

Antti Kujala

Tukimuurin mitoitus eurokoodin mukaisesti FEM-laskentaohjelmilla

Opinnäytetyö

Syksy 2018

SeAMK Tekniikka

Rakentamisen koulutusohjelma (ylempi AMK)

SeAMK 

SEINÄJOEN AMMATTIKORKEAKOULU
SEINÄJOKI UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

SEINÄJOEN AMMATTIKORKEAKOULU

Opinnäytetyön tiivistelmä

Koulutusyksikkö: Tekniikan yksikkö

Tutkinto-ohjelma: Rakentaminen (ylempi AMK)

Suuntautumisvaihtoehto: Rakennesuunnittelu

Tekijä: Antti Kujala

Työn nimi: Tukimuurin mitoitus eurokoodin mukaisesti FEM-laskentaohjelmilla

Ohjaajat: Markku Järvenpää, Martti Perälä

Vuosi: 2018

Sivumäärä: 52

Liitteiden lukumäärä: 1

Tukimuurin laskenta on haastava iterointitehtävä, joka vaatii yhteistyötä geo- ja rakennesuunnittelijan välillä. Työssä esitetään prosessikaavio tukimuurin suunnittelusta. Se sisältää osapuolten lähtötietotarpeet, tehtävät, yhteydenpidon ja vaiheistuksen.

Opinnäytetyön alussa käydään läpi erilaisia maamalleja ja perusteita liittyen laskentamallin rakenteen tuentaan. Tämän jälkeen esitetään tukimuurirakenteiden vertailulaskelmien perusteet, toteutustapa sekä tulokset. Työssä esitetään toimintatapa, miten tukimuurin mitoituksen voi tehdä elementtimenetelmään (FEM) perustuvilla laskentaohjelmilla ja mitä asioita FEM-laskennassa tulee huomioida.

Lähtöoletuksena ennen työhön ryhtymistä on ollut, että rakenteen kannalta on varmempaa arvioida alustaluvuksi ennemmin löysempi kuin jäykempi jousi. Tämän lähtöoletuksen voidaan todeta pitävän paikkaansa ja lisäksi voidaan todeta, että alustaluku ei ole kovin virheherkkä, jolloin suurelta eroavaisuudet alustaluvun arvoissa eivät aiheuta kovin merkittäviä eroja rakenteiden rasituksiin.

Avainsanat: alustaluku, maajousi, tukimuuri, eurokoodi, elementtimenetelmä, fem-laskenta, rakenteen ja maan yhteistoiminta

SEINÄJOKI UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Thesis abstract

Faculty: School of Technology

Degree programme: Construction engineering

Specialisation: Building Construction

Author: Antti Kujala

Title of thesis: Retaining wall design according to Eurocode by FEM-calculation programs

Supervisors: Markku Järvenpää, Martti Perälä

Year: 2018

Number of pages: 52

Number of appendices: 1

The design of a retaining wall is a challenging task, which requires iteration and co-operation between structural and geotechnical engineers. The thesis presents a process description of a retaining wall design. The process description instructs stakeholders on input data searching, tasks, communication and phasing during the design work.

The thesis introduced different soil-structure interaction theories and basics about supporting the structure in calculation model. The thesis included basic input data, methods of execution and results of comparative calculations about retaining walls made by hand calculation, structural FEM-program (Finite Element Method) and geotechnical FEM-program.

The study was based on the supposition that a low value of soil spring stiffness is on the safe side, when focusing on stresses of the structure. The result of the thesis was that the supposition could be confirmed and, in addition, it could be stated that soil the spring value was not very sensitive for errors, thus large differences in the soil spring value could have minor effects on stresses of the structure.

Keywords: soil-structure interaction, soil spring, retaining wall, Eurocode, finite element method

SISÄLTÖ

Opinnäytetyön tiivistelmä.....	2
Thesis abstract	3
SISÄLTÖ.....	4
Kuvio- ja taulukkoluetelo.....	6
Käytetyt termit ja lyhenteet	8
1 JOHDANTO.....	9
1.1 Työn tausta ja tavoitteet.....	9
1.2 Ilmiötä koskeva teoreettinen ajattelu ja työn rajaukset	10
2 VERTAILULASKELMIEN PERUSTEET	12
2.1 Alustaluku	12
2.1.1 Yleistä alustaluvuista	12
2.1.2 Tässä työssä käytetyt alustalukumenetelmät.....	16
2.2 Rakenteet, joista vertailulaskelmia tehdään	21
2.3 Menetelmät joilla vertailulaskelmia tehdään.....	24
2.3.1 Käsin laskenta	24
2.3.2 Rakennetekninen FEM-ohjelma RFEM.....	25
2.3.3 Geotekninen FEM-ohjelma Plaxis.....	27
3 VERTAILULASKELMIEN TULOKSET	29
3.1.1 Pohjapainejakaumat	29
3.1.2 Perustuksen kuormaepäkeskisyydet.....	35
3.1.3 Rakenteiden rasitukset	38
4 TUKIMUURIN MITOITUKSEN LÄHTÖTIEDOT	43
4.1 Perustamisolosuhteet	43
4.2 Muut lähtötiedot	44
5 ALUSTAVIEN DIMENSIOIDEN MÄÄRITYS JA LASKENTAMALLIN LUOMINEN	45
5.1 Alustavat dimensiot.....	45
5.2 Alustaluku	45
5.3 Rakenteet.....	45

5.4 Kuormat	47
6 TULOSTEN TULKINTA, JÄLKIKÄSITTELY JA RAPORTOINTI	48
7 JOHTOPÄÄTÖKSET JA JATKOTUTKIMUSEHDOTUKSET	49
LÄHTEET	50
LIITTEET	52

Kuvio- ja taulukkoluetelo

Kuvio 1. Maanpinnan siirtymät Winklerin mallin mukaan eri kuormitustavoilla.	12
Kuvio 2. Tyypilliset maanpinnan siirtymät elastisessa puoliavaruudessa eri kuormitustavoilla. (Selvadurai 1979, 20).	13
Kuvio 3. Maamalleja, joissa yksittäiset jouset on sidottu toisiinsa niiden päällä olevalla rakennekerroksella (Dutta; Roy 2002, 1579-1594).	14
Kuvio 4. Perustuksen muotokertoimen i_s riippuvuus perustuksen muodosta	18
Kuvio 5. Kertoimen C_T riippuvuus painuvan maakerroksen paksuudesta	18
Kuvio 6. Yksittäinen perustus ja sen painuma.....	19
Kuvio 7. Vertailulaskelmissa käytettävä tukimuuri kuormituksineen.....	22
Kuvio 8. Kovalla maalla olevan tukimuurin perustamisolosuhteet.....	23
Kuvio 9. Pehmeällä maalla olevan tukimuurin perustamisolosuhteet.....	23
Kuvio 10. Havainnekuva RFEM-laskentamallista (ei ole työssä tutkittava rakenne, mutta vastaavan tyyppinen)	27
Kuvio 11. Havainnekuva Plaxis-laskentamallista.	28
Kuvio 12. Pohjapainejakaumat murto- ja käyttörajatilassa. (RTT Betonitoimiala, 2011.).....	29
Kuvio 13. Pohjapainejakauman 2D-näkymä RFEM-mallista.....	30
Kuvio 14. Pohjapainejakauman 2D-näkymä Plaxis-mallista.....	30
Kuvio 15. Havainnekuva, pohjapaineen vertailua eri laskentamenetelmillä.	32
Kuvio 16. Käyttörajatilan pohjapainejakaumat, tukimuuri kovalla maalla.	33
Kuvio 17. Käyttörajatilan pohjapainejakaumat, tukimuuri pehmeällä maalla.	34

Kuvio 18. Perustuksen kuormaepäkeskisyyden määrittäminen RFEM-ohjelmasta.	36
Kuvio 19. Havainnekuva Plaxis-laskentamallin pohjapainejakaumasta.	36
Kuvio 20. Tukimuurin pohjalaatan yläpinnan momentin laskentaperiaate.....	39
Kuvio 21. Pohjalaatan momentin lukeminen RFEM-mallista.....	40
Kuvio 22. Pohjalaatan momentin lukeminen Plaxis-mallista.	40
Kuvio 23. Jousituen määrittely RFEM-ohjelmassa.....	46
Taulukko 1. Kertoimen ω_z riippuvuus perustuksen mittasuhteista.....	20
Taulukko 2. Vertailulaskelmissa käytetyt kuormayhdistelmät.....	31
Taulukko 3. Epäkeskisyyden vertailua eri laskentamenetelmillä, tukimuuri kovalla maalla.	37
Taulukko 4. Epäkeskisyyden vertailua eri laskentamenetelmillä,.....	37
Taulukko 5. Pohjalaatan momenttien arvot eri laskentamenetelmillä,.....	42
Taulukko 6. Pohjalaatan momenttien arvot eri laskentamenetelmillä,.....	42

Käytetyt termit ja lyhenteet

FEM	Finite Element Method, elementtimenetelmä
γ	Maan tehokas tilavuuspaino [kN/m ³]
φ_{eff}	Maan tehokas leikkauskestävyyskulma (kitkamaa) [°]
c_{eff}	Tehokas koheesio [kPa]
c_u	Suljettu leikkauslujuus [kPa]
δ	Anturan ja maan välinen kitkakulma [°]
DA	Design Approach
k tai k_s	Alustaluku [kN/m ³]
E	Kimmomoduuli
ν	Poissonin luku
i_s	Perustuksen muotokerroin
C_T	Kerroin kokoonpuristuvan kerroksen paksuudelle

1 JOHDANTO

1.1 Työn tausta ja tavoitteet

Eurokoodi on tuonut rakennusalan konsulttiyrityksille tarpeen päivittää suunnittelu-työkalut vastaamaan eurokoodin mukaista laskentaa. Tukimuurin laskentatyökalut ovat yksi päivitystä vaativista asioista. Vaihtoehtoina on joko Excel- tai Mathcad-laskentapohja tai tukimuurin mitoitus elementtimenetelmään perustuvilla laskenta-ohjelmilla eli FEM-ohjelmilla (FEM, Finite Element Method), jota tämä opinnäytetyö käsittelee.

Tukimuureihin voi vaikuttaa hyvin monimutkaisia pysty- ja vaakakuormituksia monikerroksisista maatayttöistä liikennekuormiin, vedenpaineisiin ja jääkuormiin. Myös tukimuurin korkeus, perustamistaso ja rakenteen eri puolilla olevien maatayttöjen korkeus voi vaihdella suuresti tukimuurin matkalla. Usein myös tukimuurin poikki-leikkaus on muuttuva.

Näistä haasteista johtuen tavanomaisilla Excel- tai Mathcad-laskentapohjilla voidaan laskea vain hyvin yksinkertaisia perustapauksia ja silloinkin laskentaa joudutaan usein yksinkertaistamaan. Jos Excel- tai Mathcad-laskentapohjassa yrittää ottaa kaikki asiat huomioon, laskentapohjasta tulee joko vaikeakäyttöinen tai se soveltuu vain yhdentyypisen rakenteen laskentaan, jolloin sen käyttö jää vähäiseksi. Lisäksi yksinkertaisella laskentapohjalla pituussuuntaiset rasitukset, kuten kutistuma ja lämpöliikkeet, jäävät usein huomioimatta. Myös mahdollisten epäjatkuvuuksien kohdalla tukimuurin kyky jakaa kuormaa pituussuunnassa jää huomioimatta 2D-laskennassa.

Tämän vuoksi on tarpeen tutkia, voidaanko tukimuurin mitoitus tehdä FEM-laskentaohjelmilla. FEM-ohjelmiin voidaan mallintaa rakenteen geometria ja kuormitukset juuri niin tarkasti kuin tarpeelliseksi nähdään. Laskentamalli on aina kyseiseen tilanteeseen sopiva, eikä laskentaa tarvitse yksinkertaistaa liikaa. FEM-ohjelmilla saadaan laskettua myös eri kuormitusyhdistelyt vaivattomasti, joten työtunteja saadaan säästettyä. Lisäksi FEM-laskennassa saadaan mukaan kolmas ulottuvuus ja myös muutosten hallinta on helpompaa.

Opinnäytetyön tavoitteena on tuottaa tarvittava opastus ja työkalut, joiden avulla voidaan tehdä kulmatukimuurin geo- ja rakennetekninen mitoitus FEM-laskentaohjelmilla. Työssä tutkitaan kuinka tukimuurin laskentamalliin tulee määrittellä rakenne, kuormat, kuormitusyhdistelyt sekä tukiehdot, jotta tulokset ovat luotettavia ja ne saadaan sekä geo- että rakennesuunnittelijan näkökulmasta luettavassa muodossa ulos. Kaikille näille asioille määritellään toimintatapa, joka mahdollistaa myöhemmässä vaiheessa helpon tulosten tulkinnan ja muutostenhallinnan.

Työssä tullaan lisäksi tekemään Rambollin käyttöön toimintakaavio geo- ja rakennesuunnittelijan välisistä tehtävistä ja yhteistyöstä tukimuurin mitoitukseen liittyen, sillä rajapinta on osoittautunut haasteelliseksi.

Työelämän kehittämisen lisäksi tämän työn tekeminen tulee kehittämään tämän työn tekijän omaa ammatillista osaamista FEM-ohjelmien käytössä, tukimuurirakenteiden tuntemisessa sekä erityisesti geoteknisessä mitoituksessa. Aihe on kiinnostava, koska se on haastava ja sitä voidaan jatkossa hyödyntää työelämässä.

1.2 Ilmiötä koskeva teoreettinen ajattelu ja työn rajaukset

Aihetta koskevat perusolettamukset: perusolettamuksena FEM-laskennassa on, että betoni on halkeilematonta. Tukimuurille ei sallita liikettä suhteessa maapohjaan, jolloin maanpaine lasketaan lepopaineena. Tukimuurin etupuolella olevaa liukumista vastustavan maatyön edullista vaikutusta ei oteta huomioon. Tukimuurin perustamistaso on pohjavedenpinnan yläpuolella. Tutkittava tukimuri on perustettu maanvaraisesti.

Ilmiöön liittyvien lähtökohtakäsitteiden määrittely: lepopaineella tarkoitetaan maanpainetta, joka vaikuttaa tukimuriin silloin, kun tukimuurin ei sallita liikkua suhteessa maapohjaan. Jos tukimuurin sallitaan liikkua suhteessa maapohjaan, puhutaan aktiivi- ja passiivipaineesta. Kun tukimuri liikkuu kohti kaivantoa, puhutaan aktiivipaineesta, ja kun liike tapahtuu kohti maamassaa, kyseessä on passiivipaine. (SFS-EN 1997-1, 94.)

Alustaluvulla kuvataan maan kokoonpuristuvuusominaisuuksia. Alustaluvun yksikkönä käytetään yleensä kN/m^3 . Alustaluvun laskentaan on useita eri menetelmiä, joista tunnetuin on Winklerin malli. Alustalukuun vaikuttaa maalaji, perustamisvyvyys, perustuksen mitat, muodot, jäykkyys ja kuormitus. (Madhira 2015, 93.)

