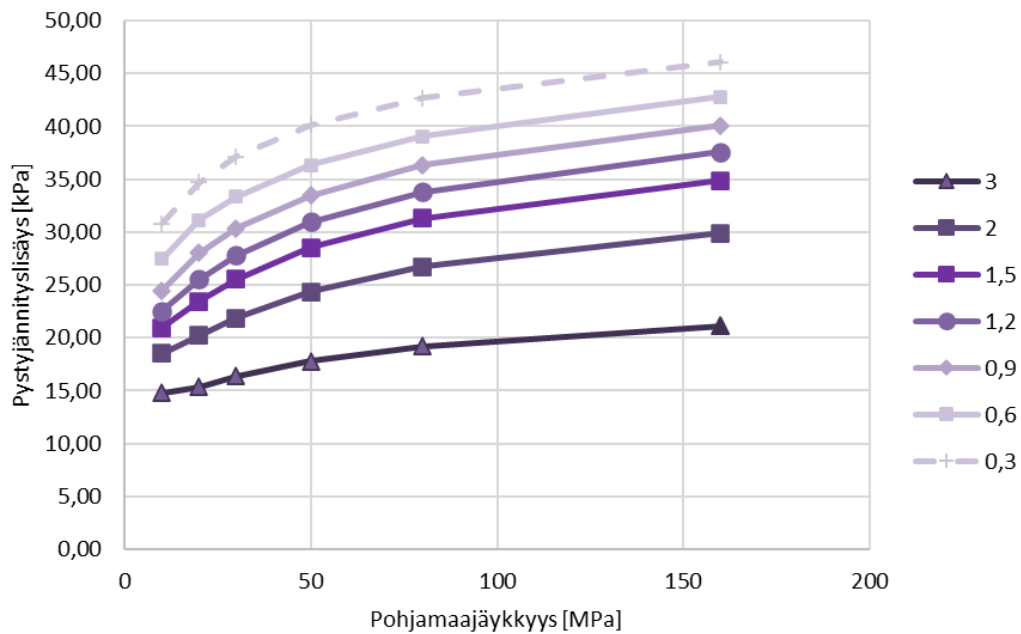


Kuva 95. Pohjamaan palautuva painuma eri rakennepaksuuksilla ja pohjamaajäykkyyksillä 250 kN akselipainon alaisuudessa.

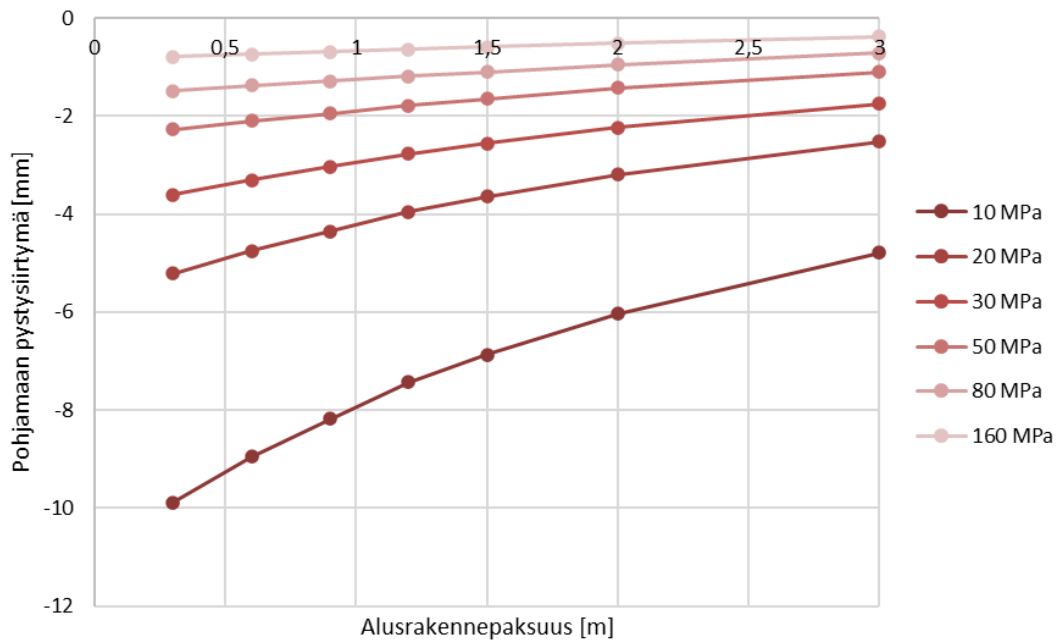
Kuvissa 94 ja 95 pohjamaajäykkyyden moduuliarvot ja alusrakennepaksuus on kaaviotyypin rajoituksista johtuen jouduttu virheellisesti esittämään tasavälein, vaikka muuttuja-arvot eivät kasva tasaisesti. Vaikutustrendien todenmukaisemman mieltämisen mahdollistamiseksi kuvissa 96 ja 97 on esitetty kuvan 94 pystyjännitysliäyskaavion poikkileikkauskuvat kaksikulotteisina käyräparvina. Vastaavasti kuvissa 98 ja 99 on esitetty kuvan 95 pohjajoustokaavion poikkileikkauskuvat kaksikulotteisena esityksenä. Kuvaajien mukaisesti rakennepaksuus on esisijainen tekijä pohjamaan pintaan kohdistuvan pystyjännitysliäyksen kannalta, kun taas pohjamaajäykkyys omaa hieman pienemmän roolin. Kuitenkin pohjamaasiirtymän osalta trendi on voimakkaasti päinvastainen ja tällöin pohjamaan jäykkyys käytännössä määrittää jouston suuruusluokan rakennepaksuuden ollessa toissijainen tekijä.



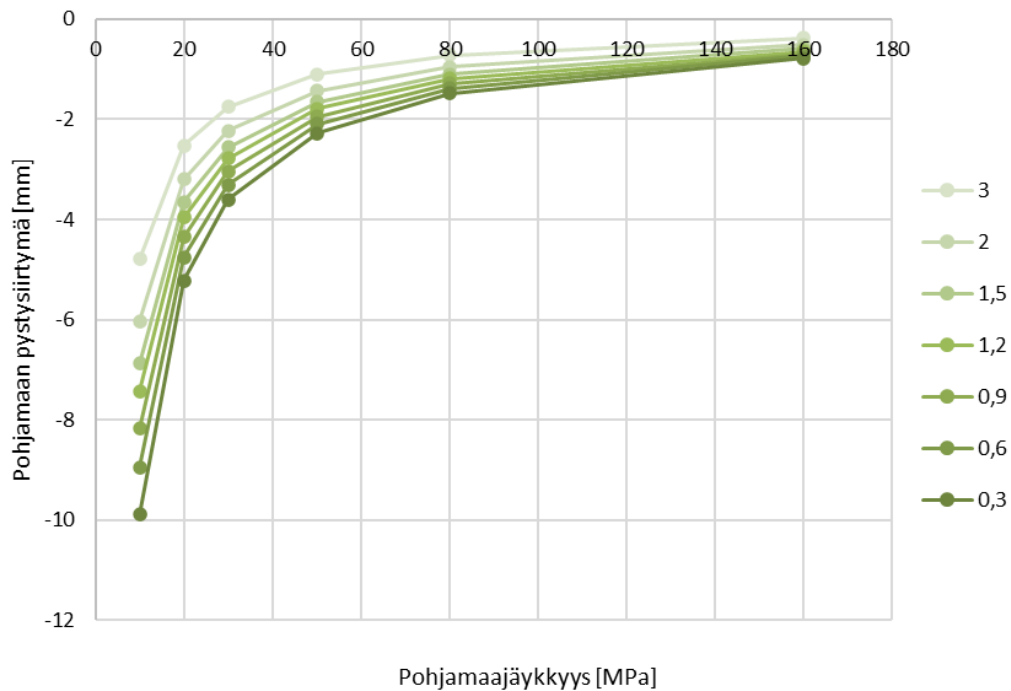
Kuva 96. Pohjamaan pintaan kohdistuva pystyjännitysliisäys rakennepaksuuden funktiona eri pohjamaajäykkyyksillä.



Kuva 97. Pohjamaan pintaan kohdistuva pystyjännitysliisäys eri pohjamaajäykkyyden funktiona eri alusrakennepaksuuksilla.



Kuva 98. Pohjamaan pinnan pystysiirtymä alusrakennepaksuuden funktiona eri pohjamaajäykkyyksillä.

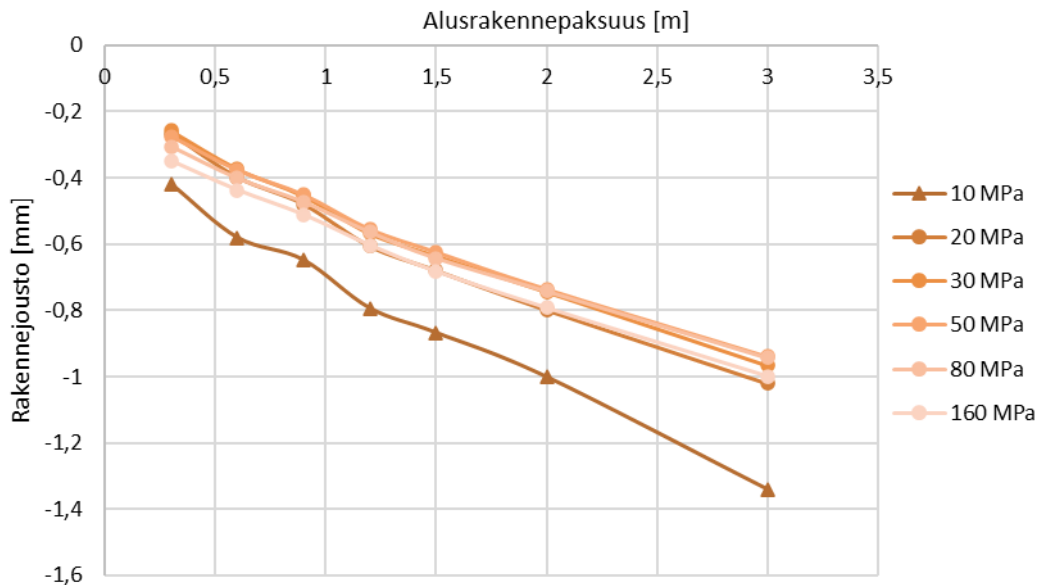


Kuva 99. Pohjamaan pinnan pystysiirtymä pohjamaajäykkyyden funktiona eri alusrakennepaksuuksilla.

Kuvassa 100 on esitetty rakennekerrosten kokoonpuristumisesta seuraavan rakennejouaston suuruus 250 kN akselipainolla alusrakennepaksuuden funktiona eri pohjamaajäykkyyksillä. Laskentatulosten pohjalta rakennejouaston suuruus vaikuttaisi olevan lähes lineaarisesti riippuvainen rakennepaksuudesta pohjamaajäykkyyden vaikutuksen ollessa lähes olematon – lukuun ottamatta erittäin pienen jäykkyyden omaavaa 10 MPa pohjamaata. Käytännössä näin joustavia pohjamaata ei juurikaan esiinny, jolloin laskennallinen rakennejouaston suuruus akselipainon Q alaisuudessa (yksikkö kN) voidaan approksimoida käyttäen kaavan 6.1 mukaista soviteyhtälöä, kun pölkyn alapuolinen rakennepaksuus h_r tunnetaan:

$$v_{rakenne} = \frac{Q}{250} \cdot (0.3 \cdot h_r + 0.15) \quad (6.1)$$

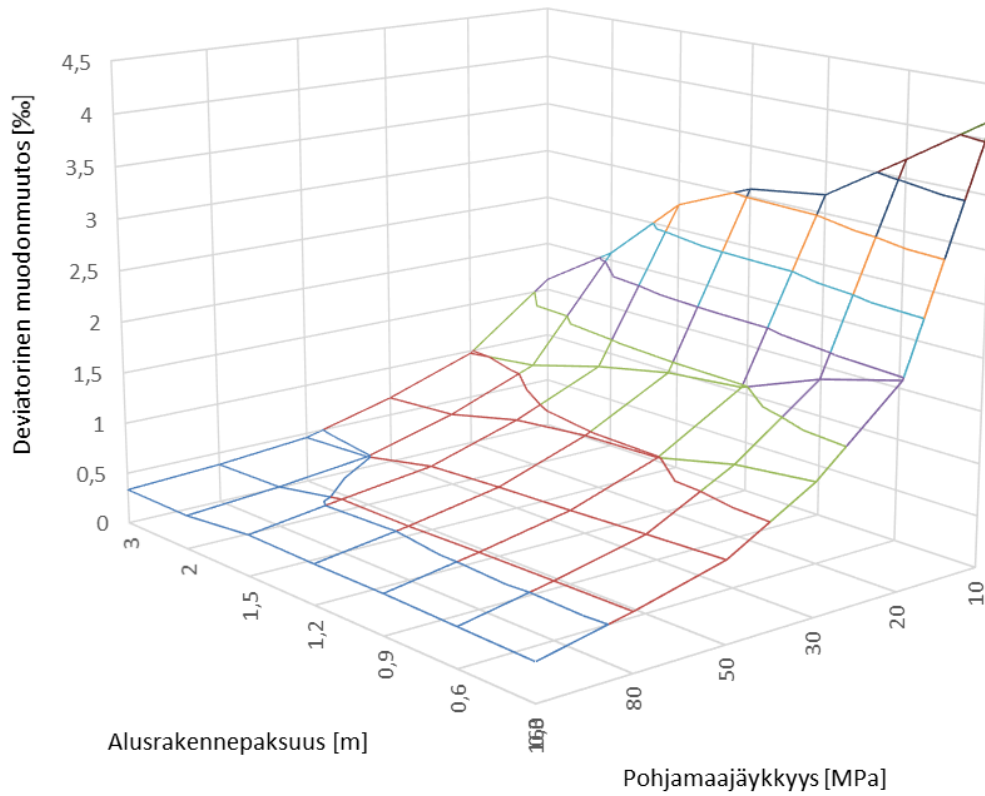
Edellä esitetyn jännitys jakauman muodon perusteella voisi rakennejouaston suuruuden ajatella olevan epälineaarisemmin riippuvainen rakennepaksuudesta. Maa- materiaalin jäykkyys on kuitenkin jännitystilariippuvainen suure; mitä suurempi jännitys rakennekerrokseen kohdistuu, niin sitä suurempi on myös sen jäykkyys. Jännityslisäyksen ja materiaalin jäykkyyden välisen suhteen vakioitumisesta johtuen pystysuuntainen muodonmuutos on likipitään vakio syvyyden suhteen, mikä taas ilmenee rakennepaksuuden ja rakennejouaston välisen yhteyden lineaarisuutena. Joustaville pohjille mentäessä rakenteen tukipainetaso pienenee pohjajouaston aikaansaamaan rakennetaipuman seurauksena pienentäen samalla rakennejäykkyyttä ja tätä kautta kasvattaa hieman rakennekerrosten kokoonpuristumista.



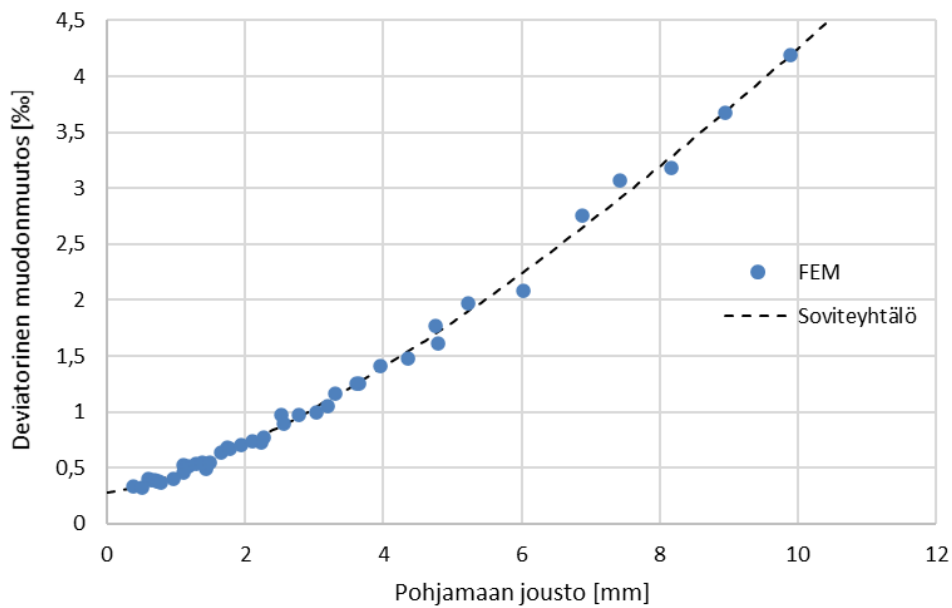
Kuva 100. Rakennejousto alusrakennepaksuuden funktiona eri pohjamaajäykkyyksillä.

Kuvassa 101 on esitetty edellä mainituilla alusrakennepaksuus- ja pohjamaajäykkyyshdistelmillä toteutuneet deviatoriset muodonmuutostasot pölkyn pään alueella välikerroksessa. Käytännössä rakenteen muodonmuutostaso on epälineaarisesti riippuvainen alapuolisen pohjamaan pystysiirtymän suuruudesta (kuva 102), eli pohjamaajäykkyys ja rakennepaksuus vaikuttavat rakenteen muodonmuutostasoon epäsuorasti pohjajouaston kautta. Käytännössä mallissa toteutuneen rakenteen pohjajouaston v_{pm} ja välikerroksen deviatorisen muodonmuutostason γ_D välillä vallitsee soviteyhtälön 6.2 mukainen yhteys:

$$\gamma_D = \frac{Q}{250} \cdot (0,165 \cdot (v_{pm})^{1,38} + 0,282) \quad (6.2)$$

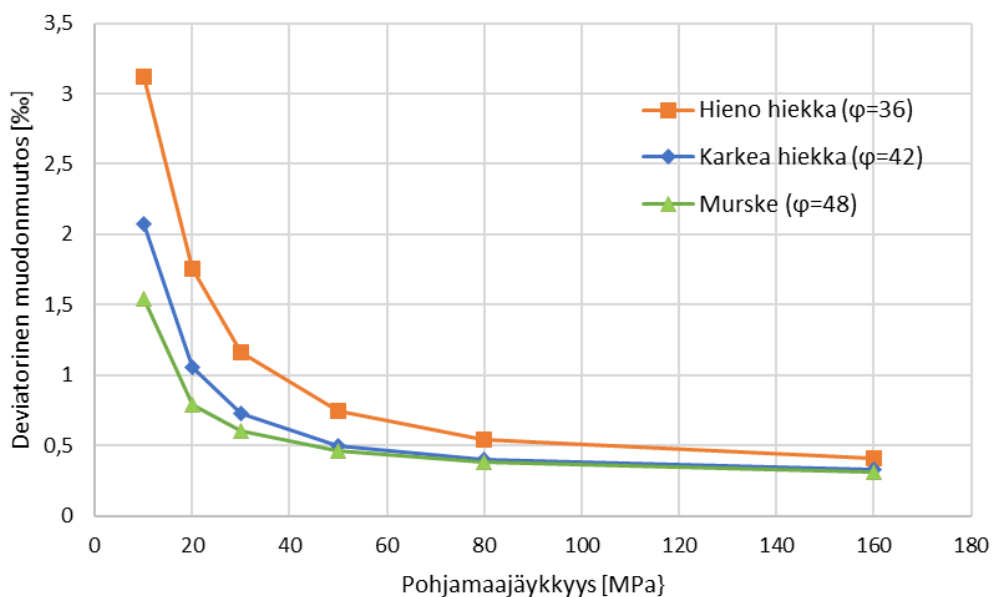


Kuva 101. Deviatorinen muodonmuutostaso välikerroksessa pölkyn pään alueella.



Kuva 102. Välikerroksen deviatorisen muodonmuutostason ja pohjamaan jouston välinen yhteys sekä soviteyhtälön 6.2 suhtautuminen laskentatulosten kanssa (42 erilaista rakennetta).

Kuvissa 101 ja 102 alusrakennemateriaali on ollut karkeaa hiekkaa (kitkakulma 42 astetta). Puolestaan kuvassa 103 on esitetty välikerroksen alueella toteutunut muodonmuutos pohjamaajäykkyuden funktiona eri alusrakennelaaduilla, kun alusrakennepaksuus on 2 metriä ja käytetty akselipaino 250 kN. Odotetusti muodonmuutostaso kasvaa materiaalillaan heikentyessä materiaaliikohtaisten parametrierojen kohdistuessa lähinnä kitkakulmaan, moduularvojen pysyessä eri materiaalilaaduilla lähes vakioina. Eri materiaalilaaduille käytetyt laskentaparametrit löytyvät tarkemmin luvussa 4.3.4 olleesta taulukosta 3.



Kuva 103. Välikerroksen deviatorinen muodonmuutos pölkyn pään alueella eri alusrakennelaaduilla.

6.2 Laskentatulospohjainen sovitemalli-kokonaisuus

Laskentatulosten jatkojohdynnettävyyden kannalta on keskeistä tunnistaa eri tekijöiden väliset vaikutussuhteet radan kuormituskäyttäytymiseen systemaattisella tasolla. Suurikokoisten elementtimallien laskentateknisen raskauden takia niiden suora johdynnettävyys jatkosovelluksissa on käytännön tasolla varsin heikko. Laskentojen kokonaisdatamäärästä vain pieni osa on käytännön sovellusten kannalta olennaista, jolloin laskentatulospohjaisien sovitemallien käyttö on monesti perustellumpaa. Sovitemallipohjaisen lähestymistavan lähtökohtana on kehittää matemaattinen yhtälökokonaisuus, joka kykenee riittävällä tarkkuudella kuvaamaan täysikokoisen rakennemallin käyttäytymistä haluttujen suureiden osalta.

Tässä luvussa kehitettävä sovitemallikokonaisuuden tarkoitus on kyetä kuvaamaan ratarakenteen jännitys-, siirtymä- ja muodonmuutoskäyttäytymistä tarpeelliseksi katsotuilta osin eri kuormitus- ja rakenneyhdistelmillä. Tarkoituksena on ollut saavuttaa mahdollisimman hyvä korrelaatio laskentatulosten kanssa mahdollisimman vähin parametrein. Yhtälöiden parametrisoinnissa on käytetty Microsoft Excel taulukkolaskentaohjelmiston evoluutionalista optimointialgoritmia ja pienimmän neliosumman menetelmää.

Junakuormituksesta aiheutuva staattinen pystyjännityslisäys syvyyden suhteen radan keskilinjalla voidaan ratkaista alla olevasta soviteyhtälöstä 6.3.

$$\sigma_{zz} = \frac{1}{(v_{pölkky})^{0.22}} \cdot \left(\frac{Q}{250}\right)^{1.2} \cdot \left(\frac{40}{e^{z/0.06}} + \frac{34}{e^{z/2.55}} + \frac{32}{1+z/2.8}\right) \quad (6.3)$$

jossa Q on käytetty akselipaino (yksikkö kN) ja $v_{pölkky}$ on pölkyn pystysiirtymä. Yhtälön 6.3 mukaisesti jännityslisäyksen suuruus on paitsi riippuvainen käytetystä akselipainosta, niin myös rakenteen kokonaisjoustosta; joustavilla pohjilla kiskorakenteen taipuessa kuormaa jakautuu yhä useammalle pölkylle, jonka seurauksena rakenteen jännitystaso on sitä pienempi mitä suurempi pohjamaan taipuma on. Toisaalta kiskorakenteen taipuman aiheuttaman kuormajakauman seurauksena myös pohjamaahan kohdistuva jännitys jää vähäisemmäksi ja tätä kautta myös rakenteen kokonaisjousto hieman pienenee, eli käytännössä rakenne saavuttaa tasapainotilan ainoastaan jollain tietyllä jännitys-pohjamaajousto-yhdistelmällä. Ilmiö on siis luonteeltaan varsin epälineaarinen.

Yhtälön 6.3 oikeanpuolisen sulkulausekkeen ensimmäinen termin (numerokerroin 40) aiheuttaman jännityslisän vaikutus vaimenee käytännössä kokonaan tukikerroksen matkalla. Tällöin tukikerroksen alapuolinen jännitystaso radan keskilinjalla voidaan myös arvioida yhtälöstä 6.3 pelkistettyä, yhtälön 6.4 mukaista lausekettä käyttäen:

$$\sigma_{zz} = \frac{1}{(v_{pölkky})^{0.22}} \cdot \left(\frac{Q}{250}\right)^{1.2} \cdot \left(\frac{34}{e^{z/2.55}} + \frac{32}{1+z/2.8}\right) \quad (6.4)$$

jossa oleva pölkyn pystysiirtymä $v_{pölkky}$ saadaan rakenteen pohjamaajouaston v_{pm} ja käytettävän akselipainon ja pölkyn alapuolisen rakennepaksuuden h_r avulla laskentatulospohjaisesta soviteyhtälöstä 6.5:

$$v_{pölkky} = v_{pm} + \frac{Q}{250} \cdot (0.3 \cdot h_r + 0.15) \quad (6.5)$$

Nyt ratapenkereen alapuolisen pohjamaan kokonaisjousto saadaan integroimalla pohjamaan pystysuuntainen muodonmuutoskenttä syvyyden suhteen:

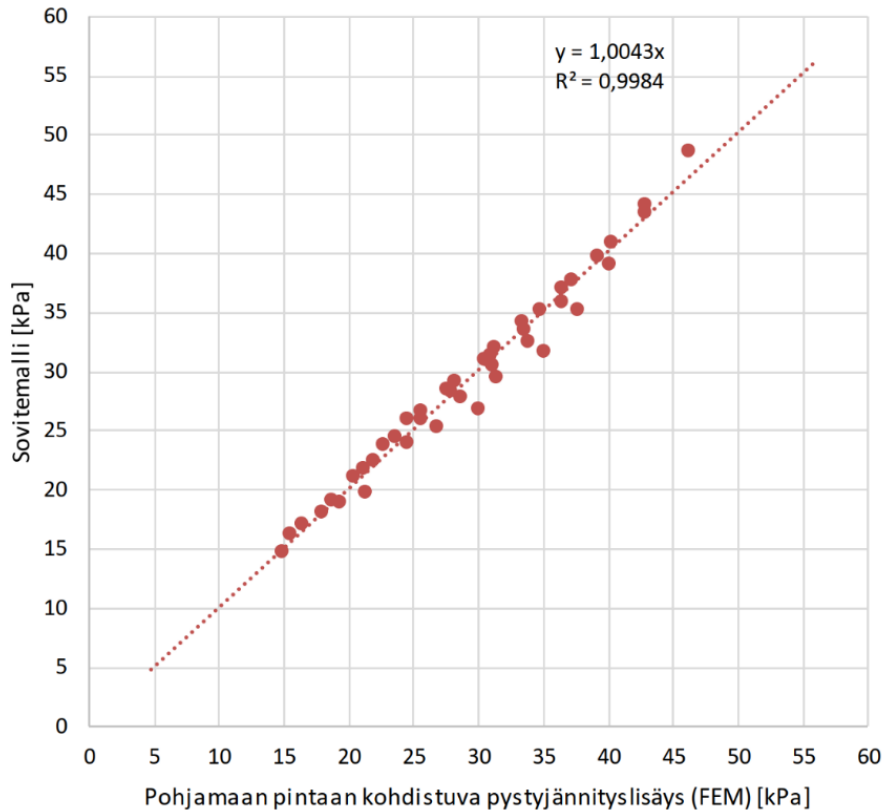
$$v_{pm} = \int_h^H \varepsilon_{zz}(z) dz = \int_h^H \frac{\sigma_{zz}(z)}{E} dz \quad (6.6)$$

jossa E on pohjamaan jäykköysmoduuli, h pohjamaan yläpinnan sijainti ja H alapinnan sijainti. Käsiteltäessä pohjamaajäykkyyttä skalaariarvoisena suureena, voidaan pystysuuntainen muodonmuutoskenttä syvyyden suhteen approksimoida varsin tarkasti käyttäen edellä esitettyä soviteyhtälöä 6.4. Integroimalla yhtälö 6.4 syvyyden z suhteen saadaan n -kerroksisen pohjamaarakenteen joustomalliksi yhtälön 6.7 mukainen lauseke:

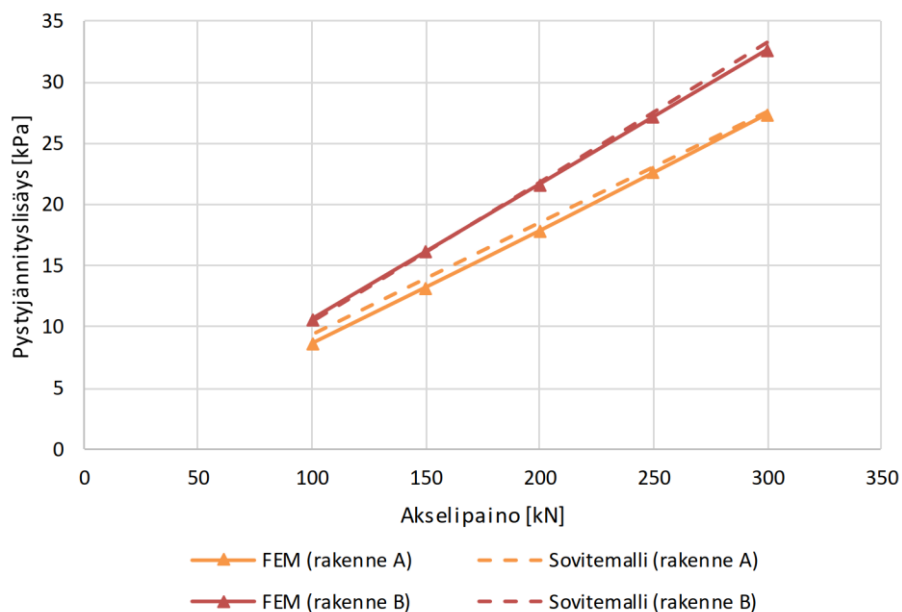
$$v_{pm} = \frac{1}{(v_{pölkky})^{0.22}} \cdot \left(\frac{Q}{250}\right)^{1.2} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i} \left(2.55 \cdot \left(\frac{34}{e^{\frac{h_i}{2.55}}} - \frac{34}{e^{\frac{H_i}{2.55}}} \right) + 32 \cdot 2.8 \cdot \ln \left(\frac{2.8+H_i}{2.8+h_i} \right) \right) \quad (6.7)$$

jossa h_i on yksittäisen pohjamaakerroksen yläpinnan etäisyys pölkyn alapinnasta ja H_i on pohjamaakerroksen alapinnan etäisyys pölkyn alapinnasta. Sijoittamalla yhtälöön 6.7 yhtälön 6.5 lauseke, saadaan rakenteen pohjajousto ratkaistua iteraatiivisesti. Tämän jälkeen pystyjännitysliisäys jollain syvyydellä z pölkyn alapinnasta voidaan ratkaista sijoittamalla yhtälöistä 6.7 ja 6.5 ratkaistu pölkyn pystysiirtymä $v_{pölkky}$ takaisin yhtälöön 6.3 (tai vaihtoehtoisesti yhtälöön 6.4).

Kuvassa 104 on esitetty yhtälön 6.4 mukaisen sovitemallin tuottaman pohjamaan pinnan jännitysennusteen korrelaatio laskentamallissa toteutuneen jännitysliisäyksen kanssa. Kyseisessä kuvassa on mukana kaikki 42 rakennepaksuus- ja pohjamaavariaatiota. Kuvan mukaisesti malli tuottaa erinomaisen ennusteen jännitystasosta. Vastaavasti kuvassa 105 on laskentamallissa toteutunut pohjamaan pinnan jännitystaso kahdella erilaisella rakennekokonaisuudella akselipainon funktiona esitettyä sekä sovitemallin tuottaman ennusteen suhtautuminen laskentatulosten kanssa. Rakente A on vastaava kuvassa 109 olevan rakenteen A kanssa, ja puolestaan rakenteen B alusrakennepaksuus on 1,5 metriä ja pohjamaan paksuus 5 metriä sen moduulin ollessa 40 MPa.



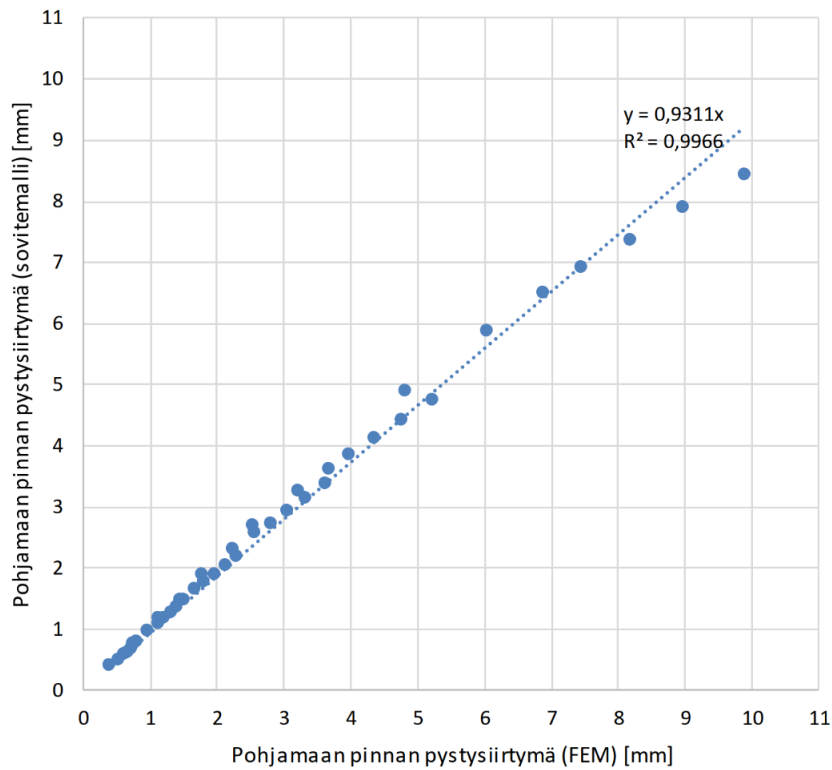
Kuva 104. Laskentamallin ja yhtälön 6.4 mukaisen sovitemallin välinen korrelaatio pohjamaan pinnan pystyjännityslisäyksen osalta (42 erilaista rakennetta).



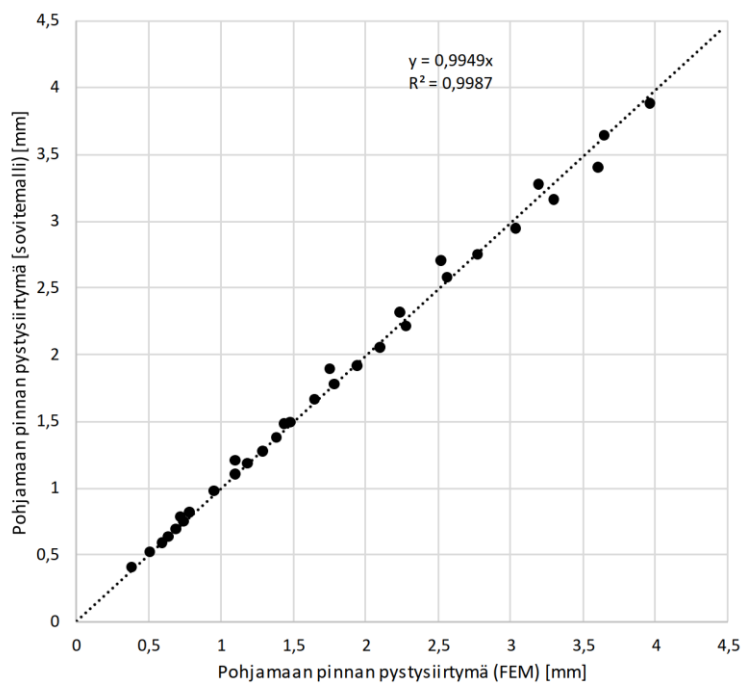
Kuva 105. Laskentamallissa toteutunut jännityslisäys pohjamaan pinnassa akselipainon funktiona kahdella erilaisella rakennekokonaisuudella ja tulosten suhtautuminen yhtälön 6.4 mukaisen sovitemallin ennusteen kanssa.

Kuvassa 106 on taas esitetty soviteallin tuottamien pohjamaan pinnan pystysiirtymäennusteiden yhteneväisyys laskentamallin tulosten kanssa kuvan 104 kaltaisesti 42 erilaisella rakenteella. Sovitemalli hieman aliarvioi (poikkeama suurimmillaan

noin 5 %) pystysiiirtymätasoa suurilla, yli 5 mm siirtymillä, mutta alle 4 mm siirtymäennuste on myös suuruusluokaltaan hyvin laskentatuloksia vastaava (kuva 107).

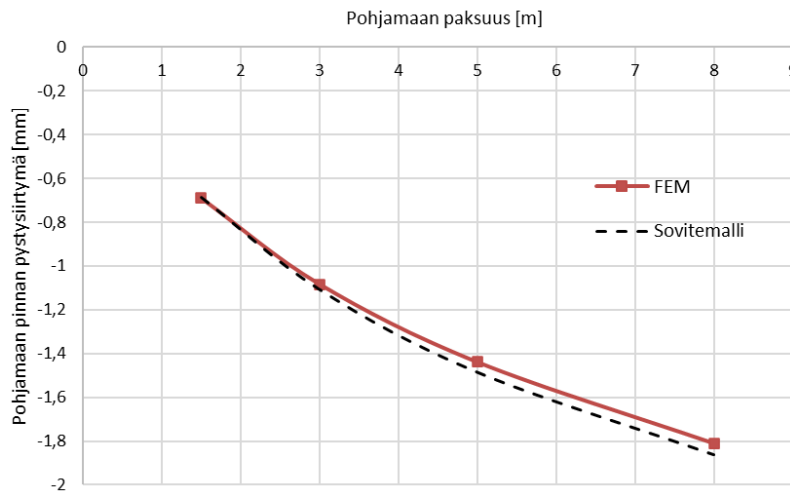


Kuva 106. Laskentamallissa toteutuneen pohjamaan pystysiiirtymän ja yhtälön 6.7 mukaisen sovitmallin välinen korrelaatio (42 erilaista rakennetta).



Kuva 107. Laskentamallin ja yhtälön 6.7 sovitmallin välinen korrelaatio alle 4 mm pohjamaajoustolla (32 erilaista rakennetta).

