

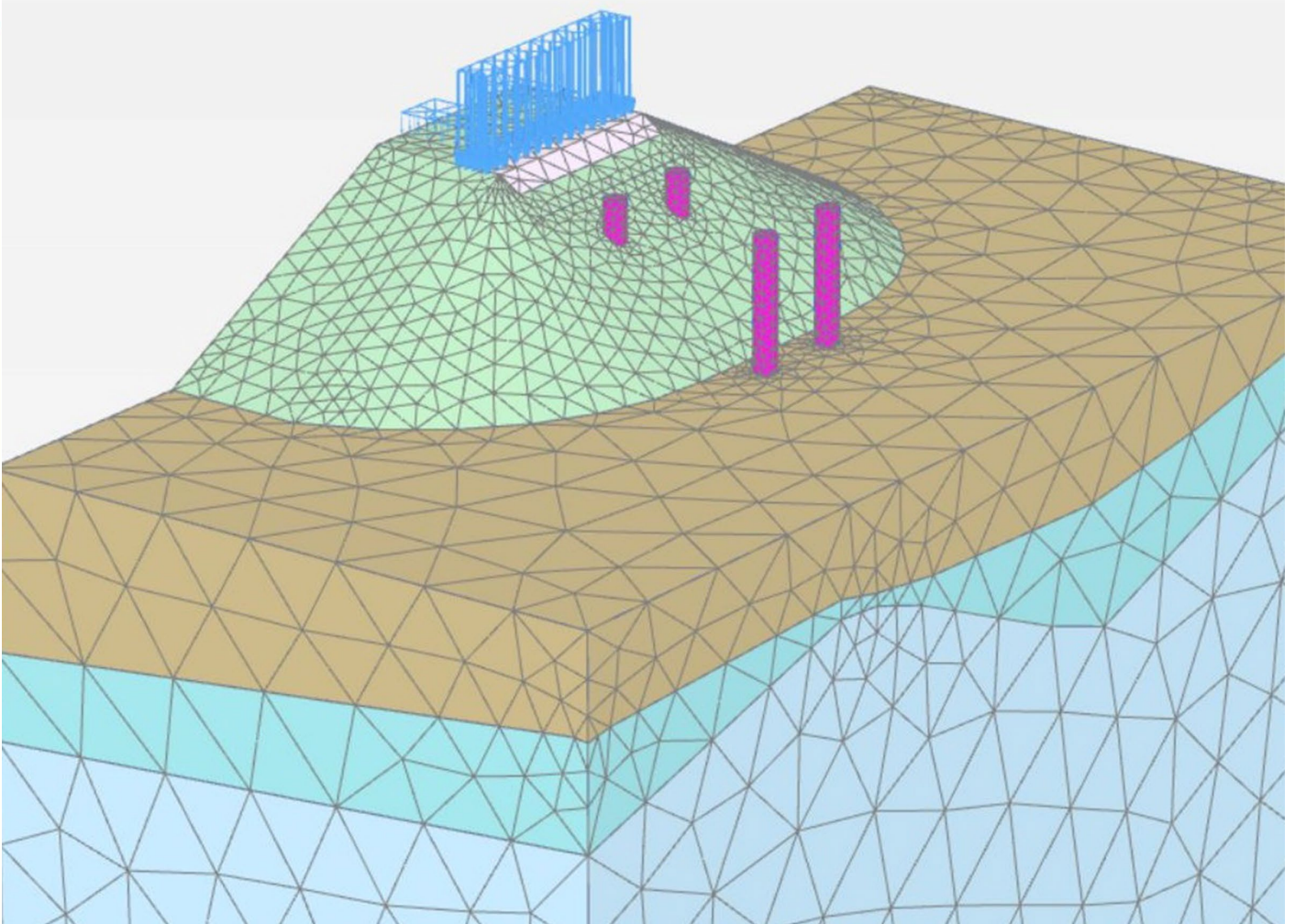


Väylävirasto
Trafikledsverket

Väyläviraston ohjeita
14/2023

Eurokoodin soveltamisohje

Geotekninen suunnittelu – NCCI 7



Kannen kuva: Afry Finland Oy

Verkkójulkaisu pdf (www.vayla.fi)

Väylävirasto
PL 33
00521 HELSINKI
Puhelin 0295 34 3000



Väylävirasto Trafikledsverket

Ohje

22.3.2023

VÄYLÄ/1890/06.04.01/2023

Vastaanottaja
Väylävirasto, ELY-keskukset

Säädösperusta
Laki Väylävirastosta 2.1§

Korvaa
Eurokoodin soveltamisohje – Geotekninen suunnittelu – NCCI 7 (Liikenneviraston ohjeita 13/2017)

Kohdistuvuus
Väylävirasto, ELY-keskukset/L-vastuualue

Voimassa
1.4.2023

Asiasanat
Ohjeet, eurokoodit, geotekniikka, sillat, pohjarakennus, suunnittelu

Geotekninen suunnittelu – NCCI 7

Tätä standardin SFS EN 1997-1 Geotekninen suunnittelu, Yleiset säännöt eli Eurokoodi 7:n ja sen kansallisen liitteen (LVM) soveltamisohjetta käytetään yleisten teiden, ratojen ja vesiväylien sekä niihin liittyvien rakenteiden, kuten siltojen, suunnittelussa. Lisäksi ohjetta käytetään niiden yksityisteidensuunnittelussa, jotka saavat rakentamiseen valtion avustusta.

Tämä 1.4.2023 päivätty versio korvaa 21.4.2017 päivätyn version. Pääasialliset muutokset ja tarkistukset on lueteltu esipuheessa.

Osastonjohtaja, tekniikka ja ympäristö Minna Torkkeli

Rautatiejohtaja Jukka Ronni

Tieliikennejohtaja Jarmo Joutsensaari

Vesiliikennejohtaja Jarkko Toivola

Geoasiatuntija Panu Tolla

Ohje on osa Väyläviraston turvallisuusjohtamisjärjestelmää tienpidon ja rautatietoimintojen osalta.

Voit antaa palautetta ohjeesta ohjeen yhteyshenkilölle (etunimi.sukunimi@vayla.fi) tai Väyläviraston teknisten ja turvallisuusohjeiden palautteenantokanavaan (teknisetjaturvallisuusohjeet@vayla.fi).

LISÄTIETOJA

Panu Tolla

Väylävirasto

PL 33, 00521 Helsinki
Opastinsilta 12 A, 00520 Helsinki

Puhelin 0295 34 3000
Faksi 0295 34 3700

etunimi.sukunimi@vayla.fi
kirjaamo@vayla.fi
www.vayla.fi

Esipuhe

Väylävirasto antaa tällä soveltamisohjeella ohjeita suunnittelijalle eurokoodien tulkintaan, sekä esittää menetelmiä, joilla eurokoodien vaatimustaso täytetään. Ohjetta pitää käyttää rinnakkain eurokoodistandardin SFS-EN 1997-1 sekä sen kansallisen liitteen kanssa (LVM).

Suomessa eurokoodit julkaisee Suomen standardisoimisliitto SFS. Liikenne- ja viestintäministeriön ohjeinaan julkaisemat kansalliset liitteet ovat saatavissa mm. Väyläviraston internet-sivuilla.

Tässä versiossa on tehty muutoksia ja tarkistuksia ohjeeseen 13/2017 NCCI 7 (21.4.2017) seuraaviin kohtiin:

- Kohta 4.5 Maantieliikenteen kuormat.
- Kohta 4.9 Muiden kuin sillan rakenteisiin liittyvien tukiseinien ja tukimuurien mitoittavat maanpaineet.
- Kohta 5.3 Porapaalujen geotekninen puristuskestävyys.
- Kohta 5.4 Tartuntaterästen korroosiosuojaus ja koeistusvaatimukset sekä ankkurijänteen lukitus.
- Kohta 5.6 Penkereessä liikkuvaan sillan päähän kohdistuva maanpaine *Liikuntasaumattoman sillan suunnittelu* -ohjeen VO 9/2021 mukaisesti sekä täsmennetty jäätyneen maan parametrিসointia.
- Kohta 5.7 Lisätty 3D-laskentoina tarkasteltavat kohteet. Lisätty uudet mallikertoimet Väyläviraston ohjeen Tie- ja rataleikkausten suunniteluohje VO 35/2020 mukaisesti ja täsmennetty mallikertoimen käyttö. Käyttörajan osalta tarkennettu huomioitavat kuormat.
- Täsmennetty VO 35/2020 ohjeistusta.
- Liite 5 Liite päivitetty lähes kokonaisuudessaan mm. pohjatutkimusvaatimukset, tiesuolauksen korroosion huomioiminen korroosiolisänä, HaSuiden tunnistaminen, mustaliuske osio, tavanomaisten olosuhteiden maakorroosion arvoja kasvatettu, veden ja meriveden korroosioarvoja kasvatettu ja lisätty rasitusvyöhykkeet, täydennetty avoimien putkipaalujen sisäpuolista korroosio-osiota, päivitetty betoniin kohdistuva kemiallinen rasitus osio sekä lisätty ohjeellinen tutkimusohjelma.
- Liite 9 Laskentaesimerkkien maajousien päivitys *Liikuntasaumattoman sillan suunnittelu* -ohjeen VO 9/2021 mukaisesti (kesken).

Tämän soveltamisohjeen päivitys on laadittu Väyläviraston tilaamana konsulttityönä AFRY Finland Oy:ssä. Työn ohjausryhmään ovat kuuluneet Juho Mansikkamäki ja Samuel Korkeamäki AFRY Finland Oy:stä sekä Panu Tolla, Veli-Matti Uotinen, Mauri Kulman ja Hannu Siira Väylävirastosta. Ohjeluonnoksesta on järjestetty laaja lausuntokierros 2022.

Helsingissä maaliskuussa 2023

Väylävirasto
Tekniikka ja ympäristö

Sisältö

1	YLEISTÄ	4
1.1	Ohjeiden pätemisjärjestys.....	4
1.2	Soveltamisala.....	4
1.3	Ohjeen rajaus	5
1.4	Siltoja koskevien geoteknisten suunnitelmien sisältö.....	5
1.4.1	Sillan esisuunnitelma	6
1.4.2	Sillan yleissuunnitelma.....	6
1.4.3	Siltasuunnitelma tie- tai ratasuunnitelmavaiheessa	6
1.4.4	Sillan rakentamissuunnitelma	7
1.5	Muita taitorakenteita koskevien suunnitelmien sisältö	9
1.6	Merkinnät	9
2	LUOKITUKSET	16
2.1	Geotekniset luokat	16
2.2	Seuraamusluokat	18
3	MITOITUSMENETTELY	20
3.1	Ohjeellisiin sääntöihin perustuva mitoitus	20
3.2	Koekuormitukseen perustuva mitoitus	20
3.3	Seurantamenetelmät	20
3.4	Laskelmiin perustuva mitoitus	20
3.4.1	Kuormat	20
3.4.2	Kuormien vaikutukset.....	21
3.4.3	Maan ominaisuudet	22
3.4.4	Kestävyys	22
3.4.5	Geometria.....	22
3.4.6	Rajatilat, mitoitustavat ja varmuuksien kohdentaminen	22
3.4.7	Käyttörajatila	28
4	KUORMAT	29
4.1	Mitotustilanteet	29
4.2	Edullinen ja epäedullinen kuorma.....	29
4.3	Kuormien yhdistely.....	30
4.4	Vedenpaine	31
4.5	Liikennekuormat	32
4.5.1	Maantieliikenne.....	32
4.5.2	Rautatieliikenne	36
4.6	Satamarakenteiden kuormat.....	36
4.7	Työkonekuormat.....	37
4.8	Maanpaine.....	37
4.9	Maanpaine.....	37
4.9.1	Yleistä	37
4.9.2	Aktiivipaine	37
4.9.3	Lepopaine.....	37
4.9.4	Passiivipaine	37
4.9.5	Tukimuurien ja pysyvien tukiseinien maanpainemitoitus	37
4.10	Paalujen negatiivinen vaippahankaus	38
4.11	Dynaaminen lisä	38
4.12	Siirtymälaatasta maapohjaan aiheutuva kuormitus	38

5	MITOITUS	40
5.1	Yleiset vaatimukset	40
	5.1.1 Suunnittelun vaatimukset	40
	5.1.2 Routatekninen mitoitus.....	41
5.2	Antura- ja laattaperustukset	41
	5.2.1 Kallionvarainen perustaminen	41
	5.2.2 Maanvarainen perustaminen	45
	5.2.3 Yhtenäiset maanvaraiset laattaperustukset	49
5.3	Paaluperustukset	49
	5.3.1 Yleistä	49
	5.3.2 Tuki- ja kitkapaalu.....	50
	5.3.3 Kestävyys vaakakuormille STR/GEO.....	63
	5.3.4 Nurjahduskestävyys STR/GEO.....	69
	5.3.5 Koheesiopaalu.....	71
	5.3.6 Korroosion huomioon ottaminen.....	71
5.4	Ankkurointi	72
	5.4.1 Yleistä	72
	5.4.2 Murtorajatila STR/GEO	72
	5.4.3 Käyttörajatila	74
	5.4.4 Ankkurin esijännitys	74
	5.4.5 Muut ankkurointiin käytettävät rakenteet.....	74
5.5	Maanpaineseinät ja muurit.....	76
	5.5.1 Murtorajatila	76
	5.5.2 Käyttörajatila	82
	5.5.3 Korroosion huomioonottaminen.....	83
5.6	Maanpaineeseen liittyviä erityistapauksia	83
	5.6.1 Penkereessä liikkuvaan sillan päähän kohdistuva maanpaine.....	83
	5.6.2 Perus- ja paalulaattojen sivuihin kohdistuva maanpaine.....	83
	5.6.3 Jäätynyt maa	83
5.7	Leikkaukset ja maanvaraiset penkereet	84
	5.7.1 Mallikertoimet	85
	5.7.2 Murtorajatila STR/GEO	88
	5.7.3 Käyttörajatila	88
5.8	Hydraulinen murtuminen	89
	5.8.1 Virtauspaineen aiheuttama hydraulinen murtuminen HYD.....	89
	5.8.2 Nosteen aiheuttama murtuminen UPL	91
5.9	Syvästabilointi.....	93
5.10	Vanhojen perustusten kantavuuden määrittely.....	93
5.11	Tulopenkereiden suunnittelu	94
5.12	Ympäristövaikutukset	95
	5.12.1 Vaikutus pohjavesisuhteisiin.....	95
	5.12.2 Eroosio	95
	5.12.3 Muut ympäristövaikutukset	95

LIITTEET

Liite 1	Osavarmuusluvut, korrelaatio- ja mallikertoimet
Liite 2	Maanpainekertoimet
Liite 3	Maanpaineen mobilisoituminen
Liite 4	Kantokestävyys
Liite 5	Korroosio

- Liite 6 Maakerrosten lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien arviointi kairausvastuksen perusteella
- Liite 7 Vaatimukset kalliossa vaipaltaan injektoitavalle porapaalulle
- Liite 8 Pintakuorman vaikutukset siirtymättömään rakenteeseen
- Liite 9 Laskuesimerkit

1 Yleistä

1.1 Ohjeiden pätemisjärjestys

Geoteknisessä suunnittelussa sovellettavien määräysten ja ohjeiden pätemisjärjestys on seuraava:

1. Lait ja asetukset sekä Liikenteen turvallisuusviraston (Traficom) määräykset mukaan lukien EU komission asetukseen N:o 1299/2014 perustuva Infrastruktuuriasajärjestelmää koskeva yhteentoimivuuden tekninen eritelmä YTE
2. Väyläviraston antamat hankkeen suunnitteluperusteet ja yleiset suunnitteluperusteet
3. Eurokoodit ja niiden kansalliset liitteet (alla on oleellimmat lueteltuina):
 - a. SFS-EN 1990 Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet
 - b. SFS-EN 1991 Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat.
 - c. SFS-EN 1997 Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu.
4. Väyläviraston Eurokoodien soveltamisohjeet (NCCI-sarja)
5. Väyläviraston ohjeet

InfraRYL:n osassa Tekniset laatuvaatimukset on esitetty ne toteuttamisen toleranssit, jotka suunnitteluratkaisun on täytettävä ilman lisätarkasteluja. Suunnittelussa laadittavalla hankekohtaisella laatuvaatimuksella ja työselostuksella voidaan korvata ja täydentää InfraRYL:n yleisiä laatuvaatimuksia.

1.2 Soveltamisala

Tässä soveltamisohjeessa käsitellään SFS-EN 1997-1 ja sen kansallisen liitteen (LVM) soveltamista vesirakenne, tie- ja rautatiekohteissa. SFS-EN 1997-1 on velvoittava uusien pohja- ja taitorakenteiden sekä stabiliteetin suunnittelussa Tätä ohjetta sovelletaan myös korjauskohteissa, ellei yksityiskohtaisemmissa ohjeissa muuta esitetä

Soveltamisohjetta on täydennetty siltojen ja muiden taitorakenteiden osalta ohjeilla, jotka eivät suoranaisesti liity Eurokoodeihin. Aikaisemmin vastaavat asiat oli esitetty ohjeessa Sillan geotekninen suunnittelu, jonka tämä ohje korvaa.

Suunnitelmat laaditaan noudattaen Eurokoodia, sen kansallisia liitteitä (LVM) sekä Väyläviraston Eurokoodien soveltamisohjeita (NCCI-sarja). Näiden lisäksi noudatetaan voimassa olevia Väyläviraston ohjeita, jotka löytyvät [Väyläviraston internetsivuilta](#).

Hankekohtaisesti tilaaja voi poiketa yllä mainituista ohjeista. Mahdolliset poikkeamat esitetään hankkeen suunnitteluperusteissa tai sopimusasiakirjoissa.

1.3 Ohjeen rajaus

Tässä ohjeessa käsitellään SFS-EN 1997-1 ja sen LVM:n kansallisen liitteen soveltamista tavanomaisissa väylähankkeissa. Tavanomaisesta poikkeavat rakenteet saattavat vaatia menettelytapoja, joita ei ole tässä soveltamisohjeessa käsitelty. Tällöin suunnittelijan pitää tukeutua suoraan SFS-EN 1997-1 ja sen kansalliseen liitteeseen yhteistyössä Väyläviraston edustajan kanssa.

Tässä soveltamisohjeessa käsitellään vain satunnaisesti ominaisarvojen määrittystä. Pääpaino on ominaisarvojen määrittymisen jälkeisessä prosessissa eli SFS-EN 1997-1 ja sen LVM:n kansallisen liitteen mukaisessa varmuusmenettelyssä. Laskentamenetelmien ja parametrien määrittymisen osalta suunnittelija voi Väyläviraston muihin pohjarakenteita koskeviin ohjeisiin ja oppaisiin sekä alan muuhun kirjallisuuteen.

Ellei tekstissä toisin mainita, ovat kaikki lukuarvoina annetut kuormat ominaisarvoja.

1.4 Siltoja koskevien geoteknisten suunnitelmien sisältö

Yleistä

Sillan pohjarakennussuunnittelun yhteydessä on selvittävä siltaan välittömästi liittyvien tulopenkereiden ja muiden maarakenteiden, kuten etuluiskien ja keilojen, rakentamis- ja perustamistavat. Tulopenkereitä käsitellään siinä laajuudessa, kuin ne vaikuttavat siltapaikkaan tai silta vaikuttaa tulopenkereeseen - kuitenkin vähintään 20 metrin etäisyydelle sillan päästä.

Eri suunnitteluvaiheissa sillan geotekninen suunnitelma koostuu:

1. Geoteknisistä piirustuksista
2. Sillan geoteknisestä suunnitteluraportista
3. Geoteknisen suunnitteluraportin liitteistä, johon sisältyvät geotekniset laskelmat
4. Muu suunnitteluvaiheessa hankittu tieto (esim. laboratoriotutkimusten tulokset ja rakenteiden kuntotutkimukset)

Pohjatutkimustulokset esitetään geoteknisissä piirustuksissa karttoina ja leikkauspiirustuksina. Pohjatutkimustulokset esitetään julkaisussa Pohjatutkimusmerkinnät, Rakennustieto SGY 201 esitetyjä merkintöjä käyttäen. Geoteknisissä piirustuksista tutkimusten luotettavuus ja riittävyys sekä tehdyt pohjasuhteiden yleistyksiset on oltava yksikäsitteisesti arvioitavissa ja ymmärrettävissä. Piirustuksista on selkeästi käytävä ilmi siltapaikan pohjasuhteet sekä muut pohjarakentamiseen vaikuttavat maasto- ja ympäristötekijät.

Siltapaikan maaperätietojen mallintaminen (maaperämalli - lähtötietomalli) ja pohjarakenteiden mallintaminen (osa tuotemallia) tehdään hankekohtaisesti sovittavassa laajuudessa. Mallinnus tehdään noudattaen [Väyläviraston inframallinnusohjeita](#).

1.4.1 Sillan esisuunnitelma

Tämä sillan suunnitteluvaihe liittyy väylän hankesuunnitteluvaiheeseen.

Olemassa olevaa pohjatutkimustietoa ja alustavia pohjatutkimuksia käyttäen arvioidaan eri siltapaikka- tai siltavaihtojen perustamisratkaisuja ja niistä aiheutuvia rakentamiskustannuksia ja ympäristövaikutuksia.

Tulokset kootaan esisuunnitelman raporttiin, joka geotekniikan osalta sisältää:

- kuvauksen pohjasuhteista
- sillan geoteknisen luokan
- kuvauksen perustamisolosuhteista
- alustavan arvion pohjarakentamisesta aiheutuvista ympäristövaikutuksista
- alustavan arvion perustamisolosuhteiden vaikutuksesta sillan rakentamiskustannuksiin

Siltaluonnoksissa tai sillan geoteknisissä piirustuksissa esitetään siltapaikan tai vaihtoehtoisten siltapaikkojen pohjasuhteet sillä tarkkuudella, kun ne ovat selvitetty.

1.4.2 Sillan yleissuunnitelma

Tämä sillan suunnitteluvaihe liittyy väylänsuunnittelun yleissuunnitteluvaiheeseen.

Esisuunnitelmaa ja muuta olemassa olevaa pohjatutkimustietoa täydennetään alustavilla pohjatutkimuksilla siten, että voidaan määrittää esisuunnitteluvaiheen perusteella valitun vaihtoehdon osalta sillan ja tulopenkereen alustavat toteuttamiskelpoiset perustamisratkaisut.

Tulokset kootaan geotekniseksi suunnitteluraportiksi, joka on **alustava perustamisselvitys ja** joka sisältää:

- kuvauksen pohjasuhteista ja pohjavedentasosta
- sillan geoteknisen luokan
- tukien ja tulopenkereiden toteuttamiskelpoiset perustamistavat
- kuvauksen pohjarakentamisesta aiheutuvista ympäristövaikutuksista ja arvion tarvittavista suojaustoimenpiteistä
- arvion perustamisolosuhteiden vaikutuksesta sillan rakentamiskustannuksiin

Siltaluonnoksissa esitetään siltapaikan pohjasuhteet sillä tarkkuudella, kun ne on selvitetty.

1.4.3 Siltasuunnitelma tie- tai ratasuunnitelmavaiheessa

Tämä sillan suunnitteluvaihe liittyy väylän tie- ja ratasuunnitelmavaiheeseen. Suunnitteluvaihe voi liittyä myös rakentamissuunnittelun sisältävien kokonaisvas-tuu-urakointimuotojen valmisteluvaiheeseen sekä vesistösiltojen vesilain mukaiseen käsittelyyn liittyvään suunnitteluvaiheeseen.

Siltapaikan pohjasuhteista hankitaan niin yksityiskohtaista tietoa, että voidaan suunnitella:

- kaikille tuille teknisesti toteuttamiskelpoiset ja taloudelliset perustamisratkaisut, jotka mitoitetaan alustavasti luotettavan kustannusarvion laatimiseksi
- tulopenkereiden pohjanvahvistus tai perustaminen sillan geoteknistä suunnitelmaa vastaavalla tarkkuudella

Lisäksi suunnitelman vesilainmukaista käsittelyä varten selvitetään:

- kaikki rakentamistoimenpiteet, jotka vaikuttavat pysyvästi tai rakentamisen aikana vesistöön tai pohjaveteen
- sillan ja penkereen vaihtoehtoiset perustamistavat. Vesilain mukaisessa asianomaisen alueen aluehallintovirastolle (AVI) lähetettävässä lupahakemuksessa voidaan esittää yleensä vain yksi ratkaisu. Myöhemmät suunnitelman muutokset voivat johtaa uuteen lupakäsittelyyn.

Tulokset kootaan raportiksi **Sillan geotekninen suunnitteluraportti**, joka sisältää:

- kuvauksen pohjasuhteista ja pohjavedentasosta
- sillan geoteknisen luokan
- tukien ja tulopenkereiden toteuttamiskelpoiset perustamistavat
- selvityksen pohjarakentamisesta aiheutuvista ympäristövaikutuksista ja tarvittavista suojaustoimenpiteistä

Pohjasuhteet, perustamistapa ja pohjanvahvistukset esitetään sillan pääpiirustuksessa. Pohjatutkimusten tulokset esitetään sillan geoteknisissä piirustuksissa.

Siltasuunnitelma osana rakentamissuunnittelun sisältävien urakkamuotojen **urakan tarjouspyyntöä:**

Kun sillan suunnitelma on tarkoitus liittää rakentamissuunnittelun sisältävän urakan tarjouspyyntöasiakirjaksi, tehdään siltapaikalla yksityiskohtaiset pohjatutkimukset sellaisessa laajuudessa, että lähtötietojen avulla urakoitsija voi suunnitella tuotevaatimukset täyttävät pohjarakenteet ja laatia niistä alustavan rakentamissuunnitelman.

Rakentamissuunnittelun sisältävän urakan tarjouspyyntöä varten pohjatutkimustulokset esitetään sillan geoteknisinä piirustuksina, joiden sisältö on kuvattu kohdassa 1.4.4 Sillan rakentamissuunnitelma.

1.4.4 Sillan rakentamissuunnitelma

Tämä suunnitteluvaihe liittyy väylähankkeen yhteydessä väylän rakentamissuunnitelmavaiheeseen.

Sillan rakentamissuunnitelmassa esitetään rakenteet sellaisina kuin ne on suunniteltu toteutettavan. Siinä esitetään rakenteiden mitat ja rakennusaineet yksikäsitteisesti, toteutustapa sekä määritetään valmiin rakenteen laatuvaatimukset.

Siltasuunnitelmassa esitetyt perustamistavat tarkistetaan perustuen yksityiskohtaisiin pohjatutkimuksiin ja tehdään:

- kaikille perustuksille yksityiskohtainen geotekninen mitoitus

- tulopenkereiden pohjarakenteiden ja pohjanvahvistusten yksityiskohtainen mitoitus
- pohjaveden hallintasuunnitelma, mikäli rakentamisella vaikutetaan työn aikana tai pysyvästi pohjaveden tasoon

Rakentamissuunnitelmassa esitetään tarvittavat työnaikaiset ja mahdolliset käytön aikaiset rakenteiden ja ympäristön tarkkailumittaukset. Pysyvien rakenteiden lisäksi rakentamissuunnitelmassa esitetään yhden toteuttamiskelpoisen ratkaisun osalta kaikki työvaiheet ja työnaikaiset rakenteet niin yksityiskohtaisesti, että niiden toteuttamiskelpoisuus voidaan todeta. Työnaikaisissa tilanteissa otetaan huomioon siltapaikkaan liittyvät rakenteet, esim. kuivatusrakenteet. Työnaikaiset rakenteet mitoitetaan ja suunnitellaan rakentamissuunnitelmatarkkuudella, jos hankinta-asiakirjat sitä edellyttävät.

Laadittavan suunnitelman dokumentaatio sisältää:

1. Siltakohtaiset laatuvaatimukset ja työselitykset
2. Geotekniset piirustukset
3. Sillan geoteknisen suunnitteluraportin, johon sisältyy:
 - Kuvaus pohjasuhteista ja pohjavedentasosta
 - Sillan geotekninen luokka
 - Suunnitelmaratkaisut ja niiden perusteet sisältäen selvityksen pohjarakentamisesta aiheutuvista ympäristövaikutuksista ja tarvittavista suojaustoimenpiteistä
 - Suunnittelussa käytetyt parametrit
 - Geotekniset laskelmat ja pohjatutkimustulokset siltä osin, kun niitä ei kokonaisuudessaan saada Infra-formaattiin (esim. korroosiotutkimukset ja ödometrikotulokset täydellisenä).

Sillan geotekniset piirustukset

Geoteknisillä piirustuksilla tarkoitetaan siltapaikan karttaa sekä pituus- ja poikkileikkauspiirustuksia (1:200 tai 1:100), jotka sisältävät tiedot siltapaikan pohjatutkimuksista ja -suhteista, sillan sekä tulopenkereiden pohjanvahvistusrakenteista sekä tarvittaessa työnaikaisista rakenteista. Sillan perustukset ja alusrakenteet sekä mahdolliset rakennustyön aikaiset rakenteet esitetään geoteknisissä piirustuksissa tarkoituksenmukaisella tavalla – yleensä rakenteiden ääriviivoilla. Ennen geoteknisten piirustusten liittämistä sillan rakentamissuunnitelmaan, geoteknisiin piirustuksiin tehdään seuraavat täydennykset:

- Tulokset lisäpohjatutkimuksista sekä tulkitut geoteknisten maakerrosten rajat, kallionpinta ja pohjavedenpinnan vaihteluväli.
- Siltapaikan karttaan piirretään pääty- ja välitukien ääriviivat ja pengerluiskien alareunat sekä, penkereen ulottuessa veteen asti, keskivedenpinnan ja pengerluiskien leikkausviivat sekä väylistä vähintään mittalinjat.
- Pituus- ja poikkileikkauksiin piirretään alimenevän tien tai rautatien poikkileikkauksen yläpinta ja rakennekerrosten alapinta, kuivatusrakenteet sekä ylimenevän tien tasausviiva ja rakennekerrosten alapinta sekä sillan alusrakenteiden ääriviivat.
- Pohjarakenteiden ja pohjavahvistusten ääriviivat sekä tulopenkereiden perustaminen ja kevennysratkaisut
- Sillanrakentamisen kannalta välttämättömät maa- ja kalliroleikkaukset sekä niiden tuentatarve

Sekä siltaan liittyvät geotekniset piirustukset, että muut piirustukset, joissa esitetään sillan rakentamisessa huomioon otettavia asioita, esitetään sillan yleispiirustuksen piirustusluettelossa.

Suunnitelmien tarkastusmenettely määräytyy Taitorakenteiden rakennussuunnitelmien tarkastusohjeen mukaan.

1.5 Muita taitorakenteita koskevien suunnitelmien sisältö

Muiden taitorakenteiden osalta noudatetaan soveltaen siltoja koskevia ohjeita suunnitelman sisällöstä ja piirustuksista eri suunnitelmavaiheissa sekä taitorakenteille laadittuja Väyläviraston muita ohjeita kuten *Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnittelu ja Sivukuormitettujen pylväasperustusten suunnitteluohje*.

1.6 Merkinnät

Standardissa EN-1997-1 käytetään seuraavia merkintöjä.

Latinalaiset kirjaimet

A'	tehokas pohjan ala
A_b	paalun pohjan ala
A_c	pohjan kokonaisala puristuksessa
$A_{s;i}$	paalun vaipan pinta-ala kerroksessa i
a_d	mittatiedon mitoitusarvo
a_{nom}	mittatiedon nimellisarvo
Δa	nimellisiin mittatietoihin tehty muutos tiettyjä mitoitustarkoituksia varten
b	perustuksen leveys
b'	perustuksen tehokas leveys
C_d	rajoittava mitoitusarvo kuorman vaikutukselle
c	koheesio
c'	tehokas koheesio
c_u	suljettu leikkauslujuus
$c_{u;d}$	suljetun leikkauslujuuden mitoitusarvo
d	perustamissyvyys

E_d	kuormien vaikutuksen mitoitusarvo
$E_{stb;d}$	vakauttavien kuormien vaikutuksen mitoitusarvo
$E_{dst;d}$	kaatavien kuormien vaikutuksen mitoitusarvo
$F_{c;d}$	paaluun tai paaluryhmään kohdistuvan aksiaalisen puristuskuorman mitoitusarvo
F_d	kuorman mitoitusarvo
F_k	kuorman ominaisarvo
F_{rep}	kuorman edustava arvo
$F_{t;d}$	vetopaaluun tai vetopaaluryhmään kohdistuvan aksiaalisen vetokuorman mitoitusarvo
$F_{tr;d}$	paaluun tai paaluperustukseen kohdistuvan poikittaisen kuorman mitoitusarvo
$G_{dst;d}$	kaatavien pysyvien kuormien mitoitusarvo nosteelle mitoitettaessa
$G_{kj,sup}$ $G_{kj,inf}$ $G_{stb;d}$	Pysyvän kuorman j ominaisarvon ylä-/alaraja vakauttavien pysyvien pystysuorien kuormien mitoitusarvo nosteelle mitoitettaessa
$G'_{stb;d}$	vakauttavien pysyvien pystysuorien kuormien mitoitusarvo maan hydraulista nousua vastaan mitoitettaessa (paino vedessä)
H	vaakasuora kuorma tai kokonaiskuorman komponentti, joka vaikuttaa perustustason suunnassa
H_d	$H:n$ mitoitusarvo
h	seinän korkeus
h	vedenkorkeus hydraulista nousua tarkasteltaessa
h'	maakappaleen korkeus mitoitettaessa hydraulista nousua vastaan
$h_{w;k}$	hydrostaattisen vedenpaine korkeuden ominaisarvo maakappaleen pohjalla
K_0	maan lepopaine kerroin
$K_{0;\beta}$	maan lepopaine kerroin, kun tuettu maanpinta on kaltevuuskulmassa β vaakatason suhteen
k	suhde $\delta_d / \omega_{cv;d}$
l	perustuksen pituus
l'	tehokas perustuksen pituus

n	esimerkiksi paalujen tai koeprofiilien lukumäärä
P	ankkurointiin kohdistuva kuorma
P_d	P :n mitoitusarvo
P_p	injektoidun ankkuroinnin koe(veto)kuorma soveltuvuuskokeessa
$Q_{dst;d}$	kaatavien muuttuvien pystysuorien kuormien mitoitusarvo nosteelle mitoitettaessa
$Q_{k,1}$	Määräävän muuttuvan kuorman 1 ominaisarvo
$Q_{k,i}$	Muun samanaikaisen muuttuvan kuorman 1 ominaisarvo
$q_{b;k}$	(paalun) pohjapaineen ominaisarvo
$q_{s;i;k}$	vaippakitkan ominaisarvo kerroksessa i
$R_{ULS;d}$	Kestävyyden mitoitusarvo murtorajatilassa
$R_{ULS;k}$	Kestävyyden ominaisarvo murtorajatilassa
$R_{ULS;m}$	Kestävyyden mitattuarvo murtorajatilassa
$R_{b;cal}$	paalun kärkikestävyys laskettuna pohjatutkimustuloksista
$R_{b;d}$	paalun kärkikestävyyden mitoitusarvo
$R_{b;k}$	paalun kärkikestävyyden ominaisarvo
R_c	paalun puristuskestävyys
$R_{c;cal}$	R_c :n laskettu arvo
$R_{c;d}$	R_c :n mitoitusarvo
$R_{c;k}$	R_c :n ominaisarvo
$R_{c;m}$	R_c :n mitattu arvo yhden tai usean paalun koekuormituksessa
R_d	kestävyyden mitoitusarvo
$R_{p;d}$	perustuksen sivuun kohdistuvasta maanpaineesta aiheutuvan vastustavan voiman mitoitusarvo
$R_{s;d}$	paalun vaippakestävyyden mitoitusarvo
$R_{s;cal}$	vaippakitka laskettuna maaparametrien koetuloksista
$R_{s;k}$	paalun vaippakestävyyden ominaisarvo
R_t	yksittäisen paalun vetokestävyys

$R_{t;d}$	paalun tai paaluryhmän vetokestävyyden mitoitusarvo, tai ankkurin rakenteellisen vetokestävyyden mitoitusarvo
$R_{t;k}$	paalun tai paaluryhmän vetokestävyyden ominaisarvo
$R_{t;m}$	yksittäisen paalun mitattu vetokestävyys yhden tai usean paalun koe-kuormituksessa
R_{tr}	paalun kestävyys poikittaisille kuormille
$R_{tr;d}$	poikittaisessa suunnassa kuormitetun paalun kestävyden mitoitusarvo
$S_{dst;d}$	kaatavan eli epäedullisen suotovirtausvoiman mitoitusarvo maassa
$S_{dst;k}$	kaatavan eli epäedullisen suotovirtausvoiman ominaisarvo maassa
s	painuma
S_0	välitön painuma
S_1	konsolidaatiopainuma
S_2	viruman aiheuttama painuma (sekundäärinen painuma)
T_d	kokonaisleikkauskestävyyden mitoitusarvo, joka kehittyy sen maablokin ympärillä mihin vetopaaluryhmä on asennettu tai maan kanssa kontaktissa olevassa rakenteen osassa
u	huokosvedenpaine
$u_{dst;d}$	kaatavan eli epäedullisen kokonaishuokosvedenpaineen mitoitusarvo
V	pystysuora kuorma tai se kokonaiskuorman komponentti, joka vaikuttaa kohtisuoraan perustuksen pohjaa vastaan
V_d	V :n mitoitusarvo
V'_d	tehokkaan pystysuoran kuorman tai kohtisuoraan perustuksen pohjaa vastaan vaikuttavan kokonaiskuorman komponentin mitoitusarvo
$V_{dst;d}$	rakenteeseen kohdistuvan kaatavan eli epäedullisen pystysuoran kuorman mitoitusarvo
$V_{dst;k}$	rakenteeseen kohdistuvan kaatavan eli epäedullisen pystysuoran kuorman ominaisarvo
X_d	materiaaliominaisuuden mitoitusarvo
X_k	materiaaliominaisuuden ominaisarvo
z	pystysuora etäisyys

Kreikkalaiset kirjaimet

α	perustuksen pohjan kaltevuus vaakatason suhteen
β	maan kaltevuuskulma seinän takana (ylöspäin positiivinen)
δ	rakenteen ja maan välinen kitkakulma
δ_d	δ :n mitoitusarvo
γ	tilavuuspaino
γ'	tehokas tilavuuspaino
$\gamma_{a;ULS}$	ankkurin kestävyden osavarmuusluku
$\gamma_{a;acc;ULS}$	ankkurin kestävyden osavarmuusluku hyväksyntäkokeessa
γ_b	paalun kärkikestävyden osavarmuusluku
$\gamma_{c'}$	tehokkaan koheesion osavarmuusluku
γ_{cu}	suljetun leikkauslujuuden osavarmuusluku
γ_E	kuorman vaikutuksen osavarmuusluku
γ_f	kuormien osavarmuusluku, jossa otetaan huomioon kuormien mahdollisuus poiketa epäedulliseen suuntaan edustavista arvoista
γ_F	kuorman osavarmuusluku
γ_G	pysyvän kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{G;dst}$	pysyvän kaatavan eli epäedullisen kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{G;stb}$	pysyvän vakauttavan eli edullisen kuorman osavarmuusluku
γ_m	maaparametrin (materiaaliominaisuuden) osavarmuusluku
$\gamma_{m;i}$	maaparametrin osavarmuusluku kerroksessa <i>i</i>
γ_M	maaparametrin (materiaaliominaisuuden) osavarmuusluku, ottaa huomioon myös mallin epävarmuudet
γ_Q	muuttuvan kuorman osavarmuusluku
γ_{qu}	yksiakiaalisen puristuslujuuden osavarmuusluku
γ_R	kestävyyden osavarmuusluku
$\gamma_{R;d}$	kestävyysmallin epävarmuuden osavarmuusluku
$\gamma_{R;e}$	maan kestävyden osavarmuusluku

$\gamma_{R;h}$	liukumiskestävyysosavarmuusluku
$\gamma_{R;v}$	kantokestävyysosavarmuusluku
γ_s	paalun vaippakestävyysosavarmuusluku
$\gamma_{S;d}$	kuormien vaikutusten mallintamisen epävarmuuden osavarmuusluku
$\gamma_{Q;dst}$	hydraulisen murtuman aiheuttavan kaatavan eli epäedullisen kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{Q;stb}$	hydraulista murtumaa vastaan vakauttavan eli edullisen kuorman osavarmuusluku
γ_{Qi}	muuttuvan kuorman i osavarmuusluku
$\gamma_{s;t}$	paalun vetokestävyysosavarmuusluku
γ_t	paalun kokonaiskestävyysosavarmuusluku
γ_w	veden tilavuuspaino
$\gamma_{\omega'}$	leikkauskestävyysskulman (sisäisen "kitkakulman") osavarmuusluku ($\tan \omega'$)
γ_r	tilavuuspainon osavarmuusluku
ν	H:n suuntakulma
ξ	koestettujen paalujen tai koeprofiilien lukumäärästä riippuva korrelaatiokerroin
ξ_a	ankkurointien korrelaatiokerroin
$\xi_1; \xi_2$	korrelaatiokertoimet paalujen staattisten koekuormitusten tulosten arvioimiseen
$\xi_3; \xi_4$	korrelaatiokertoimet paalun kestävyysjohtamiseksi pohjatutkimustuloksista, ilman paalun koekuormituksia
$\xi_5; \xi_6$	korrelaatiokertoimet paalun kestävyysjohtamiseksi dynaamisista koekuormituksista
χ	kerroin ominaisarvon muuntamiseksi edustavaksi arvoksi
$\sigma_{stb;d}$	vakauttavan eli edullisen pystysuoran kokonaisjännityksen mitoitusarvo
$\sigma'_{h;0}$	maan tehokkaan lepopaineen vaakasuora komponentti
$\sigma(z)$	jännitys kohtisuoraan seinää vastaan syvyydellä z
ω'	leikkauskestävyysskulma ("kitkakulma") tehokkaiden jännitysten perusteella

ω_{cv} kriittisen tilan leikkauskestävyysskulma

$\omega_{cv;d}$ ω_{cv} :n mitoitusarvo

ω'_d ω' :n mitoitusarvo

Lyhenteet

CFA CFA-paalu (minikaivinpaalu Auger-menetelmällä)

OCR ylikonsolidoitumissuhde

HUOM.1 Kaikissa eurokoodeissa yhteisesti käytetyt merkinnät on määritelty SFS-EN 1990:2002:ssa.

HUOM.2 Käytetty merkintäjärjestelmä perustuu standardiin ISO 3898:1997.

Geotekniisiin laskelmiin suositellaan seuraavia yksiköitä tai niiden monikertoja:

- voima kN
- massa kg
- momentti kNm
- tiheys kg/m^3
- tilavuuspaino kN/m^3
- jännitys, paine, lujuus ja jäykkyys kPa
- läpäisevyyskerroin m/s
- konsolidaatiokerroin m^2/s

2 Luokitukset

2.1 Geotekniset luokat

SFS EN 1997-1 mukaisesti geoteknisten suunnitteluvaatimusten määrittämiseen voidaan käyttää kolmea geoteknistä luokkaa (GL1...GL3).

Rakenne kuuluu geotekniseen luokkaan 1 mikäli kaikki seuraavat asiat toteutuvat:

- rakenne on yksinkertainen
- maapohja on kittkamaata tai kalliota
- vakavuuden suhteen ei ole riskiä
- siirtymien tai painumien suhteen ei ole riskiä

Rakenne kuuluu geotekniseen luokkaan 2, mikäli se on tavanomainen eikä pohjamaahan liity tavanomaisesta poikkeavia riskejä.

Tyypillisiä esimerkkejä (GL2) ovat: maanvaraiset anturaperustukset, paaluperustukset, seinät ja muut maata tai vettä pidättävät rakenteet, leikkaukset, penkereet, tavanomaiset siltojen tuet sekä ankkurit.

Rakenne kuuluu geotekniseen luokkaan 3, mikäli se ei kuulu luokkaan 1 tai 2. Tyypillisiä esimerkkejä ovat: Erittäin suuret tai epätavalliset rakenteet, rakenteet, joihin liittyy normaalista poikkeavia riskejä, rakenteet, joissa on epätavallisen vaikeat pohja- tai kuormitusolosuhteet ja rakenteet, jotka suunnitellaan alueelle, jonka maamassat ovat lähtötilanteessa liikkeessä. Väyläviraston hankkeissa tulee lisäksi aina ottaa huomioon rakenteen vaikutus ympäristöön. Mikäli ympäristövaikutukset ovat merkittäviä (esimerkiksi pohjaveden aleneminen), edellyttää se GL3 vastaavia menettelyjä.

Geotekninen luokka vaikuttaa tarvittavien pohjatutkimusten määrään ja kattavuuteen sekä taitorakenteiden suunnitelmien tarkastuskäytäntöön, vrt. Taitorakenteiden tarkastusohje.

Sillan geotekniset luokat

Sillan geotekninen luokka määritetään siltapaikan pohjasuhteiden, ympäristövaikutusten ja suunniteltavan siltarakenteen perusteella. Sillan geotekniseksi luokaksi valitaan em. näkökohtien perusteella määräytyvä vaativin luokka.

Sillalle määritetty geotekninen luokka esitetään aina sillan yleispiirustuksessa ja geoteknisessä suunnitteluraportissa ja sen määrittämisen tulee perustua suunnitelma-asiakirjoissa esitettyyn tietoon pohjasuhteista ja rakenteesta. Lähtökohtana on, että tutkimustuloksilla osoitetaan geotekninen luokka. Tutkimustulosten tai lähtötietojen puutteellisuus suhteessa suunnitteluvaiheeseen johtaa vaativiin luokkiin 2 tai 3. Suunnittelun tarkentuessa ja pohjasuhtetietojen täydentyessä eri suunnitteluvaiheissa geotekninen luokka tarkistetaan käytettävissä olevia tietoja vastaavaksi.

Geotekninen luokka 1. Helpot kohteet:

Kaikkien alla olevien ehtojen on täyttyttävä.