Jousivakiolla kuvataan myös maan kokoonpuristuvuusominaisuuksia. Winklerin mallissa se määritellään kuormituksen ja painuman suhteena yhdessä pisteessä, jolla on tietty pinta-ala. Yksi piste voi olla esimerkiksi pilariantura. Yleensä jousivakion yksikkönä käytetään kN/m .

Maajousilla tarkoitetaan laskentamalliin määritettävää tukea eli alustalukua tai jousivakiota. Alustaluku ja jousivakio on esitetty edellä.

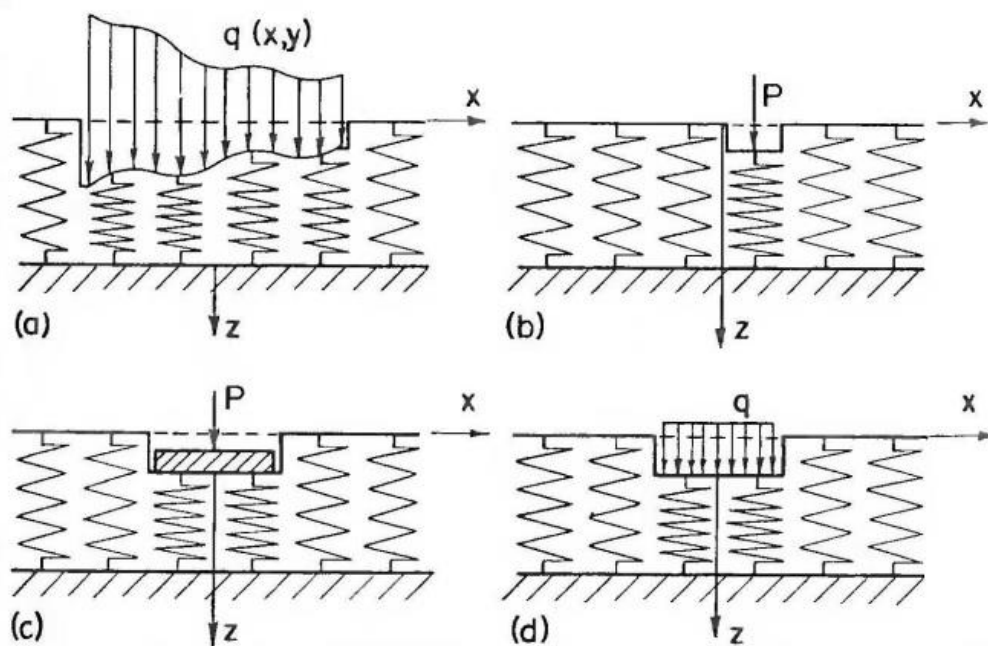
2 VERTAILULASKELMIEN PERUSTEET

2.1 Alustaluku

Luvussa kerrotaan yleistä alustaluvuista. Lisäksi luvussa esitellään työssä käytetyt alustaluvun laskentamenetelmät.

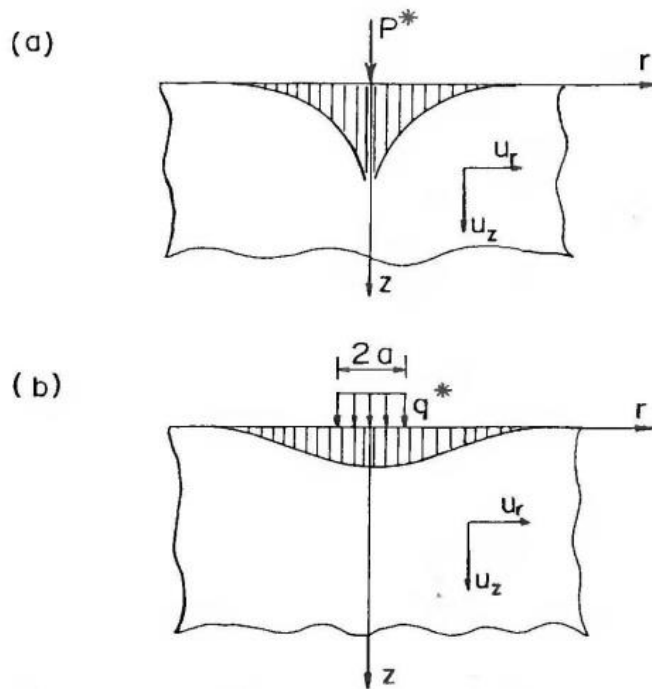
2.1.1 Yleistä alustaluvuista

Alustaluvun on ensimmäistä kertaa tuonut esille Winkler vuonna 1867. Winklerin mallissa oletetaan, että maan painuma on suoraan verrannollinen voimaan tietyssä pisteessä. Winklerin mallissa kukin jousi toimii omanaan ja jousen painumaan vaikuttaa ainoastaan sille suoraan tuleva kuorma kuvion 1 mukaisesti. (Madhira 2015, 93.)



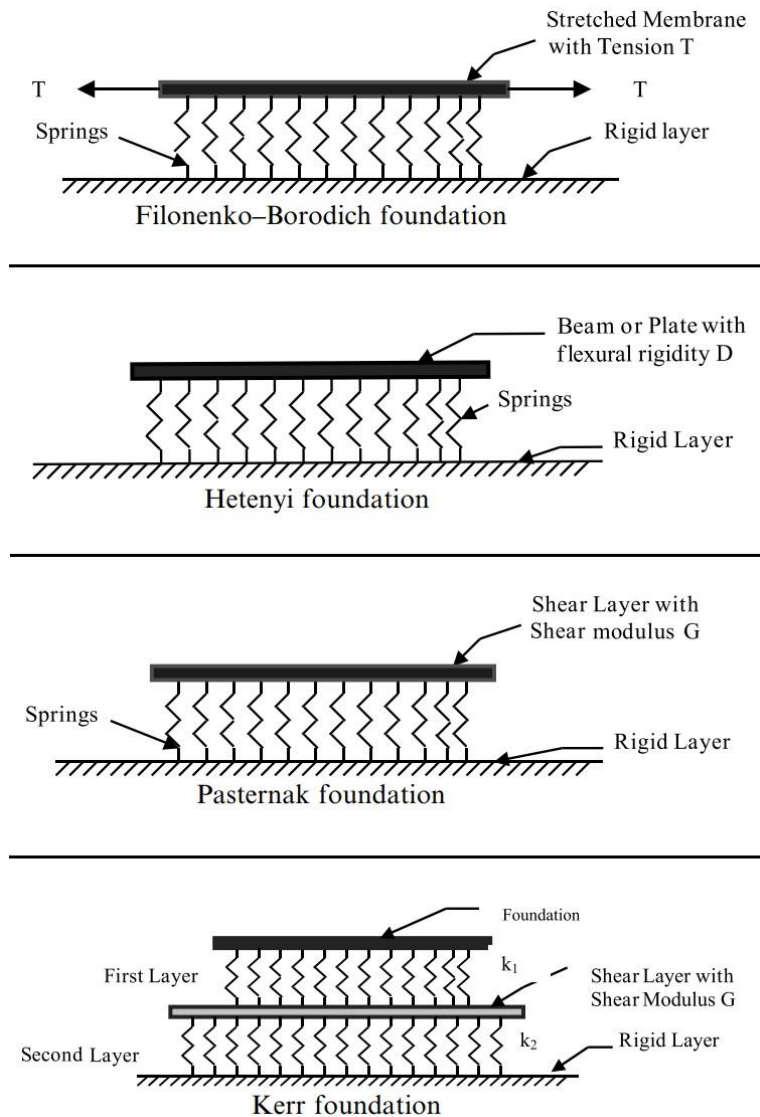
Kuvio 1. Maanpinnan siirtymät Winklerin mallin mukaan eri kuormitustavoilla. (Selvadurai 1979, 15).

Todellisuudessa osa kuormituksesta siirtyy myös viereiselle maalle ja painumaa syntyy myös kuormitetun kohdan ympärille kuvion 2 mukaisesti (Selvadurai 1979, 20).



Kuvio 2. Tyypilliset maanpinnan siirtymät elastisessa puoliavaruudessa eri kuormitustavoilla. (Selvadurai 1979, 20).

Winklerin mallin puutteet kuorman jakaantumisen jatkuvuudesta johtivat useiden muiden yksinkertaisten maamallien kehittämiseen. Näissä maamalleissa on kaksi eri päätyyppiä. Ensimmäisessä tyypissä jatketaan Winklerin mallia siten, että lisätään mekaaninen kerros jousien päälle, joka sitoo jouset toisiinsa. Tällaisia maamalleja ovat esittäneet Filonenko-Borodich (1940), Hetenyi (1946), Pasternak (1954) ja Kerr (1964). Nämä maamallit on esitetty kuviossa 3. (Madhira 2015, 93.)



Kuvio 3. Maamalleja, joissa yksittäiset jouset on sidottu toisiinsa niiden päällä olevalla rakennekerroksella (Dutta; Roy 2002, 1579-1594).

Filonenko-Borodichin mallissa jouset sidotaan toisiinsa elastisella kalvomaisella rakenteella, joka välittää vetokuormitusta T . Heteneyin mallissa jouset sidotaan toisiinsa kolmiulotteisessa mallissa laatalla ja kaksiulotteisessa mallissa palkilla, jolla on taivutusjäykkyys D . Pasternakin mallissa jouset sidotaan toisiinsa rakennekerroksella, joka kestää leikkausjännitystä G . Kun näissä malleissa T , D tai G on nolla, ne toimivat kuten Winklerin malli. (Madhira 2015, 93-97.)

Kerr esitti Pasternakin maamallin konseptilla vielä kolmen parametrin maamallin, jossa on kaksi kerrosta jousia ja yksi leikkausta kestävä kerros kuvion 3 mukaisesti. Tämän maamallin etuina on, että pistemäisiä jännityspiikkejä ei tule, saadaan yksi lisäparametri vertailuksi kokeellisiin tuloksiin ja yksi rajapinta lisää leikkausker-

roksen siirtymissä. Rhines (1969) lisäsi vielä plastisen myötäämisen ilmiön Kerrin malliin leikkauskerroksen lävistyskestävyyden simulointia varten. (Madhira 2015, 99.)

Vlasovin malli on esimerkki toisesta kahden parametrin maamallin päätyypistä. Hän yritti lähestyä ongelmaa matemaattisesta näkökulmasta ja kehitti mallin, joka huomioi leikkausrasitukset maan jatkumossa, kun edellä mainituissa malleissa ainoastaan jousien päällä on vetoa, taivutusta tai leikkausta välittävä rakennekerros. Vlasovin malli on saman tyyppinen kuin Pasternakin malli, sillä molemmissa on parametrit k maan pystyjouselle ja G tai t maan leikkauskestävyydelle. (Ayse Turhan 1992, 8; Madhira 2015, 97-98.)

Useat tutkijat ovat kehittäneet jousiparametrin laskentaa varten omia kaavojaan Winklerin jälkeen. Omia laskentamenetelmiään ovat esittäneet mm:

- Biot (1937)
 - Terzaghi (1955)
 - Vesic (1961)
 - Meyerhof and Baike (1965)
 - Vlasov (1966)
 - Kloppe and Glock (1979)
 - Selvadurai (1984)
 - Bowles (1998)
- (Elsamee 2013, 786.)

Biotin (1937) esittämän kaavan taustalla on pistemäisesti kuormitettu, äärettömän pitkä palkki, joka on kolmiulotteisen pohjamaan päällä. Hän yritti löytää hyvää korrelaatiota käyttäen kontinuumimekaniikan teoriaa, jossa palkin suurin momentti on sama kuin Winkler mallista saatu, ja hän kehitti empiirisen yhtälönsä (1). (Turhan 1992, 5.)

$$k_s = \frac{0,95E_s}{B(1-\nu_s^2)} \left[\frac{B^4 E_s}{(1-\nu_s^2)EI} \right]^{0,108} \quad (1)$$

Myöhemmin Vesic (1961) osoitti, että alustaluvun arvo k riippuu maan jäykkyyden lisäksi rakenteen jäykkyydestä. Tällöin pinta-alaltaan ja kuormitukseltaan samantyyppiset, mutta jäykkyydeltään erilaiset rakenteet saavat eri alustaluvun arvon. Vesicin työ on jatkoa Biotin ratkaisulle, ja siitä saadaan jakaumat myös palkin taipumalle, momentille, leikkausvoimalle ja aksiaaliselle voimalle palkin matkalla. Vesicin kaava (2) soveltuu suhteellisen pitkille palkeille ($l/b > 10$) (Selvadurai 1979, 417; Straughan 1990, 6.)

$$k_s = \frac{0,65E_s}{B(1-\nu_s^2)} \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{EI}} \quad (2)$$

Terzaghi (1955) esitti oman kaavansa (3) alustaluvun k laskennalle hiekkamaalla neliönmuotoiselle perustukselle. Kaava perustuu testeihin, jossa määritettiin alustalukua $0,3 \text{ m} \times 0,3 \text{ m}$:n kokoiselle kuormituslevylle. Testeistä saatuja arvoja tarvitaan myös kaavan käytössä. Kaavan käytettävyys heikkenee, kun $B/B_1 \geq 3$, eli käytettäessä kaavaa perustuksen sivumitan tulisi olla alle $0,9 \text{ m}$. (Janbaz; Janbaz, 2011.)

$$k_s = k_{sp} \left(\frac{B+B_1}{2B} \right) \quad (3)$$

Vlasovin (1966) mukaan pystysuuntainen jousiparametri k pitäisi määrittää kaavan 4 mukaisesti.

$$k_s = \frac{E_s(1-\nu_s)}{(1+\nu_s)(1-2\nu_s)} \left(\frac{\mu}{2B} \right) \quad (4)$$

2.1.2 Tässä työssä käytetyt alustalukumenetelmät

Tämän työn ohessa on kehitetty laskentatyökalu alustaluvun arviointiin käytännön laskentatehtäviä varten. Laskentatyökalussa arvioidaan alustalukua kolmella eri menetelmällä. Laskemalla alustalukua usealla eri menetelmällä voidaan tuloksia

vertailla ja arvioida paremmin laskennan oikeellisuutta. Alustalukua arvioitaessa on myös hyvä tehdä herkkyystarkastelua vaihtelemalla esimerkiksi perustuksen kokoa tai maaparametrejä ja tutkimalla, miten se vaikuttaa alustaluvun arvoihin (Lehtonen, 2017).