Edellä esitetyissä laskentatuloksissa pohjamaa on ollut muutamia mainittuja poikkeuksia lukuun ottamatta jäykkyydeltään tasalaatuinen, viiden metrin paksuinen kerros. Jotta voitaisiin varmistua sovitemallin ennusteiden paikkansa pitävyydestä mielivaltaisen, useampikerroksisen pohjamaan pystysiirtymätasojen osalta, on kuvissa 108 ja 110 esitetty ennustemallin ja laskentamallin tulosten yhteneväisyys erilaisissa pohjaolosuhteissa 250 kN akselipainolla. Laskentatulosten mukaisesti pohjamaapaksuuden vaikutus rakenteen joustoon on likimäärin logaritminen syvyyden suhteen, jolloin kuvan 108 mukaisesti sovitemallin tuottama ennuste on suuruusluokaltaan ja trendiltään varsin hyvin elementtimenetelmää vastaava.



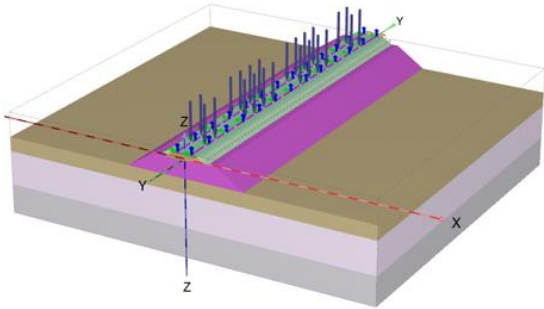
Kuva 108. Laskentamallin ja yhtälön 6.7 sovitemallin välinen yhteneväisyys eri pohjamaapaksuuksilla (pohjamaan jäykkyys 50 MPa).

Puolestaan kuvassa 110 on esitetty sovitemallin pystysiirtymäennusteiden vastavuus laskennallisten tulosten kanssa kuvan 109 rakennekokonaisuuksilla, joissa pohjamaa koostuu useammista, jäykkyydeltään toisistaan eroavista kerroksista. Jälleen kerran ennusteet vastaavat hyvin laskennallisia arvoja, vaikkakin suuruusluokka vaikuttaisi olevan aavistuksen laskennallisia tuloksia suurempi. Kuitenkin yleistrendi vaikuttaisi olevan erittäin hyvin laskennallisia tuloksia vastaava, eli oletettavasti nyt esitetty sovitemalli kykenee tuottamaan varsin tarkan arvioin mielivaltaisen rakennekokonaisuuden jännitys- ja siirtymätasoista.

Kuva 109. Kuvan 110 kaaviossa käytetyt rakennekokonaisuudet.

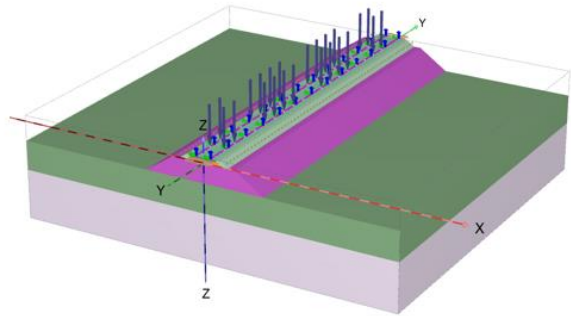
Rakenne A

Alusrakenne 2 m
Pohjamaakerrokset:
1. 30 MPa, paksuus 1,5 m
2. 50 MPa, paksuus 3,5 m
3. 160 MPa paksuus 3 m



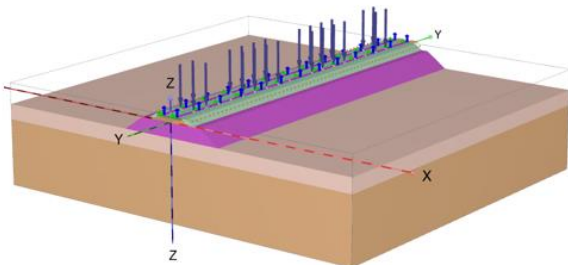
Rakenne B

Alusrakenne 2 m
Pohjamaakerrokset:
1. 80 MPa, paksuus 3 m
2. 50 MPa, paksuus 5 m



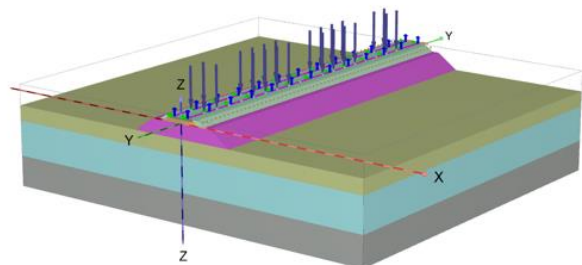
Rakenne C

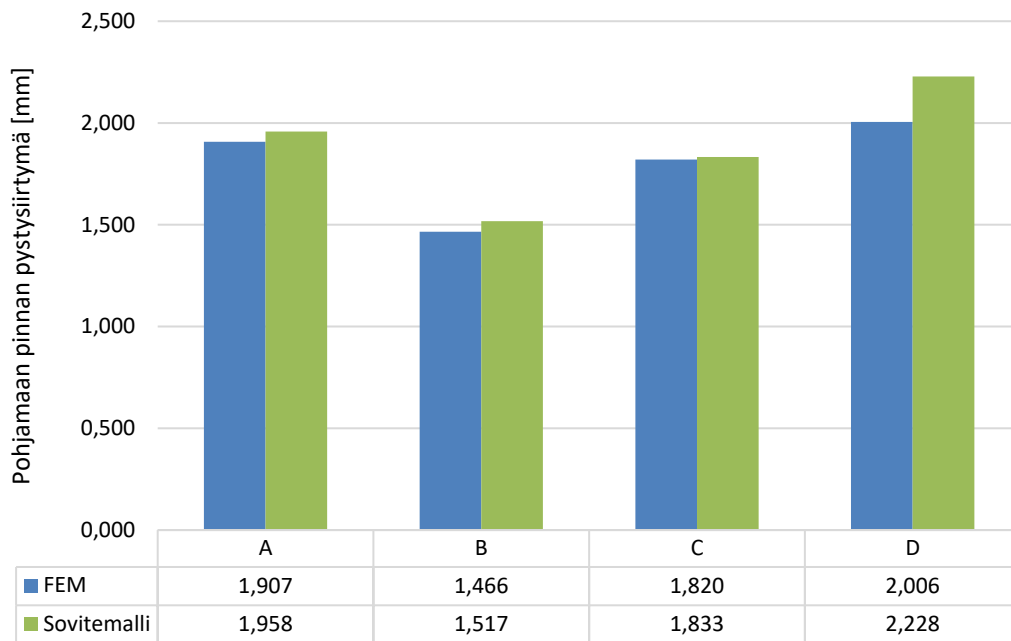
Alusrakenne 1,5 m
Pohjamaakerrokset:
1. 40 MPa, paksuus 1,5 m
2. 75 MPa, paksuus 6,5 m



Rakenne D

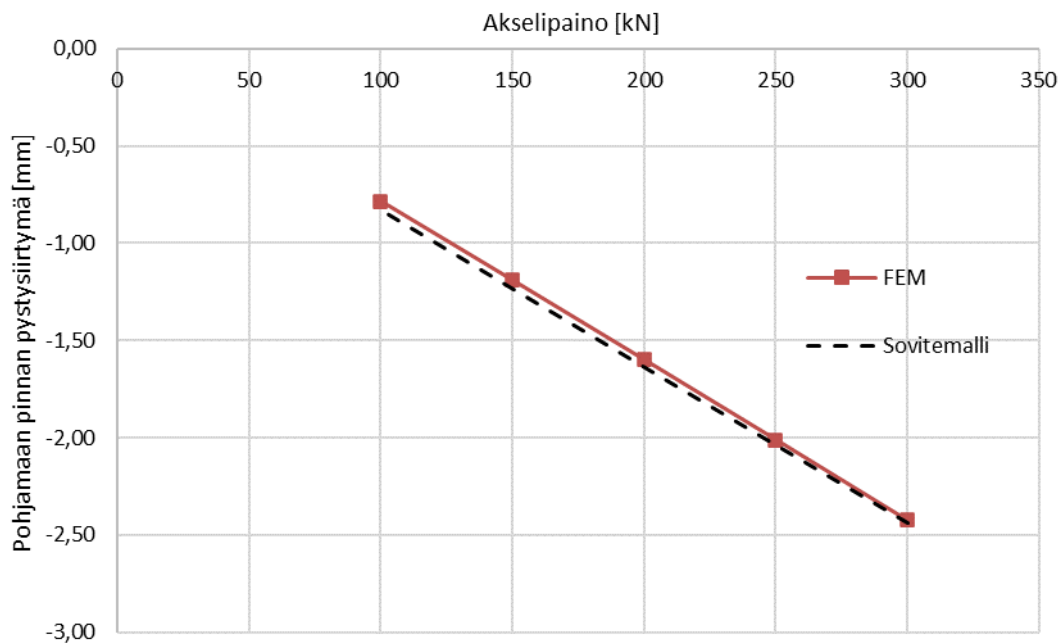
Alusrakenne 1,5 m
Pohjamaakerrokset:
1. 100 MPa, paksuus 1,5 m
2. 25 MPa, paksuus 3,5 m
3. Kallio



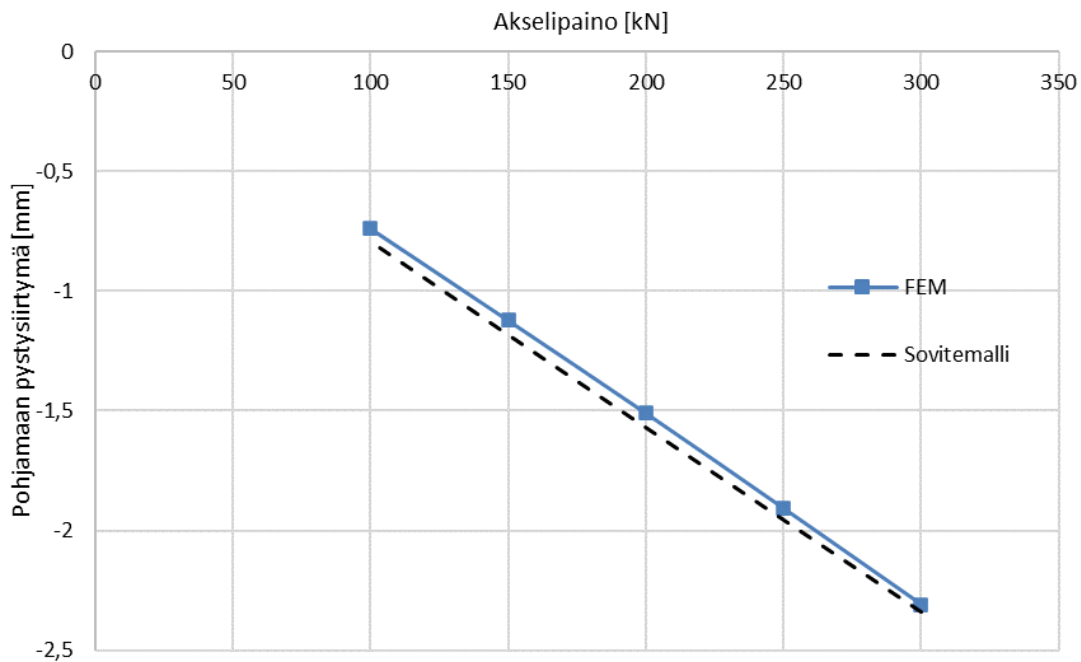


Kuva 110. Pohjamaan pinnan pystysiirtymä laskentamallissa kuvan 103 mukaisilla rakennekokonaisuuksilla ja tulosten suhtautuminen yhtälön 6.7 mukaisen sovitemallin tuottamien ennusteiden kanssa.

Kuvissa 111 ja 112 on vielä esitetty laskennalliset pohjamaan pystysiirtymätasot akselipainon funktiona. Jännityslisäyksen kaltaisesta trendi on lähes lineaarinen pientä alkujoustoa lukuun ottamatta. Rakennekokonaisuuden A (kuva 109) kohdalla sovitemalli tuottaa edellä mainitusti hieman toteutunutta siirtymätasoa suuremman ennusteen - suuruusluokan ollessa kuitenkin lähes identtinen laskentatulosten kanssa.



Kuva 111. Pohjamaan pinnan pystysiirtymä eri akselipainoilla ja laskentatulosten suhtautuminen sovitemallin 6.7 ennusteen kanssa (alusrakennepaksuus 1,5 m, pohjamaan moduuli 40 MPa ja paksuus 5 m).



Kuva 112. Pohjamaan pinnan pystysiirtymä eri akselipainoilla ja laskentatulosten suhtautuminen sovitemallin 6.7 ennusteen kanssa kuvan 103 rakennekokonaisuudella A.

Edellisessä luvussa esitetystä välikerroksen muodonmuutostasosta on lähes suoraan rakenteen pohjajoustosta riippuvainen, minkä ansiosta muodonmuutoksen ennustukseen soveltuvan sovitemallin luominen on varsin yksinkertaista. Käytetään tässä yhteydessä yhtälön 6.8 mukaista sovitetta, jossa v_{pm} on edellä esitellyn sovitemallin ennustama pohjamaan pinnan pystysiirtymä Q käytetty akselipaino:

$$\gamma_D = 0.26 \cdot (v_{pm})^{1.55} + 0.13 \cdot \frac{Q}{250} \quad (6.8)$$

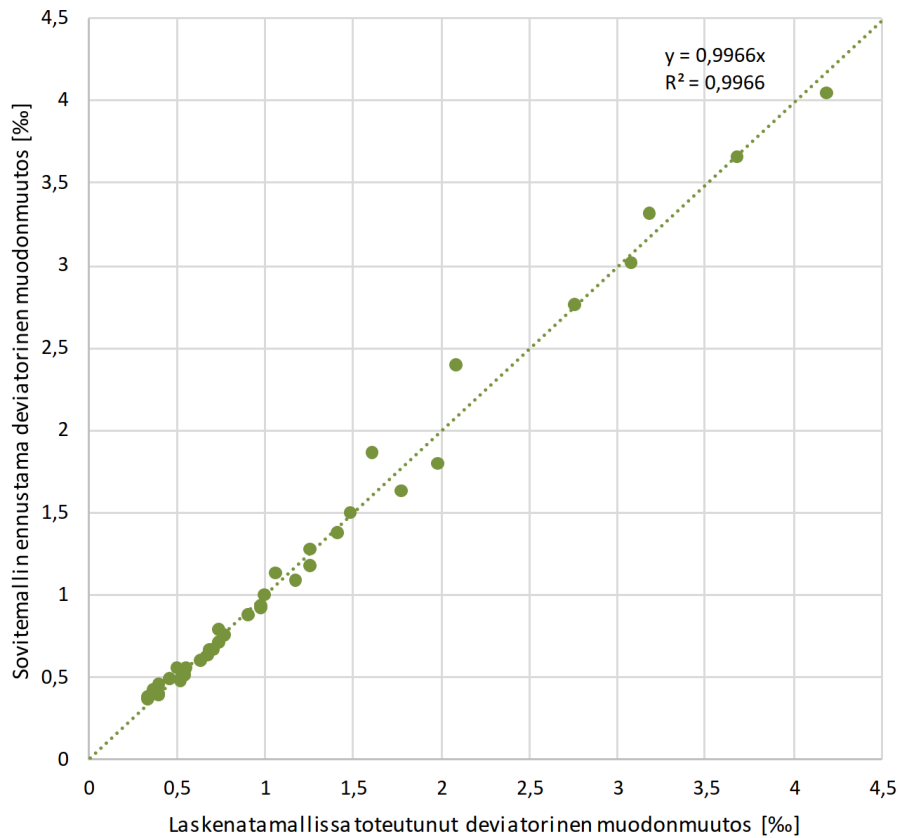
Kuvassa 113 on esitetty yhtälön 6.8 tuottamien ennusteiden suhtautuminen laskentatulosten kanssa, kun alusrakenne on materiaaliltaan karkeaa hiekkaa (käytetty kitkakulma 42 astetta). Mallin mukaisesti käytettävä akselipaino vaikuttaa muodonmuutostasoon lähinnä epäsuorasti pohjamaajouaston kautta. Sovitemalli voidaan laajentaa kuvaamaan myös eri materiaalilaatuja muokkaamalla yhtälö 6.8 yhtälön 6.9 mukaiseen muotoon:

$$\gamma_D = \left(\frac{5}{D}\right)^{1.35} \left[0.26 \cdot (v_{pm})^{1.55} + 0.13 \cdot \frac{Q}{250}\right] \quad (6.9)$$

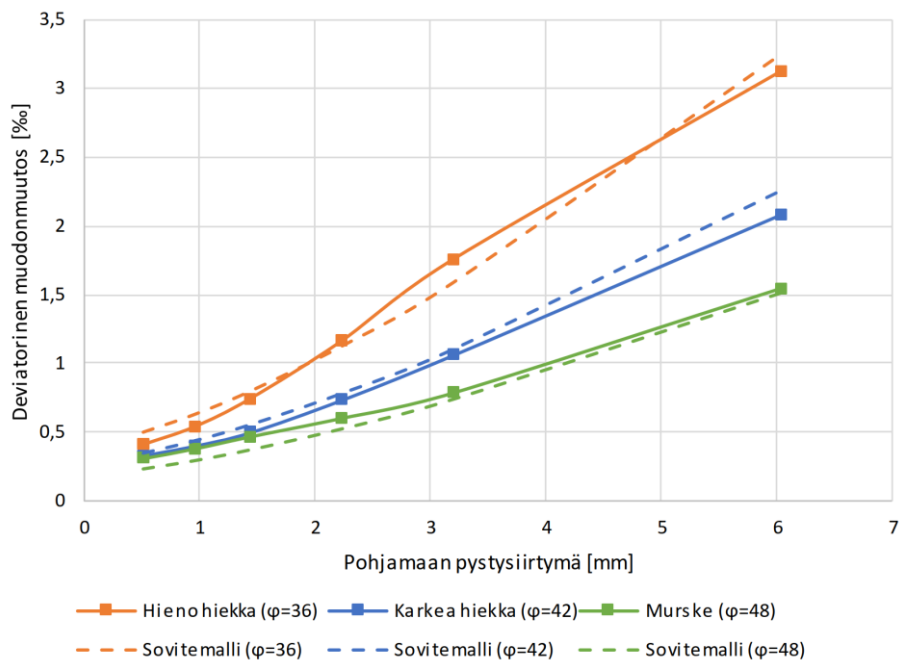
jossa D on materiaalin suurin murtumatta kestävä pääjännityssuhde:

$$D = \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)_{max} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (6.10)$$

Nyt käytettävässä lähestymistavassa materiaalilaatu on huomioitu kitkakulman arvon mukaan määräytyvää pääjännityssuhdetta käyttäen. Yhtälön 6.9 mukaisen sovitemallin tuottamien ennusteiden suhtautuminen laskennallisten tulosten kanssa kolmella erilaisella materiaalilla on esitetty kuvassa 114.



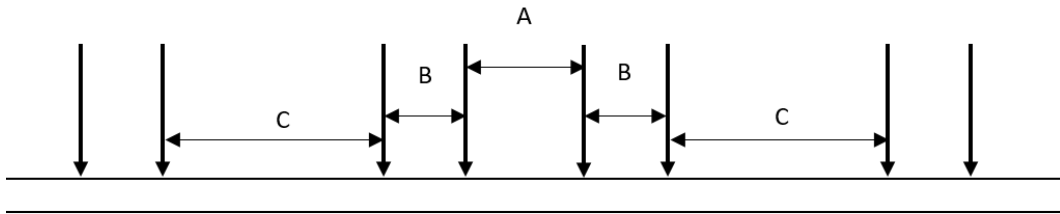
Kuva 113. Yhtälön 6.8 mukaisen sovitemallin ennusteen ja lasketamallissa toteutuneen deviatorisen muodonmuutostason välinen korrelaatio (42 erilaista rakennetta).



Kuva 114. Lasketamallissa toteutunut deviatorinen muodonmuutostaso välikerroksessa eri alusrakennelaaduilla ja kitkakulman arvoilla sekä näiden suhtautuminen yhtälön 6.9 sovitemallin ennusteen kanssa.

6.2.1 Kuormakaavion vaikutus

Edellisissä luvuissa käytettävä kuormakaavio on laskentavariaatioiden kokonaisuuden rajoittamiseksi jouduttu pitämään vakiona. Käytettävä kuormakaavio kuitenkin osaltaan vaikuttaa rakenteeseen kohdistuvan jännitys jakauman muotoon ja tätä kautta myös rakenteen kokonaisjoustoon ja muodonmuutostasoon. Tässä luvussa kuormakaavion vaikutusten arvioinnissa on käytetty yhteensä seitsemää erilaista kaaviovariaatiota akselipainon pysyessä vakioarvossaan 250 kN. Käytettävät kuormakaaviot eivät ole mitoiltaan varsinaisesti vastaavia minkään todellisen kaluston kanssa, vaan tarkoituksena on ollut arvioida eri kuorma-asetelmien dimensiollisten eroavaisuuksien vaikutusta rakenteen jännitysvasteeseen yleisellä tasolla. Käytännössä kuormakaaviovariointi on suoritettu kuvan 115 mittamuuttujien arvoja vaihtelemalla.



Kuva 115. Kuormakaavion varioinnissa käytetyt mittamuuttujat.

Pystyjännityslisäyksen jakauma syvyyden suhteen on kuvattu yhtälön 6.11 mukaista kuusiparametrilla sovitteyhtälöä käyttäen:

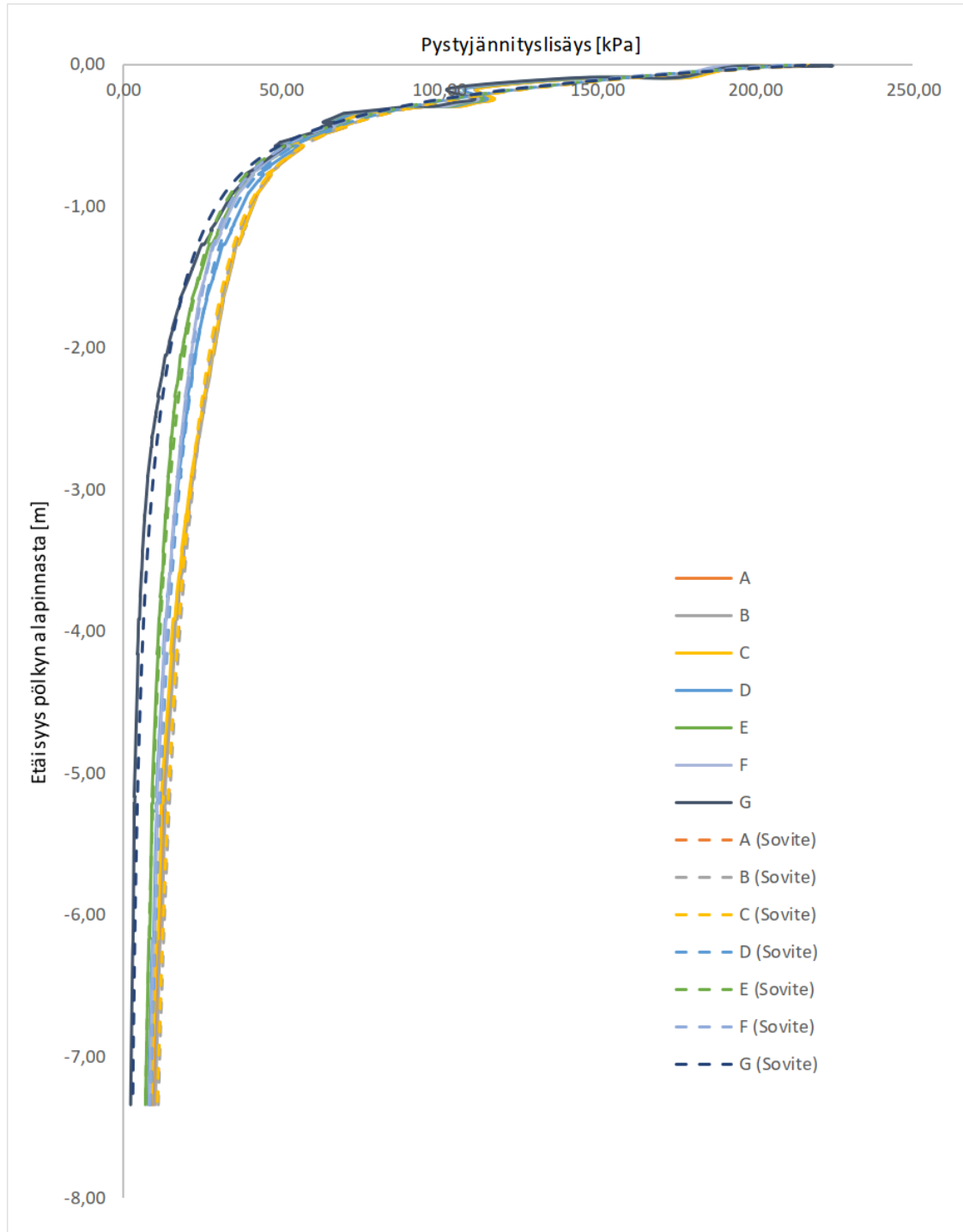
$$\sigma_{zz} = \frac{\sigma_a}{e^{z/h_a}} + \frac{\sigma_b}{e^{z/h_b}} + \frac{\sigma_c}{1+z/h_c} \quad (6.11)$$

Kuormakaavioiden mitat ja sovitteyhtälön 6.11 näitä parhaiten vastaavat parametrit on esitetty taulukossa 6. Käytetyn sovitteyhtälön parametrusointi on suoritettu optimointialgoritmia ja pienimmän neliösumman menetelmää käyttäen, jolloin kaikkien kuormakaaviovariaatioiden tuottamien jännitys jakaumien osalta yhtälön selitysaste on yli 0,996. Eri kuormitusasetelmilla toteutuneet jännitys jakaumat ja sovitteyhtälön ennusteiden suhtautuminen tulosten kanssa ilmenee kuvissa 116 ja 117. Tulosten mukaisesti teliryhmien etäisyydellä (mitta C) ei juurikaan vaikuttaisi olevan vaikutusta alapuolisen rakenteen kuormitustasoon, vaan jännityslisäys syvyyden suhteen on käytännössä riippuvainen käytettävästä teli- ja akselivälistä. Kuormakaavioiden D ja F tuottamien jännitys jakaumien muodon perusteella telin akselien välinen etäisyys (mitta B) vaikuttaisi olevan näistä määräävä.

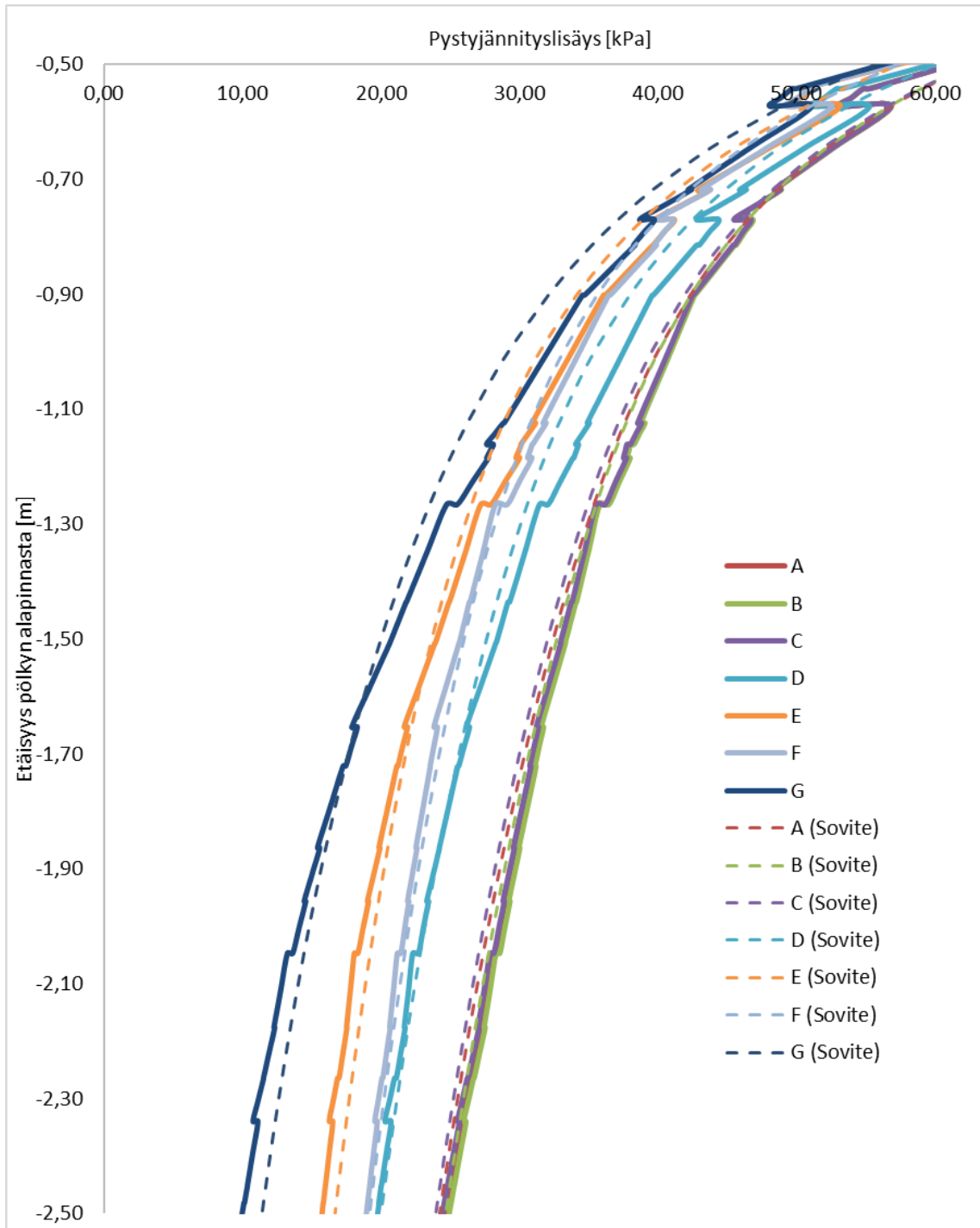
Käytännössä mitä lähempänä akselit toisiaan telissä ovat, sitä hitaammin kalustosta aiheutuva jännityslisäys syvyyden suhteen vaimenee. Kuvan 116 mukaisesti käytettävällä kuormakaaviolla ei käytännössä ole vaikutusta tukikerroksen jännitystasoon, vaan erot ilmenevät vasta syvemmillä rakenteessa yksittäisiltä akselilta kohdistuvan kuormituksen kertaantuessa.

Taulukko 6. Soviteyhtälön 6.10 eri kuormakaavioita vastaavat parametrit ja näiden tuottama korrelaatiot laskentatulosten kanssa.

		A	B	C	D	E	F	G (yksi akseli)
Mitta A	[m]	1,8	1,8	1,8	3	3,6	2,4	∞
Mitta B	[m]	1,8	1,8	1,8	1,8	2,4	2,4	∞
Mitta C	[m]	5,4	4,2	7,2	7,2	7,2	5,4	∞
σ_a	[kPa]	157,1	157,4	158,1	155,4	157,3	157,8	140,9
σ_b	[kPa]	10,1	9,2	9,4	7,5	5,7	2,7	27,6
σ_c	[kPa]	48,8	48,4	48,6	48,3	47,1	48,3	47,4
h_a	[m]	0,22	0,22	0,22	0,23	0,24	0,24	0,22
h_b	[m]	1,69	1,88	1,68	1,37	1,27	1,54	1,29
h_c	[m]	2,04	2,12	2,05	1,60	1,27	1,57	0,47
R^2	[-]	0,9962	0,9962	0,9961	0,9964	0,9962	0,9963	0,9961



Kuva 116. Pystyjännitysliisäys 250 kN akselipainolla taulukon 6 kuomakaavioilla.



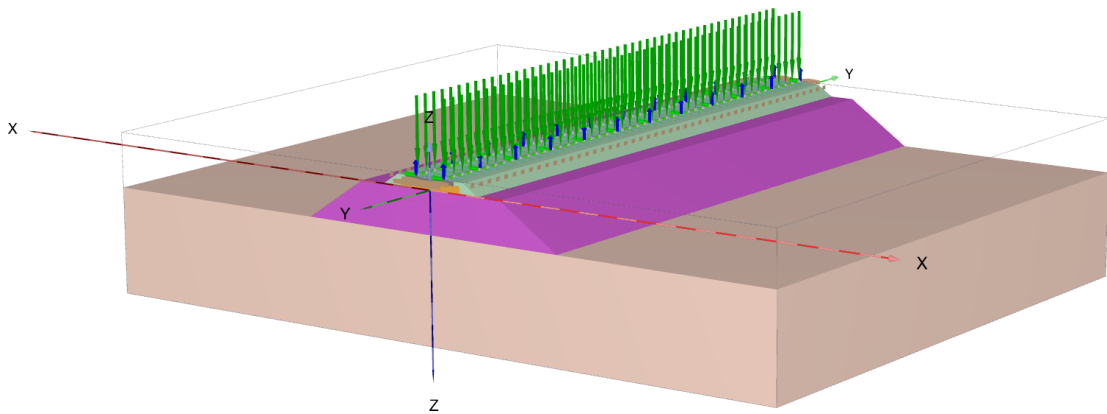
Kuva 117. Pystyjännitysliisäys 250 kN akselipainolla taulukon 6 kuomakaavioilla syvyyvälillä 0,5 - 2,5 m ja sovitemallin ennusteiden suhtautuminen laskentatulosten kanssa.

6.3 Sykliset toistokuormitusmallinnukset

6.3.1 Pengerleviämämallinnukset

Luvussa 4.2.1 mainitusti Hardening Soil materiaalimalli ei ole täysin ideaalinen maarakenteiden deformaatiokäyttäytymisen tutkimukseen mallin huomioidessa vain hyvin yksinkertaisella tasolla materiaalin raerungon uudelleenjärjestäytymisen seuraava deformaationopeuden hidastuminen kuormituskertamäärän kasvaessa. Kyseinen malli ei myöskään huomioi millään tasolla esimerkiksi pääjännityskiertymän tai kuormituksen aikaisen tiivistilän muutoksen vaikutusta materiaalin deformaatiokäyttäytymiseen. Materiaalimallin puutteista huolimatta syklinen kuormitusmallinnus kuitenkin mahdollistaa rakenteen geometrinen ominaisuuksien vaikutusten tutkimisen rakenteen pysyvän muodonmuutoskentän syntymisen osalta suuntaa antavalla tasolla; kertakuormitteisilla laskentamalleilla rakenteen jännitys- ja muodonmuutoskenttä pystytään laskemaan varsin tarkasti, mutta syklisiä malleja käytettäessä voidaan tämän lisäksi arvioida miten kuormitusvaste vaikuttaa rakenteen kumulatiiviseen vauriokertymään.

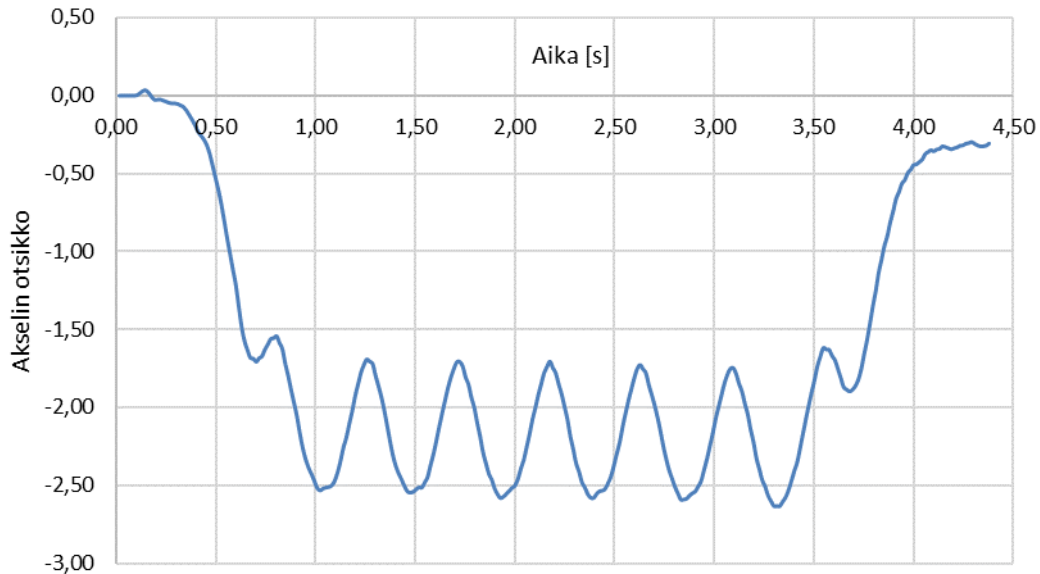
Kuvassa 118 on esitetty syklissä toistokuormitusmallinnuksissa käytetty 3D-rakennemalli. Alusrakennepaksuus on kaksi metriä ollen materiaaliltaan karkeaa hiekkaa. Pohjamaan moduuli on 30 MPa ja paksuus on vastaavasti viisi metriä. Mallin kokonaispituus on 28,26 metriä. 3D-mallinnuksissa on käytetty 250 kN akselikuormaa ja kuormakaavio on vastaava luvun 6.2 kuormakaavion A kanssa. Simulaatiossa junan ajonopeus on ollut 85 km/h, jolloin kuormitussimulaation aikana mallin ylittää yhteensä seitsemän neliakselista junavaunua.



Kuva 118. Syklisissä kuormitusmallinnuksissa käytetty 3D malli.