Rakenne:

- rakenne on yksinkertainen
- anturaperustus
- staattisesti määrätty rakenne

Pohjasuhteet:

- pohjamaa on tasalaatuista ja kantavaa kitkamaata
- kallio ei ole rikkonaista
- pohjavesi on kaivannon pohjan alapuolella
- perustusten alle suunniteltujen karkearakeisten täyttökerrosten paksuus on alle 1 metri.
- ei vaikutusta ympäröiviin rakenteisiin
- ei sisällä riskejä ympäristölle

Geotekninen luokka 2. Vaativat kohteet

Rakenne:

- rakenne ja perustamistapa on yleisesti käytetty
- paalutetut perustukset, jotka eivät kuulu luokkaan GL3

Pohjasuhteet:

- pohjamaahan ei liity tavallisesta poikkeavia riskejä stabiliteetin, muodonmuutosten tai ympäristövaikutusten suhteen.
- vaativampia kuin geoteknisessä luokassa 1, mutta pohjasuhteet eivät edellytä luokan 3 käyttöä.
- ei tavallisesta poikkeavia riskejä ympäröivien rakenteiden vaurioitumisen suhteen
- ei tavallisesta poikkeavia riskejä ympäristövaikutusten suhteen

Geotekninen luokka 3 ja muut erittäin vaativiksi katsottavat sillat, jotka voivat kuulua GL1 ja GL2:

Rakenne:

- epätavalliset ja erittäin suuret rakenteet
- rakenteet, joihin liittyy tavanomaisesta poikkeavia riskejä
- rakenteet, joissa on epätavallisen vaativat kuormitusolosuhteet (esimerkiksi poikkeavan suuret vaakakuormitukset tai paalut ovat vetorasitettuja käyttörajatilassa)
- rakenteet, joiden pilarit ovat yli 15 metriä korkeita
- rakenne, jonka perustamisessa käytetään tavanomaisesta poikkeavia menetelmiä
- rakenne, jonka suunnittelusta tai toteutuksesta ei ole lainkaan tai on hyvin vähän kokemusta
- rakenteet, jotka perustetaan yli 3 metriä pohjavedenpinnan alapuolelle
- kitkapaaluperustukset siltarakenteissa

- suurpaaluperustukset, jotka tukeutuvat keskitiiviisiin tai sitä löyhempiin kitkamaihin
- maapohjan, perustusten ja sillan (tai taitorakenteen) päällysrakenteen yhteistoiminta on tarkasteltava johtuen perustusten siirtymistä tai painumista, jotka ovat > 20 mm tai vierekäisten tukien painumaero > 10 mm
- perustukset tukeutuvat hienorakeisiin maakerroksiin
- perustaminen tehdään yli 1 m paksun täytön varaan
- kyseessä on olemassa olevan sillan leventäminen tai jatkaminen, mikä vaatii muutoksia perustuksiin
- toiminta edellyttää teräsbetonisten lyöntipaalujen sivuvastuksen huomioimista
- rakennustyö edellyttää RIL263-2014 Kaivanto-ohjeen mukaista erittäin vaativaa kaivantoa
- rakennustyö edellyttää kaivantoa, joka on tehtävä tuettuna yleisellä liikenteellä olevan väylän tai radan vieressä
- rakenne, jonka perustamistaso on viereisten rakenteiden perustamistason alapuolella

Pohjasuhteet:

- epätavallisen vaativat
- rakennuspaikan maaperän tai kallion alueellinen vakavuus ei ole riittävä
- rakennuspaikalla on painuvia täyttöjä
- rakennuspaikan maaperä liikkuu
- pohjavesi on paineellista
- paalut tukeutuvat vinoon kalliopintaan ja paalujen sivutuki ei ole riittävä
- kalliossa on tuen läheisyydessä ruhjeita tai kallion raot ovat avoimia tai täytteisiä
- kallio on runsaasti tai täysin rapautunutta
- vaikutus ympäristöön ja ympäröiviin rakenteisiin
 - riski ympäröivien rakenteiden siirtymille (esim. painumat tai heikko stabiliteetti)
 - riski ympäröivien rakenteiden haitalliselle tärinälle
 - eroosioriski
 - alueellinen vakavuus vaarantuu rakennustoimenpiteiden johdosta
 - pohjavedenpintaa alennetaan joko työnaikaisesti tai pysyvästi ja aleneman vaikutusalueella on painumille alttiita rakennuksia tai rakenteita
 - kohteessa on muita ympäristöriskejä (esimerkiksi pilaantuneet maat, paineellisen pohjaveden purkautuminen)

2.2 Seuraamusluokat

Luotettavuuden tasoluokitusta varten voidaan määritellä seuraamusluokat (CC) tarkastelemalla rakenteen vaurion tai vian seuraamuksia. Standardissa SFS-EN 1990 esitetään seuraamusluokat Taulukon 1 mukaisesti.

Taulukko 1. Eurokoodin seuraamusluokat.

Seuraamusluokka	Kuvaus
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia
CC2	Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia
CC1	Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten tai pienten tai merkityksettömien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia

Seuraamusluokassa CC2 kuormakerroin K_{FI} on 1,0. Mikäli seuraamusluokka on muu kuin CC2, määritetään kuormakerroin hankekohtaisesti.

3 Mitoitusmenettely

3.1 Ohjeellisiin sääntöihin perustuva mitoitus

Mitoitustilanteissa, joissa laskentamallia on tarpeeton, voidaan mitoitus tehdä vertailukelpoisen kokemuksen perusteella. Tällöin mitoitus tehdään käyttäen ohjeiden mukaisia konservatiivisia ratkaisuja. Menettelyn käyttö edellyttää tilaajan ennakkohyväksyntää. Sitä käytetään yleensä vain geoteknisessä luokassa 1 ja seuraamusluokassa CC1.

3.2 Koekuormituksiin perustuva mitoitus

Tyypillisiä rakenteita, joissa mitoitus perustuu koekuormituksiin, ovat paalut ja ankkurit. Mikäli koekuormitusta käytetään muiden kuin paalujen tai ankkureiden mitoittamiseen, tarvitaan siihen tilaajan suostumus.

Mitoituksessa tulee huomioida:

- pohjaolosuhteiden ja mittakaavan aiheuttamat erot kokeen ja todellisen rakenteen välillä
- kokeen suoritusajan ja -nopeuden sekä jännitystason vaikutukset.

3.3 Seurantamenetelmät

Mikäli geoteknisen käyttäytymisen ennustaminen laskennallisesti on vaikeaa tai epävarmaa, voidaan laskennallista mitoitusta täydentää työnaikaisilla ja mahdollisesti käyttötilan aikaisilla seurantamittauksilla. Suunnitelmassa pitää määrittää mittaukset, niiden suoritus sekä tulosten toimitus ja käsittely. Suunnitelmassa tulee esittää myös hälytysrajat sekä toimenpiteet rajojen ylittyessä. Seurantamenetelmän soveltamisen periaatteet on määritelty SFS EN EN1997-1.

Menetelmän käyttö edellyttää tilaajan ennakkohyväksyntää.

3.4 Laskelmiin perustuva mitoitus

Tässä kappaleessa käsitellään Eurokoodi 7 mukaisen laskelmiin perustuvan mitoituksen perusteita yleisesti.

3.4.1 Kuormat

Kuormat (F) ovat tarkasteltavaan kohteeseen vaikuttavia ulkoisia tai sisäisiä voimia tai ulkoisia paineita (jännityksiä). Kuormat jaetaan pysyviin (G) ja muuttuviin kuormiin (Q). Lisäksi kuorma on joko kaatava (epäedullinen) tai vakauttava (edullinen).

Kuorman ominaisarvosta saadaan sen edustava arvo kertomalla se yhdistelykerrotoimella ψ .

Pysyvien kuormien yhdistelykerroin osalta ψ on aina 1,0. Muuttuvien kuormien osalta ψ on yhtä suuri tai pienempi kuin 1,0. Kuormien yhdistelyssä ei oteta huomioon vakauttavia muuttuvia kuormia. Kuormien yhdistely on esitetty soveltamisohjeessa NCCI1.

Murtorajatilan yhdistelyissä ja käyttörajatilan ominaisyhdistelmässä KRT 1a-11a kuorman edustava arvo on aina määräävälle muuttuvalle kuormalle ominaisarvo ja muille muuttuville kuormille yhdistelyarvo, jolloin yhdistelykerroin $\psi = \psi_0$.

Käyttörajatilan tavallisessa yhdistelmässä KRT 1b-11b määräävän muuttuvan kuorman edustava arvo on kuorman tavallinen arvo, jolloin yhdistelykerroin $\psi = \psi_1$ ja muiden muuttuvien kuormien edustava arvo on pitkäaikainen arvo, jolloin yhdistelykerroin $\psi = \psi_2$.

Käyttörajatilan pitkäaikaisyhdistelmässä KRT1c kaikkien muuttuvien kuormien edustava arvo on pitkäaikaisarvo, jolloin mukana ovat vain ne muuttuvat kuormat, joille yhdistelykerroin $\psi = \psi_2 \neq 0$.

Tässä ohjeessa otetaan käyttöön uusi neljäs käyttörajatilan yhdistelmä. Yhdistelmä sisältää ainoastaan kaikki pysyvät kuormat ja on nimeltään "Käyttörajatilan pysyvä yhdistelmä (KRT (pysyvä))". Yhdistelykerroin ψ on aina 1,0.

Kuorman edustavasta arvosta saadaan mitoitusarvo kertomalla se kuorman osavarmuusluvulla γ_F .

3.4.2 Kuormien vaikutukset

Kuormien vaikutuksilla (E) tarkoitetaan kuormista seuraavia laskennallisia voimia, momentteja, jännityksiä ja muodonmuutoksia. Näitä ovat esim. pohjapaineet, tukiseinän ankkurivoimat ja tukiseinän taivutusmomentti.

Kuormien aiheuttama vaikutus rakenneosiin (esim. kunkin poikkileikkauksen voimasuureet eli voima ja momentti, edelleen jännitys ja muodonmuutos) tai vaikutus koko rakenteeseen (esim. taipuma ja kiertymä). (SFS-SFS-EN 1990, 1.5.3.2)

Rakenteiden suunnittelussa kuormien vaikutukset voidaan laskea pelkästään kuormien ja rakenteen mittojen perusteella. Geoteknisessä mitoituksessa kuormien vaikutukset ovat kuitenkin yleensä kuormien ja rakenteen mittojen lisäksi materiaalin lujuusominaisuuksien funktioita. Esimerkiksi ulkoisesta kuormasta (F) aiheutuva maanpaine (E) riippuu maan lujuusominaisuuksista ja siirtymästä. Tämä kuormien vaikutusten ja materiaalin lujuuden riippuvuus monimutkaistaa osavarmuusmenettelyn soveltamista geotekniikassa suhteessa muuhun rakennesuunnitteluun.

Kuorman osavarmuusluvut kohdistetaan rajatilasta ja mitoitustavasta riippuen joko suoraan kuormiin tai kuormista laskettuihin vaikutuksiin. Kappaleessa 3.4.6 käsitellään mitoitusprosessia eri murtorajatilissa ja mitoitustavoissa. Siinä on havainnollistettu Eurokoodi 7:n tapaa käsitellä kuormia ja kuormien vaikutuksia.

Geotekniikassa laskentamalli on usein epälineaarinen. Tästä seuraa, että Kuvassa 1 esitetyt mitoitustavat DA2 ja DA2* johtavat eri tulokseen. Mikäli laskentamalli on kauttaaltaan lineaarinen, antavat kummatkin mitoitustavat saman tuloksen.

3.4.3 Maan ominaisuudet

Maan ominaisuuksilla (X) tarkoitetaan yleisesti kaikkia maan mekaanisia ominaisuuksia, kuten lujuus, tilavuuspaino ja muodonmuutosominaisuudet. Murtorajatilatarkasteluissa pääpaino on maan ja rakenteen kestävyydellä, jolloin varmuus kohdistetaan lujuusominaisuuksiin.

Ominaisarvosta saadaan mitoitusarvo jakamalla se maaparametrin osavarmuusluvulla γ_M .

3.4.4 Kestävyys

Kestävyydellä (R) tarkoitetaan lujuusominaisuuksien perusteella laskettua maan kykyä kestää sille tulevia kuormia. Näitä ovat esim. maapohjan kantokestävyys, paalun kantokestävyys ja passiivipaine.

Rakenteen minkä tahansa osan tai sen poikkileikkauksen kyky vastustaa kuormien vaikutusta vaurioitumatta mekaanisesti, esim. taivutuskestävyys, nurjahduskestävyys, vetokestävyys. (SFS-EN 1990)

Rakenteiden suunnittelussa materiaalin lujuus ja kestävyys eivät yleensä riipu kuormista. Geotekniikassa sen sijaan materiaalin lujuus riippuu usein kuormasta ja sen vuoksi esimerkiksi kitkamaassa maan kestävyys liukupinnalla (R) riippuu liukupintaa rasittavista kuormista (F). Tämä maan kestävyden ja kuormien välinen riippuvuus monimutkaistaa osavarmuuslukumenetelmän soveltamista geotekniikkaan verrattuna muuhun rakennesuunnitteluun.

Osavarmuusluvut kohdistetaan mitoitusarvosta riippuen joko suoraan lujuusparametreihin tai niistä laskettuihin kestävyysiin. Kappaleessa 3.4.6 käsitellään mitoitusprosessia eri murtorajatilajoissa ja mitoitusarvoissa.

Geotekniikassa laskentamalli on usein epälineaarinen. Esimerkiksi anturan (maan) kantokestävyys saadaan eri arvot, jos osavarmuusluku kohdistetaan arvoon φ tai suoraan kantokestävyden ominaisarvoon. Jos laskentamalli on kauttaaltaan lineaarinen, antavat kummatkin tavat saman tuloksen.

3.4.5 Geometria

Pääsääntöisesti geoteknisessä suunnittelussa käytetään mittatietojen mitoitusarvoina niiden nimellisarvoja. Olemassa olevien rakenteiden osalta ne perustuvat yleensä mittauksiin (esim. maanpinta) ja uudisrakentamisen osalta suunnitelmiin. Poikkeuksena edelliseen on esim. maanpinnan taso tukiseinän edessä.

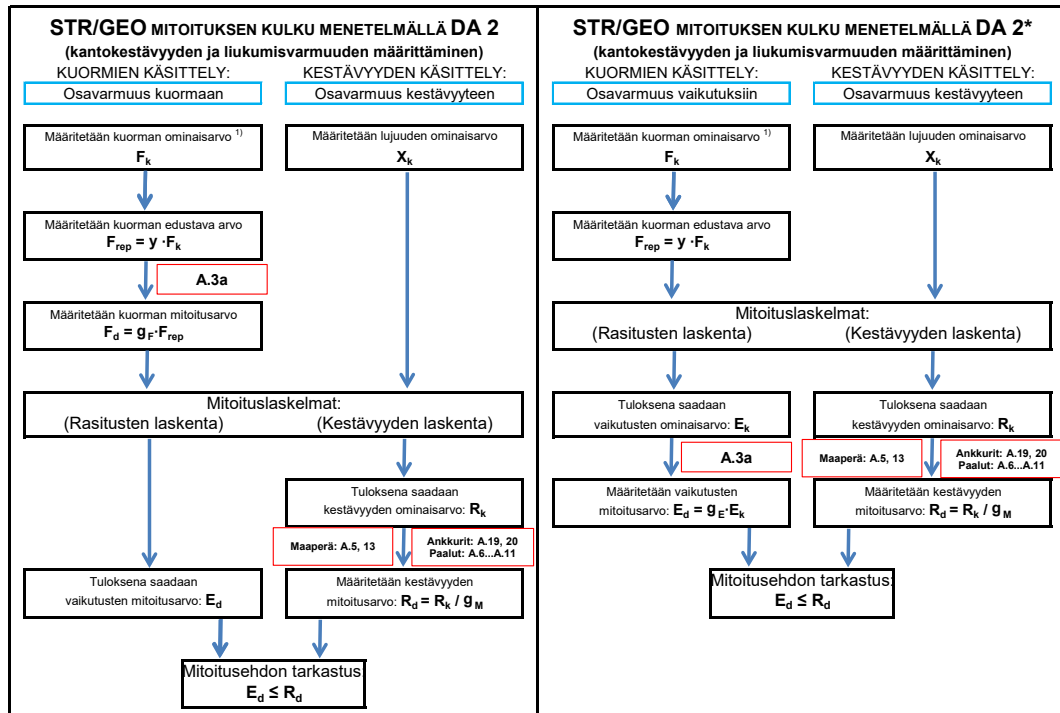
3.4.6 Rajatilat, mitoitusarvot ja varmuuksien kohdentaminen

3.4.6.1 Kestävyyden tarkistus, murtorajatila STR/GEO

Rajatilassa STR/GEO tarkastetaan rakenteen ja maapohjan kestävyys murren ja liiallisen muodonmuutoksen suhteen. Murtorajatilassa tulee osoittaa, että kuormien vaikutusten mitoitusarvo on pienempi tai yhtä suuri kuin kestävyden mitoitusarvo.

$$E_d \leq R_d \quad (3.1)$$

Rajatilien STR/GEO prosessit mitoitustapojen DA2, DA2* osalta on esitetty Kuvassa 1 ja mitoitustavan DA3 osalta Kuvassa 2. Mitoitustapaa DA1 ei käytetä Suomessa.

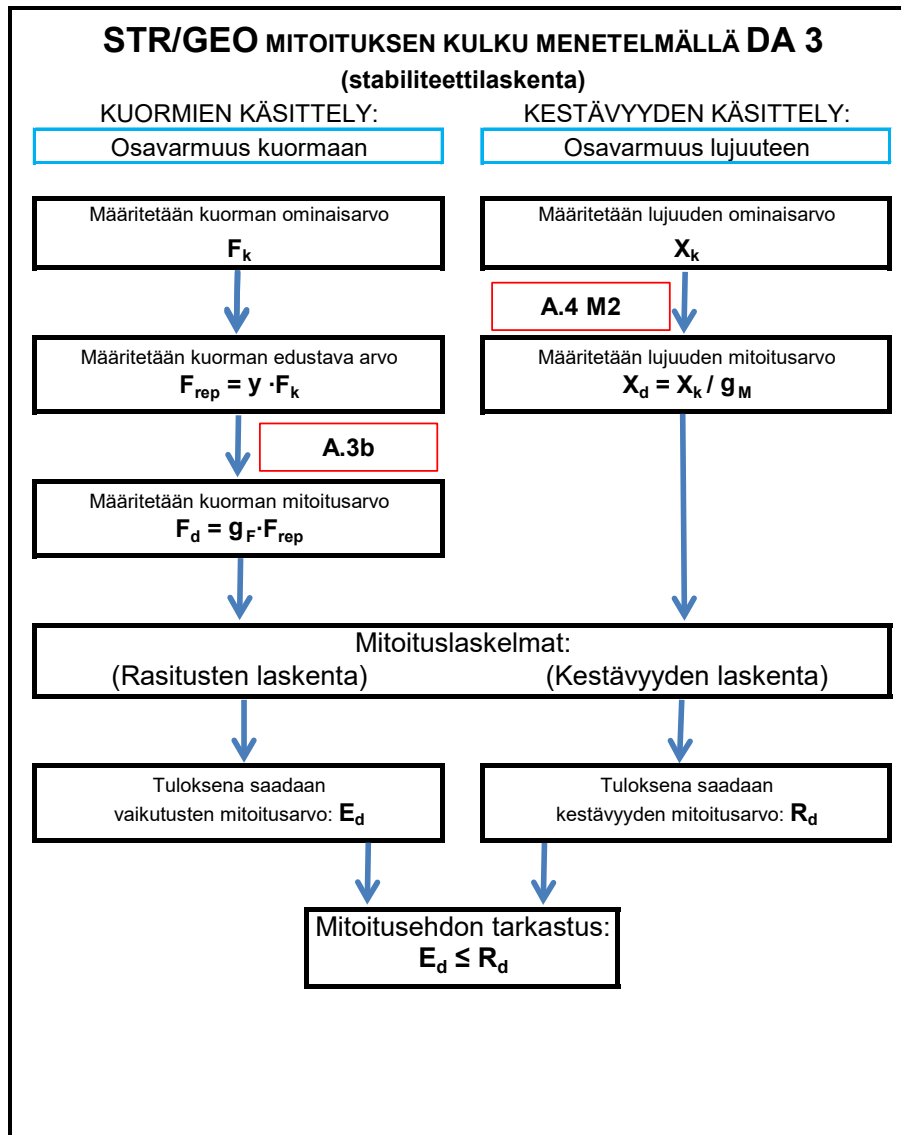


Kuormien edustavat arvot saadaan yhdistelykertoimien γ avulla (ks. NCCI 1)

Punaisissa laatikoissa on esitetty missä vaiheessa tämän ohjeen liitteen 1 mukainen osavarmuusluku otetaan laskentaan mukaan

¹⁾ Eräissä tapauksissa kuorman ominaisarvoa korotetaan mallikertoimella (ks. Kohta 5.5.1.5)

Kuva 1. STR/GEO –mitoitusprosessin kulku menetelmillä DA2 ja DA2*. Kuvassa punaisella kehyksellä varustetut laatikot viittaavat EN1997-1 kansallisessa liitteessä esitettyihin osavarmuuslukujen taulukoihin (liite 1).



Punaisissa laatikoissa on esitetty missä vaiheessa tämän ohjeen liitteen 1 mukainen osavarmuusluku otetaan laskentaan mukaan

Kuva 2. STR/GEO-mitoitusprosessi kulku menetelmällä DA3. Kuvassa punaisella kehyksellä varustetut laatikot viittaavat EN1997-1 kansallisessa liitteessä esitettyihin osavarmuuslukujen taulukoihin (liite 1).

Kuormapuolella varmuus voidaan sijoittaa joko suoraan kuorman edustavaan arvoon tai kuormien vaikutuksiin (esim. pintakuorma tai siitä aiheutuva ankkuri-voima). Kestävyyden puolella voidaan varmuus sijoittaa joko suoraan maaparametrien ominaisarvoon tai laskettuun kestävyysarvoon (esim. $\tan \varphi$ tai kantokestävyys). Se mihin varmuus sijoitetaan, riippuu käytettävästä mitoitusmenetelmästä (DA2, DA2* ja DA3). Näitä asioita selvitetään tarkemmin jäljempänä.

Kuormien ja maaparametrien perusteella lasketaan kuormien vaikutus ja rakenteen/maan kestävyys. Tämä laskentamalli voi koostua kahdesta erillisestä laskennasta. Esimerkiksi maanvaraisen anturan kantokestävyys riittävyys määritetään laskemalla erikseen kuormista aiheutuva jännitys anturan alapinnassa (pohjapaine) ja maan lujudesta aiheutuva kestävyys, joita sitten verrataan keskenään. Geotekniikassa lujuus riippuu usein jännityksistä. Tällöin laskentamalli on sellainen,

että sekä kuormat (jännitys) että kestävyys lasketaan samanaikaisesti yleensä iteroiden. Tyypillinen esimerkki tästä on liukupintalaskelma.

Suomessa on valittu käytettäväksi kahta mitoitustapaa. Penkereen, leikkausten ja alueen vakavuuden laskennassa käytetään mitoitustapaa DA3. Antura- ja laatta-perustusten, paaluperustusten, ankkurien ja tukirakenteiden mitoituksessa käytetään mitoitustapaa DA2. Mitoitustapaa DA2 voidaan soveltaa kahdella eri tavalla. Nämä erotetaan toisistaan merkinnöillä DA2 ja DA2*. Pääsääntöisesti käytetään mitoitustapaa DA2*.

Kaikissa mitoitustavoissa superpositioperiaate on voimassa vain, jos laskenta on kauttaaltaan lineaarinen. Yleensä mallia ei voi kuormittaa erikseen yksittäisillä kuormilla ja summata niiden vaikutuksia.

Mitoitustavassa DA2* kuormapuolen varmuus sijoitetaan kuormien vaikutuksiin. Kestävyyspuolella varmuus sijoitetaan kestävyuteen. Eli laskelmissa käytettävä kuorman ja ominaisuuden mitoitusarvo on yhtä suuri kuin sen ominaisarvo.

Koska mitoitustavassa DA2* kuormapuolen varmuus sijoitetaan kuormien vaikutuksiin ja eri kuormilla on erilaiset osavarmuusluvut, pitää laskelma suorittaa seuraavasti

- Rakennetta kuormitetaan murtorajatilan yhdistelmällä, jossa kuormat on kerrottu yhdistelykertoimilla, mutta ei osavarmuusluvuilla. (Yhdistelmä on sama kuin käyttörajatilan ominaisyhdistelmä). Kuorman osavarmuusluvulla kerrotaan vasta laskettu kuorman vaikutus (jännitykset, voimasuureet).
- Kaikki ne kuorman vaikutukset, joilla on eri osavarmuusluku, tulee laskea erikseen, jos rakenne tai materiaali käyttäytyy epälineaarisesti tai käytetään epälineaarista laskentamallia. Geoteknisessä mitoituksessa laskenta on lähes aina joltain osin epälineaarinen. Samoin on tilanne mitoitettaessa siltaa kokonaisrakennemallilla tai joustavia tukiseiniä. Jos rakenteen voidaan olettaa käyttäytyvän koko laskennan osalta lineaarisesti, voidaan vaikutus laskea suoraan murtorajatilan yhdistelmälle tai summata yksittäisten kuormien vaikutukset ao. yhdistelykertoimia ja osavarmuuslukuja käyttäen, mitkä menettelyt johtavat täsmälleen samaan tulokseen. Taivutettujen rakenteiden osalla näin voidaan menetellä, jos pysytään sekä itse rakenteen, että maata kuvaavien jousien osalta lineaarisella alueella murtorajatilan kuormitusyhdistelmälle.
- Laskenta etenee epälineaarisesti toimivien rakenteiden suhteen siten, että ensin rakennetta kuormitetaan pysyvillä kuormilla ja lasketaan pysyvien kuormien vaikutukset. Sen jälkeen rakennetta kuormitetaan pysyvillä ja määräävällä muuttuvalla kuormalla, jolloin saadaan vaikutusten muutoksina määräävän muuttuvan kuorman vaikutukset. Sen jälkeen kuormitetaan rakennetta pysyvillä ja kaikilla muuttuvilla kuormilla, jolloin saadaan muutoksina muiden muuttuvien kuormien vaikutukset. Tämän jälkeen kaikki vaikutukset kerrotaan niiden osavarmuusluvuilla ja summataan yhteen. Näin saadaan vaikutusten mitoitusarvot.
- Laskettaessa anturan tai peruslaatan pohjapaineen mitoitusarvoa kantaavuuskaavan yhteydessä, käytetään tarkasteltavassa mitoitustapauksessa kuorman eri osatekijöille samaa tehokasta alaa, joka vastaa tilannetta, missä kaikki kuorman osatekijät vaikuttavat yhtä aikaa.

Mitoitustavassa DA2 kuormapuolen varmuus kohdistetaan kuorman edustaviin arvoihin. Kestävyysspuolella varmuus sijoitetaan kestävyteen. Mitoitustapaa DA2 voidaan käyttää DA2* sijasta, mikäli laskentamallin tai materiaalin epälineaarisuus ei aiheuta virhettä laskennan tuloksiin, eikä valinnasta aiheudu merkittävää taloudellista haittaa. Käytettäessä menetelmää DA2 tulee huomiota kiinnittää seuraaviin seikkoihin:

- Käytettäessä kuormien mitoitusarvoja materiaalin epälineaarisuus saattaa aiheuttaa rakennemalliin epärealistisen suuria siirtymiä (esim. maajouset).
- Käytettäessä kuormien mitoitusarvoja saattaa resultantin suunnan muuttumisella olla merkittävä vaikutus mitoituksen lopputulokseen (esim. anturan kantokestävyys).
- Käytettäessä kuormien mitoitusarvoja saattaa lineaarisessakin materiaalissa siirtymien kasvu aiheuttaa merkittäviä toisen kertaluvun epälineaarisia vaikutuksia.

Mitoitustavassa DA3 kuormapuolen varmuus sijoitetaan kuormien edustaviin arvoihin (esim. osavarmuusluvulla kerrotaan pintakuorman edustava arvo, jota sitten käytetään jatkolaskelmissa). Kestävyysspuolella varmuus sijoitetaan lujuusparametrien ominaisarvoihin (esim. osavarmuusluvulla jaetaan φ).

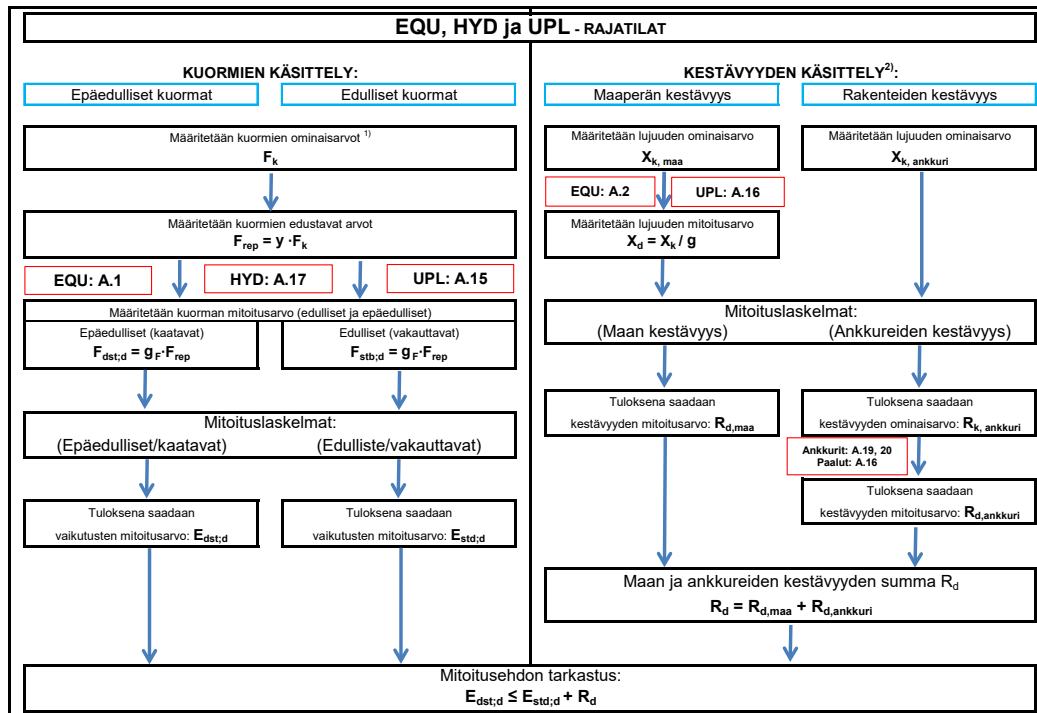
3.4.6.2 Tasapainon tarkistus, murtorajatilat EQU, UPL ja HYD

Murtorajatiloissa EQU, UPL ja HYD tarkastetaan rakenteen ja maapohjan tasapainon säilyminen. Rajatiloissa tulee osoittaa, että epäedullisten kuormien tai niiden vaikutusten mitoitusarvo on pienempi tai yhtä suuri kuin edullisten kuormien tai niiden vaikutusten mitoitusarvon ja mahdollisen tasapainoa lisäävän kestävyden mitoitusarvon summa.

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + R_d \quad (3.2)$$

Rajatilasta riippuen tarkastellaan joko voimia tai voimien vaikutuksia. Myös kestävyden huomioon ottamisessa on rajatiloittain eroja.

Kuvassa 3 on esitetty yleisesti tasapainontarkistusprosessi kokonaisuudessaan.



Kuormien edustavat arvot saadaan yhdistelykertoimien γ avulla (ks. NCCI 1)

Punaisissa laatikoissa on esitetty missä vaiheessa tämän ohjeen liitteen 1 mukainen osavarmuusluku otetaan laskentaan mukaan

¹⁾ Rajatilassa EQU kerrotaan rakennetta kaatavat pysyvät kuormat mallikertoimella

²⁾ Rajatilassa HYD ei huomioida kestävyyskysymyksiä

Kuva 3. EQU, UPL ja HYD mitoitusprosessien kulku. Kuvassa punaisella kehysellä varustetut laatikot viittaavat EN1997-1 kansallisessa liitteessä esitettyihin osavarmuuslukujen taulukoihin (liite 1).

Kuormapuolella osavarmuusluvut kohdistetaan kaikissa rajatiloissa EQU, UPL ja HYD kuormien edustaviin arvoihin. Kestävyyspuolella osavarmuusluvut kohdistetaan tapauksen mukaan maaparametrien ominaisarvoihin tai rakenteiden kestävyyspuolelle.

Rajatilassa EQU tarkastellaan rakenteen tai maapohjan staattisen tasapainon raja-tilaa. EQU tulee pääasiassa kyseeseen rakenteiden mitoituksessa. Geoteknisessä mitoituksessa EQU:n tarkastaminen rajoittuu harvoin tapauksiin, kuten kallion varaan perustetun rakenteen kaatumisen tarkastelu. Mikäli EQU:ssa huomioidaan maan leikkauskestävyyttä T_d (~R_d), pitää sen merkityksen olla vähäinen. Kaavana asia ilmaistaan seuraavasti

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad (3.3)$$

Leikkauskestävyyden osalta kohdistetaan osavarmuusluvut maaparametrien ominaisarvoihin.

Rajatilassa HYD tarkastetaan veden suotovirtauksen aiheuttaman hydraulisen mur-
tuman vaara. Tämä tapahtuu tarkastelemalla virtauksen suuntaisen maakappaleen
tasapainotilaa. Esimerkki maakappaleesta on Kuvassa 29 esitetty varjostettu alue.

Maakappaleen tasapainotila voidaan tarkastaa joko vertaamalla maakappaleen
pohjalla vaikuttavia jännityksiä tai voimia. Eli tarkastetaan, että maakappaleen
pohjalla kokonaishuokosvedenpaineen mitoitusarvo u_{dst;d} on pienempi tai yhtä
suuri kuin pystysuoran kokonaisjännityksen mitoitusarvo σ_{dst;d}. Tai vaihtoehtoisesti

voimina tarkastetaan, että suotovoiman mitoitussarvo $S_{dst;d}$ on pienempi tai yhtä suuri kuin maakappaleen nosteellisen painon mitoitussarvo $G'_{dst;d}$. Kaavoina nämä ovat:

$$U_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d} \quad (3.4)$$

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d} \quad (3.5)$$

Edellä esitettyjä jännityksiä ja voimia tarkastellaan kuormina ja osavarmuusluvut kohdistetaan niiden edustaviin arvoihin. Rajatilassa HYD ei huomioida maan kestävyyttä. Epäyhtälöissä 3.4 ja 3.5 käytettävät osavarmuusluvut riippuvat pohjaan laadusta (Liite 1, taulukko A.17(FI)).

Rajatilassa UPL (vrt. Kuva 17) tarkastetaan nosteen vaikutus. Siinä tarkastetaan, että pystysuorien epäedullisten pysyvien ja muuttuvien kuormien mitoitussarvo on pienempi tai yhtä suuri kuin pystysuorien edullisten pysyvien kuormien mitoitussarvon ja kestävyuden mitoitussarvon summa. Kaavana tämä ilmaistaan:

$$G_{dst;d} + Q_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d \quad (3.6)$$

Kestävyyden R_d osalta osavarmuusluvut kohdistetaan maan lujuuteen (ominaisuuksiin) ja vedettyjen rakenneosien (esim. ankkuri tai paalu) kestävyysarvoihin. Kestävyyttä voidaan myös käsitellä pysyvänä kuormana. Tällöin sen edustava arvo kerrotaan edullisen pysyvän kuorman osavarmuusluvulla.

3.4.7 Käyttörajatila

Käyttörajatilassa käytetään kuormien pysyvää yhdistelmää (KRT (pysyvä)) ja ominaisuuksien ominaisarvoja, ellei jäljempänä toisin sanota. Siirtymien raja-arvoja on käsitelty Väyläviraston ohjeissa ja julkaisuissa. Siirtymien maksimiarvojen määrittämisessä pitää ottaa huomioon ympäristön ja tuettavan rakenteen sallimat siirtymät.

4 Kuormat

4.1 Mitoitustilanteet

Mitoitustilanteilla tarkoitetaan rakenteen suunnitellun käyttöiän aikana vastaantulevia tilanteita. Näitä ovat: normaalisti vallitseva mitoitusilanne, tilapäinen mitoitusilanne, onnettomuusmitoitustilanne ja maanjäristysmitoitustilanne. Suunnittelussa mitoitusilanteet liittyvät yleisesti kuormiin tai mittatietoihin. Normaalisti vallitsevalle ja tilapäiselle mitoitusilanteelle käytetään samoja osavarmuuslukuja. Onnettomuusmitoitustilanteessa käytetään yleensä osavarmuuslukua 1,0.

Taulukko 2. Mitoitusilanteiden luokittelu.

Mitoitusilanne	Ajallinen kesto	Todennäköisyys	Esim.
Normaalisti vallitseva	~Suunniteltu käyttöikä	Varma	Päivittäinen käyttö
Tilapäinen	<<Suunniteltu käyttöikä	Korkea	Korjaukset ja huollot
Onnettomuus	Poikkeuksellinen	Matala	Törmäys

4.2 Edullinen ja epäedullinen kuorma

Eurokoodeissa, kansallisissa liitteissä ja tässä ohjeessa käytetään rinnakkain kahta terminologiaa. Seuraavat termit tarkoittavat samaa:

- Edullinen = vakauttava
- Epäedullinen = kaatava

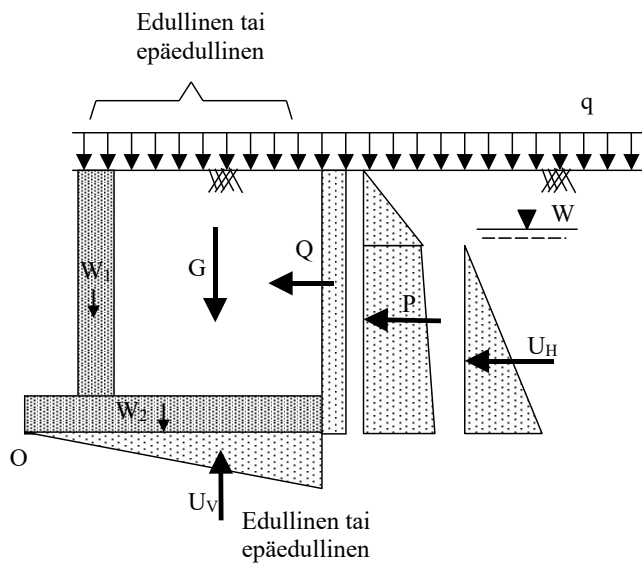
Tarkastellaan Kuvan 4 mukaista tukimuuria:

- Muurin omapaino W ja maan paino G ovat yleensä epäedullisia maapohjan kantokestävyyden suhteen, mutta liukumisen suhteen aina edullisia.
- Pintakuorma q toimii kuten maan paino G anturan päällä, mutta anturan takana se on epäedullinen.

Esimerkeistä nähdään, että fyysikaalisesti sama kuorma voi eri tarkasteluissa olla edullinen tai epäedullinen.

Vedenpaineesta voidaan edellisen lisäksi tehdä seuraavat havainnot:

- Vaakasuntainen vedenpaine U_H on epäedullinen sekä maapohjan kantokestävyyden että liukumisen suhteen.
- Pystysuntainen vedenpaine U_V on epäedullinen liukumisen suhteen, mutta edullinen maapohjan kantokestävyyden suhteen.



Kuva 4. Esimerkki edullisista ja epäedullisista kuormista.

Eli vedenpaine saattaa suunnasta riippuen olla samassa tarkastelussa sekä edullinen että epäedullinen. Jos tästä epäloogisuudesta halutaan päästä eroon, voidaan vedenpaineita käsitellä yhdestä lähteestä tulevina ja käyttää tällöin yhtä osavarmuuslukua kuormien summalle tai niiden vaikutusten summalle. Kuvan 4 tapauksessa tämä tarkoittaa, että sekä vaaka- että pystysuuntaista vedenpainetta tarkastellaan ensin edullisena ja sitten epäedullisena. Näistä kahdesta tarkastelusta toinen antaa mitoittavan tuloksen.

Tehokas paino W' tarkoittaa rakenteen painon ja sen eri pintoihin vaikuttavien vedenpaineiden pystykomponenttien vektorisummaa. Eli vedenpaineen pystykomponentti sisältyy tehokkaaseen painoon $W' = W - U_V$. Tällöin rakenteen painoa ja vedenpaineen pystykomponenttia käsitellään yhdessä joko edullisena tai epäedullisena, eikä yhdenlähteen periaatetta voida enää soveltaa.

4.3 Kuormien yhdistely

Väyläviraston soveltamisohjeessa NCCI 1 on esitetty tie- ja rautatiesiltojen sekä kevyen liikenteen siltojen kuormien yhdistely. Ohjeessa RIL 201-3-2013 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat osa 3 Vesirakenteet on esitetty vesi- ja satamarakenteissa käytettävät kuormien yhdistelyt. Kummassakin ohjeessa on esitetty seuraavat yhdistelyt:

- Murtorajatila
- Käyttörajatila
 - Ominaisyhdistelmä
 - Tavallinen yhdistelmä
 - Pitkäaikaisyhdistelmä
- Onnettomuusyhdistelmä

Tässä ohjeessa otetaan käyttöön neljäs käyttörajatilan yhdistelmä. Yhdistelmä sisältää kaikki pysyvät kuormat ja on nimeltään ”Käyttörajatilan pysyvä yhdistelmä”. Pysyviä kuormia ovat mm:

- Omat painot
- Maanpaineen pysyvä osa
- Pysyvistä muodonmuutoksista aiheutuvat kuormat kuten tukipainuma
- Ankkurivoiman pysyvä osa

Käyttörajatilan pysyvässä (KRT(pysyvä)) yhdistelmässä yhdistelykerroin ψ on aina 1,0.

4.4 Vedenpaine

Vedenpaineen mitoitusarvo kaikissa murtorajatiloina lasketaan kaavasta 4.1.

$$U_d = g_F U_k \quad (4.1)$$

Osavarmuuslukuna käytetään pysyvän kuorman osavarmuuslukua. Murtorajatiloinen osavarmuusluvut on esitetty taulukoissa:

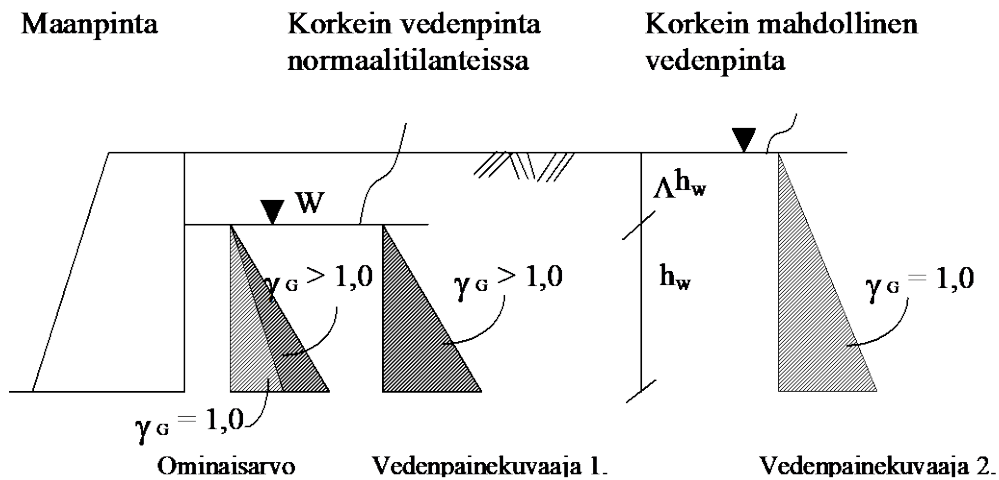
- | | |
|-----------|--|
| • STR/GEO | Liite 1, taulukko A.3a(FI) ja A.3b(FI) |
| • EQU | Liite 1, taulukko A.1(FI) |
| • UPL | Liite 1, taulukko A.15(FI) |
| • HYD | Liite 1, taulukko A.17(FI) |

Mikäli vedenpinna kohoaminen määrätyn tason yläpuolelle on luotettavasti estetty, käytetään tätä tasoa vastaavaa vedenpainetta suoraan vedenpaineen mitoitusarvona. Mahdollinen vedenpinnan nousun estävän rakenteen rikkoutuminen tutkitaan onnettomuustilanteena.

Onnettomuustilanteessa käytetään osavarmuusluville arvoa 1,0.

Vedenpaine otetaan huomioon pysyvänä kuormana.

Kuvassa 5 on esitetty laskelmissa käytettävä vedenpaine.



Kuva 5. Suositus vedenpaineen huomioimiseksi laskelmissa.

Vedenpainekuvaajan 1 mukaista vedenpainetta kerrottuna osavarmuusluvulla käytetään kaikissa murtorajatiloina normaaleissa ja tilapäisissä mitoitustilanteissa. Vedenpinnan valinnassa pitää huomioida koko käyttöikä. Vedenpainekuvaajan 2 mukaista vedenpainetta käytetään, mikäli vedenpinna kohoaminen määrätyn tason yläpuolelle on luotettavasti estetty, onnettomuusmitoitustilanteissa sekä poikkeustapauksissa hienorakeisissa maaperissä (ks. 5.5.1).

Käyttörajatiloina käytetään epäedullisimpia normaaleissa oloissa esiintyviä arvoja.

Stabiiliteettitarkasteluissa laskettaessa maan lujuutta tehokkaiden jännitysten perusteella ei huokosvedenpaineeseen kohdisteta osavarmuuslukuja.