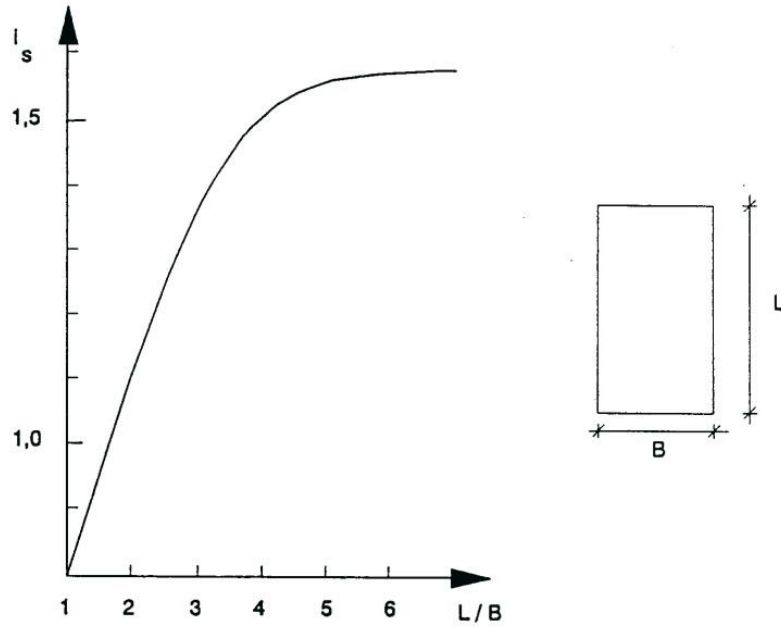
Tapa 1: tavassa 1 lasketaan ensin perustukselle painuma julkaisun *Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa (Tielaitos, 1999)* mukaan. Tämän jälkeen pohjapaineen ja painuman suhteesta saadaan tulokseksi alustaluku. Muodonmuutosmoduuliin E_d perustuva laskentamenetelmä vastaa 3-ulotteista muodonmuutostilaa. Laskennan lähtöarvoiksi tarvitaan perustuksen pituus ja leveys, maan muodonmuutosmoduuli sekä painuvan maakerroksen paksuus. Kaavassa 5 on esitetty painuman laskentakaava muodonmuutosmoduuliin perusteella Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa (Tielaitos 1999, 22-23) julkaisun mukaan.

$$s = \frac{i_s \cdot q \cdot B}{E_d} \cdot C_T \quad (5)$$

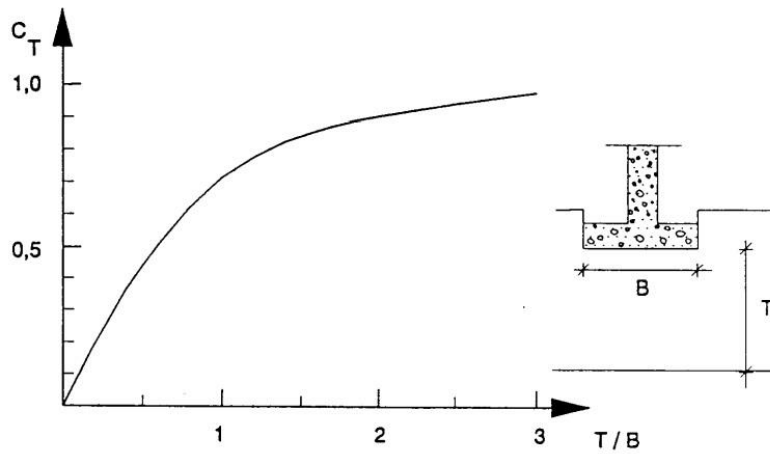
Kaavassa (5):

- s = perustuksen painuma, mm
- i_s = perustuksen muotokerroin
- q = pohjapaine, kN/m²
- B = perustuksen leveys, m
- E_d = maapohjan muodonmuutosmoduuli, MPa
- C_T = kerroin kokoonpuristuvan kerroksen paksuudelle. (Tielaitos 1999, 22-23.)

Kaavassa 5 tarvittavat kertoimet i_s ja C_T saadaan kuvioista 4 ja 5.

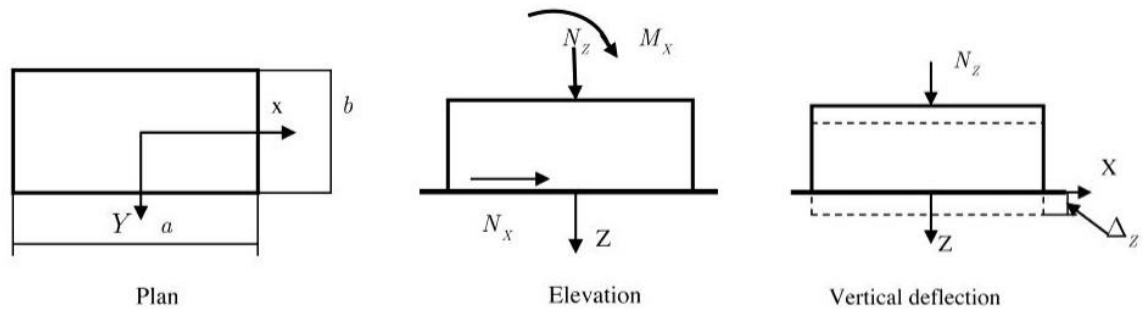


Kuvio 4. Perustuksen muotokertoimen i_s riippuvuus perustuksen muodosta (Tielaitos 1999, 23)



Kuvio 5. Kertoimen C_T riippuvuus painuvan maakerroksen paksuudesta (Tielaitos 1999, 23)

Tapa 2: tavassa 2 lasketaan ensin perustukselle painuma Klepikovin (1967) menetelmän mukaan. Tämän jälkeen pohjapaineen ja painuman suhteesta saadaan tulokseksi alustaluku. Laskennan lähtöarvoiksi tarvitaan perustuksen pituus ja leveys, maan muodonmuutosmoduuli sekä maan poissonin luku. Kuviossa 6 on esitetty perustuksen kuva ja kaavassa 6 pystykuormasta aiheutuva painuman laskentakaava jäykälle perustukselle Klepikovin mukaan. (Tsudik 2012, 5-6.)



Kuvio 6. Yksittäinen perustus ja sen painuma

$$\Delta_z = \frac{N_z \sqrt{A} (1 - \nu^2)}{\omega_z EA} \quad (6)$$

Kaavassa (6):

- N_z = pystykuorma
- A = perustuksen pinta-ala
- ν = maan poissonin luku
- ω_z = perustuksen mittasuhteista riippuva kerroin
- E = maan muodonmuutosmoduuli
- A = perustuksen pinta-ala. (Tsudik 2012, 5-6.)

Perustuksen mittasuhteista riippuva muuttuja ω_z saadaan taulukosta 1. On huomioitavaa, että tämä laskentamenetelmä huomioi vain kuormituksesta aiheutuvan primääripainuman, mutta ei konsolidaatio- tai sekundääripainumaa, joten painumalaskennan tulokset eivät ole täysin totuudenmukaisia. (Tsudik 2012, 5-6.)

Taulukko 1. Kertoimen ω_z riippuvuus perustuksen mittasuhteista. (Tsudik 2012, 20).

Table 1.4 Coefficients ω_z , ω_ψ , ω_χ

Coefficients ω_z , ω_ψ , ω_χ			
$\frac{a}{b}$	ω_z	ω_ψ	ω_χ
0.2	1.22	1.62	0.53
0.33	1.13	1.65	0.53
0.5	1.09	1.72	0.54
0.66	1.07	1.80	0.53
1	1.06	1.98	0.50
1.5	1.07	2.24	0.45
2	1.09	2.50	0.42
3	1.13	2.97	0.37
5	1.22	3.59	0.29

Tapa 3: tavassa 3 lasketaan suoraan alustaluku *Betonilattiat, by47* (Suomen Betoniyhdistys 2014, 66-67) mukaan. Tämän jälkeen pohjapaineen ja alustaluvun suhteesta saadaan tulokseksi painuma, jolloin tuloksia voidaan vertailla kahden muun laskentamenetelmän kanssa. Laskennan lähtöarvoiksi tarvitaan alapuolisten rakennekerrosten muodonmuutosmoduulit, kerrospaksuudet sekä perusmaan alustaluku. Kaavassa 7 on esitetty *Betonilattiat, by47* (2014, 66-67) mukainen alustaluvun laskentakaava. (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 66-67).

$$k = \frac{1}{\frac{h_1}{E_1} + \frac{h_2}{E_2} + \frac{1}{k_m}} \quad (7)$$

Kaavassa (7):

- h_i = alustan eri kerrosten paksuus
- E_i = alustan eri kerrosten kantavuusmoduuli
- k_m = perusmaan alustaluku. (Betoniteollisuus ry 2014, 66-67.)

Alustaluvun määrittämiseksi valittiin nämä kolme vaihtoehtoa, vaikka niiden tulokset ovat karkeita, ne ovat riittävän tarkkoja. Lisäksi laskenta on yksinkertaista toteuttaa ilman monimutkaista tietokonelaskentaa. Menetelmien taustat ovat myös helposti ymmärrettävissä ilman suurta perehtymistä, ja käytännön suunnittelutyössä on tärkeää ymmärtää mihin suunnittelun aikana tehtävät oletukset perustuvat.

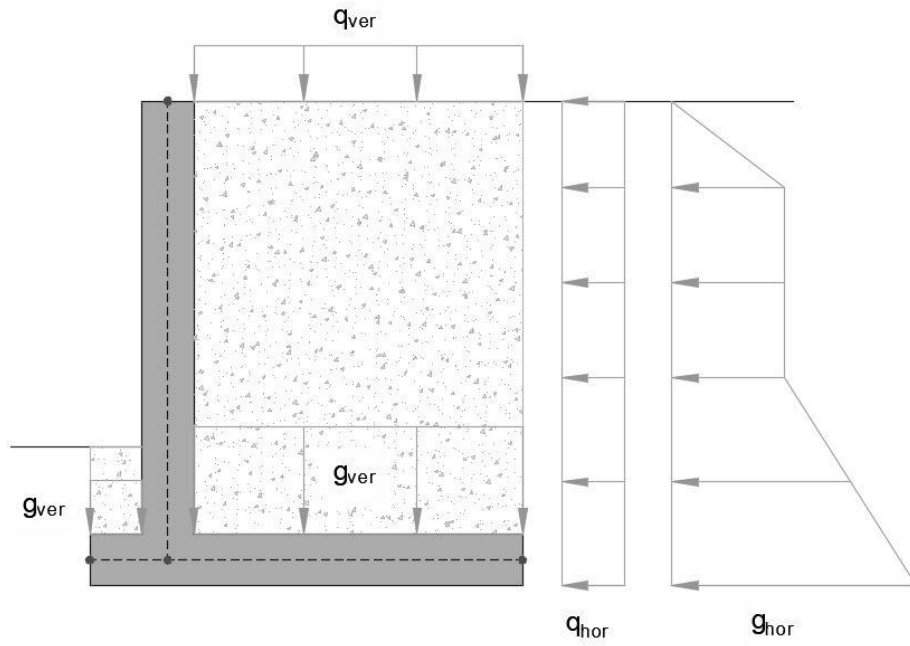
Tukimuurin vertailulaskelmia tehtiin sekä suurella että pienellä alustaluvulla. Tällöin nähtäisiin, onko alustaluvun suuruudella vaikutusta laskentaan. Luvussa 3.1.2 Perustuksen kuormaepäkeskisyydet esitettyjen vertailulaskelmien perusteella alustaluvun suuruudella ei ole vaikutusta perustuksen kuormaresultantin epäkeskisyyteen. Luvussa 3.1.3 Rakenteiden rasitukset esitettyjen vertailulaskelmien perusteella pohjalaatan yläpinnan momentti on lievästi suurempi pienellä kuin suurella alustaluvulla.

Näin ollen alustaluvun suuruudella ei ole laskennan kannalta kovin suurta merkitystä. 50 %:n eroavaisuus alustaluvun suuruudessa voi aiheuttaa vain parin prosenttiyksikön eroavaisuuden rakenteiden rasituksissa. Löysempi alustaluku on varmemmalla puolella rakenteita mitoitettaessa.

2.2 Rakenteet, joista vertailulaskelmia tehdään

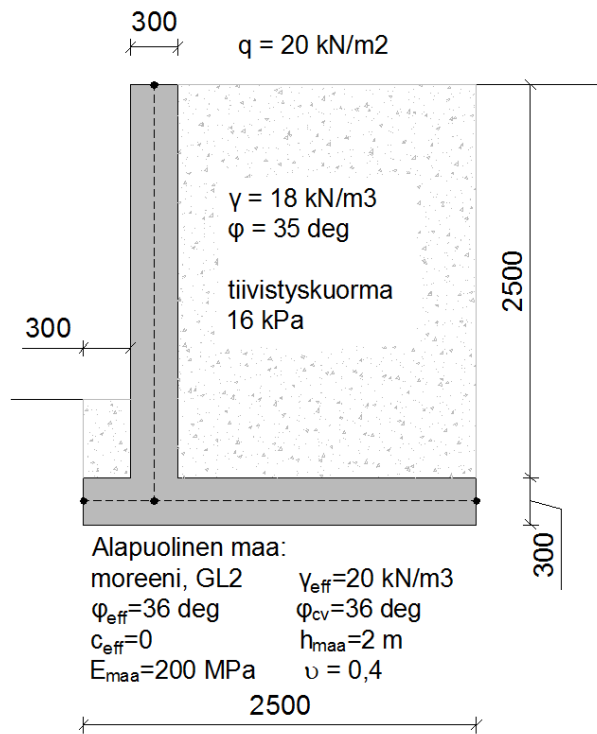
Työssä on tehty vertailulaskelmia yhdelle tukimuurille, joka on kahdella erilaisella alustalla, kovalla maalla ja pehmeällä maalla. Molemmat tapaukset ovat kitkamaita, sillä koheesiomaalle maanvaraisesti perustettavat tukimuurit ovat käytännössä melko harvinaisia. Tutkittavaksi on valittu kaksi eri tapausta, jotta nähdään laskelmien erot muun muassa pohjapaineen jakaantumisessa maaperälle. Tukimuurin kuormitukseksi on valittu pysyvien kuormien lisäksi maanpinnalla vaikuttava vertikaalinen hyötykuorma, jolloin laskentaan saadaan riittävästi kuormayhdistelmiä, mutta kokonaisuus pysyy yksinkertaisena. Tarkemmat lähtötiedot tukimuurista, niiden kuormituksista ja perustamisolosuhteista on esitetty kuvioissa 7, 8 ja 9.

Tukimuurin kuormitukset



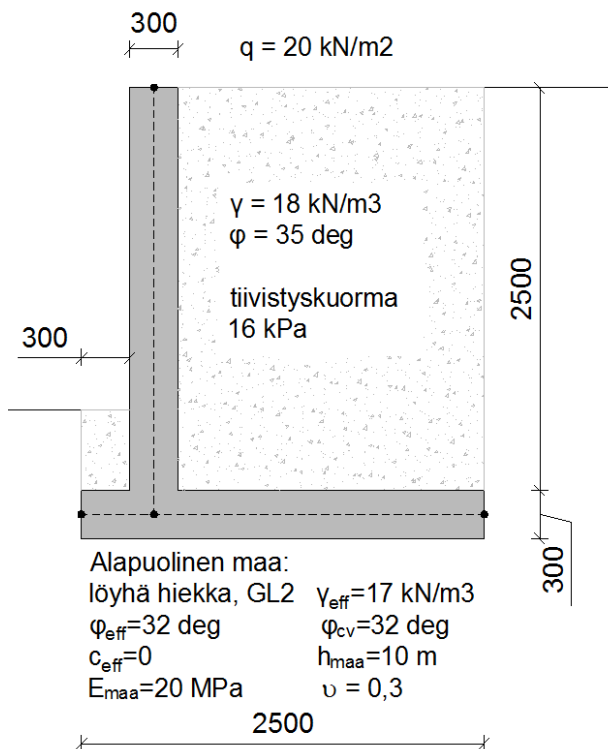
Kuvio 7. Vertailulaskelmissa käytettävä tukimuri kuormituksineen.