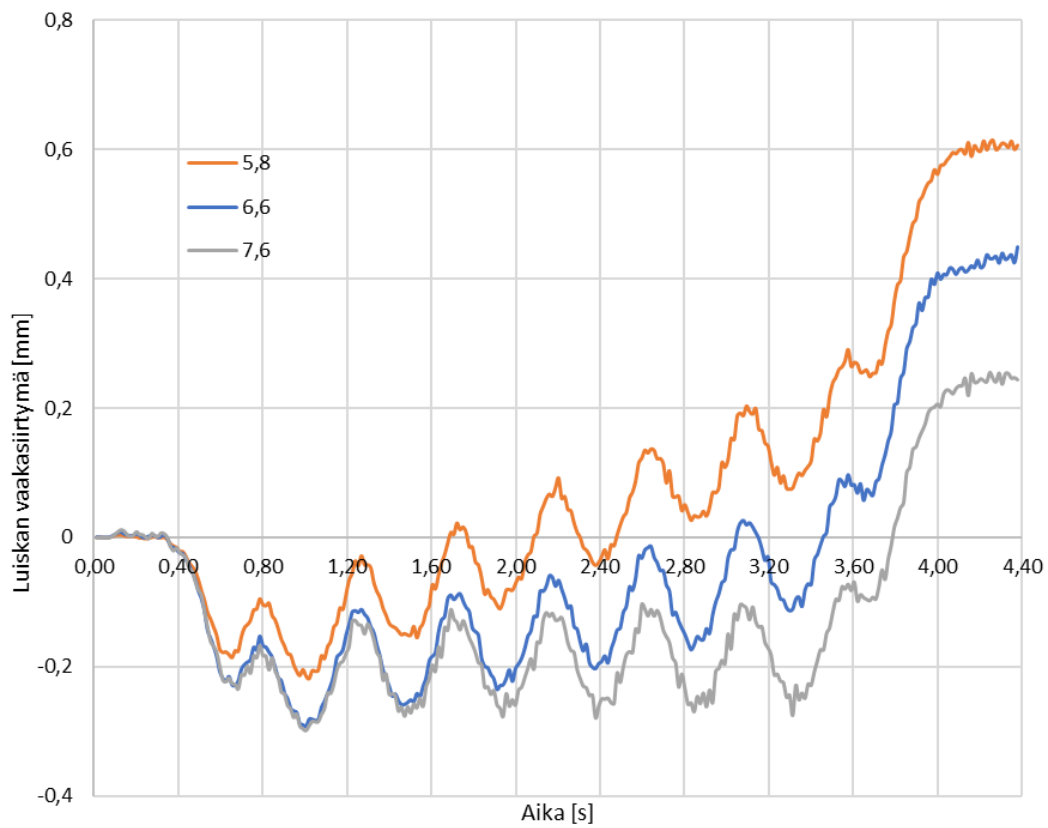
Liikkuvaa junakuormitusta on simuloitu juoksuttamalla kuormaa mallin halki muuttamalla mallin pölkkyjen kohdalla vaikuttavien pistekuormaparien amplitudia jokaiselle pistekuormaparille erikseen määritellyn aikariippuvaisen kuormafunktion mukaan. Matemaattisesti mallin käyttäytyminen on siis dynaamista ja jotta voitaisiin varmistua numeerisen ratkaisun stabiiliudesta, 4,38 sekunnin mittainen simulaatio koostuu yhteensä 15 000 aika-askeleesta. Tällöin yhden askeleen pituus on 0,292 millisekuntia, mikä on vertailulaskelmien perusteella ratkaisun stabiiliuden kannalta riittävä tarkkuus. Tutkimuksessa käytetyllä tietokoneella yhden simulaation laskenta-aika on tällöin noin 15 tuntia.

Kuvassa 119 on esitetty pohjamaan pinnan pystysiirtymäprofiili mallinuksissa simuloidun seitsemän junavaunun ylityksen aikana. Pohjamaan palautuva painuma on akselien alaisuudessa suuruusluokaltaan noin 2,5 mm. Mielenkiintoisesti tuloksista ilmenee, kuinka osa pystysiirtymistä jää pysyviksi kuormituksen poistuttua, vaikka pohjamaa on mallinnettu lineaarielastista materiaalimallia käyttäen; mitä luultavammin tämän on seurausta rakenteeseen kuormituksen aikana muodostuneista jäännösjännityksistä, jolloin pengert "holvaantumisen" seurauksena kohdistaa myös pohjamaan pintaan pienen jäännöspaineen.

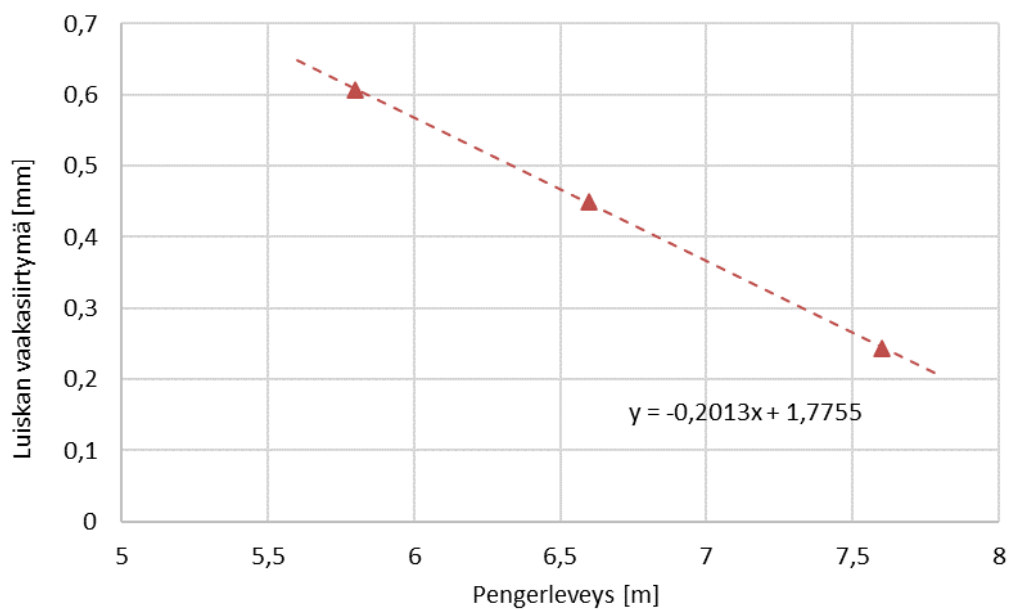


Kuva 119. Laskennallinen pystysiirtymäprofiili pohjamaan pinnassa 7 vaunun ylityksen alaisuudessa (akselipaino 250 kN, pohjamaajäykkyys 30 MPa, ajonopeus 85 km/h).

Kuvissa 120 ja 121 on esitetty 3D-mallinuksissa toteutunut penkereen ulkoluiskan kumulatiivinen vaakasiirtymä eri pengertleveyksillä. Luiskakaltevuus on kaikissa mallinuksissa ollut 1:1.5. Kuvan 120 mukaisesti pengertleveys kasvaa käytännössä lineaarisesti kaikilla pengertleveyksillä kuormituskertamäärän myötä pohjamaajoustop aiheuttaman alkukapeneman jälkeen. Myös pengertleveyden vaikutus kumulatiiviseen pengertleviämään on tehtyjen 3D-mallinuksien perusteella hyvin lineaarinen (kuva 121). Todellisuudessa pengertleviämä ei mitään ilmeisimminkään ole ilmiönä yhtä lineaarinen kuin esitetyissä laskelmissa; yksinkertaisen lujittumiskäytäytymisensä vuoksi Hardening Soil ei edellä mainitusti ole materiaalimallina kovinkaan ideaalinen sykliin mallinuksiin. Epätarkkuuksista huolimatta laskelmat kuitenkin havainnollistavat pengertdimensioiden roolia alusrakennedeformaation kontrolloinnissa.

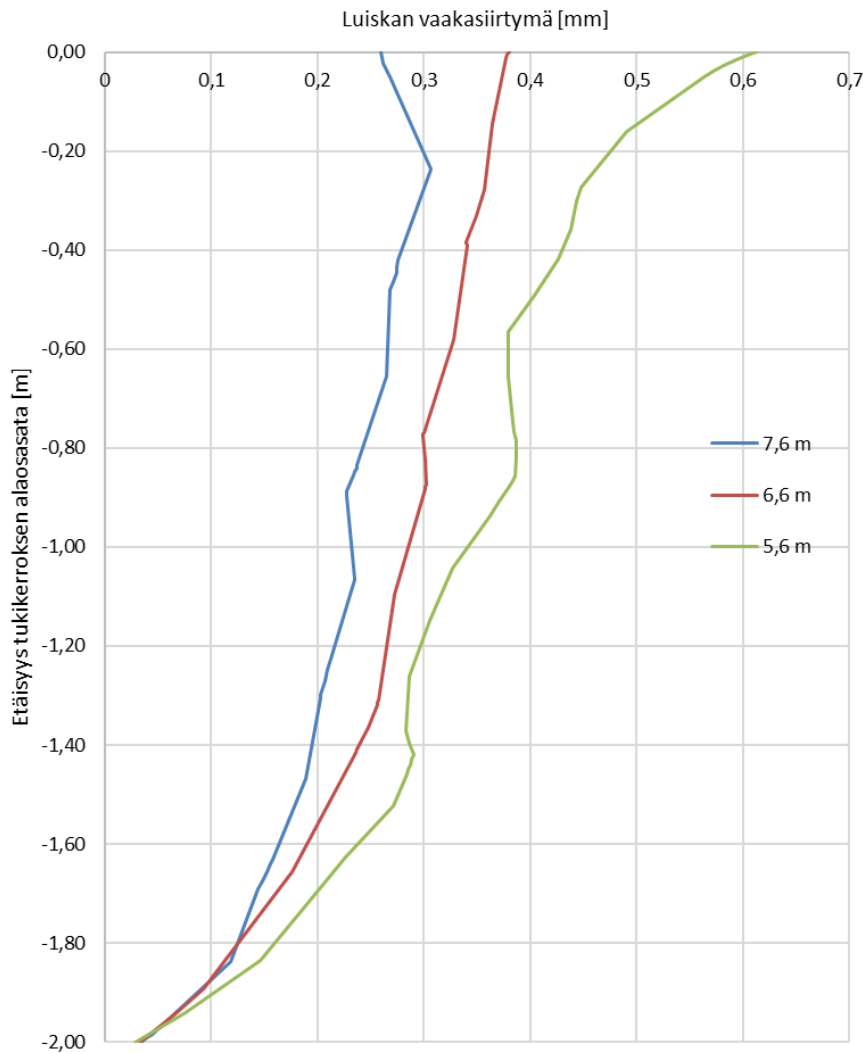


Kuva 120. Luiskan laskennallinen vaakasiirtymä eri pengerelevyksillä seitsemän junaanauunun ylityksen alaisuudessa (28 akselia, akselipaino 250 kN, pohjamaajäykkyys 30 MPa, ajonopeus 85 km/h}.



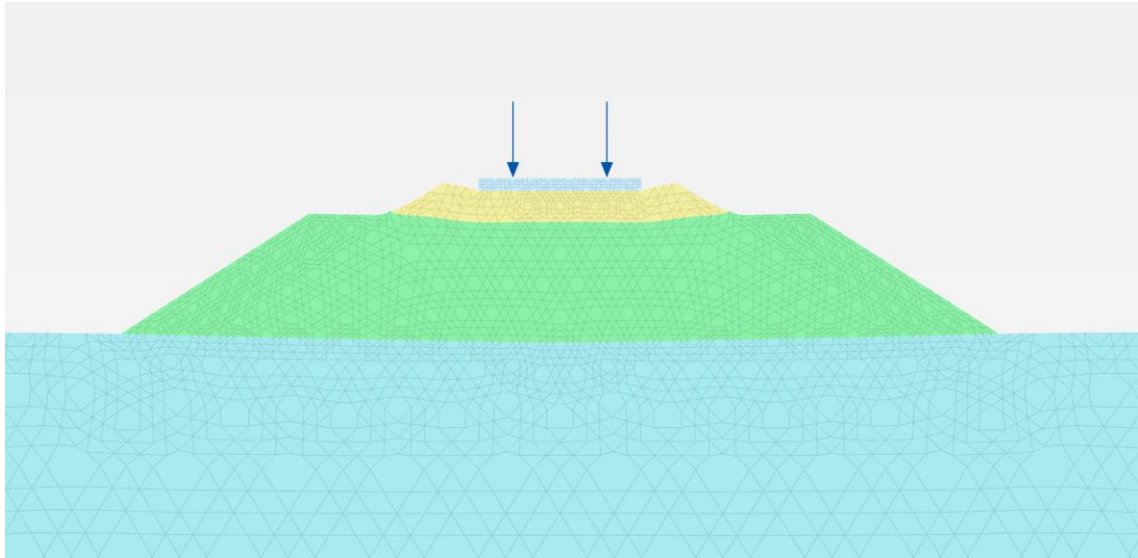
Kuva 121. Pengerleveyden ja luiskan vaakasiirtymän välinen lineaarinen yhteys 3D mallinnuksissa.

Kuvassa 122 on esitetty luiskan ulkoreunan laskennalliset vaakasiirtymäprofiilit seitsemän junavaunun ylityksen jälkeen käytetyillä pengerleveyksillä. Empiiristen havaintojen kaltaisesti vaakasiirtymä on suurinta luiskan yläosissa missä pengerleveys on kapeimmillaan ja kuormitus suurinta. Penkereen alaosissa vaakasiirtymä on puolestaan hyvin vähäistä. Todellisessa rakenteessa penkereen vaakasiirtymäprofiilin muoto kuitenkin muuttuu luiskien ulkoreunojen eroosion aiheuttaman pengerlatistuman seurauksena, pienentäen ulkoluiskan ylä- ja alaosan vaakasiirtymien eroa. Lisäksi pengerlatistuman myötä myös penkereen luiskakaltevuus tyypillisesti hieman loivenee (Kalliainen & Kolisoja 2013).

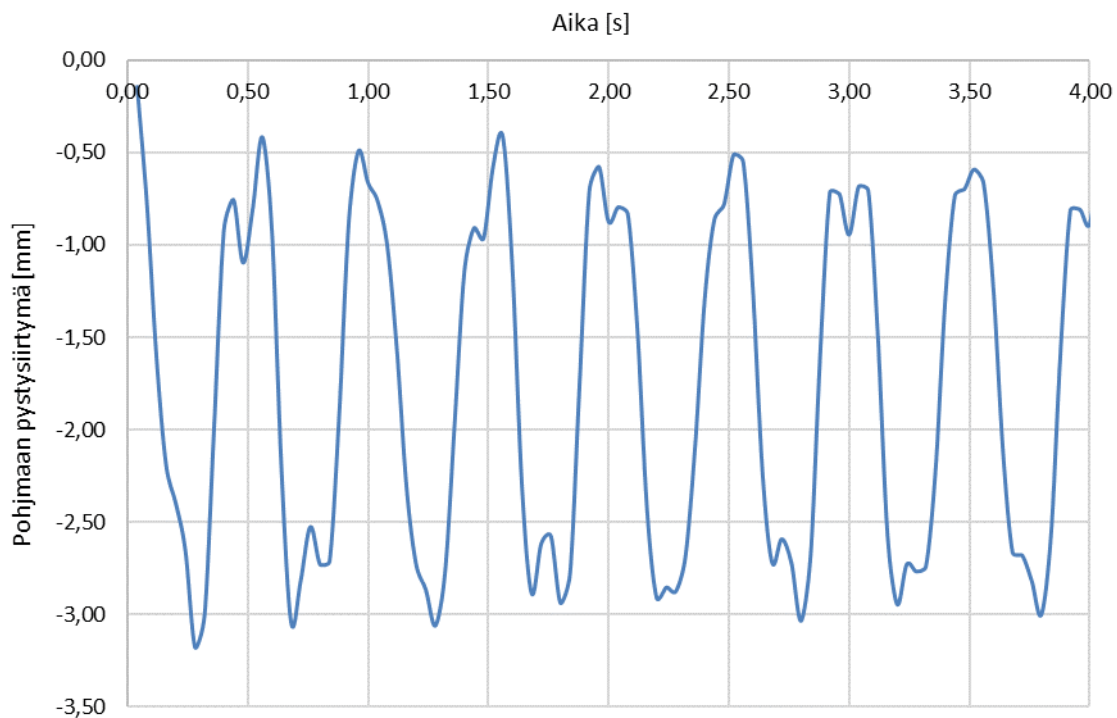


Kuva 122. Luiskan vaakasiirtymäprofiili syvyyden suhteen eri pengerleveyksillä.

Ilmiönä pengerleviämä on periaatteessa kaksiulotteinen, jolloin 3D-mallin laskentateknisen raskauden vuoksi osa laskelmista suoritettiin 2D-mallia käyttäen. Käytetty 2D-malli on laskentaparametreiltaan ja penger- ja pohjamaapaksuuden osalta vastaava 3D-mallin kanssa (kuva 123). Junakuormituksen simulointiin laskennassa käytettiin 70 kN/m suuruisia syklisiä nauhakuormia kuormitustaajuuden ollessa 2 Hz. Laskennassa käytetyn nauhakuorman arvo määritetty jakamalla 125 kN pyöräkuoma 3D-mallissa käytetyllä akselivälillä 1,8 m ($125 / 1,8 \approx 70$ kN/m). Kuvan 124 mukaisesti kyseinen nauhakuorma tuottaa lähes 3D-mallia vastaavan pohjamaan painumaprofiilin. 2D-laseknoissa mallia kuormitetaan yhteensä 20 kertaa.



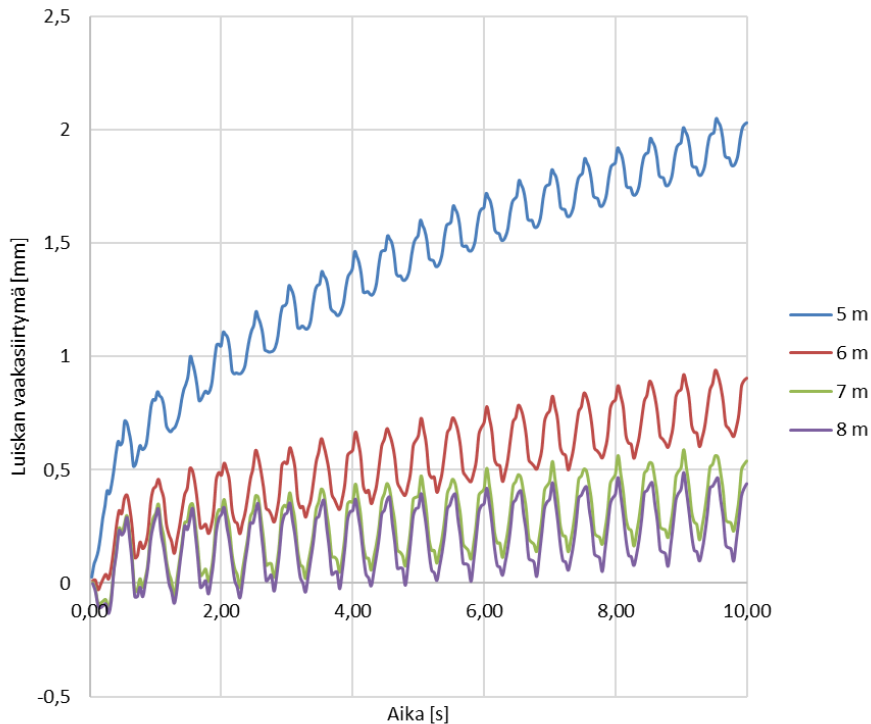
Kuva 123. Syklisissä pengerleviämämallinnuksissa käytetty 2D-malli (nauha-kuorma 70 kN/m, kuormitustaajuus 2 Hz).



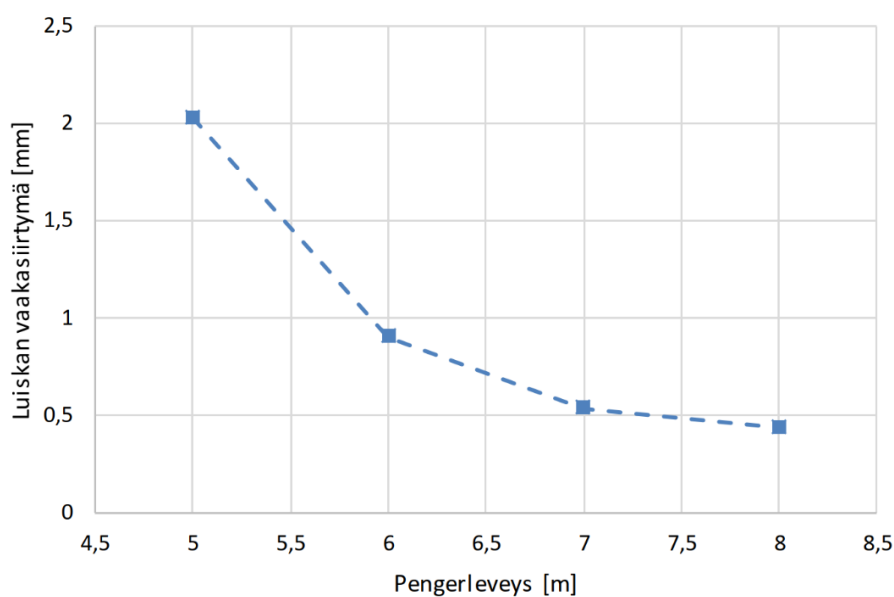
Kuva 124. Pohjamaan pinnan pystysuuntainen siirtymäprofiili 2D-mallinnuksissa (pohjamaajäykkyys 30 MPa).

Kuvan 125 mukaisesti luiskan ulkoreunan vaakasiirtymä on suuruusluokaltaan lähes vastaava 3D-mallin kanssa. Kuitenkin 2D-laskennoissa rakenteen alkutaipuman vaikutus muodonmuutoskertymään on 3D-laskentoja vähäisempi; kuvan 120 mukaisesti kolmiulotteisella mallilla kuormitus aiheuttaa aluksi negatiivisen luiskasiirtymän pohjamaan taipuessa, mutta 2D-mallia käytettäessä vastaavanlaista käyttäytymistä ei havaita, vaan luiskan vaakasiirtymä kasvaa lähes tasaisesti rakennelujittumisesta seuraavan alkukertymän jälkeen. Käytännössä erot 2D- ja 3D-

mallien käyttäytymisessä ovat seurausta kuormajakaumien muodon ja suuruusluokan eroavaisuudesta. Kuvan 126 mukaisesti rakenteen luiskan kumulatiivinen vaakasiirtymä on 2D-laskennoissa epälineaarisesti riippuvainen pengerleveydestä, trendin ollessa hyvin samanlainen kuin esimerkiksi lähteessä Kalliainen & Kolisoja (2013) esitetyissä pienoispengerkokeissa.

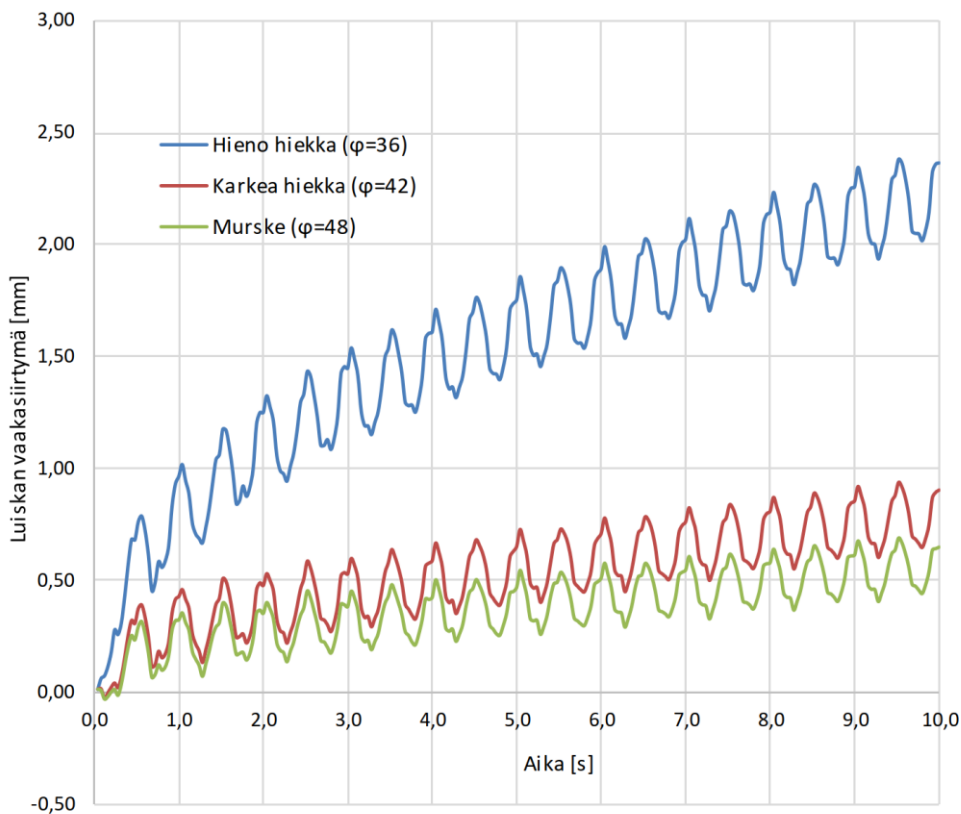


Kuva 125. Luiskan vaakasiirtymä syklisissä 2D pengerleviämämallinnuksissa eri pengerleveyksillä 20 kuormitussyklin alaisuudessa.

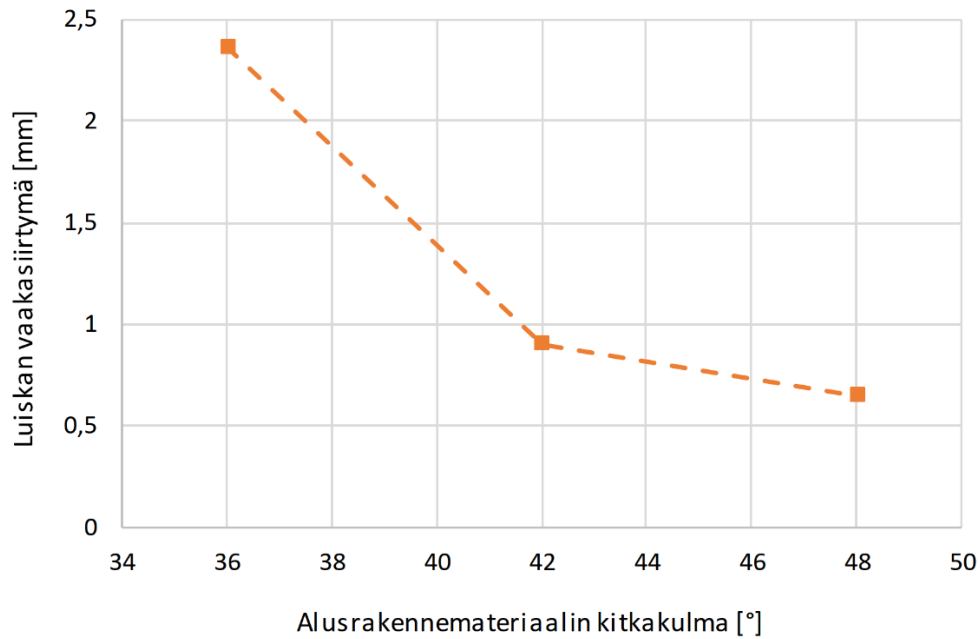


Kuva 126. Luiskan vaakasiirtymä 2D-pengerleviämämallinnuksissa 20 kuormitussyklin jälkeen eri pengerleveyksillä.

Edellä luvussa 6.1 esitetysti materiaalin lujuus on yksi keskeinen tekijä rakenteen muodonmuutostason kannalta – erityisesti joustavilla pohjamailla. Vastaavasti materiaalilaadun vaikutusta rakenteen kumulatiiviseen muodonmuutuskertymään on havainnollistettu kuvassa 127. Mallinnustulosten mukaisesti rakenteen laskennallinen pengerverviämänopeus kiihtyy voimakkaasti pengermateriaalin kitkakulman pienentyessä (kuva 128). Mitä luultavammin pengermateriaalin lujuuden vaikutus todellisen rakenteen muodonmuutuskertymäkäyttäytymiseen on yleistrendiltään samansuuntainen, mutta kovin pitkälle vietyjä johtopäätelmiä ei näiden tulosten pohjalta ole mielekästä tehdä. Erityisesti vaikutustrendin muoto voi hyvinkin poiketa todellisesta rakenteesta.

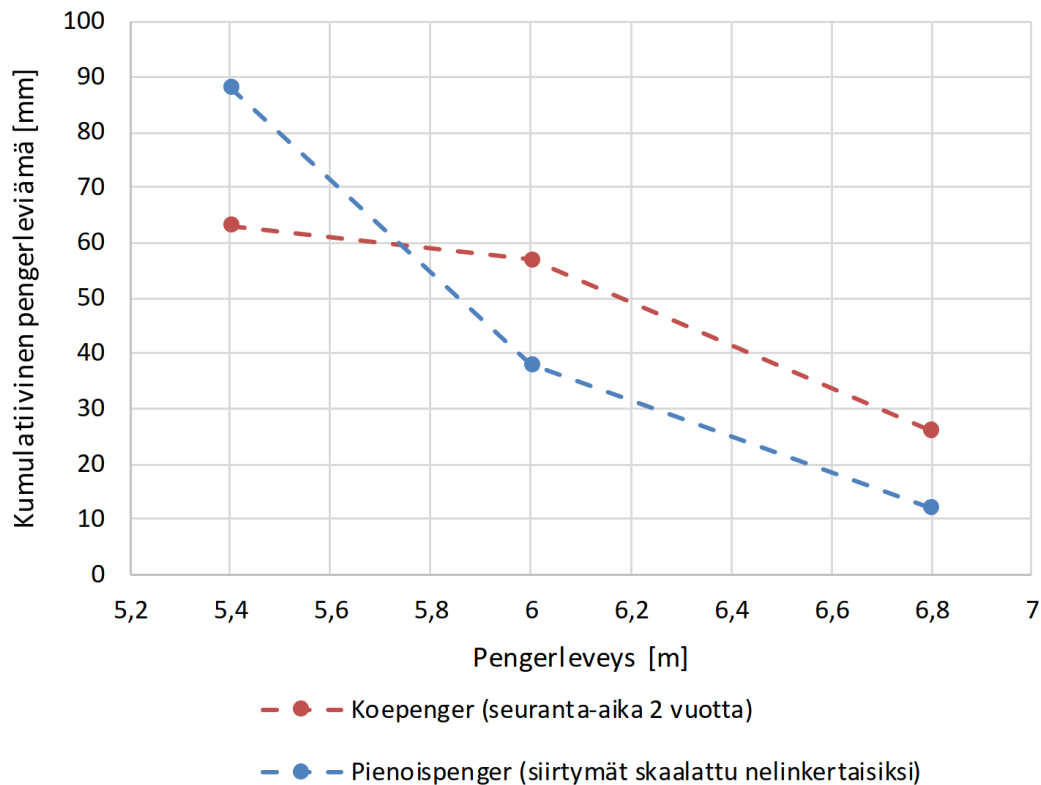


Kuva 127. Luiskan vaakasiirtymä 2D mallinuksissa eri alusrakennelaaduilla 6 metrin pengerverveydellä.



Kuva 128. Luiskan vaakasiirtymä 20 kuormitus syklin jälkeen 2D-mallinnuksissa alusrakennemateriaalin kitkakulman funktiona (pengerleveys 6 metriä, pohjamaajäykkyys 30 MPa).

Kuvaan 129 on koottu lähteestä Kalliainen & Kolisoja (2013) esitetyt pienoismittakaavaisissa laboratorikokeissa ja täysimittakaavaisissa kenttäkokeissa eri pengerleveyksillä toteutuneet pengerleviämät seurantajaksojen ajalta (laboratoriossa 25 000 kuormitus sykliä, kentällä kaksi vuotta). Olosuhteiltaan kontrolloidummissa laboratorikokeissa rakenteen kumulatiivinen muodonmuutuskertymä kasvaa kiihtyvästi pengerleveyden pienentyessä, kun taas kenttäkokeissa leviäminen kapealla pengerleveydellä on maltillisempaa. Tässä kohtaa on kuitenkin huomioitava kentällä sijaitsevien koepenkereiden kuormitusolosuhteiden vaihtelevuus ja verrattain lyhyt seuranta-aika; oletettavasti pengerleviäminen hidastuu leveämmillä rakenteilla kapeita rakenteita nopeammin, jolloin seuranta-ajanjaksoa pidennettäessä alkuleveyden vaikutus kumulatiiviseen pengerleviämään on yleistrendiltään mitä luultavammin hyvin vastaavanlainen laboratoriossa havaitun kanssa.

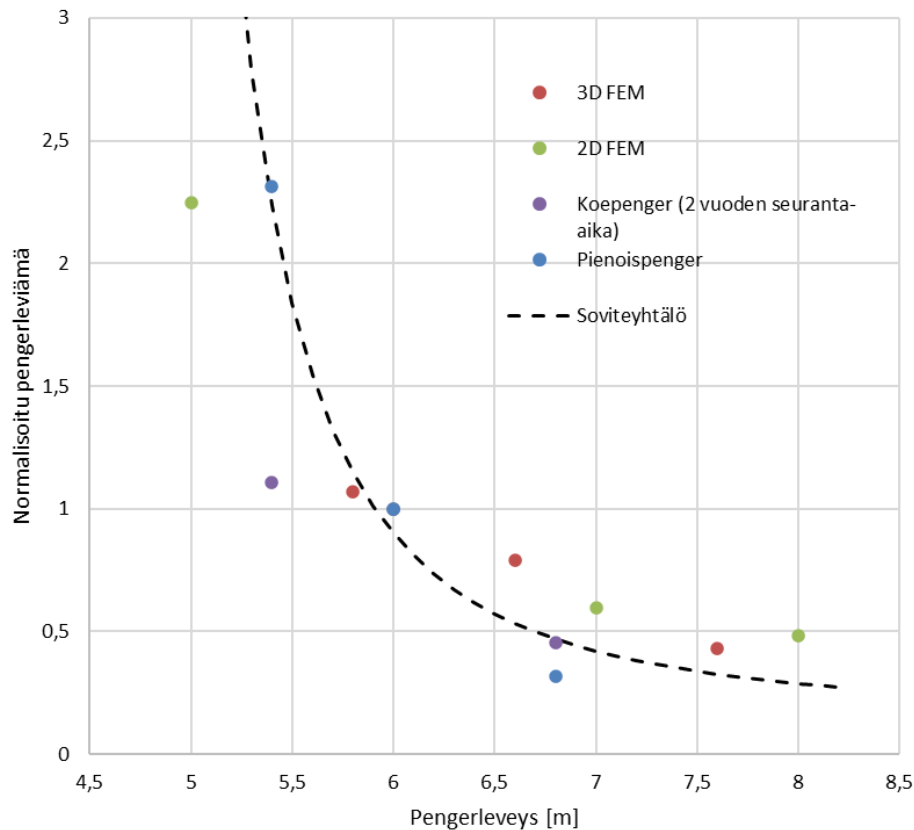


Kuva 129. Lähteessä Kalliainen & Kolisoja (2013) raportoidut kumulatiiviset pengerleviämät kentällä ja laboratoriossa tehdyissä kokeissa pengerleveyyden funktiona (pienoispengerkokeiden kuormitustaso 550 kPa, 25 000 kuormitusyhtiä).

Pengerleveysmitoituksen kannalta on edellytystehtoista pystyvä kuvamaan pengerlevyyden ja pengerleviämisenopeuden välistä yhteyttä. Nykyisellään käytävissä olevien laskentatyökalujen puutteellisuuden vuoksi ongelmaa on tässä yhteydessä lähestytty eri pengerleveyksillä ja eri tutkimusmenetelmiä käyttäen saatua normalisoitua pengerleviämää hyödyntäen. Kuvassa 130 on esitetty laskennallisilla ja empiirisillä menetelmillä saatujen suhteellisten pengerleviämien suuruus kyseisen menetelmän mukaisen, kuuden metrin pengerlevyyttä vastaavan kumulatiivisen pengerleviämän suhteen normalisoituna. Kuvassa näkyvä soviteyhtälö on sovitettu pistejoukkoon silmämääräisesti, ollen matemaattisesti muotoa:

$$\Delta L = \left(\frac{1.3}{L-4.5} \right)^2 + 0.15 \quad (6.12)$$

jossa L on alkutilan pengerleveys. Tutkimusmenetelmien eroavaisuuksien vuoksi mm. kuormituksen suuruus ja kuormituskertamäärä eroavat menetelmittäin, eivätkä eri tavoin saadut tulokset ole siis todellisuudessa täysin rinnastettavissa. Kuitenkin yhteissovituksen käyttö on tulosten jatkohyödyntävyyden kannalta katsottu parhaaksi vaihtoehdoksi; menetelmäkohtaisen yleisepätarkkuuden takia tai kuormitusolosuhteiden muuttuessa yksittäisten pisteiden sijainti poikennee nyt esitetyistä, mutta yleistrendiltään soviteyhtälö kuvaa pengerlevyyden ja suhteellisen pengerleviämäherkkyuden välistä yhteyttä likimääräisellä tarkkuudella. Soviteyhtälön parametrissa on myös huomioitu menetelmäkohtainen epätarkkuus arvioimalla pengerleviämisenopeuden kiihtymisen kannalta kriittisen pengerlevyyden suuruus kuvassa 130 esitettyihin tuloksiin suhteutettuna hieman yläkanttiin, eli käytännössä malliin on tällöin sisällytetty varmuutta parametrissa.

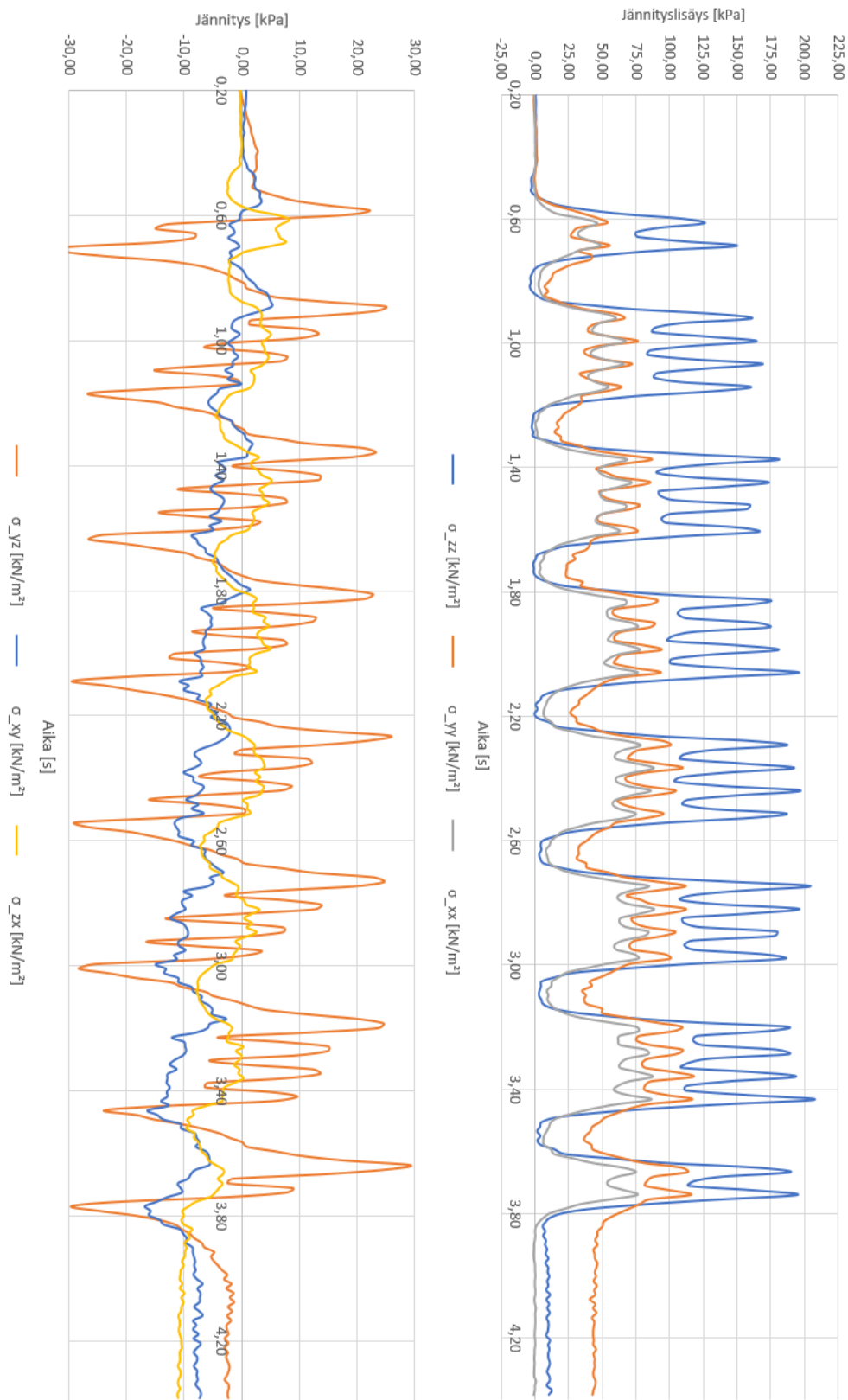


Kuva 130. Kuuden metrin pengerveveyttä vastaavan pengerveleveyden suhteen normalisoitu pengerveleveys eri pengerveveyksillä ja eri tutkimismenetelmillä sekä yhtälön 6.12 mukaisen soviteyhtälön suhtautuminen tulosten kanssa.