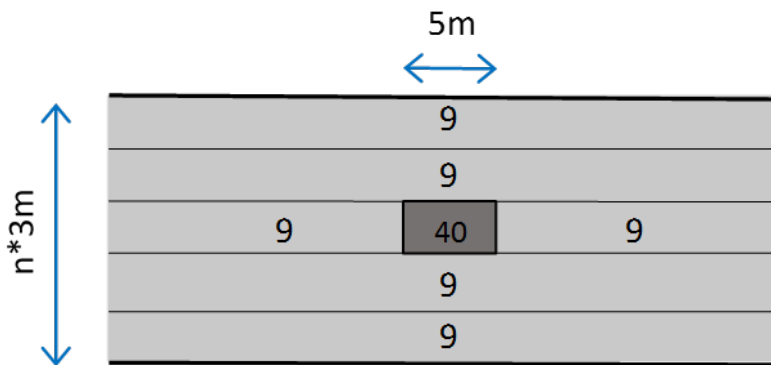
4.5 Liikennekuormat

4.5.1 Maantieliikenne

Siltojen osalta maantieliikenteen kuormat on esitetty Väyläviraston soveltamisohjeessa *Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI 1*.

Liikennekuorman aiheuttaman jännityksen osavarmuuslukuna käytetään liikennekuorman (LM1) osavarmuuslukua.

Kuvassa 6 on esitetty maantieliikenteestä aiheutuva kuorma tien pinnassa.



Kuva 6. Tien liikennekuormat [kPa].

Kuvan 6 kuorma kattaa yleisimmät erikoiskuljetukset ja sisältää dynaamisen lisän.

Kuvaa sovelletaan seuraavien periaatteiden mukaan:

- 40 kPa kuormitusalue ($5 \times 3\text{m}^2$) voi sijaita millä kaistalla tahansa
- 40 kPa kuormitusalue sijoitetaan mitoitettavan rakenteen kannalta epäedullisimpaan kohtaan
- Saman aikaisesti mitoituksessa tarkasteltavalla alueella on vain yksi 40 kPa kuormitusalue
- Kuormitusalueet 40 kPa ja 9 kPa voivat esiintyä yhtä aikaa tai erikseen

Kevyenliikenteenväylillä, joilla ei ole muuta kuin hoitoon liittyvää ajoneuvoliikennettä, kuormana käytetään 40 % Kuvan 6 kuormat mukaisesta kuormasta.

Laskettaessa pintakuorman aiheuttamaa jännitystä maan sisällä olevan rakenteen pinnassa, pitää seuraavat seikat huomioida:

- Kimmoteoriaan perustuvat jännitys jakaumat esim. Boussinesq, aliarvioivat jännitystä siirtymättömän rakenteen, kuten paalulaatan ja tukimuurin, pinnassa. Sama koskee 2:1 ja vastaavia yksinkertaisia pystysuoran jännityksen laskentamenetelmiä.
- Mikäli paalulaatan paalukuormien mitoituksessa käytetään laatan pinnalla vaikuttavaa laaja-alaista tasaista kuormaa kuvaamaan liikennekuorman vaikutusta, riippuu tämän kuorman suuruus paalujaosta ja on määritettävä rakenteittain tai paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnittelu ohjeen mukaisesti.

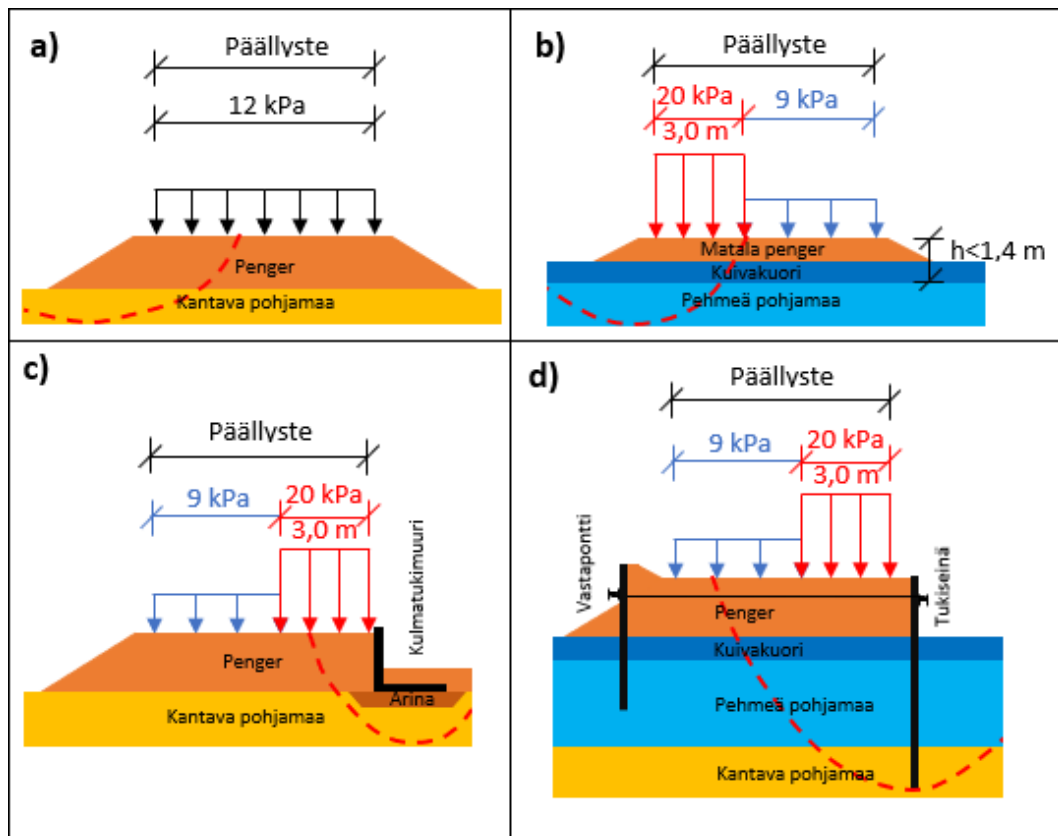
3D laskelmissa laskettaessa laaja-alaista vaikutusta, kuten penkereen stabiiliteettia tai tukiseinän alapään varmuutta, 3D liikennekuorma voidaan yksinkertaistaa Kuvan 7 b...d mukaiseksi 20 kPa/9 kPa kuormaksi, jossa suurempi 20 kPa kuormituskaista on pituudeltaan jatkuva ja sijoitetaan mitoituksen kannalta määrävällä tavalla. Laskettaessa paikallisia vaikutuksia, kuten liikennekuorman vieressä sijaitsevan tukiseinän rakenteisiin kohdistuvia rasituksia, käytetään laskelmissa Kuvan 6 mukaista 40 kPa / 9 kPa kuormaa.

2D stabiiliteetilaskenta: Laskentatapauksen ollessa yksinkertaistettavissa 2D-laskelmaksi, noudatetaan liikennekuormien suhteen seuraavia periaatteita:

Liikennekuorma kohdistetaan tien kulutuskerroksen leveydelle tien poikkileikkauksessa.

- Tiepenkereillä liikennekuorman ominaisarvo on vähintään 12 kPa tasaisesti jakaantuneena nauhakuormana.
- Matalien penkereiden mitoituksessa liikennekuorma (jatkuva nauhakuorma) on 3 m leveällä alueella aina vähintään 20 kPa ja muualla vähintään 9 kPa. Suurin jatkuva nauhakuorma (20 kPa/3,0 m) asetetaan siten, että saavutetaan mitoittava tilanne. Matalilla penkereillä tarkoitetaan penkereitä, joissa tien pinnan pystysuuntainen etäisyys on alle 1,4 m penkereen alapuolella olevasta leikkauslujuudeltaan heikosta pohjamaasta ($S_u < 20$ kPa).
- Taipuisien tukiseinien sekä kulmatukimuurien mitoituksessa liikennekuorma (jatkuva nauhakuorma) on 3 m leveällä alueella aina vähintään 20 kPa ja muualla vähintään 9 kPa. Suurin jatkuva nauhakuorma (20 kPa/3,0 m) asetetaan siten, että saavutetaan mitoittava tilanne.

Stabiilettilaskentojen mitoitukskuormia on havainnollistettu Kuvassa 7.



Kuva 7. Esimerkkejä stabiilettimitoituksen liikennekuormista päällystetyllä tiellä. Kohdassa a) on esitetty tavanomaisen stabiilettimitoitustilanteen maantieliikenteen mitoitukskuormat (päällysteen alueella 12 kPa). Kohdassa b) on esitetty matalan penkereen ja pehmeän pohjamaan stabiilettimitoitustilanteen maantieliikenteen mitoitukskuormat (mitoitavalla kaistalla 20 kPa:n suuruisen jatkuva 3,0 m leveä kuorma ja muualla 9 kPa jatkuva kuorma). Kohdassa c) on esitetty kulmatukimuurin stabiilettimitoitustilanteen maantieliikenteen mitoitukskuormat (mitoitavalla kaistalla 20 kPa:n suuruisen 3,0 m leveä kuorma ja muualla 9 kPa jatkuva kuorma). Kohdassa d) on esitetty tukiseinän

stabiilitimitoitustilanteen maantieliikenteen mitoituskuormat (mitoitavalla kaistalla 20 kPa:n suuruisen 3,0 m leveä kuorma ja muualla 9 kPa jatkuva kuorma).

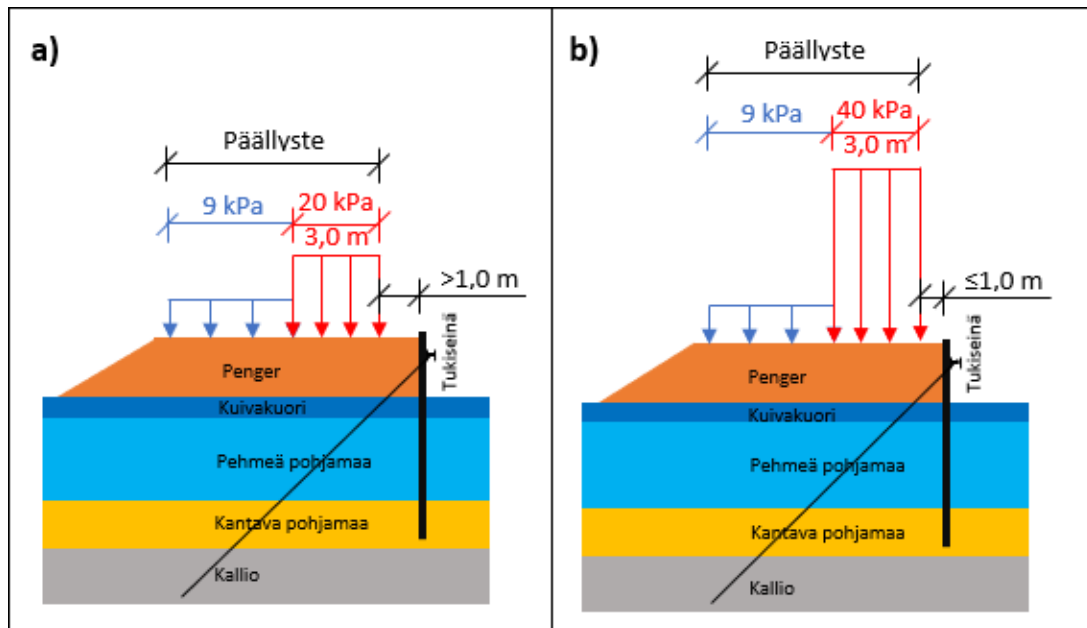
Kevyenliikenteenväylillä, joilla ei ole muuta kuin hoitoon liittyvää ajoneuvoliikennettä, kuormana käytetään 40 % tien kuormituksesta.

2D maanpainemitoituksissa taipuisiin tukiseiniin ja lujitemaatukimuureihin kohdistuvien liikennekuormien suhteen noudatetaan seuraavia periaatteita:

Liikennekuorma kohdistetaan tien kulutuskerroksen leveydelle.

- Tukiseinän takana vaikuttava laaja-alainen tasainen tieliikennekuorma on 3 m leveällä alueella aina vähintään 20 kPa ja muualla vähintään 9 kPa kun liikennekuorman vaakaetäisyys tukiseinästä on vähintään 1 m.
- Mikäli tieliikennekuorman vaakaetäisyys tukiseinästä on alle 1 m, tukiseinän takana vaikuttava laaja-alainen tasainen tieliikennekuorma on 3 m leveällä alueella aina vähintään 40 kPa ja muualla vähintään 9 kPa.
- Paikalliset vaikutukset, kuten lähellä tien pintaa sijaitsevat tuet, on tarkasteltava myös Kuvan 6 mukaisille kuormille.

Tukiseinän maanpainemitoituksen mitoituskuormia on havainnollistettu Kuvassa 8.



Kuva 8. Esimerkkejä tukiseinän maanpainemitoituksen liikennekuormista päällystetyllä tiellä. Kohdassa a) on esitetty tukiseinän maanpainemitoituksen maantieliikenteen mitoituskuormat liikennekuorman ollessa yli 1 m päässä tukiseinästä (Tukiseinän takana 20 kPa:n suuruisen jatkuva 3,0 m leveä kuorma ja muualla 9 kPa jatkuva kuorma). Kohdassa b) on esitetty tukiseinän maanpainemitoituksen maantieliikenteen mitoituskuormat liikennekuorman ollessa alle 1 m päässä tukiseinästä (Tukiseinän takana 40 kPa:n suuruisen jatkuva 3,0 m leveä kuorma ja muualla 9 kPa jatkuva kuorma)

Kevyenliikenteenväylillä, joilla ei ole muuta kuin hoitoon liittyvää ajoneuvoliikennettä, kuormana käytetään 40 % tien kuormituksesta.

Siirtymättömiin seiniin kohdistuvien liikennekuormien suhteen noudatetaan liitteessä 8 esitettyä approksimaatiota pintakuorman aiheuttamasta jännityksestä siirtymättömän seinän pinnalla.

Paalulaattoihin ja muihin maanalaisiin rakenteisiin kohdistuvien maantieliikennekuormien approksimaatio pintakuorman aiheuttamasta pystyjännityksestä on esitetty liitteessä 8. "Paalulaattojen suunnitteluohjeessa" on esitetty Kuvan 6 mukaiseen kuormaan perustuvat laatan pinnassa vaikuttavat paalun vaikutusalueen keskimääräiset kuormat.

Rakenneteknisessä mitoituksessa kuormien yhdistely määritetään NCCI1 mukaisesti.

4.5.2 Rautatieliikenne

Siltojen osalta raideliikenteen junakuormat on esitetty Väyläviraston soveltamisohjeessa *Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI 1*.

Muiden geoteknisten rakenteiden kuin siltojen osalta kuormat on esitetty Väyläviraston ohjeessa *RATO 3*. Geoteknisessä mitoituksessa kuormat yhdistellään seuraavasti:

Ratalinjat

- Raide 1 100%
- Raide 2 75%
- Muut raiteet 0%

Ratapihat, kohtaupaikat ja vastaavat

- Raide 1 100%
- Muut raiteet 75%

Kuormitetut raiteet valitaan siten, että saavutetaan mitoittava tilanne.

Tukimuurit ja tukiseinät:

Rautateihin liittyvien tukirakenteiden liikennekuormien suhteen noudatetaan seuraavia periaatteita:

- Pysyville tukiseinille käytetään junakuormana LM71-30, ellei hankkeen suunnitteluperusteissa muuta esitetä. Mikäli pysyvä tukiseinä on osa silta-rakennetta, mitoitetaan seinä samalle junakuomalle kuin silta.
- Työnaikaisille tukiseinille junakuormana käytetään rataosan mitoitusakselipainon mukaista EN-rataluokituksen junakuormaa (EN15528:2021).

4.6 Satamarakenteiden kuormat

Satamarakenteiden kuormat on esitetty ohjeessa RIL 201-3-2013 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat, Vesirakenteet.

4.7 Työkonekuormat

Tavanomaisille kaivinkoneille (paino alle 250 kN) ja kuorma-autoille käytetään 20 kPa tasaista kuormaa. Raskaampien työkoneiden kuten paalutuskoneiden ja nosturien painot ja kuormitusalat selvitetään tapauskohtaisesti. Kuormien valinnassa pyritään mahdollisimman todellisiin kuorman arvoihin. Suunnittelussa käytetyt kuormat esitetään piirustuksissa.

4.8 Maanpaino

Penkereen, leikkausten ja alueellisen stabiliteetin laskennassa maanpainon osavarmuusluku on 1,0 (DA3, liitteen 1 taulukko A.3b(FI)). Pohjarakenteiden, tukirakenteiden ja maanvaraisten anturaperustusten laskennassa maanpainon toimiessa kuormana kohdistetaan siihen asianmukaiset pysyvän kuorman osavarmuusluvut (liitteen 1 taulukko A.3a(FI)).

4.9 Maanpaine

4.9.1 Yleistä

Pääsääntöisesti rakenteet mitoitetaan niiden suunnitellun käyttöiän aikana mobilisoituvan mitoittavan maanpaineen mukaan. Maanpaineen mobilisoituminen riippuu siirtymistä ja ajasta.

Maanpaineen yhdistelykertoimena (γ_i) ja osavarmuuslukuna käytetään aiheuttavan kuorman yhdistelykerrointa ja osavarmuuslukua.

4.9.2 Aktiivipaine

Aktiivipaine lasketaan kohdan 5.5.1.3 mukaan.

4.9.3 Lepopaine

Lepopaine lasketaan kohdan 5.5.1.2 mukaan.

4.9.4 Passiivipaine

Passiivipaine lasketaan kohdan 5.5.1.3 mukaan.

Passiivipainetta käsitellään joko kuormana tai kestävyysnä.

4.9.5 Tukimuurien ja pysyvien tukiseinien maanpainemitoitus

Sillan rakenteisiin liittyvät tukimuurit mitoitetaan käyttäen lepopainetta.

Siirtymättömät rakenteet, kuten kallionvaraiset tukimuurit, mitoitetaan käyttäen lepopainetta.

Siirtyvät rakenteet, kuten maanvaraiset tukimuurit ja tukiseinät, mitoitetaan kohdan 5.5. mukaisesti. Tukimuurien maanpainemitoitus on esitetty kappaleessa 5.5.1.6.

4.10 Paalujen negatiivinen vaippahankaus

Jos paalun ympärillä oleva maa painuu enemmän kuin paalu, syntyy paalun vaipan ja maan välille kitkan ja/tai adheesion vaikutuksesta hankausta, joka on suurimmillaan paalun ja maan välisen leikkauskestävyyden suuruinen. Negatiivisen vaippahankauksen ominaisarvo määritetään Paalutusohje PO-2016 mukaisesti.

Negatiivinen vaippahankaus käsitellään paalun mitoituksessa kuormana. Negatiivisen vaippahankauksen osavarmuuslukuna käytetään pysyvän kuorman osavarmuuslukua.

Negatiivista vaippahankausta ei tarvitse ottaa huomioon yhtä aikaa paaluun liikennekuormista syntyvien puristusrasitusten kanssa.

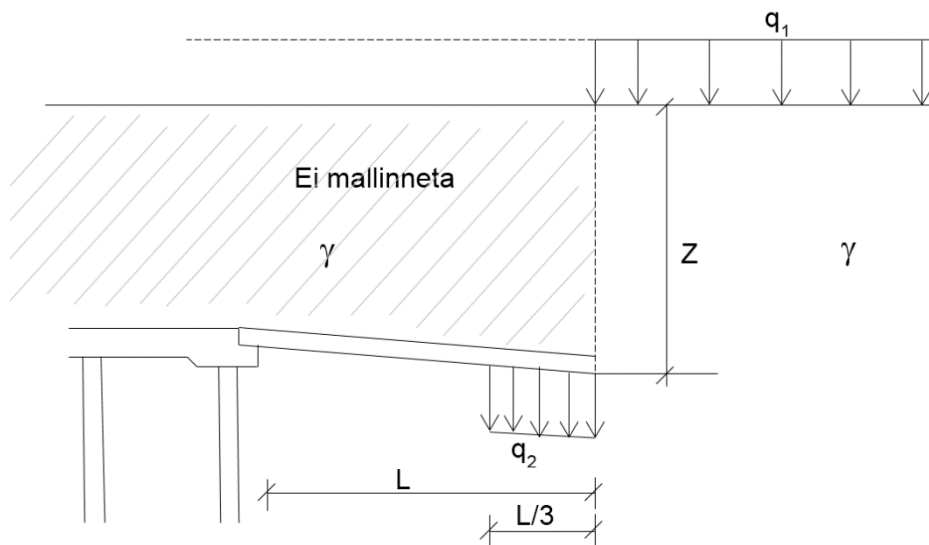
4.11 Dynaaminen lisä

Kohdassa 4.5.1 esitetyt maantieliikenteen kuormat sisältävät dynaamisen lisän. Rautatieliikenteen staattisiin kuormiin kohdistettavat dynaamiset kertoimet on esitetty julkaisussa *RATO 3*.

Siltojen osalta dynaaminen lisä on esitetty soveltamisohjeessa *NCCI 1*.

4.12 Siirtymälaatasta maapohjaan aiheutuva kuormitus

Siirtymälaatasta maapohjaan aiheutuva kuormituksen mallintaminen on esitetty Kuvassa 9. Approksimaatiota voidaan käyttää mm. siltapäätysten stabiliteetti- ja maanpainelaskelmissa, siirtymälaatan alla olevien pohjavahvistusten mitoituksessa (esim. stabilointi) sekä siirtymälaatan painumien tarkastelussa. Kuvan oletuksena on, että 60 % siirtymälaatan päällä olevasta kuormasta tukeutuu maahan matkalla $L/3$.



$$q_2 = 1,8 \times (q_1 + \gamma z)$$

Kuva 9. Siirtymälaatan yläpuoleisesta kuormasta maapohjaan aiheutuva kuorma

Kuorma q_2 aiheutuu siirtymälaatan päällä olevasta pysyvästä- ja muuttuvasta kuormasta, eikä niitä siksi mallinneta yhtä aikaa siirtymälaatan päällä olevan q_1 kanssa (ks. Kuva 9).

5 Mitoitus

5.1 Yleiset vaatimukset

5.1.1 Suunnittelun vaatimukset

Pohjarakenteet on suunniteltava siten, että

- varmuus murtumista vastaan on riittävä
- muodonmuutokset eivät ole haitallisen suuria
- routa- ja eroosiosuojaus on riittävä
- ympäristölle ei aiheuteta kohtuutonta haittaa.

Murtorajatilassa STR/GEO käytetään kolmea mitoitustapaa DA2, DA2* ja DA3. Näiden soveltamista on käsitelty kappaleessa 3.4.6.1.

Suunnitelmassa esitetään ne työnaikaiset kuormitukset ja työvaiheet, jotka suunnitelmassa on otettu huomioon.

Pysyvien rakenteiden lisäksi rakentamissuunnitelmaan kuuluvat työaikaiset rakenteet ja työvaiheet yhden toteuttamiskelpoisen ratkaisun osalta.

Silloilla ja muilla taitorakenteilla on pohjarakenteiden suunnittelussa suunniteltu käyttöikä yleensä 100 vuotta. Väyläviraston Julkaisussa *Taitorakenteiden ylläpidon toimintalinjat* on esitetty eri rakenteiden suunnittelussa käytettäviä suunniteltuja käyttöikäjä. Teihin ja ratoihin liittyvien muiden rakenteiden suunnittelukäyttöikä on esitetty ao. rakennetta koskevassa ohjeessa.

Sillan pohjarakennussuunnittelun yhteydessä on selvitettävä siltaan välittömästi liittyvien tulopenkereiden ja muiden maarakenteiden, kuten etuluiskien ja keulojen, rakentamis- ja perustamistavat. Tulopenkereitä käsitellään siinä laajuudessa, kun ne vaikuttavat siltapaikkaan tai silta vaikuttaa tulopenkereeseen - kuitenkin vähintään 20 metrin etäisyydelle sillan päästä. Maa- ja pohjarakenteet sekä pohjavahvistukset on suunniteltava siten, että niiden aiheuttamat rasitukset siltarakenteille on otettu huomioon. Tulopenkereiden ja sillan muodostaman kokonaisuuden tulee täyttää väylän tasaisuudelle asetetut vaatimukset.

Tulopenkereiden suunnittelussa noudatetaan ohjeita *Tien geotekninen suunnittelu* ja *RATO 3*.

Maa- ja kallioinjektioinnin käyttö edellyttää kohdekohtaisten teknisten suunnittelu- perusteiden laadintaa, joka hyväksytetään tilaajalla.

Sillan ja sen rakentamisen vaikutus ympäristöön, erityisesti pinta- ja pohjaveteen, tulee olla viranomaisten määräysten ja lupaehtojen mukainen.

Pohjatutkimusten osalta noudatetaan Väyläviraston ohjetta *Geotekniset tutkimukset ja mittaukset*.

Sillan jokainen yksittäinen tuki pyritään perustamaan joko kokonaan maanvaraisesti tai kokonaan kalliolle tai paaluille.

Tietyissä, erikseen määritellyissä tapauksissa suunnittelu edellyttää kallioteknisen asiantuntijan käyttöä. Toimiakseen kallioteknisenä asiantuntijana kyseisessä suunnittelutehtävässä, henkilöllä tulee olla suunnittelutehtävän vaativuus huomioiden riittävä tietämys kalliomekaniikasta ja geologiasta.

Tarvittaessa kallionpinta louhitaan vakiosyvyydelle peruslaatan alla tai vähintään peruslaatan riittävän pienen kiertymisen vaatimalle tasolle. Mikäli kokoonpuristuvan maakerroksen paksuus peruslaatan alla vaihtelee, pyrkii peruslaatta kiertymään. Rakenteet tulee mitoittaa kestävänsä tästä aiheutuvat rasitukset.

Mitoituksen tulee pääsääntöisesti pohjamaan osalta perustua suoraan tai epäsuorasti mitattuihin maan lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksiin. Rakennettävien maarakenteiden osalta käytetään kokemuseräisiä arvoja.

5.1.2 Routatekninen mitoitus

Roudan ja routimisen vaikutus huomioidaan rakenteiden suunnittelussa. Suunnittelussa noudatetaan seuraavia ohjeita:

- silta- ja taitorakenteet: *RIL 261-2013 Routasuojaus – rakennukset ja inf-rakenteet*
- tierakenteet: *Tien geotekninen suunnittelu LO 10/2012*
- ratarakenteet: *RATO 3 ja Ratojen routasuojaustarpeen selvittäminen VO 37/2021.*

5.2 Antura- ja laattaperustukset

5.2.1 Kallionvarainen perustaminen

5.2.1.1 Yleistä

Kallionvaraiseksi perustus katsotaan, kun peruslaatta on valettu suoraan tai betonisen täyttövalun välityksellä kallioon. Muussa tapauksessa perustaminen käsitellään maanvaraisena kohdan 5.2.2 mukaisesti.

Perustuksen alalla louhitun tai luonnontilaisen kallion pinnan tulee täyttää suunnitelmissa ja InfraRYL:ssä esitetyt vaatimukset.

5.2.1.2 Kallion kestävyuden selvittäminen

Kallion varaan tehtäviä rakenteita varten selvitetään kallion kivilaatu, rakoilu ja vakavuus suunniteltavan rakenteen kohdalla tarpeellisessa laajuudessa.

Jos kallion laatua ei ole tutkittu ennen rakentamista tai kalliota on louhittu pohjatutkimusten teon jälkeen, on ennen perustusten rakennustöiden aloittamista järjestettävä katselmus, jossa voidaan todeta edellytykset rakennustyön jatkamiselle. Katselmustarve kirjataan suunnitelmaan.

Kallion rikkonaisuudella ja rakosuunnilla on merkittävä vaikutus perustuksen paikan ja perustamistason valinnassa.

Rikkonainen, heikko tai epästabiili kallio on louhittava tai lujitettava siten, että sillä on riittävä vakavuus.

Kantokestävyyden ominaisarvon määrittämisessä noudatetaan seuraavia periaatteita:

Kallion kantokestävyys määritetään aina kalliotutkimusten perusteella, jos kantokestävyyden ominaisarvona käytetään suurempaa arvoa kuin 8 MPa.

Geoteknisen suunnittelijan tutkimuksiin perustuvan arvion perusteella kallion kestävyden ominaisarvona voidaan käyttää enintään:

- 20 MPa, kun kyseessä on ehjä ja luja kallio, jonka kivilaji on graniittia tai gneissia tai muuta lujuudeltaan vastaavaa kiveä
- 10 MPa, kun kyseessä on ehjä ja kohtalaisen luja kallio, jonka kivilaji on hiekka- tai kalkkikiveä tai muuta lujuudeltaan vastaavaa kiveä

Edellä esitettyjä arvoja voidaan käyttää kalliolle,

- joka on harva- tai vähärakoista
- jonka raot ovat tiiviitä
- jossa kivi on rapautumatonta tai vähän rapautunutta
- jossa rakojen suuntautuneisuus on sellainen, että kallion vakavuus on riittävä.

Mikäli kallio on runsas- tai tiheärakoista, mutta raot eivät ole avonaisia tai täyteisiä, voidaan kallioteknisen asiantuntijan arvioon perustuen käyttää kestävyden ominaisarvona enintään arvoa 8 MPa tai kantokestävyys on määritettävä kuten maanvaraan perustettaessa.

Kallion ehjyys voidaan todeta porakonekairauksilla, joissa rekisteröidään porauksen etenemänopeus SFS-EN ISO 22476-15 mukaisesti ja dokumentoidaan havainnot kallion laadusta. Lisäksi rakennustyön aikana kallion laatu tarkistetaan ja tarkistus dokumentoidaan katselmuuspöytäkirjaan. Tällöin on edellä mainittujen kallion ominaisuuksien lisäksi arvioitava rakosuuntien vaikutus vakavuuteen.

Rikkonainen tai rapautunut kallio:

Mikäli kallion raot ovat avoimia tai täytteisiä tai kivi on runsas- tai tiheärakoinen tai osittain tai täysin rapautunutta, on kallion laadun vaikutus geotekniseen kantokestävyyteen selvitettävä erikseen kallioteknisen asiantuntijan toimesta.

Mikäli käyttäen yllä esitettyjä arvoja riittäviä perusteita suoraan kallionvaraiselle perustamiselle ei ole, perustukset on suunniteltava kuten maanvaraiset tai paalutetut perustukset.

5.2.1.3 Kantokestävyys STR/GEO

Kalliolle perustettaessa pohjapaineen jännitysjakautuman oletetaan olevan kolmiomainen. Kallion ja perustuksen välille ei katsota muodostuvan vetojännityksiä.

Kantokestävyyden mitoitusarvon määrittämisessä osavarmuusluvulle käytetään arvoa 1,55 (Liite 1, taulukko A.13(FI)).

Kuormien yhdistelyt tehdään soveltamisohjeen NCCI1 mukaisia yhdistelykertoimia ja osavarmuuslukuja käyttäen.

Mitoitusehto:

nurkkajännityksen mitoitusarvo \leq kallion kantokestävyyden mitoitusarvo.

Siltojen osalta kallionpinnan kaltevuuden ollessa yli 15 astetta vaakatasosta, on se porrastettava tai louhittava tasaiseksi annetun louhintatoleranssin puitteissa. Myös muiden rakenteiden kuin siltojen osalta menettelyä suositellaan.

Perustuksen alle tehtävän täyttövalun osalta noudatetaan InfraRYL kappale 42012.3.1. Mikäli täyttövalu on lujuudeltaan peruslaatan betonia vastaavaa, voidaan pohjapainetta tarkastella täyttövalun yläpinnan tasolla. Jos kallio täyttövalun alla on rikkonaista ja rapautunutta, tulee täyttövalu suunnitella teräsbetonirakenteena.

5.2.1.4 Kaatuminen EQU

Kalliolle perustettaessa kaatumistarkastelu tehdään suorakaiteen muotoisella anturalla molemmissa pääsuunnissa. Tarvittaessa vastaava tarkastelu tehdään myös resultantin suunnassa.

Täyttövalun vaikutus kaatumiseen tulee ottaa huomioon.

Kuormien vaikutusten mitoitusarvo on kaatumistarkasteluissa kuormien mitoitusarvojen momentti anturan reunan kaatumiskiertopisteen suhteen. Mitoitusarvoja laskettaessa käytetään liitteen 1, taulukon A.1(FI) mukaisia kuorman osavarmuuslukuja.

Rakennetta kaatavien pysyvien voimien ominaisarvot kerrotaan mallikertoimella 1,20.

Mitoitusehto:

Kaatavien kuormien vaikutusten mitoitusarvo \leq vakauttavien kuormien vaikutusten mitoitusarvo

Ankkurien mitoitusta on käsitelty kappaleessa 5.4 Ankkurointi.

Siltojen ja korkeiden tukimuurien ($H > 2,5\text{m}$) peruslaatan ankkuroinnissa voi käyttää tartuntateräksiä tai jännittämättömiä ankkureita, mikäli peruslaatan alapinta on kauttaaltaan puristettu pysyvällä yhdistelmällä (KRT(pysyvä)). Muussa tapauksessa tulee käyttää jännitettyjä ankkureita.

Alle 2,5 m korkeiden tukimuurien peruslaatan ankkuroinnissa voidaan käyttää tartuntateräksiä tai jännittämättömiä ankkureita.

Jännitettyjä ankkureita käytettäessä tulee käyttörajatilan ominaisyhdistelmällä kontaktipinnan olla puristettu (KRT1a...11a).

Kaikille ankkureille tehdään hyväksyntäkoet. Tartuntateräksille tehtävien hyväksyntäkoekokeiden määrä on käsitelty kappaleessa 5.4.5.

Pysyvien ankkurien korroosiosuojauksena käytetään kaksinkertaista korroosiosuojasta. Tartuntaterästen osalta korroosiosuojaus on käsitelty kappaleessa 5.4.5.

Sillan välituilla, joissa pilarit ovat jäykästi kiinni sillan kannessa, ei yksittäisen pilarin kaatumistarkastelu ole tarpeen, jos sillan rakenteet on mitoitettu kestävämmän rakenteisiin syntyvät rasitukset eikä kallion kantokykyä ylitetä. Tällöin on kuitenkin koko anturan oltava puristettuna pysyvällä yhdistelmällä (KRT(pysyvä)).

5.2.1.5 Liukuminen STR/GEO

Liukumistarkastelu tehdään vaakakuorman suurimman resultantin suuntaan kallionpinnan ollessa vaakasuora. Kallion pinta voidaan olettaa vaakasuoraksi, jos sen kaltevuus $\leq 15^\circ$ tai sen pinta on louhittu portaittaiseksi. Jos kallion pinta ei ole vaakasuora, on se otettava huomioon liukuvarmuutta laskettaessa.

Liukumiskestävyden mitoitusarvo lasketaan kaavasta:

$$V'_d \cdot \tan(\delta_k) / \gamma_{R,h} \quad (5.1)$$

jossa

δ_k on kallion ja betonin välinen kitkakulma
 V'_d on pystykuormien mitoitusarvo ($V'_d = V'_k$)

Eli pystykuorman mitoitusarvona käytetään sen ominaisarvoa.

Liukumiskestävyden osavarmuusluvulle $\gamma_{R,h}$ käytetään arvoa 1,10 (Liite 1, taulukko A.13(FI)).

Kuormien mitoitusarvoja laskettaessa käytetään liitteen 1, taulukon A.3a(FI) mukaisia kuorman osavarmuuslukuja.

Mitoitusehto:

Vaakasuorien kuormien resultantin mitoitusarvo \leq liukumista estävien kuormien mitoitusarvon ja liukumiskestävyden summa.

Louhitulle kalliolle perustettaessa kertoimelle $\tan(\delta_k)$ (kitkakertoimelle) voidaan käyttää arvoa 1,0, ellei kiven heikko laatu edellytä käytettäväksi tätä pienempää arvoa. Kitkakerrointa voidaan suurentaa kallion ominaisuuksista (puristuslujuus, lustosuunnat, kitkakerroin) tehtyjen tutkimusten perusteella. Luonnolliselle kallionpinnalle perustettaessa kitkakertoimelle voidaan käyttää arvoa 0,7. Täyttövalun ja anturan välisen kitkakertoimen arvoa on käsitelty ohjeen *NCCI 2* kappaleessa 6.2.3.

Sillan peruslaattojen liukumisvarmuuden kasvattamiseen murtorajatilassa voi käyttää tartuntateräksiä, mikäli peruslaatta ei liu'u ilman tartuntateräksiä ominaisyhdistelmällä (KRT 1a...11a). Muussa tapauksessa sillan peruslaattojen liukumisvarmuuden kasvattamiseen tulee käyttää jännitettyjä ankkureita. Muiden rakenteiden osalta tartuntateräksiä voidaan käyttää ilman edellä mainittua rajoitusta. Tällöin tartuntateräksiset tulee suunnitella vedettyinä rakenteina. Leikkauksella toimivien tartuntaterästen kapasiteettia ei saa huomioida yhtä aikaa pohjan kitkan kanssa.

Liukumista estävät edulliset kuormat voidaan ottaa mukaan vain, jos niiden pysyvyydestä voidaan olla varmoja.

5.2.2 Maanvarainen perustaminen

5.2.2.1 Yleistä

Perustus katsotaan maanvaraiseksi, kun se on perustettu suoraan maan varaan tai kallion päälle rakennetun murskearinan varaan. Kantavuuskaavalla lasketun maan kantokestävyyden ominaisarvo rajoitetaan arvoon 2 MPa. Anturan alapinnan jännitysjakautuman muotona käytetään suorakaidetta. Kallion päälle rakennettavan murskearinan pienin paksuus on 200 mm, muussa tapauksessa antura valetaan suoraan kallioon tai käytetään täyttövalua. Kestävyyden lisäksi tarkastetaan anturan painuma ja kiertymä.

Murskearinalla on ympäristön mahdollisia louhintaa yms. tärinöitä vaimentava vaikutus. Tästä syystä taajamissa ja harkinnan mukaan muissa louhintatärinöille alttiissa kohteissa suositellaan murskearinan käyttöä kallion ja peruslaatan välissä.

Mikäli mahdollinen putkirikko tai muu vastaava aiheuttaa tavallisesta poikkeavan murskearinan eroosioriskin, tulee perustus valaa suoraan kallioon.

5.2.2.2 Kantokestävyys STR/GEO

Maanvaraisen perustuksen kantokestävyys voidaan yleensä laskea kantavuuskaavalla. Kantavuuskaava on voimassa seuraavissa olosuhteissa:

- Anturan alla oleva maa on homogeenista syvyyteen $2 \cdot B$.
 - Poikkeuksena on kallion päällä oleva murskearina.
- Maanpinta on vaakatasossa (kalteva tapaus ks. Kuva 11 ja Kuva 12).
- Pohjavesi on anturan alapinnassa tai sen yläpuolella tai syvemmillä kuin $3 \cdot B$ anturan alapinnasta.
 - Vesipinnan ollessa anturan alapinnan ja syvyyden $3 \cdot B$ välillä, oletetaan vesipinta anturan alapinnan tasolle.

Mikäli perustusta ei voida mallintaa yllä esitettyjen ehtojen puitteissa, lasketaan kantokestävyys liukupintamenetelmällä tai numeerisella laskelmalla.

Kantavuuskaavaa käytettäessä maanvaraisen perustuksen kantokestävyys lasketaan kaavalla 5.2 ja liitteen 4 mukaisesti. Muun laskentamenetelmän käyttö edellyttää Väyläviraston hyväksyntää.

$$R/A' = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (5.2)$$

R = Resultantin pystykomponentti

A' = Tehokas ala

q' = Tehokas pystysuora jännitys perustamissyvyydessä

Kertoimien arvot on esitetty liitteessä 4.

Kantokestävyyttä laskettaessa käytetään maaparametrien ominaisarvoja ja näin saatu kantokestävyyden ominaisarvo jaetaan osavarmuusluvulla 1,55, joka on esitetty liitteen 1 taulukossa A.13(FI).

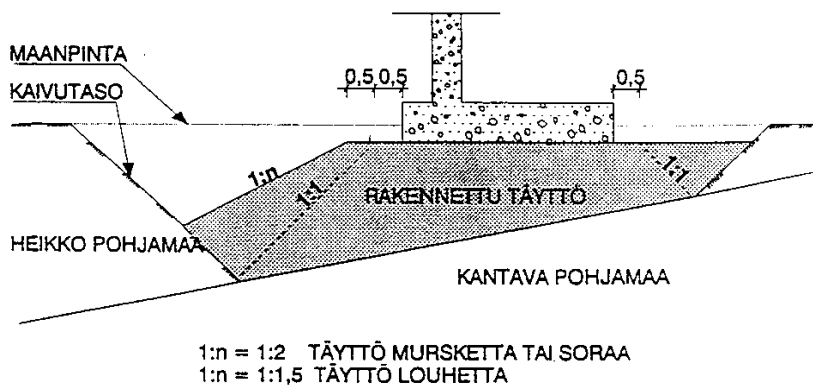
Muiden kuin maanpaine kuormien mitoitussarvoja laskettaessa käytetään liitteen 1, taulukon A.3a(FI) mukaisia kuorman osavarmuuslukuja. Maanpaine kuormien osalta menetellään luvun 5.5.1 mukaisesti.

Mitoitusehto:

Pystykuormien mitoitussarvo \leq pysty- ja vaakakuormia vastaavalle teholliselle pohjapinnalle laskettu kantokestävyyden mitoitussarvo

Pohjavedenpinnan asema otetaan huomioon kantokestävyyttä laskettaessa epäedullisimman tilanteen mukaan.

Kun peruslaatta rakennetaan täytön varaan, täytön laajuuden minimimitat on esitetty Kuvassa 10.



Kuva 10. Perustuksen alustäytön vähimmäislaajuus.

Täytön laajuus tarkistetaan kantavuus-, vakavuus- ja painumalaskelmien perusteella.

Penkereen varaan perustettaessa tarvitaan yleensä Kuvan 10 minimimittoja laajempi täyttö. Rakenteen vakavuus on osoitettava tällöin ensisijaisesti liukupinta-analyysillä.

Tiivistämättä tehtyjä massanvaihtoja ja muita täyttöjä ei saa käyttää rakenteita kantavana maapohjana. Poikkeuksen voivat muodostaa kevyet rakenteet, joissa täytön epätasaiset ja mahdollisesti suuret painumat on otettu huomioon suunnitelmassa, ja ne eivät aiheuta rakenteelle vaurioita.

Homogeenisissä maaperäolosuhteissa voidaan maanpinnan kaltevuus ottaa huomioon alla esitetyllä tavalla:

Maanpinnan ollessa kalteva, on kantavuuskaavalla vaakasuoralle maanpinnalle laskettua kantokestävyyttä pienennettävä lähteen (Brinch Hansen 1970) mukaan kertoimella g .

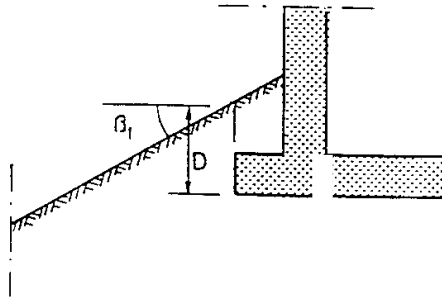
$$g = (1 - 0,5 \cdot \tan \beta)^5$$

β = on luiskan kaltevuus vaakatason suhteen.

Kaltevuuskorjaus voidaan laskea seuraavien kuvien mukaisesti kahdella vaihtoehdoisella tavalla. Kantokestävyydeksi valitaan suurempi näin saaduista arvoista.

Laskentatapa 1:

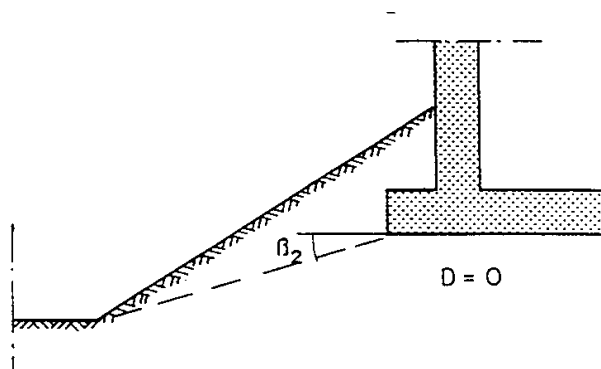
Perustussyvyys D kantokestävyyttä laskettaessa kuvan 4 mukaisesti, kun $\beta = \beta_1$



Kuva 11. Kalteva maanpinta, laskentatapa 1.

Laskentatapa 2:

Perustussyvyys $D = 0$, kantokestävyyttä laskettaessa $\beta = \beta_2$

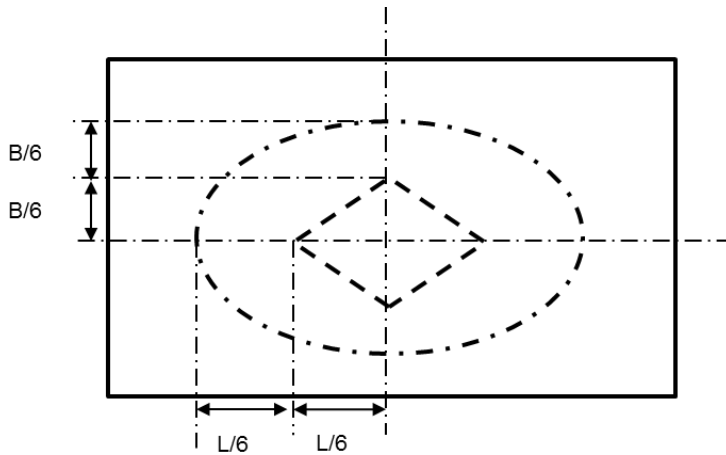


Kuva 12. Kalteva maanpinta, laskentatapa 2.

5.2.2.3 Kuorman epäkeskisyyden huomioiminen

Kuorman resultantin tulee aina sijaita DA2* menettelyä käytettäessä sellaisen ellipsin sisällä, jonka puoliakselit ovat peruslaatan sivumittojen kolmannekset ja keskipiste peruslaatan keskipiste.

Siltojen tukien osalta pysyvien kuormien resultantin (KRT(pysyvä)) tulee lisäksi olla perustuksen sydänkuvioiden sisällä.



Kuva 13. Kuorman epäkeskisyyttä rajoittava $B/3$ ellipsi ja $B/6$ sydänkuvio.

5.2.2.4 Liukuminen STR/GEO

Liukumistarkastelu tehdään aina vaakakuorman suurimman resultantin suuntaan.