Tukimuri kovalla maalla



Kuvio 8. Kovalla maalla olevan tukimuurin perustamisolosuhteet.

Tukimuri pehmeällä maalla



Kuvio 9. Pehmeällä maalla olevan tukimuurin perustamisolosuhteet.

2.3 Menetelmät joilla vertailulaskelmia tehdään

Luvussa esitellään eri menetelmät, joilla vertailulaskelmia on tehty. Näitä ovat käsin laskenta, RFEM-laskenta sekä Plaxis-laskenta.

2.3.1 Käsin laskenta

Käsinlaskelmat on tehty eurokoodin mukaisesti DA2- ja DA2*- menetelmillä. Mitoitustapaa DA2 käytettäessä osavarmuusluvut kohdistetaan kuormien ominaisarvoihin mitoituslaskelman alussa ja koko laskelma tehdään mitoitusarvoilla. Mitoitustapaa DA2* käytettäessä koko laskelma tehdään ominaisarvoilla ja osavarmuuslukuja käytetään vasta laskelman lopussa murtorajatilaehto tarkistettaessa. Koska mitoitustavassa DA2* käytetään osavarmuuslukuja vasta laskelman lopussa, kohdistuu varmuus maanvaraisen perustuksen alapintaan tulevan kuorman vaikutukseen, mutta ei perustuksen momenttikuormitukseen. Mitoitustapaa DA2* käytettäessä on kiinnitettävä erityistä huomiota perustuksen vakavuuden varmistamiseen. (Ympäristöministeriö 2018, 28.)

Käsinlaskennassa tukimuurille määritetään ensin perustamissyvyys ja alustavat dimensiot. Tämän jälkeen saadaan määritettyä tukimuriin vaikuttavat kuormat ja kuormayhdistelmät. Kuormayhdistelmittäin lasketaan kuormaresultantin epäkeskiisyys ja sitä kautta perustuksen tehokas pinta-ala. Tämän jälkeen tehdään geotekninen ja rakennetekninen mitoitus sekä kaatumisvarmuustarkastelu.

Geotekniseen mitoitukseen sisältyy kantokestävyyden ja liukumiskestävyyden laskenta. Rakennetekniseen mitoitukseen sisältyy raudoituksen määrittely sekä käyttö- ja murtorajatilan ehtojen täyttymisen varmistaminen. Mikäli jokin ehto ei täyty, esimerkiksi maan kantokestävyys ylittyy tai rakenteista tulisi ylliraudoitettuja, jotta ne saataisiin kestäväksi, muutetaan tukimuurin dimensioita tarvittavilta osin ja aloitetaan laskenta alusta.

2.3.2 Rakennetekninen FEM-ohjelma RFEM

Rakenne-FEM-ohjelmana on käytetty RFEM-ohjelmaa. RFEM-laskentamallissa tukimuuri on mallinnettu pintoina surfaces-työkalulla. RFEM käyttää elementtityypinä kuorielementtejä, joissa kunkin elementin nurkassa on kolme vapausastetta siirtymille ja kolme kiertymille. (Dlubal 2013, 257, 104-106.)

RFEM-ohjelmassa pinnat mallinnetaan keskilinjojen mukaan. Esimerkkirakenteen kokoisissa tukimuureissa tämä ei aiheuta käytännön tasolla toimenpiteitä, sillä rakennepaksuudet ovat melko ohuita. Jos rakenteet olisivat huomattavan paljon paksumpia, niin olisi asia syytä huomioida kuormia syöttäessä ja tuloksia lukiessa. Aiheesta lisää kappaleessa 5 ALUSTAVIEN DIMENSIOIDEN MÄÄRITYS JA LASKENTAMALLIN LUOMINEN.

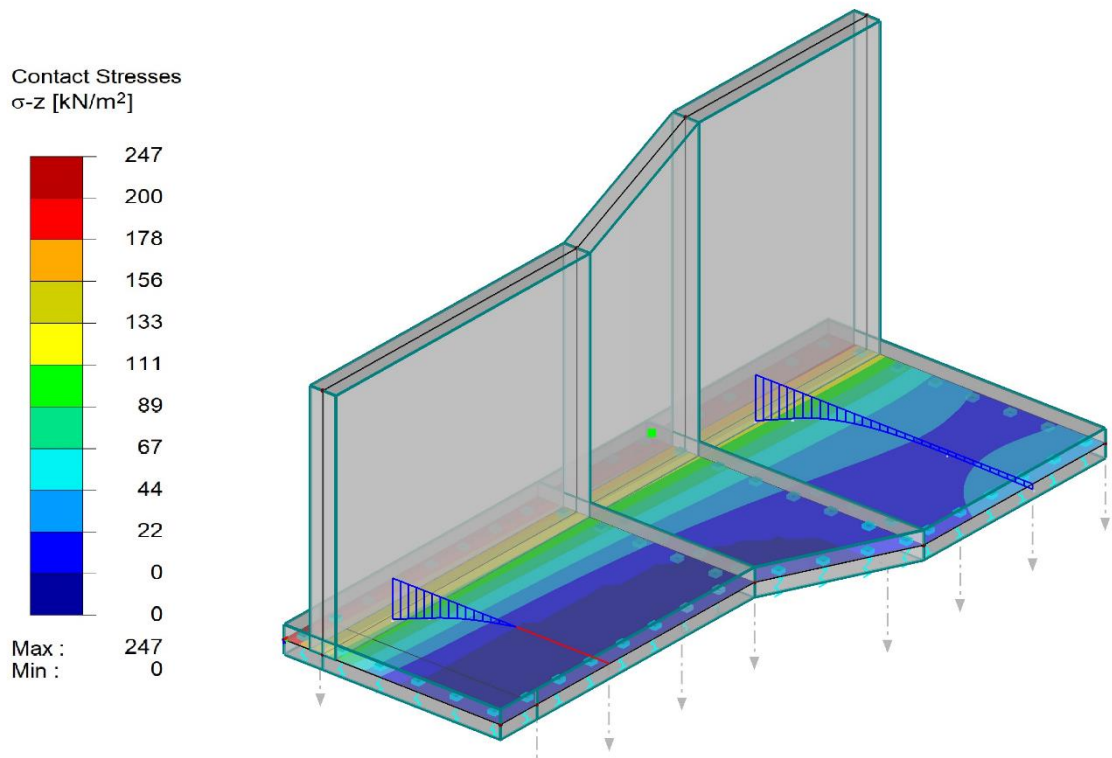
Pohjalaatan tukena käytetään jousitukia. RFEM-ohjelman algoritmi käyttää hyväksi Kolarin Nemecin mukaista maamallia, joka perustuu Pasternakin teoriaan. Tässä mallissa ainoastaan mekaaniset ominaisuudet rakenteen ja maan välillä huomioidaan, jolloin jäykkyyssmatriisin koosta ei tule äärettömän suurta ja laskennasta raskasta. Tuelle määritellään jousi C_u Winklerin mukaisesti. Lisäämällä toisen parametrin, C_v , maan leikkauskestävyyden, pystyjouset saadaan sidottua toisiinsa ja tällöin painumajakaumasta muodostuu kuvion 2 mukainen. Leikkausjousten C_v ollessa nolla alusta toimii Winklerin mallin mukaisesti, kuten luvussa 2.1.1 esitetään. (Dlubal 2013, 104-106.)

Kirjallisuuden mukaan perustuksen ja maan välistä totuudenmukaisempaa käyttäytymistä voidaan hakea mallintamalla perustuksen reuna-alueille ja nurkkiin jäykemmät jouset. Jousien arvot voidaan myös määrittellä iteratiivisesti käsittelemällä vuorotellen perustusta ja maapohjaa, hakien jokaiselle jouselle oma arvo, kunnes jousiarvot eivät enää muutu merkittävästi. (Gouw, 2001, 4.)

Työssä tehtiin RFEM-ohjelmalla erilaisia laskentamalleja, joissa tuennat oli määritetty kussakin mallissa eri tavalla. Tällä tavalla haettiin optimaalisinta menettelytapaa rakentaa laskentamalli käytännön suunnittelutyötä ajatellen siten, että tulokset olisivat riittävän tarkkoja, mutta saataisiin siedettävällä työpanoksella FEM-ohjelmasta ulos.

Työssä todettiin, että lisäämällä perustuksen reunalle jäykempiä jousia tulosten tulkinta menee käytännön tasolla liian aikaa vieväksi, koska perustusten kantokestävyyttä mitoitettaessa pohjapaineita pitäisi hakea monelta eri jousituelta ja yhdistellä tuloksia jälkikäsitelyssä. Työssä todettiin myös iteraatiomenetelmän olevan käytännön suunnittelutyöhön liian työläs, sillä se on hidasta ja menetelmällä saadaan tarkasteltua vain yhtä kuormitustapausta kerrallaan. Lisäksi todettiin, että määriteltäessä jousituelle leikkausjousia, perustusten kantokestävyyden mitoituksessa tarvittavia tuloksia ei saada ohjelmasta ulos. Kaikilla edellä mainituilla menetelmillä rakenteeseen tulee totuudenmukaisemmat rasitukset ja siirtymät, mutta käytännön suunnittelutyöhön menetelmät ovat liian raskaita tai ohjelmista ei saada kaikkia tarvittavia tietoja ulos.

Näistä syistä johtuen työssä päädyttiin käyttämään yksinkertaisinta Winklerin mukaista maamallia, koska ainoastaan tällöin rakenne-FEM-mallissa olevasta jousituesta saadaan siedettävällä työpanoksella tarvittavat tulokset ulos perustuksen kantokestävyyden mitoitukseen. Tällöin myös tässä työssä käytetty menetelmä soveltuu kaikille yleisille rakenne-FEM-ohjelmille, sillä kaikissa ohjelmissa ei ole mahdollista määrittää jousituelle leikkauskestävyyttä. Ohjelmien kehittyessä on suositeltavaa siirtyä kehittyneempiin maamalleihin, sillä Winklerin mallin yksinkertaistus on melko karkea. Kuviossa 10 on esitetty havainnekuva RFEM-laskentamallista

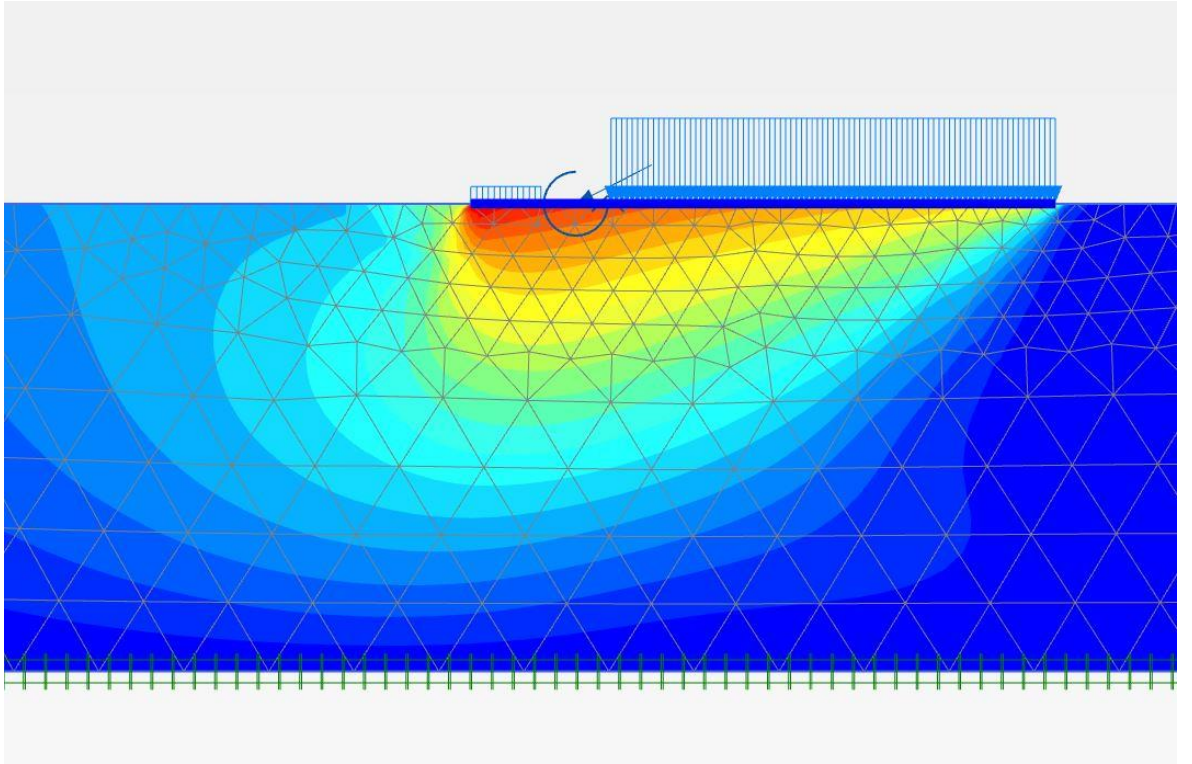


Kuvio 10. Havainnekuva RFEM-laskentamallista (ei ole työssä tutkittava rakenne, mutta vastaavan tyyppinen)

2.3.3 Geotekninen FEM-ohjelma Plaxis

Plaxis-laskentamallissa on määritettynä maamalliksi Mohr-Coulombin malli, jolla saadaan tehtyä yleisesti ensimmäinen tarkempi analyysi maan käyttäytymisestä. Mohr-Coulombin mallissa maan lähtöarvoina tarvitaan kimmomoduuli, Poissonin luku, koheesio, kitkakulma ja dilataatiokulma. Plaxis-malliin on määritelty betoniperustus, jolle on asetettu halkeilemattoman betonirakenteen jäykkyysominaisuudet. Tällöin perustuksen päälle syötettävä kuorma jakaantuu perustuksen kautta maaperälle totuudenmukaisemmin. Kuviossa 11 on esitetty yleisnäkymä Plaxis laskentamallista. (Gouw 2001, 5.)

Plaxis-laskennassa on ollut mukana vain käyttörajatilan ominais- ja pitkäaikaisyhdistelmät, sillä näillä yhdistelmillä saadaan riittävän kattavat vertailulaskelmat. Tällöin ei myöskään tule epäselvyyttä, mitä varmuuslukuja käytetään, mihin varmuudet kohdistetaan ja missä vaiheessa laskentaa niitä käytetään.



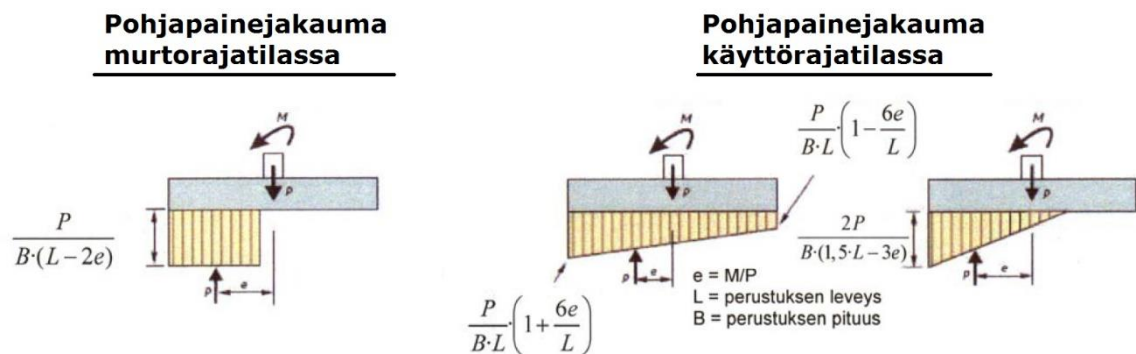
Kuvio 11. Havainnekuva Plaxis-laskentamallista.