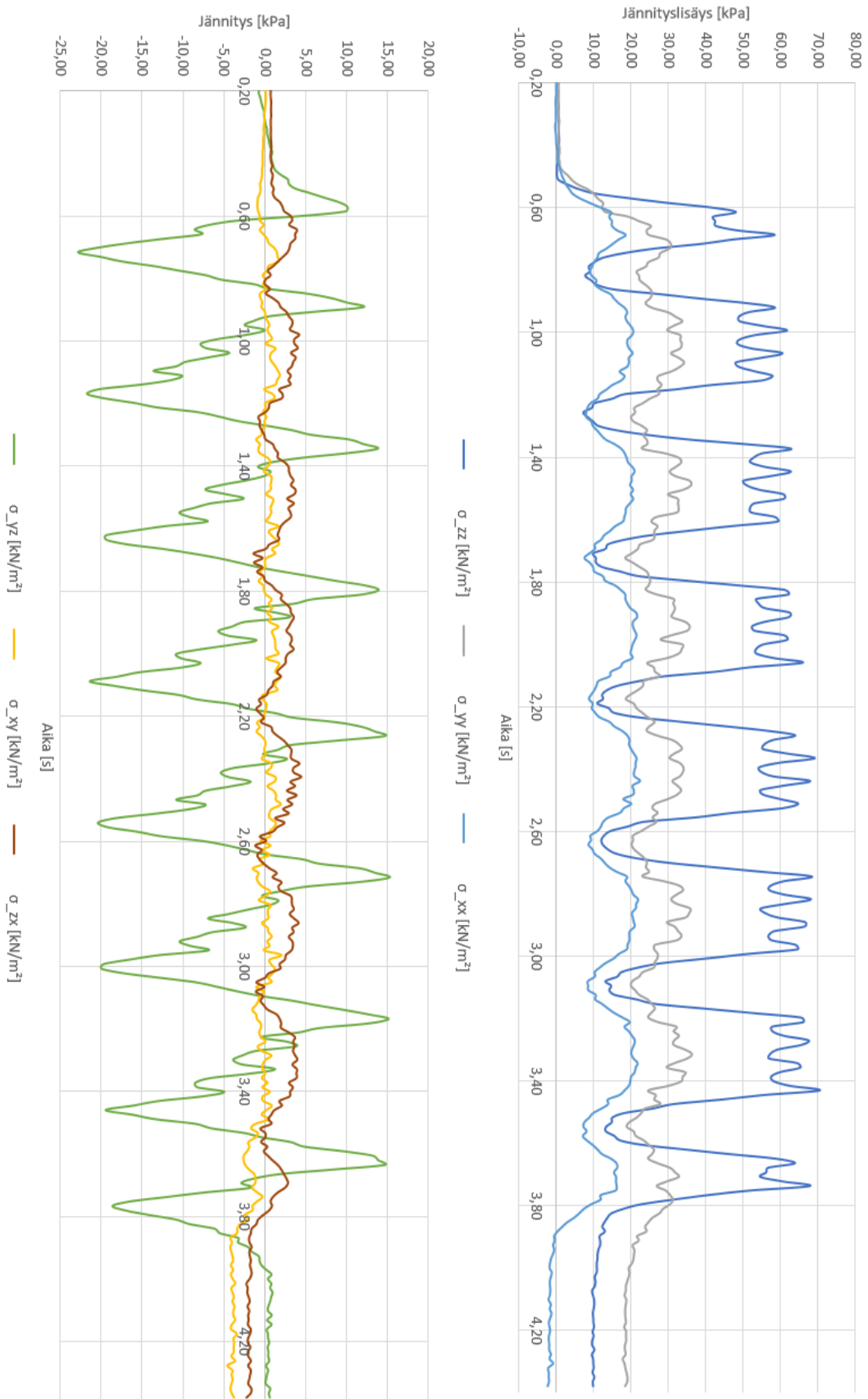
6.3.2 Jännityskiertymä ja jäännösjännitysten syntyminen

Rakennetyyppikohtaisen pengerveleymisherkkyiden ohella syklisiä 3D toistokuormitusmallinnuksista saatavaa dataa hyödynnettiin liikkuvasta junakuormituksesta rakenteeseen kohdistuvan staattisen jännitystilän yksityiskohtaisemmassa tarkastelussa. Kuvissa 131, 132 ja 133 on esitetty rakenteen kokonaisjännitystilän muutosprofiili seitsemän 250 kN akselipainon omaavan junavaunun ylityksen alaisuudessa kolmella eri syvyydellä. Penger materiaaleille käytetyn myötölujittuvan materiaalin ansiosta laskentamalli kykenee kuvaamaan rakenteeseen kuormitettaessa muodostuvien jäännösjännitysten syntymekanismia yksinkertaisella tasolla. Tuloksista ilmenee kuinka erityisesti radan pituussuuntainen jännitys kasvaa pengermateriaalin tiivistymisen suorauksena. Vaakasuuntaisten jännitysten kasvaessa myös osa leikkausjännityksistä jää pysyviksi, jolloin yksittäisen materiaali-alkion jännitystasapainon toteutumiseksi rakenteeseen on myös muodostuttava pystysuuntaisia jäännösjännityksiä.

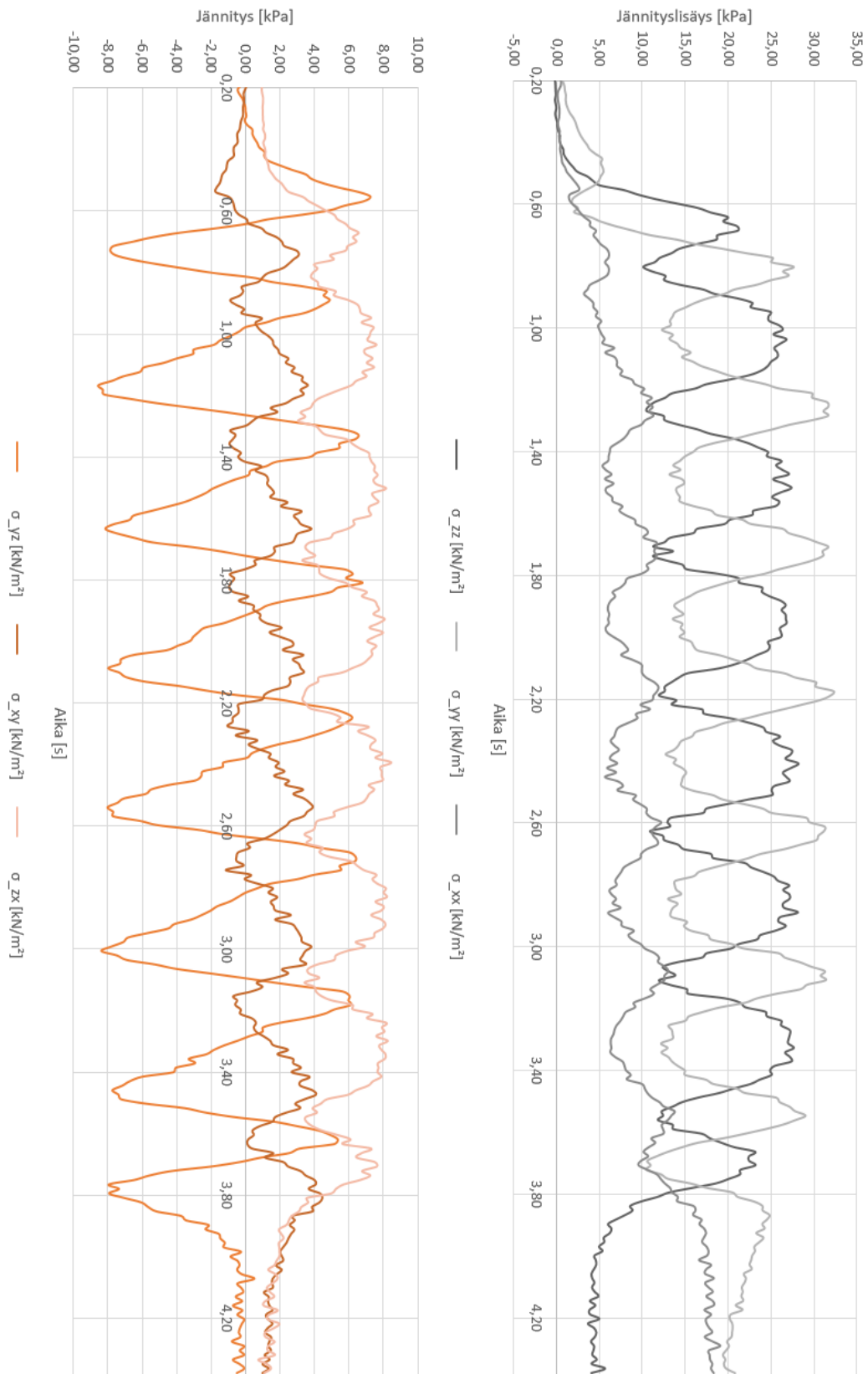
Rakenteen yläosissa vaakasuuntaiset jäännösjännitykset ovat käytännössä kokonaan radan pituussuuntaisia (kuvat 131 ja 132). Kuitenkin jo eristyskerroksen alaosissa poikki- ja vaakasuuntaiset jäännösjännitykset ovat suuruusluokaltaan lähes toisiaan vastaavat (kuva 133). Tehdyissä mallinnuksissa pohjamaan jäykkyys on edellisessä luvussa 6.3.1 mainitusti ollut 30 MPa. Jäykemmällä pohjamaalla vaakasuuntaiset jäännösjännitykset olisivat oletettavasti suuruusluokaltaan nyt esitettyjä suurempia pohjajousta seuraavan rakennetaipuman ollessa vähäisempää.



Kuva 131. Laskennallinen jännitysvaihtelu 5 cm pölkyn alapinnasta seitsemän 250 kN akselipainon omaavan tavaravaunun ylityksen alaisuudessa. Vasemmalla leikkausjännitykset ja oikealla koordinaatiston akseleiden suuntaiset jännitykset.

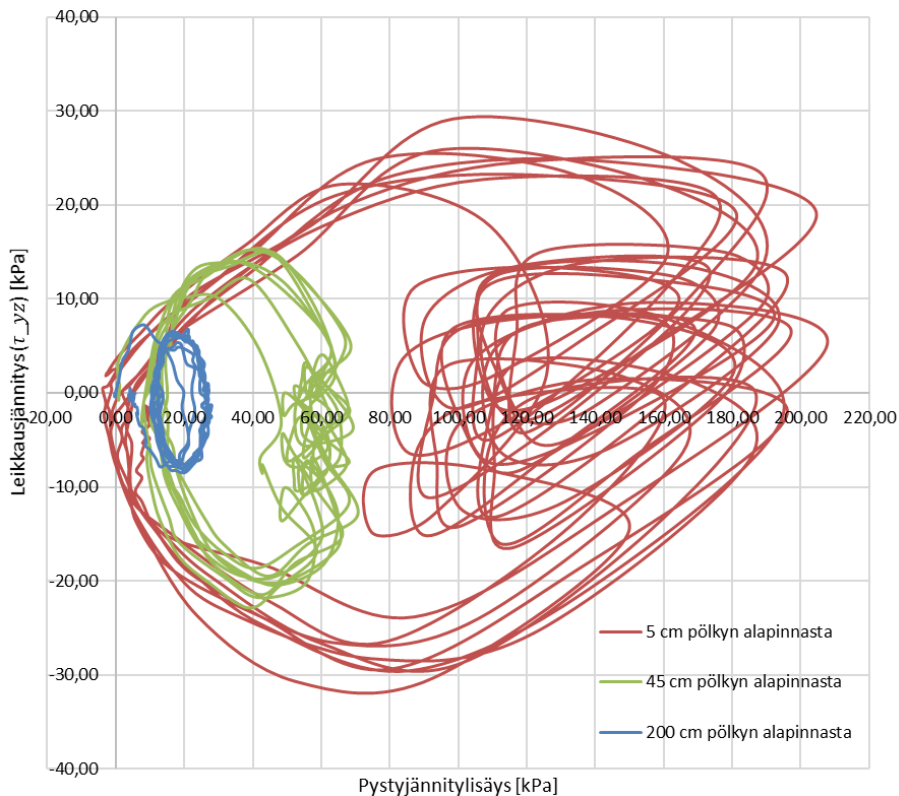


Kuva 132. Laskennallinen jännitysvaihtelu 45 cm pölkyn alapinnasta seitsemän 250 kN akselipainon omaavan tavaravaunun ylityksen alaisuudessa. Vasemmalla leikkausjännitykset ja oikealla koordinaatiston akseleiden suuntaiset jännitykset.



Kuva 133. Laskennallinen jännitysvaihtelu 200 cm pölkyn alapinnasta seitsemän 250 kN akselipainon omaavan tavaravaunun ylityksen alaisuudessa. Vasemmalla leikkaujännitykset ja oikealla koordinaatiston akselien suuntaiset jännitykset.

Kuvassa 134 on esitetty toteutuneet jännityspolkukuvaajat σ_{zz} - τ_{yz} tasossa esitettyinä kolmelta eri syvyydeltä junan ylityksen aiheuttaman laskennallisen pääjännityskiertymän havainnollistamiseksi. Liikkuvan kuormituksen alaisuudessa pystyleikkausjännityspolku on tyypillisesti ellipsin muotoinen ja käytännössä mitä suurempi on leikkaus- ja pystyjännitysamplitudin välinen suhde, sitä voimakkaampaa pääjännityskiertymä on. Vastaavasti mikäli jännityspolku olisi ainoastaan x-akselin suuntainen ei materiaaliin kuormitustapahtuman aikana kohdistuisi lainkaan pääjännityskiertymää. Kuormituksen aikaansaamien jäännösjännitysten takia kuvan 134 jännityspolut eivät kierrä täysin samaa kehää, vaan siirtyvät pystysuuntaisten jäännösjännitysten kehittymisen myötä hieman oikealle päin.



Kuva 134. Eri syvyyksillä toteutuneet jännityspolut seitsemän 250 kN akselipainon omaavan junavaunun ylityksen alaisuudessa σ_{zz} - τ_{yz} tasossa esitettyinä.

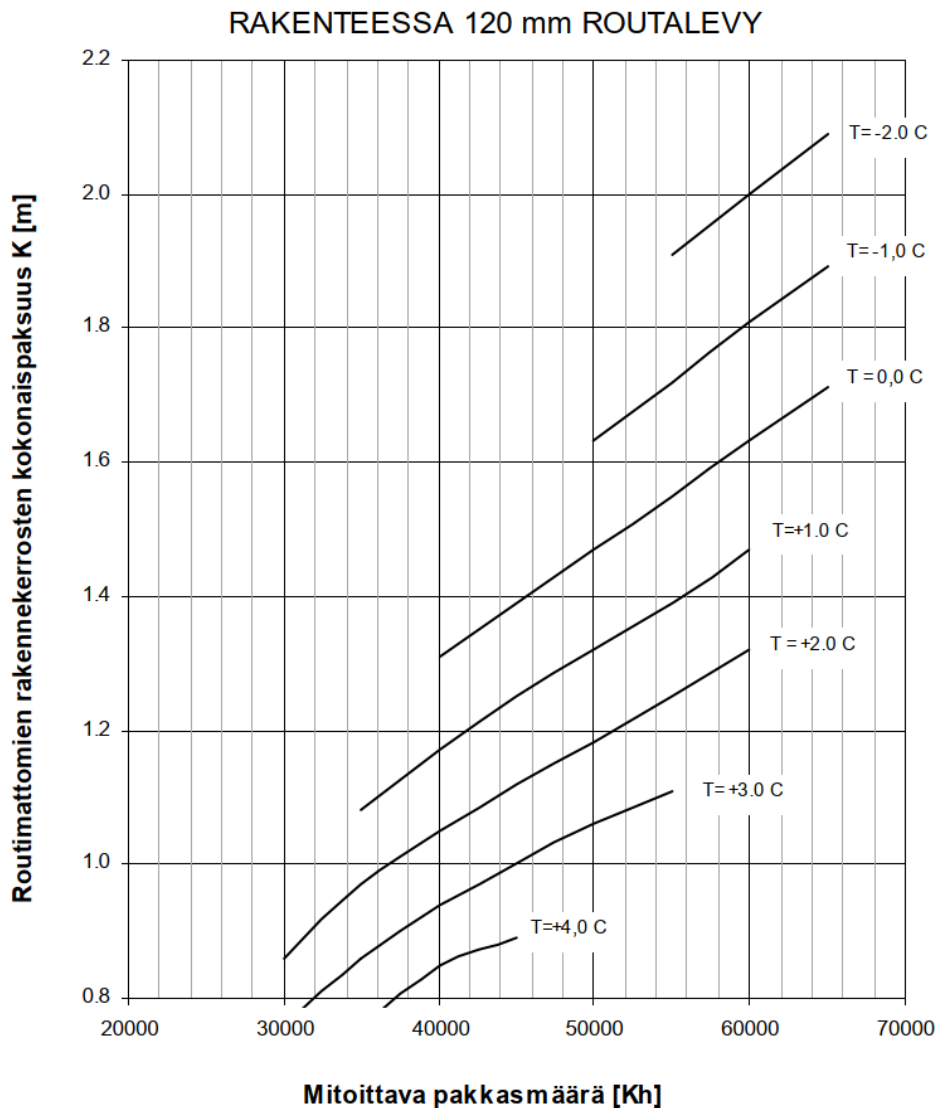
Koska radassa kuormitus jakautuu alapuoliselle rakenteelle ratapölkkyjen kautta, on jännityskertymä tukikerroksen alueella vielä kohtalaisen vähäistä. Jännitystaso tukikerroksen alueella on kuitenkin yleisesti ottaen varsin korkea ja tukikerrosdeformaation voisikin ajatella olevan pääosin seurausta syklisestä pystyjännityskuormituksesta. Kuitenkin syvemmälle päin mentäessä liikkuvasta kalustosta aiheutuva pääjännityskiertymä alkaa korostumaan, ollen 45 cm syvyydellä pölkyn alapinnasta jo huomattavaa (kuva 134). Toisaalta kuormituksesta aiheutuvan pystyjännityslisäyksen suuruus laskee varsin nopeasti syvyyden suhteen. Syvemmällä rakenteessa vallitsee lähtökohtaisesti myös suurempi tukipaine, joko osaltaan hillitsee jännityskiertymästä aiheutuvia muodonmuutoksia. Tulokset kuitenkin osoittavat pääjännityskiertymän olevan huomattavaa erityisesti tukikerroksen alaosissa, jolloin alusrakenne ja pohjamaan kuormituskäyttäytymisen paremman ymmärtämisen kannalta voisi olla tarpeellista tutkia tarkemmin pääjännityskiertymän roolia rakenteessa ja sen alla olevien materiaalialkioiden deformaatiokäyttäytymiseen.

7 Kuormituskestävyyssmitoituksen kehittäminen

7.1 Lyhyt katsaus aikaisempiin mitoitusmenetelmiin

Suomessa radan alusrekennepaksuus määräytyy nykyisellään routamitoituksen perusteella. Mitoituksen lähtökohtana on varmistaa riittävä eristyspaksuus, jotta varmistetaan etteivät penkereen alapuoliset routivat maakerrokset pääse jäätymään mitoitustalvea vastaavan pakkasmäärän seurauksena. Routalevyttömien ja routamitoitettujen rakenteiden pengerpaksuus on tyypillisesti verrattain suuri, jolloin pohjamaahan kohdistuva rasitus nykyisillä liikennöinnissä käytettävillä akselipainoilla on yleisesti ottaen hallittavalla tasolla. Kuitenkin akselipainojen kasvaessa myös pohjamaan kokema kuormitus lisääntyy, jolloin erityisesti ohuiden routalevyllisten rakenteiden kohdalla pohjamaadeformaation riski olisi akselipainon korotuksen yhteydessä syytä tarkastaa erikseen.

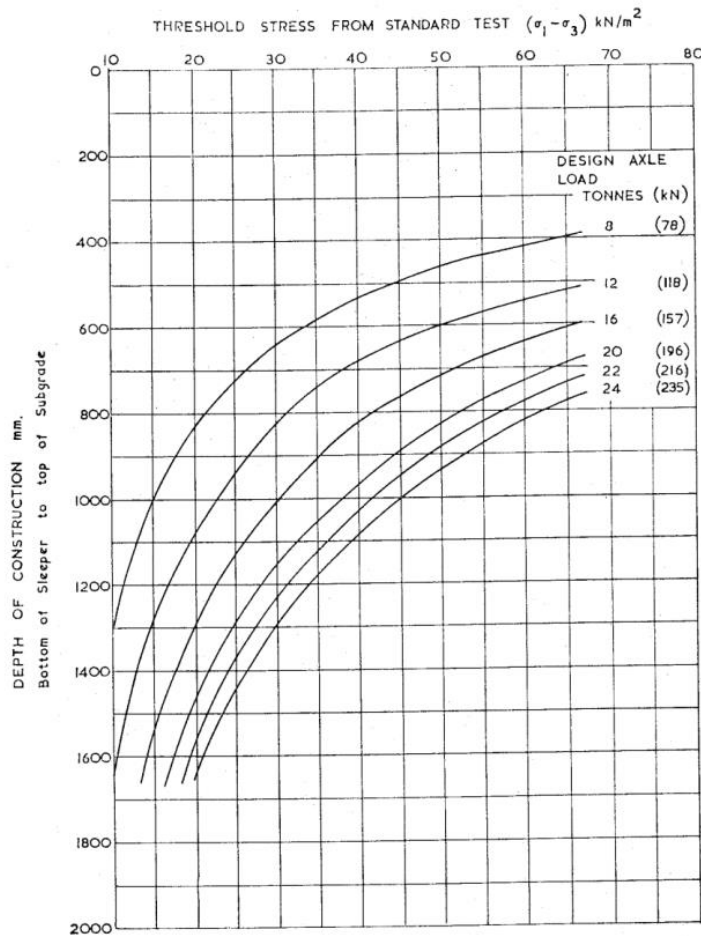
Esimerkiksi 120 mm routalevyä käytettäessä 40 000 Kh pakkasmäärällä ja +2,0 celsiusen vuosikeskilämpötilalla routimattoman rakenteen kokonaispaksuus tulisi RATO 3:ssa esitetyn mitoitusmenettelyn mukaan olla 1,05 metriä (kuva 135), mikä vastaa 0,5 metrin alusrakennepaksuutta. Luvun 6 laskentojen perusteella pohjamaan pintaan kohdistuisi tällöin esimerkiksi 275 kN akselipainon omaavan junan alaisuudessa lähes 50 kPa pystyjännityslisäys, joka etenkin pehmeikköalueilla voi hyvinkin johtaa pohjamaadeformaatioon kriittisen jännitystason ylityttyä.



Kuva 135. Nykyisen routamitoituksen mukaiset vähimmäisrakennepaksuudet 120 mm routalevyä käytettäessä (Liikennevirasto 2018).

Routimattomilla alueilla sijaitsevien, ohuen pengerpaksuuden omaavien ratojen osalta pohjamaadeformaation on havaittu olevan yksi keskeisemmistä ratarakenteen vauriomekanismeista. Pohjamaadeformaatio estämiseksi rakennepaksuuden mitoitukseen on kehitetty monia erilaisia menetelmiä. Yksi varhaisimmista tällaisista on Heath et al. (1972) esittämä Iso-Britannian rautatiesuunnittelussa käytetty, nk. British Railways Method.

Kyseisen mitoitusmenettelyn lähtökohtana on varmistaa, ettei pohjamaan pintaan kohdistuva pystyjännitys ylitä materiaalikohtaista kriittistä jännitystasoa (threshold stress). Menetelmän mukaisesti pohjamaan kriittinen jännitystaso voidaan määrittää laboratoriokokein 35 kPa sellipaineella tehdyistä kolmiakselialikoeista. Tämän jälkeen pohjamaan kriittinen jännitystaso voidaan ratkaista halutulle tukipainetasolle käyttäen jo edellä luvussa 3.3 esitettyä yhtälöä 3.11. Lopuksi junakuormasta aiheutuvat pysty- ja vaakajännitykset eri syvyyksillä on laskettu käyttäen Bousinesqsin puoliavaruudellista lineaarielastista jännitysteoriaa, jolloin lopputuloksena saadaan kuvan 136 mukainen mitoituskäyrästä tarvittavan alusrakennepaksuuden määrittämiseen eri akselipainoille pohjamaalaadun funktiona esitettyinä.



Kuva 136. Vaadittavan rakennepaksuuden määräytyminen British Railways menetelmässä eri akselipainoilla pohjamaan kriittisen jännitystason mukaan (Heath et al. 1972).

Puolestaan Li & Selig (1996) esittivät muodonmuutospohjaisen lähestymistavan pohjamaan mitoitukseen vaihtoehtona Heat et al. (1972) esittämälle suoralle jännitustasotarkastelulle. Lähtökohtana Li & Selig menetelmässä on varmistaa, ettei pohjamaan kriittinen muodonmuutostaso tai radan kokonaispainuma ylitä ratalinjan suunnitellun käyttöiän aikana sallittuja raja-arvoja. Kyseinen mitoitusmenettely on kaksiosainen; ensimmäisessä vaiheessa mitoitetaan rakennepaksuus pohjamaan vaiheittain etenevää leikkausmurtumaa vastaan varmistumalla, että pohjamaan suurin kumulatiivinen muodonmuutuskertymä mitoittavan kuormituksen ja kuormituskertamäärän alaisuudessa on sallituissa rajoissa. Oletuksena siis on, että pohjamaan muodonmuutuskertymä kiihtyy voimakkaasti plastisen muodonmuutostason ylittäessä tietyn kriittisen raja-arvon. Plastinen muodonmuutuskertymä kuormituskertamäärän N funktiona on kuvattu yksinkertaista yhtälön 7.1 mukaista empiiristä mallia käyttäen:

$$\varepsilon_p = a \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_s} \right)^m N^b \quad (7.1)$$

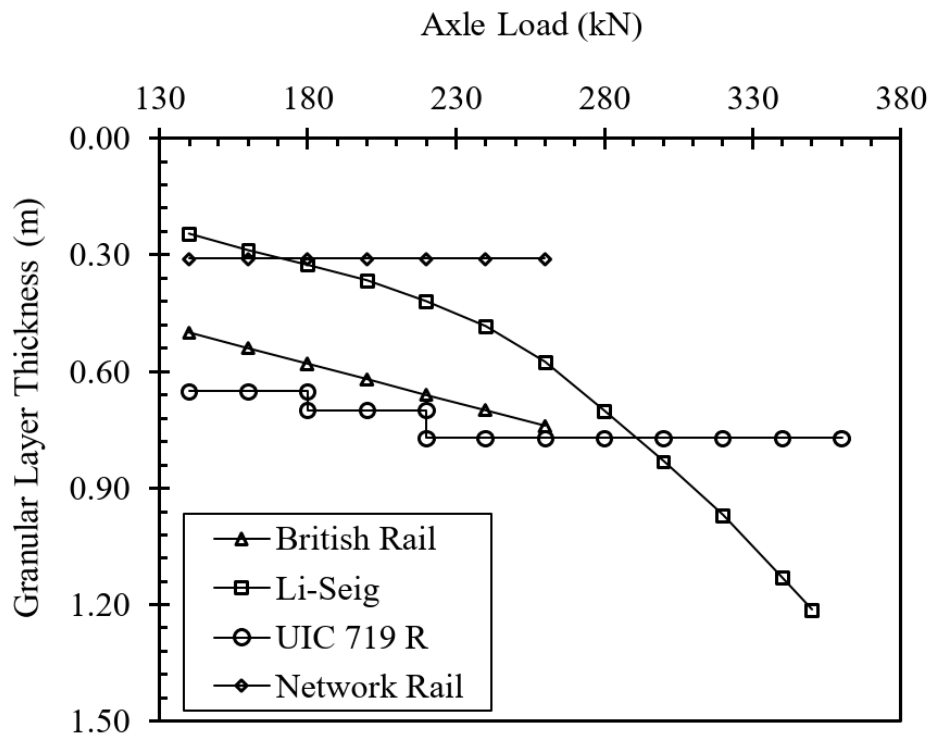
jossa a , m ja b ovat materiaaliparametrejä, σ_d on pohjamaan pintaan kohdistuva deviatorinen jännitys ja σ_s on pohjamaan puristuslujuus. Junakuormituksesta pohjamaan kohdistuva jännitys on laskettu lineaarielastiseen monikerroslaskentaan

perustuvaa GEOTRACK-ohjelmistoa käyttäen. Mitoitusmenettelyn toisessa vaiheessa pohjamaan kokonaispainuma (millimetreinä) saadaan integroimalla yhtälö 7.1 numeerisesti syvyyden suhteen pohjamaan paksuuden yli. Kaksivaiheisen mitoitusmenettelyn lopputuloksena saadaan kaksi mitoittavaa rakennepaksuutta, joista suurempi on lopullinen mitoituspaksuus.

Eräs nykyisellään käytössä olevista rakennepaksuuden mitoitusmenetelmistä on UIC 719 R -menetelmä (UIC 2008), joka pitkälti perustuu Ranskan rataverkolta saatuun empiiriseen kokemukseen (Sayeed 2016). UIC 719 R määrittelee, että radan rakennekerrokset voivat koostua sepelistä, maasta rakennetusta rakennekerroksesta, geotekstiilistä ja muokatusta pohjamaasta. Rakennekerrosten yhteispaksuus määräytyy pohjamaan laadun, rataluokan ja muokatun pohjamaan paksuuden perusteella. Menetelmässä pohjamaan on ryhmitelty neljään eri luokkaan: QS0 eli epäsojivat maat, QS1 eli heikot maat, QS2 eli keskinkertaiset maat ja QS3 luokan hyvälaatuiset maat. Menetelmän tarkempi kuvaus löytyy esimerkiksi lähteestä Kalliainen et al. (2014).

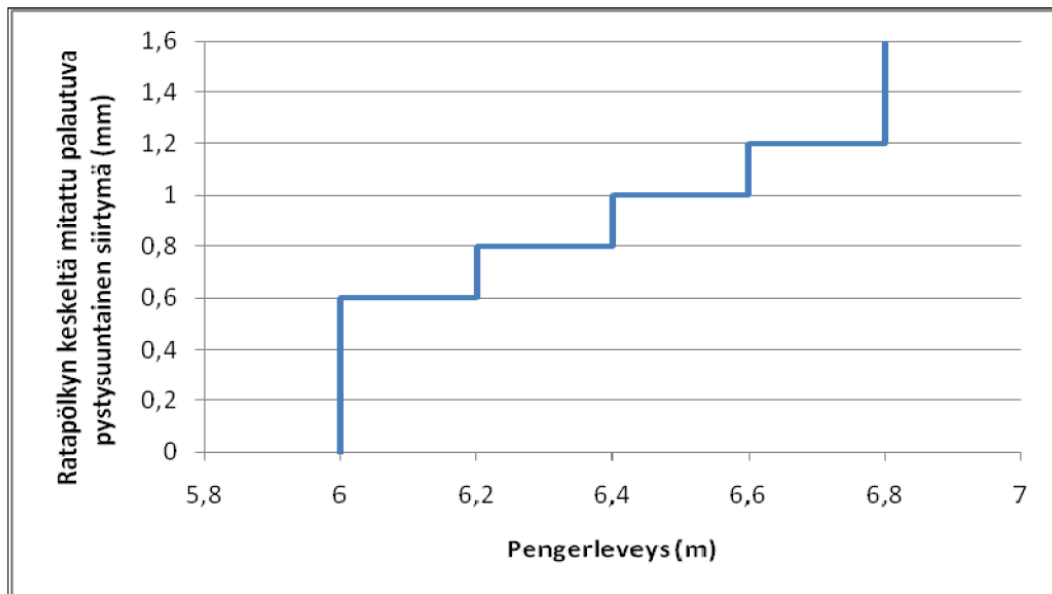
Network Rail Code NR/SB/TRK/9039 määrittelee Iso-Britanniassa suositukset ratojen rakennekerrospaksuuden määrittämiseksi ensisijaisesti olemassa olevalla rataverkolla raidegeometrian pysymisen kannalta ongelmallisissa kohteissa (Network Rail 2005). Kyseisessä menetelmässä vaadittava rakennepaksuus määräytyy pohjamaan jäykkyyden perusteella. Mitoituksen lähtökohtana on määrittää sellainen rakennepaksuus, jolla ratapölkyn dynaaminen jäykkyys on riittävän suuri. Radan dynaaminen jäykkyys mitataan ratapölkyn päästä ja kaaviot on laadittu kolmelle jäykkyyden raja-arvolle: 30, 60 ja 100 kN/mm. Vaaditut arvot vastaavat olemassa olevalta radalta vaadittuja arvoja ilman geovahvistetta (30 kN/mm), geovahvisteen kanssa (60 kN/mm) sekä uudelta radalta vaadittavaa arvoa (100 kN/mm). (Kalliainen et al. 2014) (Sayeed 2016)

Kuvassa 137 on esitetty Burrow et al. (2007) tekemä vertailtu eri mitoitusmenetelmillä vaadittavista kerrospaksuuksista eri akselipainoille. On kuitenkin huomattava, että koska eri menetelmät käyttävät erilaisia mitoitusparametreja, eivät ne ole suoraan vertailukelpoisia keskenään. Kyseisessä vertailussa pohjamaan moduulina on käytetty arvoa 40 MPa, pohjamaan puristuslujuutena arvoa 160 kPa ja Heath et al. -menettelyn edellyttämänä pohjamaan kriittisenä jännitystasona arvoa 80 kPa. Puolestaan UIC 719 R -menettelyn pohjamaaluokista on valittu käytettäväksi heikkolaatuista maata vastaava QS1-luokka. Kuvan 137 mukaisesti rakennepaksuus on akselipainosta riippumaton vakio Network Rail -menetelmää käytettäessä mitoituksen perustuessa pelkästään rakennejäykkyyteen.



Kuva 137. Eri mitoitusmenetelmien tuottamien rakennepaksuuksien vertailu (Burrow et al. 2007). Kuvassa pystyakseli kuvaa pölkyn alapuolista rakennepaksuutta.

Rakennepaksuuden ohella myös pengerialueella on luvussa 2.5.2 esitetysti tärkeä rooli radan geometrian pysyvyyden varmistamiseksi – etenkin joustavilla pohjamailla. Nykyisellään Suomessa käytettävä radan pengerialue mitoitus perustuu lähteessä Kalliainen & Kolisoja (2013) esitettyyn mitoitusmenetelmään. Tällöin vaadittava pengerialue määrittyy kuvan 138 mukaisesti ratapölkystä mitatun palautuvan painuman perusteella, jolloin mitoituksen lähtökohdaksi on varmistettava riittävä pengerialue, jotta pohjamaajoustopuolteen aiheuttamalta pengerialuevähennykseltä välttyttäisiin. Vanhoille radoille käytetyt jousto- ja pengerialue luokat perustuvat pitkälti kenttä- ja laboratoriokokeissa saatuihin pengerialuevähennyksien tuloksiin. Uusilla radoilla nykyohjeistuksen mukaisesti käytetään automaattisesti pengerialuevähennystä 6,8 metriä (luiskakaltevuudella 1:1.5), mikäli kohde sijaitsee pehmeiden maalajien alueella. Toisaalta mikäli rata sijaitsee kantavimmilla pohjamailla, käytetään kuuden metrin pengerialuevähennystä.



Kuva 138. Nykyisin käytössä oleva pengerleveysmitoituskäyrästä (Liikennevirasto 2018).

Kyseinen mitoitusmenetelmä ei kuitenkaan millään tavalla huomioi rakennepaksuutta; paksuilla rakenteilla penkereen kokoonpuristumisesta seuraava jousto on huomattavasti suurempi kuin ohuilla rakenteilla, ja paksuilla rakenteilla pohjamaan rooli rakenteen kokonaisjouston kannalta voi olla huomattavasti vähäisempi kuin mitä pelkkä pölkystä mitattu palautuva painuma yksinään antaisi ymmärtää, jolloin tällaisessa tilanteessa mahdollisesti päädytään rakenteen ylimitoitukseen. Toisaalta nykyinen pengerleveysmitoitus ei myöskään millään tavalla huomioi pengermateriaalin laatua; hienorakeisen ja raemuodoltaan pyörityneen materiaalin lujuus, ja tätä kautta kyky vastustaa pysyvää muodonmuutuskertymää on huomattavasti karkearakeista, suuren rakeiden välisen lukkiutumiskyvyn omaavaa murskettä heikompi. Lisäksi pengerleveyden ja rakennejouston välinen yhteys on otaksuttu lineaariseksi, vaikka todellisuudessa ilmiö on epälineaarinen.