Liukumiskestävyys lasketaan kaavasta:

$$V'_d \cdot \tan(\delta_k) / \gamma_{R,h} , \quad (5.3)$$

jossa δ_k on maan ja perustuksen välinen ominaisleikkauskestävyysskulma, jolle voidaan käyttää maan ominaisleikkauskestävyysskulman arvoa, jos perustus on valettu maan varaan ja arvoa $\frac{2}{3}$ * maan ominaisleikkauskestävyysskulma elementtiperustuksia käytettäessä.

Mikäli elementin alapinta karhennetaan, voidaan karhennuksen vaikutus ottaa huomioon ominaisleikkauskestävyysskulman arvossa. Maan leikkauskestävyysskulman täyden arvon käyttäminen ominaisleikkauskestävyysskulmana edellyttää, että karhennus vastaa alapuoleisen maan raekokoa D_{50} .

Perustuksen ja maan välissä olevan eristeen tms. vaikutus liukumiseen tulee ottaa huomioon.

V'_d on pystykuormien mitoitusarvo ($V'_d = V'_k$). Liukukestävyden osavarmuusluvulle $\gamma_{R,h}$ käytetään arvoa 1,10 (Liite 1, taulukko A.13(FI)).

Liukumista estävät kuormat voidaan ottaa mukaan vain, jos niiden pysyvyydestä voidaan olla varmoja.

Muiden kuin maanpaine kuormien mitoitusarvoja laskettaessa käytetään liitteen 1, taulukon A.3a(FI) mukaisia kuorman osavarmuuslukuja. Maanpaine kuormien osalta menetellään luvun 5.4.1.6 mukaisesti.

Mitoitusehto:

Vaakasuurien kuormien resultantin mitoitusarvo \leq liukumista estävien kuormien mitoitusarvon ja liukumiskestävyden summa.

5.2.2.5 Painumat SLS

Maanvaraiselle rakenteelle tehdään aina tukikohtainen painumatarkastelu.

Konsolidaatiopainuman laskennassa käytetään käyttörajatilan pysyvää yhdistelmää, joka on silloille KRT(pysyvä). Kimmoisen painuman laskennassa käytetään käyttörajatilan tavallista yhdistelmää (silloilla yhdistelykaavaa KRT 1b). Mikäli peruslaatan alla tapahtuvalla epätasaisella painumalla (kiertymällä) on merkitystä rakenteen toiminnan (laakeri, liikuntasaumalaite) tai kestävyys- (pilari jäykästi kiinni kannessa) kannalta, tulee epätasaisen painuman vaikutukset laskea ja huomioida rakenteiden mitoituksessa.

Seuraavat tapaukset ovat usein erityisen riskialttiita painumien suhteen ja edellyttävät yksityiskohtaista tietoa pohjasuhteista ja rakenteen toiminnasta:

- vähintään yksi sillan tuki perustetaan hienorakeisen maan varaan
- pohjamaan painumaominaisuudet tai kerrospaksuudet vaihtelevat viereisten tukien välillä tai saman tuen kohdalla
- sillassa on korkeita pilareita (≥ 15 m)

Sillan rakennesuunnittelussa huomioidaan aina 10 mm painumaero tukien välillä. Mikäli painumaero on suurempi kuin 10 mm, pitää se ottaa huomioon rakenteen suunnittelussa, vrt. *NCCI 1*, luku H2.

5.2.2.6 Kokonaisstabiliteetti STR/GEO

Rakennuspohjan kokonaisstabiliteetti tarkastetaan kohdan 5.7 Leikkaukset ja maanvaraiset penkereet mitoitusmenetelmän DA3 mukaan.

5.2.3 Yhtenäiset maanvaraiset laattaperustukset

Yhtenäiset maanvaraiset laattaperustukset mitoitetaan taipuvina rakenteina.

Laattaperustuksen pohjapaineen jakautumiseen vaikuttavat muun muassa kuormitus ja sen vaihtelut, maaperän muodonmuutosominaisuudet ja peruslaatan ja sen yläpuolisten rakenteiden jäykkyys ja virstuma.

Laattaperustukset tulee suunnitella menetelmillä, jotka ottavat huomioon sekä maan että rakenteen kestävyys- ja muodonmuutosominaisuudet.

5.3 Paaluperustukset

5.3.1 Yleistä

Paalutusten osalta noudatetaan *Paalutusohjetta 2016* tässä ohjeessa esitetyin täsmennyksin. Näitä ohjeita sovelletaan myös siltoihin ja muihin taitorakenteisiin.

Paalutustyöluokka määritetään jokaiselle taitorakenteelle. Silloissa paalutustyöluokka voidaan tilaajan hyväksynnällä määrittää tukikohtaisesti.

Paalutusohjeen 2016 mukaisesti siltojen paalutukset kuuluvat paalutustyöluokkaan PTL2 tai PTL3.

Negatiivinen vaippahankaus käsitellään aina paalun kuormana eikä paalun puristuskestävyyttä redusoimalla.

Paalujen alueella tulee maapohjan stabiliteetin olla Taulukon 8 vaatimusten mukainen.

Paalutusalueen vakavuus on tarkistettava pysyvässä ja työnaikaisessa tilanteessa huomioiden kaikki työvaiheet. Alueen vakavuuden väheneminen paalutustyön seurauksena on otettava huomioon paalutusta suunniteltaessa.

5.3.2 Tuki- ja kitkapaalu

5.3.2.1 Puristuskestävyys STR/GEO

Paalujen puristuskestävyys määräytyy joko paalun rakenteellisen tai geoteknisen kestävyuden perusteella: puristuskestävyyden mitoitusarvo on joko paalun rakenteellisen kestävyuden mitoitusarvo tai geoteknisen puristuskestävyyden mitoitusarvo riippuen siitä, kumpi on pienempi.

Mitoitusehto:

Paalun kuorman mitoitusarvo on pienempi tai yhtä suuri kuin paalun puristuskestävyyden mitoitusarvo eli $F_{c;d} \leq R_{c;d}$

Siltarakenteissa käytetään yleensä tukipaaluja, joiden geotekninen puristuskestävyys määräytyy paalun kärjen kantokestävyuden perusteella.

Porapaalun (geotekninen) puristuskestävyys

Ehjään suomalaiseen syväkivilajista muodostuvaan kallioon tukeutuvan porapaalun yhteydessä kallion kestävyys ei yleensä ole mitoittava, vaan kestävyys määräytyy paalun rakenteen kestävyuden perusteella.

Ehjä kallio määritellään seuraavasti:

- joka on harva- tai vähärakoista (rakotiheysluokka Rk1...Rk 2)
- jonka raot ovat tiiviitä
- jossa kivi on rapautumatonta tai vähän rapautunutta

Kallion ehjyys selvitetään aina porakonekairauksin. Lisäksi kallion laatu on varmentettava Taulukon 3 mukaisissa kohteissa.

Kallion laatututkimuksiin (reikäkuvaus tai kalliosydännäyte) perustuvalla menetelmällä ehjäksi kallioksi luokitellaan kallio:

- josta määritetyn GSI-luvun vaihteluväli on 50...60 tai tätä suurempi tai
- josta määritetyn Q'-luvun arvo on 4 tai tätä suurempi.

GSI-lukua ja Q' lukua sekä niiden vaikutusta kalliomassan puristusmurtolujuuteen on käsitelty Väyläviraston oppaassa Kallioperän merkitys porapaalutuksen suunnitteluun 2/2020. Luokituksia käytettäessä on otettava huomioon kallion ehjyyden paikallinen vaikutus paalun kärjen läheisyydessä, esim. avoimien rakojen vaikutus.

Ehjässä kalliassa porapaalun alapuolisen kallion kokoonpuristuma on niin pieni, että sitä ei tarvitse mitoituksessa ottaa huomioon. Muussa tapauksessa kallion kokoonpuristumasta aiheutuva paalun painuma tulee arvioida, ja tarvittaessa ottaa huomioon rakenteellisessa mitoituksessa.

Kallion ehjyyden määrittäminen tutkimuksilla:

Ehjä kallio todetaan ensisijaisesti porakonekairausten tunkeumanopeuden, porausjätteen ja porauksen aikana kairaajan tekemien havaintojen perusteella. Porakonekairaukset ohjelmoidaan ulotettavaksi riittävän syvälle, aina vähintään 5 m ehjään kallioon. Käytettäessä halkaisijaltaan 400 mm tai tätä suurempia porapaaluja, porakonekairaus ulotetaan aina vähintään 8 m ehjään kallioon. Kaltevilla kallionpinnoilla tulee kiinnittää erityistä huomioita porakonekairausten riittävään tiheyteen ja vaadittavaan poraussyvyyteen. Kun maapeitteen paksuus on yli 10 m tai maakerrokset ovat hyvin tiiviitä/kivisiä/lohkareisia, tulee porakonekairaus tehdä suojaputkea käyttäen maakerroksen osuudelta.

Halkaisijaltaan 400 mm tai tätä suuremmilla porapaaluilla tai kun havaitaan, että kalliota ei voida määrittää ehjäksi porakonekairausten perusteella, kallion laatu on varmistettava aina reikäkuvauksin (ensi sijassa porareian optinen kuvaus OBI-menetelmällä, jota voidaan täydentää ABI-kuvauksella). Kuvattavien porareikien määrä on harkittava tapauskohteisesti. Kuitenkin, jos tukilinjojen väli on yli 15 m, tulee jokaisen tuen kohdalla tehdä reikäkuvaus.

Halkaisijaltaan alle 400 mm porapaaluilla kallioperän laatututkimuksien tarve määritellään porakonekairausten perusteella. Mikäli tehtyjen porakonekairauksien perusteella ei kalliota voida arvioida ehjäksi paalukärjen tasossa ja sen alapuolella on kallion laatu varmistettava reikäkuvauksin.

Tarvittaessa tutkimustiheyttä tihennetään edellä mainituilla menettelyillä ja/tai tehdään lisätutkimuksia kallion ehjyyden ja lujuuden osalta kallionäytetutkimuksin ja/tai vesimenekkikokein, Vesimenekkikoe tehdään SFS EN ISO 22282-3 Geotekninen tutkimus ja testaus, Geohydrauliset kokeet mukaisesti. Kalliosydännäytetutkimuksia on tehtävä kallion laadun varmistamiseksi, mikäli reikäkuvauksien tekeminen ei onnistu suunnitellusti tai on tarpeen testata kallionäytteitä laboratorioissa.

Kun rakenne ankkuroidaan kallioon vetokuormia vastaan, on vesimenekin oltava alle 1 l/min/m/MPa. Ylipaineena kokeessa käytetään 0,1 MPa:n ylipainetta verrattuna vallitsevaan pohjaveden paineeseen.

Kallion ehjyys tutkitaan paalujen kärkitason alapuolelta syvyydelle $3 \cdot D$, mutta vähintään 2 metriä.

Porapaalujen geotekninen kestävyys tulee määrittää yhteistyössä kallioteknisen asiantuntijan kanssa, kun kallion arvioidaan olevan hyvin kalteva (30 astetta tai enemmän) sekä jos kallion ei todeta olevan ehjää. Tutkimustarpeet sekä kallioteknisen asiantuntijan tarve on käsitelty Taulukossa 3 kallion laadun, kaltevuuden sekä porapaalun halkaisijan suhteen.

Taulukko 3. Kallion laadun minimitutkimustarpeet sekä kallioteknisen asiantuntijan tarve kallion laadun, kaltevuuden sekä paalun halkaisijan suhteen.

		Kallion laatu ja kaltevuus			
		Ehjä ja kaltevuus < 30°	Ehjä ja kaltevuus ≥ 30°	Ei ehjä ja kaltevuus < 30°	Ei ehjä ja kaltevuus ≥ 30°
Porapaalun halkaisija	Alle 400 mm	P	PT+K	P+L+K	PT+L+K
	400 mm tai suurempi	P+L	PT+L+K	P+L+K	PT+L+K

Taulukon merkintöjen selitteet alla

- P Porakonekairaukset
 PT Porakonekairaukset tiheästi kalliopinnan muodon selvittämiseksi
 L Kallion laatututkimukset, joko reikäkuvauksin (ensi sijassa porareian optinen kuvaus OBI) tai kalliosydännäyte. Tutkitusta kalliosta määritetään GSI-luku tai Q'-luku.
 K Kalliotekninen asiantuntija mukana määrittämässä porapaalun geoteknistä kestävyyttä.

Kallioperän merkitystä porapaalutuksen suunnitteluun on käsitelty oppaassa 2/2020.

Porapaalun geotekninen puristuskestävyys

Porapaalun geotekninen puristuskestävyys varmistetaan poraamalla paalu ehjään kallioon vähintään Taulukon 4 mukaisen syvyyden verran kuitenkin vähintään 0,5 m, kun kallion arvioidaan olevan kaltevaa (enintään 30 astetta) ja vähintään 1,0 m kun kallion arvioidaan olevan hyvin kaltevaa (30 astetta tai enemmän).

Hyvin kaltevaan kallionpintaan tai portaittaiseen kalliopintaan porattavien paaluryhmien tai lähekkäisten (keskiöetäisyys < 4*D) paalujen porausvyvyys määritetään siten, että paalut porataan likimäärin samaan tasoon kuitenkin siten, että paalujen alapäiden kautta piirretty taso ei ole kaltevampi kuin 1:2.

Hyvin kaltevan kallionpinnan osalta paalun upotussyvyys voidaan määrittää vaihtoehtoisesti kallion tasaisemman osan suhteen, jonka kaltevuus enintään 30 astetta. Määrittämällä upotussyvyys kallionpinnan tasaisemman osan taitteesta piirretyn tason perusteella, jonka kaltevuus on enintään 1:2.

Ohuen ≤ 0,2 m heikkousvyöhykkeen osalta paalu voidaan mitoittaa ilman kallioteknistä asiantuntijaa, mikäli paalun kärkitason etäisyys heikkousvyöhykkeeseen kärkitason alapuolella on vähintään 2 m ja kohteen kallionpinnan kaltevuus on enintään 30 astetta.

Taulukko 4. Porapaalun vinouden ja kallion kaltevuuden perusteella määritetyt minimiupotussyvyudet ehjään kallioon paalun halkaisijan suhteen. Minimiuopotussyvyydestä on mahdollista poiketa vain yhteistyössä kallioteknisen asiantuntijan kanssa. Taulukossa paalun vinous ja kallion kaltevuus ovat samansuuntaiset, kun paalun vinous on positiivinen.

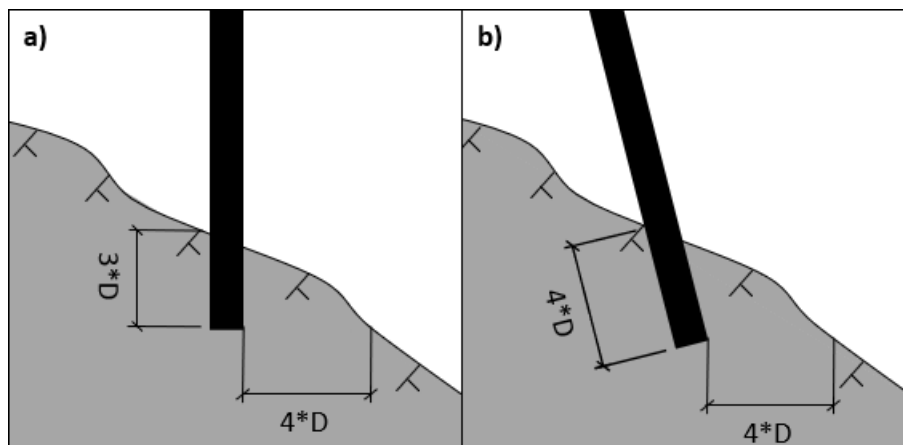
		Kalliopinnan kaltevuus			
		0° ²⁾	15° ²⁾	30° ²⁾	45° ³⁾
Paalun vinous	-4:1	3*D	3*D	3*D	5*D ¹⁾
	-10:1	3*D	3*D	3*D	5*D ¹⁾
	0	3*D	3*D	3*D	6*D ¹⁾
	10:1	3*D	3*D	4*D	6*D ¹⁾
	4:1	3*D	3*D	4*D	8*D ¹⁾

¹⁾ Taulukon 45° kallioinnin kaltevuuden minimiupotussyvyyden arvot ovat informatiivisia, ja niitä voidaan käyttää vain yleissuunnittelussa sekä tie- ja ratasuunnitteluvaiheessa. Rakentamissuunnittelussa upotussyvyys on määritettävä yhteistyössä kallioteknisen asiantuntijan kanssa.

²⁾ Porapaalun halkaisijasta riippumaton minimiupotusvaatimus ehjään kallioon on vähintään 0,5 m.

³⁾ Porapaalun halkaisijasta riippumaton minimiupotusvaatimus ehjään kallioon on vähintään 1,0 m.

Taulukon 4 minimiupotusvaatimuksella on varmistettu vähintään 4*D:n levyinen vaakasuora paalun alapäätä tukeva kalliovyöhyke. Taulukossa 4 esitettyjä porapaalun minimiupotusvaatimuksen määrittämistä on havainnollistettu kahdella esimerkillä Kuvassa 14.



*Kuva 14. Esimerkkejä Taulukon 4 porapaalun minimiupotusvaatimuksesta ehjään kallioon. Kohdassa a) on esitetty pystysuoran paalun ja 30° keskimääräisen kallioviisteen suhteen määritetty porapaalun upotussyvyys 3*D ehjään kallioon. Kohdassa b) on esitetty 4:1 vinon paalun ja 30° keskimääräisen kallioviisteen suhteen määritetty porapaalun upotussyvyys 4*D ehjään kallioon.*

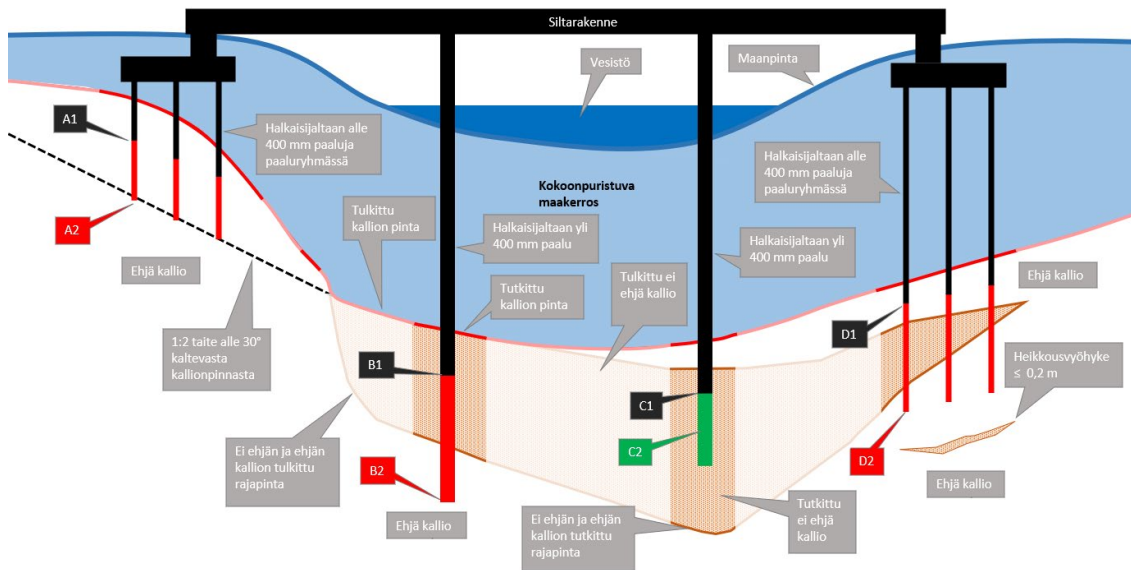
Porapaalun kärki oletetaan kallioon tukeutuvaksi, kun sekä paalun porauksessa tehdyt havainnot että pohjatutkimukset tukevat tulkintaa samanaikaisesti.

Porauksen päättymisen jälkeen kalliokontakti varmistetaan lyömällä tarkastuslyönnit poravasaralla paalun yläpäähän. Kontakti varmistetaan jokaisen porapaalun osalta erikseen. Paalujen korkeusasema tulee mitata paalutuspöytäkirjan mukaisesti ennen toteutettavia tarkastuslyönnejä ja tarkastuslyöntien jälkeen.

Kun kallio ei ole edellä mainitulla tavalla ehjäksi luokiteltua, paalujen geotekninen kestävyys ja sen toteaminen ja muut toimenpiteet määritetään tapauskohtaisesti. Arviointi tehdään yhdessä kallioteknisen asiantuntijan ja rakenneteknisen suunnittelijan kanssa ottaen huomioon mahdollista muodonmuutoksista aiheutuvat lisäjännitykset rakenteelle. Vaihtoehtoisia menetelmiä ovat:

- Kallion geotekninen puristuskestävyys määritetään kallioteknisen asiantuntijan toimesta (edellä).
- Paalun poraaminen syvemmälle (tunkeuma ehjään kallioon $>3D$), jos kallio on rajalliselta paksuudeltaan pintaosista rikkonaista, ruhjeista, rapautunutta tai muutoin heikkoa
- Avoimien kalliorakojen injektointi sementtipohjaisella injektointiaineella joko ennen paalun porausta tai paalun poraamisen jälkeen. Injektointi ulotetaan vähintään syvyydelle $3*D$ paalun kärjestä alaspäin. Kalliosta määritetyn Q' -luvun tulee olla $\geq 0,4$ tai GSI-luvun vaihteluvälin on oltava 33–38 tai tätä suurempi, jotta injektointia voidaan vahvistusmenettelynä hyödyntää. Kun injektoinnin jälkeen saavutetaan vesimenekikokeella tiiviys alle 1 l/min/m/ MPa, kallion geoteknisenä puristuskestävyyden ominaisarvona voidaan käyttää enintään 25 MPa.
- Dynaamisella tai staattisella koekuormituksella tai dynaamisilla paalutuskaavoilla, koekuormitusten korrelaatiokertoimina käytetään Paalutusohjeessa 2016, esitettyjä arvoja. Paalun rakenteellisen kapasiteetin osalta on varmistuttava, että sen rakenteellinen kestävyys riittävä käytettävälle koekuormitusmenetelmälle.
- Mitoittamalla porapaalu kallio-osuudelta, yhteistyössä kallioteknisen asiantuntijan kanssa, vain vaipalta kantavana seuraavasti:
 - terässydänpaaluilla PO-2016 mukaisesti, kun kallioreikä on huuhdeltu huolellisesti ja kantava teräsosa asennetaan injektointiaineella tai juotoslaastilla täytettyyn kallioreikään.
 - Putkiporapaaluilla (yleensä $D > 220$ mm) asentamalla paalun raudoitteet kallioreikään ja betonoimalla kallioreikä. Betonin ja kallion välinen tartuntalujuus määritetään PO-2016 mukaan.
 - Mikäli teräsputkiporapaalu on toteutettu liitteen 7 mukaisesti, voidaan vaippavastuksen ominaisarvona puristuskuormituksessa käyttää enintään 150 kPa.

Yllä esitettyjen vaihtoehtoisten menettelyjen käytön vaikutusta kallion tutkimustarpeeseen sekä kallioteknisen asiantuntijan tarpeeseen on havainnollistettu esimerkein Kuvassa 15.

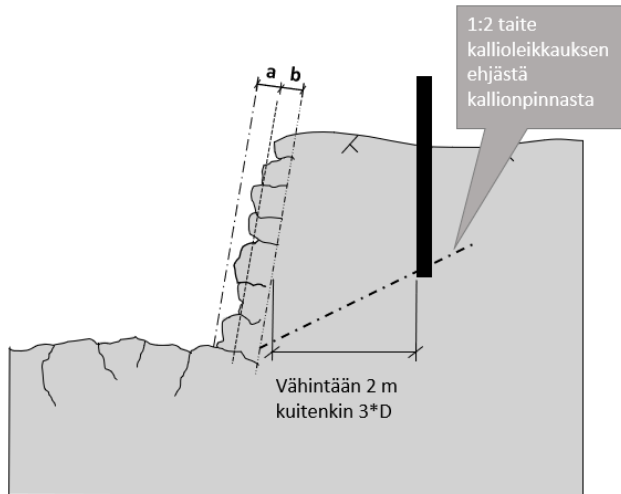


Kuva 15. Esimerkkejä porapaalun geoteknisen kapasiteetin määrittymistilanteista sekä määrittämisessä tarvittavat tutkimustiedot sekä kalliosuunnittelijan tarve.

- A1 Mustalla värillä esitettyjen alle 400 mm halkaisijaltaan olevien paalujen kärjet ovat ehjässä kalliassa, mutta osin yli 30 asteen kallioviisteessä. Saman paaluryhmän paalujen alapäiden tulee olla toisiinsa nähden 1:2 tai loivemmassa tasossa.
- Kallion laatu tulee varmistaa porakonekairauksin ja kallion laatu tutkimuksin.
 - Porapaalujen geotekninen kapasiteetti määritettävä yhteistyössä kallioteknisen asiantuntijan kanssa.
- A2 Punaisella värillä esitettyjen alle 400 mm halkaisijaltaan olevien paalujen kärjet ovat edellistä kohtaa syvemällä ja ne ovat ehjässä kalliassa, minimiupotustaso ehjän kalliopinnan suhteen täyttyy ja paalujen kärjet ovat alueellisen tasaisemman kallion pinnan suhteen määritetyn 1:2 taitteen tasossa tai sen alapuolella.
- Kallion laadun varmistamiseksi riittää porakonekairaukset
 - Porapaalujen geoteknisen kapasiteetin määrittelyssä ei edellytetä kallioteknistä asiantuntijaa.
- B1 ja C1 Mustalla värillä esitetyt yli 400 mm halkaisijaltaan olevat paalujen kärjet eivät ole ehjässä kalliassa.
- Kallion laatu tulee varmistaa porakonekairauksin ja kallion laatu tutkimuksin.
 - Porapaalujen geotekninen kapasiteetti määritettävä yhteistyössä kallioteknisen asiantuntijan kanssa.
 - Kalliosta määritetyn Q' -luvun tai GSI-luvun vaihteluvälin tulee olla lähellä ehjän kallion rajoja, jotta riittävä geotekninen kapasiteetti on saavutettavissa.

- B2 Punaisella värillä esitetty yli 400 mm halkaisijaltaan edellistä kohtaa syvemmällä oleva paalu, jonka kärki on ehjässä kalliossa ja minimiupotustaso täyttyy ehjän kallion suhteen.
- Kallion laatu tulee varmistaa porakonekairauksin ja kallion laatututkimuksin.
 - Porapaalun geotekninen kapasiteetin määrittelyssä ei edellytetä kallioteknistä asiantuntijaa.
- C2 Vihreällä värillä esitetty yli 400 mm halkaisijaltaan oleva paalu, jonka alapäähän tehtävä, kalliota vasten valettava betonointi ja raudoitus sijoittuu ei ehjän kallion alueelle.
- Kallion laatu tulee varmistaa porakonekairauksin ja kallion laatututkimuksin.
 - Rakenteen kokonaiskapasiteetti määritellään yhteistyössä kallio- ja rakenteen teknisen suunnittelijan kanssa.
- D1 Mustalla värillä esitettyjen alle 400 mm halkaisijaltaan olevien paalujen kärjet ovat ehjässä kalliossa ja alapää toisiinsa nähden 1:2 tai loivemmassa tasossa, minimiupotussyvyys ehjään kallioon täyttyy, kallio on alle 30 asteessa ja paalujen kärkien alapuolelle jää kerros ei ehjää kalliota, joka on alle 2 m päässä porapaalujen alapäästä.
- Kallion laadun varmistamiseksi riittää porakonekairaukset, kun alueellisesti ei ehjästä kallioista on laatututkimukset olemassa ja kallio on tulkittavissa vastaavaksi kallioksi porakonevastusten perusteella.
 - Porapaalujen geotekninen kapasiteetti määritettävä yhteistyössä kallioteknisen asiantuntijan kanssa.
- D2 Punaisella värillä esitettyjen alle 400 mm halkaisijaltaan olevien paalujen kärjet ovat edellistä kohtaa syvemmällä ehjässä kalliossa, minimiupotustaso ehjään kallioon täyttyy ja paalujen alapuolella oleva heikkousvyöhyke on riittävän ohut sekä riittävän etäällä (>2 m etäisyydellä) paalujen kärkitasosta.
- Kallion laadun varmistamiseksi riittää porakonekairaukset
 - Porapaalun geoteknisen kapasiteetin määrittelyssä ei edellytetä kallioteknistä asiantuntijaa.

Mikäli olemassa olevien paalujen läheisyydessä tehdään louhintaa, tulee louhinnan laatuluokkana käyttää laatuluokkaa 1 tai tätä parempaa InfraRYL mukaisesti. Turvallinen etäisyys teoreettisen rikkoutumisvyöhykkeen ja aksiaalisesti kuormitetun paalun sivun välillä on ehjässä kalliossa vähintään 2 m, mutta kuitenkin vähintään $3 \cdot D$, kun paalun alapää on teoreettisesta rikkoutumisvyöhykkeestä ja pohjan tasosta lähtevän 1:2 taitteen alapuolella. Mikäli porapaalun alapää jää edellä mainittua lähemmäs louhinnan teoreettista rikkoutumisvyöhykettä tai paalun alapää on taitteen 1:2 yläpuolella, pitää kallion rikkoontumisen vaikutus määrittää kallioteknisen asiantuntijan toimesta. Tällöin on tarpeellisessa laajuudessa selvitettävä kallion ehjyys, rikkoutumisvyöhykkeen laajuus ja vaikutus porapaalujen geotekniseen kestävyys. Lähtökohtaisesti porapaalut on suositeltavaa porata kallioleikkauksen pohjan rikkoutumisvyöhykkeen alapuolelle. Tilannetta on havainnollistettu Kuvassa 16. Louhintatärinän vaikutus on huomioitava erikseen.



a = louhintatoleranssi 0...200 mm (louhinnan laatuluokka, luokka 1, InfraRYL mukaisesti)
b = rikkoutumisvyöhyke 200 mm (louhinnan laatuluokka, luokka 1, InfraRYL mukaisesti)
D = paalun halkaisija

Kuva 16. Olemassa olevan porapaalun suojaetäisyys ja korkeusasema toteutettavan louhinnan tasoon ja teoreettiseen rikkoutumisvyöhykkeeseen.

Kun porapaalu asennetaan olemassa olevan kallioleikkauksen läheisyyteen tai jyrkän luonnonluiskan läheisyyteen, on tarpeellisessa laajuudessa selvítettävä leikkauksen tai luiskan vakavuus sekä kallion ehjyyden vaikutus porapaalujen geotekniseen kestävyys. Lähtökohtaisesti porapaalut on usein tarkoituksenmukaista porata kallioleikkauksen pohjan rikkoutumisvyöhykkeen alapuolelle.

Porapaalun kiinnitys kallioon

Paalun ja kallion liitos on momenttijäykkä, kun teräspuutkipaalu porataan ehjään kallioon Taulukon 4 mukaisesti. Lisäksi paaluputken ja kallioreiän väli on huuhdeltava ja injektointi sementtipohjaisella injektointiaineella (liitteen 7 mukaisesti), Momenttijäykän liitoksen kiinnitystason voidaan otaksua olevan tällöin 1*D kalliopinnan alapuolella.

Yllä esitetty momenttijäykän liitoksen vaatimus ei koske tukiseinien alapään juuripultteja.

Momenttijäykkä kiinnitys voidaan toteuttaa myös rakentamalla paalun alapäähän momenttijäykkä kallioon kiinnitetty teräsbetonirakenne. Esimerkiksi porattavat kallioon injektoidut teräsydänpaalut kiinnittyvät jäykästi kallioon. Momenttijäykän liitoksen kiinnitystason oletetaan tällöin olevan kallioon poratun suojaputken alapään tasolla.

Mikäli porattavalla teräspuutkipaaluilla huuhtelua ja injektointia ei tehdä, voi kallion ja paalun väliin jäädä rako, joka sallii paalun alapään kiertymisen. Mikäli kiertymistä ei ole estetty muilla toimenpiteillä rakenteellisessa mitoituksessa tehdään kaksi tarkastelua, missä toisessa oletetaan nivelkiinnitys porapaalun alapäähän ja toisessa jäykkä kiinnitys 1*D kalliopinnan alapuolella.

Rinnakkaiset tarkastelut tehdään, mikäli paalujen alapään eri kiinnitystarkasteluvaihtoehtoilta on vaikutusta siirtymiin tai paalujen rakenteelliseen rasitukseen.

Käytettäessä alla mainittuja menetelmiä, on paalun alapään sivusiirtymisen mahdollisuus syntyvässä paalua suuremmassa kallioreiässä otettava rakenteen mitoituksessa huomioon.:

- epäkeskistä porausmenetelmää (esim. ODEX) tai
- porausmenetelmää, missä pilottikruunussa on symmetrisesti avautuvia poraussegmenttejä eli ns. siipiterää tai
- käytettäessä ns. irtorengas avarrinta,

Kallion kestävyys tulee aina etukäteen varmistaa, kun oletetaan liitos momentti-jäykäksi. Mitoitus voidaan tehdä samanlaisella jousimallilla kuin maassa olevan vaakakuormitetun paalun mitoitus.

Kaivinpaalun geotekninen puristuskestävyys

Kaivinpaalun geotekninen puristuskestävyys osoitetaan laskennallisesti perustuen pohjatutkimuksiin ja työn aikana tehtyihin maaperähavaintoihin (maalaji, kaivuvaikeus).

Kallioon tukeutuvan kaivinpaalun geotekninen puristuskestävyys mitoitetaan Paalutusohje PO-2016:n mukaisesti.

Kallioon tukeutuvan kaivinpaalun alapään kalliokontakti varmistetaan aina injektoidulla Väyläviraston tyyppiirustuksen R15 / DM5 mukaisesti.

Jos paalun alapäässä vaikuttaa normaalivoiman lisäksi momentti, mitoitetaan tartuntateräksiset tai ankkurit kuten normaalin teräsbetonipoikkileikkauksen vetoteräksiset olettaen kaivinpaalun alapäähän kalliokontakti.

Tartuntateräksiä tai ankkureita käytettäessä kallion ehjyyden tutkiminen, rakenteiden mitoitus ja koestukset ovat vastaavat kuin vetopaaluilla kappaleessa 5.3.2.2. Korroosio otetaan huomioon kappaleen 5.4.5 mukaan.

Ankkurien ja tartuntaterästen suunnittelua on käsitelty kappaleessa 5.4.

Lyöntipaalun puristuskestävyys

Lyöntipaalun geotekninen puristuskestävyys osoitetaan dynaamisella koekuormituksella tai staattisella koekuormituksella.

Paalun geoteknistä puristuskestävyyden ominaisarvoa määritettäessä otetaan huomioon koekuormitusten määrä, tulosten hajonta ja peruslaatan kyky jakaa kuormia paaluille. Kitkapaalujen geotekninen kestävyys ja paalupituudet määritetään pohjatutkimusten perusteella PO-2016 ja koepaalujen staattisilla tai dynaamisilla koekuormituksilla.

Paalun geoteknisen puristuskestävyyden mitoitusravon määrittäminen tapahtuu PO2016 mukaan. Eurokoodin kansallisen liitteen (LVM) SFS-EN 1997-1, taulukoiden A.9(FI), A.10(FI) ja A.11(FI) korrelaatiokertoimen ξ -arvoja sovelletaan kuhunkin sillan tukeen erikseen, kun tuen paalut tukeutuvat samanlaisiin pohjaolosuhteisiin. Korrelaatiokertoimien määrittely on esitetty liitteessä 1.

Suunnitteluvaiheessa paalujen puristuskestävyys arvioidaan seuraavasti:

1. Pohjatutkimusten, paalun ja lyöntikaluston perusteella määritetään saavutettavissa oleva $R_{c,m}$ (=puristuskestävyyden mitattu arvo).
2. Määritetään tehtävien dynaamisten koekuormitusten määrä, jolloin saadaan ξ .
3. Edellisten perusteella lasketaan $R_{c,k}$ ja $R_{c,d}$ (=puristuskestävyyden ominaisarvo ja mitoitusarvo).

$R_{c,m}$ määrittämisen lähtökohtana on (kohta 1) paalun lyönninkestävyys, joka määrittelee paalun mitatun geoteknisen kestävyuden maksimiarvon $R_{c,m,max}$ ($\leq R_{lyöntikestävyys}$). $R_{lyöntikestävyys}$ määritetään paalulle asennuksessa sallittavan suurimman lyöntijännityksen perusteella PO2016 kohdan 4.7.2 mukaan.

Toteutusvaiheessa tehdään kohdan 2 mukaiset dynaamiset koekuormitukset, joilla varmistetaan, että paalun geotekninen puristuskestävyys on riittävä.

Sillan jokaisen tuen paaluista (n kpl) tulee koekuormittaa dynaamisesti vähintään N kpl:

n = ≤ 2	4	32	64	128	≥ 256 kpl
N= kaikki	2	8	12	16	24 kpl

Väliarvot interpoloidaan suoraviivaisesti ja lukumäärä pyöristetään lähimpään kokonaislukuun.

Kaikki suoraan kanteen pilarina tai paaluna jatkuvat paalu on mitattava.

Paalulaattojen ja muiden taitorakenteiden paaluista tulee koekuormittaa dynaamisesti kullakin liikuntasauvojen rajaamalla paalulaatan tai muun taitorakenteen osalla vähintään 5 % paaluista, kuitenkin vähintään 5 paalua. Koekuormitettavat paalut on valittava niin, että ne edustavat kattavasti koko paalukenttää.

Selkeästi tukipaaluina toimivat halkaisijaltaan ≤ 350 mm esivalmistetun teräksisen tai teräsbetonisen lyöntipaalun geotekninen puristuskestävyys voidaan osoittaa PO-2016 mukaisesti laadittujen lopetuslyöntiehtojen perusteella tai dynaamisilla paalutuskäyttöolosuhteilla, kun seuraavat ehdot täyttyvät:

- Paalujen määrä on enintään 15 kpl sillan yksittäistä tukea kohti tai muiden taitorakenteiden osalta koko rakenteessa
- Paalujen suurin kuorman mitoitusarvo on enintään 80 % ko. paalutyyppin PTL2:n mukaisesta suurimmasta geoteknisen kestävyuden mitoitusarvosta
- Lopetuslyöntiehtoina käytetään paalutyyppin PTL2:n suurimman geoteknisen kestävyuden perusteella laadittuja ehtoja
- Paalutuskoneessa käytetään paalun lyönnin automaattista lyöntienergian ja paalun tunkeuman tallentavaa rekisteröintilaitetta seuraamusluokan CC2 ja CC3 rakenteille sekä kaikille silloille.

5.3.2.2 Vetokestävyys STR/GEO

Mitoitusehto:

Paalun kuorman mitoitusarvo \leq Paalun vetokestävyuden mitoitusarvo

Paalun geotekninen vetokestävyys määritetään PO-2016 mukaisesti.

Koheesiomaalajien osalta paalujen vetokestävyyttä voi käyttää yleensä hyväksi vain lyhytaikaisille kuormille, jotka eivät ole syklisiä. Kitkamaalajien osalta vastavaa rajoitusta ei ole.

Paalun vetokestävyys määräytyy yleensä paalun geoteknisen vetokestävyuden perusteella. Paalun rakenteellinen kestävyys tulee yleensä paalun vetokestävyuden kannalta määrääväksi vain voimakkaasti vedetyissä ankkuroiduissa paaluissa.

Karkearakeisissa maalajeissa ja moreeneissa voidaan käyttää dynaamista koekuormitusta, jos kuormitukselle tehdään CAP-WAP analyysi. CAPWAP tulosten korrelaatioina käytetään Eurokoodin kansallisen liitteen (LVM) SFS-EN 1997-1 taulukon A11.(F) arvoja ja puristuksessa määritetystä vaippakestävydestä voidaan hyödyntää maksimissaan 80% vetokestävyyttä määritettäessä, mikäli ei ole tehty erikseen staattista vetokoetta.

Kallioon injektoitujen paalujen laskennallisessa vetokestävyudessa huomioidaan ainoastaan kalliotartunnan osuus ja paalun paino. Tarkastelussa huomioidaan lisäksi kalliokartion paino, injektointiaineen/laastin ja teräsojan tartunta ja injektointiaineen/laastin ja kallion tartunta.

Kun porattu teräspuutkipaalu injektoidaan kallioon liitteen 7 mukaisesti, voidaan injektointiaineen ja teräksen tartuntalujuuden ominaisarvona käyttää enintään 100 kPa, mutta vetokuorman suurin mitoitusarvo murtorajatilassa ei saa olla Taulukossa 5 esitettyä suurempi. Käyttörajatilan ominaisyhdistelmällä KRT1a, tällä tavalla tehtyyn, vetopaaluun ei saa kohdistua vetoa. Minimiporaussyvyys ehjään kallioon on 2 metriä ja 3D.

Taulukko 5. Liitteen 7 mukaisesti kallioon injektoitu porattu teräspuutkipaalu.

Paalun halkaisija [mm]	Vetokuorman suurin MRT-arvo [kN]
170	50
320	100
508	150
≥ 813	250

Taulukon arvojen väliarvot voidaan interpoloida.

Paalut ja niiden ankkuroinnit on mitoitettava murtorajatilassa sekä puristukselle että vedolle. Kuvan 17 vuokaavio antaa esimerkkejä vetopaaluihin kohdistuvista tarkasteluista.

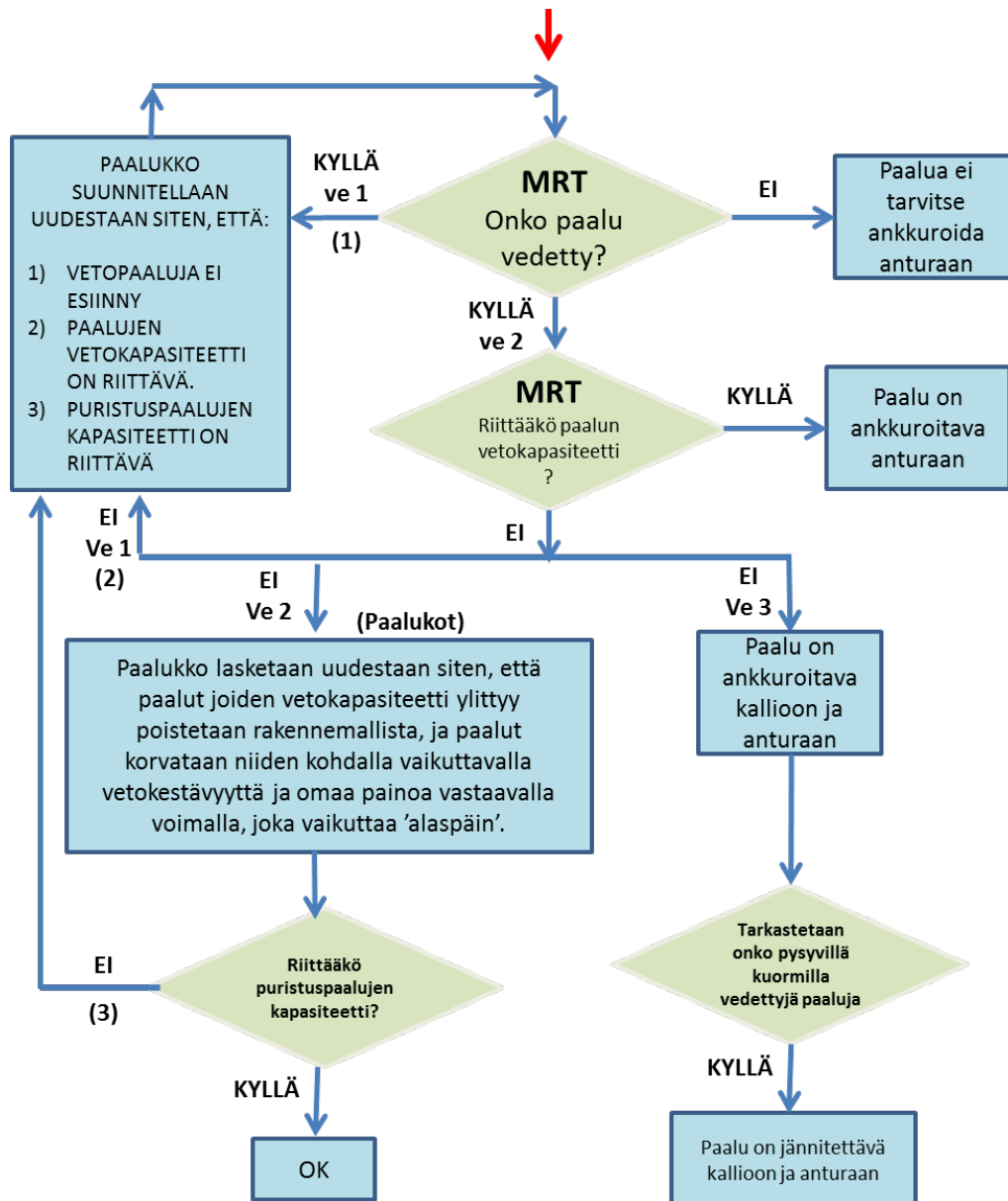
Käytettäessä tartuntateräksiä tai ankkureita on kallion eheys tutkittava tartuntasyvyyden verran (vähintään 3 metriä) porakonekairauksella. Jokaisen paalun kohdalla tehdään vesimenekki koke standardin SFS EN ISO 22282-3 Geotekninen tutkimus ja testaus. Geohydrauliset kokeet. Osa 3: Kallioperän vesimenekki kokeet mukaan. Mikäli kallio on rikkonaista, se injektoidaan. Vesimenekin tulee olla alle 1 l/min/m/MPa. Käytettävä koepaine on 0,1 MPa ylipaine suhteessa pohjavedenpaineeseen. Injektointi ja vesimenekki koke toistetaan,

kunnes kallio todetaan tiiviiksi. Näillä edellytyksillä kontaktipoikkileikkausta mitoitettaessa voidaan käyttää paalun betonin mukaista lujuutta. Tartuntaterästen ja ankkurien tartuntapituutena käytetään sellaisen kärkikulmaltaan 90° kalliokartion korkeutta, jonka paino vastaa kaikkien käytettyjen tartuntaterästen yhteenlaskettua veto-voimaa murtorajatilassa.