3 VERTAILULASKELMIEN TULOKSET

3.1.1 Pohjapainejakaumat

Käsinlaskelmissa pohjapaineen oletetaan jakautuvan murtorajatilassa suorakaitteen muotoiseksi jakaumaksi anturan tehokkaalle alalle. Käyttörajatilassa sen oletetaan jakautuvan kolmiomaisesti. Pohjapainejakaumat ja niiden laskentakaavat käsinlaskentamenetelmillä on esitetty kuviossa 12.

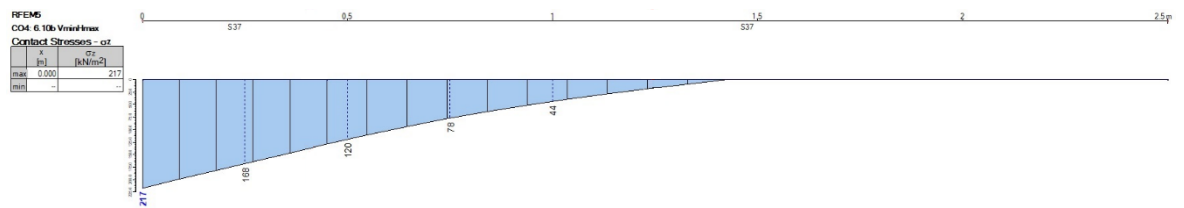
Tässä työssä pohjapainejakaumien vertailua on tehty käyttörajatilan yhdistelmillä. Murtorajatilan yhdistelmien vertailu ei ole mielekäästä johtuen DA2- ja DA2*-menetelmien osavarmuuslukujen käytön eroavaisuuksista (ks. luku 2.3.1) sekä käsinlaskentamenetelmän yksinkertaistuksista murtorajatilan pohjapainejakoumassa.



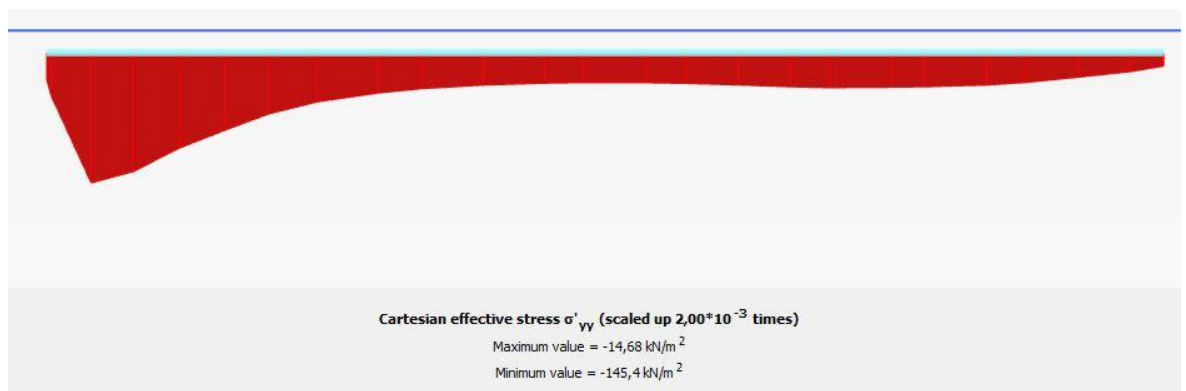
Kuvio 12. Pohjapainejakaumat murto- ja käyttörajatilassa. (RTT Betonitoimiala, 2011.)

Kun FEM-laskenta on tehty, RFEM-ohjelmassa voidaan lukea tuloksia halutusta kohdasta ottamalla mallista leikkausnäkyä. Leikkausnäkyä esittää 2D-kuvaajan mistä tahansa tuloksesta, esimerkiksi pohjalaatan momentista, leikkausvoimasta tai pohjapaineesta. Plaxis-ohjelmasta saadaan pohjapainejakauma vastaavalla

tavalla kuin RFEM-ohjelmasta. Kuvioissa 13 ja 14 on esitetty esimerkki pohjapainejakaumasta RFEM- ja Plaxis-ohjelmista.



Kuvio 13. Pohjapainejakauman 2D-näkymä RFEM-mallista.



Kuvio 14. Pohjapainejakauman 2D-näkymä Plaxis-mallista.

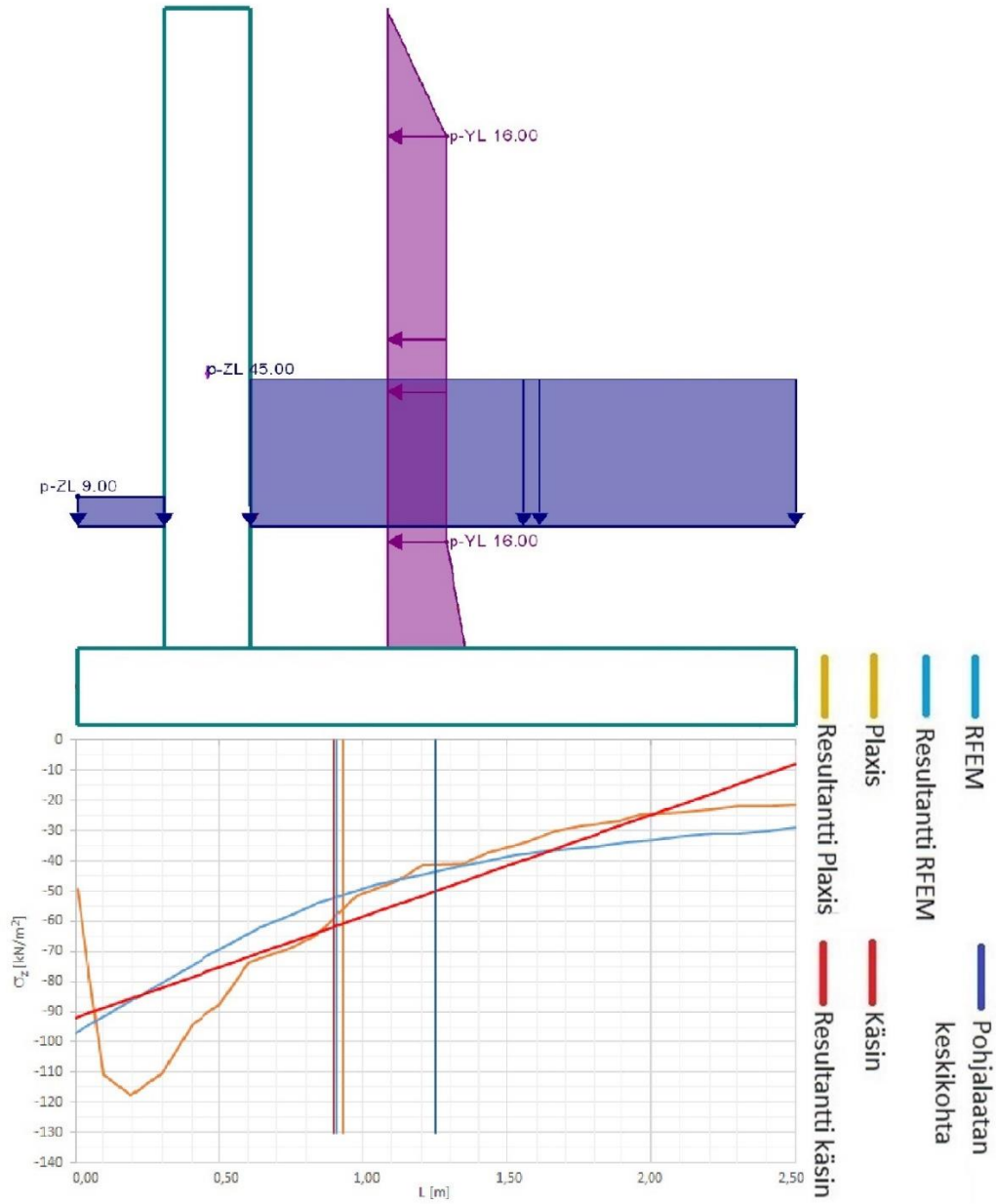
Vertailun vuoksi eri laskentamenetelmien pohjapainejakaumat on tuotu kaikki samalle kuvaajalle kuvioihin 16 ja 17. Kuvaajaan on piirretty laskelmista saadut pohjapainejakaumat käsin laskennasta, RFEM-laskennasta sekä Plaxis-laskennasta. Lisäksi käyrällä on esitetty pystyviivana kuormaresultantin sijainti (epäkeskisyys) sekä epäkeskisyyden havainnollistamisen vuoksi pohjalaatan keskikohta. Kuormaresultanttien epäkeskisyydestä lisää luvussa 3.1.2.

Taulukossa 2 on esitetty vertailulaskelmissa käytetyt kuormayhdistelmät. Kuviossa 15 on esitetty havainnollistamisen vuoksi yksi pohjapainejakauma tukimuurirakenteen ja kuormituksen kanssa. Kuvioissa 16 ja 17 on esitetty pelkät pohjapainejakaumat ilman tukimuurirakennetta.

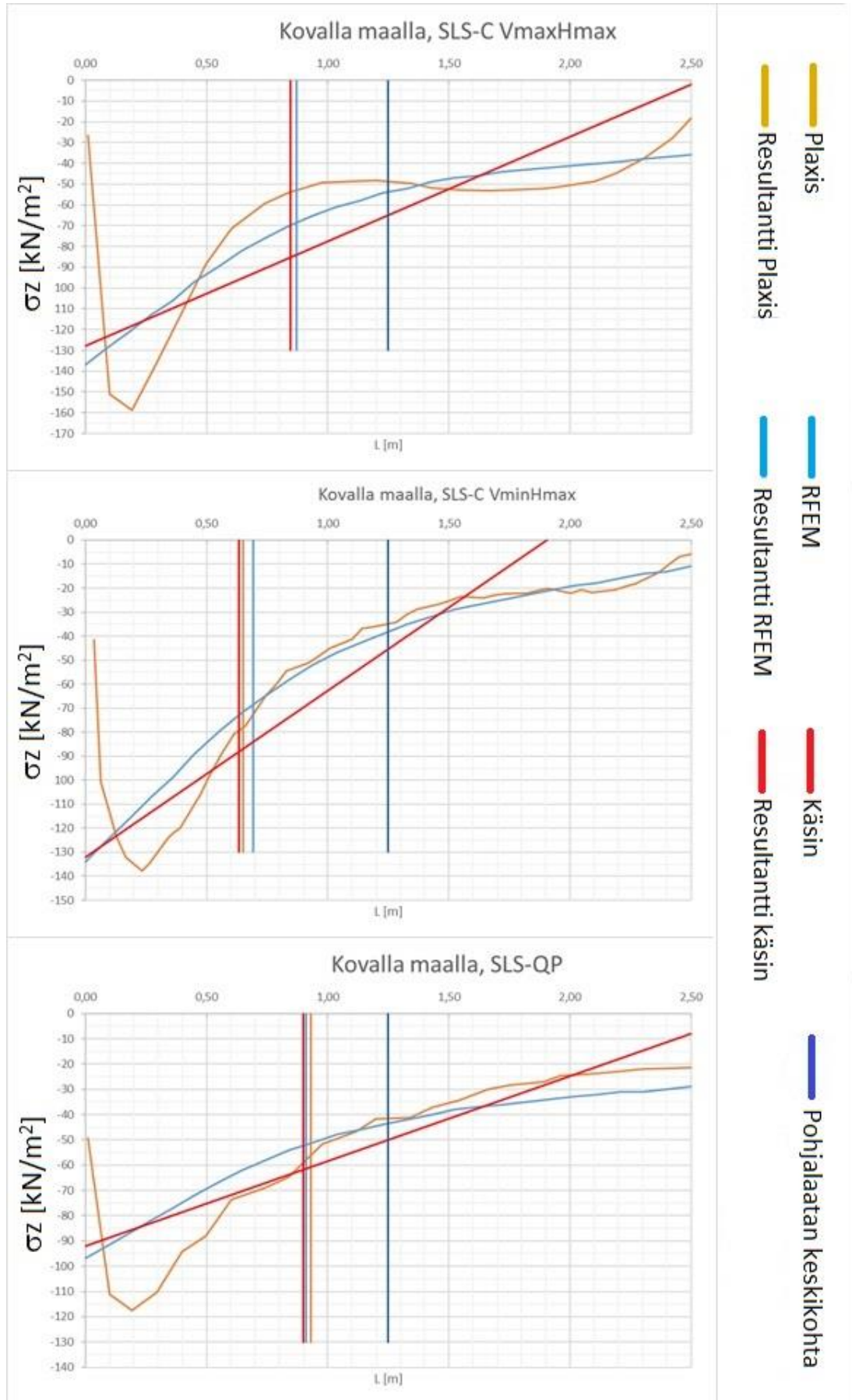
Taulukko 2. Vertailulaskelmissa käytetyt kuormayhdistelmät.