7.2 Rakenteiden mitoitus pohjamaadeformaatiota vastaan

Lähtökohtana tarvittavan alusrakennepaksuuden mitoituksessa pohjamaadeformaatiota vastaan on varmistaa staattisesta junakuormituksesta pohjamaan pintaan kohdistuvan pystyjännityslisäyksen σ_{zz} olevan pienempi kuin pohjamaan suurin sallittu jännitystaso σ_{max} :

$$\sigma_{zz} \leq \sigma_{max} \quad (7.2)$$

Edellä esitetysti pohjamaahan kohdistuva pystyjännityslisäys on mm. riippuvainen käytettävästä akselikuormasta, kuormakaaviosta ja rakennejoustopista. Tässä yhteydessä jännityslisäys syvyyden suhteen (muuttuja z) on arvioitu yhtälöä 7.3 käyttäen. Käytännön sovellettavuuden vuoksi kuormakaavion tai rakenteen kokonaisjouston vaikutusta jännitystasoon ei ole huomioitu muuttujina, vaan jännitysjakautuman soviteyhtälö 7.3 kuvaa tyypillisen raskaan tavarajunan aikaansaamaa jännitysjakautumaa keskijäykällä pohjamaalla (moduuli noin 50–80 MPa) mitoituksessa käytettävän akselipainon Q_{akseli} (yksikkö kN) funktiona:

$$\sigma_{zz} = \frac{Q_{akseli}}{250} \left(\frac{170}{e^{z/0.3}} + \frac{45}{1+z/2.2} \right) \quad (7.3)$$

Mitoituskäyrästä 139 on esitetty tarvittava alusrakennepaksuus eri akselipainoilla, kun pohjamaan kuormituskestävyyden σ_{max} on otaksuttu olevan rakennepaksuudesta riippumaton vakio. Kuitenkin etenkin vanhoilla ratapenkereillä pohjamaan kuormituskestävyys on oletettavasti kasvanut rakenteen omapainosta seuranneen lujittumisen seurauksena, jonka huomioimiseksi kuvissa 140–142 on esitetty vaadittava alusrakennepaksuus eri lujittumakertoimilla $\Delta\sigma$. Kyseisissä kuvajissa perusajatuksena on, että pohjamaan suurin sallittu jännitystaso σ_{max} kasvaa lineaarisesti pölkyn alapuolisen rakennepaksuuden h_r suhteen:

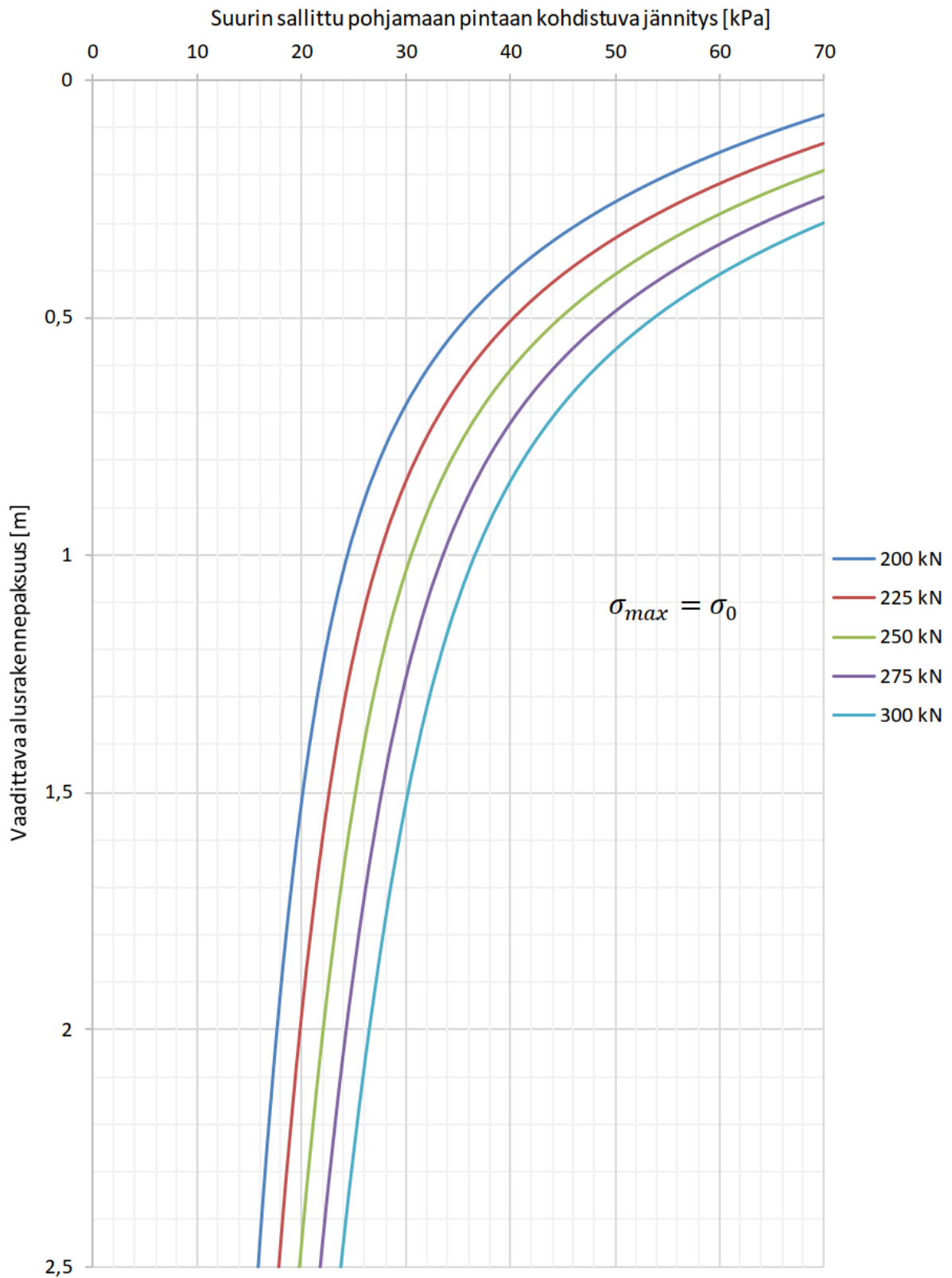
$$\sigma_{max} = \sigma_0 + \Delta\sigma \cdot h_r \quad (7.4)$$

Yhdistämällä yhtälöt 7.3 ja 7.4 saadaan yhtälön 7.5 muotoinen lauseke, josta vaadittava pölkyn alapuolinen rakennepaksuus h_r voidaan ratkaista iteratiivisesti:

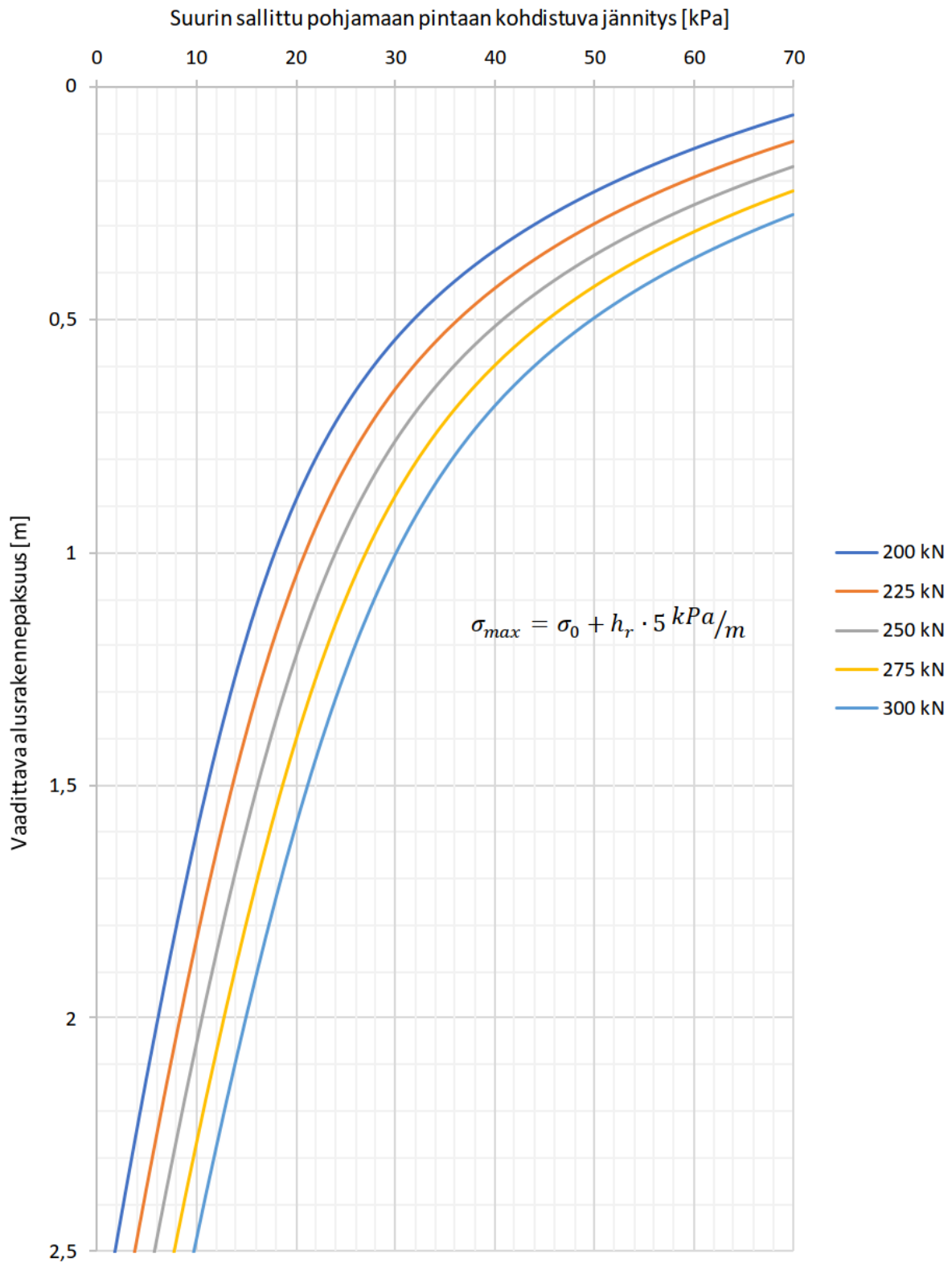
$$\Rightarrow h_r = \frac{2.2}{\sigma_0 + \Delta\sigma \cdot h_r} \frac{Q_{akseli}}{250} \left(\frac{170}{e^{h_r/0.3}} + 45 \right) - 2.2 \quad (7.5)$$

Lopuksi vaadittava alusrakennepaksuus h_{ar} saadaan vähentämällä vaadittavasta pölkyn alapuolisesta rakennepaksuudesta h_r tukikerroksen paksuus (0,3 metriä):

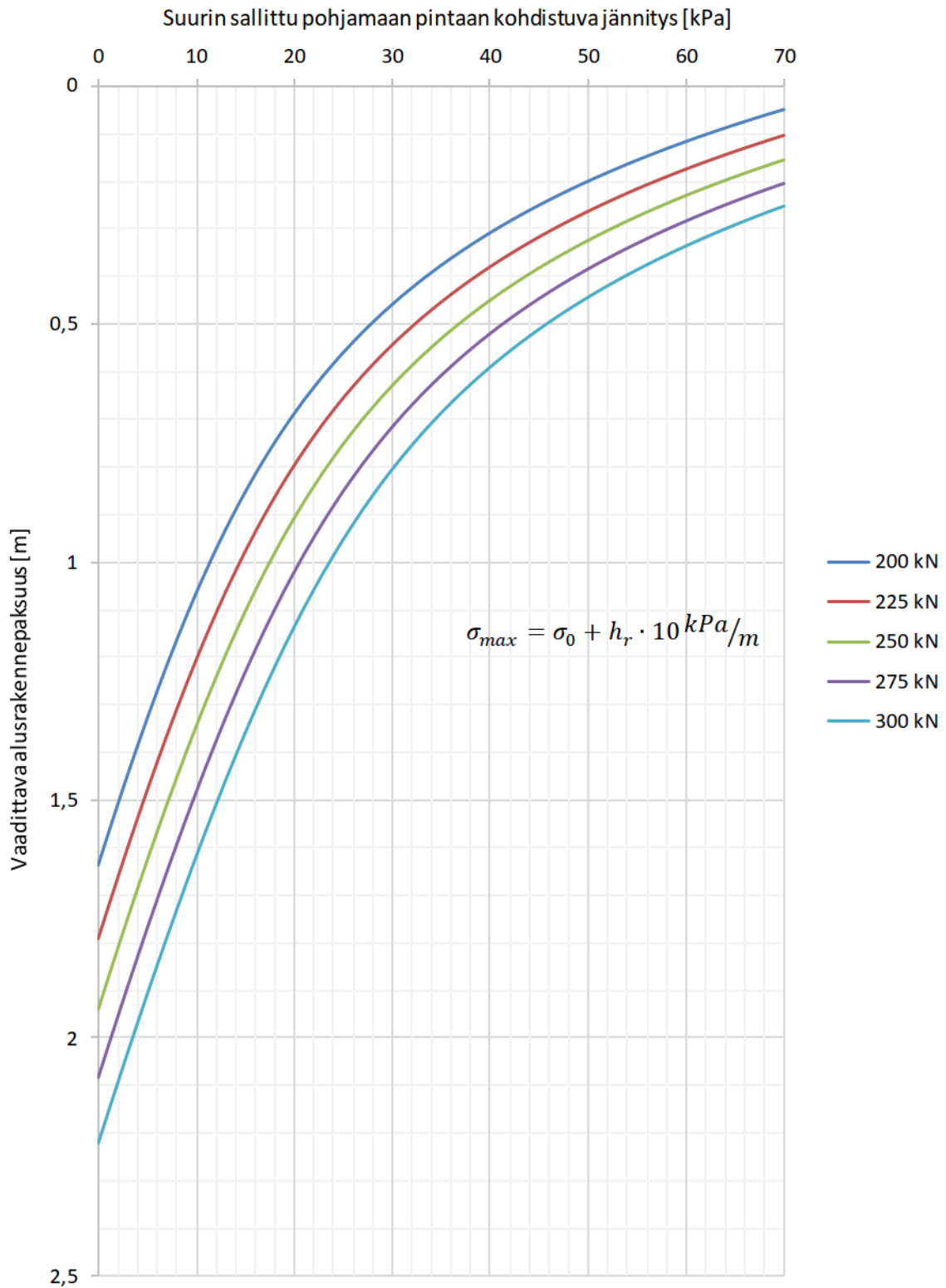
$$h_{ar} = h_r - 0,3 \quad (7.6)$$



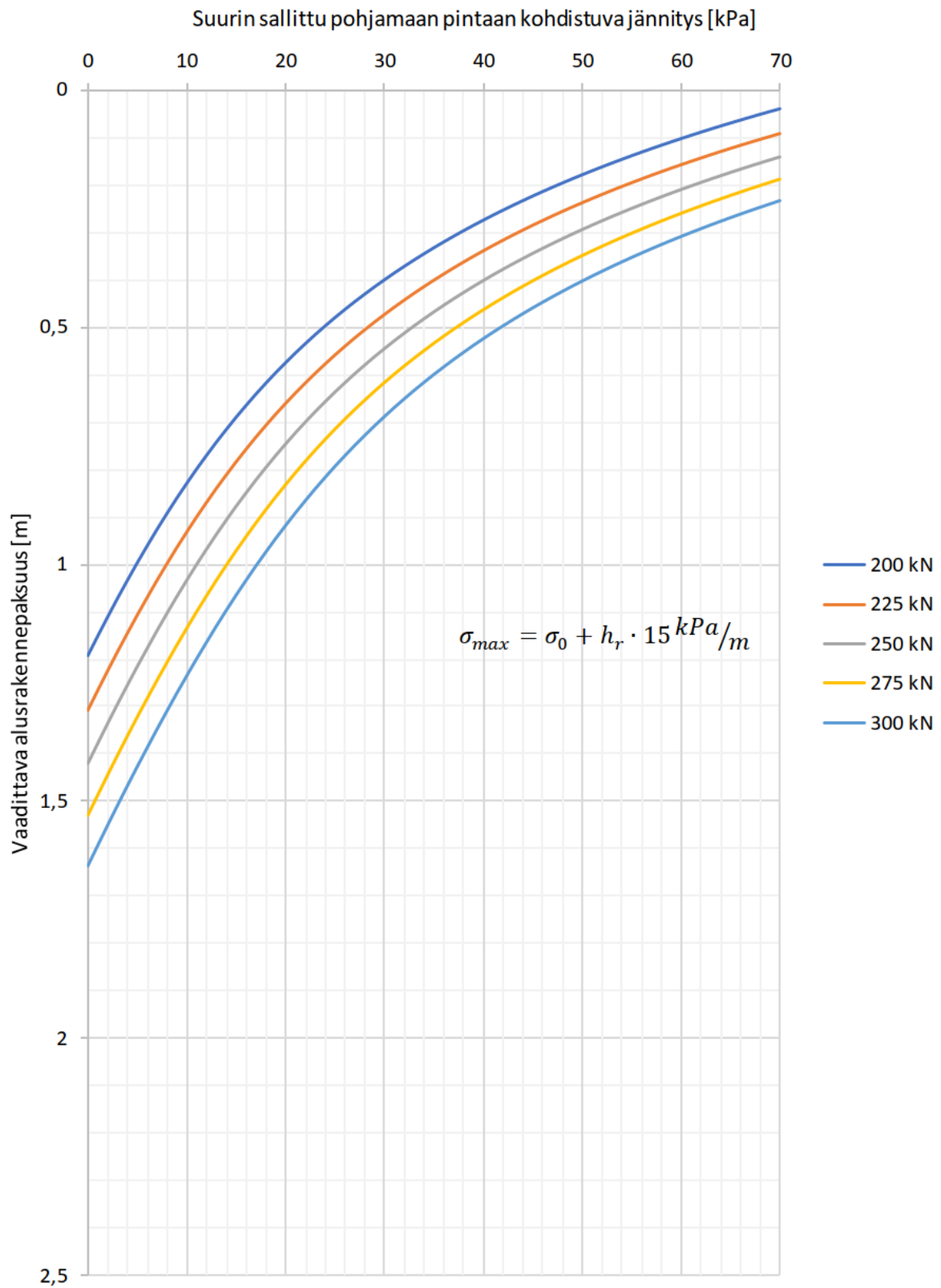
Kuva 139. Vaadittava alusrakennepaksuus pohjamaadeformaatiota vastaan eri akselipainoilla, kun rakenteen omapainoa ei huomioida.



Kuva 140. Vaadittava alusrakennepaksuus pohjamaadeformaatiota vastaan eri akselipainoilla, kun pohjamaan kuormituskestävyys kasvaa 5 kPa yhden metrin rakennepaksuutta kohden.



Kuva 141. Vaadittava alusrakennepaksuus pohjamaadeformaatiota vastaan eri akselipainoilla, kun pohjamaan kuormituskestävyys kasvaa 10 kPa yhden metrin rakennepaksuutta kohden.



Kuva 142. Vaadittava alusrakennepaksuus pohjamaadeformaatiota vastaan eri akselipainoilla, kun pohjamaan kuormituskestävyys kasvaa 15 kPa yhden metrin rakennepaksuutta kohden.

7.3 Rakennejouaston laskennallinen arviointi

Luvussa 6.2 osoitetusti, mielivaltaisen, monikerroksisen pohjamaakokonaisuuden yläpinnan palautuvan painuman suuruus voidaan arvioida käyttäen edellä esitettyä epälineaarista sovitemallikonaisuutta. Tässä yhteydessä pohjamaan pinnan pystysiirtymän arviointiin käytetään yhtälön 7.7 mukaista lauseketta, joka rakenteeltaan ja parametreiltaan on lähes identtinen luvussa 6.2 esitetyn teoreettisen joustomallin kanssa. Ainoa poikkeuksena tässä yhteydessä kuormituksesta aiheutuvan rakennejouaston suuruus on otaksuttu rakennepaksuudesta riippumattomaksi kertoimeksi, ollen 0,7 mm 250 kN akselipainolla, joka epälinearisuuden vähentymisen seurauksena parantaa merkittävästi arviointimenettelyn sovellettavuutta. Muutos on huomioitu hienosäätämällä muiden parametrien lukuarvoja, jolloin yhtälön 7.7 mukainen joustomalli tuottaa luvussa 6.2 esitetyn sovitemallinkokonaisuuden kaltaisesti, FEM-laskentoja suuruusluokaltaan erittäin hyvin vastaavan arvion pohjamaan yläpinnan painumasta mielivaltaisella rakennekokonaisuudella halutun akselipainon alaisuudessa:

$$v_{pm} = \frac{1}{(v_{pm} + 0,7 \cdot \frac{Q}{250})^{0,22}} \cdot \left(\frac{Q}{250}\right)^{1,2} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i} \left(2,5 \cdot \left(\frac{33}{e^{2,5} h_i} - \frac{33}{e^{2,5} H_i}\right) + 32 \cdot 2,7 \cdot \ln\left(\frac{2,7+H_i}{2,7+h_i}\right)\right) \quad (7.7)$$

Tässä v_{pm} on pohjamaan pinnan palautuva painuma, Q käytettävä akselipaino, E_i on yksittäisen pohjamaakerroksen jäykkyys (yksikkö MPa), h_i on yksittäisen pohjamaakerroksen yläpinnan etäisyys pölkyn alapinnasta ja H_i on kerroksen alapinnan etäisyys pölkyn alapinnasta. Yhtälön 7.7 voimakkaan epälinearisuuden vuoksi sen yhtälömuotoinen soveltaminen käytännön mitoituksessa olisi varsin kömpelöä. Pohjamaan pinnan (tai vastaavasti pölkyn) palautuva pystysiirtymä voidaan kuitenkin varsin tarkasti approksimoida käyttäen kuvien 143–146 mitoituskäyrästä, kuten myöhemmin 7.6.2 luvussa esitettävistä mitoitus-esimerkeistä ilmenee. Nomoigrammuotoista lähestymistapaa käytettäessä pohjamaan jouston määrittäminen aloitetaan määrittämällä yksittäisen pohjamaakerroksien joustovakioiden suuruus käyttäen kuvan 143 mitoituskäyrästä (kts. luku 7.6.2). Pohjamaan kokonaisjoustovakio muodostuu monikerroksisen pohjamaakokonaisuuden tapauksessa yksittäisten kerroksien joustovakioiden summana:

$$k_{pm} = k_1 + k_2 \cdots + k_n \quad (7.8)$$

eli matemaattisesti pohjamaan kokonaisjoustovakio on vastaava yhtälön 7.7 joustomallin oikeanpuolisen summalausekkeen kanssa:

$$k_{pm} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i} \left(2,5 \cdot \left(\frac{33}{e^{2,5} h_i} - \frac{33}{e^{2,5} H_i}\right) + 32 \cdot 2,7 \cdot \ln\left(\frac{2,7+H_i}{2,7+h_i}\right)\right) \quad (7.9)$$

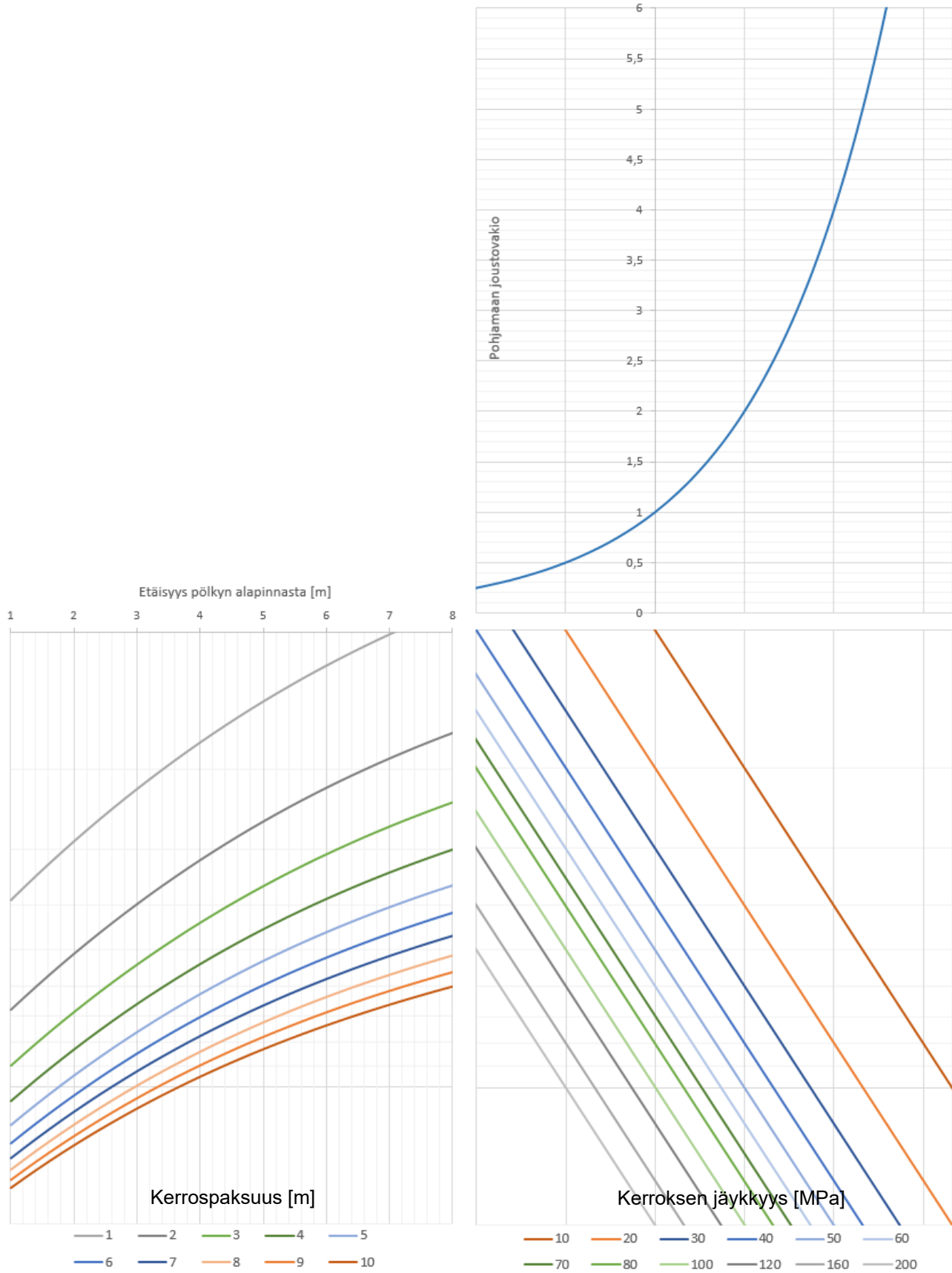
Edellä mainitusti kuvan 143 mitoituskäyrästä avulla määritetään aina kerrallaan yhden pohjamaakerroksen joustovakio, eli käyrästä alalaidan kuvaajissa pystyakseli on eräänlainen pohjamaakerroksen paksuuden ja sijainnin mukaan määräytyvä, ei suoraa fysikaalista vastinetta omaava apukerroin c_n , jonka matemaattinen lauseke on muotoa:

$$c_n = 2,5 \cdot \left(\frac{33}{e^{2,5} h_n} - \frac{33}{e^{2,5} H+h_n}\right) + 32 \cdot 2,7 \cdot \ln\left(\frac{2,7+H+h_n}{2,7+h_n}\right) \quad (7.10)$$

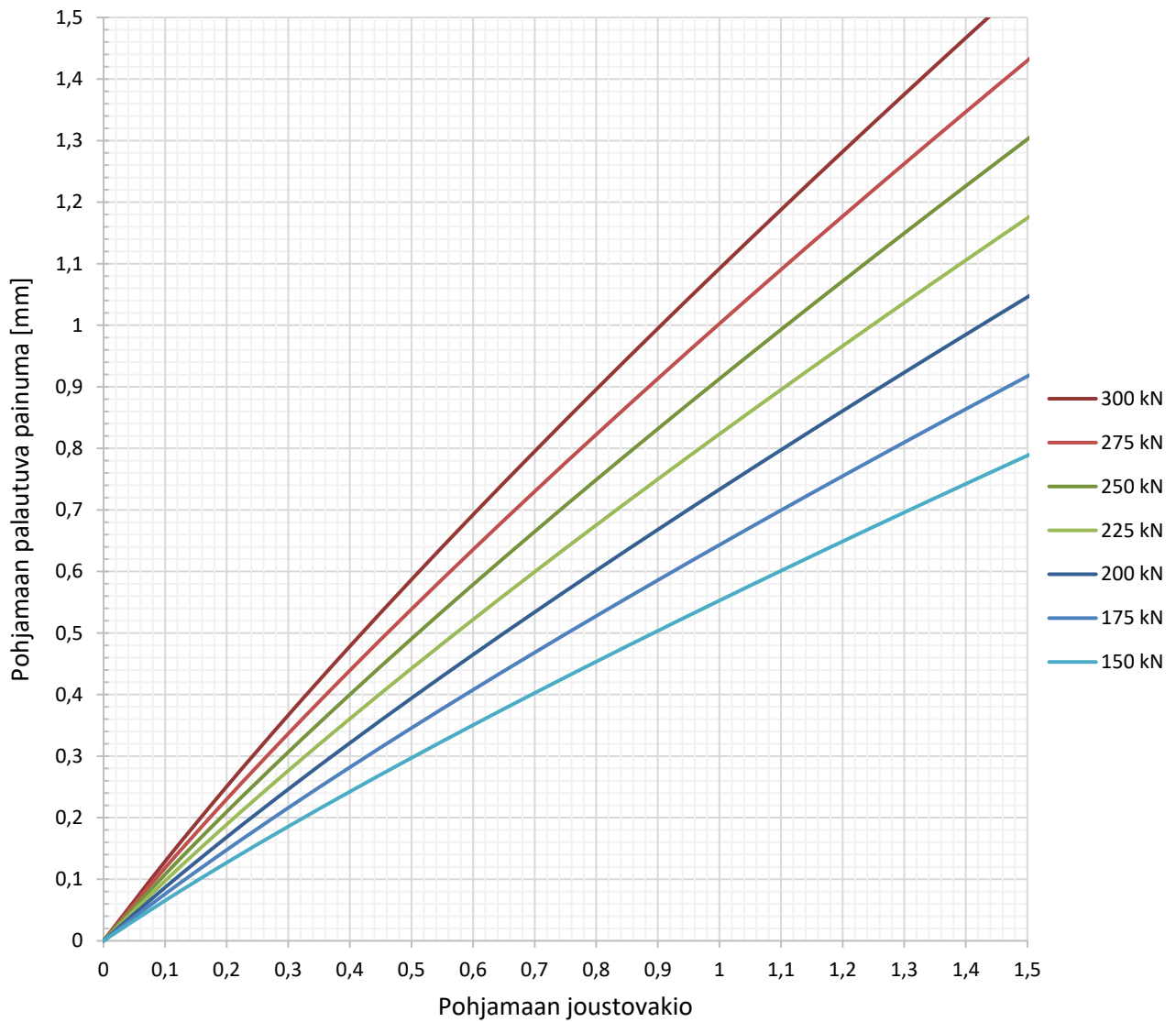
missä h_n on pohjamaakerroksen yläpinnan etäisyys pölkyn alapinnasta ja H on kyseisen pohjamaakerroksen paksuus. Käsiteltäessä pohjamaakerroksen jäykkyyttä skalaariarvoisena suurena, saadaan kerroskohtainen joustovakio k_n apukertoimen c_n ja pohjamaakerrosmoduulin E_n suhteena:

$$k_n = \frac{c_n}{E_n} \quad (7.11)$$

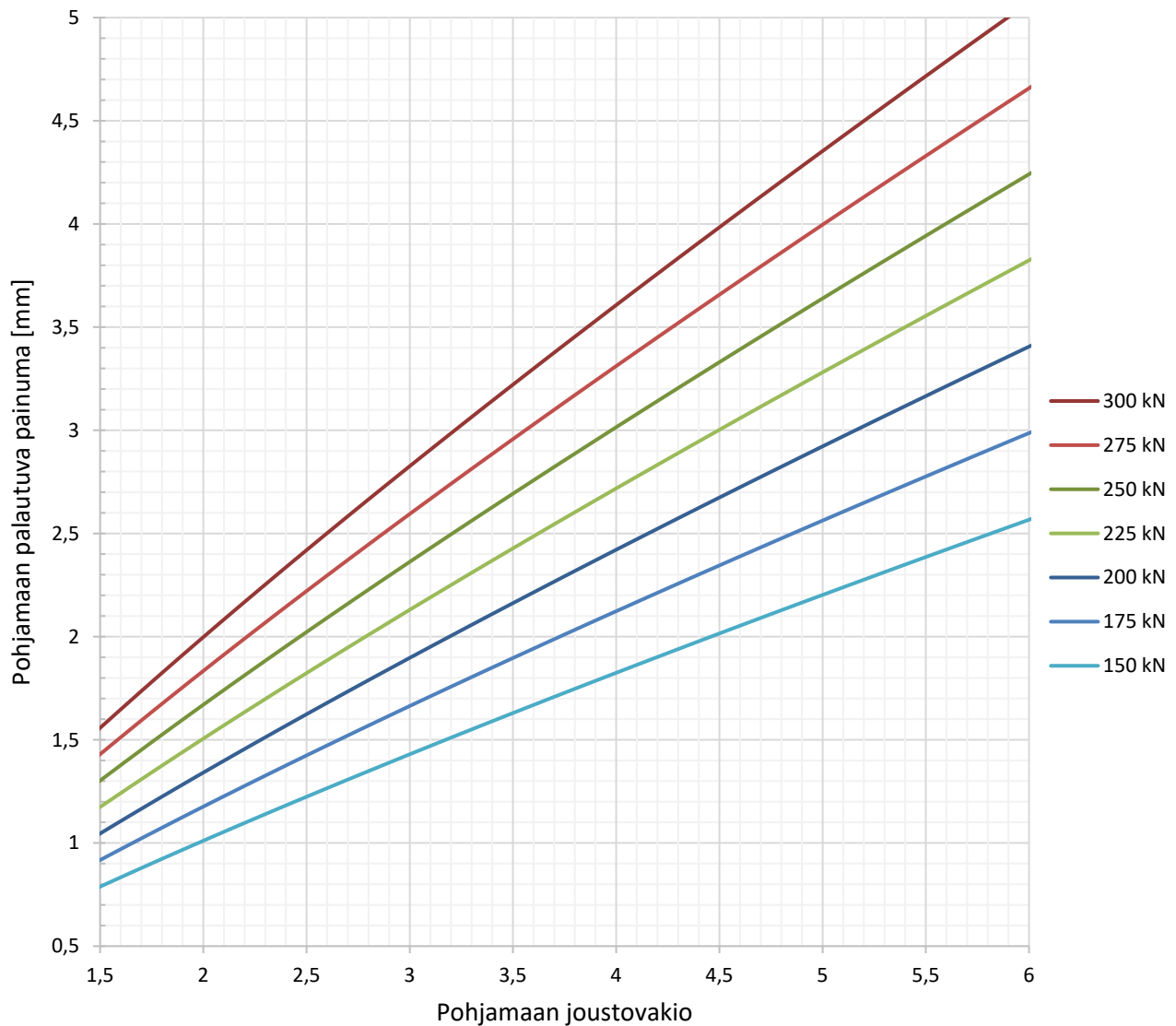
Kuvan 143 oikean ylänurkan kuvaaja on käyrästä luettavuutta parantavaksi tarkoitettu $x = y$ suora, joka käyryys on seurausta x-akselin logaritmisuudesta. Kun pohjamaan joustovakion arvo on määritetty kuvan 143 mitoituskäyrästä avulla, voidaan pohjamaan pinnan palautuvan painuman suuruus lukea kuvan 144 (tai vaihtoehtoisesti kuvan 145) mitoitusakselipainoa vastaavalta tasa-arvokäyrältä.



Kuva 143. Pohjamaan joustovakion määrittämiseen tarkoitettu mitoituskäyrä.



Kuva 144. Pohjamaan palautuvan painuman ja pohjamaan joustovakion välinen yhteys eri akselipainoilla (pieni joustotaso).



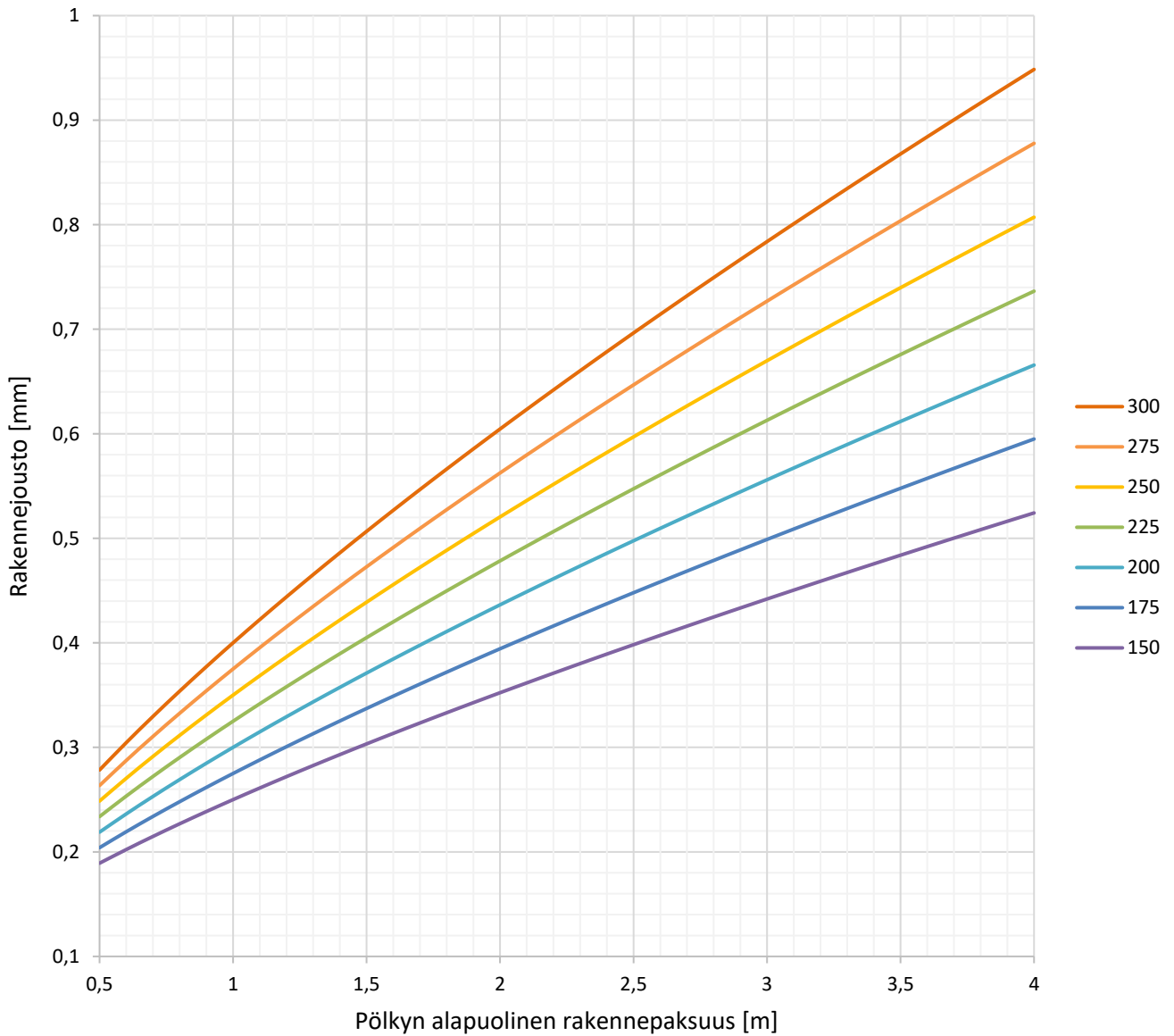
Kuva 145. Pohjamaan palautuvan painuman ja pohjamaan joustovakion välinen yhteys eri akselipainoilla (suuri joustotaso).