Tartuntateräksiä tai jännittämättömiä ankkureita käytettäessä tulee käyttörajatilan pysyvällä yhdistelmällä KRT(pysyvä) kontaktipinnan olla puristettu. Jännitetyt ankkureita käytettäessä tulee käyttörajatilan ominaisyhdistelmällä kontaktipinnan olla puristettu (KRT1a...11a).

Kaikille ankkureille ja pääsääntöisesti tartuntateräksille tehdään hyväksyntäkoee, jolla tutkitaan ankkuritangon ja laastin sekä laastin ja kallion välisen tartuntalujuuden riittävyys. Kallion kestävyyttä ei tutkita (esim. kalliokartion paino). Tartuntateräksille tehtävien hyväksyntäkokeiden määrää voidaan harkinnan mukaa alentaa ankkureille määrätystä ehdosta, jos tartuntoja on yli 3 kpl paalua kohti.

Ankkurien ja tartuntaterästen suunnittelua on käsitelty kappaleessa 5.4.



Kuva 17. Vetopaalujen tarkastelu siltarakenteissa.

Pysyvät siltarakenteet

Pysyvissä siltarakenteissa ei saa käyttää vetopaaluja silloin kuin käyttörajan pysyvällä yhdistelmällä KRT(pysyvä) paaluun kohdistuu vetoa. Tässä tapauksessa paalun vetokuormat on otettava kokonaan esijännitetyillä ankkurilla, mikä suunnitellaan ja kestävyys osoitetaan kohdan 5.4 mukaisesti. Mikäli paaluun kohdistuu vetoa muissa käyttörajan yhdistelmissä tai murtorajatilassa, on paalun kestävyys osoitettava staattisella tai dynaamisella koekuormituksella kohdan 5.3.2.2. mukaisesti. Koekuormituksia on tehtävä vähintään kahdelle paalulle, mutta vähintään 20 % rakenteen paaluista, joihin kohdistuu vetoa.

Muut taitorakenteet kuin pysyvät sillat

Mikäli paaluun kohdistuu vetoa käyttörajan yhdistelmällä, on paalun kestävyys osoitettava staattisella tai dynaamisella koekuormituksella vastaavalla tavalla kuin pysyvissä siltarakenteissa.

5.3.3 Kestävyys vaakakuormille STR/GEO

Paalua vasten voi syntyä maanpainetta ulkoisen kuorman (esim. jarrukuorma, lämpöliike) liikuttaessa paalua tai maan siirtyessä paalua vasten. Näin syntyvät rasitukset tulee ottaa huomioon paaluja mitoitettaessa.

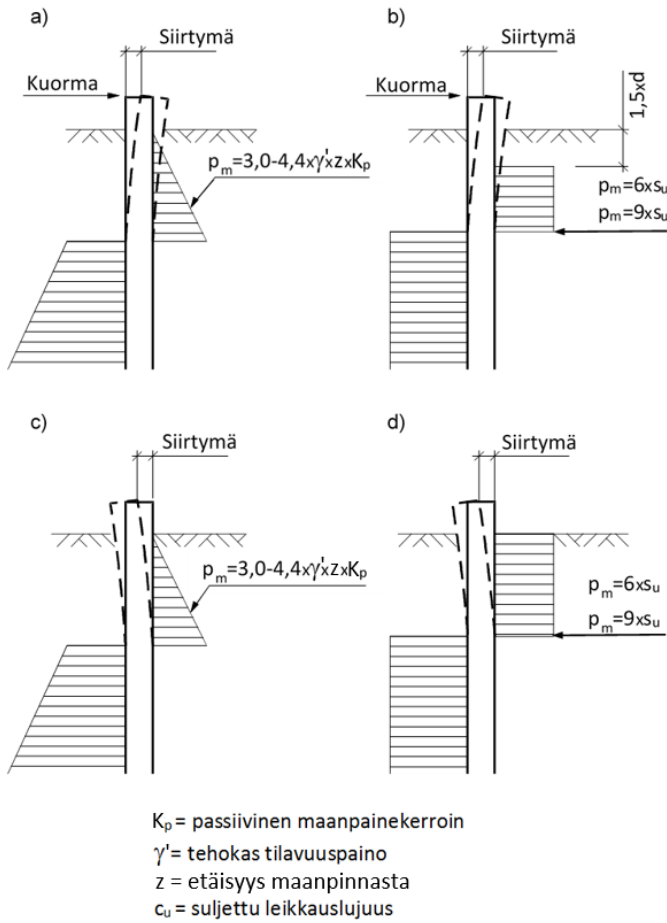
Vaakakuormien tai -siirtymien rasittamien paalujen voimasuureet lasketaan käyttämällä rakennemallia, joka ottaa huomioon sekä paalun että maan muodonmuutosominaisuudet. Tämä voi tapahtua esimerkiksi kuvaamalla maan ominaisuuksia paaluja tukevilla jousilla. Laskennassa on otettava huomioon maan jäykkyys, joka määrää jousen jäykkyyden, sekä maan "vaakasuuntaisen katokestävyyden" raja eli sivuvastuksen ääriarvo, jonka jälkeen jousen voima ei enää kasva.

Maanpaineen kuormittaman tai tukeman paalun murtorajatilaksi katsotaan pääsääntöisesti paalun varren murtuminen. Poikkeuksen muodostaa nurjahdus, jossa murtorajatiloja ovat sekä paalun varren, että ympäröivän maan murtuminen.

Tässä kappaleessa käsitellään yksittäisen paalun sivuvastusta. Paaluryhmän vaikutusta sivuvastukseen on käsitelty julkaisussa *RIL 254-2016 Paalutusohje 2016*.

5.3.3.1 Sivuvastuksen ääriarvo

Paaluun kohdistuvan paineen ääriarvot riippuvat maan lujuusominaisuuksista ja kitkamaalla myös tehokkaasta pystysuuntaisesta jännityksestä. Paineen ääriarvot määritetään maan murtotilan mukaan maanpaineteoriaan perustuen. Kuvassa 18 on esitetty paaluun kohdistuvan paineen ääriarvot kitka- ja koheesiomaassa.



Kuva 18. Paaluun kohdistuvan paineen p_m ominaisarvon ääriarvot a) kitkamaassa maan toimiessa tukena, b) koheesiomaassa maan toimiessa tukena, c) kitkamaassa maan toimiessa kuormana ja d) koheesiomaassa maan toimiessa kuormana

Kuvassa 18 esitetty paaluun kohdistuvan paineen ominaisarvon ääriarvon p_m kerroin (3...4,4 ja 6...9) edustaa normaalia vaihtelualuetta. Vaihtelualuetta ei pidä sekoittaa varmuustasoon, vaan mitoitus on tehtävä siten, että valitaan mitoitustilanteessa määräävä arvo.

5.3.3.2 Sivuvastuksen ja siirtymän yhteys

Paaluun kohdistuvan paineen ja vastaavien siirtymien välistä riippuvuutta kuvataan usein jousien avulla. Jousien jäykkyys lasketaan alustalukujen avulla. Alustaluvut eivät ole maan materiaaliparametreja, vaan ne riippuvat rakenteen mitoista ja maan kokoonpuristuvuudesta.

Jousen jäykkyys kitkamaassa

Kitkamaassa alustaluku voidaan määrittää kokoonpuristuvuusmoduulin M tai avoimen tilan kimmomoduulin E_d kautta. Moduulien arvot voidaan mitata ödometri- tai kolmiaksiaalilaitteella. Ongelmaksi muodostuu karkearakeisilla maalajeilla näytteen oikean tiiveysasteen saavuttaminen. Moduulien arvoja voidaan arvioida myös kairausten perusteella liitteen 7 mukaan.

Alustalukukerroin saadaan moduulien perusteella kaavasta

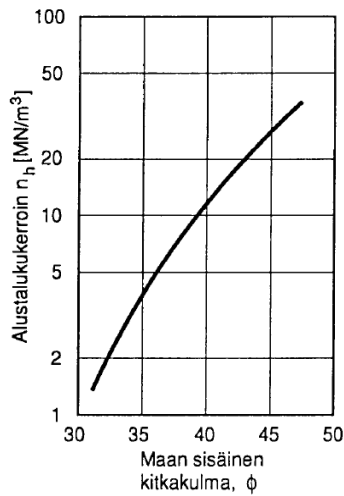
$$n_h = \alpha \beta \frac{M}{z} = \alpha \frac{E_d}{z}$$

$$\beta = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu}$$

$$\alpha = 0,74$$

$\beta = 0,83 - 0,95$ hiekalle Poissonin vakion ν vaihdellessa vastaavasti välillä $0,25 - 0,15$.

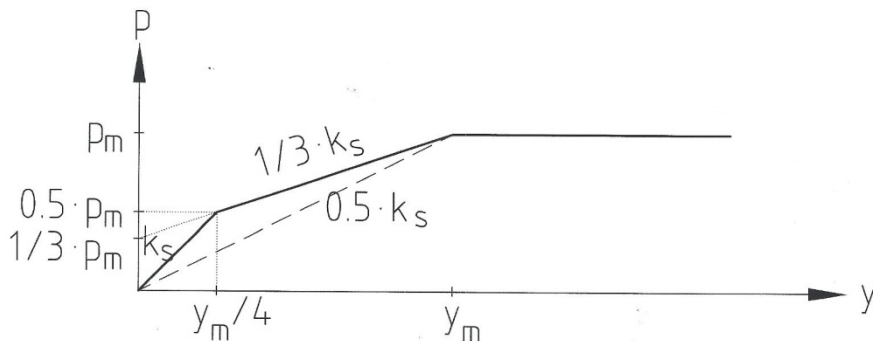
Kitkamaan alustalukukerroin n_h voidaan arvioida myös kokemusperäisesti Kuvan 19 kitkakulman funktiona.



Kuva 19. Kitkamaan alustalukukertoimen arviointi kitkakulman perusteella. Pohjaveden pinnan alapuolella n_h on 60 % kuvan arvoista.

Alustalukukertoimesta saadaan alustaluku kaavalla:

$$k_s = \frac{n_h z}{d}$$

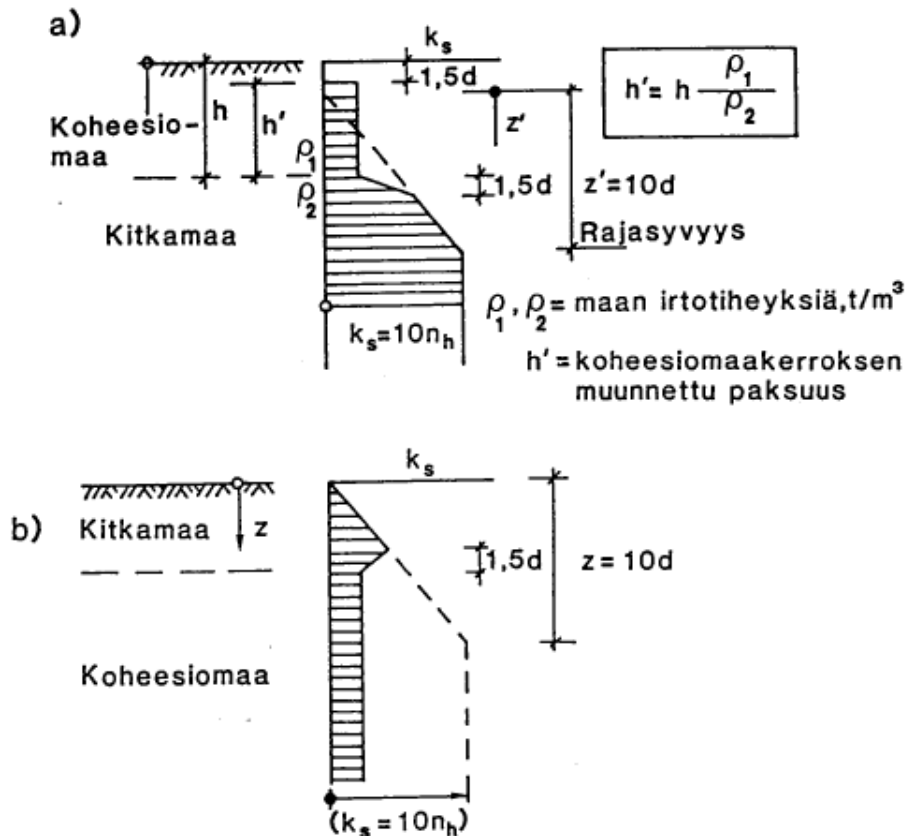


Kuva 20. Kitkamaan sivupaine – siirtymäyhteyden määrittäminen. p_m on paaluun kohdistuvan paineen ominaisarvon ääriarvo (Kuva 15) ja y_m on sitä vastaava siirtymä.

Kuvassa 20 on esitetty tapa, jolla voidaan kuvata kitkamaan likimääräinen sivupaine-siirtymäyhteys. Kuvassa katkoviiva määrittää pisteen (p_m, y_m), eikä sitä pidä sekoittaa maan "todelliseen" käyttäytymiseen.

Homogeenisessa kitkamassa vaakasuuntaisen alustaluvun k_s oletetaan kasvavan lineaarisesti syvyyteen $z=10d$ asti ja pysyvän tämän jälkeen vakiona.

Kuvassa 21 on esitetty alustaluvun määrittäminen kerroksellisissa maissa.



Kuva 21. Alustaluku kerroksellisessa maassa a) kitkamaan ollessa koheesiomaan alapuolella ja b) kitkamaan ollessa koheesiomaan yläpuolella.

Jousen jäykkyys koheesiomaassa

Paaluun kohdistuvan paineen ja vastaavien siirtymien välistä riippuvuutta kuvataan yleensä alustalukujen avulla. Lyhytaikaisessa kuormitustilanteessa koheesiomaan alustaluku voidaan määrittää suljetun tilan kimmomoduulin E_u kautta.

$$k_s = \frac{E_u}{d}$$

Pitkäaikaisessa kuormitustilanteessa koheesiomaan alustaluku voidaan määrittää kokoonpuristuvuusmoduulin (M) kautta, jolloin alustaluku k_s on:

$$k_s = \beta \frac{M}{d}$$

$$\beta = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu}$$

$\beta = 0,46 - 0,74$ savelle Poissonin vakion vaihdelta vastavasti välillä $0,4 - 0,3$

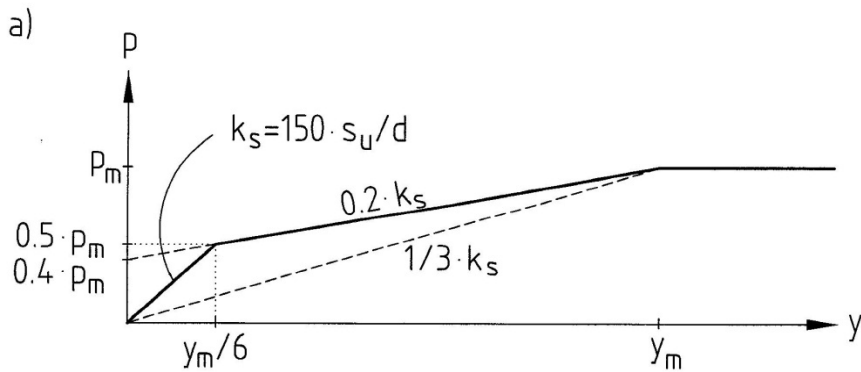
$\beta = 0,62 - 0,83$ siltille Poissonin vakion vaihdelta välillä $0,35 - 0,25$.

Koheesiomaan alustaluku voidaan arvioida myös kokemuseräisillä kaavoilla:

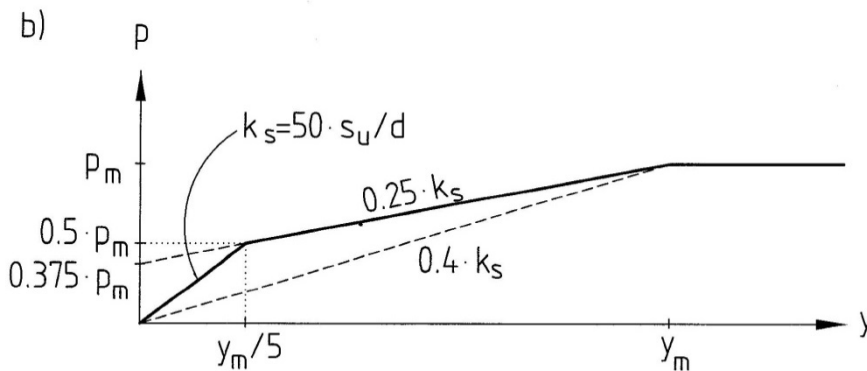
$$k_s = 50 \frac{s_u}{d}, \text{ pitkäaikaiselle kuormalle}$$

$$k_s = 150 \frac{s_u}{d}, \text{ lyhytaikaiselle kuormalle}$$

Kuvassa 22 on esitetty koheesiomaan likimääräinen sivupaine-siirtymäyhteys lyhytaikaisessa kuormituksessa ja Kuvassa 23 pitkäaikaisessa kuormituksessa. Kuvassa katkoviiva määrittää pisteen (p_m, y_m) , eikä sitä pidä sekoittaa maan "todelliseen" käyttäytymiseen.



Kuva 22. Koheesiomaan sivupaine – siirtymäyhteyden määrittäminen lyhytaikaisessa kuormituksessa.



Kuva 23. Koheesiomaan sivupaine – siirtymäyhteyden määrittäminen pitkäaikaisessa kuormituksessa.

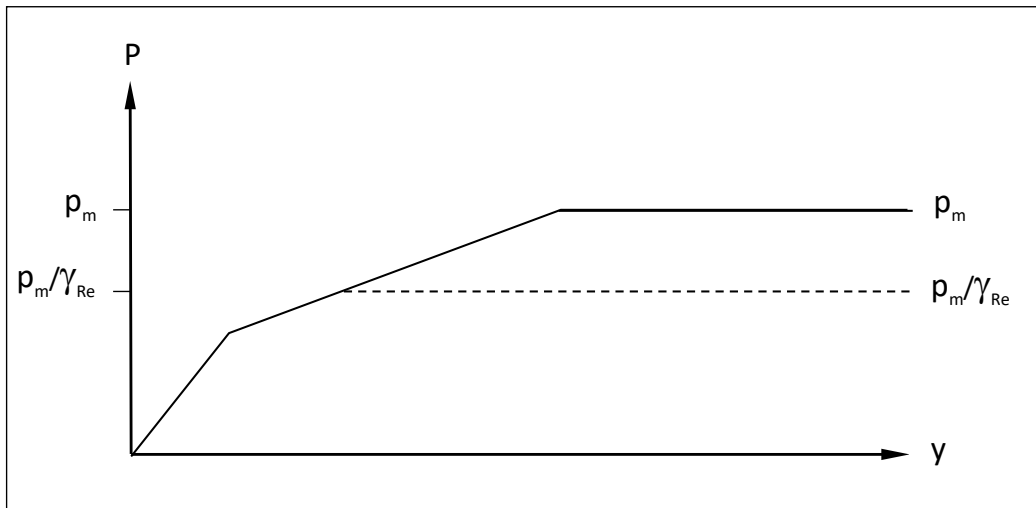
Paaluun kohdistuvan paineen ominaisarvon ääriarvoa vastaa kuvissa 5.13a ja b merkintä p_m ja sitä vastaavaa paalun sivusiirtymää y_m .

5.3.3.3 Mitoitus

Lujuuden osavarmuusluku kohdistetaan kestävyyteen eikä lujuusominaisuuksiin. Kestävyuden osavarmuusluvulla ei ole vaikutusta jousen jäykkyyteen, vaan jäykkyys määritetään aina maaparametrien ominaisarvojen perusteella.

Maan kestävyuden osavarmuusluku on 1,5 (Liite 1, taulukko A.13(FI)).

Murtorajatilassa maan toimiessa tukena, käytetään laskennassa joustaa, jossa sivuvastuksen ääriarvo on jaettu kestävyuden osavarmuusluvulla. Aina käyttörajatilassa ja murtorajatilassa maan toimiessa kuormana, käytetään sivuvastuksen ääriarvon mukaista joustaa, ks. Kuva 24.



Kuva 24. Laskennassa käytettävä sivupaine – siirtymäyhteys: käyttörajatilassa ja murtorajatilassa maan toimiessa kuormana (P_m) sekä murtorajatilassa maan toimiessa tukena (P_m/g_{Re}).

Mitoitustavassa DA2* kuorman osavarmuusluvut kohdistetaan kuorman vaikutuksiin. Tutkittaessa paalun kestävyyttä kyseinen vaikutus on paalun varren rasitus ja tutkittaessa maan kestävyyttä kyseinen vaikutus on paalun ja maan välinen maanpaine.

Kuorman osavarmuusluku ja yhdistelykerroin määräytyvät aiheuttavan kuorman mukaan.

Rakennetta ei voi kuormittaa yksittäisillä kuormilla ja yhdistellä näiden vaikutuksia (jousivoimia, voimasuureita), koska superpositioperiaate ei ole maan epälineaarisen käyttäytymisen vuoksi voimassa. Mikäli rakenne kokonaisuudessaan pysyy lineaarisella alueella, on superpositioperiaate voimassa.

Poikkeuksen edelliseen kappaleeseen muodostavat koheesiomaassa olevaan paaluun kohdistuvat pitkä- ja lyhytaikaiset kuormat. Näiden vaikutukset lasketaan erikseen ja lopuksi summataan yhteen. Tämä johtuu siitä, että koheesiomaan jäykkyys lyhytaikaisen kuormituksen aikana ei riipu pitkäaikaisten kuormien aiheuttamasta muodonmuutostilasta.

Täytössä paaluun kohdistuvat maan painosta aiheutuvat maanpainheet muodostavat tasopainotilan, mikäli kaivu- ja täyttötöitä tehdään ennen paalujen asentamista ja penkereen vakavuus täyttää Penkereiden stabiliteetin laskentaohjeen mukaisen varmuustason. Oleellista on, asennetaanko paalut ennen vai jälkeen maan siirtymiä aiheuttavia työvaiheita. Mikäli paalujen asentamisen jälkeen tapahtuu maan liikkeitä, aiheutuu niistä toispuolista maanpainetta, joka pitää ottaa huomioon. Maanpaineen laskenta on esitetty ohjeessa *Liikuntasaumattoman sillan suunnittelu 9/2021* kappaleessa 1.3.3.

Mitoitettaessa teräsbetonisista tai halkaisijaltaan alle 250 mm teräspaaluista koostuvia paaluryhmiä, joissa on vaakakuormitusten suuntaan vinoja paaluja, vaakakuormat otetaan yleensä paalujen aksiaalisilla rasituksilla.

Paalun sijaitessa kitkamaaluiskassa käytetään luiskaan päin suuntautuvaa liikettä kuvaavien alustalukujen määrittämisessä syvyyskoordinaatin z alkamiskohtana taso, jossa paalun keskilinjan ja luiskan etupinnan välinen vaakasuora etäisyys on 3D. Koheesiomaassa luiskan vaikutus alustalukuun tutkitaan esim. elementtimenetelmällä. Paaluun kohdistuvan paineen ääriarvoa laskettaessa pitää luiskan kaltevuuden vaikutus ottaa huomioon kitkamaassa passiivipainekertoimen arvolla ja koheesiomaassa liukupintalaskelmalla.

Paalujen ympärystäyttö voidaan suunnitella siten, että se lisää maan paalua tukevaa vaikutusta. Ympärystätön hyväksikäyttö edellyttää aina geoteknistä suunnittelmaa.

Raakaturpeen sivuventaa ei saa hyödyntää. Maatuneiden ja keskinkertaisesti maatuneiden turpeiden sivuvastusta voidaan hyödyntää lyhytaikaisille kuormille. Leikkauslujuuden redusointi tehdään Väyläviraston ohjeen Penkereiden stabiliteetin laskentaohje mukaisesti.

Paalujen rakenteellinen kestävyys

Paalujen rakenteellinen kestävyys mitoitetaan voimassa olevien materiaali-kohtaisien eurokoodien (SFS-EN 1992...1995) ja Väyläviraston niille laatimien soveltamisohjeiden (NCCI-sarja) mukaan.

5.3.4 Nurjahduskestävyys STR/GEO

Nurjahdustarkastelu voidaan suorittaa rakennemallilla, jossa maan paalua tukeva vaikutus kuvataan jousilla. Menettely sopii kaikille kuormitustilanteille voiman ja momentin suunnasta riippumatta. Aksiaalisesti kuormitetun paalun nurjahdustarkastelu on mahdollista tehdä myös Paalutusohjeen 2016 osan 1 kohdan 4.7.5 esittämällä tavalla.

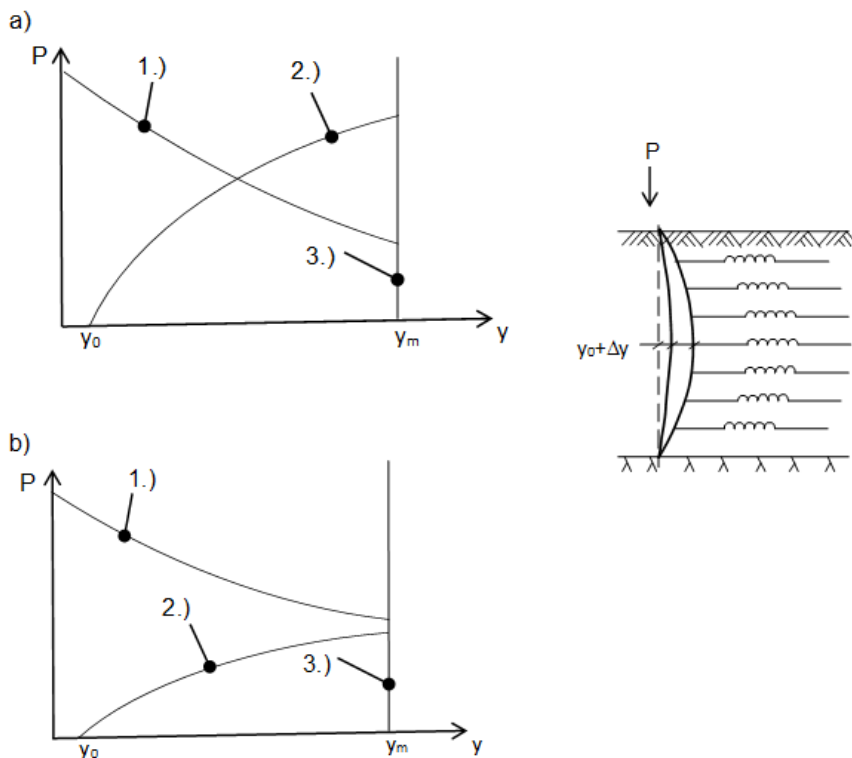
Mitoitustavassa DA2* kuorman osavarmuusluvut kohdistetaan kuormien vaikutuksiin (paalun momentti, leikkausvoima, jännitys ja laskettu sivupaine). Maan kestävyden osavarmuusluku 1,5 (Liite 1, Taulukko A.13(FI)) kohdistetaan 'jousien kestävyden ominaisarvoihin'. Jousien jäykkyys lasketaan maan ominaisuuksien ominaisarvoja käyttäen, eikä jäykkyyteen kohdisteta osavarmuuslukuja. Jousena käytetään Kuvan 24 mukaista (p_m/g_{Re}) joustaa.

Pitkä- ja lyhytaikaiset kuormat voidaan koheesiomaassa laskea erikseen ja summata vaikutukset yhteen. Tämä johtuu siitä, että koheesiomaan jäykkyys lyhytaikaisen kuormituksen aikana ei riipu pitkäaikaisten kuormien aiheuttamasta muodonmuutostilasta.

Rakennemallissa (yleensä FEM) tulee paalun alkukaarevuus ja kuorman epäkeskiisyys mallintaa. Jos paalu mallinnetaan suorana ja kuorma keskeisenä se ei laskennallisesti nurjahda.

Jos Väyläviraston ohjeen Penkereiden stabiileetin laskentaohje mukaan määritetty eloperäisen maakerroksen leikkauslujuus on pienempi kuin 5 kPa, ei sitä saa käyttää laskennassa paalua tukevana.

Maassa olevan paalun nurjahduksella tarkoitetaan eri ilmiötä kuin sivutuettoman paalun nurjahduksella. Kyseessä on sivutuetun kaarevan sauvan puristus. Asiaa on havainnollistettu alla esitetyssä kuvissa.



Kuva 25. Maassa olevan kaarevan paalun nurjahdus: a) nurjahduskuorma P määräytyy paalun varren rakenteellisen kestävyuden perusteella b) Nurjahduskuorma P määräytyy maan kestävyuden perusteella.

Käyrä 1.) kuvaa paalukuorman P ja taipuman y suhdetta, kun poikkileikkauksen kapasiteetti on kokonaan käytössä ($M = f(y)$). Käyrä 2.) kuvaa paalukuorman P ja taipuman y välistä suhdetta. Viiva 3.) kuvaa taipumaa, jolla saavutetaan maan kestävyuden mitoitusarvo.

Kuvassa 25 paalun varren rakenteellista kestävyyttä rajaa siis käyrä 1.) ja maan kestävyyttä suora 3.). Ylemmässä kuvassa a) käyrä 2.) leikkaa ensin paalun varren

kestävyyttä rajaavan käyrän 1.), eli nurjahdus tapahtuu paalun varren murron seurauksena. Alemmassa kuvassa b) käyrä 2.) leikkaa ensin maan kestävyyttä rajaavan suoran 3.), eli nurjahdus tapahtuu maan murron seurauksena.

Murtorajatilassa tulee osoittaa sekä paalun rakenteellisen kestävyyden, että maankestävyyden osalta, että kuormien vaikutusten mitoitusarvo on pienempi tai yhtä suuri kuin kestävyyden mitoitusarvo.

$$E_D \leq R_D$$

Tavanomaisissa tapauksissa paaluryhmän nurjahdusta tarkastellaan yksittäisen paalun nurjahduksena ilman paaluryhmän aiheuttamaa redusointia. Mikäli paaluryhmän paalujen keskiöetäisyydet ovat alle $3,5...7 \cdot D$, tulee sivuvastusta pienentää Paalutusohje PO-2016 mukaisesti.

5.3.5 Koheesiopaalu

Koheesiopaaluja ei yleensä käytetä pysyvissä rakenteissa.

Paalujen puristus- ja vetokestävyydet määritetään PO-2016 esitettyjen periaatteiden mukaan. Dynaamiset koekuormitukset eivät sovellu koheesiopaalujen kestävyyden mittaukseen.

5.3.6 Korroosion huomioon ottaminen

Teräspaalujen korroosiotutkimukset ja -mitoitus tehdään liitteen 5 sekä PO-2016 kohdan 3.2.4 mukaisesti. Korroosiotutkimukset tehdään, vaikka korroosio-olosuhteet ennen tutkimuksia arvioitaisiin tavanomaisiksi. Olosuhteiden arviointi ja johdopäätökset esitetään geoteknisissä suunnitteluraportissa.

Paalun toiminta varmistetaan yleensä ylimitoituksella, joka vastaa seinämän paksuuden menetystä. Pääsääntöisesti käytetään liitteen 5 taulukkojen 3 ja 4 korroosiovaran arvoja. Teräsputki- ja teräspalkkipaalut täytetään betonilla rakenteissa, joissa on 100 v suunniteltu käyttöikä.

Lisäksi on huomioitava tiesuolauksen vaikutus korroosioon. Tiesuolauksen vaikutus käytettäviin korroosiovaroihin on käsitelty liitteessä 5 kappaleessa 4.

Käytettäessä itseporautuvia tankoankkureita vetopaaluina ja vastaavalla tavalla injektoidavien pienpaalujen korroosiosuojaus suunnitellaan PO-2016 Osa 1 kohdan 4.7.6.3 mukaisesti.

Teräsbetonipaalujen osalta selvitetään paalujen rasitusluokkayhdistelmät PO-2016 osan 1 kohdan 4.7.6.2 mukaisesti. Korroosiotutkimuksiin liittyen selvitetään myös, tuleeko betonista tehtävissä muissa pohjarakenteissa käyttää sulfaatinkestävää sementtiä. Ympäristöluokkien XA1, XA2 ja XA3 mukaisessa kemiallisessa rasituksessa olevien rakenteiden betonin lujuusluokka valitaan soveltamisohjeen NCCI2 kohdan 4.3 mukaisesti. Sulfaatin kestävää sementtiä käytetään ympäristörasitusluokissa XA2 ja XA3. Kemiallisen rasituksen ympäristöluokkien raja-arvot on esitetty NCCI2 liitteessä 3.

5.4 Ankkurointi

5.4.1 Yleistä

Luvuissa 5.4.2 ja 5.4.3 käsitellään ankkureita, joilla on ns. "vapaa pituus". Vapaalla pituudella tarkoitetaan ympäröivään maahan, kallioon tai rakenteeseen kiinnittämätöntä ankkurin vedettyä osaa.

Luvussa 5.4.5 käsitellään maahan tukeutuviat vedettyjä rakenneosia, joilla ei ole vapaata pituutta. Eurokoodi 7:ssä näitä ei luokitella ankkureiksi.

Pysyvissä ankkureissa käytetään kaksinkertaista korroosiosuojausta. Korroosiosuojauksen suunnittelussa noudatetaan SFS-EN 1537 vaatimuksia.

5.4.2 Murtorajatila STR/GEO

Seuraavat rajatilat tulee tarkastaa:

- ankkurijänteen ja ankkurin pään murtuminen
- ankkuroitavan rakenteen murtuminen
- ankkurijänteen ja injektointilaastin liitoksen murtuminen
- injektointilaastin ja maan tai kallion välisen liitoksen murtuminen
- kallion murtuminen
- tuetun rakenteen ja maa- tai kalliopohjan kokonaisvakavuuden menetys
- liialliset siirtymät

Ankkuriryhmien osalta tulee ottaa huomioon ankkurien yhteisvaikutus. Ankkurin suunta valitaan siten, että ankkuroidun rakenteen mahdollinen liike tai muodonmuutos ei aiheuta ankkurin löystymistä. Mikäli tämä ei ole mahdollista, pitää asia ottaa huomioon suunnittelussa

Ankkurin mitoitus

Seuraavan epäyhtälön pitää toteutua:

Kuormien vaikutusten mitoitusarvo $E_{ULS;d} \leq$ Kestävyyden mitoitusarvo $R_{ULS;d}$

Kuormien vaikutusten mitoitusarvo $E_{ULS;d}$ määräytyy tuettavaan rakenteeseen käytötilassa kohdistuvien suurimpien kuormien perusteella. Maanpainneiden osalta tämä tarkoittaa rakenteen siirtymien ja mitoitusiän perusteella mobilisoituvaa suurinta maanpainetta. Maanpainekuorma voi näin ollen vastata mitä tahansa painetta välillä aktiivi – lepo – passiivipaine. Näistä aktiivi- ja passiivipaine vastaavat maan murtorajatilaja ja väliarvot rakenteen käyttötiloja. Esimerkkinä tästä on ankkuroitu maanvarainen kulmatukimuuri, jonka murtorajatilaa vastaa aktiivipaine ja käyttötilaa lepopaine. Ankkurin mitoitus tehdään tällöin lepopaineen mukaan, koska se vastaa rakenteeseen mobilisoituvaa "todellista" maanpainetta.

Kuorman vaikutusten mitoitusarvo $E_{ULS;d}$ saadaan kertomalla kuorman vaikutusten ominaisarvot vastaavien aiheuttavien kuormien osavarmuusluvuilla.

Geoteknisen kestävyden määrittäminen perustuu ankkurin koekuormitukseen. Kestävyyden mitoitusarvo saadaan kaavasta:

$$R_{\text{ULS;d}} = \frac{R_{\text{ULS;k}}}{\gamma_{\text{a;ULS}}}$$

Osavarmuusluvun $\gamma_{\text{a;ULS}}$ arvot on esitetty liitteen 1 taulukossa A.19(FI).

Kestävyyden ominaisarvo $R_{\text{ULS;k}}$ on pienin koekuormituksissa mitattu kestävyyden arvo ($R_{\text{ULS;m}}$)min.

Maa- ja kallioankkurin koekuormitus

SFS-EN 1997-1:ssä ankkureiden koestus jaotellaan kolmeen koetyyppiin:

- hyväksyntäkoee
- soveltuvuuskoee
- tutkimuskoee

Käytettäessä tavanomaisia ankkurityyppejä, joista on Suomessa aikaisempaa vertailukelpoista kokemusta, tehdään vain hyväksyntäkoee. Hyväksyntäkokeella tarkoitetaan rakennuspaikalla tehtävää rakenteen osana toimivan ankkurin koevettoa, jolla varmistetaan, että ankkuri täyttää mitoitusvaatimukset. Soveltuvuus- ja tutkimuskoee liittyvät pohjaolosuhteisiin ja ankkurityyppeihin, joista ei ole aikaisempaa vertailukelpoista kokemusta (liite 1: taulukko A.20(FI)).

Ankkurien koestus tehdään standardin SFS-EN ISO 22477-5 Esijännitetyjen maa- ja kallioankkureiden koestus mukaisesti. Hyväksyntäkoee tehdään kaikille ankkureille. Soveltuvuus- ja tutkimuskokeissa koestettavien ankkureiden vähimmäismäärä esitetään liitteen 1, taulukossa A.20(FI).

Suomalaiseen syväkivilajeista muodostuneeseen kallioon sementtilaastilla injektoidujen ankkurien osalta katsotaan olevan riittävästi vertailukelpoista kokemusta. Näiden osalta tehdään vain hyväksyntäkoee.

Soveltuvuuskoeeita tehdään kohteen rakennussuunnitelman mukaan vähintään 5 kpl tai vähintään 5 % ankkureista, jos ankkurit tukeutuvat pohjaolosuhteisiin, joista ei ole aiempaa vertailukelpoista kokemusta. Tällä tarkoitetaan kaikkia maaankkureita sekä rikkonaiseen tai rapautuneeseen kallioon tukeutuvia ankkureita.

Tutkimuskokeita tehdään rakennussuunnitelman mukaan, jos ankkurityypistä ei ole aiempaa vertailukelpoista kokemusta Suomesta.

Hyväksyntäkokeessa ankkurille käytettävä koekuorma P_p tulee johtaa murtorajatiilan mitoitusvoimasta $E_{\text{ULS;d}}$ käyttäen seuraavia epäyhtälöitä:

$$P_p \geq \gamma_{\text{a;acc;ULS}} \times E_{\text{ULS;d}}$$

Osavarmuusluvun $\gamma_{\text{a;acc;ULS}}$ arvot on esitetty taulukossa A.20(FI).

Tutkimus ja soveltuvuuskoeeet kuormitetaan yleensä arvioituun murtokestävyyteen injektointiaineen ja maan rajapinnassa.

Ankkurijänne valitaan siten, että sen kestävyys täyttää alla olevan ehdon.

$$P_p \leq \text{valmistajan ohjeen mukainen yläraja} \leq 0,9^* P_{\text{myötö}}$$

missä P_p on ankkurin koevetovoima ja $P_{myötö}$ on ankkurin vetovoima, joka vastaa käytetyn teräksen myötörajaa (f_{yk} tai $f_{p0,1k}$).

Tapauksissa, joissa koevedolla ei tutkita kallion kestävyyttä esim. paalujen ankkurointi, kallion ehjyys tutkitaan vesimenekikokeella standardin SFS EN ISO 22282-3 Geotekninen tutkimus ja testaus. Geohydrauliset kokeet. Osa 3: Kallioperän vesimenekikokeet mukaan. Mikäli kallio on rikkonaista, se injektoidaan. Vesimenekin tulee olla alle 1 l/min/m/MPa. Käytettävä koepaine on 0,1 MPa ylipaine suhteessa pohjavedenpaineeseen. Injektoinnin jälkeen vesimenekikoe toistetaan ja mikäli raja-arvo 1 l/min/m/MPa ei toteudu, toistetaan injektointi, kunnes raja-arvo toteutuu. Vesimenekikoe tehdään pääsääntöisesti jokaisen ankkurin kohdalta.

5.4.3 Käyttörajatila

Käyttörajatilan laskennassa käytetään käyttörajatilan kuormayhdistelmiä ja ominaisuuksien ominaisarvoja. Hyväksyttävien siirtymien maksimiarvot määräytyvät ympäristön ja ankkuroitavan rakenteen mukaan.

Maa-ankkureille tehdään aina soveltuvuuskokeet SFS EN 1997-1 Kansallinen liite (LVM) mukaan.

5.4.4 Ankkurin esijännitys

Esijännityksellä tarkoitetaan ankkurin asentamisen yhteydessä siihen koevedon jälkeen jätettävään esijännitystä (jättövoimaa). Esijännityksen suuruuden valinnassa huomioidaan seuraavat seikat:

- Mikäli seinän vaikutusalueella on siirtymille herkkiä rakenteita, valitaan esijännitys siten, että seinän siirtymät ovat sallituissa rajoissa
- Esijännityksen arvolla on suuri vaikutus seinän ja ankkuripalkin rasitukseen. Niiden mitoituksen tulee perustua valittuun esijännitysvoimaan
- Ankkurijänteen lukitus vaatii yleensä toimiakseen esijännityksen, jotta ei synny riskiä lukituskiilojen löystymisestä dynaamisen kuormituksen seurauksena. Punosankkureilla esijännitys on vähintään noin $0,5 \cdot \text{myötöjännitys}$ eli noin 80–100 kN/punos. Suunnittelussa on huomioitava ankkurivalmistajan ohjeet jättövoiman osalta ja tarvittaessa pienillä jättövoimilla käytettävä valmistajan hyväksymiä lukitustuotteita/-menetelmiä.

5.4.5 Muut ankkurointiin käytettävät rakenteet

Tässä kappaleessa käsiteltävät ankkurointiin käytettävät vedetyt rakenteet eivät ole eurokoodi 7 terminologian mukaan ankkureita.

Rakenteet, joilla ei ole vapaata pituutta

Tällaisia rakenteita ovat mm. tartuntateräkset ja ns. itseporautuvat tankoankkurit, kun ne asennetaan siten, että tangolle ei jätetä vapaata pituutta. Tartuntateräksillä tarkoitetaan kokopituudeltaan kallioon ja rakenteeseen kiinnitettyjä terästankoja.

Rakenteiden koestuksen (mm. Standardi SFS EN-ISO 22477-5 Geotekninen tutkimus ja testaus. Geoteknisten rakenteiden testaaminen. Osa 5: Injektoitujen ankkureiden testaus), kallion ehjyyden varmistamisen ja korroosiosuojauksen suhteen noudatetaan soveltuvin osin ankkureille annettuja ohjeita seuraavin tarkennuksin.

Tartuntaterästen asennusreiän halkaisijan tulee lähtökohtaisesti olla vähintään 2-kertainen tartuntateräksen halkaisijaan nähden. Tartuntateräksen asennuksessa käytetään keskittimiä, joita sijoitetaan -teräkseen noin 1,5 m välein.

Tartuntateräksille tehdään hyväksyntäkokeet. Kokeessa koestetaan injektointimassa-kallio- ja tartuntateräs-injektointimassa-kontaktit. Hyväksyntäkokeita tehdään vähintään 20 %:lle rakenteen tartuntateräksistä. Kokeita tehdään kuitenkin vähintään 3 kpl. Koevetovoima määritellään MRT-kuormien perusteella.

Pysyvissä rakenteissa tartuntaterästen korroosiosuojauksena käytetään vähintään kuumasinkitystä, jossa sinkin paksuus on 120/150 µm (minimi/keskiarvo). Yli 250 µm sinkin kerrospaksuutta tulee välttää pinnoitteen lohkeiluriskin välttämiseksi. Mikäli tartuntateräkset altistuvat epätavanomaisille korroosio-olosuhteille tai suolaiselle vedelle, kuten merivedelle tai tiesuolauksen aiheuttamalle rasitukselle, käytetään sinkki + epoksinnoitetta.

Tartuntateräksiä on käsitelty myös kappaleissa 5.2.1.4 ja 5.3.2.1.

Itseporautuvat tankoankkurit (tai vastaavat)

Itseporautuvilla tankoankkureilla (tai vastaava) tarkoitetaan rakennetta, jossa poratanko itsessään toimii voimia välittävänä vedettynä tankona. Kiinnitys maahan tai kallioon saadaan aikaan käyttämällä porauksen huuhtelussa veden tai ilman sijasta sementtilaastia. Tällöin tangon ympärille koko matkalle muodostuu porauksen mukana sementtilaastin ja maan seoksesta muodostunut vaippa.

Maanpainerakenteiden, kuten tukiseinien, osana käytettävien itseporautuvien tankoankkureiden (tai vastaava) geotekninen murtokestävyys osoitetaan kuten ankkureiden kestävyys koskien koestettavia määriä ja kestävyuden ominaisarvon määrityksessä käytettäviä kriteerejä (luku 5.4).

Seuraaviin asioihin tulee kiinnittää erityistä huomiota:

- Korroosiosuojaus kuten ankkureille
- Koekuormituksessa tulee kokonaiskestävyydestä erottaa toimivan osan kestävyys. Esimerkiksi korvattaessa tukiseinän maa-ankkuri itseporautuvalla tankoankkurilla toimivalla osalla tarkoitetaan aktiivimurtopinnan ulkopuolista tangon osaa
- Koekuormituksissa koko tangon pituista injektointia maakappaletta ei saa vetää rakennetta (esim. tukiseinä) vasten

Ankkurilaatat

Tässä käsitellään rakennetta, joka muodostuu maanpainelaattaan, vastaponttiin tai -seinään tukeutuvasta vetotangosta. Ankkurilaatat mitoitetaan kappaleen 5.5 Maanpaineseinät ja muurit mukaan. Rakennetta ei yleensä koevedetä, vaan varmuus perustuu laskennalliseen tarkasteluun. Vetotangot kuitenkin kiristetään siirtymämitoituksen vaatimaan jännitykseen, joka tarkoittaa tavanomaisesti KRT (pysyvä) kuormitusta. Passiivipainetta käsitellään kestävyutenä.