V = Vertical load H = Horizontal load						
	LC1	LC2	LC3	LC4	LC5	LC6
Self-weight						
V, maatyttö, korkeampi						
V, maatyttö, matalampi						
H, maatyttö, korkeampi						
V, liikennekuorma						
H, liikennekuorma						
Nimi:	Murtorajatila					
6.10a VmaxHmax	1,35	1,35	1,35	1,35		
6.10a VminHmax	1,35	0,9	1,35	1,35		
6.10b VmaxHmax	1,15	1,15	1,15	1,15	1,5	1,5
6.10b VminHmax	1,15	0,9	1,15	1,15	0	1,5
Käyttörajatila, ominaisyhdistelmä						
SLS-C VmaxHmax	1	1	1	1	1	1
SLS-C VminHmax	1	1	1	1	0	1
Käyttörajatila, pitkäaikaisyhdistelmä						
SLS-QP	1	1	1	1		
Kaatuminen, EQU						
EQU	0,9	0,9	0,9	1,10	0	1,5

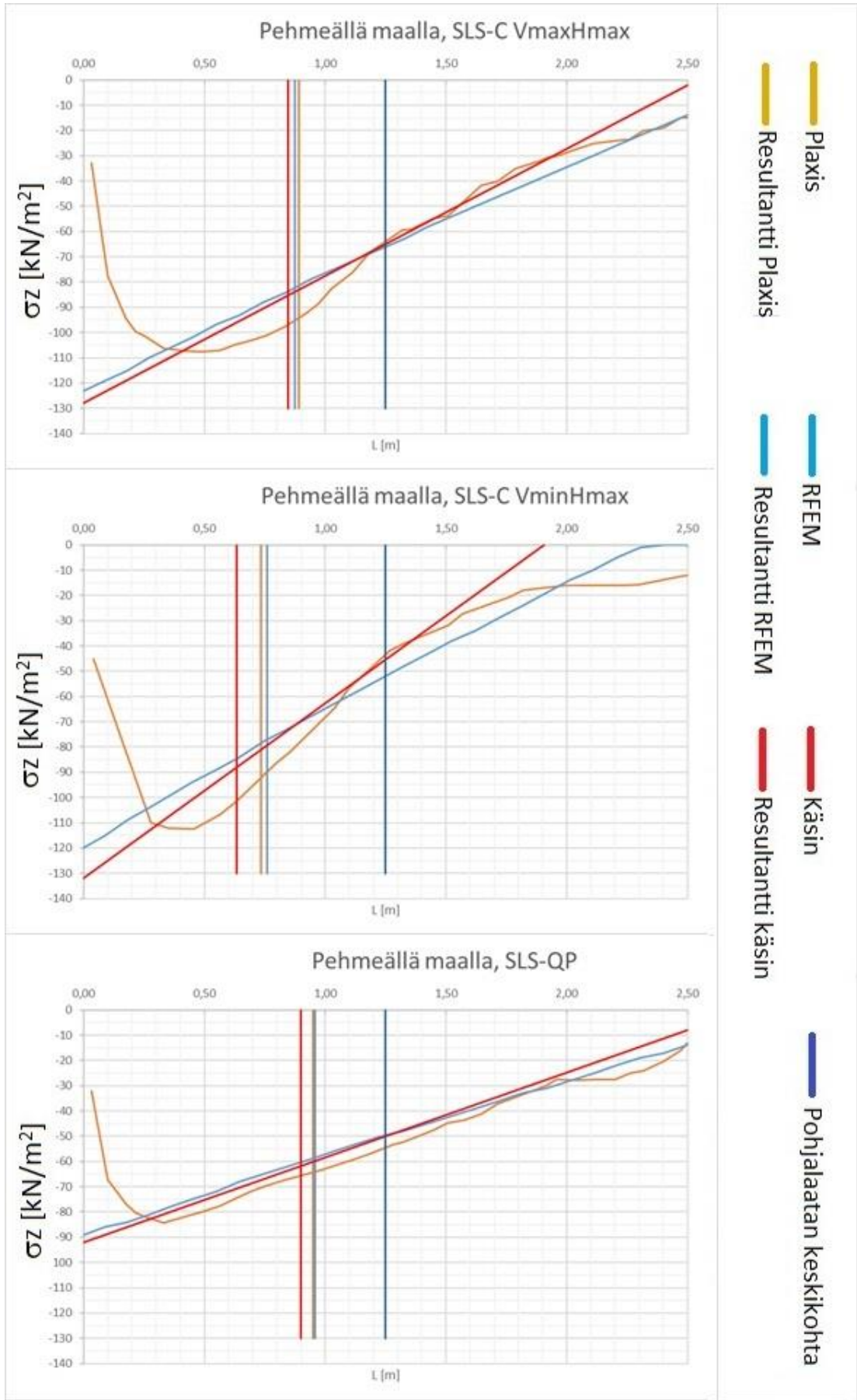
Taulukossa 2 merkintä SLS on lyhenne sanasta service limit state, joka tarkoittaa käyttörajatilaa. Merkinnän SLS perässä olevat kirjaimet C ja QP ovat lyhenteitä sanoista characteristic ja quasi permanent, jotka tarkoittavat ominais- ja pitkäaikaisyhdistelmiä. Merkintä V ja H kuvaa vertikaalista ja horisontaalista kuormaa. Tällöin esimerkiksi yhdistelmä SLS-C VminHmax tarkoittaa käyttörajatilan ominaisyhdistelmää, jossa vertikaaliset kuormat on minimoitu ja horisontaaliset kuormat maksimoitu eurokoodin mukaisesti. Merkinnällä EQU viitataan eurokoodin EQU-rajatilaan ja 6.10a- sekä 6.10b-merkinnöillä eurokoodin kyseisillä numeroilla merkittyihin kaavoihin.



Kuvio 15. Havainnekuva, pohjapaineen vertailua eri laskentamenetelmillä.



Kuvio 16. Käyttörajan pohjapainejakaumat, tukimuuri kovalla maalla.



Kuvio 17. Käyttörajan pohjapainejakaumat, tukimuuri pehmeällä maalla.

Pohjapainejakaumien vertailusta voidaan havaita, että laskentamenetelmien välille syntyy pieniä eroja, mutta kaikki tulokset ovat samaa suuruusluokkaa. Pohjapainejakaumien eroista syntyy vähäisissä määrin eroja tuloksiin. Näitä eroja on käsitelty tarkemmin luvuissa 3.1.2 Perustuksen kuormaepäkeskisyydet ja 3.1.3 Rakenteiden rasitukset.

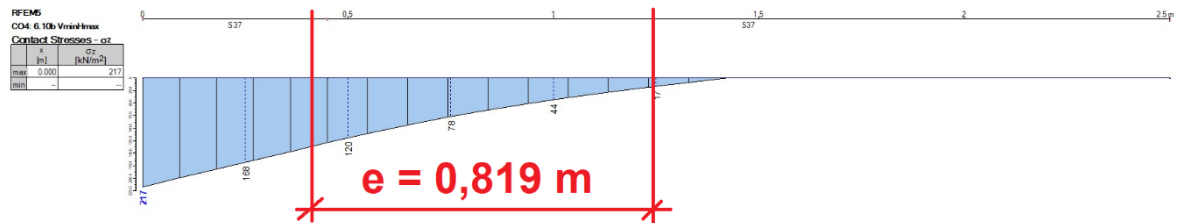
3.1.2 Perustuksen kuormaepäkeskisyydet

Käsinlaskentamenetelmillä epäkeskisyys saadaan, kun jaetaan kuormayhdistelmässä vallitseva momentti pystykuormalla. Käyttörajatilassa asia on hyvin yksinkertainen eikä tällöin ole merkitystä mitä design approachia (DA) käytetään. Murto-rajatilamitoitus voidaan tehdä Suomessa DA2- tai DA2*-menetelmillä. Näillä menetelmillä laskettujen epäkeskisyyksien erot ovat suuria kappaleessa 2.3.1 kerrotuista syistä johtuen. (Ympäristöministeriö 2018, 27.)

Rakenneteknisessä FEM-ohjelmassa murto-rajatilamitoitus tehdään DA2-menetelmällä. DA2*-laskenta ei käytännössä onnistu FEM-ohjelmassa, koska se vaatisi yksittäisten kuormien laskentaa erikseen. Tällöin esimerkiksi laskettaessa yksittäistä muuriin vaikuttavaa vaakakuormaa, laskentamalli lähtisi pyörimään saavuttamatta ikinä järkevää tulosta, sillä maan ja perustuksen välillä ei otaksuta olevan vetojännityksiä ja stabiloivia pystykuormia ei olisi.

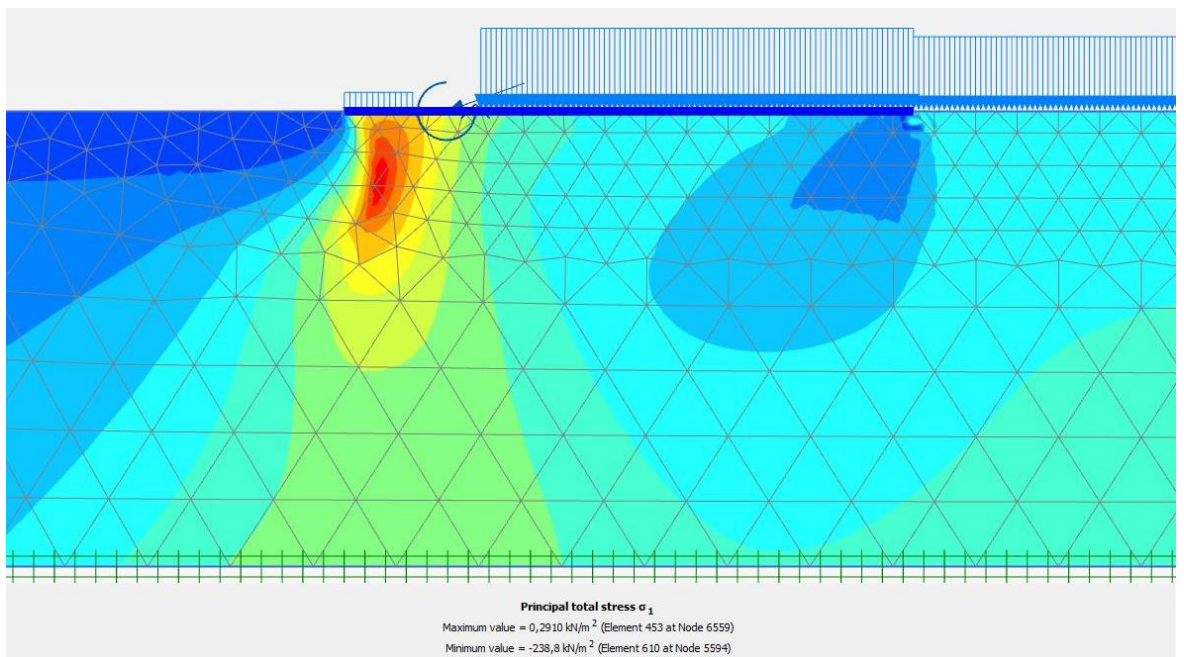
Tästä syystä myös rakenteen stabiliteetti tulee tarkastettua automaattisesti kuormitusyhdistelmiä laskettaessa. Jos rakenne on epästabiili, se lähtee pyörimään saavuttamatta tulosta. EQU-rajatilan tarkastus tehdään siis määrittämällä EQU-tilassa vallitsevat kuormat, jotka ovat hieman korkeampia johtuen kitkakulman osavarmuuskertoimesta EQU-tilassa (RIL 207-2017, 50). Tämän jälkeen tehdään FEM-laskenta ja varmistetaan, että laskenta menee läpi. Vertailulaskelmien perusteella FEM-mallista tulee epästabiili pehmeillä mailla, kun käsinlaskennan EQU-käyttöaste on noin 95 %. Kovalla maalla FEM-mallista tulee epästabiili, kun käsinlaskennan EQU-käyttöaste on noin 105 %.

Kun laskenta on tehty, RFEM-ohjelmassa voidaan lukea ensin pohjapainejakauma luvun 3.1.1 mukaisesti. Tämän jälkeen määritetään kuormaresultantin sijainti esimerkiksi tämän työn ohessa tehdyllä jälkikäsitteilyohjelmalla. Kuviossa 18 on esitetty esimerkkitapaus pohjapainejakaumasta määritetylle kuormaepäkeskisyydelle.



Kuvio 18. Perustuksen kuormaepäkeskisyyden määrittäminen RFEM-ohjelmasta.

Plaxis-ohjelmasta saadaan kuormaepäkeskisyydet vastaavalla tavalla kuin RFEM-ohjelmasta. Plaxikseen määritetään 2D-leikkaus, josta luetaan kyseisen kuormayhdistelmän pohjapaineet ja tätä kautta saadaan määritettyä epäkeskisyyttä. Kuviossa 19 on esitetty havainnekuva Plaxis-mallin pohjapainejakaumasta.



Kuvio 19. Havainnekuva Plaxis-laskentamallin pohjapainejakaumasta.

Taulukoissa 3 ja 4 on esitetty tulokset epäkeskisyyden laskelmista eri laskentamenetelmillä.

Taulukko 3. Epäkeskisyyden vertailua eri laskentamenetelmillä, tukimuuri kovalla maalla.

Kuormaresultantin epäkeskisyyys [m] pohjalaatan keskikohtaan nähden. Tukimuuri kovalla maalla.				
Yhdistely	Käsin DA2*	Käsin DA2	RFEM	Plaxis
6.10a VmaxHmax	0,351	0,351	0,340	
6.10a VminHmax	0,351	0,542	0,503	
6.10b VmaxHmax	0,402	0,414	0,385	
6.10b VminHmax	0,615	0,868	0,774	
SLS-C VmaxHmax	0,402	0,402	0,377	0,377
SLS-C VminHmax	0,615	0,615	0,558	0,600
SLS-QP	0,351	0,351	0,338	0,320

Taulukko 4. Epäkeskisyyden vertailua eri laskentamenetelmillä, tukimuuri pehmeällä maalla.

Kuormaresultantin epäkeskisyyys [m] pohjalaatan keskikohtaan nähden. Tukimuuri pehmeällä maalla.				
Yhdistely	Käsin DA2*	Käsin DA2	RFEM	Plaxis
6.10a VmaxHmax	0,351	0,351	0,34	
6.10a VminHmax	0,351	0,542	0,505	
6.10b VmaxHmax	0,402	0,414	0,386	
6.10b VminHmax	0,615	0,868	0,777	
SLS-C VmaxHmax	0,402	0,402	0,376	0,359
SLS-C VminHmax	0,615	0,615	0,562	0,598
SLS-QP	0,351	0,351	0,339	0,318

Taulukoiden 3 ja 4 murtorajatilien yhdistelmiä vertaillessa voidaan havaita, että yhdistelmät, joissa sekä pysty- että vaakakuormat on maksimoitu ($V_{\max}H_{\max}$), RFEM-laskennalla saadut epäkeskisyyksien arvot ovat hieman pienempiä kuin käsinlaskentamenetelmillä lasketut arvot. Tällöin RFEM-laskenta on hieman epävarmalla puolella käsinlaskentamenetelmiin verrattuna. Yhdistelmät, missä pystykuormat on minimoitu ja vaakakuormat maksimoitu ($V_{\min}H_{\max}$), RFEM-ohjelmalla saadut epäkeskisyyksien arvot asettuvat DA2- ja DA2*-käsinlaskentamenetelmien väliin.