Pohjamaajouston ohella osa rakennejoustopista on seurausta penkereen kokoonpuristumisesta. Penkereen kokoonpuristumisesta seuraava rakennejousto on arvioitu käyttäen yhtälön 7.12 mukaista lauseketta, joka pohjautuu luvussa 6.1 esitettyihin laskentatuloksiin:

$$v_{rakenne} = 0,25 \cdot \frac{Q}{250} h_r^{0,75} + 0,1 \quad (7.12)$$

missä h_r on pölkyn alapuolinen rakennepaksuus. Mallin mukaisesti pengerjouston on ajateltu muodostuvan vakiosuuruisesta 0,1 mm alkuvällyksestä sekä itse penkereen kokoonpuristumisesta. Tosin heikkolaatuisilla rataosuuksilla ja huonosti tuettujen pölkkyjen kohdalla alkuvällyks voi myös olla nyt esitettyä suurempi. Lisäksi penger materiaalin laatu vaikuttaa pengerjouston suuruuteen, mutta yksinkertaisuuden vuoksi tässä yhteydessä on päädytty käyttämään vakioparametrin mallia.

Laskennassa alusrakenteelle käytetyt karkean hiekan parametreja (luku 4.3.4, taulukko 3). Kuvassa 146 on esitetty yhtälön 7.12 mukainen pengerjousto eri akselipainojen alaisuudessa rakennepaksuuden funktiona.



Kuva 146. Rakennejouston (penkereen kokoonpuristumisen) arviointiin tarkoitettu mitoituskäyrästä eri akselipainoille.

7.4 Pengerleveysmitoitus

Nyt esitettävän pengerleveysmitoituksen lähtökohtana on yhtälön 7.16 mukaisen mitoitusehdon toteutuminen. Perusideana siis on varmistaa, että käytettävä pengerleveys on riittävä suhteessa alusrakennemateriaalin lujuuteen ja pengerjous-
toon. Pengerleveyden vaikutus alusrakennedeformaatioon on huomioitu käyttäen edellä luvussa 6.3.1 kuvassa 130 esiintyvää normalisoidun pengerleviämän sovi-
teyhtälöä 6.12. Pohjamaajouaston v_{pm} ja pengermateriaalin lujuuden D_{ek} (suurim-
pana pääjännityssuhteena esitetynä) vaikutus normalisoituun pengerleviämään ΔL on tässä yhteydessä huomioitu referenssijouaston v_{ref} (suuruus 0,6 mm) ja re-
ferenssilujuuden D_{ref} ($D_{ref} = 5$, joka vastaa kitkakulmaa 42) suhteen normalisoi-
tuja lineaarisia osakertoimia käyttäen:

$$\Delta L = \frac{v_{pm} D_{ref}}{v_{ref} D_{ek}} \cdot \left[\left(\frac{1.3}{(L-4.5)} \right)^2 + 0.15 \right] \quad (7.13)$$

Yhtälössä 7.13 D_{ek} on pengermateriaalin suurin murtumatta kestävä pääjännitys-
suhde, joka määräytyy materiaalin kitkakulman φ_{ek} mukaan:

$$D_{ek} = \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)_{max} = \frac{1 + \sin \varphi_{ek}}{1 - \sin \varphi_{ek}} \quad (7.14)$$

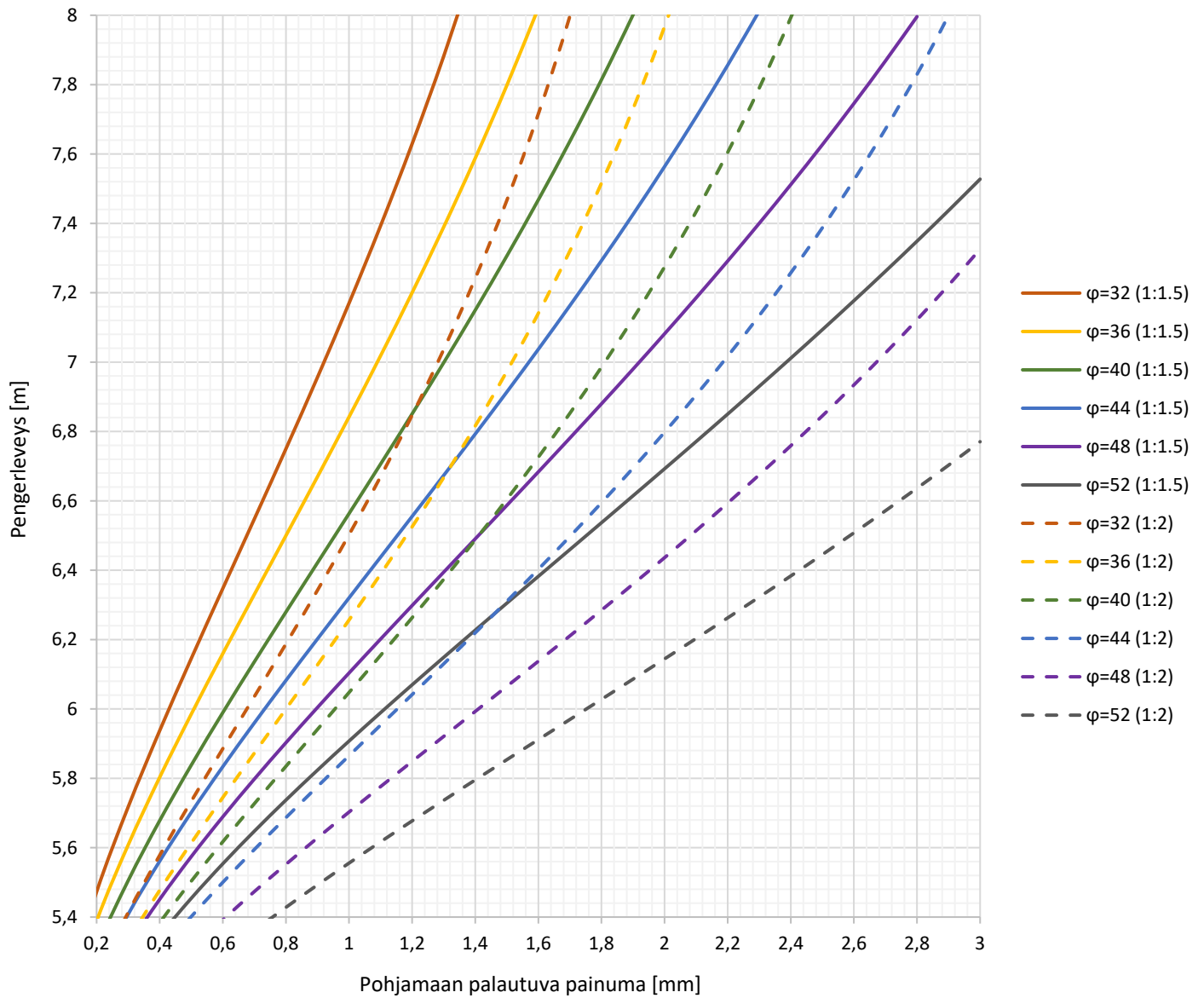
Luiskakaltevuuden vaikutus suhteelliseen pengerleviämäherkkyyteen on huomioitu
1:1.5 luiskakaltevuuden suhteen normalisoitua potenssimuotoista luiskakaltevuus-
kerrointa käyttäen:

$$k_{luiska} = \left(\frac{1.5}{N} \right)^2 \quad (7.15)$$

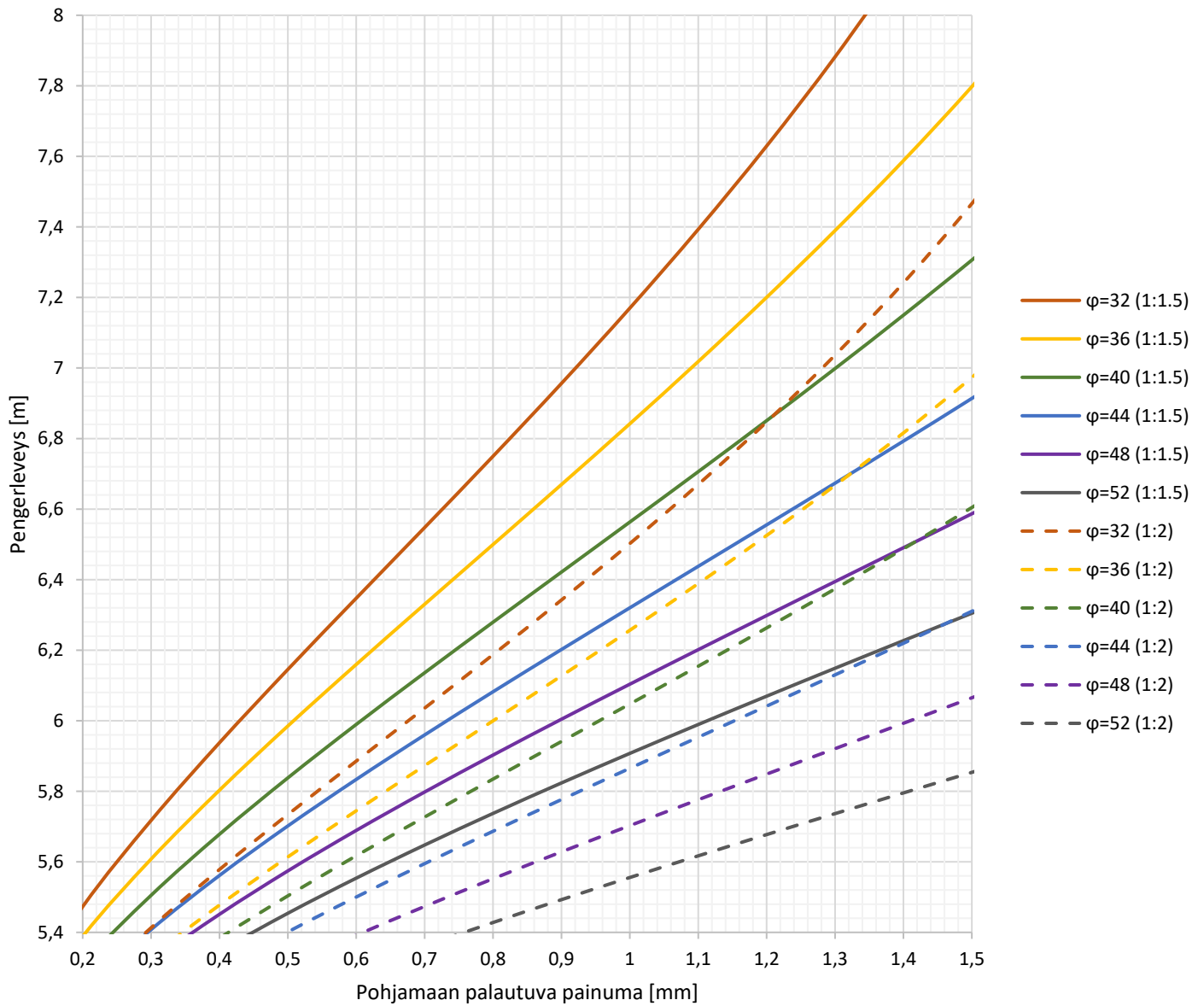
jossa N on pengerluiskan leveyden ja korkeuden välinen suhde. Luiskakaltevuus-
kertoimen k_{luiska} lauseke perustuu lähteessä Kalliainen & Kolisoja (2013) eri pen-
gertyypeille raportoitujen kenttä- ja laboratoriokokeiden tuottamien pengerle-
viämien suhteelliseen suuruuteen; yhdistämällä yhtälön 7.15 luiskakaltevuusker-
roin yhtälön 7.13 pengerleveyskertoimen kanssa on suhteellinen pengerleviämä
likipitäen yhtä suuri 1:1.5 luiskakaltevuudessa olevalla 6,8 metrin pengerleveydellä
kuin 1:2 luiskakaltevuuden sekä 6,2 metrin pengerleveyden omaavalla rakenteella.
Asettamalla mitoitusehdoksi $\Delta L \leq 1$, saadaan pengerleveyden mitoitusehdoksi lo-
pulliseen muotoonsa:

$$\frac{v_{pm} D_{ref}}{v_{ref} D_{ek}} \cdot \left[\left(\frac{1.5}{N} \frac{1.3}{(L-4.5)} \right)^2 + 0.15 \right] \leq 1 \quad (7.16)$$

Kuvissa 147 ja 148 on esitetty valmiit mitoituskäyrästöt pengerleveyden määrityk-
seen, kun mitoituksen lähtökohtana on edellä esitetysti yhtälön 7.16 mukaisen mi-
toitusehdon toteutuminen. Kuvissa erilaiset alurakennelaadut on huomioitu eri vä-
rejä käyttäen. Vastaavasti 1:2 luiskakaltevuutta käytettäessä vaadittava pengerle-
veys voidaan lukea katkoviivakäyrästöltä.



Kuva 147. Vaadittava pengerleveys 1:1.5 ja 1:2 luiskakaltevuuksilla ja eri alusrakennelaa-
duilla (määrittely kitkakulman mukaan).



Kuva 148. Vaadittava pengerleveys 1:1.5 ja 1:2 luiskakaltevuuksilla ja eri alusrakennelaa-
duilla (lähennetty pienelle muodonmuutostasolle).

7.5 Välikerroslaadun alustava mitoitusmenettelyluonnos

Rataan erilaisista kalustoista eri ajonopeuksilla kohdistuva dynaaminen kuormitus Suomalaisella rataverkolla on asia, joka vaatii tarkempaa tutkimusta. Tällöin esimerkiksi sallittavissa rajoissa olevien geometriavirheiden ylityksestä aiheutuva kuormalisä voisi mahdollisesti toimia rakennemitoituksen lähtökohtana. Kuitenkin tässä yhteydessä junakuormituksesta aiheutuva dynaaminen kuormalisä on arvioitu RATO 3:ssa esitetyn mukaisesti (kuva 149). Kyseisessä menettelyssä kalustoja kunnossapitotasokohtaisen dynaamisen kuormituslisän on otaksuttu kasvavan lineaarisesti ajonopeuden ollessa yli 60 km/h. Vastaavasti alle 60 km/h ajonopeuksilla on käytetty kunnossapitotasosta riippuvaa vakioarvoista sysäyskerrointa. Havainnollisuuden vuoksi kuvassa 150 on laskettu RATO 3:ssa esitetyn laskentamenettelyyn mukainen dynaaminen akselipaino eri kalustoilla ja kunnossapitoluokilla nomogrammimuodossa esitettynä.

3.8.4 Sysäys

Uusien ratojen suunnittelussa sysäyskerroimelle käytetään arvoa $\varphi_v = 1,25$

Vanhoiden ratojen suunnittelussa sysäyskerroimelle φ_v käytetään liikennöinti- nopeudesta ja radan kunnossapitotasosta riippuvaa arvoa. Sysäyskerroin lasketaan kaavojen 3.8:1 ja 3.8:2 sekä taulukon 12 mukaan.

$$\varphi_v = 1 + n \cdot \left(1 + 0.5 \frac{V - 60}{K_i} \right), \text{ kun } V > 60 \text{ km/h} \quad (3.8:1)$$

$$\varphi_v = 1 + n, \text{ kun } V \leq 60 \text{ km/h} \quad (3.8:2)$$

n = rataosan kunnossapitotasosta riippuva kerroin

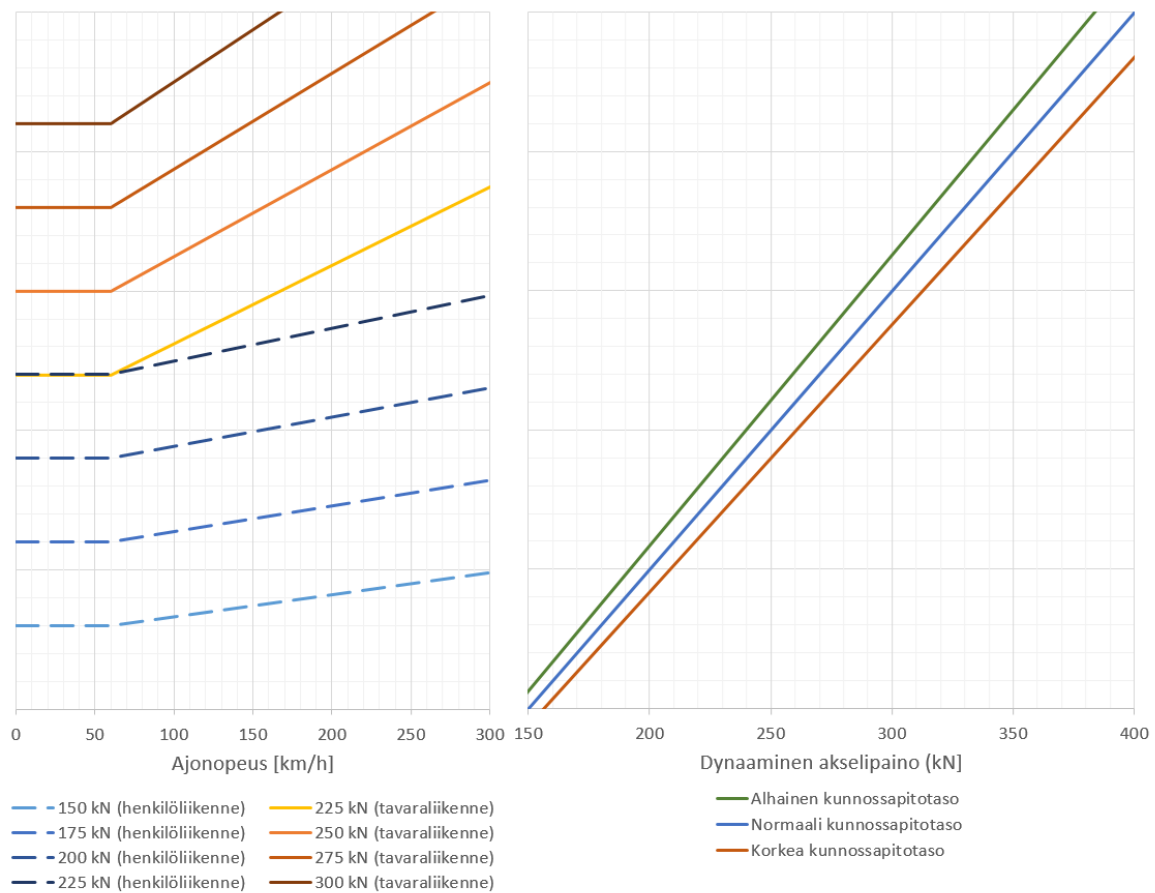
V = kyseessä olevan junatyypin liikennöinti- nopeus rataosalla

K_i = 80 tavarajunilla ja K_i = 190 matkustajajunilla

Taulukko 12. Rataosan kuntoluokka, kunnossapitotaso ja n -kerroin.

Rataosan kuntoluokka	Kunnossapitotaso	Kerroin n
Korkea kunnossapitotaso	1A, 1AA	0,15
Normaali kunnossapitotaso	1 - 4	0,20
Alhainen kunnossapitotaso	5 - 6	0,25

Kuva 149. Ote Liikenneviraston RATO 3-julkaisusta (Liikennevirasto 2018) dynaamista sysäyskuormalisää käsittelevältä kohdalta.



Kuva 150. RATO 3:ssa esitetyn laskentamenettelyyn mukainen dynaaminen akselipaino eri kalustoilla ja kunnossapitoluokilla nomogrammimuodossa esitettyinä.

Välikerroslaadun mitoituksen lähtökohtana on varmistaa, että alusrakenteen lujuus on riittävä suhteessa junakuormasta aiheutuviin dynaamisiin rasituksiin, jolloin rakenteessa sijaitsevan materiaali-alkion ei tarvitse runsaan muodonmuutoskertymän kautta pyrkiä kasvattamaan tukipainettaan saavuttaakseen riittävän stabiili tila ulkoista kuormitusta vastaan. Tässä lähestymistavassa välikerroksen ja eristyskerroksen materiaalien kitkakulmien kokonaisvaikutukset rakenteen kuormituskestävyyteen on painotettu kerroksien yläpintaan kohdistuvan pystyjännitysliäyksen suhteen, mistä seuraa painotuskertoimet $2/3$ välikerrokselle ja $1/3$ eristyskerrokselle. Mitoituksen lähtöoletuksena on, että väli-eristyskerroksen alueella materiaalin alkudeformaation seurauksena muodostunut tukipaine raskaan tavaraliikenteen alaisuudessa olisi noin 25 kPa, jolloin 42 asteen referenssikitkakulmaa käytettäessä rakenteessa olevan materiaali-alkion suurin murtumatta kestävä pystyjännitysliäisyys olisi 125 kPa.

Edellä luvussa 2.4 esitetysti materiaalin deformaation on havaittu kiihtyvän voimakkaasti, kun kuormituksen aikainen jännityssuhde on yli 65 % materiaalin murtotilaa vastaavasta jännityssuhteesta. Nyt esitettyjen mitoituslähtökohtien pohjalta tämä tarkoittaisi noin 81 kPa jännitysliäystä välikerroksen yläosassa, mikä luvun 6 laskentojen pohjalta vastaa noin 280 kN akselikuormaa. Kun dynaamisen akselipainon vaikutus rakenteen jännitystasoon otaksutaan staattisen kuorman kaltaisesti lineaariseksi, saadaan referenssimateriaalin kuormituskestävyyden suhteen normalisoitu alusrakennelaadun mitoitusehto muotoon:

$$\frac{Q_{dyn}}{280} \cdot \left[\frac{2 D_{ref}}{3 D_{vk}} + \frac{1 D_{ref}}{3 D_{ek}} \right] \leq 1 \quad (7.17)$$

Yhtälössä 7.17 D_i on materiaalin kitkakulman φ_i mukaan määräytyvä suurin pääjännityssuhde indeksimuodossa esitettyinä:

$$D_i = \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)_{max} = \frac{1 + \sin \varphi_i}{1 - \sin \varphi_i} \quad (7.18)$$

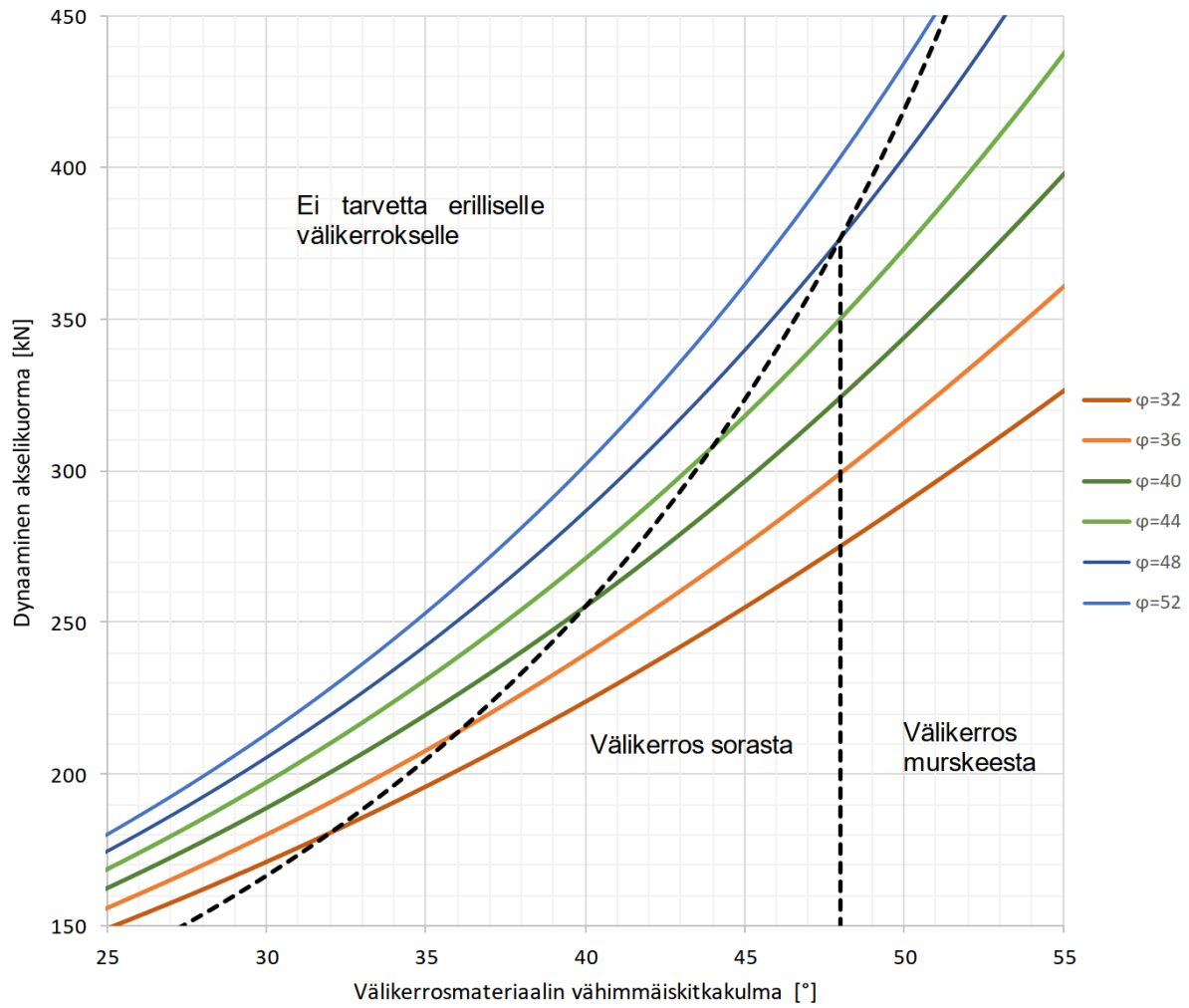
Yhdistämällä yhtälöt 7.17 ja 7.18 saadaan välikerroksen vähimmäiskitkakulma ratkaisuksi:

$$\varphi_{vk} = \sin^{-1} \left(\frac{A-1}{A+1} \right) \quad (7.19)$$

jossa A on apumuuttaja, joka on muotoa:

$$A = \frac{3}{2} \left[\frac{D_{ref}}{\frac{280}{Q_{dyn}} \frac{1 D_{ref}}{3 D_{ek}}} \right] \quad (7.20)$$

Kuvan 151 mitoituskäyrästössä on esitetty mitoitusehdon 7.17 mukainen välikerroksen vähimmäiskitkakulma eri eristyskerroslaaduilla. Mitoituskäyrästössä soravälikerroksen kitkakulmaksi on otaksuttu 48 astetta.



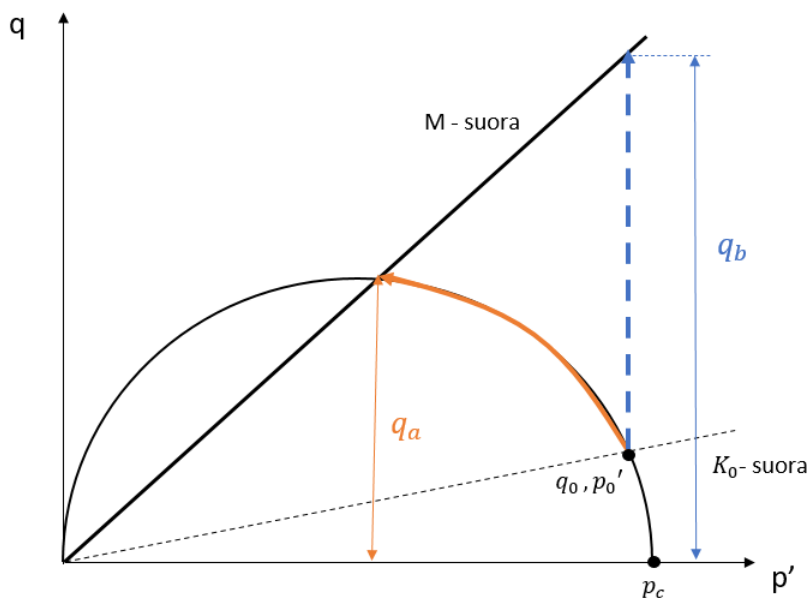
Kuva 151. Välikerroksen tarpeellisuuden arviointiin tarkoitettu mitoituskäyrästä eri alusrakennelaaduille (laatumäärittely kitkakulman mukaan).

7.6 Heikkolaatuisen alusrakennemateriaalin kuormituskestävyyssmitoitus

Heikkolaatuisen alusrakennemateriaalin kuormituskestävyyssmitoituksen lähtökohdiana on määrittää mitoitusakselipainoa vastaava kuivatussyvyys, jotta kuormitus-tilanteessa vältyttäisiin täysin kyllästyneessä tilassa olevan hienorakeisen hiekan huokosylipaineen liialliselta nousulta suhteessa materiaalin lujuuteen. Vaadittavalla kuivatussyvyydellä tarkoitetaan vapaan vedenpinnan vähimmäisetäisyyttä pölkyn alapinnasta rakenteen kuivatuksen kannalta ongelmallisimpaan vuodenaikaan, eli käytännössä keväisen sulamispehmenemisen kohdalla.

Mitoituksen lähtöoletuksena on, että hienorakeinen alusrakennemateriaali on mitoitustilanteessa löyhässä tilassa ja omaa suuren hienoainespitoisuutensa vuoksi riittämättömän vedenläpäisevyyden suhteessa kuormitusnopeuteen – materiaalin on siis ajateltu olevan suljetussa tilassa kuormitustapahtuman aikana. Hienorakeisen hiekan kuormitustapahtuman aikaisen tehokkaan jännityspolun muodon arviointi on varsin haasteellista; jännityspolku on riippuvainen paitsi materiaalin huokospainekäyttäytymisestä, niin myös rakenteen sisäisten kokonaisjännitysten syntymisestä kuormituksen alaisuudessa. Lähtötietojen vajavaisuuden takia kriittinen kuivatussyvyys on määritetty kahta erilaista lähtöoletusta käyttäen:

- Materiaali on hyvin löyhässä tilassa, jolloin siihen syntyy huokosylipainetta materiaalin raerungon tiivistymispyrkimyksen seurauksena enemmän kuin keskimääräinen kokonaispääjännitys p kasvaa kuormitustapahtuman aikana. Tällöin tehokas jännityspolku kaareutuu kohti murtosuoraa kuvan 152 punaisen käyrän mukaisesti.
- Materiaalin kohdistuva tehokas keskimääräinen pääjännitys pysyy vakioarvossa kuormitustapahtuman aikana, tuottaen hieman edellistä kohtaa suuremman kuormituskestävyyden (kuva 152 sininen jännityspolku)



Kuva 152. Mitoitusmenetelmässä käytetyt tehokkaat jännityspolut q - p' avaruudessa esitettynä.

Käytettäessä ensimmäistä kuormitusotaksumaa, voidaan jännityspolun muoto approksimoida käyttäen ennalta määriteltyjä myötöpintafunktioita. Klassisen plastiusteorian mukaisesti materiaaliin on otaksuttu syntyvän plastisia muodonmuutoksia, kun jännitystilä siirtyy myötöpinnan ulkopuolelle. Kun oletetaan, että löyhällä hiekalla plastinen tilavuudenmuutosnopeus on merkittävästi elastista tilavuudenmuutosnopeutta suurempi ja materiaali on suljetussa ja täysin kyllästyneessä tilassa, raahautuu tehokas jännityspolku tilavuudenmuutoksesta vastaavaa myötöpintaa pitkin murtosuoraa kohden materiaalin ollessa kykenemätön tilavuudenmuutokseen raerungon suuren huokospaineherkkyyden vuoksi. Käytetään tässä yhteydessä plastiselle tilavuudenmuutokselle yhtälön 7.21 mukaista ellipsin muotoista myötöpintafunktiota:

$$f = \left(\frac{q}{M}\right)^2 + p'^2 - p_c^2 = 0 \quad (7.21)$$

jossa q on deviatorinen jännitys, p' on tehokas keskimääräinen pääjännitys ja p_c on konsolidaatiojännitys, joka määrittää myötöpinnan sijainnin. Kyseinen myötöpintafunktio on yksinkertaisuutensa ja toimivuutensa vuoksi paljon käytetty ja esimerkiksi tämän raportin laskentaosiossa hyödynnetty Hardening Soil -materiaalimalli sekä pehmeiden maiden mallinnuksessa paljon käytetty Soft Soil -materiaalimalli käyttävät samaa yhtälötyyppiä plastisen tilavuudenmuutoksen kuvaukseen.

Kuvan 152 punaisen käyrän mukaisesti tehokas jännityspolku kulkee myötöpintaa pitkin saavuttaen lopulta murtosuoran M . Tällöin suurin materiaalin murtumatta kestävä deviatorinen jännitys $q_{\max(a)}$ saadaan ratkaisemalla murtosuoran funktio 7.22 deviatorisen jännityksen q suhteen ja sijoittamalla yhtälön 7.21 lausekkeeseen:

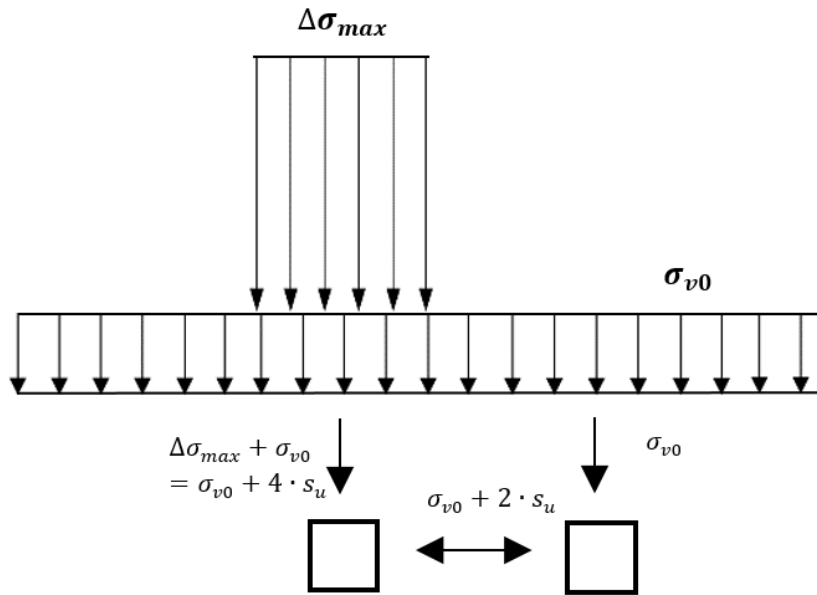
$$q = M \cdot p' \quad (7.22)$$

$$\Rightarrow q_{\max(a)} = \frac{M}{\sqrt{2}} \cdot p_c \quad (7.23)$$

jossa esikonsolidaatiojännitys p_c määräytyy yläpuolisen rakenteen omapainoista aiheutuvan alkujännitystilän q_0, p'_0 funktiona:

$$p_c = \sqrt{\left(\frac{q_0}{M}\right)^2 + p'_0{}^2} \quad (7.24)$$

Käytetään tässä yhteydessä vertikaalisen jännityslisäyksen maksiarvon arviointiin klassista "Lower bound at equilibrium" -kantavuusteoriaa, jossa kuvan 153 mukaisesti suljetussa tilassa olevan maakerroksen kantavuus määritetään käyttäen kahden materiaali-alkion muodostaman tasapainosysteemin ratkaisua. Kyseinen kantavuusteoria on perinteisesti tarkoitettu koheesoimaiden kuormituskestävyyden arviointiin, mutta tässä yhteydessä sitä sovelletaan kitkaiselle materiaalille, jonka leikkauskestävyys on edellä esitetysti otaksuttu skalaariarvoiseksi kuormituslisäyksestä riippumattomaksi suureeksi, jolloin se periaatteessa vastaa näennäiseltä käyttäytymisestään koheesioista materiaalia. Kuvan 153 mukaisesti materiaalin alkujännitystilän vertikaali- ja horisontaalijännitysten suhteella ei ole merkitystä; tarkastelussa käytettävien materiaali-alkioiden leikkauspintojen kohtisuoruuden vuoksi alkutilassa materiaali-alkioissa vallitsevat leikkausjännitykset kumoavat toisensa.



Kuva 153. Kahden suljetussa tilassa olevan materiaaliolkion muodostama tasapainosysteemi murtotilassa (Lower bound at equilibrium).