Ankkurilaattojen minimi etäisyys tuettavasta rakenteesta määräytyy siten, etteivät aktiivi- ja passiivimurtopinnat leikkaa toisiaan. Tämän lisäksi pitää etäisyyden riittävyys tarkastaa liukupintalaskelmalla si-

ten, ettei ankkurilaatta sijaitse vaaditun varmuuden omaavan liukupinnan sisällä. Mikäli käytetään syviä ankkuriseiniä, johtaa edellä kuvattu aktiivi- ja passiivimurtopintoihin perustuva tarkastelu kohtuutomiin etäisyyksiin. Tällöin aktiivimurtopinnan voidaan ankkuriseinän alapään sijaa olettaa lähtevän pisteestä, jonka yläpuoleinen passiivipaine riittää vaaditun varmuustason saavuttamiseen.

Eryistapaus ankkuriseinästä on ns. vastaponttirakenne, jossa tuettava maa sijaitsee kahden toisiinsa vetotangolla kiinnitetyn seinän välissä ja kummankin seinän ulkopuolelta poistetaan maakerrokset likimäärin samaan tasoon. Rakenteen riskinä on molempien seinien kaatuminen samaan suuntaan. Eryyisen suuri riski on, jos seinien välinen etäisyys on pienempi kuin $1,5 \cdot$ kaivuusyvyys ja/tai rakenteeseen kohdistuu seiniä vastaan kohtisuoria ulkoisia vaakakuormia. Tarvittaessa rakenne pitää erikseen tukea seinien kallistumista vastaan.

5.5 Maanpaineseinät ja muurit

5.5.1 Murtorajatila

5.5.1.1 Yleistä

Tässä luvussa käsitellään pysyviä ja väliaikaisia rakenteita, jotka tukevat maasta tai täytöstä koostuvaa materiaalia ja vettä. Tällaisia tukirakenteita ovat mm. tukiseinät ja tukimuurit.

Mitoituksessa tulee tarkastella ottaen huomioon myös mahdollinen veden paine ja virtaus:

- kokonaisstabiliteetti,
- vaaka- ja pystystabiliteetti,
- maapohjan murtuminen,
- siirtymät ja
- rakenteellinen kestävyys

Tukimuurien kohdalla pitää edellisen lisäksi tarkastella:

- maapohjan kantokestävyys,
- liukuminen ja
- kaatuminen.

Ensimmäisenä voidaan tehdä laskelma ominaisarvoilla, jolloin saadaan käsitys kokonaisvakavuuden suuruusluokasta. Tämän jälkeen tehdään Eurokoodin mukainen mitoitus.

Liitteessä 6 on esitetty lujuus ja muodonmuutosparametreja pohjamalle ja rakennetulle täytölle. Näitä voidaan käyttää liitteessä esitetyin rajoituksin, ellei yksityiskohtaisempaa tietoa ole saatavissa.

Tulopenkereen kevennyksen vaikutus maanpaineeseen otetaan huomioon kevennyksen teoreettisten mittojen mukaan.

Mikäli rautateillä ankkurin ja tukiseinän liitoskohdan sekä ratapölkyn välinen lyhin etäisyys on alle 1,0 m, mitoitetaan ankkuri ja sen liitokset 35 % korotetulle ankkurivoimalle. Mikäli ankkurin ja tukiseinän liitoskohdan sekä ratapölkyn välinen lyhin etäisyys on vähintään 2,0 m, ankkurivoimaa ei koroteta. Väliarvot interpoloidaan lineaarisesti.

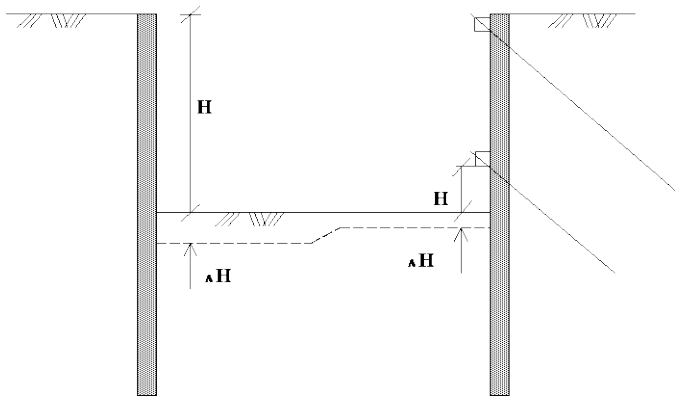
Rautateillä tukiseinän rakenteellisessa mitoituksessa käytetään liikuvan junan aiheuttamaa kuormaa, joka saadaan kertomalla *RATO 3:n* mukaisella sysäyskertoimella ϕ_v paikallaan olevan junan aiheuttama staattinen kuorma. Tukiseinän stabiliteetin geoteknisessä mitoituksessa käytetään maalajin ollessa savea paikallaan olevan junan aiheuttamaa staattista kuormaa ja muissa maalajeissa liikuvan junan aiheuttamaa kuormaa. Edellä esitetty perustuu siihen, että saven leikkauslujuus riippuu kuormitusnopeudesta.

Tukiseinät mitoitetaan käyttäen mobilisoituvaa maanpainetta. Mitoituksessa huomioidaan maanpaineen kehittyminen suhteessa siirtymiin ja rakenteen jäykkyyksi.

Kaivannon mittoina käytetään mittatietojen nimellisarvoja lukuun ottamatta kaivutason, jossa otetaan huomioon ylikaisu alla olevan kuvan mukaan.

$$\Delta H = \frac{H}{10} \leq 0.5m$$

Kuvassa 26 on esitetty laskelmissa käytettävän kaivutason määrittäminen.



Kuva 26. Mitoituksessa käytettävän kaivutason määrittäminen.

Poikkeustapauksissa voidaan käyttää Kuvassa 26 esitettyä pienempää ΔH arvoa. Tällöin pitää suunnitelmassa määrittää luotettava kaivutason korkeuden valvontaprosessi.

Mikäli maan tukirakenteen takana on huonosti vettä läpäisevää, pitää yleensä olettaa vedenpinta maanpinnan tasoon. Jos seinän taakse rakennetaan luotettava kuivatusjärjestelmä esim. rakentamalla hyvin vettä läpäisevä suoto-oja maanpinnasta kuivatus tasoon yhdistettynä "vuotoreikiin" seinän läpi, voidaan mitoituksessa käyttää maanpinnasta poikkeavaa vedenpinnan tasoa. Kuivatusjärjestelmän rikkoontuminen käsitellään onnettomuustilanteena. Myös tapauksissa, joissa pohjavesi on yli 4 m maanpinnan alapuolella, voidaan harkinnan mukaan käyttää maanpinnan tasoa alemmaa vedenpintaa.

Hienorakeisessa maassa pitää pintaosa olettaa halkeilleeksi syvyyteen, jossa täysin mobilisoitunut aktiivipaine on nolla. Lisäksi kuivakuorikerros oletetaan aina halkeilleeksi. Halkeilleessa kerroksessa tukiseinään kohdistuu vähintään vedenpaine.

Roudan muodostuminen seinän takana pitää estää tai rakenteen suunnittelussa pitää ottaa huomioon routapaineen muodostuminen.

Mitoituksessa huomioidaan ulkoisten pysyvien ja muuttuvien kuormien lisäksi tiivistyksen ja tärinän vaikutukset.

Tukiseinien mitoitusta on opastettu julkaisussa *RIL263-2014 Kaivanto-ohje*.

Rajatilassa EQU rakennetta kaatavien pysyvien voimien ominaisarvot kerrotaan mallikertoimella 1,20.

5.5.1.2 Lepopaine

Mikäli rakenne ei liiku suhteessa tuettavaan maahan tai kyseessä on pitkäaikainen tilanne koheesiomaassa, lasketaan maanpaine lepopaineena.

Lepopaine lasketaan kaavasta:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \times \sqrt{\text{OCR}} \cdot (1 + \sin \beta) \quad (5.1)$$

Missä f' on maan tehokas leikkauskestävyyskulma ja b maanpinnan kaltevuus vaakatasosta ylöspäin. Maanpinnan kaltevuuskulma b voi laskelmissa olla maksimissaan tehokkaan leikkauskestävyyskulman f' suuruisen.

Resultantin voidaan olettaa olevan maanpinnan suuntainen (b).

Tiivistyksen vaikutus maanpaineeseen otetaan huomioon sillan itsenäisten jäykkien maatuki- tai tukimuurirakenteiden sekä siipimuurien mitoituksessa, mutta ei sillan päissä olevien päätypalkkien mitoituksessa.

Tiivistyksen vaikutus maanpaineeseen määritetään julkaisun *RIL 263-2014 Kaivanto-ohje* mukaan.

5.5.1.3 Aktiivi- ja passiivipaine

Maanpaineen ääriarvot voidaan laskea alla olevista kaavoista.

$$\sigma_a = K_a \left(\int_0^z \gamma dz + q - u \right) - 2c \sqrt{K_a (1 + a/c)} + u \quad (5.13)$$

$$\sigma_p = K_p \left(\int_0^z \gamma dz + q - u \right) + 2c \sqrt{K_p (1 + a/c)} + u \quad (5.14)$$

Missä s_a ja s_p ovat vaakasuuntaiset aktiivi ja passiivi kokonaisjännitykset, a on adheesio, c koheesio ja u vedenpaine. Maanpainekertoimille K_a ja K_p on esitetty arvoja liitteessä 2. Näiden käyttö on suositeltavaa, koska yleisesti käytetty Coulombin maanpaineteoria johtaa etenkin suurilla leikkauskestävyysskulman ja seinäkitkan arvoilla todellista suurempiin passiivipaineen arvoihin.

5.5.1.4 Pystysuuntainen jännitys

Tavallisesti seinän leikkauskestävyysskulman d_d arvona käytetään korkeintaan seuraavia arvoja:

$$\text{Teräs ja muottia vasten valettu betoni} \quad d_d = 2/3f_{cv;d} \quad (5.15)$$

$$\text{Maata vasten valettu betoni} \quad d_d = f_{cv;d} \quad (5.16)$$

missä $f_{cv;d}$ on tukiseinää vasten olevan maan kriittisen tilan leikkauskestävyysskulman mitoitusarvo.

Koheesiomaassa vaikuttava adheesio on seinän lyönnin jälkeen nolla. Adheesio muodostuu ajan kuluessa. Maksimissaan voidaan käyttää arvoa 1/2 kertaa suljettu leikkauslujuus.

Seinäkitkan ja adheesioita käytössä pitää ottaa huomioon, ettei passiivipuolen seinäkitkan tai adheesioita pystykomponentti voi olla suurempi kuin aktiivipuolen seinäkitkan ja ankkuroinnin aiheuttaman pystykomponentin summa. Seinän pystysuuntaisten voimien pitää olla tasapainossa.

5.5.1.5 Taipuisan tukiseinän mitoitus

Taipuisan upotetun tukiseinän mitoitus käsittää:

1. riittävän upotussyvyyden tarkistuksen,
2. pystystabiliteetin tarkistuksen,
3. kokonaisstabiliteetin tarkistuksen,
4. kaivannon pohjan stabiliteetin tarkistuksen ja
5. rakenteellisen kestävyden tarkistuksen.

Mitoitettaessa ankkuroituja tai vapaasti seisovia pysyviä tukiseiniä murtorajatilassa kerrotaan epäedullinen maan- ja vedenpaine mallikerroimella 1,35 (työnaikaisella rakenteella voidaan käyttää mallikerrointa 1,15). Mallikerroin ei korvaa osavarmuuslukuja, vaan tulee sen lisäksi. Mallikerrointa ei käytetä ankkurien mitoituksessa, vaan niiden mitoitus tehdään kappaleen 5.4 mukaan. Mallikerrointa ei myöskään käytetä laskettaessa tukiseinän upotussyvyyttä momenttitasapainoehdolla. Vakauttavat maanpaineet käsitellään kestävyysinä. Kestävyys osavarmuusluku on esitetty liitteen 1 taulukossa A.13(FI).

Tukiseinien teräsosien (pontit, palkit jne.) taivutuskestävyys mitoitetaan SFS EN 1993 poikkileikkausluokkien mukaan.

1. Riittävän upotussyvyyden tarkistus

Ankkuroimattoman ns. vapaasti seisovan tukiseinän upotussyvyyden riittävyys varmistetaan tarkastamalla, että seinän kiertokeskuksen suhteen lasketun kaatavan

momentin mitoitusarvo on pienempi kuin pystyssä pitävän momentin mitoitusarvo. Kaatavaa momenttia käsitellään kuormana, taulukko A.3a(FI). Pystyssä pitävää momenttia käsitellään kestävyytensä, taulukko A.13(FI).

Yhdeltä tasolta tuetun tukiseinän upotussyvyyden riittävyys varmistetaan tarkastamalla, että ylimmän ankkuripisteen suhteen lasketun kaatavan momentin mitoitusarvo on pienempi kuin pystyssä pitävän momentin mitoitusarvo. Aktiivipainetta käsitellään kuormana, taulukko A.3a(FI). Passiivipainetta käsitellään kestävyytensä, taulukko A.13(FI).

2. Pystystabiliteetin tarkistus

Pystystabiliteetin tarkistus perustuu pystysuuntaisten voimien ja kestävyyksien tarkasteluun. Osavarmuusluvut kohdistetaan voimiin ja kestävyksiin. Seinäkitkaa, adheesiota ja mahdollisia ulkoisia kuormia käsitellään voimina ja niihin kohdistetaan taulukon A.3a(FI) mukaiset osavarmuusluvut. Mahdollisten paalujen kestävyys lasketaan kappaleen 5.2 mukaan.

Pystystabiliteetin mitoitus perustuu epäyhtälöön:

Pystysuuntaisten epäedullisten voimien mitoitusarvo \leq pystysuuntaisten edullisten voimien ja kestävyyksien mitoitusarvo.

Yleensä alaspäin suuntautuvat voimat ovat epäedullisia ja ylöspäin suuntautuvat voimat ja kestävyudet edullisia, mutta myös vastakkaiseen suuntaan varmuuden tulee toteutua.

3. Kokonaisstabiliteetin tarkistus

Kokonaisstabiliteetin tarkastus tehdään yleensä liukupintalaskelmalla. Mitoitustapa on DA3 (vrt. kappale 5.5).

4. Kaivannon pohjan stabiliteetin tarkistus

Kaivannon pohjan stabiliteetilla tarkoitetaan maan murtumisesta aiheutuvaa maan liikkumista tukiseinän alapään ympäri kaivantoon. Se ei tarkoita samaa kuin kohdan 5.8 Hydraulinen murtuminen ja pohjan nousu, vaan nämä pitää tarkastaa erikseen kohdan 5.8 mukaisesti. Mitoitustapa on DA3, jolloin osavarmuusluvut kohdistetaan kuormiin taulukon A.3b(FI) mukaisesti ja maaparametreihin taulukon A.4(FI) sarjan M2 mukaisesti.

5. Rakenteellisen kestävyden tarkistus

Taipuisan tukiseinän rasiusten mitoitus tehdään yleensä jousimallilla, jossa maata ja ankkureita kuvataan jousilla ja tukiseinää taipuisalla palkilla. Jousimallissa on käytettävä epälineaarisia kimmo-plastisia jousia. Mitoitustapa on DA2*, jolloin pitää tarkastaa taulukon A.3a(FI) mukaisesti kaksi kuormitusyhtälöä (6.10a ja 6.10b). Laskenta etenee seuraavasti:

1. Maaparametreille, vedenpaineille sekä pysyville ja muuttuville kuormille käytetään niiden ominaisarvoja.
2. Edellä esitetyillä arvoilla lasketaan tukireaktiot, seinän rasitukset ja mobilisoituneet maanpaineet ilman muuttuvia kuormia. Näin saadaan pysyvien kuormien vaikutusten ominaisarvot.

3. Toisessa vaiheessa lasketaan kaikilla kuormilla, tukireaktiot, seinän rasitukset ja mobilisoituneet maanpaineet. Näin saadaan kaikkien kuormien vaikutusten ominaisarvot.
4. Lasketaan muuttuvien kuormien aiheuttamat tukireaktioiden, seinän rasitusten ja mobilisoituneiden maanpaineiden ominaisarvot kohtien 2 ja 3 erotuksena.
5. Maanpaineiden mitoitusarvot saadaan kertomalla kohdassa 2 lasketut arvot pysyvän kuorman osavarmuusluvulla γ_G sekä lisäämällä niihin kohdassa 4 lasketut arvot kerrottuna muuttuvan kuorman osavarmuusluvulla γ_Q ja yhdistelykertoimella.
6. Tukireaktioiden ja seinän rasitusten mitoitusarvot saadaan joko
 - a. laskemalla ne maanpaineiden mitoitusarvoilla (kohta 5.) tai
 - b. kertomalla kohdassa 2 lasketut tukireaktiot ja seinän rasitusten arvot pysyvän kuorman osavarmuusluvulla γ_G (taulukko A.3a(FI)) ja kohdassa 4 lasketut tukireaktiot ja seinän rasitukset arvot muuttuvan kuorman osavarmuusluvulla γ_Q (taulukko A.3a(FI)).

Esitetyt vaihtoehdot 6 a ja b johtavat samaan tulokseen, mikäli seinän jännitykset pysyvät lineaarisesti kimmoisella alueella. Mikäli sallitaan seinärakenteen plastisoituminen, tehdään laskelmat ensin esitetyn vaihtoehdon mukaan.

5.5.1.6 Tukimuurin mitoitus STR/GEO

Tässä käsitellään maata tukevia tukimuureja.

Tukimuurin mitoitus käsittää kokonaisstabiliteetin, kantokestävyyden, liukumisen ja kaatumisen (kallionvarainen) sekä rakenteellisen kestävyuden tarkastuksen.

Kantokestävyyden, kaatumisen ja liukumisen tarkastus tehdään samoin kuin anturaperustuksilla. Laskelmissa pitää ottaa huomioon kappaleessa 4.2 esitetyt asiat.

Kokonaisstabiliteetin tarkastus tehdään yleensä liukupintalaskelmalla. Mitoitustapa on DA3 (vrt. kappale 5.5.1).

Liikenne- ja muut pintakuormat voivat esiintyä tukimuurin peruslaatan päällä tai peruslaatan takana. Sijainnista riippuen kuormasta joko aiheutuu tai ei aiheudu pystysuuntaista jännitystä anturan yläpintaan. Tukimuriin kohdistuvan maanpaineen suuruus sen sijaan oletetaan samansuuruiseksi kuorman esiintyessä tukimuurin peruslaatan päällä tai välittömästi peruslaatan takana. Liukuminen ja kaatuminen mitoitetaan olettaen, että kuorma sijaitsee peruslaatan takana. Kantokestävyys ja rakenteellinen kestävyys mitoitetaan olettaen, että kuorma sijaitsee peruslaatan päällä.

Kallionvarainen tukimuri

Kallionvaraisen anturan mitoitusta on käsitelty kohdassa 5.2.1.

Kallionvaraiseksi tukimuri katsotaan, kun antura on valettu suoraan tai täyttövalun välityksellä kallioon. Muussa tapauksessa tukimuri käsitellään maanvaraisena.

Kallionvaraisen tukimuurin rakenteellinen mitoitus sekä kaatumisen (EQU) ja liukumisen tarkastelu tehdään lepopaineella.

Maanvarainen tukimuuri

Maanvaraisen anturan mitoitusta on käsitelty kohdassa 5.2.2

Tukimuuri katsotaan maanvaraiseksi, kun se on perustettu suoraan maan varaan tai kallion päälle rakennetun murskearinan varaan. Kantavuuskaavalla lasketun maan kantokestävyyden ominaisarvon rajoitetaan arvoon 2 MPa. Anturan alapinnan jännitys jakauman muotona käytetään suorakaidetta. Kallion päälle rakennettavan murskearinan pienin paksuus on 200 mm, muussa tapauksessa antura vaeleetaan suoraan kallioon tai käytetään täyttövalua.

Maanvaraisen tukimuurin rakenteellinen mitoitus tehdään lepopaineella.

Maanvaraisen tukimuurin geotekninen mitoitus tehdään tarkastelemalla kaksi tapusta:

1. Kestävyys aktiivipaineelle liukumisen ja kantokestävyyden suhteen: Tarkastus tehdään rajatilan STR/GEO mukaisesti, käyttäen murtorajatilan kuormayhdistelmiä ja osavarmuuslukuja.
2. Kestävyys lepopaineelle liukumisen ja kantokestävyyden suhteen: Tarkastus tehdään rajatilan STR/GEO mukaisesti, käyttäen murtorajatilan kuormayhdistelmiä ja osavarmuuslukuja arvoja 1,0.

Rakenteellisessa murto- ja käyttörajatilamitoituksessa käytetään lepopainetta.

Mikäli maanvaraisen kulmatukimuurin alla olevan maakerroksen paksuus on $\leq 0,2x$ (perustuksen pienempi sivumitta), tehdään sekä rakenteellinen että geotekninen mitoitus lepopaineella. Geoteknisessä mitoituksessa tarkastetaan liukuminen ja kantokestävyys.

Siltaan liittyvät tukimuurit mitoitetaan lepopaineella kohdan 4.9.3 mukaisesti.

Maavaraisilla perustoilla tulee kuorman resultantin aina sijaita DA2* menetelmää käytettäessä sellaisen ellipsin sisällä, jonka puoliakselit ovat peruslaatan sivumittojen kolmannekset ja keskipiste peruslaatan keskipiste vrt. 5.2.2.3.

Varmuus sisällytetään maanpaineiden laskentaan samalla periaatteella kuin taipuisalle tukiseinälle vrt. 5.5.1.5. Kaatavia maanpaineita käsitellään kuormina ja tukevia kestävyysinä.

5.5.2 Käyttörajatila

Käyttörajatilassa käytetään käyttörajatilan kuormayhdistelyjä ja ominaisuuksien ominaisarvoja. Siirtymien maksimiarvot määräytyvät ympäristön ja tuettavan rakenteen mukaan. Ympäristön siirtymien laskenta perustuu rakenteen siirtymiin.

Edellä mainitun siirtymätarkastelun lisäksi pitää pysyvien rakenteiden osalta kohdan 4.7.2 käyttörajatilan ehtojen toteutua. Sama vaatimus on voimassa rakennusaikaisten rakenteiden osalta, mikäli liikkuvan maamassan alueella on siirtymille herkkiä rakenteita.

5.5.3 Korroosion huomioonottaminen

Teräksen korroosiotutkimukset ja -mitoitus tehdään liitteen 5 mukaisesti. Korroosiotutkimus tehdään aina, vaikka korroosio-olosuhteet ennen tutkimuksia arvioitaisiin tavanomaisiksi. Tehdyt suunnitteluratkaisut on perusteltava geoteknisessä suunnitelmaraportissa.

5.6 Maanpaineeseen liittyviä erityistapauksia

5.6.1 Penkereessä liikkuvaan sillan päähän kohdistuva maanpaine

Mitoituksessa noudatetaan tämän ohjeen kappaletta 5.3.3.3 ja Väyläviraston ohjetta *Liikuntasaumattoman sillan suunnittelu*. Ohjetta voidaan soveltaa myös muihin maahan vastaavalla tavalla tukeutuviin rakenteisiin esim. rakennetussa täytössä oleva antura tai ankkurilaatta.

5.6.2 Perus- ja paalulaattojen sivuihin kohdistuva maanpaine

Mikäli rakenteen sivulla on riittävän laaja tiivistetty pysyvä täyttö, voidaan siirtymiä vastustava rakennetta tukeva maanpaine peruslaattojen, paalulaattojen ja muiden vastaavien rakenteiden tapauksissa määrittää kuten liikkuvaan sillan päähän (5.6.1) vaikuttava maanpaine. Riittävän laajaksi katsotaan tiivistetty täyttö, jonka leveys liikkeen suunnassa on vähintään $5 \cdot H$ (=rakenteen korkeus, johon maanpaine kohdistuu), liikettä vastaan kohtisuorassa suunnassa vähintään $2 \cdot H$ tuettavan sivun molemmin puolin sekä vähintään $1 \cdot H$ tuettavan sivun alapuolelle. Lisäksi täytön yläpinnan tulee kauttaaltaan olla tuettavan sivun yläreunan yläpuolella. Muissa tapauksissa tukeva maanpaine määritetään tapauskohtaisen geoteknisen analyysin perusteella. Tukeva maanpaine lasketaan betoni- tai teräsrakenteen koko korkeudelle. Mahdolliseen rakenteen päällä olevaan täyttöön kohdistuvaa maanpainetta ei oteta huomioon. Tukevan maakappaleen (esim. paalulaatan ulkopuoleisen luiskan) vakavuuden tulee olla kappaleen 5.7 vaatimusten mukainen, DA3 taulukot A3b(FI) ja A.4(FI). Epäedullisena voimana otetaan huomioon myös laatasta maahan kohdistuvan maanpaineen mitoitusarvo.

5.6.3 Jäätynyt maa

Alla oleva koskee kaikkia luonnonmaakerroksia ja rakennettuja maarakenteita sekä kaikkia maalajeja, riippumatta siitä, onko maalaji routivaa vai routimatonta.

Sillan tulopenkereillä jäätynvän täytön ollessa karkearakeista ja kuivaa, oletetaan maan jäykkyyden olevan ohjeen *Liikuntasaumattoman sillan suunnittelu* mukaisesti kolminkertainen sulan maan jäykkyyteen nähden.

Muussa tapauksessa jäätynneen maan oletetaan olevan lyhytaikaisessa kuormituksessa erittäin jäykkää. Syntyvä tukivoima ei kuitenkaan voi ylittää jäätynneen maan kestävyyttä. Pitkäaikaisessa kuormituksessa jäätynneen maan jäykkyys voi olla tätä pienempi. Jos muuta selvitystä maan jäykkyydestä ei ole, lasketaan maata kuvaavan jousen jäykkyys yhtälöllä 5.17. Kuormien muodostuessa rakenteiden lämpöliikkeistä, pidetään kuormitusta tässä pitkäaikaisena (Crowther S. 1990).

$$k_s = \frac{E_u}{d} \quad (5.17)$$

jossa

E_u	200 MPa pitkäaikaisessa kuormituksessa
E_u	2 000 MPa lyhytaikaisessa kuormituksessa
d	paalun halkaisija

Tukirakenteiden suunnittelussa tulee ottaa huomioon maan jäätyessä tapahtuva tilavuuden kasvu joko estämällä jäätyminen routasuojauksen avulla tai suunnitteleamalla rakenne kestäväksi aiheutuvat pakkosiirtymät.

5.7 Leikkaukset ja maanvaraiset penkereet

Tässä luvussa käsitellään maapohjan kokonaisstabiiliteetin ja siirtymien laskentaa. Tyypillisiä kohteita ovat penkereet, leikkaukset ja kaivannot.

Pohjaveden- ja vapaanvedenpinnan taso tulee valita siten, että ne edustavat kyseisessä mitoitustilanteessa rakenteen käyttöaikana esiintyviä epäedullisimpia mahdollisia tasoja. Kuivatusjärjestelmän mahdollinen rikkoontuminen ja sen vaikutukset tulee ottaa huomioon onnettomuustilanteena.

Laskentamallissa tulee ottaa huomioon kerrokset, joiden leikkauslujuus on merkittävästi muita kerroksia heikompi. Tällöin saattaa olla tarpeen käyttää vapaamuotoisia liukupintoja. Samoin tulee ottaa huomioon eri kerrosten lujuus-muodonmuutosominaisuudet siten, että laskennassa käytetään lujuuksia, jotka mobilisoituvat samoilla muodonmuutoksilla.

2D-laskennat soveltuvat kohteisiin, joissa tasoliukupinnalla voidaan kuvata näennäisesti äärettömän pitkää pengertä tai luiskaa ja jossa ulkoinen kuormitus on vastaavalla tavalla jatkuva. Tarkasteltaessa tilanteita, joiden mitoitusgeometria ei johda tasoliukupintaan tai geometria ei ole yksinkertaistettavissa tavanomaiseksi 2D-laskennaksi, tulee ensisijaisesti käyttää mitoitukseen 3D-laskentaohjelmistoa. 3D-ohjelmistoa käytettäessä tehdään vertailulaskelma 2D-tarkasteluna varmuustason suuruusluokan määrittämiseksi.

Tavanomaisia kohteita, joissa 3D-laskelma tarvitaan ovat siltojen tulopenkereiden pään vakavuuden tarkistus silta-aukkoon ja/tai leikkaukseen tai vahvistusrakenteen laajuuden määrittäminen em. kohteissa.

Joissain laskentaohjelmistoissa on 2D-laskennassa valittavissa päätyvastuksellinen laskentatarkastelu esim. palloliukupinta tai sylinteripinta. Näitä em. päätyvastuksellisia laskentamenettelyjä voidaan käyttää vain erikseen Väyläviraston kanssa sovittaessa. Laskenta on raportoitava yksityiskohtaisesti geotekniseen suunnitteluraporttiin. Päätyvastuksen käytöstä erikseen sovittaessa sovelletaan sen käytössä ohjeen LO 14/2018 Penkereiden stabiiliteetin laskentaohjeen luvun 3.2 ohjeistusta.

Kun käytetään kevyitä materiaaleja, kuten kevytsoraa, vaahtolasia, polystyreeniä tai vaahtobetonია pitää noste ottaa huomioon pitkäaikaisessa (vettynyt) ja lyhytaikaisessa (ei vettynyt) tilanteessa (kts. UPL rajatila kohta 5.8.2).

Mitoituksen tulee perustua pohjatutkimuksissa määritettyihin lujuusparametreihin ja keveiden materiaalien ominaisuuksien tulee olla Väyläviraston antamien ohjeiden mukaisia.

Eroosiolle alttiit luiskapinnat pitää suojata. Eroosiosuojaukset suunnitellaan *Tiepenkereiden ja -leikkausten suunnittelu 2010* (Väyläviraston ohje 9/2010) -ohjeen mukaisesti.

5.7.1 Mallikertoimet

Mallikertoimien tarve riippuu mitoitettavasta kohteesta sekä käytettävästä laskentamenetelmästä. Mallikertoimia käytetään murto- ja käyttörajatilalaskennoissa osavarmuuslukujen lisäksi. Mallikertoimia käytetään maaperän ollessa savea tai silttiä (saSi) seuraavasti:

5.7.1.1 Maanvaraiset penkereet

Laskettaessa maanvaraisien penkereiden kokonaisstabiileettia murto- ja käyttörajatilassa käytetään Taulukon 6 mukaisia mallikertoimia. Pengerkohteissa tarkastelutapauksena riittää tavanomaisesti suljetun tilan mukainen tarkastelu. Mikäli penger sijaitsee lähellä merkittävää uutta leikkausta tai kaivantoa voi tapaus olla tarpeen käsitellä Taulukon 7 mukaan. Käytettävät mallikertoimet määräytyvät käytettävän laskentamenettelyn ja tarkastelutilanteen perusteella.

Taulukko 6. Maanvaraisten penkereiden sallitut laskentamenettelyt, tarkastelutilanteet ja käytettävät mallikertoimet maaperän ollessa savea tai silttiä (saSi).

Tarkastelutilanne / Laskentamenettely	Maanvaraiset penkereet
Suljettu tila -tavanomaiset pengertapaukset (työnaikainen, muutosvaihe ja pitkäaikainen tila)	Suljettu leikkauslujuus (c_u) ¹⁾ erillistä mallikerrointa ei käytetä TAI $f'-c'$ -menetelmä ²⁾ , jolloin kuormituksen ja maan murtumisen vaikutus huokosvedenpaineeseen tulee ottaa huomioon
Avoin tila - vain erikoiskohteet (muutosvaihe ja pitkäaikainen tila)	$f'-c'$ -menetelmä ²⁾ , jolloin kuormituksen ja maan murtumisen vaikutus huokosvedenpaineeseen tulee ottaa huomioon

¹⁾ Siipikairauksella ja kartiokokeella määritetty suljettu leikkauslujuus (c_u) on redusoitava

²⁾ $\tan\phi'$:n osavarmuusluku kerrotaan mallikertoimella 1,15, kun savi- tai silttimaan lujuusparametrit on määritetty kolmiaksiaalikoikeella.

Penkereiden mitoitusta on käsitelty ohjeessa LO 14/2018 *Penkereiden stabiileetin laskentaohje*.

5.7.1.2 Leikkaukset

Laskettaessa maaleikkauksen kokonaisstabiilitettä murto- ja käyttörajatilassa käytetään Taulukon 7 mukaisia mallikertoimia ja mallinnusvaatimuksia. Käytettävät laskentamenettelyt, mallinnusvaatimukset sekä mallikertoimet määräytyvät tarkasteltavan leikkauksen vaativuustason sekä tarkastelutilanteen perusteella.

Taulukko 7. Savi- ja silttileikkausten (saSi) vaativuustaso, sallitut laskentamenettelyt, tarkastelutilanteet, mallinnusvaateet ja käytettävät mallikertoimet.

Tarkastelutilanne / Laskentamenettely	Maaleikkauksen vaativuustaso ¹⁾		
	Tavanomainen	Vaativa	Erittäin vaativa
Työnaikainen, suljettu tila ($t_{cut} < t_{90}$)	Suljettu leikkauslujuus (c_u) ²⁾ ja mallikerroin 1,2 ³⁾		
Muutosvaihe (Tavanomainen ja vaativa maaleikkaus voidaan tarkastella suljetussa tilassa)	<ul style="list-style-type: none"> • $f'-c'$ -menetelmä ^{4),5)}, jolloin huokospainejakauma u on määritettävä tai • Suljettu leikkauslujuus (c_u) ²⁾ ja mallikerroin 1,2 ³⁾ 	<ul style="list-style-type: none"> • $f'-c'$ -menetelmä ^{4),5)}, jolloin huokospainejakauma u on määritettävä tai • Suljettu leikkauslujuus (c_u) ²⁾ ja mallikerroin 1,4 ³⁾ 	<ul style="list-style-type: none"> • $f'-c'$ -menetelmä ^{4),5)}, jolloin huokospainejakauma u on määritettävä
Pitkäaikainen tila, avoin tila (Tavanomainen ja vaativa maaleikkaus voidaan tarkastella suljetussa tilassa)	<ul style="list-style-type: none"> • $f'-c'$ -menetelmä ^{4),5)}, jolloin huokospainejakauma u on määritettävä tai • Suljettu leikkauslujuus (c_u) ²⁾ ja mallikerroin 1,2 ³⁾ 	<ul style="list-style-type: none"> • $f'-c'$ -menetelmä ^{4),5)}, jolloin huokospainejakauma u on määritettävä tai • Suljettu leikkauslujuus (c_u) ²⁾ ja mallikerroin 1,4 ³⁾ 	<ul style="list-style-type: none"> • $f'-c'$ -menetelmä ^{4),5)}, jolloin huokospainejakauma u on määritettävä

¹⁾ Maaleikkauksen vaativuusluokitus VO 35/2020 *Tie- ja rataleikkausten suunnitteluohe* mukaisesti

²⁾ Siipikairauksella ja kartiokokeella määritetty suljettu leikkauslujuus (c_u) on redusoitava

³⁾ Mallikertoimet on valittu käyttämällä koko liukupinnalla isotrooppista leikkauslujuutta. Anisotrooppisen suljetun leikkauslujuuden käyttö ei ole sallittua ilman yksityiskohtaista selvitystä.

⁴⁾ $\tan f'$:n osavarmuusluku kerrotaan mallikertoimella 1,15 kun savi- tai silttimaan lujuusparametrit on määritetty kolmiaksiaalikoikkeella.

⁵⁾ parametrien $\tan f'$ ja c' osavarmuusluvut kerrotaan mallikertoimella 1,20.

Esimerkki 1 (MRT):

Saven kolmiaksiaalikoikkeella määritetyt karakteristiset tehokkaat lujuusparametrit ovat $f'_k=26^\circ$ ja $c'_k=4$ kPa. Leikkauskestävyysskulman ($\tan f'$:n) osavarmuusluku $\gamma_f=1,25$ ja koheesion $\gamma_c=1,25$. Yllä esitettyjä mallikertoimia soveltaen lujuusparametrien mitoitusarvoiksi saadaan:

$$\varphi'_d = \frac{\tan 26^\circ}{1,25 \times 1,15 \times 1,20} = \frac{\tan 26^\circ}{1,725} \approx 15,79^\circ \quad c'_d = \frac{4 \text{ kPa}}{1,25 \times 1,20} = \frac{4 \text{ kPa}}{1,50} \approx 2,67 \text{ kPa}$$

Em. parametrit ovat sovellettavissa leikkauksen vaativuustasosta riippumatta muutostavaiheen ja pitkäaikaisen tilan (avoin tila) tarkasteluihin. Lisäksi työnaikainen, suljettu tila tulee tarkastella käyttäen maan suljettua leikkauslujuutta.

Esimerkki 2 (MRT):

Saven siipikairalla määritetty suljetun leikkauslujuuden arvo on $c_u=12 \text{ kPa}$ ja määritetty redusointikerroin $\mu=0,9$. Maaleikkauksen vaativuustaso on 'Vaativa'. Suljetun leikkauslujuuden osavarmuusluku $\gamma_{cu}=1,4$. Yllä esitettyjä mallikertoimia soveltaen lujuusparametrien mitoitusarvoiksi saadaan:

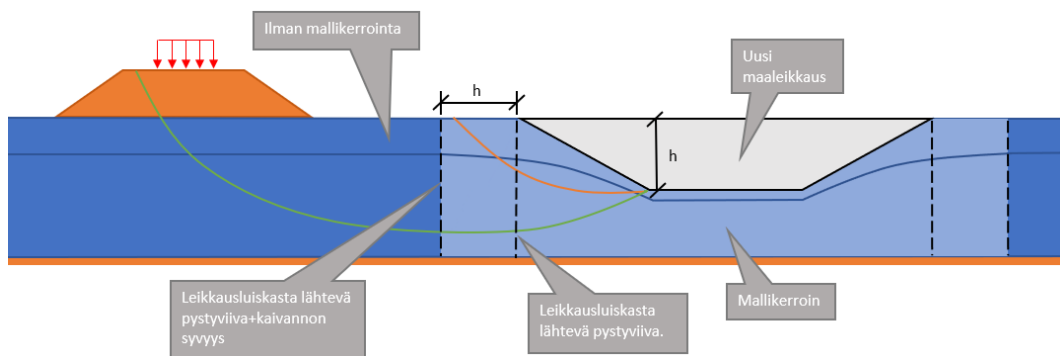
Työnaikainen tilanne:

$$Cu_d = \frac{12 \text{ kPa} \times 0,9}{1,4 \times 1,2} \approx 6,43 \text{ kPa}$$

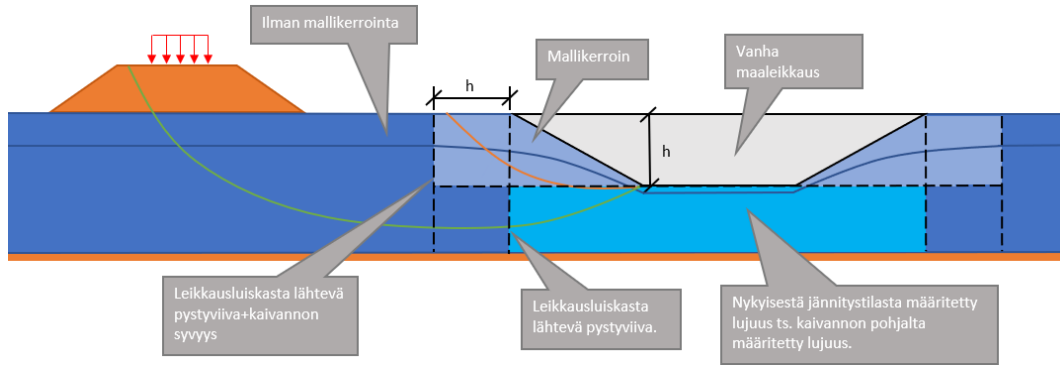
Muutosvaihe ja pitkäaikainen tilanne:

$$Cu_d = \frac{12 \text{ kPa} \times 0,9}{1,4 \times 1,4} \approx 5,51 \text{ kPa}$$

Mallikertoimet kohdennetaan uusissa maaleikkauksissa Kuvan 27 mukaisesti ja vanhoissa leikkauksissa Kuvan 28 mukaisesti. Vanhoilla maaleikkauksilla tarkoitetaan leikkauksia, joissa maanleikkauksen ja pohjaveden alentamisen huokosvedenpaineen muutokset ovat tapahtuneet. Mallikertoimia käytetään myös vahvistettujen luiskien mitoituksessa, esim. lamellistabilointi.



Kuva 27. Esimerkki mallikertoimen soveltamisesta uudessa savi- ja siltileikkauksessa (saSi) suljettua leikkauslujuutta (c_u) käyttäen.



Kuva 28. Esimerkki mallikertoimen soveltamisesta vanhassa savi- ja siltileikkauksessa (saSi) suljettua leikkauslujuutta (c_u) käyttäen, mikäli leikkauslujuus on määritetty kaivannon pohjan ulkopuolelta, sovelletaan olemassa olevalle maaleikkaukselle Kuvan 27 mukaista mallikertoimen määrittelyä.

Maaleikkausten mitoitusta on käsitelty julkaisussa VO 35/2020 *Tie- ja rataleikkausten suunnitteluohje*.

5.7.2 Murtorajatila STR/GEO

Ensimmäisenä voidaan tehdä laskelma ominaisarvoilla, jolloin saadaan käsitys kokonaisvakavuuden suuruusluokasta.

Kokonaisvakavuus lasketaan STR/GEO rajatilassa mitoitustavalla DA3. Osavarmuusluvut kohdistetaan laskennan alussa muuttuviin kuormiin ja maaparametreihin. Osavarmuuslukuina käytetään kuormien osalta taulukon A.3b(FI) arvoja ja maaparametrien osalta taulukon A.4(FI) sarjan M2 arvoja. Osavarmuuslukujen lisäksi käytetään kohdan 5.7.1 mallikertoimia maaperän ollessa savea tai savista silttiä.

Kokonaisvakavuuden mitoitus perustuu epäyhtälöön:

$$E_d \leq R_d \quad (5.18)$$

Missä E_d on kuormien vaikutusten mitoitussarvo ja R_d kestävyysmitoitussarvo. Tavanomaisessa lamellimenetelmällä tapahtuvassa liukupintatarkastelussa E_d on epäedullisen momentin mitoitussarvo ja R_d on edullisen momentin mitoitussarvo. Laskennan tuloksena saadaan R_d / E_d jota kutsutaan nimellä ylimitoituskertoimen ODF. Vaatimuksena on $ODF \geq 1,0$.

Mitoitustapa DA3 on kuvattu kappaleessa 3.4.6.1.

Pohjaveden pinnan alapuolelle ulottuvien leikkausluiskien suunnittelussa tulee selvittää mitoitettava suotovirtauksen vaikutus.

5.7.3 Käyttörajatila

Käyttörajatilassa käytetään käyttörajatilan kuormayhdistelmiä ja ominaisuuksien ominaisarvoja. Siirtymien sallitut arvot määräytyvät ympäristön ja suunniteltavan rakenteen mukaan. Ympäristön siirtymien arviointi voi perustua yleensä rakenteelle tehtyihin laskelmiin.

Sivusiirtymien likimääräinen arviointi stabiiliteetin perusteella (ei korvaa painumalaskentaa)

Tilanteissa, joissa maapohjan siirtymiä ei voida laskea riittävän luotettavasti ja maapohjan siirtymillä on merkitystä, voidaan siirtymien tietyissä tilanteissa arvioida pysyvän pieninä, kun varmuus murtumista vastaan on riittävän suuri. Tavallisesti näin voidaan olettaa penkereiden ja leikkausluiskien suunnittelussa. Pohjaveden pinnan alapuolelle ulottuvien leikkausluiskien suunnittelussa tulee selvittää mitoittava suotovirtauksen vaikutus. Taulukossa 8 on esitetty em. tarkastelussa käytettävät osavarmuusluvut, jotka ovat tavanomaista korkeampia. Osavarmuuslukujen lisäksi käytetään kohdan 5.7.1 mallikertoimia maaperän ollessa savea tai savista silttiä.

Taulukko 8. Stabiiliteetin käyttörajatilan lisätarkastelussa käytettävät maapohjan lujuusparametrien osavarmuusluvut.

Maaparametrit	Merkintä	Sarja M2*
Leikkauskestävyysskulma ^a	g_f'	1,50
Tehokas koheeesio	g_c'	1,8
Suljettu leikkauslujuus	g_{cu}	1,8
Yksiaksiaalinen puristuskoee	g_{qu}	1,8
Tilavuuspaino	g_g'	1

^a tällä luvulla jaetaan $\tan f'$

Pysyvien kuormien osavarmuuslukuina käytetään arvoa 1,0 ja muuttuvia kuormia ei huomioida.

Edellisen lisäksi pitää myös tehdä murtorajatilan mukaiset tarkastelut luvun 5.7.2 mukaisesti.

5.8 Hydraulinen murtuminen

5.8.1 Virtauspaineen aiheuttama hydraulinen murtuminen HYD

Tässä luvussa käsitellään kahta veden virtauksen aiheuttamaa murtorajatilaa:

1. Ylöspäin suuntautuvan virtauksen aiheuttama pohjan nousu
2. Virtauksen aiheuttama eroosio maan sisällä.

Hydraulinen pohjan nousu tapahtuu, kun ylöspäin suuntautuvat suotovoimat vaikuttavat vasten maanpainoa, vähentäen tehokkaan pystyjännityksen nollaan. Tällöin pystysuuntainen vedenvirtaus nostaa maapartikkelit irti toisistaan ja maa menettää kokonaan lujuutensa.

Herkimpiä maalajeja hydrauliselle pohjan nousulle ovat tasarakeiset karkeat siltit ja hienot hiekat.

Tarkastelussa pitää ottaa huomioon:

- ohuet maakerrokset, joilla on alhainen vedenläpäisevyys

- tilavaikutukset, kuten kapeat tai muuten pohjapinnaltaan rajatut kaivannot
- kaivantojen nurkkien alueet, joissa tapahtuu suotovirtausnopeuden kasvua
- vedenpintojen ja paineiden ajalliset ja paikalliset vaihtelut
- mahdolliset reunaehto- ja muutokset.