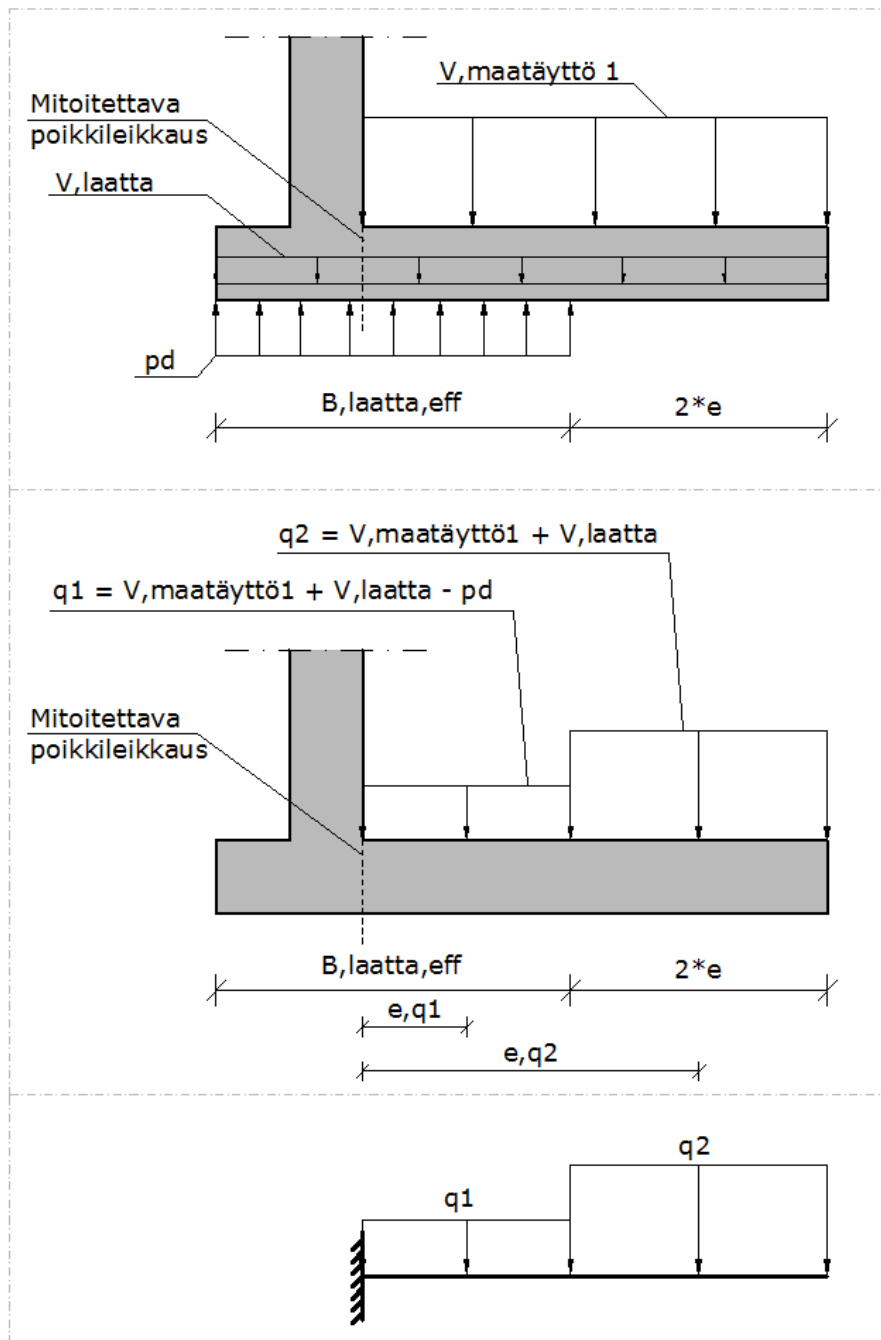
Käyttörajan yhdistelmiä vertaillessa voidaan havaita, että yhdistelmä, jossa pystykuormat on minimoitu ja vaakakuormat maksimoitu ($V_{\min}H_{\max}$), RFEM-ohjelmalla saadaan hieman pienemmät epäkeskisyydet kuin Plaxis- tai käsinlaskelmilla. Käyttörajan ominaisyhdistelmällä $V_{\max}H_{\max}$ ja pitkäaikaisyhdistelmällä RFEM-ohjelmalla saadut arvot asettuvat käsinlaskentamenetelmien ja Plaxis-laskelmista saatujen arvojen väliin.

Käsinlaskentamenetelmiä käytettäessä epäkeskisyyden suuruuteen ei vaikuta perustuksen alapuolisen maan ominaisuudet. Taulukkoja 3 ja 4 vertaamalla voidaan havaita, että asialla ei ole käytännön merkitystä myöskään RFEM- ja Plaxis-laskennassa.

Suurimmat erot epäkeskisyyksiin syntyvät käsinlaskentamenetelmien DA2 ja DA2* kohdilla sellaisissa kuormitusyhdistelmissä, missä pystykuormat on minimoitu ja vaakakuormat maksimoitu ($V_{\min}H_{\max}$). Kaikissa muissa tapauksissa epäkeskisyyksien eroavaisuudet ovat alle 10 %.

3.1.3 Rakenteiden rasitukset

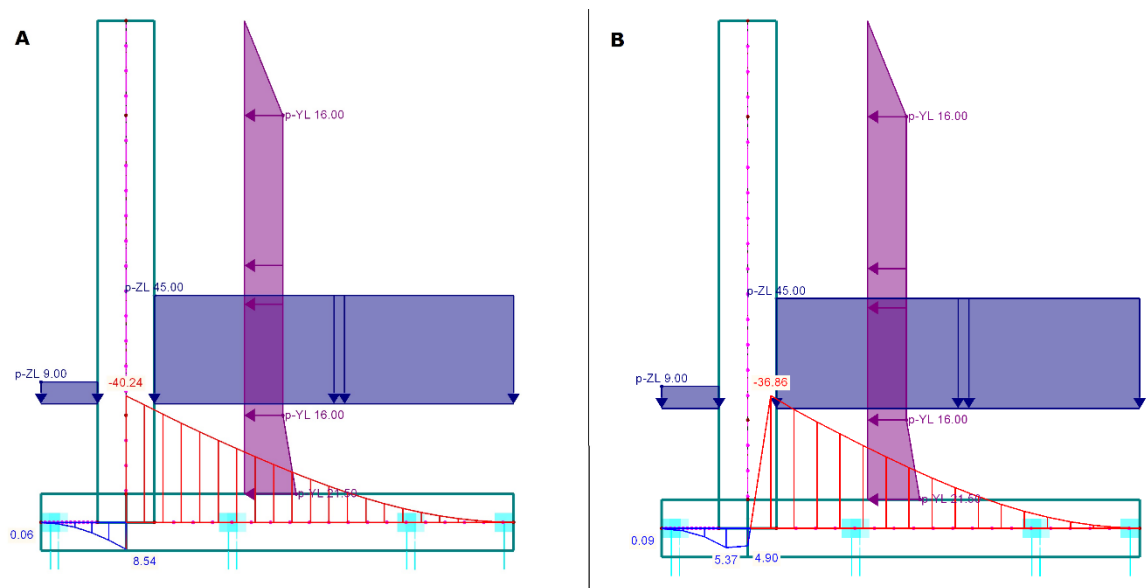
Työssä vertailtiin pohjalaatan yläpinnan momentteja eri laskentamenetelmillä. Käsinlaskennassa yksinkertaistettuna periaatteena on se, että pohjalaattaa ajatellaan ulokkeena, jonka päälle tulee korkeamman maatäytön kuormat. Kuormaa voidaan redusoida vallitsevalla pohjapaineella kuvion 20 mukaisesti. Murtorajatilassa pohjapainejakauma on oletettu suorakaiteen muotoiseksi ja käyttörajan tilassa kolmion muotoiseksi kuvion 12 mukaisesti. (Ryynänen, 2017.)



Kuvio 20. Tukimuurin pohjalaatan yläpinnan momentin laskentaperiaate.

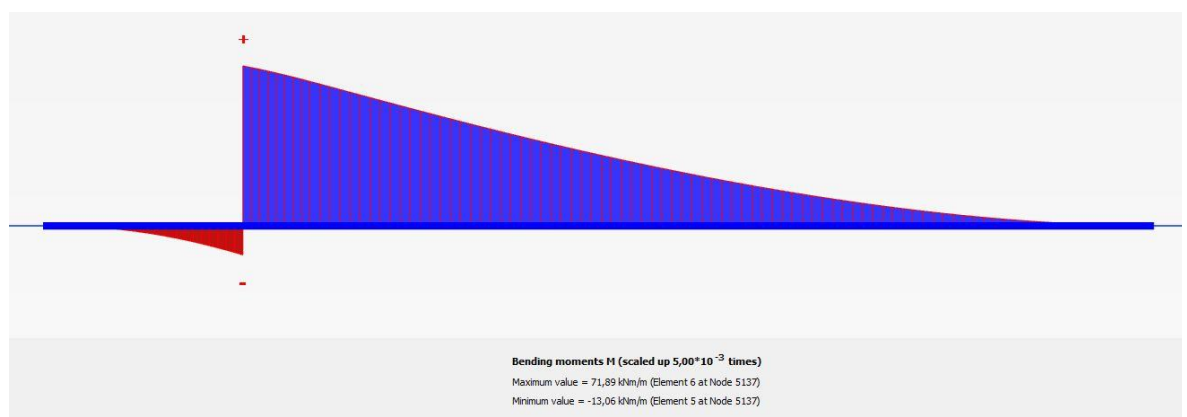
RFEM-ohjelmasta rakenteen rasitukset voidaan lukea suoraan laskentamallista. Koska laskentamalli luodaan keskilinjojen mukaan, myös tulokset ovat keskilinjojen mukaisesti kuten kuvion 21 tapauksessa A. Tulokset voidaan kuitenkin lukea liittyvän rakenteen reunalta (Leskelä 2005, 377) esimerkiksi hyödyntämällä ohjelman työkaluja, joilla saadaan kuvio 21 tapauksen B mukainen näkymä. Myöhem-

pänä esitettävissä vertailutaulukoissa taulukko 5 ja 6 olevat tulokset ovat kuitenkin suoria arvoja jotka on luettu rakenteen keskilinjojen mukaan.



Kuvio 21. Pohjalaatan momentin lukeminen RFEM-mallista.

Plaxiksesta rakenteen rasitukset voidaan lukea suoraan laskentamallista. Myös Plaxis-tulokset voitaisiin lukea liittyvän rakenteen reunalta, mutta myöhempanä esitetyissä vertailutaulukoissa 5 ja 6 olevat tulokset ovat suoria arvoja jotka on luettu rakenteen keskilinjojen mukaan. Kuviossa 22 on esitetty Plaxis-mallista otettu pohjalaatan momenttikuvaaja.



Kuvio 22. Pohjalaatan momentin lukeminen Plaxis-mallista.

Taulukkojen 5 ja 6 murtorajatilan yhdistelmiä vertaillen voidaan havaita, että yhdistelmät, joissa sekä pysty- että vaakakuormat on maksimoitu ($V_{\max}H_{\max}$), RFEM-

laskennalla saadut momenttien arvot ovat hieman pienempiä kuin käsinlaskentamenetelmillä lasketut arvot. Yhdistelmät, missä pystykuormat on minimoitu ja vaakakuormat maksimoitu ($V_{\min}H_{\max}$), RFEM-ohjelmalla saadut momenttien arvot asettuvat toisessa kuormayhdistelmässä DA2- ja DA2*-käsinlaskentamenetelmien väliin ja toisessa DA2-menetelmän läheisyyteen. Huomionarvoista on myös DA2*-menetelmällä lasketut $V_{\min}H_{\max}$ -kuormayhdistelmien momenttien pienuudet verrattuna DA2 ja RFEM-laskelmiin, jotka johtuvat DA2*-menetelmän osavarmuusluku-
jen käyttötavasta. Muut erot johtuvat käsinlaskennan yksinkertaistuksista, epävarmuuksissa maan ja rakenteen rajapinnassa sekä erilaisesta laskentamenetelmästä.

Käsinlaskentamenetelmiä käytettäessä pohjalaatan momenttiin ei vaikuta perustuksen alapuolisen maan ominaisuudet. Taulukkoja 5 ja 6 vertaamalla voidaan havaita, että asialla on kuitenkin merkitystä RFEM- ja Plaxis-laskelmissa. Pehmeällä maalla olevan tukimuurin pohjalaatan momentit ovat RFEM-laskennassa 3 – 4 % suuremmat ja Plaxis-laskennassa enimmillään noin 10 % suuremmat. Tulos on järkevä, sillä pehmeämmällä alustalla rakenne joutuu jakamaan kuormia suuremmalle alueelle. Tuloksesta voidaan todeta, että määritettäessä rakenteelle alustalukua, pienempi alustaluku on rakenteen kannalta turvallisemmalla puolella oleva oletus.

Suurimmat erot pohjalaatan momentteihin syntyvät käsinlaskentamenetelmien DA2 ja DA2* kohdilla sellaisissa kuormitusyhdistelmissä, missä pystykuormat on minimoitu ja vaakakuormat maksimoitu ($V_{\min}H_{\max}$). Kaikissa muissa tapauksissa pohjalaatan momenttien eroavaisuudet ovat alle 11 %.

Taulukko 5. Pohjalaatan momenttien arvot eri laskentamenetelmillä, tukimuuri kovalla maalla.

Pohjalaatan yläpinnan momentti [kNm]. Tukimuuri kovalla maalla.				
Yhdistely	Käsin DA2*	Käsin DA2	RFEM	Plaxis
6.10a VmaxHmax	60,2	60,2	53,5	
6.10a VminHmax	39,0	60,5	54,3	
6.10b VmaxHmax	91,9	93,8	86,1	
6.10b VminHmax	66,8	86,4	87,0	
SLS-C VmaxHmax	69	69	66,7	71,9
SLS-C VminHmax	69,1	69,1	67,7	75
SLS-QP	41,7	41,7	39,7	41,1

Taulukko 6. Pohjalaatan momenttien arvot eri laskentamenetelmillä, tukimuuri pehmeällä maalla

Pohjalaatan yläpinnan momentti [kNm]. Tukimuuri pehmeällä maalla.				
Yhdistely	Käsin DA2*	Käsin DA2	RFEM	Plaxis
6.10a VmaxHmax	60,2	60,2	55,2	
6.10a VminHmax	39,0	60,5	56,0	
6.10b VmaxHmax	91,9	93,8	88,8	
6.10b VminHmax	66,8	86,4	87,8	
SLS-C VmaxHmax	69	69	69,1	77,4
SLS-C VminHmax	69,1	69,1	69,7	77,6
SLS-QP	41,7	41,7	41,1	46,0

4 TUKIMUURIN MITOITUKSEN LÄHTÖTIEDOT

4.1 Perustamisolosuhteet

Perustuksen kantokestävyys

Perustuksen kantokestävyys voidaan usein laskea kantavuuskaavalla. Liikenneviraston geoteknisen suunnittelun eurokoodin soveltamisohjeessa NCCI 7 (21.4.2017) kohdassa 5.2.2.2 on kuitenkin annettu rajoitteita kantavuuskaavan käyttöön, jotka tulee huomioida liikenneviraston alaisissa töissä. Ehtojen noudattamista olisi syytä harkita myös muissa töissä. Jos ehdot kantavuuskaavan käyttöön eivät täyty, lasketaan kantokestävyys liukupintamenetelmällä tai numeerisella laskelmalla. (Liikennevirasto 2017, 46.)

Kantokestävyyskaavaan vaikuttaa maan ominaisuuksien lisäksi suuresti perustuksen dimensiot, kuormitus ja perustamissyvyys. Tästä johtuen on luontevinta, että kantavuuskaavan käyttäjä on se taho, jolla on edellä mainitut tiedot. Kun kantokestävyyskaavan käyttäjä on rakennesuunnittelija, geosuunnittelija antaa maapohjasta tarvittavat lähtötiedot, jotka on esitetty tukimuurin mitoituksen prosessikaaviossa, LIITE 1.

Jos kantokestävyys määritetään liukupintamenetelmällä tai numeerisella laskelmalla, rakennesuunnittelija toimittaa perustukselta maapohjaan aiheutuvat kuormat geosuunnittelijalle, joka määrittää kantokestävyuden. Ennen tätä geosuunnittelija on voinut antaa lähtökohdaksi perustuksen alustavien dimensioiden määrittelyä varten sallitun pohjapaineen käyttörajatilan ominais- ja pitkäaikaisyhdistelyissä.