Käytettävä teoreema ei kuitenkaan huomioi murtotilassa vallitsevan liukupinnan kokonaispituutta, jonka vuoksi maakerroksen ennustettu kantavuus on hieman pienempi kuin tarkemmilla menetelmillä määritettäessä. Kuitenkin havainnollisuutensa vuoksi kyseinen menetelmä on katsottu nyt esitettävään lähestymistapaan sopivaksi, mahdollistaen heikkolaatuisen rakennekerroksen kuormituskestävyyden arvioinnin yksinkertaisella tavalla. Käyttäen kuvan 153 merkintöjä, saadaan kuormitetun rakennekerroksen kokonaiskantavuus lausuttua yksittäisen materiaaliolkion suurimman deviatorisen jännityksen avulla, kun vallitseva jännitystila otaksutaan sylinterimäiseksi:

$$\Delta\sigma_{max} = 4 \cdot s_u = 2 \cdot q_{max} \quad (7.25)$$

jossa s_u on suljettu leikkauslujuus. Yhdistämällä yhtälöt 7.23, 7.24 ja 7.25 saadaan vertikaalijännityslisäyksen maksimiarvon alarajaksi $\Delta\sigma_{max(a)}$ yhtälön 7.26 mukainen lauseke:

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{max(a)} = \sqrt{2} \cdot \sqrt{q_0^2 + (M \cdot p'_0)^2} \quad (7.26)$$

Vastaavasti vertikaalijännityslisäyksen maksimiarvon yläraja $\Delta\sigma_{max(b)}$ saadaan sijoittamalla vaihtoehdoisen kuormituspolun murtotilaa vastaava suurimman deviatorisen jännityksen $q_{max(b)}$ yhtälö 7.27 yhtälön 7.25 kantavuuskaavaan:

$$q_{max(b)} = M \cdot p'_0 \quad (7.27)$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{max(b)} = 2M \cdot p'_0 \quad (7.28)$$

Edellä esitetyissä lausekkeissa esiintyvät alkutilan jännityskomponentit q_0, p'_0 saadaan määritettyä yläpuolisen rakenteen omapainon σ_{v0} avulla (jännitystila otaksuttu sylinterimäiseksi):

$$\begin{cases} q_0 = \sigma_{v0}(1 - K_0) \\ p'_0 = \frac{\sigma_{v0}}{3}(1 + 2K_0) \end{cases} \quad (7.29)$$

jossa K_0 on lepomaanpainekerroin, joka on arvioitu klassista Jambun maapaine-teoriaa käyttäen:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (7.30)$$

Puolestaan q-p' tasossa esiintyvän murtosuoran kulmakerroin M määräytyy materiaalin kitkakulman φ funktiona:

$$M = \frac{6 \cdot \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (7.31)$$

Varsinaisessa rakennemitoituksessa käytettävät vertikaalijännityslisäyksen raja-arvot $\Delta\sigma_{cr}$ on määritetty teoreettisen murtojännityksen $\Delta\sigma_{max}$ ja sallittavan murto-suhteen R tulona:

$$\Delta\sigma_{cr} = R \cdot \Delta\sigma_{max} \quad (7.32)$$

Yhdistämällä lopuksi yhtälöt 7.29, 7.30 ja 7.31 yhtälöiden 7.26 ja 7.28 kanssa saadaan mitoituksessa käytettävän suurimman sallitun vertikaalijännityslisäyksen maksimiarvon ala ($\Delta\sigma_{cr(a)}$) - ja ylärajoiksi $\Delta\sigma_{cr(b)}$ yhtälöiden 7.33 ja 7.34 mukaiset lausekkeet:

$$\Delta\sigma_{cr(a)} = \sigma_{v0} \cdot \sqrt{2}R \cdot \sin \varphi \sqrt{1 + \left(\frac{6-4 \sin \varphi}{3-\sin \varphi}\right)^2} \quad (7.33)$$

$$\Delta\sigma_{cr(b)} = \sigma_{v0} \cdot 2R \cdot \sin \varphi \left(\frac{6-4 \sin \varphi}{3-\sin \varphi}\right) \quad (7.34)$$

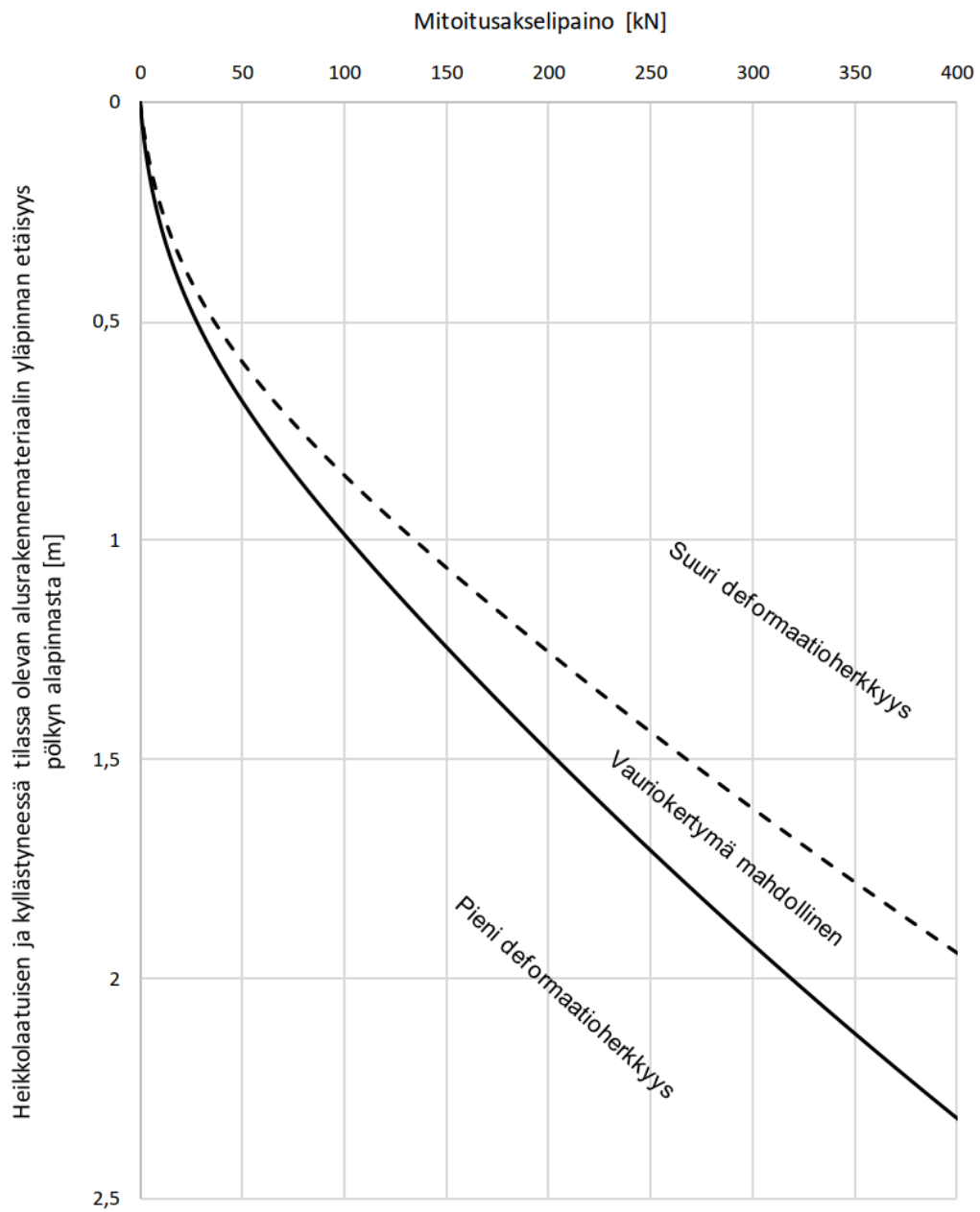
Edellä esitetyissä yhtälöissä rakenteen omapainosta aiheutuva alkupaine σ_{v0} on määritetty pölkyn alapuolisen rakennepaksuuden ja rakenteen karakterisen tilavuuspainon tulona:

$$\sigma_{v0} = h_r \cdot \gamma \quad (7.35)$$

Kuvassa 154 on esitetty lopullinen mitoituskäyrästä heikkolaatuisen alusrakennemateriaalin deformaatioherkkyyden arviointiin halutun mitoituksakselipainon alaisuudessa. Mitoituskäyrästä on huomioitu radan alusrakennemateriaalille ominainen vaihtelevuus materiaalin vedenläpäisevyydessä ja lujuusominaisuuksissa; kuvan 154 yhtenäinen viiva on määritetty käyttäen vertikaalijännityslisäyksen maksimiarvon alarajakaavaa (kaava 7.33) ja 30 asteen kitkakulmaa, kun taas kuvassa näkyvä katkoviiva on määritetty yhtälön 7.34 ylärajakaavaa käyttäen kitkakulman ollessa arvoltaan 35 astetta. Laskelmissa yläpuolisen rakenteen karakteriseksi tilavuuspainoksi on otaksuttu 19 kN/m^3 sallitun murto-suhteen R ollessa arvoltaan 0.60. Junakuormituksesta aiheuttava jännityslisäys syvyyden suhteen on arvioitu käyttäen yhtälöä 7.3, jolloin vaadittava pölkyn alapuolinen rakennepaksuus h_r saadaan ratkaistua iteratiivisesti yhtälöstä 7.36:

$$h_r = \frac{2.2}{\Delta\sigma_{cr}} \frac{Q_{akseli}}{250} \left(\frac{170}{e^{h_r/0.3}} + 45 \right) - 2.2 \quad (7.36)$$

jossa Q_{akseli} on mitoituksessa käytettävä akselipaino ja $\Delta\sigma_{cr}$ on yhtälöistä 7.33 ja 7.34 tarkastelusyvyyden mukaan määräytyvä kriittinen vertikaalijännityslisäys.



Kuva 154. Mitoituskäyrästä heikkolaatuisen ja täysin kyllästyneessä tilassa olevan alusrakennekerroksen deformaatioherkkyyden arviointiin.

7.7 Mitoitusesimerkit

7.7.1 Esimerkki 1: rakenteen mitoitus pohjamaadeformaatiota vastaan

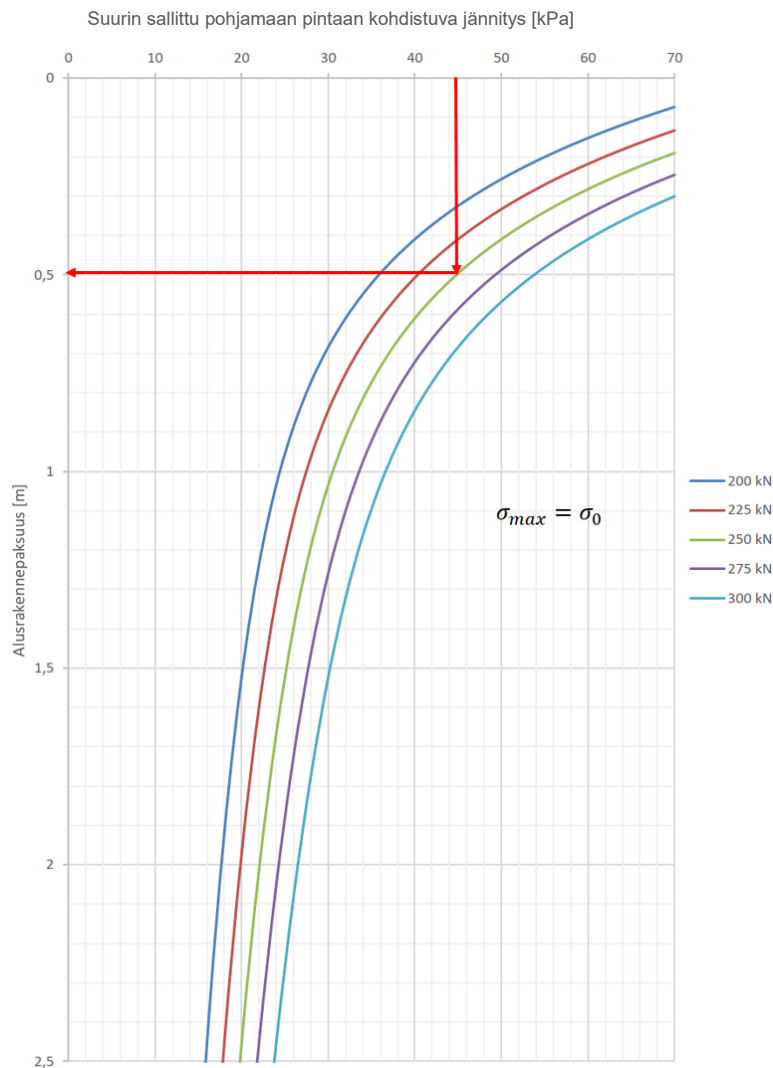
- a) Määritetään tarvittava alusrakennepaksuus pohjamaadeformaatiota vastaan, kun ratalinjan mitoitusakselipaino on 250 kN ja pohjamaan suljettu leikkauslujuus 18 kPa
- b) Perusparannettavan rataosan alusrakennepaksuus on nykyisellään 1,5 metriä. Kyseisellä kohdalla neitseellisen pohjamaan suurin myötöjännitys on arviolta 45 kPa. Tarkistetaan pohjamaan kuormituskestävyys 300 kN akselikuomaa vastaan, kun ratapenkereen alapuolisen pohjamaan sallittava myötöjännitys on arviolta kasvanut rakenteen omapainon seurauksena 5 kPa yhtä rakennometriä kohden

Kohta a)

Määritetään aluksi pohjamaan suurin sallittu jännitystaso. Arvioidaan pohjamaan pinnan sallitun myötöjännityksen olevan 2,5 kertaa suljettu leikkauslujuus. Kertoimeen 2,5 on päädytty jakamalla klassisen kantavuusteorian mukainen maksimikantavuus (luku 3.3 kaava 3.13) varmuuskertoimella 2,05. Tällöin mitoitusjännitykseksi saadaan:

$$\sigma_{max} = 2.5 \cdot s_u = 2.5 \cdot 18 \text{ kPa} = 45 \text{ kPa}$$

Vaadittava alusrakennepaksuus voidaan nyt lukea suoraan kuvan 139 mitoituskäyrästä. Kuvan 155 mukaisesti 250 kN mitoitusakselipainoa vastaavaksi alusrakennepaksuudeksi saadaan noin 0,5 m.



Kuva 155. Vaadittavan minimi alusrakennepaksuuden lukeminen mitoituskäyrästä, kun pohjamaan suurin sallittu jännitystaso on 45 kPa ja mitoitusakselipaino on 250 kN.

Kohta b)

Määritetään aluksi neitseellisen pohjamaan pinnan suurin sallittava pystyjännitystaso, kun varmuusluvun F arvona käytetään lukua 1.5:

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_{yield}}{F} = \frac{45 \text{ kPa}}{1.5} = 30 \text{ kPa}$$

Tässä tapauksessa pohjamaan kuormituskestävyys voidaan tarkistaa suoraan kuvasta 140 (kuva 156 a). Tämän mukaisesti 300 kN mitoitusakselipainolle vaadittava alusrakennepaksuus olisi 1 m, eli pengerpaksuus on nykyisellään riittävä.

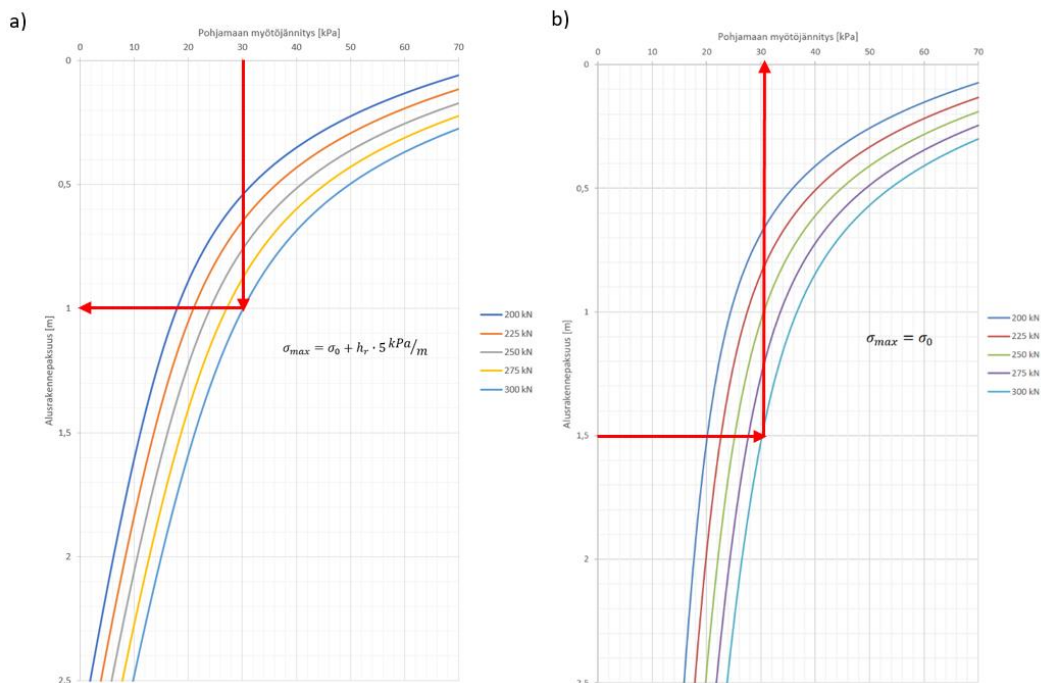
Vaihtoehtoisesti voitaisiin käyttää kuvan 139 mitoituskäyrää ja tarkistaa pohjamaan pintaan kohdistuvan jännitystason olevan saalituissa rajoissa. Mitoitusehdon mukaisesti pohjamaan kuormituskestävyys mitoitusakselipainoa vastaan on riittävä, kun pohjamaan pintaan kohdistuva pystyjännityslisäys σ_{zz} on pienempi kuin suurin sallittu maksimijännityslisäys σ_{max} :

$$\sigma_{zz} \leq \sigma_{max}$$

Edellä esitetysti pohjamaan suurin sallittu maksimijännitysliäys muodostuu neutseellisen alkulujuuden σ_0 (30 kPa) ja rakenteen omapainosta aiheutuvan lujuusliänsä summana:

$$\sigma_{max} = 30 \text{ kPa} + (1.5 \text{ m} + 0,3 \text{ m}) \cdot 5 \frac{\text{kPa}}{\text{m}} = 39 \text{ kPa}$$

jossa 0.3 m on pölyn alapuolisen tukikerroksen paksuus. Pohjamaan pintaan kohdistuva jännitysliäys voidaan määrittää käyttää kuvan 139 mitoituskäyrästä (kuva 156 b). Kuvan 156 b mukaisesti 300 kN akselipainosta aiheutuu noin 30 kPa pystyjännitysliäys pohjamaan pintaan, eli rakennepaksuus on nykyisellään riittävä.

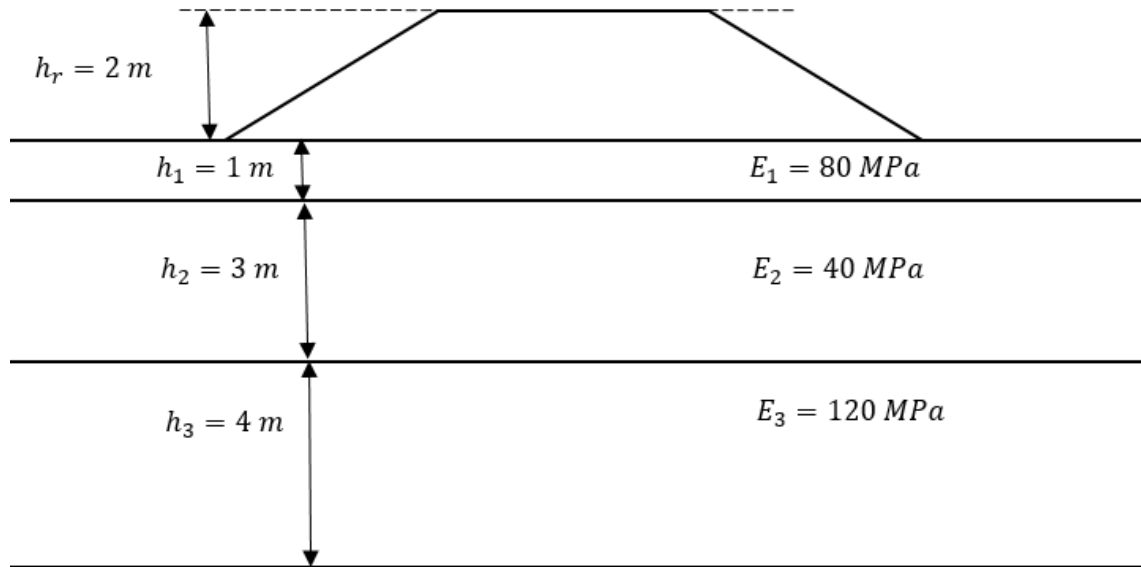


Kuva 156. Riittävän alusrakennepaksuuden tarkistaminen pohjamaadeformaatiota vastaan käytettäessä valmista mitoituskäyrästä (a) tai vaihtoehtoista jännityssovertailua (b).

7.7.2 Esimerkki 2: pohjajouston laskennallinen arviointi ja pengerleveyden mitoitus

- Määritetään perusparannettavalle rataosalle tarvittava pengerleveys, kun pölkystä mitattu palautuva painuma 225 kN akselipainon alaisuudessa on 1,4 mm. Rakennepaksuus on 2,2 metriä ja penger materiaali hienojarakeisempaa hiekkaa (kitkakulma arviolta 37 astetta). Käytettävä mitoitusakselipaino on 275 kN.
- Mitoitetaan uudelle ratalinjalle vaadittava pengerleveys 250 kN mitoitusakselipainolle, kun käytetään luiskakaltevuutta 1:1.5. Alusrakennepaksuus on

2 metriä ja alusrakennemateriaalina käytetään mursketta, jonka kitkakulmaksi on optimitiiveydessä tehdyissä laboratoriokokeissa määritetty 50 astetta. Rataosan pohjamaakerrokset ja näiden moduulit on esitetty alla olevassa kuvassa.



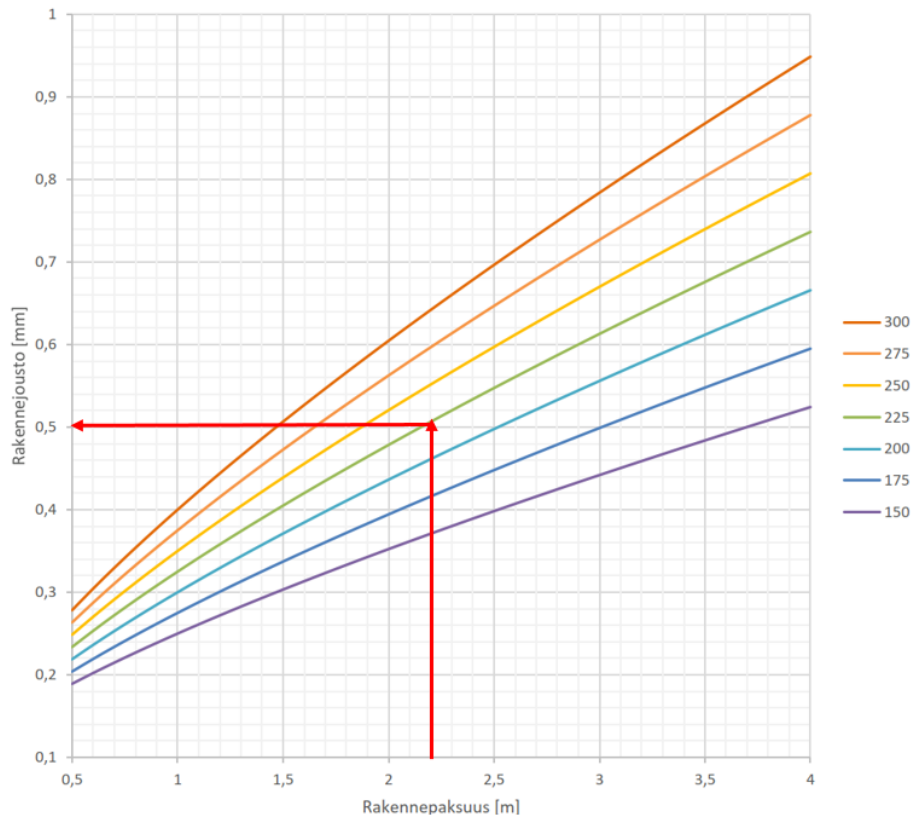
Kuva 157. Mitoitusesimerkin 2 kohdan b pohjaolosuhteet.

Kohta a)

Koska pölkyn palautuva painuma muodostuu pohjamaajoustop ja rakennejoustop summana, saadaan pengerveveysmitoituksessa tarvittava pohjamaajousto v_{pm} vähentämällä pölkystä mitatusta pystysiirtymästä $v_{pölkky}$ pengerrakenteen kokoonpuristumisesta seuraava rakennejousto $v_{rakenne}$:

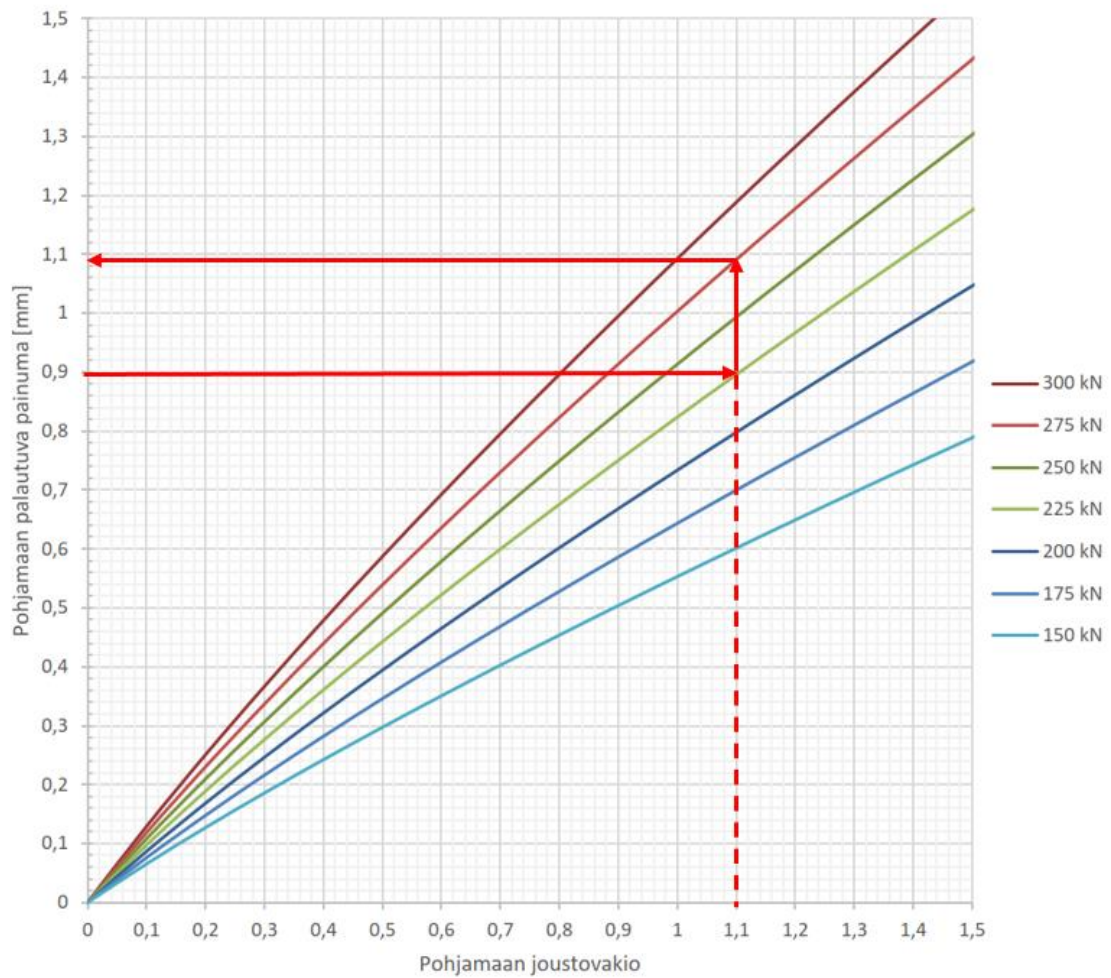
$$v_{pm} = v_{pölkky} - v_{rakenne}$$

Rakenteen kokoonpuristumisesta seuraava rakennejousto voidaan arvioida käyttäen kuvan 146 mitoituskäyrästä, jolloin pölkyn palautuvan painuman mittauksessa käytetyn 225 kN akselipainon aiheuttama rakennejousto on noin 0,5 mm 2,2 metrin rakennepaksuudella (kuva 158). Tällöin mittausakselipainon tuottaman pohjajouaston suuruudeksi saadaan $1,4 - 0,5 = 0,9$ mm.



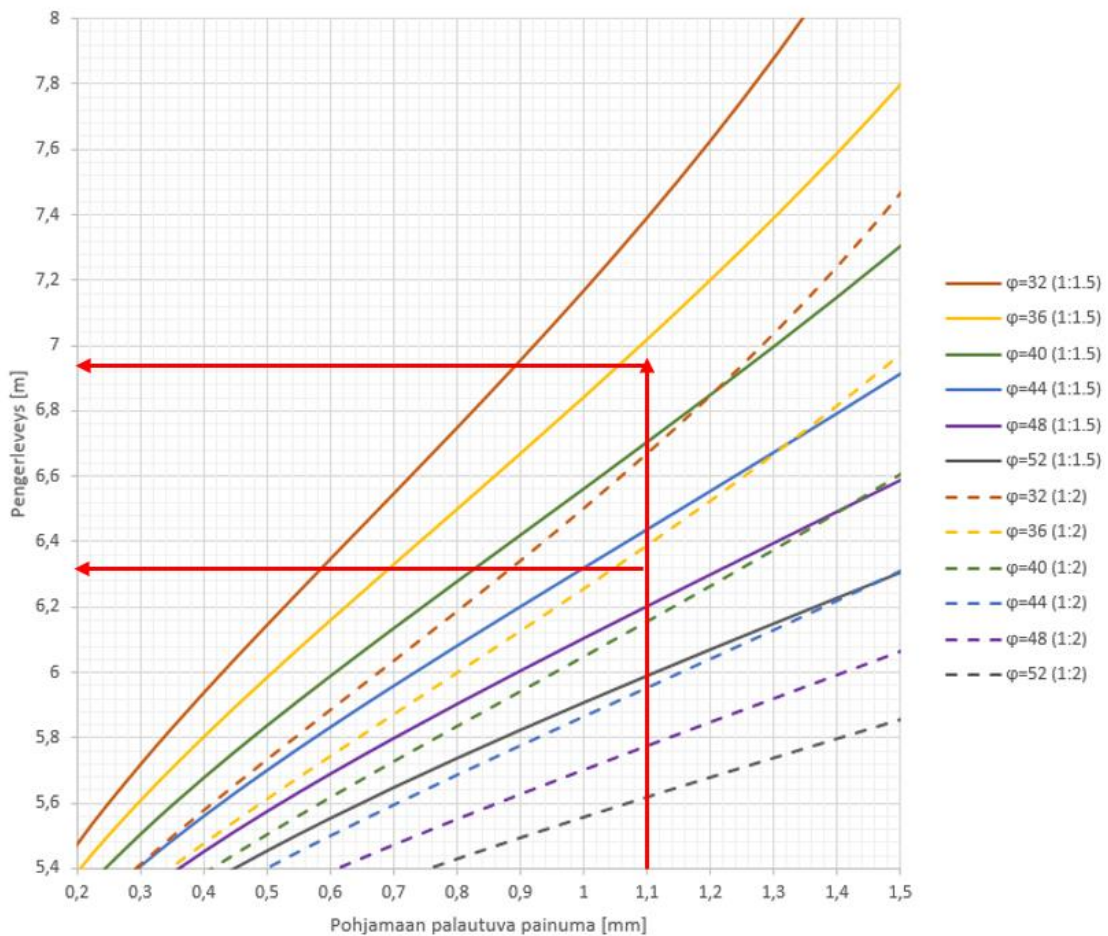
Kuva 158. Rakennejouaston suuruuden arviointi kuvan 146 mitoituskäyrästä.

Mittausakselipainoa vastaavan pohjajouaston avulla saadaan määritettyä rakenteen alapuolisen pohjamaan joustovakio käyttäen kuvan 144 mitoituskäyrästä. Pohjamaan joustovakio on akselipainosta riippumaton rakennekohtainen vakio, jolloin mitoitusakselipainon tuottama pohjamaajousto saadaan luettua suoraan kuvan 144 mitoituskäyrästä mitoitusakselipainoa vastaavalla käyrältä mittausakselipainon avulla määritetyn joustovakion kohdalta (kuva 159).



Kuva 159. Mittaustuloksista määritetyn pohjamaajouaston skaalaaminen mitoitus-akselipainoa vastaavaksi.

Pohjajousto mitoitusakselipainon alaisuudessa on tällöin noin 1,09 mm. Lopuksi vaadittava pengerialue voidaan lukea suoraan kuvan 148 mitoituskäyrästä. Mitoituskäyrästä ei löydy suoraan pengerialueen kitkakulmaa vastaavaa tasa-arvokäyrää, mutta vaadittava pengerialue voidaan approksimoida 36 ja 40 asteen tasa-arvokäyrää käyttäen, jolloin tulokseksi saadaan vajaa 7 metriä 1:1.5 luiskalitevuutta käytettäessä ja vastaavasti 1:2 luiskalitevuutta käytettäessä noin 6,3 metriä (kuva 160)



Kuva 160. Vaadittavan pengerleveyden määrittäminen luiskakaltevuuksille 1:1.5 ja 1:2, kun alusrakennemateriaalin kitkakulma on 37 astetta.

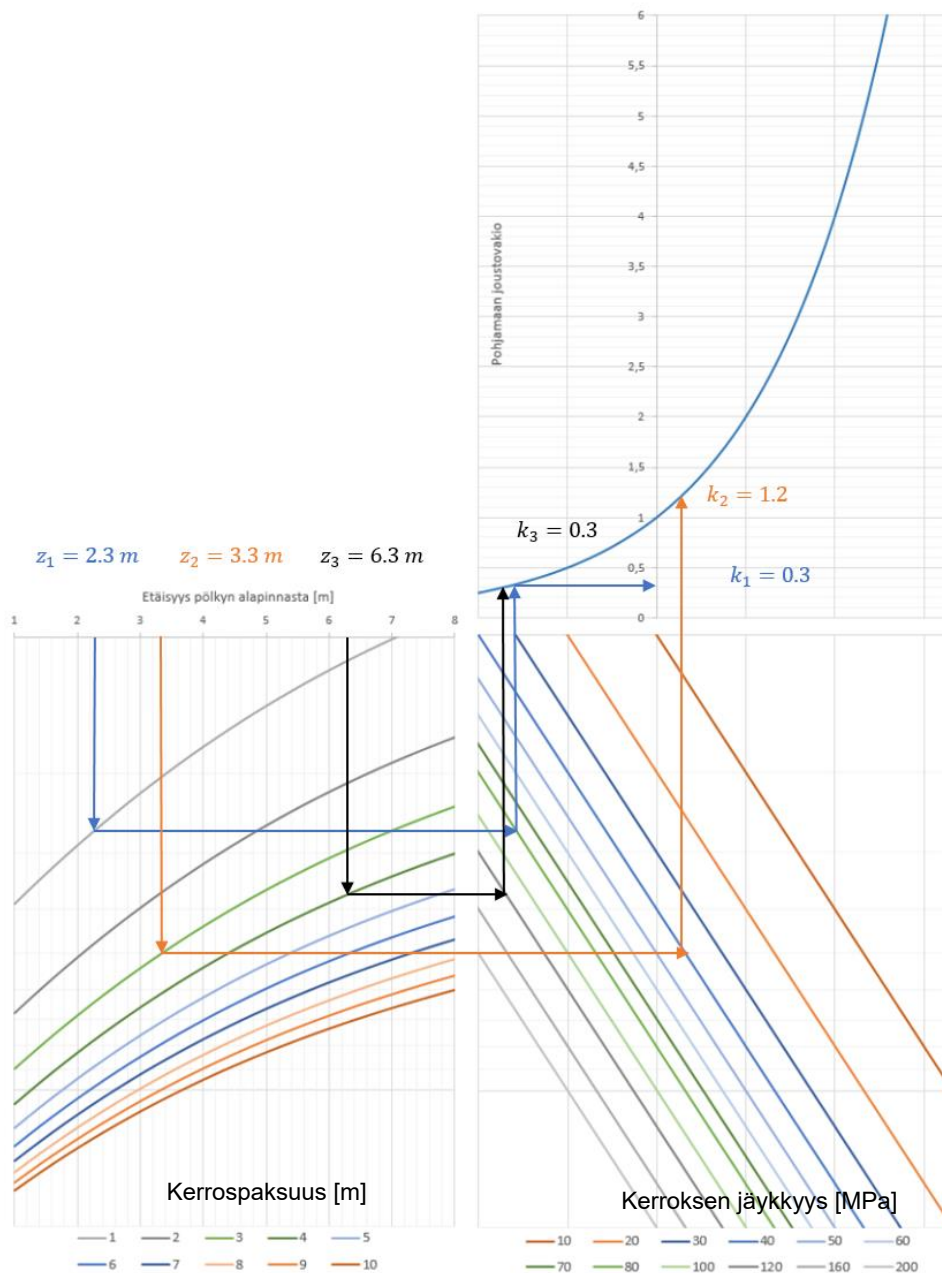
Kohta b)

Määritetään aluksi rakenteen pohjamaan joustovakio kuvan 143 mitoitusnomogrammia käyttäen. Monikerroksisen pohjamaan tapauksessa joustovakio k_{pm} voidaan määrittää summaamalla eri kerroksien joustovakiot yhteen:

$$k_{pm} = k_1 + k_2 + \dots + k_n$$

Yksittäisen pohjamaakerroksen joustovakion määrittäminen aloitetaan laskemalla kyseisen kerroksen yläpinnan etäisyys pölkyn alapinnasta. Ensimmäisellä kerroksella tämä on suoraan pölkyn alapuolinen rakennepaksuus eli tässä tapauksessa 2,3 metriä. Vastaavasti toisen kerroksen kohdalla etäisyys on rakennepaksuuden ja ensimmäisen pohjamaakerroksen yhteispaksuus eli 3,3 metriä. Toisen kerroksen paksuus on 3 metriä, jolloin kolmannella kerroksella etäisyys pölkyn alapinnasta on 6,3 metriä.

Pohjamaakerroksien joustovakiot voidaan nyt lukea kuvan 143 mitoituskäyrästä vastapäivään kulkien vasemmanpuolisen kuvaajan ylälaidasta aloittaen. Tällöin vasemmassa alalaidassa olevassa käyrästä valitaan ensin kyseisen pohjamaakerroksen paksuutta vastaava tasa-arvokäyrä, jonka leikkauspisteen kohdalta siirrytään horisontaalisesti oikeassa alakulmassa olevaan käyrästä ja valitaan pohjamaakerroksen jäykkyys. Lopuksi pohjamaakerroksen joustovakio voidaan lukea oikeassa yläkulmassa olevasta kuvaajasta (kuva 161).