Hydraulisen pohjan nousun aiheuttamaa murtumista voidaan estää esimerkiksi seuraavilla keinoilla:

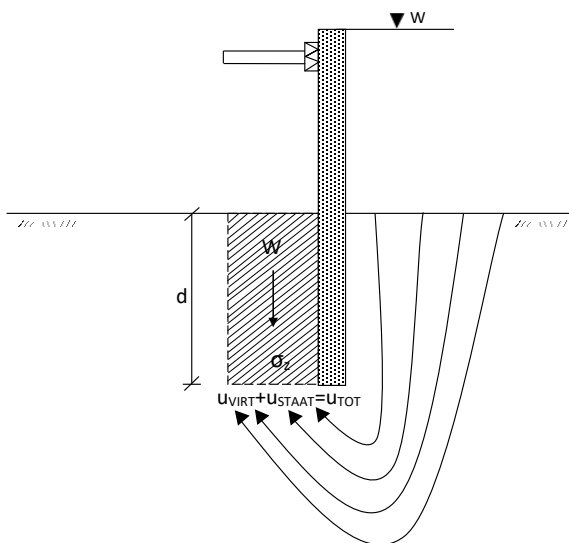
- suotovirtausmatkan pidentäminen
- vedenpaineiden alentaminen nousulle alttiiden maamasso- ja alapuolella
- vastustavan painon kasvattaminen.

Hydraulisen pohjan nousun murtumisen vaaran tarkastus tehdään kappaleen 3.4.6.2 mukaisesti yleensä epäyhtälöllä:

$$u_{dst;d} \leq s_{stb;d} \quad (5.19)$$

Missä $u_{dst;d}$ on maakappaleen (Kuvan 29 varjostettu alue) pohjalla vaikuttava huokosvedenpaine ja $s_{stb;d}$ on maakappaleen pohjalla vaikuttava kokonaisjännitys. Huokosvedenpaineen arvo koostuu hydrostaattisesta paineesta ja virtauspaineesta. Virtauspaineen määrittäminen tulee pääsääntöisesti perustua virtauslaskelmiin. Ehdon pitää toteutua kaikissa tasoissa maanpinnasta syvyyteen d (Kuva 29). Huokosvedenpainetta ja maan kokonaisjännitystä tarkastellaan kuormina ja osavarmuusluvut kohdistetaan niiden edustaviin arvoihin. Osavarmuuslukuina käytetään taulukon A.17(FI) arvoja, jossa esitetään arvot edullisissa ja epäedullisissa pohjaolosuhteissa. Epäedullisilla olosuhteilla tarkoitetaan tässä silttiä, hienoa- ja keskiahkkaa sekä lajittuneita hienrakeisia moreeneja. Maan kestävyyttä ei oteta huomioon.

Tarkastus voidaan tehdä myös vertaamalla suotovirtausvoimaa ja maakappaleen tehokasta painoa, vrt. 3.4.6.2.



Kuva 29. Esimerkki kaivannon pohjan virtauksen aiheuttaman hydraulisen murtumisen tarkastamisesta.

Hydraulisen murtumisen kannalta ongelmallisia ovat kohdat, joissa veden virtausnopeuden paikallinen kasvu lisää virtauspainetta. Tällaisia ovat mm. tuettujen kaivantojen nurkat ja kapeat kaivannot. Näissä kohdissa käytetään tarvittaessa pitempiä pontteja hydraulisen murtumisen estämiseksi.

Varmuus hydraulista nousua vastaan ei välttämättä estä maassa tai maan ja rakenteen rajapinnalla tapahtuvaa sisäistä eroosiota, vaan se on tarvittaessa tarkastettava erikseen.

Sisäinen eroosion tapahtuu, kun veden virtausnopeus ylittää kriittisen nopeuden, jossa maarakeet alkavat liikkua. Sisäisen eroosion erikoistapaus on niin kutsuttu "piping". Siinä eroosio alkaa kohdasta, jossa vesi virtaa ulos maakerroksesta ja etenee tästä rakenteen sisään. Sisäistä eroosiota voidaan estää:

- suodatinrakenteilla veden ulosvirtauspinnalla
- rajoittamalla veden virtausnopeutta
- ohjaamalla virtaus pois eroosioherkästä kohdasta
- käyttämällä ei eroosioherkkää materiaalia

Hydraulisen murtumisen vaaraa voidaan tutkia esim. Geomekaniikka I luvussa 11.9 esitetyillä tavoilla.

5.8.2 Nosteen aiheuttama murtuminen UPL

Tässä kappaleessa käsitellään rakenteisiin tai huonosti vettä läpäisevän maakerroksen alapintaan vaikuttavan vedenpaineen aiheuttamaa murtumista.

Murtuminen tapahtuu, kun huokosvedenpaine rakenteen tai huonosti vettä läpäisevän maakerroksen alapinnassa tulee suuremmaksi, kuin vedenpaineen kuormittamien rakenteiden ja maakerrosten paino lisättynä ulkoisten pysyvien tukevien voimien ja kestävyyksien summalla.

Tarkastelussa pitää ottaa huomioon:

- vedenpintojen ja paineiden ajalliset ja paikalliset vaihtelut
- mahdolliset reunaehtojen muutokset.

Nosteen aiheuttamaa murtumista voidaan estää esimerkiksi seuraavilla keinoilla:

- vedenpaineiden alentaminen rakenteen kuivatuksella*
- rakenteen painon kasvattaminen
- rakenteen ankkurointi.

*) Kaukalo- ja kalvorakenteissa voidaan käyttää ulkopuolista salaojitusta rajaamaan pohjavedenpinnan tasoa. Tällöin rakenteen yläreuna sijoitetaan mitoittavaan vedenpintaan ja salaojat vähän sen alapuolelle. Myös kaukalon alle tulee rakentaa luotettava salaojitus ja suodatinkerros. Järjestelmän tulee toimia myös talvella maan ollessa roudassa. Rakenteen tai kuivatusjärjestelmän rikkoontuminen tulee tutkia onnettomuustilanteena.

Nosteen aiheuttaman murtumisen vaara tarkastetaan vertaamalla alaspäin suuntautuvan kokonaisjännityksen resultantin ja kestävyyssummaa ylöspäin suuntautuvan huokospaineen resultanttiin. Murtumisen vaara tarkastetaan rajatilassa UPL, vrt. 3.4.6.2. Tarkastus perustuu epäyhtälöön:

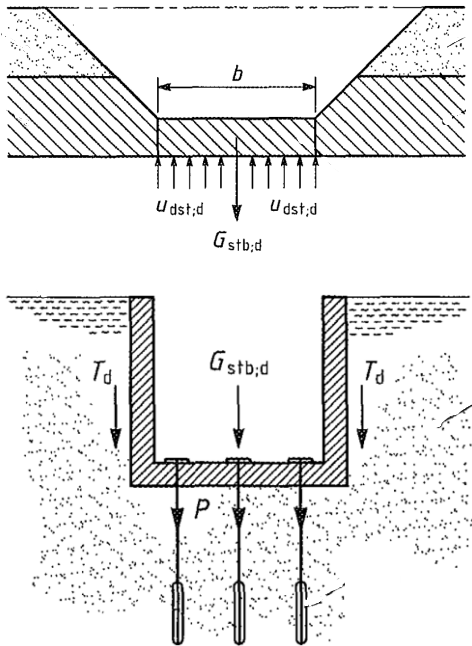
$$G_{dst;d} + Q_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d \quad (5.20)$$

Yhtälössä tarkastetaan, että pystysuorien epäedullisten pysyvien ($G_{dst;d}$) ja muuttuvien kuormien mitoitusarvojen ($Q_{dst;d}$) summa on pienempi tai yhtä suuri kuin edullisten pysyvien pystysuorien kuormien mitoitusarvon ($G_{stb;d}$) ja kestävyysmitoitussarvon (R_d) summa. Epäedullisia pystysuoria voimia ovat yleensä rakenteen tai huonosti vettä läpäisevän maakerroksen alapintaan vaikuttavan vedenpaineen resultantti. Pysyvä edullinen pystysuora voima on yleensä rakenteen paino. Kestävyys muodostuu esimerkiksi sivukitkasta, vetopaaluista tai ankkureista.

Osavarmuuslukuina käytetään taulukoiden A.15(FI) ja A.16(FI) arvoja.

Kestävyys R_d osalta osavarmuusluvut kohdistetaan maan ominaisuuksiin ja vedettyjen rakenteiden kestävyysluokkiin.

Kuvassa 30 on esitetty kaksi tyypillistä esimerkkiä rakenteista, joissa nosteen aiheuttama murtuminen saattaa tulla kyseeseen. Ylemmässä kuvassa verrataan pohjavedenpaineen resultantin mitoitusarvoa $U_{dst;d}$ ja leikkauspohjan alla olevan vettä huonosti läpäisevän kerroksen painon mitoitusarvoa $G_{stb;d}$. Harkinnan mukaan voidaan kapeissa leikkauksissa ottaa huomioon myös ylös nousevan maan lujuus. Alemmassa kuvassa verrataan kaukalon painon $G_{stb;d}$, leikkauskestävyyden mitoitusarvon T_d ja ankkurien kestävyysmitoitussarvon P_d summaa kaukalon pohjaan kohdistuvaan pohjavedenpaineen resultantin mitoitusarvoon $U_{dst;d}$. Leikkauskestävyyden T hyväksikäytössä tulee olla varovainen. Mitoituksessa tulee varmistaa, että käytettävä arvo edustaa laskennallista alarajaa. Esimerkiksi leikkauskestävyysskulman pienentäminen pienentää seinän ja maan välistä kitkakerrointa, mutta kasvattaa aktiivista maanpainetta.



Kuva 30. Ylemmässä kuvassa on esitetty nosteen aiheuttaman murtumisen vaaran toteaminen leikkauksessa ja alemmassa kuvassa ankkuroidussa kaukalossa.

5.9 Syvästabilointi

Syvästabilointipilarit ja massastabilointi mitoitetaan Syvästabilointiohjeen mukaan. Pilarin oletetaan toimivan pohjavahvistuksena yhteistoiminnassa maan kanssa, mikäli seuraavat ehdot toteutuvat:

Suunnittelu:

- pilarin leikkauslujuuden ominaisarvo on korkeintaan 200 kPa
- maan leikkauslujuuden ja pilarin leikkauslujuuden suhde on korkeintaan 15.

Valmis pilari:

- pilarin leikkauslujuuden ominaisarvo on korkeintaan 300 kPa
- maan leikkauslujuuden ja pilarin leikkauslujuuden suhde on korkeintaan 20.

Mikäli yllä mainitut ehdot eivät toteudu, mitoitus tehdään kuten suihkunjektoidun pilarin ja suunnitellaan penkereen alaosaan rakenne, jolla varmistetaan holvautuminen pilareille.

5.10 Vanhojen perustusten kantavuuden määrittäminen

Julkaisussa Siltojen kantavuuslaskentaohje on käsitelty painorajoituksiin ja erikoiskuljetuksiin liittyviä tarkasteluja.

Vanhojen perustusten geoteknisen kantavuuden määrittäminen tulee perustua luotettaviin alkuperäisiin tai niiden lisäksi tehtyihin pohjatutkimuksiin (tarvittaessa rakennekoekappalein varmistettuihin tietoihin perustusrakenteista ja niiden kunnosta) sekä rakennussuunnitelmiin.

Siltarakenteen kunnan tarkastus tehdään sillan erikoistarkastuksena, jonka sisältö määritellään tapauskohtaisesti. Tutkimukseen tulee sisältyä edellä esitetyn lisäksi selvitykset pohjarakenteiden sijainnista ja mitoista. Lisäksi tarkastetaan alusrakenteen ja tulopenkereiden mahdolliset siirtymät ja painumat. Tarkastuksen perusteella tehdään arvio vanhan siltarakenteen perustusten toimivuudesta.

Vanhojen perustusten geotekninen kantokestävyys määritetään laskelmin ottaen huomioon rakenteiden kunnan heikkeneminen. Tarvittaessa rakenteet koekuormitetaan.

Mikäli rakenteita muutetaan tai vahvistetaan, on vanhojen ja uusien rakenteiden yhteistoiminta varmistettava laskelmin ja yhteistoimintaa varmistavilla rakenteellisilla ratkaisuilla. Purkamisjärjestyksen vaikutus rakenteisiin on selvitettävä osana korjaus- ja purkusuunnittelua

Vanhojen puupaalutusten kunnan ja kantavuuden selvittäminen sekä toimiminen vahvistettujen rakenteiden osana on erityisen vaativa suunnittelutehtävä. Yleensä puupaalutusten kunnan ja kantavuuden selvittäminen edellyttää näytteenottoa

paaluista varsinkin jos, on epäiltävissä paalun olleen jossain vaiheessa pohjavedenpinnan yläpuolella.

5.11 Tulopenkereiden suunnittelu

Sillan pohjarakennussuunnittelun yhteydessä on selvitettävä siltaan välittömästi liittyvien tulopenkereiden ja muiden maarakenteiden, kuten etuluiskien ja keilojen rakentamis- ja perustamistavat. Tulopenkereitä käsitellään siinä laajuudessa, kuin ne vaikuttavat siltapaikkaan tai silta vaikuttaa tulopenkereeseen kuitenkin vähintään 20 metrin etäisyydelle sillan päästä mitattuna. Maa- ja pohjarakenteet sekä pohjavahvistukset on suunniteltava siten, että niiden aiheuttamat rasitukset siltarakenteille on otettu huomioon. Tulopenkereiden ja sillan muodostaman kokonaisuuden tulee täyttää väylän tasaisuudelle asetetut vaatimukset.

Sillan tulopenkereiden suunnittelua on käsitelty ohjeissa *Tien geotekninen suunnittelu* ja *RATO 3*.

Tulopenkereiden stabiliteetin tulee täyttää kappaleen 5.7 vaatimukset. Erityistä huomiota tulee kiinnittää käyttörajatilan vaatimusten täyttymiseen.

Tulopenkereen suunnittelussa tulee minimoida sillan ja penkereen välille syntyvät jäykkyyserot ja pysyvistä painumista aiheutuvat korkeusasemaerot. Suunnittelu on tehtävä kokonaisuutena, johon kuuluvat tulopenger, siirtymärakenne ja silta.

Ratasillat

Ratasilloilla on erityisen tärkeää sillan ja tulopenkereen välisten jäykkyyserot ja painumaerojen minimointi. Keinoina voidaan hyödyntää esim. siirtymälaattaa, toisiinsa penkereen läpi ankkuroituja teräsponttiseiniä, kulmatukimuureja ja sillan pituussuuntaisia siipimuureja. Tulopenkereet rakennetaan riittävän ohuina kerroksina, jotta ne voidaan tiivistää huolellisesti myös maatuon läheisyydessä. Uloke-laattasillan tulopenkereet rakennetaan InfraRYL mukaisesti välikerrosmateriaalista.

Maksimi raekoko ratasillan tulopenkereessä on 300 mm. Materiaalin tulee olla sekkarakeista, hyvin tiivistyvää ja routimatonta. Mikäli pengerrus jatkuu jonain muuna materiaalina, tehdään pengerrus 0...300 esimurskatusta louheesta täytenä paksuutena pengerruspaksuuden verran maatuonesta alkaen ja sen jälkeen kiilataan penkereen pituussuunnassa 1:5. Esimurskatun louheen pinta kiilataan huolellisesti 300 mm paksulla kerroksella KaM #0/63. Betonipintoja vasten tehdään suoja täytenä KaM #0/63.

Ratasillat varustetaan yleensä 5 m siirtymälaatoilla.

Tukikerroksettoman rautatiesillan päiden ja siirtymärakenteiden suunnittelussa sillan ja penkereen jäykkyyseron minimointi on erityisen tärkeää. Tukikerroksettoman sillan tulopenger suunnitellaan painumattomaksi.

5.12 Ympäristövaikutukset

5.12.1 Vaikutus pohjavesisuhteisiin

Rakentamisen vaikutus pohjaveteen on selvitettävä Väyläviraston ohjeen Tien geotekninen suunnittelu 10/2012 mukaisesti. Asiaa on lisäksi käsitelty ohjeissa Tie- ja rataleikkausten suunnittelu.

Mahdollisen pohjaveden alenemisen vaikutus on otettava huomioon suunnittelussa. Lisäksi tulee selvittää pohjaveden alenemisen vaikutus alueen muihin rakenteisiin ja ympäristöön osana suunnitteluhanketta.

5.12.2 Eroosio

Eroosiosuojaus suunnitellaan ohjeen Tiepenkereiden ja -leikkausten suunnittelu (Väyläviraston ohje 9/2010) kappaleen 8 mukaan. Järvi- tai merialueilla mitoitetaan rakenne tarvittaessa sekä virtauksen että aallokon eroosiovaikutusta vastaan.

Eroosioriski virtaukselle alttiissa kohteissa voidaan arvioida ohjeen Eroosio vesistöisillä RHK 1046/043/2009 perusteella.

Veden virtausnopeuden mitoitussarvo määritetään käyttäen 1/50v esiintyvää ylivirtaamaa (HQ) ja ylivedenkorkeutta (HW).

Mitoittava aallokko selvitetään kohdekohtaisesti. Merialueilla käytetään arvoa 2,5 m, ellei tarkempaa tietoa ole saatavissa.

5.12.3 Muut ympäristövaikutukset

Muut ympäristövaikutukset selvitetään osana muuta hankkeen suunnittelua. Ympäristövaikutukset jakaantuvat työnaikaisiin ja pitkäaikaisiin vaikutuksiin. Työnaikaisia ovat mm. melu, pöly, tärinä ja työnaikaiset siirtymät. Pitkäaikaisia ovat mm. pohjavedenpinnan muutokset, muutokset stabiliteetissa sekä muutokset virtausolosuhteissa.

Osavarmuusluvut ja mallikertoimet

Kuormiin ja niiden vaikutuksiin kohdistettavat osavarmuusluvut asetetaan SFS-SFS-EN 1990:2002/A1 liitteen A2 kansallisessa liitteessä ja niitä on käsitelty Väyläviraston ohjeessa *Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI 1*. Maan ominaisuuksiin sekä kestävytyteen kohdistuvat osavarmuusluvut ja korrelaatiokertoimet asetetaan SFS-EN 1997-1 Kansallisessa liitteessä (LVM). Tämän ohjeen julkaisuvaiheessa voimassa olevien Kansallisten liitteiden arvot on esitetty tässä liitteessä.

Suomessa käytettävät osavarmuusluvut ja korrelaatiokertoimet murtorajatilassa

Taulukko A.1(FI). Kuormien osavarmuusluvut (γ_F) (EQU).

Taulukko A.1(FI) on SFS-EN 1990:2002/A1 liitteen A2 kansallisen liitteen taulukko A2.4(A)(FI) (Sarja A) ja se korvaa SFS-SFS-EN 1997-1 taulukon A.1.

	Pysyvät kuormat		Esi-jännitys		Määräävä muuttuva kuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat
Yhtälö 6.10	1,15 / 0,9	G	1,10 / 0,9	P	1,35 · (tieliikennekuorma) 1,35 · (kevyen liikenteen kuorma) 1,45 · (raideliikennekuorma)	1,50 · $\psi_{0,i}$ · (muut muuttuvat kuormat)
	<i>tai</i>					
	1,15 / 0,9	G	1,10 / 0,9	P	1,50 · (muu määräävä muuttuva kuorma)	$1,35 \cdot \psi_{0,i} \cdot$ (tieliikennekuorma) $1,35 \cdot \psi_{0,i} \cdot$ (kevyen liikenteen kuorma) $1,45 \cdot \psi_{0,i} \cdot$ (raideliikennekuorma) + $1,50 \cdot \psi_{0,i} \cdot$ (muut muuttuvat kuormat)

Taulukossa esitetty esijännitys koskee vain rakenteen sisäisen jännitystilän muuttamista jännittämällä (esim. sillan päällysrakenne), mutta ei rakenteen ulkopuolisia ankkurointiteja.

Pysyvän kuorman ja esijännityksen vaihtoehtoisista osavarmuusluvuista suurempaa käytetään epäedullisten ja pienempää edullisten kuormien kanssa. Muuttuvien kuormien osavarmuusluku edullisille kuormille on 0.

Kerroin $\psi_{0,i}$ on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin, joka saadaan SFS-EN 1990:2002/A1 liitteen A2 kansallisen liitteen taulukosta A2.1(FI) ajoneuvoliikenteen väylille, taulukosta A2.2(FI) kevyen liikenteen väylille ja taulukosta A2.3(FI) rautateille.

Osavarmuuslukujen käytön tarkemmat ohjeet ja erikoistapaukset on esitetty SFS-EN 1990:2002/A1 liitteen A2 kansallisessa liitteessä.

Huom. 1a: Mitoituskaavana asia voidaan ilmaista seuraavassa muodossa:

$$E_d = K_{FI} \cdot 1,15 \cdot G_{kj,sup} + 0,9 \cdot G_{kj,inf} + K_{FI} \cdot \gamma_P \cdot P_P + K_{FI} \cdot \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma(K_{FI} \cdot \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (6.10)$$

Yhtälössä (6.10) γ_{P1} :llä on joko arvo 1,1 tai 0,9 sen mukaan, kumpi antaa epäedullisemman vaikutuksen. K_{FI} -kerrointa käytetään vain epäedullisten kuormien yhteydessä.

Yhtälössä (6.10) γ_{Q1} :llä ja γ_{Q2} :llä on arvo 1,35, kun kysymyksessä on ajoneuvo- tai kevyen liikenteen kuorma, arvo 1,45, kun kysymyksessä on rautatieliikenteen kuorma ja arvo 1,50, kun kysymyksessä on joku muu muuttuva kuorma. Muuttuvien kuormien osavarmuusluku edullisille kuormille on 0.

K_{FI} riippuu SFS-EN 1990:n liitteen B taulukon B2 mukaisesta luotettavuusluokasta seuraavasti:

- luotettavuusluokassa RC3 $K_{FI} = 1,1$
- luotettavuusluokassa RC2 $K_{FI} = 1,0$
- luotettavuusluokassa RC1 $K_{FI} = 0,9$

Luotettavuusluokkia selventävät seuraamusluokat CC3...CC1 esitetään SFS-SFS-EN 1990:n kansallisen liitteen taulukossa B1(FI): Seuraamusluokkien määrittely.

Selostus: Koska yleensä käytetään arvoa $K_{FI} = 1,0$, on ko. kerroin jätetty taulukosta A.1(FI) pois. Hankekohtaisesti voidaan sopia tästä poikkeavasta K_{FI} :n arvosta.

Tämän kansallisen liitteen merkinnät on esitetty standardin SFS-EN 1997-1:2004 kohdassa 1.6 ja standardin SFS-EN 1990:2002 kohdassa 1.6.

Selostus: Maanpaine lasketaan tässä rajatilassa lepopaineena.

Taulukko A.2(FI). Maaparametrien osavarmuusluvut (γ_M) (EQU).

Maaparametri	Merkintä	Arvo
Leikkauskestävyyskulma ^a (”Leikkauskestävyyskulma”)	γ_{ϕ}	1,25
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,25
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,4
Yksiaksaalinen puristuslujuus	γ_{qu}	1,4
Tilavuuspaino	γ_{γ}	1,0

^a Tällä varmuusluvulla jaetaan $\tan \phi'$

Taulukko A.3a(FI). Kuormien (γ_F) tai kuorman vaikutusten (γ_E) osavarmuusluvut (STR/GEO, mitoitus tapa DA2^()).*

Taulukko A.3a(FI) on SFS-EN 1990:2002/A1 liitteen A2 kansallisen liitteen taulukko A2.4(B)(FI) (sarja B) ja se korvaa SFS-EN 1997-1 taulukon A.3 sarjan A1.

	Pysyvät kuormat	kuor-	Esijännitys		Määrävä muuttuva kuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat
6.10a	1,35 / 0,9	G	1,1 / 0,9	P	-	-
tai						
6.10b	1,25 / 0,9	G	1,1 / 0,9	P	1,35 · (tieliikennekuorma) 1,35 · (kevyen liikenteen kuorma) 1,45/1,20 · (raideliikennekuorma)	1,50 · $\psi_{0,i}$ · (muut muuttuvat kuormat)
	1,25 / 0,9	G	1,1 / 0,9	P	1,50 · (muu määrävä muuttuva kuorma)	1,35 · $\psi_{0,i}$ · (tieliikennekuorma) 1,35 · $\psi_{0,i}$ · (kevyen liikenteen kuorma) 1,45/1,20 · $\psi_{0,i}$ · (raideliikennekuorma) + 1,50 · $\psi_{0,i}$ · (muut muuttuvat kuormat)

Taulukossa esitetty esijännitys koskee vain rakenteen sisäisen jännitystilän muuttamista jännittämällä (esim. sillan päällysrakenne), mutta ei rakenteen ulkopuolisia ankkurointiteja.

Pysyvän kuorman ja esijännityksen vaihtoehtoisista osavarmuusluvuista suurempaa käytetään epäedullisten ja pienempää edullisten kuormien kanssa. Muuttuvien kuormien osavarmuusluku edullisille kuormille on 0.

Kerroin $\psi_{0,i}$ on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin, joka saadaan SFS-EN 1990:2002/A1 liitteen A2 kansallisen liitteen taulukosta A2.1(FI) ajoneuvoliikenteen väylille, taulukosta A2.2(FI) kevyen liikenteen väylille ja taulukosta A2.3(FI) rautateille.

Osavarmuuslukujen käytön tarkemmat ohjeet ja erikoistapaukset on esitetty SFS-SFS-EN 1990:2002/A1 liitteen A2 kansallisessa liitteessä.

Huom. 1b: Mitoituskaavana asia voidaan ilmaista siten, että kuormien yhdistelmänä käytetään epäedullisempaa kahdesta seuraavasta lausekkeesta:

$$E_d = K_{FI} \cdot 1,35 \cdot G_{kj,sup} + 0,90 \cdot G_{kj,inf} + K_{FI} \cdot \gamma_P \cdot P_p \quad (6.10a)$$

$$E_d = K_{FI} \cdot 1,25 \cdot G_{kj,sup} + 0,90 \cdot G_{kj,inf} + K_{FI} \cdot \gamma_P \cdot P_p + K_{FI} \cdot \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum (K_{FI} \cdot \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (6.10b)$$

Yhtälöissä γ_P :llä on joko arvo 1,10 tai 0,90 sen mukaan, kumpi antaa epäedullisemman vaikutuksen. K_{FI} -kerrointa käytetään vain epäedullisten kuormien yhteydessä.

Yhtälössä 6.10b $\gamma_{Q,1}$:llä ja $\gamma_{Q,i}$:llä on arvo 1,35, kun kysymyksessä on ajoneuvo- tai kevyen liikenteen kuorma, arvo 1,45, kun kysymyksessä on rautatieliikenteen kuorma (kuormalle SW/2 tai sen sisältämille yhdistelmille 1,20) ja arvo 1,50, kun kysymyksessä

on joku muu muuttuva kuorma. Muuttuvien kuormien osavarmuusluku edullisille kuormille on 0.

K_{FI} riippuu SFS-EN 1990:n liitteen B taulukon B2 mukaisesta luotettavuusluokasta seuraavasti:

- luotettavuusluokassa RC3 $K_{FI} = 1,1$
- luotettavuusluokassa RC2 $K_{FI} = 1,0$
- luotettavuusluokassa RC1 $K_{FI} = 0,9$

Luotettavuusluokkia selventävät seuraamusluokat CC3...CC1 esitetään SFS-SFS-EN 1990:n kansallisen liitteen taulukossa B1(FI): Seuraamusluokkien määrittely.

Selostus: Koska yleensä käytetään arvoa $K_{FI} = 1,0$, on ko. kerroin jätetty taulukosta A.3a(FI) pois. Hankekohtaisesti voidaan sopia tästä poikkeavasta K_{FI} :n arvosta.

Taulukko A.3b(FI). Kuormien (γ_F) tai kuorman vaikutusten (γ_E) osavarmuusluvut (STR/GEO, mitoituslata DA3).

Taulukko A.3b(FI) on SFS-EN 1990:2002/A1 liitteen A2 kansallisen liitteen taulukko A2.4(C)(FI) (sarja C) ja se korvaa SFS-SFS-EN 1997-1 taulukon A.3 sarjan A2.

	Pysyvät kuormat	kuor-	Esijännitys	Määräävä muuttuva kuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat
6.10	1,00	G	1,00	P	$1,15 \cdot$ (tieliikennekuorma) $1,15 \cdot$ (kevyen liikenteen kuorma) $1,25 \cdot$ (raideliikennekuorma)
					tai
	1,00	G	1,00	P	$1,15 \cdot \psi_{0,i}$ (tieliikennekuorma) $1,15 \cdot \psi_{0,i}$ (kevyen liikenteen kuorma) $1,25 \cdot \psi_{0,i}$ (raideliikennekuorma) $+ 1,30 \cdot \psi_{0,i}$ (muut muuttuvat kuormat)

Taulukossa esitetty esijännitys koskee vain rakenteen sisäisen jännitystilän muuttamista jännittämällä (esim. sillan päällysrakenne), mutta ei rakenteen ulkopuolisia ankkurointiteja.

Muuttuvien kuormien osavarmuusluku edullisille kuormille on 0.

Kerroin $\psi_{0,i}$ on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin, joka saadaan SFS-EN 1990:2002/A1 liitteen A2 kansallisen liitteen taulukosta A2.1(FI) ajoneuvoliikenteen väylille, taulukosta A2.2(FI) kevyen liikenteen väylille ja taulukosta A2.3(FI) rautateille.

Osavarmuuslukujen käytön tarkemmat ohjeet ja erikoistapaukset on esitetty SFS-EN 1990:2002/A1 liitteen A2 kansallisessa liitteessä.

Huom. 1c: Mitoituskaavana asia voidaan ilmaista seuraavassa muodossa:

$$E_d = K_{FI} \cdot 1,0 \cdot G_{kj,sup} + 1,0 \cdot G_{kj,inf} + 1,0 \cdot P_p + K_{FI} \cdot \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum (K_{FI} \cdot \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (6.10)$$

Yhtälössä $\gamma_{Q,1}$ llä ja $\gamma_{Q,i}$ llä on arvo 1,15, kun kysymyksessä on ajoneuvo- tai kevyen liikenteen kuorma, arvo 1,25, kun kysymyksessä on rautatieliikenteen kuorma ja 1,30, kun kysymyksessä on joku muu muuttuva kuorma. Muuttuvien kuormien osavarmuusluku edullisille kuormille on 0.

K_{FI} riippuu SFS-EN 1990:n liitteen B taulukon B2 mukaisesta luotettavuusluokasta seuraavasti:

- luotettavuusluokassa RC3 $K_{FI} = 1,1$
- luotettavuusluokassa RC2 $K_{FI} = 1,0$
- luotettavuusluokassa RC1 $K_{FI} = 0,9$

Luotettavuusluokkia selventävät seuraamusluokat CC3...CC1 esitetään SFS-EN 1990:n kansallisen liitteen taulukossa B1(FI): Seuraamusluokkien määrittely.

Selostus: Koska yleensä käytetään arvoa $K_{FI} = 1,0$, on ko. kerroin jätetty taulukosta A.3b(FI) pois. Hankekohtaisesti voidaan sopia tästä poikkeavasta K_{FI} :n arvosta. K_{FI} -kerrointa käytetään vain epäedullisesti vaikuttavien kuormien yhteydessä.

Huom. 2: Katso myös standardeista SFS-EN 1992 ... SFS-EN 1999 pakkosiirtymä- tai pakko-muodonmuutostilalle käytettäviä osavarmuusluvun γ arvoja.

Huom. 3: Kaikkien samasta syystä aiheutuvien pysyvien kuormien ominaisarvot kerrotaan osavarmuusluvulla $\gamma_{G,sup}$, jos kuorman kokonaisvaikutus on epäedullinen ja osavarmuusluvulla $\gamma_{G,inf}$, jos kuorman kokonaisvaikutus on edullinen. Esimerkiksi kaikkien rakenteen omasta painosta aiheutuvien kuormien voidaan katsoa aiheutuvan samasta syystä; tämä pitää paikkansa silloinkin, kun kyseessä on erilaisia materiaaleja.

Taulukko A.4(FI). Maaparametrien osavarmuusluvut (γ_M) (STR/GEO) (DA2^{}) M1, DA3 M2).*

Maaparametri	Merkintä	Sarja		
			M1	M2
Leikkauskestävyyskulma ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25	
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25	
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,0	1,4	
Yksiaksaalinen puristuskoee	γ_{qu}	1,0	1,4	
Tilavuuspaino	γ_{γ}	1,0	1,0	

^a Tällä varmuusluvulla jaetaan $\tan \phi'$

Taulukko A.5(FI). Antura- ja laattaperustusten kestävyysosavarmuusluvut (γ_R).

Kestävyys	Merkintä	Sarja R2
Kantokestävyys	$\gamma_{R,v}$	1,55
Liukuminen	$\gamma_{R,h}$	1,1

Taulukko A.6(FI). Syrjäyttävien paalujen kestävyysosavarmuusluvut (γ_R).

Kestävyys	Merkintä	Sarja R2
Kärki	γ_b	1,20
Vaippa (puristus)	γ_s	1,20
Kokonais-/yhdistetty (puristus)	γ_t	1,20
Vedetty vaippa:		
- lyhytaikainen kuormitus	$\gamma_{s,t}$	1,35
- pitkäaikainen kuormitus	$\gamma_{s,t}$	1,50

Taulukko A.7(FI). Kaivettujen paalujen kestävyysosavarmuusluvut (γ_R).

Kestävyys	Merkintä	Sarja R2
Kärki	γ_b	1,20
Vaippa (puristus)	γ_s	1,20
Kokonais-/yhdistetty (puristus)	γ_t	1,20
Vedetty vaippa:		
- lyhytaikainen kuormitus	$\gamma_{s,t}$	1,35
- pitkäaikainen kuormitus	$\gamma_{s,t}$	1,50

Taulukko A.8(FI). CFA-paalujen kestävyys osavarmuusluvut (γ_R).

Kestävyys	Merkintä	Sarja R2	
Kärki	γ_b	1,20	
Vaippa (puristus)	γ_s	1,20	
Kokonais-/yhdistetty (puristus)		γ_t	1,20
Vedetty vaippa:			
- lyhytaikainen kuormitus	$\gamma_{s,t}$	1,35	
- pitkäaikainen kuormitus	$\gamma_{s,t}$	1,50	

Taulukko A.9(FI). Korrelaatiokertoimet ξ ominaisarvon johtamiseksi staattisista koekuormituksista (n – koekuormitettujen paalujen lukumäärä)^{a,b}.

ξ kun $n =$	1/2 %	2/10 %	3/50 %	4/75 %	5/100%
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

^a Taulukkoarvot koskevat puristettuja paaluja.

^b Vedettyjä paaluja mitoitettaessa taulukkoarvot (A.9(FI)) kerrotaan mallikertoimella 1,25

Taulukko A.10(FI). Korrelaatiokertoimet ξ ominaisarvon johtamiseksi pohjatutkimustuloksista (n – koeprofilien lukumäärä).

ξ kun $n =$	1	2	3	4	5	7
	10					
ξ_3	1,85 1,77	1,73	1,69	1,65	1,62	1,60
ξ_4	1,85 1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40

Taulukko A.11(FI). Korrelaatiokertoimet ξ ominaisarvojen johtamiseksi dynaamisista koekuormituksista^{a,b,c,d,e} (n – koestettujen paalujen lukumäärä).

ξ kun $n =$ 2–4 / 2–5% 5–9 / 5–39% 10–14 / 40–64% 15–19 / 65–89% ≥ 20 / 90–100%

ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

- a Taulukon ξ -arvot pätevät dynaamisille koekuormituksille (dynamic impact tests).
- b ξ -arvot voidaan kertoa mallikertoimella 0,9, kun käytetään signaalinsovitusta (signal matching), tai kun paalut tukeutuvat luotettavasti kallioon ja paalun kestävyys riippuu lähinnä sen rakenteellisesta kestävyydestä.
- c ξ -arvot kerrotaan mallikertoimella 1,1 silloin, kun käytetään paalutuskaavaa ja lyönnin aikana mitataan näennäiselastinen paalun pään jousto.
- d ξ -arvot kerrotaan mallikertoimella 1,2 silloin, kun käytetään paalutuskaavaa eikä lyönnin aikana mitata paalun pään näennäiselastista joustoa.
- e Mikäli perustuksessa on erilaisia paaluja, niin samanlaisten paalujen ryhmät käsitellään erillisinä, kun paalujen lukumäärää n määritetään.
- f Lukumäärällä n tarkoitetaan geoteknisen kestävyuden kannalta samanlaisissa pohjasuhteissa tehtyjen samanlaisten paalujen mittausten lukumäärää tai osuutta paalujen kokonaismäärästä (50 %,100 %). Kappalemäärän tai prosenttiosuuden mukaan valitaan se, jonka perusteella saadaan pienempi korrelaatiokerroin.

Rakenteilla, jotka ovat riittävän jäykkiä ja lujia siirtämään kuormia ”heikoilta” paaluilta ”vahvoille” paaluille, kertoimet ξ_5 ja ξ_6 voidaan jakaa luvulla 1,05, kun tuki on perustettu vähintään 8 paalun varaan ja luvulla 1,10, kun tuki on perustettu vähintään 16 paalun varaan. Tämä koskee myös muita riittävän jäykkiä taitorakenteita, joissa vaakakuormat otetaan aksiaalisilla paaluvoimilla. Paalulaatoilla tätä reduktiota ei voida tehdä. Rakenteen vaatimukset on esitetty tarkemmin kappaleessa 5.3.2.1.

Jos tuki on perustettu vain yhden paalun varaan, käytetään A.11(FI) taulukon arvojen sijaan korrelaatiokertoimina $\xi_5 = \xi_6 = 1,40$. Yhden paalun varaisiksi tuiksi katsotaan tuet, joissa on yksi paalu tukilinjalla sekä kaksitukisten siltojen osalta myös tuet, joilla on kaksi paalua.

Kitkapaaluilla korrelaatiokertoimen ξ -arvot kerrotaan aina mallikertoimella 1,05.

Paalutuskaavan käyttö edellyttää, että kaava on aikaisemmin todettu ko. olosuhteissa luotettavaksi ja että paalutuslaite on kalibroitu ko. työmaaolosuhteissa.

Taulukko A.13(FI). Tukirakenteiden kestävyysosavarmuusluvut (γ_R).

Kestävyys	Merkintä	Sarja R2
Kantokestävyys	$\gamma_{R,v}$	1,55
Liukumiskestävyys	$\gamma_{R,h}$	1,1
Maan kestävyys	$\gamma_{R,e}$	1,5

Taulukko A.14(FI) – Kestävyysosavarmuusluvut (γ_R) luiskille ja kokonaisvakavuudelle.

Kestävyys	Merkintä	Sarja R3
Maan kestävyys	$\gamma_{R,e}$	1,0

Taulukko A.15(FI). Kuormien osavarmuusluvut (γ_F) (UPL).

Kuorma	Merkintä	Arvo
Pysyvä:		
Epäedullinen ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,1 K_{FI}
Edullinen ^b	$\gamma_{G,stb}$	0,9
Muuttuva:		
Epäedullinen ^a	$\gamma_{Q,dst}$	1,5 K_{FI}

^a Kaatava kuorma

^b Vakauttava kuorma

Taulukko A.16(FI). Osavarmuusluvut maaparametreille ja kestävyyksille (UPL).

Maaparametri	Merkintä	Arvo
Leikkauskestävyysskulma ^a ("Leikkauskestävyysskulma")	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,25
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,4
Vedetyn paalun kestävyys	$\gamma_{s,t}$	1,5

^a Tällä varmuusluvulla jaetaan $\tan \phi'$

Taulukko A.17(FI). Kuormien osavarmuusluvut (γ_F) (HYD).

Kuorma	Merkintä	Arvo
Pysyvä:		
Epäedullinen ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,35 K_{FI} (edulliset pohjaolosuhteet)
- " -	"	1,8 K_{FI} (epäedulliset pohjaolosuhteet)
Edullinen ^b	$\gamma_{G,stab}$	0,9
Muuttuva:		
Epäedullinen ^a	$\gamma_{Q,dst}$	1,5 K_{FI}

^a Kaatava kuorma

^b Vakauttava kuorma

Taulukko A.18 (FI). Kuormien ja kuormien vaikutusten osavarmuusluvut normaalisti vallitseville ja tilapäisille mitoitusolosuhteille murtorajatilassa (ankkurit).

Rajatila	Merkintä	Arvo
Murtorajatila (Kaava 8.3)	γ_{serv}	1,0
HUOM Suositeltua γ_{serv} -arvoa käytetään kaikissa mitoitusolosuhteissa		

Taulukko A.19(FI). Kestävyyden osavarmuusluvut (γ_R) ankkureille murtorajatiloissa normaalisti vallitseville ja tilapäisille mitoitusilanteille.

Merkintä	STR/GEO Sarja	UPL
	R2	
$\gamma_{a;ULS}$		
tilapäinen ankkuri	1,25	1,25
pysyvä ankkuri	1,50	1,50

Suomessa käytetään vain koemenetelmää 1 (Taulukko A.20(FI) ja A.21(FI)).

Taulukko A.20(FI). Ankkurin koemenetelmästä riippuvat arvot normaalisti vallitseville ja tilapäisille mitoitusilanteille murtorajatilassa sekä käyttörajatiloja varten (SFS-EN 1997-1 Kansallinen liite, LVM).

Merkintä	Yhtälö (lähteessä SFS-EN1997-1)	Koemenetelmä ^a
		1
ζ_{ULS}	8.6	1,0 ^b
$\gamma_{a;SLS}$	8.10	NA
n (kallioankkuri)		- ^c
n (maa-ankkuri)		5 (5%) ^d
$\gamma_{a;acc;ULS}$	8.13	
tilapäinen ankkuri		1,25
pysyvä ankkuri		1,50
$\gamma_{a;acc;SLS}$	8.14	NA

HUOM. NA = Ei sovellettavissa

^a Koemenetelmien kuvaus standardissa EN ISO 22477-5

^b Tätä arvoa käytetään, mikäli jokaisen ankkurin hyväksyntäkoee (koekuorma yhtälössä 8.13) varmistaa, että $E_{ULS;d} \leq R_{ULS;d}$.

^c Kaikille ankkureille tehdään hyväksyntäkoee. Soveltuvuuskokeita tehdään kohteen rakennussuunnitelman mukaan, jos ankkurit tukeutuvat pohjaolosuhteisiin, joista ei ole aiempaa vertailukelpoista kokemusta. Tutkimuskokeita tehdään rakennussuunnitelman mukaan, jos ankkurityypistä ei ole aiempaa vertailukelpoista kokemusta.

^d Kaikille ankkureille tehdään hyväksyntäkoee. Soveltuvuuskokeita tehdään kohteen rakennussuunnitelman mukaan vähintään 5 kpl tai vähintään 5 % ankkureista, jos ankkurit tukeutuvat pohjaolosuhteisiin, joista ei ole aiempaa vertailukelpoista kokemusta. Tutkimuskokeita tehdään rakennussuunnitelman mukaan, jos ankkurityypistä ei ole aiempaa vertailukelpoista kokemusta.

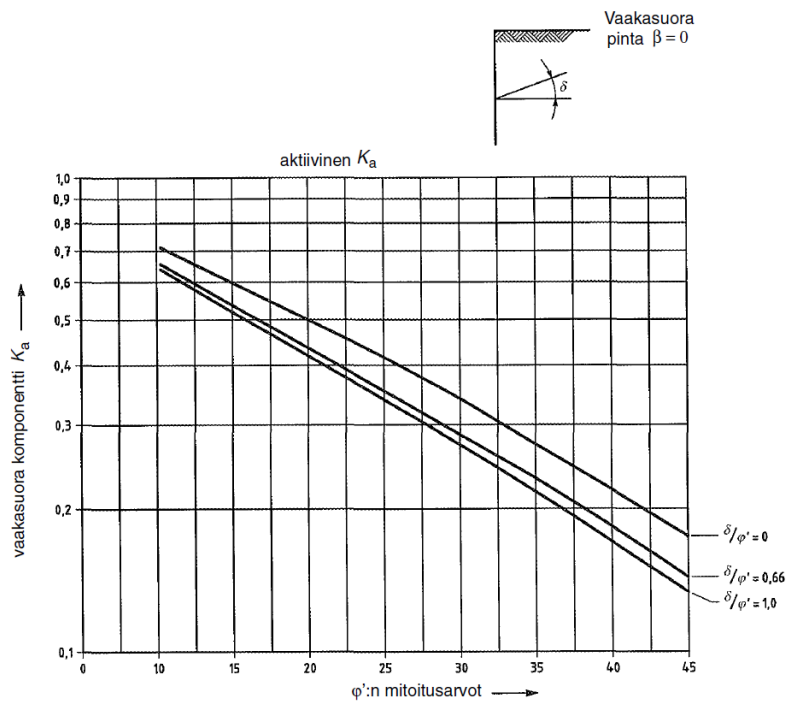
Taulukko A.21(FI). Tutkimus-, soveltuvuus- ja hyväksyntäkokeiden rajakriteerit normaalisti vallitseville ja tilapäisille mitoitustilanteille murto- ja käyttörajatiloissa.