4.2 Muut lähtötiedot

Tuettava maatäyttö: tuettavan maatäytön ominaisuudet vaikuttavat tukimuriin kohdistuvaan kuormaan. Täyttömaasta tulee tietää vähintään sen tehokas tilavuuspaino γ_{eff} , tehokas leikkauskestävyyskulma φ_{eff} , sekä tuettavan maatäytön korkeusero ja kaltevuuskulma. Lisäksi on huomioitava mahdollinen tiivistyslisä.

Hyötykuormat: jos tukimuurin korkeamman maatäytön puolella on pystysuuntaista pintakuormaa, osa pystykuormasta muuttuu vaakakuormaksi kuormittaen tukimuurin pystyseinämää. Muita mahdollisia hyötykuormia on listattuna tukimuurin mitoituksen prosessikaaviossa, LIITE 1.

Muuta: tukimuurilla voi olla hyvin paljon muitakin suunnitteluun vaikuttavia lähtötietotarpeita, esimerkiksi routasuojatarve, ulkonäkövaatimukset, liittyvät rakenteet jne. Muita mahdollisia lähtötietotarpeita on listattuna tukimuurin mitoituksen prosessikaaviossa, LIITE 1.

5 ALUSTAVIEN DIMENSIOIDEN MÄÄRITYS JA LASKENTAMALLIN LUOMINEN

5.1 Alustavat dimensiot

Tukimuurille voidaan määrittellä alustavat dimensiot kokemusperäisesti tai kirjallisuuteen perustuen. Kirjallisuudesta löytyy erilaisia lähtöarvoja, esimerkiksi anturan leveydeksi valitaan tavallisesti $B = (0,40 \dots 0,6) H$, missä H on tukimuurin kokonaiskorkeus (RIL 125 1986, 404).

Tämän opinnäytetyön ohessa on tehty työkalu, jolla voidaan määrittää maanvaraisen tukimuurin alustavat dimensiot lepopaineelle mitoitettaessa. Työkalu perustuu kokemusperäisyyteen ja se on havaittu toimivaksi.

5.2 Alustaluku

Eri alustalukumenetelmiä on käyty läpi luvussa 2.1. Alustaluku voidaan määrittää soveltamalla jotain näistä menetelmistä, pyytämällä alustalukua geotekniseltä suunnittelijalta tai määrittämällä alustaluku tämän opinnäytetyön ohessa tehdyllä työkalulla.

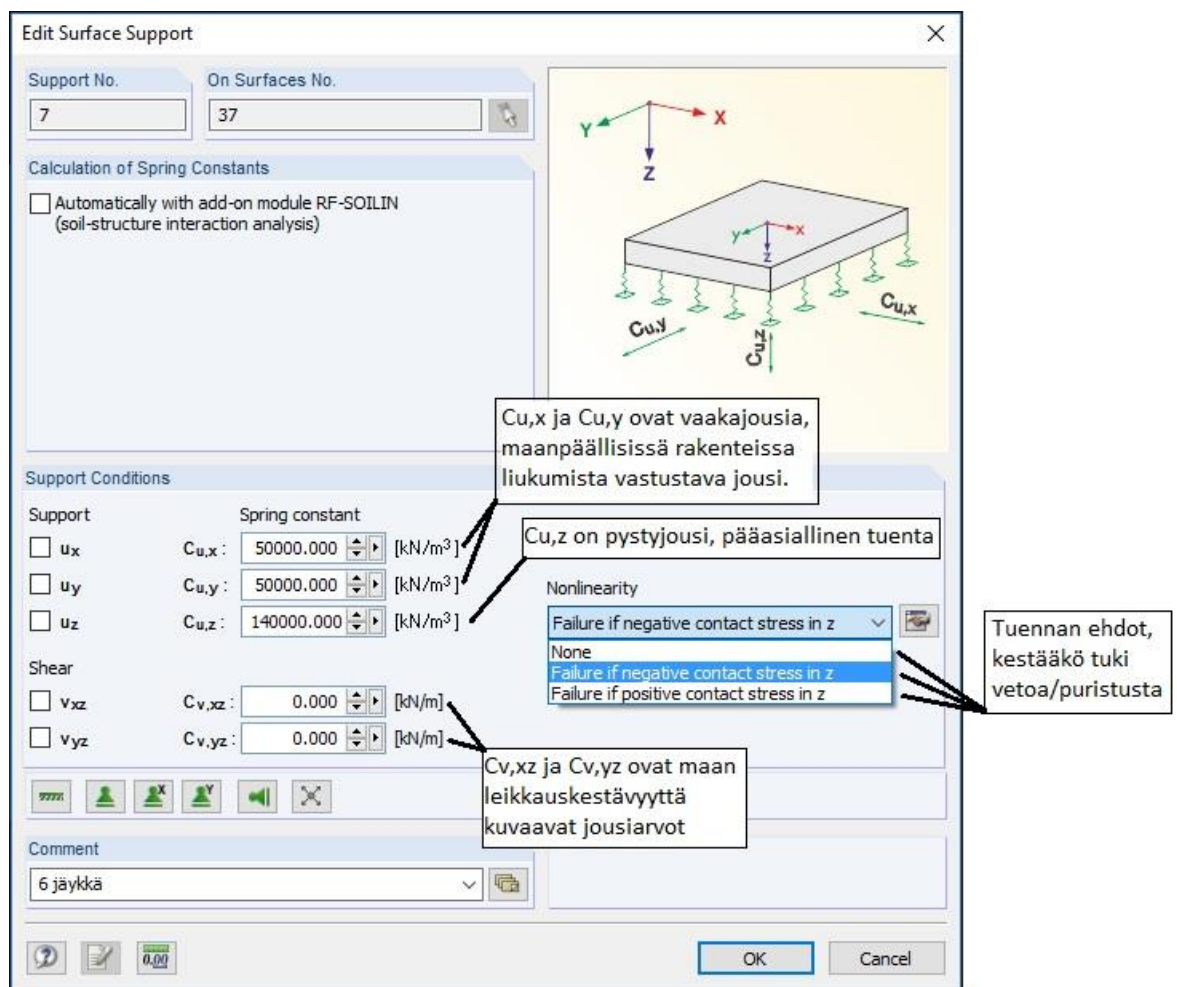
5.3 Rakenteet

Tukimuurin laskentamalli tehdään siten, että pohjalaatan ja pystymuurin akselit ovat samoin päin tukimuurin toimivassa suunnassa. Tämä helpottaa tulosten tulkintaa, kun pohjalaatan ja pystymuurin toimivan suunnan rasiukset nähdään yhtä aikaa.

Laskentamalliin mallinnetaan rakenteet keskilinjojen mukaan. Pinnoille ei aseteta epäkeskisyyksiä. Paksuilla rakenteilla rakenteiden paksuudet voidaan huomioida kuormia syötettäessä ja tuloksia lukiessa.

Jos kyseessä on tukimuuri, jonka korkeus vaihtelee muurin pituussuunnassa, on pinnat hyvä mallintaa porrastetusti tarkoituksenmukaisin välimatkoin. Tällöin muutostenhallinta on helpompaa.

Tuennaksi määritellään sellainen jousituki, joka ei salli vetoa, koska tukimuuri on maanvarainen eikä maan ja perustuksen liitos pysty välittämään vetojännityksiä. Kuviossa 23 on esitetty tuen määrittäminen RFEM-ohjelmassa. Samoja periaatteita voidaan noudattaa muissakin rakenneteknisissä FEM-ohjelmissa.



Kuvio 23. Jousituen määrittely RFEM-ohjelmassa.

5.4 Kuormat

Eurokoodin mukaan: "Kun tarkastelun tulokset ovat hyvin herkkiä pysyvän kuorman suuruuden vaihteluille rakenteen eri kohdissa, niin tämän kuorman epäedullista ja edullista osuutta tulee tarkastella erillisinä kuormina" (SFS-EN 1990, 80). Tällöin pysyvän kuorman vaaka- ja pystysuuntaista kuormaa tarkastellaan erillisinä kuormina siten, että ne vaikuttavat samanaikaisesti, mutta niille käytetään eri osavarmuuskertoimia.

Maatäytöstä aiheutuva pysty- ja vaakakuorma on siis asetettava laskentamalliin omina kuorminaan, jotta niille saadaan määritettyä eri osavarmuuskertoimet kuormitusyhdistelyissä.

6 TULOSTEN TULKINTA, JÄLKIKÄSITTELY JA RAPORTOINTI

FEM-laskennasta saatavia tuloksia on jälkikäsiteltävä tapauksesta riippuen enemmän tai vähemmän. FEM-ohjelman maajousilta saadaan ulos vain siirtymät sekä kosketuspaineet pysty- ja vaakasuunnassa rakenteen ja alustan välillä. Tutkimuurin geoteknistä mitoitusta varten näitä tuloksia täytyy käsitellä sellaiseen muotoon, että niitä voidaan käyttää eurokoodin liukumis- ja kantokestävyiden kaavoissa.

Tulokset raportoidaan tarkoituksenmukaisessa laajuudessa. Rakenteiden mitoituksesta tehdään tarvittaessa laskentaraaportti. Rakenteelta maapohjalle tulevat rasitukset raportoidaan geotekniselle suunnittelijalle aina tapauksesta riippumatta. Geoteknisen suunnittelijan tulee vielä hyväksyä maapohjalle tulevat rasitukset. Maapohjalle tulevat rasitukset voidaan esittää geosuunnittelijalle esimerkiksi yksinkertaistettuna, kolmiomaisena pohjapainejakaumana.

7 JOHTOPÄÄTÖKSET JA JATKOTUTKIMUSEHDOTUKSET

Työtä tehdessä vahvistui havainto, että nykyaikaiset FEM-laskentaohjelmat on kehitetty vain joko rakenne- tai geotekniseen suunnitteluun ja rajapinnan hallinta on hankalaa. Rajapinnan hallinta vaatii aina jälkikäsitteilyä joko tulosten siirtämisessä ohjelmasta toiseen tai jälkikäsittelemällä tulokset sellaiseen muotoon, että laskenta tehdään loppuun käsinlaskennalla, mikä oli tässä työssä lähestymistapana.

Lisäksi havaittiin, että työssä kuvatulla FEM-laskentamenettelyllä tukimuurirakenteet saadaan mitoitettua helposti ja suunnittelijoille luonnollisella tavalla, mutta jos halutaan pysyä varmuustasossa, joka ei käsinlaskennan tarkastuksessa ylitä millään osin 100 %:n käyttöasteella, FEM-laskennalla mitoitus on hyvä tehdä noin 90 %:n käyttöasteelle. Tämä johtuu käsinlaskennan yksinkertaistuksista, epävarmuuksissa maan ja rakenteen rajapinnassa sekä erilaisesta laskentamenetelmästä.

FEM-laskenta on nykyään luonnollinen tapa tehdä rakennelaskelmia, joten työstä on hyötyä siksi, että menettelyllä voidaan laskea tukimuurirakenteita ”samalla tavalla” kuin kaikkia muitakin rakenteita. Käsin laskettuna tukimuurit vaativat betonimitoituksen lisäksi aivan omanlaisiaan rakennelaskelmia, mitä ei juuri muissa rakenteissa tarvita.

Tulevaisuudessa toivottavasti kehitetään sellaisia ohjelmia, joissa manuaalista jälkikäsitteilyä ei tarvittaisi vaan geoteknisen mitoituksen voisi tehdä esimerkiksi ohjelman sisäisellä moduulilla. Vielä parempi olisi yhdistetty FEM-ohjelma, joka soveltuisi sekä rakenne- että geotekniseen mitoitukseen.

Yksi jatkotutkimusaihe voisi olla parametrinen tukimuurin suunnittelu käsinlaskennalla. Tukimuurin suunnittelussa kaikki vaikuttaa kaikkeen ja suunnittelua tehdään usein iteroiden, joten kaikki muuttujat voitaisiin parametrisoida ja näin tietokone tekisi aina iteroinnin käden käänteessä. Tämä voitaisiin toteuttaa ainakin yksinkertaisille tukimuurirakenteille. Tarvittaessa yksinkertaisesta laskennasta saadut lähtöarvot voitaisiin viedä FEM-laskentaan, missä laskentaan voidaan lisätä esimerkiksi hankalaa geometriaa tai kuormitustietoa.

LÄHTEET

- Dlubal 2013. RFEM 5 Program Description. Dlubal Engineering Software: Tiefenbach.
- Dutta, S.C; Roy, R. 2002. Computers & structures. Bengal, India: Pergamon.
- Elsamee, W. 2013. An experimental study on the effect of foundation depth, size and shape on subgrade reaction of cohesionless soil. Faculty of Engineering, Sinai University, El Arish, Egypt.
- Gouw T. 2001. Notes on the application of spring constant and soil structure interaction problem. Indonesia.
- Janbaz, M; Janbaz, S. 2011. Foundation Size Effect on Modulus of Subgrade Reaction on Sandy Soils. Department of Civil Engineering, International University of Imam Khomeini, Qazvin, Iran.
- Lehtonen, V. 2017. Ramboll Finland Oy. Projektipäällikkö, geotekniikka. Keskustelut Tampere 2017.
- Leskelä, M.V. 2005. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005, by 210. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys r.y.
- Liikennevirasto, 2017, Eurokoodin soveltamisohje – Geotekninen suunnittelu – NCCI 7. Helsinki: Liikennevirasto.
- Madhira M., Abhishek, S.V.; Rajyalakshmi, K. 2015. Modelling Ground-Foundation Interactions. Osmania University, Hyderabad, India.
- RIL 125. 1986. Teräsbetonirakenteet. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörin liitto RIL ry.
- RIL 207-2017. 2017. Geotekninen suunnittelu. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörin liitto RIL ry.
- RTT Betonitoimiala. 2011. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan Osa 6: Perustukset. Saatavana: <http://www.eurocodes.fi/>
- Ryynänen, M. 2017. Ramboll Finland Oy. Ryhmäpäällikkö, siltarakenteet. Keskustelut Tampere 2017.
- SFS-EN 1990. Suomenkielinen käännös 26.6.2006. Eurokoodi 0: Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS.

- SFS-EN 1997-1. Suomenkielinen käännös 18.4.2005. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS.
- Selvadurai, A.P.S. 1979, Elastic analysis of soil-foundation interaction. Amsterdam: Elsevier scientific publishing company.
- Straughan, W.T. 1990, Analysis of plates on elastic foundations. Civil Engineering, Texas Tech University, Texas.
- Suomen Betoniyhdistys r.y. 2014, Betonilattiat by45. Helsinki: BY-Koulutus Oy.
- Tielaitos. 1999. Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa, Helsinki: Edita Oy.
- Tsudik, E. 2012. Analysis of Structures on Elastic Foundations, J. Ross Publishing.
- Turhan. A. 1992, A consistent Vlasov model for analysis of plates on elastic foundations using the finite element method. Civil Engineering, Texas Tech University, Texas.
- Ympäristöministeriö. 2018. Suomen rakentamismääräyskokoelma, rakenteiden lujuus ja vakaus, pohjarakenteiden suunnittelu. Helsinki: ympäristöministeriö.

LIITTEET

Liite 1. Tukimuurin mitoituksen prosessikaavio

Liite 1. Tukimuurin mitoituksen prosessikaavio