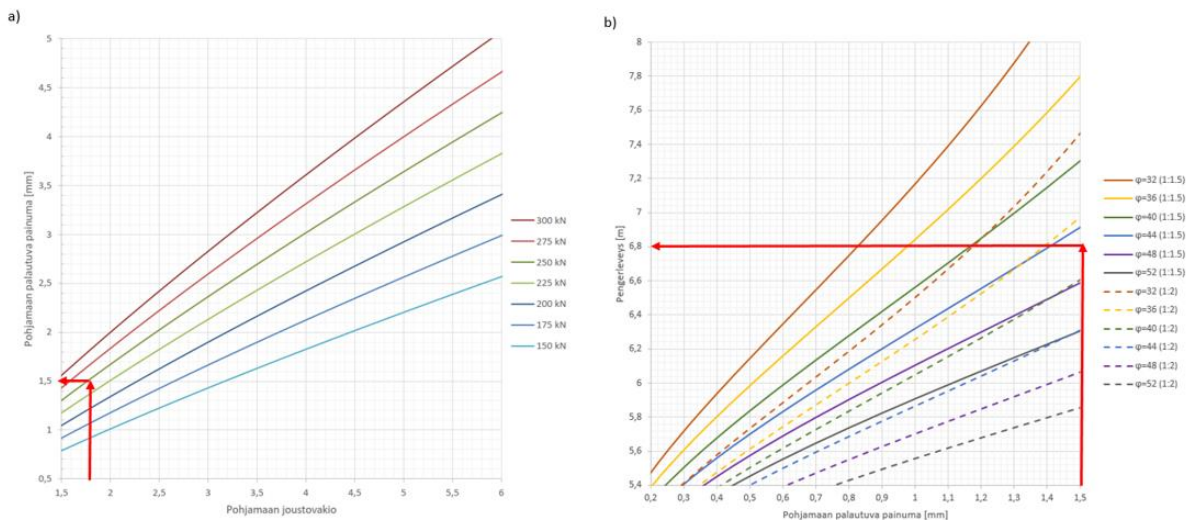


Kuva 161. Pohjamaakerrosten joustovakioiden määrittäminen kuvan 143 mitoituskäyrästä käyttäen.

Summaamalla yksittäisien pohjamaakerrosten joustovakiot pohjamaan kokonaisjoustovakioksi saadaan nyt:

$$k_{pm} = k_1 + k_2 + k_3 = 0.3 + 1.2 + 0.3 = 1.8$$

Mitoitusakselipainoa vastaava pohjamaan palautuva painuma voidaan tämän jälkeen lukea kuvan 145 mitoituskäyrästä (kuva 162 a), jolloin tulokseksi saadaan noin 1,5 mm. Tehtävänannon mukaisesti alusrakennemateriaalin kitkakulmaksi on optimitiiveydessä määritetty 50 astetta. Materiaali ei kuitenkaan oletettavasti saavuta todellisessa rakenteessa laboratoriokoenäytettä vastaavaa tiiveyttä, jolloin laboratoriokoetulosten suora soveltaminen johtaisi mahdollisesti alimitoitukseen. Oletetaan tässä yhteydessä materiaalin kitkakulman olevan rakenteessa 90 % laboratoriosta mitatusta, jolloin mitoituskitkakulman arvoksi saadaan 45 astetta. Lopuksi vaadittava pengerleveys voidaan arvioida kuvan 148 mitoituskäyrästä (kuva 162 b). Tämän mukaan noin 6,8 metrin pengerleveys on riittävä.



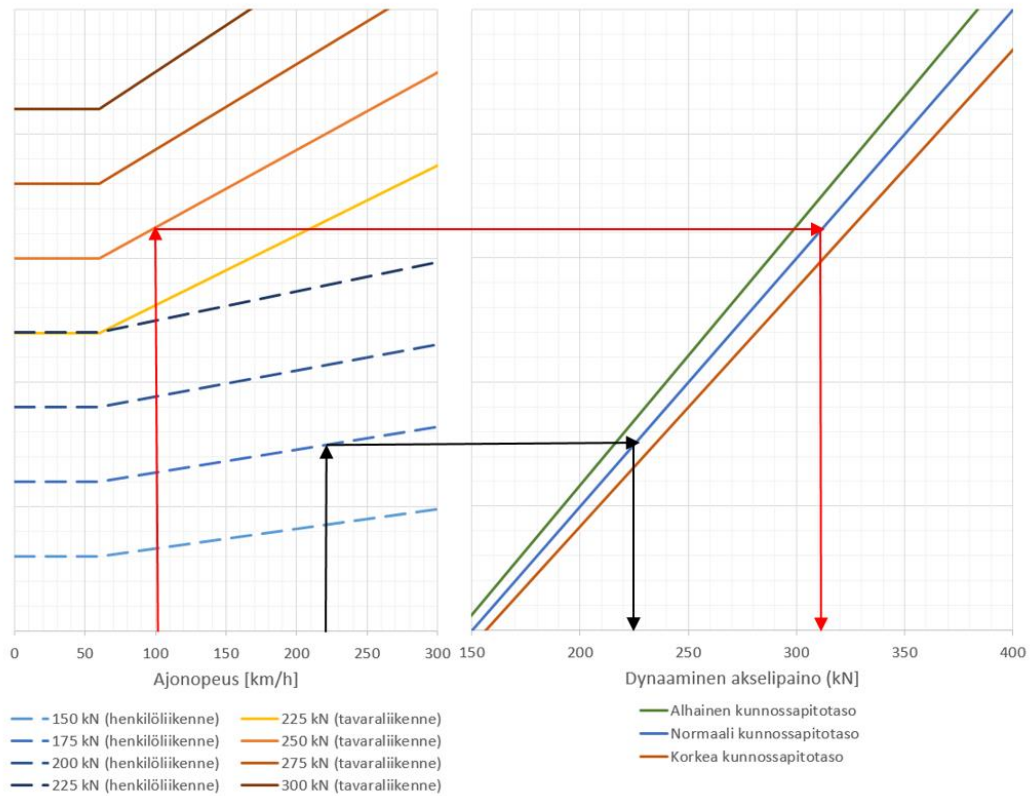
Kuva 162. Pohjamaan palautuvan painuman määrittäminen pohjamaan joustovakiota käyttäen (a) ja vaadittavan pengerleveyden määrittäminen, kun alusrakennemateriaalin mitoituskitkakulma on 45 astetta (b).

7.7.3 Esimerkki 3: erillisen välikerroksen tarpeen arviointi

Perusparannettavalla ratalinjalla 175 kN henkilöliikenteen suurin sallittu ajonopeus on 220 km/h ja 250 kN tavaraliikenteellä 100 km/h. Alusrakenne on materiaaliltaan keskikarkeaa hiekkaa (kitkakulma arviolta 40 astetta) ja ratalinjan kunnossapitotaso on normaali. Mitoitetaan erillisen välikerroksen tarve.

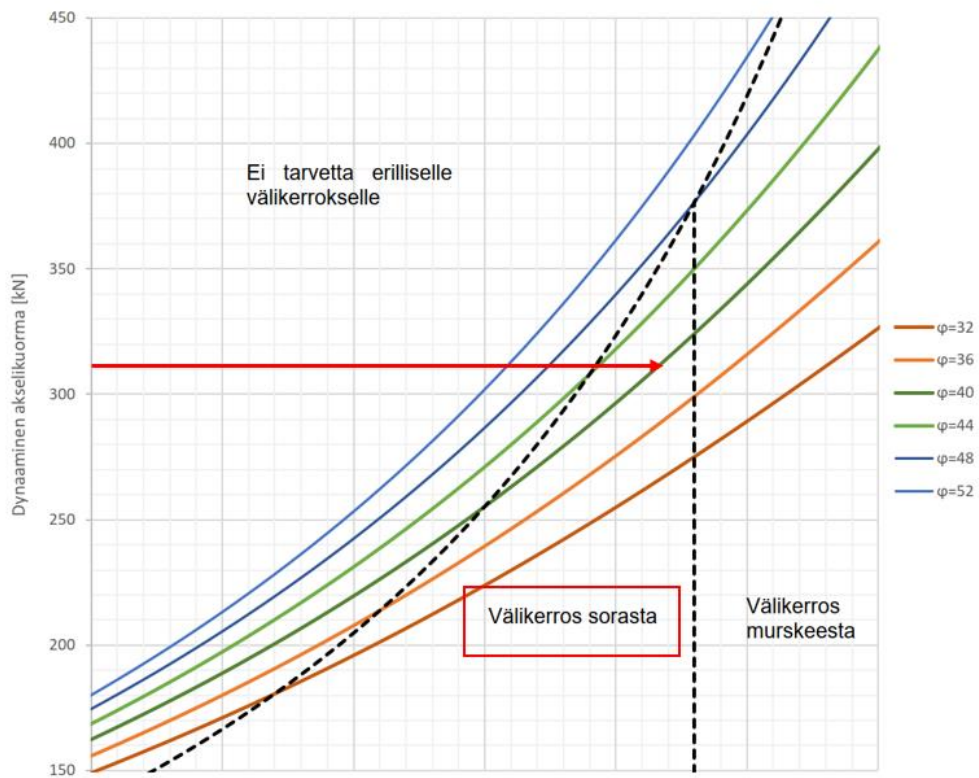
Ratkaisu:

Määritetään aluksi ratalinjan suurin dynaaminen akselipaino. Käyttäen kuvan 150 mitoitusnomogrammia henkilöliikenteen dynaamiseksi akselipainoksi saadaan noin 225 kN ja vastaavasti 250 kN tavaraliikenteen dynaamiseksi mitoitusakselipainoksi saadaan 312 kN, ollen samalla välikerrosmitoituksen kannalta määräävä kuorma (kuva 163).



Kuva 163. Välikerrosmitoituksessa käytettävän dynaamisen akselipainon määrittäminen 175 kN henkilöliikenteelle (musta viiva) ja 250 kN tavaraliikenteelle (punainen viiva).

Tämän jälkeen erillisen välikerroksen tarve voidaan tarkistaa kuvan 151 mitoituskäyrästä. Raskaan tavaraliikenteen aiheuttaman kuormitusvasteen takia erillisen soravälikerroksen käyttö on mitoituskäyrästä mukaisesti suotavaa alusrakennemateriaalin kitkakulman ollessa ainoastaan 40 astetta (kuva 164).



Kuva 164. Erillisen välikerroskaadun tarpeen arviointi käytettävän alusrakennemateriaalin laadun ja mitoittavan dynaamisen akselipainon avulla.

8 Yhteenveto

Tämän tutkimuksen tarkoituksena on ollut koota ja kehittää riittävä teoriapohja radan alusrakenteen ja pohjamaan kuormituskestävyyksimitoituksen kehitystyön tueksi. Tutkimuksen kirjallisuuspainotteisen esiselvitysvaiheen primäärisinä päätelminä mainittakoon seuraavat huomiot:

- Alusrakenteen alueella tapahtuva haitallinen deformaatio on tyypillisesti seurausta joko joustavilla pohjamailla ilmenevästä leikkausmuodonmuutos-pohjaisesta pengerverviämisestä tai raskaan liikenteen aikaansaamasta materiaalin kokoonpuristumisesta / uudelleenjärjestäytymisestä. Yleisesti ottaen rakenneformaatio on sitä runsaampaa, mitä heikkolaatuisemmasta materiaalista on kyse; hienorakeisilla ja sileäpintaisista rakeista koostuvilla materiaaleilla on huomattavissa määrin heikompi kyky vastustaa ulkoisesta kuormituksesta aiheutuvaa muodonmuutosta kuin esimerkiksi hyvän lukkiutumiskyvyn omaavilla karkearakeisilla murskemateriaaleilla.
- Pohjamaajoustosta aiheutuvaa pengerverviämistä voidaan tehokkaasti ehkäistä joko pengerverveyttä kasvattamalla (ensisijainen keino pienen pengerverveyden omaavilla rakenteilla) tai luiskakaltevuuutta loiventamalla. Myös alusrakennemateriaalin laatu oletettavasti vaikuttaa pengerverviämisen suuruuteen. Pohjimmiltaan pengerverviämisessä on kyse rakenteen pyrkimyksestä kasvattaa poikkisuuntaista tukipainetta levittämällä ulkoluisikat pahimman joustoalueen ulkopuolelle; pohjamaan joustaessa yläpuoliseen rakenteeseen syntyy kuormituksen aikaista, pääosin palautuvaa muodonvääristymää, josta kuitenkin sitä isompi osa jää pysyväksi, mitä suurempia raerungon pakotetut muodonmuutokset ovat. Ulkoluisien levitessä pahimman pohjamaataipuma-alueen ulkopuolelle pengerverviämä hidastuu, ja rakenne pystyy kasvattamaan horisontaalista tukipainetta penkereen sisäosassa olevan materiaalin "pakkaantuessa" stabiilin aseman saavuttaneita ulkoluisia vasten.
- Pohjamaadeformaatiolla tarkoitetaan toistuvan junakuormituksen aikaansaamaa, radan alapuolisessa luonnonmaassa tapahtuvaa haitallista muodonmuutuskertymää. Käytännössä muodonmuutuskertymän suuruus on riippuvainen junakuormituksesta pohjamaahan aiheutuvan jännityksen suuruudesta suhteessa pohjamaan puristuslujuuteen. Kuormituskertamääräisen deformaation lisäksi pohjamaan alueella voi myös tapahtua rakenteen omapainosta johtuvaa epätasaista painumaa, mikä taas osaltaan heikentää raidegeometriaa.
- Junakuormituksesta aiheutuva jännityslisäys vaimenee rakenteessa nopeasti syvyyden suhteen kuorman jakaantuessa laajemmalle alueelle, jolloin etenkin paksujen rakenteiden kohdalla kuormituskertamääräisen pohjamaadeformaation riski on varsin vähäinen. Suomessa pengerpaksuudet ovat yleisesti ottaen verrattain suuria routamitoituksen takia, mutta junien akselipainojen kasvattaminen ulosmittaa heikoimpien pohjamaiden kuormankantokykyä. Uusien rakenteiden kohdalla routamitoituksen vaatimat rakennepaksuudet täyttyvät, mutta olemassa olevan radan parantamisen yhteydessä voidaan joutua käyttämään routalevyjä, kun riittävän paksua routimatonta rakennetta ei ole esim. kustannus tai aikataulusyistä tarkoituksenmukaista tehdä. Tällöin rakennepaksuus voi kuormituskertamääräisen poh-

jamaadeformaation ehkäisyn kannalta jäädä liian pieneksi, jolloin riski haitallisen pohjamaadeformaation syntyyn raskaan liikenteen alaisuudessa voi hyvinkin olla mahdollinen – etenkin keväisin, kun pohjamaa on sulamisvesien takia tavanomaista vettyneemmässä tilassa. Lisäksi mikäli rakenne ei vastaa ominaisuuksiltaan eristys- ja välikerroksen materiaaleja, ovat pohjamaadeformaatiosta raidegeometrialle aiheutuvat haitat todennäköisesti suurempia kuin tilanteessa, jossa alusrakenne olisi vaatimusten mukainen.

Erilaisten rakenneominaisuuksien ja kuormitustilanteiden vaikutusten selittämiseksi työn laskentaosiossa suoritettiin varsin laaja laskentasarja täysimittakavaista elementtimenetelmään perustuvaa rakennemallia käyttäen. Malli verifiointiin käyttäen kokeellista mittausdataa kahdesta erilaisesta koerakenteesta (Koria-Kouvola vuoden 1999 mittaukset ja Pori-Mäntyluoto vuoden 2020 mittaukset) sekä hyödyntäen kirjallisuudessa saatavissa ollutta ainestoa. Tehtyjen laskentojen pohjalta kehitettiin analyyttinen sovitemallikonaisuus, joka kaavamuotoisesti kuvaa ratarakenteen kuormituskäyttäytymistä. Varsinaisen laskentatutkimuksen ja kirjallisuusselvityksen pohjalta on työn loppupuolella esitetty alustavat mitoituskäyrästöluonnokset radan alusrakenteen ja pohjamaan kuormituskestävyyksimitoitukseen. Tutkimuksen laskentaosioon ja kuormituskestävyyksimitoitusten kehittämiseen liittyen mainittakoon seuraavat huomiot:

- Rakeisille pengermateriaaleille käytetty Hardening Soil-materiaalimalli vaikuttaisi toimivan geoteknisestä alkuperästään huolimatta kohtalaisen hyvin myös väylärakennemallinnuksessa, kunhan mallin parametrisointi tehdään oikein. Erotan monista aikaisemmista väylärakennemallinnuksista käsiteltyistä laskentatutkimuksista, on karkearakeisille rakennekerroksille käytetyt koheesion arvot pidetty pieninä, jolloin materiaalien lujuusominaisuudet on kuvattu pääosin kitkakulmaa käyttäen. Ylisuurta koheesion arvoja käytettäessä materiaalilla on epärealistisen paljon jännitystilasta riippumatonta lujuutta, jolloin sillä ei ole myöskään tarvetta hakea tukea ympäröivältä rakenteelta. Tämä taas johtaa lujuuden ja jäykkyyden skalaariarvoistumiseen ja tätä kautta mallin epärealistiseen käyttäytymiseen – etenkin rakenteen tukipainejakauman osalta.
- Verifiointilaskelmien perusteella käytetty laskentamalli vastaa käyttäytymiseltään yleisesti ottaen erittäin hyvin todellista ratarakennetta. Ainoastaan Pori-Mäntyluoto koerakenteen välikerroksesta mitatut pituussuuntaiset jännityslisäykset erosivat merkittävässä määrin mallinnustuloksista. Syynä tähän on mahdollisesti todelliseen rakenteeseen välikerroksen alueelle pengermateriaalin tiivistymisen seurauksena syntyneet jäännösjännitykset, jotka kasvattavat paineanturia ympäröivän materiaalin jäykkyyksivastetta ja tätä kautta muuttavat junakuormituksesta aiheutuvan jännitysprofiilin muotoa suhteessa lujittumattomaan kertakuormitteisen laskentamalliin tuottamaan ennusteeseen.
- Laskentatuloksista korostui odotetusti pohjamaan keskeinen rooli yläpuolisen rakenteen käyttäytymisessä; joustavilla pohjamailla rakenteen siirtymä ja muodonmuutostasot ovat huomattavasti suurempia kuin jäykillä pohjamailla. Tuloksista myös ilmeni, kuinka rakennejoustopuolelta seuraavan deviatoisen muodonmuutostasotason suuruus on likipitään kääntäen verrannollinen materiaalin lujuuteen.

-
- Rakennejouaston lisääntyessä jäykän kiskorakenteen kokonaistaipuma kasvaa, minkä seurauksena junakuormitus välittyy useampien pölkkyjen kautta alapuoliselle rakenteelle ja pienentää tätä kautta rakenteen ja pohjamaan kokemaa jännitystasoa. Vastaavasti akselipainon vaikutus oli rakenteen kuormitusvasteen kannalta yleisesti ottaen varsin lineaarinen.
 - Pohjamaaosuhteiden ohella laskentatuloksista korostui rakennegeometrian merkitys pohjamaan jännitys- siirtymätasojen vaikutusten kontrolloinnissa; junakuormituksesta aiheutuva jännityslisäys vaimenee nopeasti syvyyden suhteen, jolloin pölkyn alapuolinen rakennepakkuus yhdessä käytettävän akselipainon ohella kanssa pitkälti määrittävät pohjamaan pintaan kohdistuvan jännityslisäyksen suuruuden. Kriittisenä arvona voitaneen pitää noin 1,5 metrin rakennepakkuutta – tätä pienempiä rakennepakkuuksia käytettäessä pohjamaahan kohdistuva kuormitus kasvaa huomattavasti. Myös pengerveveyden rooli korostui tehdyissä mallinuksissa; laskentatuloksista ilmeni selkeästi rakennedimensioiden merkitys pengerveviämän kontrolloinnin ensisijaisena työkaluna alusrakennemateriaalin laadun ohella. Vastaavasti paalulaattarakenteita käytettäessä rakenteen pohjajousto on hyvin minimaalista, jolloin myös riski leikkausmuodonmuutospohjaisen pengerveviämän syntyyn on vähäinen.
 - Työn loppupuolella esitettyjen mitoituskäyrästäöluonnoksien tarkoituksena on ollut tarjota paitsi alustavat suuntaviivat radan alusrakenteen ja pohjamaan kuormituskestävyyksimitoituksen tueksi, mutta ennen kaikkea konkretisoida eri suunnitteluratkaisujen vaikutusta periaatteellisella tasolla. Kuormituskestävyyksimitoituksen kehitystyön lähtökohtana on ollut käyttäjäystävällisyys; esitetyt menetelmät on pyritty pitämään mahdollisemman yksinkertaisina ilman, että mitoituksen tarkkuus tai tarkoituksenmukaisuus kärsivät liiallisessa määrin.

Lähteet

- [1] Andersen K. H., Schjetne K. (2013). Database of Friction Angles of Sand and Consolidation Characteristics of Sand, Silt, and Clay. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 2013, 139(7): 1140-1155.
- [2] Ba M., Nokkaew K., Fall M., Tinjum J.M. (2012). Effect of Matric Suction on Resilient Modulus of Compacted Aggregate Base Courses. *Geotech Geol Eng* (2013) 31:1497–1510.
- [3] Bareither C. A. Edil T. B., Benson C. H., Mickelson D. M. (2008). Geological and Physical Factors Affecting the Friction Angle of Compacted Sands. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 2008, 134(10): 1476-1489.
- [4] Barksdale, R.D. (1972). Laboratory evaluation of rutting in base course materials. *Proceedings of the Third International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, London.*
- [5] Bjerrum, L. (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils. *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Vol. 3, pp. 111-159.* Published also in Norwegian Geotechnical Institute, Publication No. 100, Oslo.
- [6] Bolton M.D. (1986). The strength and dilatancy of sands. (1986). *Geotechnique* 36, No. 1,65-78.
- [7] Brecciaroli F., Kolisoja P. (2006). Deformation behavior of railway embankment materials under repeat loading. *Ratahallintokeskus, Helsinki.*
- [8] Brown, S.F. and Pell, P.S. (1967). An Experimental Investigation of the Stresses, Strains and Deflections in a Layered Pavement Structure Subjected to Dynamic Loads. *Proceedings of 2 nd International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, USA. pp. 487-504.*
- [9] Brown, S.F (1974). Repeated Load Testing of a Granular Material. *Geotechnical Engineering Division, The American Society of Civil Engineers, Vol. 100, No. G77, pp 825-841.*
- [10] Burrow, M. P. N., Bowness, D., and Ghataora, G. S. (2007). "A comparison of railway track foundation design methods." *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit, 221(1), 1-12.*
- [11] Carter, M. and Bentley, S. (1991). *Correlations of soil properties.* Penetech Press Publishers, London.
- [12] Cary C.E. & Zapata C.E. (2016). Pore Water Pressure Response of Soil Subjected to Dynamic Loading under Saturated and Unsaturated Conditions. *International Journal of Geomechanics, 2016, 16(6).*

-
- [13] Chan F. W. K. (1990). Permanent Deformation Resistance of Granular Layers in Pavements. University of Nottingham. Department of Civil Engineering.
- [14] Dawson, A., Kolisoja, P. (2005). Permanent deformation. Northern periphery, Inverness. Roadex II: Report on task 2.1.
- [15] Duncan J. M., Wright S. G., Brandon T. L. (2014). Soil strength and slope stability. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey.
- [16] Esmaili M., Yousefian K., Nouri R. (2019). Vertical load distribution in ballasted railway tracks with steel slag and limestone ballasts, *International Journal of Pavement Engineering*, 20:9, 1065-1072.
- [17] Fredlund, D.G. & Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. New York, John Wiley and Sons. 517 p.
- [18] Guo P., Su X. (2007). Shear strength, interparticle locking, and dilatancy of granular materials. *Can. Geotech J.* 44: 579-591 (2007).
- [19] Hamidi A., Yazdanjou V., Salimi N. (2009). Shear strength characteristics of sand-gravel mixtures. *International Journal of Geotechnical Engineering* (2009) 3: (29-38).
- [20] Hardin, B. O. and Black, W. L. (1969). Closure to Vibration modulus of normally consolidated clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 95, No. SM6, pp. 1531-1537.
- [21] Hatipoglu M., Cetin B., Aydilek A.H. (2020). Effects of Fines Content on Hydraulic and Mechanical
- [22] Performance of Unbound Granular Base Aggregates. *J. Transp. Eng., Part B: Pavements*, 2020, 146(1).
- [23] Heath, D. L., Shenton, M. J., Sparrow, R. W., and Waters, J. M. (1972). "Design of conventional rail track foundations." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 51, 251-267.
- [24] Hilf W. (1948). Estimating Construction Pore-Water Pressures in Rolled Earth Dams. *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. (Rotterdam, The Netherlands)*, vol. 3, pp. 234-240.
- [25] Hillel, D. (1971). *Soil and water: physical principles and processes*. New York, Academic Press. 288 p
- [26] Houlsby, G. T. and Wroth, C.P. (1991). The variation of shear modulus of a clay with pressure and overconsolidation ratio. *Soils and Foundations*, Vol. 31, No. 3, pp. 138-143.
- [27] Indraratna B., Ionescu D., Christie H. D. (1998). Shear behaviour of railway ballast based on large-scale triaxial tests. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, ASCE*, Vol. 124, No. 5, May, pp. 439-449.

-
- [28] Indraratna, B., Nimbalkar, S., Christie, D., Rujikiatkamjorn, C., Vinod, J. S. (2010). "Field assessment of the performance of a ballasted rail track with and without geosynthetics." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 136(7), 907–917.
- [29] Indraratna B., Nimbaikar S. (2013). Stress-strain degradation response of railway ballast stabilized with geosynthetics. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 2013.139:684-700.
- [30] Indraratna B., Salim W., Rujikiatkamjorn C. (2011). *Advanced Rail Geotechnology – Ballasted Track*.
- [31] Ionescu D. (2004). Evaluation of the engineering behaviour of railway ballast. PhD thesis, University of Wollongong, Faculty of Engineering Civil Mining and Environmental Engineering. 430 pp. + 10 app.
- [32] Jamiolkowski, M. 1985, "New developments in field and laboratory testing of soils, State of the Art Report", Proc. 11th Int. Conf. on SMFE
- [33] Janoo V., Bayer J.J, Benda C.C. (2004). Effect of Aggregate Angularity on Base Material Properties. *J. Mater. Civ. Eng.*, 2004, 16(6): 614-622.
- [34] Jääskeläinen R. (2011). *Geotekniikan perusteet*. Amk Kustannus Oy.
- [35] Kalliainen, A. & Kolisoja, P. (2013). *Ratapenkereen leveys ja luiskakaltevuus*. Loppuraportti. Helsinki 2013. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 33/2013. 85 s. + liitt. 16 s.
- [36] Kalliainen A., Kolisoja P., Nurmikolu A. (2014). *Radan 3D-rakennemalli ja ratarakenteen kuormituskestävyys*. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 55/2014. Liikennevirasto. Helsinki 2014. 174 p.
- [37] Kalliainen A., Kurki A., Kolisoja P. (2020). *Infra Challenge - Elementtimenetelmän hyödyntäminen tierakenteiden rasiustarkasteluissa*. Väylävirasto. Helsinki 2020. Väyläviraston julkaisuja 66/2020. 104 sivua.
- [38] Kaya M. (2004). A study on the stress-strain behavior of railroad ballast materials by use of parallel gradation technique. PhD thesis The Middle East Technical University, Department of Civil Engineering.
- [39] Kolisoja P. (1993). *Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet*. Tielaitos, Helsinki.
- [40] Kolisoja P. (1996) *Sitomattomien materiaalien moduulit*. Tielaitos, Helsinki
- [41] Kolisoja P. (1997). *Resilient Deformation Characteristics of Granular Materials*. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Tampere.
- [42] Kolisoja P., Järvenpää I., Mäkelä E. (2000) *Ratarakenteen instrumentointi ja mallinnus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot*. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A5/2000. Helsinki 2000. 99 s. + liitt.
- [43] Kolos A., Konon A., Chistyakov P. (2017). Change of ballast strength properties during particles abrasive wear. *Transportation Geotechnics and Geocology, TGG 2017*, 17-19 May 2017, Saint Petersburg, Russia.

-
- [44] Kondner, R.L. and Zelasko, J.S. 1963. A hyperbolic stress – strain formulation for sands. Proceedings of 2nd Panamerican Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I, Sao Paolo. Pp. 289–324.
- [45] Korkiala-Tanttu L. & Laaksonen R. (2003). Permanent deformations of unbound materials of road pavement in accelerated pavement tests. Proceedings of XII th. Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Prague, Vol. 2, The Czech Geotechnical Society CICE.
- [46] Korkiala-Tanttu L. (2005). A new material model for permanent deformations in pavements. Proc. of the Seventh Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim 27.6.–29.6.2005.
- [47] Korkiala-Tanttu, L. and Dawson, A. 2008. Effects of side-slope on low-volume road pavement performance: a full-scale assessment. Canadian Geotechnical Journal, NRC Research Press, Ottawa, Vol. 45, June 2008, pp. 853–866.
- [48] Korkiala-Tanttu, L. 2008. Stress studies for permanent deformation calculations. Advances in Transportation Geotechnics, Proc. of the 1st International Conference on Transportation Geotechnics, Nottingham 25.8. –27.8.2008, CRC Press, London. Editors: Ellis, E., Yu, H.S., McDowell, G., Dawson, A. and Thom, N. Pp. 201–206.
- [49] Kouhia R. (2013). Betonin ajasta riippumattomat materiaalimallit. Liikennevirasto, Helsinki.
- [50] Kuula P., Luomala H., Pulkkinen E., Kolisoja P. (2017). Tukikerroksen toiminnan kehittäminen. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 19/2017.
- [51] Larsson, R. and Mulabdic´ M. (1991). Shear moduli in scandinavian clays. Swedish Geotechnical Institute, Report No. 40.
- [52] Latvala J. (2018). Radan kuivatuksen toimivuuden arviointi ja parantaminen olemassa olevilla radoilla. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 50/2018, Liikennevirasto, Helsinki 2018.
- [53] Latvala J. (2021). Kuivatusratkaisujen toimivuuden ja vaikutusten arviointi. Väylävirasto. Helsinki 2021. Väyläviraston julkaisuja 8/2021. 150 sivua ja 1 liite.
- [54] Lee K.L., Seed H.B. (1967). Drained strength characteristics of sand. Journal of soil mechanics and foundation division, ASCE, Vol. 93, no. SM 6, November, pp. 117-141.
- [55] Lehtonen, V. (2015). Modelling Undrained Shear Strength and Pore Pressure Based on an Effective Stress Soil Model in Limit Equilibrium Method. (Tampere University of Technology. Publication; Vol. 1337). Tampere: Tampere University of Technology.
- [56] Lehtonen, V., Meehan, C., Länsivaara, T., and Mansikkamäki, J. 2015. Full-scale embankment failure test under simulated train loading. Géotechnique, 65(12): 961-974.

-
- [57] Lekarp, F. 1997. Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials. Licentiate Thesis, Kungliga Tekniska Högskolan, TRITA-IP FR 97-20. 78 p. ISSN 1104-683X.
- [58] Li, D., and Selig, E. T. (1995). "Evaluation of railway subgrade problems." *Transportation Research Record*, 1489, 17-25.
- [59] Li, D., and Selig, E. T. (1996). "Cumulative plastic deformation for fine-grained subgrade soils." *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(12), 1006-1013.
- [60] Li D. (2018). 25 years of heavy axle load railway subgrade research at the Facility for Accelerated Service Testing (FAST). *Transportation Geotechnics* 17 (2018) 51–60.
- [61] Liikennevirasto. (2018). Ratatekniset ohjeet (RATO) osa 3 Radan rakenne. Liikenneviraston ohjeita 13/2018.
- [62] Loh B.H. (2011). Behaviour of Railway Track Subgrade under Cyclic Loading. PhD thesis Curtin University, Department of Civil Engineering.
- [63] Länsivaara, T. (1996). Maan mekaanisen käyttäytymisen mallintaminen. Licentiate Thesis, Tampere University of Technology.
- [64] Länsivaara T. (2000). Painumalaskentamenetelmien käyttökelpoisuuden arviointi. Tielaitoksen selvityksiä 44/2000. Tiehallinto Helsinki 2000.
- [65] Malassu E. (2016). Esiselvitys radan kuormituskestävyyssmitoituksen kehittämisestä. Diplomityö. Tampereen teknillinen yliopisto, Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma. 114 sivua.
- [66] Mansikkamäki, J. (2009). Olemassa olevien ratapenkereiden stabiliteetin laskenta elementtimenetelmällä. Ratahallintokeskuksen julkaisu A9/2009. Helsinki 2009.
- [67] Mansikkamäki, J. 2015 Effective stress finite element stability analysis of an old railway embankment on soft clay. PhD thesis, Tampere University of Technology, Tampere.
- [68] Mäenpää J. (2015). Seismisen CPTU-mittauksen käyttö leikkausaallon nopeuden määrittämiseen. Diplomityö. Tampereen teknillinen yliopisto, Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma. 96 sivua, 9 liitesivua
- [69] Network Rail. (2005). Company Code of Practice, Formation Treatments, NR/SB/TRK/9039, Network Rail, 40 Melton Street, London W1 2EE, Dec. 2005.
- [70] Nicks, J.E., Gebrenegus, T., Adams, M.T. (2015). Strength Characterization of Open-Graded Aggregates for Structural Backfills. U.S. Department of Transportation Report No. FHWA-HRT-15-034.
- [71] Nordal, S. (2010). Soil modeling, PhD course BA8304. Norwegian University of Science and Technology, Trondheim.

-
- [72] Nurmikolu A. (2006). Ratarakenteessa käytettävien kalliomurskeiden hienoneminen ja routimisherkyys. Kokeellinen tutkimusosuus. Helsinki 2006. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 9/2006. 170 s. + liitt. 6 s.
- [73] Nurmikolu, A. & Kolisoja, P. (2010). Sepelinpuhdistuksen vaikutukset raidesepelin ominaisuuksiin. Helsinki 2010. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 11/2010. 64 s. + liitt. 3 s.
- [74] Pappin, J.W. (1979). Characteristics of a granular material for pavement analysis. Ph.D thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham.
- [75] Peltomäki M. (2020). Ratarakenteen kuormituskäyttäytymisen mallintaminen. Diplomityö. Tampereen yliopisto, Rakennustekniikan koulutusohjelma, 194 s.
- [76] Plaxis. (2017 a). Plaxis Material Models Manual.
- [77] Plaxis. (2017 b). Plaxis 3D Scientific Manual.
- [78] Plaxis. (2017c). Plaxis 3D Tutorial Manual.
- [79] Profillidis V. A. (2000). Railway Engineering, 2. ed. Aldershot: Ashgate, cop. 291 p.
- [80] Pylkkänen K. & Nurmikolu A. (2015). Rota ja routiminen ratarakenteessa. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 22/2015. Liikennevirasto. Helsinki 2015.
- [81] Rantala, T., Kerokoski, O. & Nurmikolu, A. (2013). Betoniratapölkyn rakenteellinen toiminta ja vaurioitumismekanismit. Kirjallisuusselvitys. Helsinki 2013. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 36/2013. 156 s + liitt. 13s.
- [82] Ratahallintokeskus. (2002). Ratatekniset määräykset ja ohjeet (RAMO), osa 11, radan päällysrakenne. Helsinki. 87 s. + liitt. 26 s.
- [83] Rondón H.A, Wichtmann T., Triantafyllidis T., Lizcano A. (2009). Comparison of Cyclic Triaxial Behavior of Unbound Granular Material under Constant and Variable Confining Pressure. J. Transp. Eng., 2009, 135(7): 467-478.
- [84] Rowe, P. W. (1962). The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. Proc. R. Soc. 269A, pp. 500-527.
- [85] Ruhanen E. (2021). Radan eristys- ja välikerroksen luonnonmateriaalin rakeisuuden vaikutus kantavuuteen. Diplomityö. Tampere 2021. Tampereen yliopisto, Rakennustekniikan koulutusohjelma. 123 s. + liitt. 20 s.
- [86] Salmi, Pajunen. (2010). Lujuusoppi. Pressus Oy, Tampere.
- [87] Sauni M. (2018). Radan kuormituskestävyyden arviointi tiedonlouhinta-menetelmillä. Diplomityö. Tampere 2018. Tampereen teknillinen yliopisto, Rakennustekniikan koulutusohjelma. 137 s. + liitt. 100 s.

-
- [88] Sayeed A. (2016). Design of Ballasted Railway Track Foundations using Numerical Modelling with Special Reference to High Speed Trains. PhD thesis of Curtin University, Department of Civil Engineering.
- [89] Schanz, T. & Vermeer, P.A. (1996), Angles of friction and dilatancy of sand, *Géotechnique* 46, No. 1, pp. 145-151.
- [90] Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G. (1999). The hardening soil model: formulation and verification, *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. Balkema, Rotterdam.
- [91] Shahraki M., Salehi M., Witt K. J., Meier T. (2014). 3D Modelling of Train Induced Moving Loads on an Embankment. *Plaxis Bulletin*, Autumn issue 2014.
- [92] Skoglund K. A. (2002). A Study of Some Factors in Mechanistic Railway Track Design. NTNU, Trondheim.
- [93] Suiker, A. S. J., Selig, E. T., and Frenkel, R. (2005). "Static and cyclic triaxial testing of ballast and subballast." *J. Geotech. Geoenviron. Engng.*, 131(6), 771–782.
- [94] Sweere, G.T.H. 1990. Unbound granular bases for roads, PhD Thesis, University of Delft, the Netherlands.
- [95] Terzaghi K., Peck R. B. (1956). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- [96] Theyse, H.L., Legge, F.T.H., Pretorius, P.C. and Wolff, H. 2007. A Yield Strength Model for Partially Saturated Unbound Granular Material. *Road and Pavement Materials*, Vol. 8. No. 3/2007, July–September, pp. 423–448.
- [97] Thom, N. (1988). Design of road foundations. Ph.D thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, Nottingham, UK.
- [98] UIC. (1994). *Earthworks And Trackbed Construction For Railway Lines*, UIC Code 719 R, The international Union of Railways, Paris, France.
- [99] Uzan, J. (1985). Characterization of Granular Materials. *Transportation Research Rec-ord*, No. 1022, pp. 52-59.
- [100] Vinter, J. 2015. Eristyskerroksen materiaalin vaikutus maanvaraisen ratapenkereen toimivuuteen. Helsinki, Liikennevirasto. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 30/2015. 98 s.
- [101] Vermeer. P.A., Brost R. (1984). Non-associated plasticity for soils, concrete and rock. *HERON* vol. 29 1984 no. 3.
- [102] Waters, J. M. (1968). "Track foundation design." *Railway Gazette*, 124(19), 734-737.
- [103] Wolff, H. and Visser, A.T. (1994). Incorporating Elasto-Plasticity in Granular Layer Pavement Design. *Proceedings of Instn. Civil Engineers Transp.*, No. 105. pp. 259-272

-
- [104] Wriggers P. (2008). *Nonlinear Finite Element Methods*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg. 559 p.
- [105] Youd, T.L. (1972). *Compaction of Sands by Repeated Shear Staining*. Proceedings, The American Society of Civil Engineers, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 98, SM7.



Väylävirasto
Trafikledsverket

ISSN 2490-0745
ISBN 978-952-317-906-6
www.vayla.fi