Koe- mene- telmä ^a	Rajakri- teeri	Tutkimus- ja soveltu- vuuskokeet		Hyväksyntäkokeet	
		ULS (Kaava 8.5)	SLS (Kaava 8.8)	ULS (Kaava 8.13)	SLS (Kaava 8.14)
1	α_1	2 mm	NA	2 mm	NA
HUOM. NA = Ei sovellettavissa					
^a Koemenetelmien kuvaus EN ISO 22477-5:ssä.					
^b Kuorman häviön havaintoajat taulukon H.1 mukaisesti, Liite H, EN ISO 22477-5					

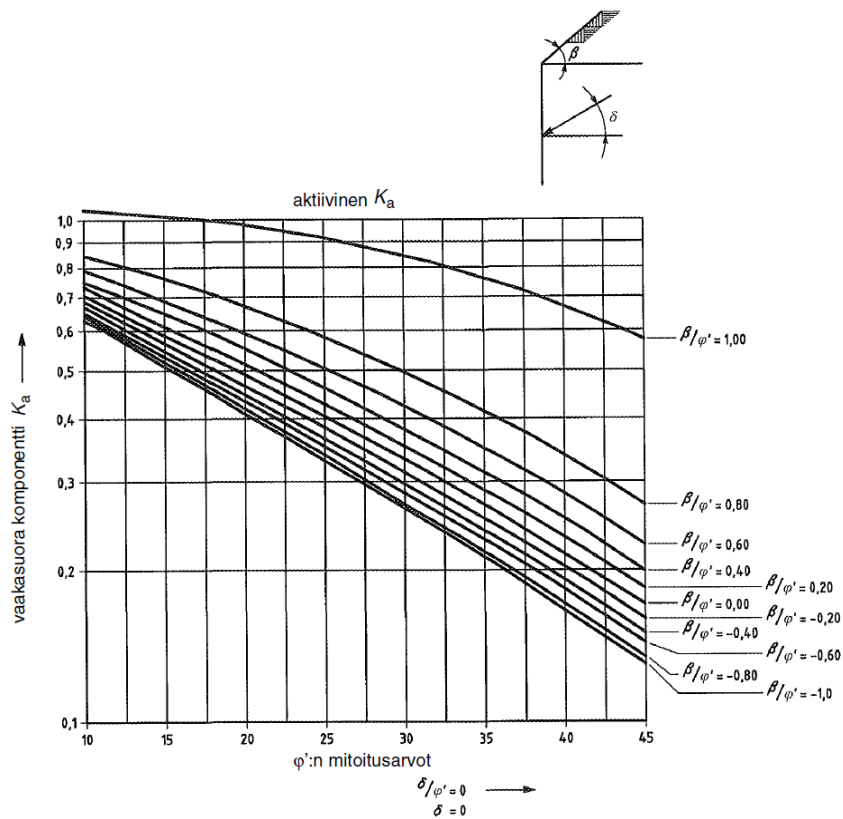
Taulukko 22. Tässä ohjeessa esitetyt mallikertoimet ja niiden käyttökohteet.

Mallikertoimen arvo	Käyttökohde	Kappale
1,35	Pysyvät tukiseinät	5.5.1.5
1,15	Työnaikaiset tukiseinät	5.5.1.5
1,20 tai 1,40	Leikkauksien vakavuus	5.7.1.2
1,15	Leikkauskestävyyskulma ϕ	5.7.1
1,20	Kaatuminen	5.2.1.4
1,25	Vedetty paalu	Taulukko A.9(FI)
1,1	Paalutuskaava	Taulukko A.11(FI)
0,9	Signaalisovitus	Taulukko A.11(FI)
1,2	Paalutuskaava	Taulukko A.11(FI)
1,05	Kitkapaalu	5.3.2.1
1,05 tai 1,1	Jäykän perustaatan paalut	5.3.2.1

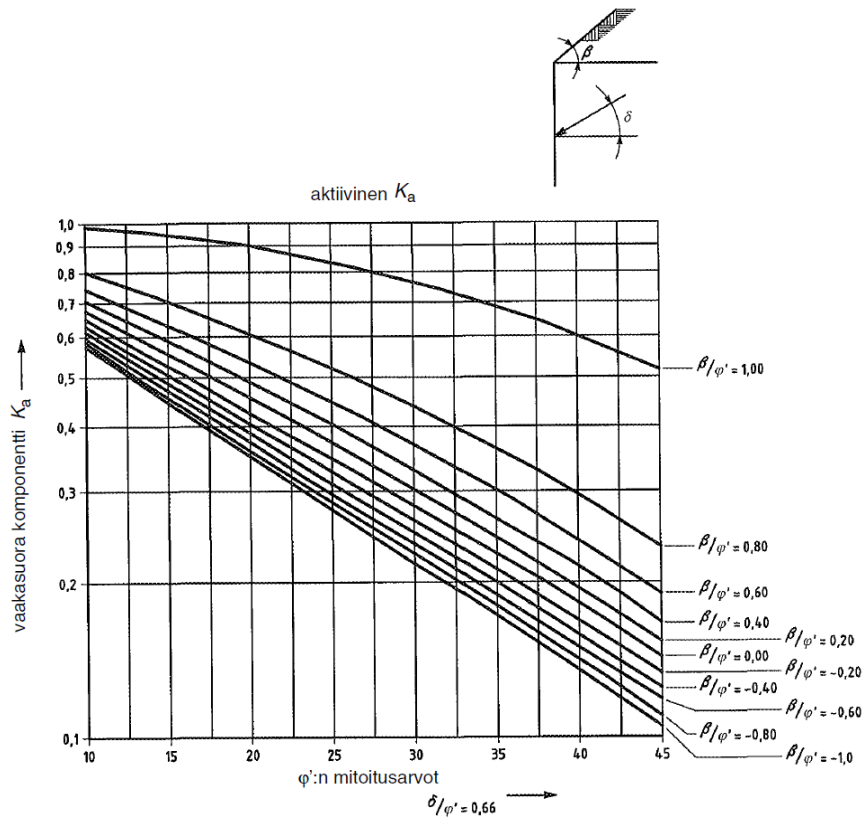
Maanpainekertoimet



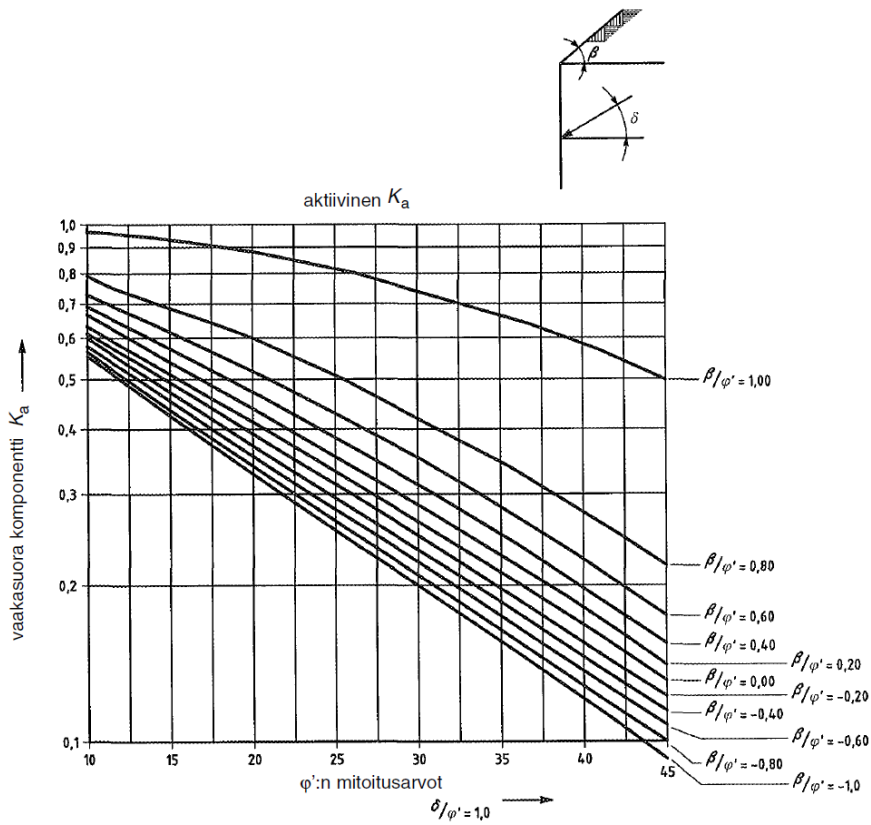
Kuva C.1.1 Kertoimet K_a aktiiviselle maanpaineelle: tuettu pinta vaakasuora ($\beta = 0$)



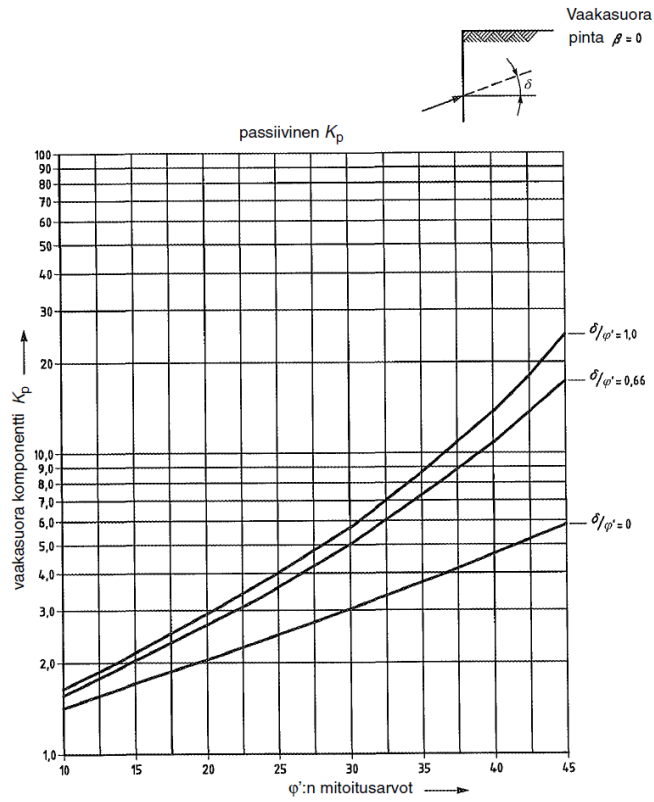
Kuva C.1.2 Kertoimet K_a aktiiviselle maanpaineelle: tuettu pinta kalteva ($\delta/\varphi' = 0$ ja $\delta = 0$)



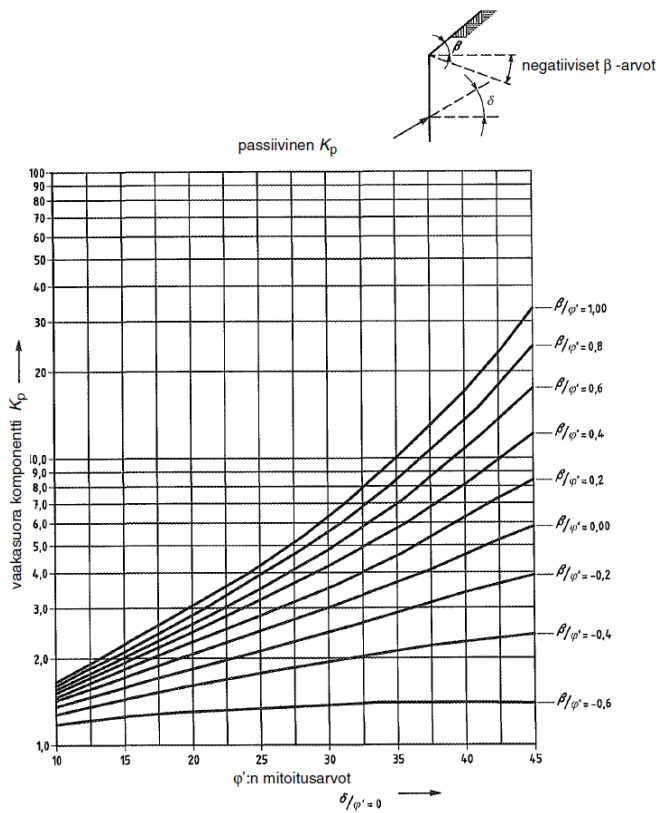
Kuva C.1.3 Kertoimet K_a aktiiviselle maanpaineelle: tuettu pinta kalteva ($\delta/\phi' = 0,66$)



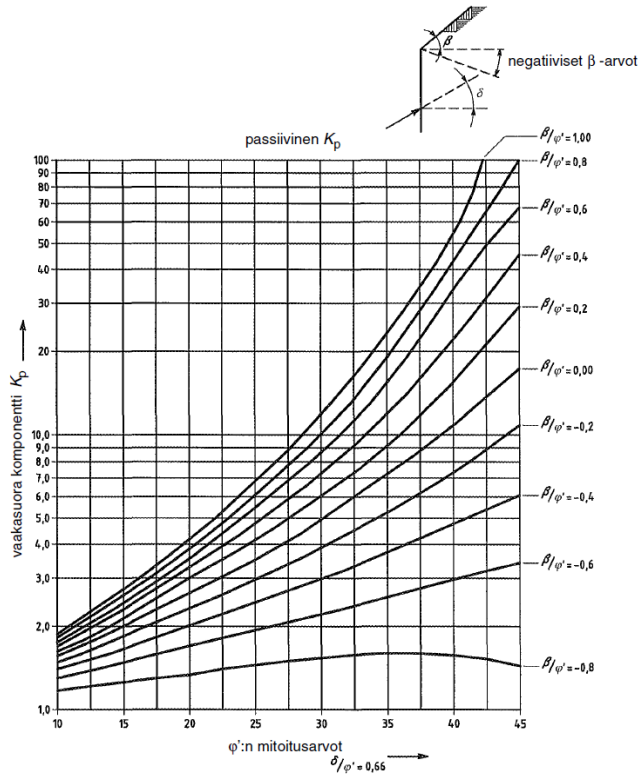
Kuva C.1.4 Kertoimet K_a aktiiviselle maanpaineelle: tuettu pinta kalteva ($\delta/\phi' = 1$)



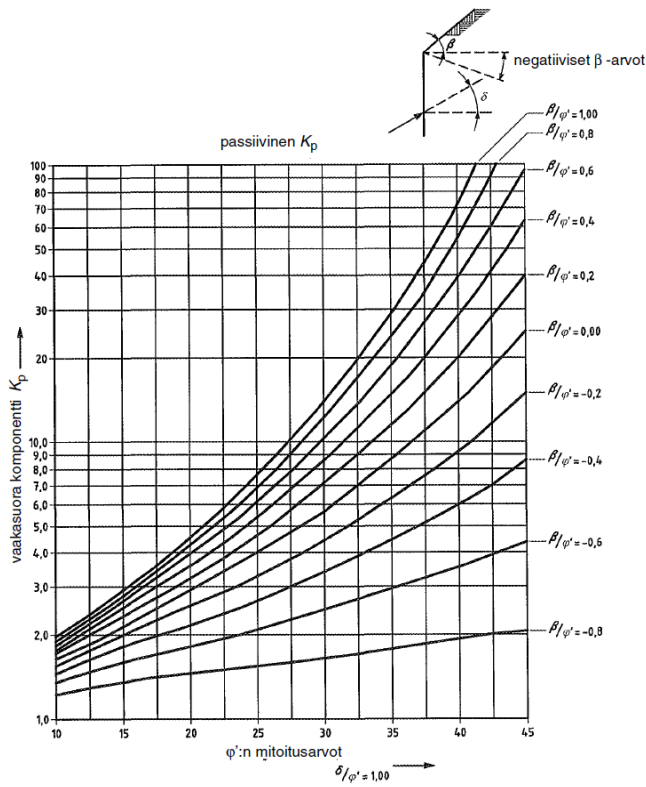
Kuva C.2.1 Kertoimet K_p passiiviselle maanpaineelle: tuettu pinta vaakasuora ($\beta = 0$)



Kuva C.2.2 Kertoimet K_p passiiviselle maanpaineelle: tuettu maanpinta kalteva ($\delta/\varphi' = 0$ ja $\delta = 0$)




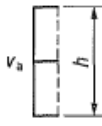


Kuva C.2.3 Kertoimet K_p passiiviselle maanpaineelle: tuettu pinta kalteva ($\delta/\phi' = 0,66$)



Kuva C.2.4 Kertoimet K_p passiiviselle maanpaineelle: tuettu pinta kalteva ($\delta/\phi' = 1$)

Maanpaineen mobilisoituminen


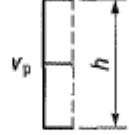

Taulukko C.1 Suhteet v_a/h

Seinän liikkeen tyyppi	v_a/h löyhä maa %	v_a/h tiivis maa %
a) 	0,4...0,5	0,1...0,2
b) 	0,2	0,05...0,1
c) 	0,8...1,0	0,2...0,5
d) 	0,4...0,5	0,1...0,2
missä: v_a on aktiivisen maanpaineen mobilisoiva seinän liike h on seinän korkeus		

(2) Se tosiasia, että passiivisen rajatilan maanpaineen kehittymiseen tarvittava siirtymä kitkamaassa vaakasuuntaista maapohjaa tukevan pystysuuntaisen seinän takana on paljon suurempi kuin aktiivisen rajatilan maanpaineelle vaadittu siirtymä, otetaan huomioon. Taulukossa C.2 on esitetty suuruusluokkia suhteelle v_p/h täyden passiivisen maanpaineen mobilisoitumiseksi ja suluissa puolen raja-arvon mobilisoitumiseksi.

(3) Taulukossa C.2 esitetyt suhteellisen liikkeen arvot suurennetaan kertoimella 1,5...2,0, jos tarkastellaan vedenpinnan alapuolella oleva maapohjaa.

Taulukko C.2 Suhteet v_p/h

Seinän liikkeen tyyppi		v_p/h löyhä maa %	v_p/h tiivis maa %
a)		7 (1,5)...25 (4,0)	5 (1,1)...10 (2,0)
b)		5 (0,9)...10 (1,5)	3 (0,5)...6 (1,0)
c)		6 (1,0)...15 (1,5)	5 (0,5)...6 (1,3)
missä: v_p on passiivisen maanpaineen mobilisoiva seinän liike h on seinän korkeus			

Taulukot C.1 ja C.2 kuvaavat luonnontilaisen maan käyttäytymistä.

Kantokestävyys

(1) Käytettäessä maaparametrien ominaisarvoja, kestävyiden ominaisarvo voidaan laskea kaavasta:

$$R/A' = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

jolloin yksiköttömät kertoimet ovat::

— kantokestävyydelle:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 (45^\circ + \varphi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \varphi', \text{ missä } \delta \geq \varphi'/2 \text{ (karhea pohja)}$$

perustuksen pohjan kaltevuudelle:

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi')^2$$

— perustuksen muodolle:

$$s_q = 1 + (B' / L') \sin \varphi', \text{ suorakaiteelle}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi', \text{ neliölle tai ympyrälle}$$

— $s_\gamma = 1 - 0,3 (B' / L')$, suorakaiteelle

$$s_\gamma = 0,7, \text{ neliölle tai ympyrälle}$$

— $s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$ suorakaiteelle, neliölle tai ympyrälle

— vaakakuorman H aiheuttamalle kuorman kaltevuudelle:

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \varphi')$$

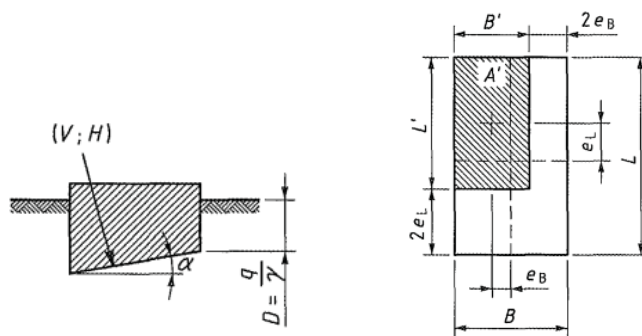
$$i_q = [1 - H / (V + A' c' \cot \varphi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \varphi')]^{m+1}$$

missä:

$$m = m_B = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')] \text{ kun } H \text{ vaikuttaa } B\text{:n suunnassa}$$

$$m = m_L = [2 + (L' / B')] / [1 + (L' / B')] \text{ kun } H \text{ vaikuttaa } L\text{:n suunnassa.}$$



Teräksen korroosio, ympäristötekijät ja betoniin kohdistuva kemiallinen rasitus

Teräksen korroosio

Tätä liitettä sovelletaan ensisijaisesti suunniteltaessa paalutuksia ja teräksisiä tukiseiniä (pois lukien ankkurit).

1 Korroosion huomioon ottaminen

Tavanomaisissa ja eräissä aggressiivisiksi luettavissa olosuhteissa teräksen korroosio otetaan huomioon tavallisesti ylimitoituksella niin sanottuna korroosiovarana. Korroosiovaran käyttäminen tarkoittaa teräsrakenteen seinämäpaksuuden kasvattamista siten, että se on suunnitellun käyttöiän aikana tapahtuvan syöpymisen jälkeenkin vielä riittävä kantamaan rakenteelle suunnitellut kuormat. Tarvittava korroosiovara riippuu rakenteen suunnitellusta käyttöiästä sekä ympäristön korroosio-ominaisuuksista.

Olosuhteiden tavanomaisuus todetaan korroosiotutkimuksilla. Tutkimuksilla todetaan, että aggressiivisen olosuhteen raja-arvot eivät ylitä. Tutkimusten ohjelmoinnissa huomioidaan alueen historiatieto ja mahdolliset aiemmat pohjatutkimustiedot. Tavanomaisesta poikkeavissa korroosio-olosuhteissa käytetään esimerkiksi ylimitoitusta tai korroosion suojausmenetelmiä.

Pilaantuneista maa-alueista saa suuntaa antavaa tietoa ELY-keskusten ylläpitämästä maaperän tilan tietojärjestelmästä eli MATTI-tietokannasta tai kunnan ympäristönsuojeluviranomaiselta. Happamista sulfaattimaista saa suuntaa antavaa tietoa mm. [GTK:n ylläpitämästä tietokannasta](#).

Korroosionsuojausmenetelmiä ovat katodinen suojaus, orgaaniset ja epäorgaaniset pinnoitteet sekä betoniverhoilu tai betonointi. Suojausmenetelmien sijaan ja rinnalla voidaan käyttää seostettuja teräksiä. Korroosionsuojausmenetelmiä voidaan käyttää vain, mikäli voidaan todentaa menetelmän kestävä myös teräsrakenteen asentamisen rakennuspaikan pohjaolosuhteissa sekä muut rakenteeseen, esim. jäiden vaikutuksesta syntyvät rasitukset. Jos käytetään sinkitystä lisäkorroosiosuojana, tulee sinkityksen syöpmisnopeus selvittää kohteessa.

2 Tavanomaiset olosuhteet ja tavanomaisesta poikkeavat korroosio-olosuhteet

Olosuhteiden määrittely tehdään korroosiotutkimusten, tavanomaisten pohjatutkimusten ja alueen historiatietojen perusteella. Määrittely dokumentoidaan kirjallisesti. Tavanomaisissa olosuhteissa ylimitoitus on riittävä varautumiskeino.

Maa-alueet

Rakennuspaikan pohjamaan korroosio-olosuhteita voidaan pitää tavanomaisina, kun kaikki alla olevat ehdot täyttyvät

- maaperä koostuu kivennäismaalajeista muodostuneista pilaantumattomista ja ei-aggressiivisista luonnonmaakerroksista pohjavedenpinnan ylä- ja alapuolella.
- maaperä koostuu ei-aggressiivisista kivennäismateriaaleista tehdyistä täytöistä.
- olosuhteiden tavanomaisuus on todettu korroosiotutkimusten perusteella.

Tavanomaisesta poikkeaviksi tai aggressiivisiksi olosuhteiksi katsotaan:

- löyhät täytöt olosuhteissa, joissa täyttöön pääsee rikastumaan suoloja (mm. löyhät täytöt, joihin suolainen merivesi tunkeutuu)
- kaikki pilaantuneet maapohjat
- kun korroosiotutkimusten perusteella olosuhteet tulkitaan tavanomaisesta poikkeavaksi (taulukko 1)
- maa-alueet, joissa esiintyy tasavirtalähteiden aiheuttama potentiaalienttä,
- kohteet, joissa rakennuspaikkaa suolataan tai on suolattu toistuvasti esimerkiksi osana liikenneväylien talvikunnossapitoa (käsitelty kohdassa 4.2).
- runsaasti orgaanista ainesta sisältävät maapohjat (maaperän humuspitoisuus on suurempi kuin 6 %)
- happamat sulfaattimaat (käsitelty kohdassa 3.2).

Tasavirtalähteet, jotka muodostavat teräksen ja maan välille jatkuvan potentiaalieron, voivat aikaansaada korroosiota niin kutsuttuna hajavirtakorroosiona. Hajavirtakorroosiota aiheuttaa tasavirtalähteiden (muuntajat, raitiotievaunujen raiteet, katodisesti suojatut putkistot ja kaapelit, sähkökoneiden huono maadoitus) lähistöllä kohdissa, missä virta jättää metallipinnan. Vaihtovirtalähteet eivät yleensä aikaansaa teräksen korroosiota. Suomen rataverkolla käytetään vaihtovirtaa.

Vesialueet

Rakennuspaikan vesialueen korroosio-olosuhteita voidaan pitää tavanomaisina, kun seuraavat ehdot täyttyvät:

- teräsrakenteisiin kohdistuvan veden virtaus ei ole voimakasta (ei mm. liikkuvaa jäätä, potkurivirtauksia)
- vesi ei ole suolaista (esimerkiksi merivesi tai suolaiset valumavedet) tai pilaantunutta
- vesi ei ole hapanta (esimerkiksi suoalueen valumavettä)
- kun korroosiotutkimusten perusteella olosuhteet tulkitaan tavanomaisiksi (taulukko 2)

3 Korroosiotutkimukset

Korroosiotutkimukset tehdään aina, kun korroosiotutkimusten tuloksilla saattaa olla vaikutusta suunnitelmaratkaisuihin.

3.1 Maanäytteistä tehtävät korroosiotutkimukset

Alla olevassa taulukossa 1 on esitetty maaperästä määritettäviä ominaisuuksia, joiden perusteella voidaan arvioida korroosio-olosuhteiden tavanomaisuutta.

Taulukoissa esitetty raja-arvo ilmaisee pitoisuutta tai tasoa, jonka ylittäminen (>) tai alittaminen (<) kertoo maaperän tai ympäristön olevan tavanomaisesta poikkeava.

Taulukko 1. Korroosiotutkimusohjelman sisältö ja raja-arvot, joiden perusteella maapohja tulkitaan tavanomaisesta poikkeavaksi.

Mitattava ominaisuus	Menetelmä	Määrä	Raja-arvo
maalaji	seulonta ja areometri tai sedigraph CEN ISO/TS 17892-4	pohjatutkimusten yhteydessä, selvitetään kerrosjärjestys	merkittävimpiä hienorakeiset maalajit ja eloperäiset maalajit
sähkönjohtavuus tai ominaisvastus	ilmakuivaus, < 2 mm fraktio, suodatetusta vesiliuoksesta 1:5 elektrodilla ISO 11265:1994/Cor 1:1996 ominaisvastus mitattuna in situ	kaksi rinnakkaista näytettä, näytteitä eri syvyyksiltä pohjatutkimusten yhteydessä maan pinnasta paalujen tunkeutumissyvyyteen	> 50 mS/m ⁽¹⁾ $\rho < 20 \Omega\text{m}$ hienorakeisessa maassa $\rho < 50 \Omega\text{m}$ karkearakeisessa maassa ⁽¹⁾
humuspitoisuus ⁽²⁾	hehkutushäviö prEN 17685-1 ISO 10694 SFS-EN 15935 SFS-EN 15936	pohjatutkimusten yhteydessä	> 6 %
pH	ISO 4316 SFS-EN ISO 10390 ilmakuivaus tai < 40°, < 2 mm fraktio, vesiliuoksesta 1:5 elektrodilla	kaksi rinnakkaista näytettä, näytteitä eri syvyyksiltä	pH < 4,5 pH > 9
sulfaatti SO ₄ ²⁻	SFS-EN 196-2 (ISO 11048, kiviainekselle, SFS-EN 1744-1)	näytteitä eri syvyyksiltä	SO ₄ ²⁻ > 500 mg/kg tai SO ₄ ²⁻ > 200 mg/l vesiliuoksessa
kloridit Cl ⁻	esim. vesiuutto SFS-3006, kiviaines SFS-EN 1744-1, SFS-EN 1744-5	näytteitä eri syvyyksiltä	Cl ⁻ > 500 mg/kg tai Cl ⁻ > 300 mg/l vesiliuoksessa
Maanäytteen tunnistustutkimuksia			
kokonaisrikkipitoisuus (S _{tot})	SFS-EN 14582	näytteitä eri syvyyksiltä	kts. kappale 3.2.

⁽¹⁾ arvo indikoi karkearakeisilla maapohjilla – hiekoilla ja sitä karkeammilla maalajeilla - kasvanutta kloridipitoisuutta

⁽²⁾ humuspitoisuus ≠ hehkutushäviö (kideveden vaikutus tulee huomioida)

Homogeenista pohjamaata ei tulkita korroosion kannalta tavanomaisesta poikkeavaksi, mikäli yksi seuraavista arvoista yksinään hyvin lievästi ylittää raja-arvon; sähkönjohtavuus/ominaisvastus, pH, sulfaattipitoisuus, kloridipitoisuus. Mikäli useampi em. ominaisuus ylittää raja-arvon, tulkitaan maa tavanomaisesta poikkeavaksi.

Jos olosuhteet arvioidaan poikkeuksellisen aggressiiviseksi, niin taulukon 3 esittämä seinämäpaksuuden menetyksen suuruus ei ole riittävä. Tällöin mitoitusperusteet on määritettävä tapauskohtaisesti.

Mikäli maan kohonneen kloridipitoisuuden voidaan todeta johtuvan jo tapahtuneesta tiesuolauksesta, mutta muut korroosio-ominaisuudet ovat tavanomaisia, korroosioarviointi tehdään tiesuolausta koskevan ohjeistuksen mukaisesti korroosiovaraa korottamalla (kohta 4.2).

3.2 Sulfaattimaa-alueiden tutkimukset

Sulfaattimaa-alueiden tutkimukset tehdään aina kun sulfaattimaa-alueiden tutkimuksilla saattaa olla vaikutusta suunnitelmaratkaisuihin.

Happamia sulfaattimaita on havaittu yleisesti koko Suomen rannikkoalueella. Eniten rikkiä sisältävät sedimentit sijoittuvat muinaisen Litorina-meren ulottuman alueelle. Eri vaiheissa (Ancylys-järvivaiheen, Litorina-merivaiheen ja nykyisen Itämeren) kerrostuneiden sulfidisedimenttien rikkipitoisuus vaihtelee huomattavasti. Laajimmat esiintymät ovat Pohjanmaalla ja Pohjois-Pohjanmaalla. Rikkipitoisuutta osoittava selvä tunnusmerkki on musta väri, mutta korkearikkinen maa-aines voi esiintyä myös esim. ruskean vihertävänä, jonka vuoksi pelkkä väriin pohjautuva arviointi ei ole riittävä tunnistuskeino.

[Happamien sulfaattimaiden kansallinen opas rakennushankkeisiin](#) (Ympäristöministeriö) esittää suosituksia HaSu-maiden kartoitukseen sekä haitallisten vaikutusten ennaltaehkäisyyn ja hallintaan rakentamisessa sekä maankäytön suunnittelussa.

Oppaan mukaan mineraalimaanäytteen kokonaisrikkipitoisuutta (S_{tot}) voidaan käyttää potentiaalisen happaman sulfaattimaamateriaalin tunnistamiseen, sillä maanäytteen rikkipitoisuuden on todettu vastaavan yleisesti melko hyvin siinä olevaa sulfidipitoisuutta ja hapontuottopotentiaalia. Kokonaisrikkipitoisuuden lisäksi happamien sulfaattimaiden tunnistamisessa on tärkeää määrittää maaperänäytteiden pH.

Menetelmässä on huomioitava maalaji, koska eri maalajeilla on erilainen puskurikyky, ja haitalliseen happamoitumiseen johtava happomäärä voi vaihdella eri maalajeissa merkittävästi. Lisäksi erityisesti orgaanisissa maalajeissa rikkiä voi esiintyä runsaasti muusakin muodossa kuin sulfideina, mitkä eivät aiheuta vastaavaa happamoitumista.

Tunnistus-hankeen tulosten perusteella on vedetty johtopäätös, että mikäli kokonaisrikkipitoisuus on hienorakeisessa materiaalissa alle 0,03 %, niin todennäköisesti kyseessä ei ole hapan sulfaattimaamateriaali, ja jos rikkipitoisuus on yli 0,2 %, kyseessä on hyvin todennäköisesti hapan sulfaattimaamateriaali. Vastaavat arvot karkearakeisissa happamissa sulfaattimaissa ovat 0,01 ja 0,06 %. Liejut (LOI > 20 %) ovat hyvin todennäköisesti hapanta sulfaattimaamateriaali, jos rikkipitoisuus on yli 0,5 % ja ei hapan sulfaattimaamateriaalia, jos pitoisuus on tämän alle. Vastaava arvo turvemateriaalissa on 1 %.

Taulukko 2. Raja-arvot, joiden perusteella maakerroksen arvioidaan todennäköisesti hapanta sulfaattimaata.

Mitattava ominaisuus	Menetelmä	Määrä	Maalajikohtainen raja-arvo
kokonaisrikkipitoisuus (S_{tot})	SFS-EN ISO 11885, EN 14582, ISO 15178	näytteitä eri syvyyksiltä	kitkamaat >0,06 % Sa, Si >0,2 % Lieju >0,5 % Turve >1,0 %

Mikrobiologisen korroosion riski arvioidaan peruskorroosiotutkimustulosten perusteella.

Rikkiä sisältävissä maissa korroosion kannalta ongelmallisimpia ovat sulfaatteja pelkistävien bakteerien (SRB = sulphate reducing bacteria) vaikutukset. Nämä bakteerit pelkistävät sulfaatin sulfidiksi, joka edelleen reagoi vedyn kanssa syövyttäväksi rikkivedyksi tai raudan läsnä ollessa ferrosulfidiksi. SRB-bakteerien uskotaan kiihdyttävän korroosiota myös muodostamalla happipitoisuuseroja, tuottamalla liukenemattomia sulfideja sekä katodisen depolarisaation kautta. Tyypillisimmin nämä bakteerit toimivat olosuhteissa, joissa pH on suhteellisen neutraali, välillä 6–8 ja maan ominaisvastus on välillä 5–200 ohmimetriä. SRB-bakteerien aikaansaamaa korroosion määrän arviointiin soveltuvaa menetelyä ei tällä hetkellä tunneta.

3.3 Mustaliuske ja muut happamat sulfaattimaat

Rikkipitoista mustaliuskeita esiintyy Suomen kallioperässä yleisesti. Suuria kallioperän rikkipitoisuuksia tavataan mm. Itä-Suomessa, Pirkanmaalla ja Pohjanmaalla. Rikkipitoisen kallioperän ei kuitenkaan tiedetä aiheuttaneen laajempia korroosio-ongelmia Kainuun seutua lukuun ottamatta.

Pohjamoreenista otetun maaperänäytteen tavanomaista suurempi rikkipitoisuus yleensä indikoi rikkipitoisesta kallioperästä. Korroosiotutkimus voidaan tällöin tehdä lisäksi myös porakonekairauksen porasijasta tai kallionäytteestä.

Rikkipitoisen kallioperän alueella myös pohja- ja pintavedet saattavat olla normaalia happamampia.

3.4 Vedestä tehtävät korroosiotutkimukset

Pinta- tai pohjaveden aggressiivisuus selvitetään maastossa mittaamalla kenttämittarilla pH, sähkönjohtavuus ja happipitoisuus sekä tarvittaessa redox-potentiaali. Vesinäytteistä tutkitaan laboratoriossa kloridi-, sulfaatti- ja kalsiumpitoisuus.

Taulukko 3. Pohja- ja maaveden korroosiotutkimusohjelma ja aggressiivisen ympäristön raja-arvot tavanomaisille olosuhteille.

Mitattava ominaisuus	Menetelmä	Raja-arvo
pH	SFS-EN ISO 10523, SFS 3021	< 6,5
sähkönjohtavuus	SFS-EN 27888	> 50 mS/m
liunneen hapen määrä	SFS-EN 25813 jodometrinen menetelmä (ISO 5813:1983)	< 2 mg/l tai < 8 %
kloridit	SFS 3002 titraus Mohrin menetelmällä tai SFS 3006 Potentiometrinen titraus tai SFS-EN ISO 10304-1 määrittäminen ionikromatografialla.	>25 mg/l
kalsium ⁽¹⁾	SSF-EN ISO 7980 Atomiabsorptiospektrometrinen menetelmä tai SFS 3001 titrimetrinen menetelmä tai SFS 3018 määrittäminen atomiabsorptiospektrometrisesti liekkimenetelmällä tai	< 10 mg/l

Mitattava ominaisuus	Menetelmä	Raja-arvo
	SFS-EN ISO 14911 määrittäminen ionikromatografialla	
alkaliteetti ⁽¹⁾	SFS 3005 potentiometrinen titraus, SFS-EN ISO 9963-1	< 0,5 mmol/l
kovuus ⁽¹⁾	SFS 3003 titrimetrinen	< 0,5 mmol/l
sulfaatti	SFS-EN ISO 10304-1 määrittäminen ionikromatografialla.	SO ₄ ²⁻ >250 mg/l

⁽¹⁾ Arvoja käytetään vapaan veden korroosioriskin arvioimisen tukena. Suomessa järvi-, joki- ja merivedet ovat yleensä kovuudeltaan pehmeitä, mikä tarkoittaa sitä, ettei niissä ole magnesium- ja kalsiumkarbonaatteja muodostamaan teräksen pinnalle korroosiolta suojaavaa kerrostumaa.

Mitatuista ominaisuuksista kalsiumin ja alkaliteetin arvot kuvaavat veden korroosiolta suojaavia ominaisuuksia.

4 Korroosion huomioon ottaminen

4.1 Yleinen korroosio

Korroosiovarana käytetään arvioitua korroosion aiheuttamaa seinämäpaksuuden menetystä käyttöikänsä aikana. Taulukossa 4 ja Taulukossa 5 on esitetty korroosion aiheuttaman paksuuden menetys maassa oleville paaluille ja ponttiseinille pohjaveden ylä- ja alapuolella.

Taulukossa 4 ja Taulukossa 5 esitettyjä arvoja voidaan soveltaa tavanomaisesta poikkeavissa korroosio-olosuhteissa kappaleessa 3 esitetyn varauksin. **Rakenteen suunnitellun käyttöikänsä ollessa 100 vuotta, käytetään korroosion minimiarvona aina vähintään 2,0 mm.**

Taulukossa 4 esitetyn korroosiovaran lisäksi on otettava huomioon, että talvihoitoluokkiin Ise, Is, Ib ja Ic kuuluvien **tiesuolauksen** vaikutusalueella käytettävään korroosiovaraan lisätään **2 mm/100 vuotta**. Tiesuolauksen vaikutusalueen katsotaan ulottuvan vaakasuunnassa 12 m:n etäisyydelle suolattavan tien reunasta ja pystysuunnassa 1 m pysyvän pohjavesipinnan (NW 1/50) alapuolelle. Pysyvän pohjavedenpinnan arvioinnissa otetaan huomioon siltapaikan kuivatuksen vaikutukset pohjavedenpinnan korkeustasoon.

Korroosion aiheuttama seinämäpaksuuden menetys ilmassa 100 vuodessa pysyville rakenteille: 1 mm normaali-ilmastossa ja 2 mm lähellä merta.

Taulukko 4. Korroosion aiheuttama seinämäpaksuuden menetys [mm] maassa oleville suojaamattomille teräsraudoille ja ponttiseinille pohjavedenpinnan ylä- ja alapuolella.

Suunniteltu käyttöikä	5 vuotta	50 vuotta	100 vuotta
Tavanomaiset olosuhteet			
Häiriintymättömät luonnonmaat (hiekk, siltti, savi, liuske)	0,00	1,00	2,00
Tiivistetyt, ei-aggressiiviset homogeeniset täyttömaat (sora, hiekk, siltti, savi) ja kiviaineksista tehdyt murskeet	0,10	1,00	2,00
Tiivistämättömät, ei-aggressiiviset homogeeniset täyttömaat (sora, hiekk, siltti, savi) ja kiviaineksista tehdyt murskeet	0,20	1,20	2,50
Tavanomaisesta poikkeavat tai aggressiiviset olosuhteet			
Saastuneet luonnonmaat ja teollisuusalueidenmaa-alueet	0,15	1,50	3,00
Aggressiiviset luonnonmaat (lieju, turve)	0,20	1,75	3,25
Tiivistämättömät ja aggressiiviset täyttömaat (tuhka, kuona)	0,50	3,25	5,75
Huom. Annetut arvot ovat minimiarvoja. Jos olosuhteet arvioidaan poikkeuksellisen aggressiiviseksi, niin taulukon 3 esittämät seinämäpaksuuden menetyksen suuruus ei ole riittävä, jolloin mitoitusperusteet on määritettävä tapauskohtaisesti.			

Taulukko 5. Korroosion aiheuttama seinämäpaksuuden menetys [mm] makeassa vedessä ja merivedessä oleville raudoille ja ponttiseinille.

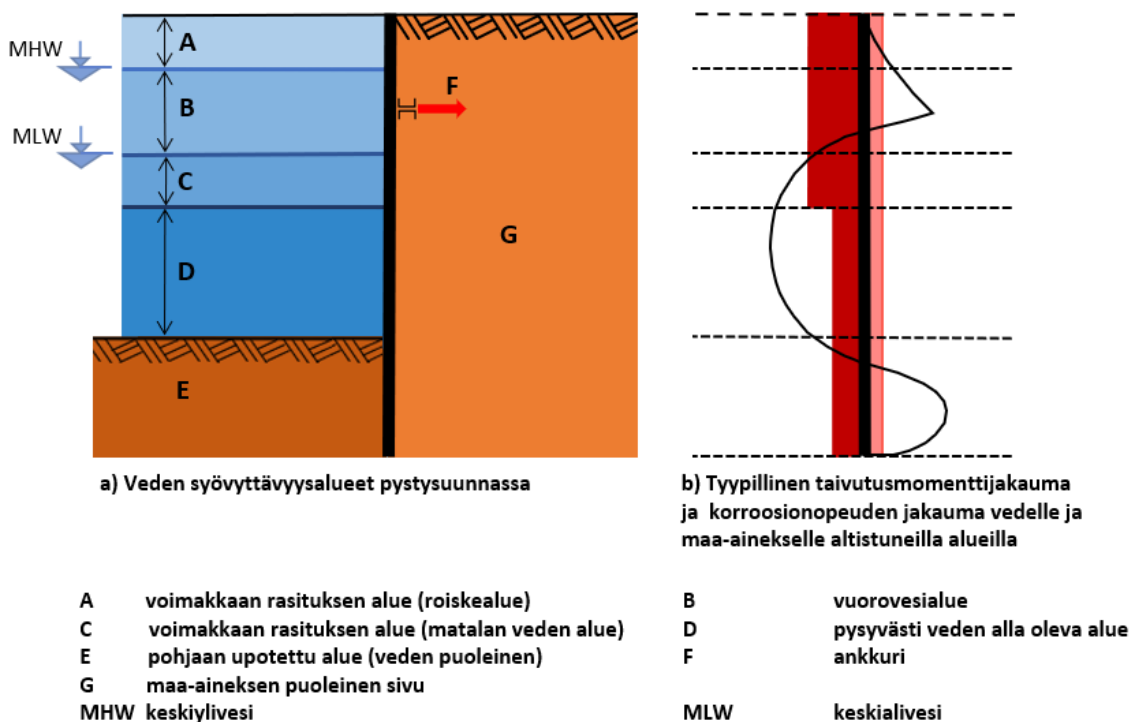
Tavoiteikä	5 vuotta	50 vuotta	100 vuotta
Makea vesi, vyöhykkeet A...C	0,70	6,00	10,00
Makea vesi, vyöhykkeet D...E	0,30	2,50	4,50
Merivesi, vyöhykkeet A...C	1,00	8,00	15,00
Merivesi, vyöhykkeet D...E	0,50	4,00	7,50
Huom. Taulukon arvoja määritettäessä ei ole otettu huomioon jään kuluttavaa vaikutusta, potkurivirtoja, sulkurakenteita tai vastaavia erityisen korroosiolle altistavia olosuhteita.			

Merivedellä tarkoitetaan tässä Suomen rannikkoalueiden murtovettä.

Vyöhykkeiden A ja C korkeus on 1,5 m, jos ei ole perusteltua käyttää muunlaista arvoa esim. usein toistuvan merkitsevän aallonkorkeuden perusteella.

MHW ja MLW sijaan voidaan käyttää varmempaan mitoitukseen johtavia HW 1/50 ja LW 1/50 vesipinnan tasoja, mikäli valinnalla ei ole merkittäviä vaikutuksia rakenteen kustannuksiin.

- Alue E tarkoittaa tässä mahdollisesti pohjan eroosiolle altistuvaa aluetta, jonka paksuus on korkeintaan 1,5 m.
- Pohjamaa alueen E alapuolella, sekä seinän maa-aineksella täytetty puoli G mitoitetaan taulukon 3 mukaisesti.



Kuva 1. Veden syövyttävyyssalueet pystysuunnassa, tyypillinen taivutusmomenttijakauma ja korroosionopeuden jakauma vedelle ja maa-ainekselle altistuneilla alueilla.

Avoimien putkipaalujen **sisäpuolisen korroosion** määrä arvioidaan Taulukon 6 perusteella. Sisäpuolinen korroosio voidaan jättää huomioon ottamatta vain, mikä paalu on täytetty kokonaan betonilla.

Taulukko 6. Putkipaalun sisäpuolisen korroosion aiheuttama seinämäpaksuuden menetys [mm].

Suunnittelukäyttöikä	100 vuotta
Avoin paalu, alapää maakerroksessa, ei tulppaantumista	100 % ulkopuolisesta korroosiosta
Yläpäästä suljettu, alapäästään avoin tulppaantunut paalu Yläpäästä suljettu, kallioon ulotettu betonoimaton porapaalu (maa-aineksesta puhdistettu)	50% ulkopuolisesta korroosiosta
Ala- ja yläpäistä suljettu paalu (kalliokärki/maakärki ja yläpäässä tiivis levy)	0,80 mm (0,40mm/50v)
Kokonaan betonoitu paalu	0 mm

Betoniin kohdistuva kemiallinen rasitus

Betoniin kohdistuva kemiallinen rasitus tutkitaan aina kun betonin kemiallisella rasituksella saattaa olla vaikutusta suunnitelmatarkeisiin.

Sulfaatin kestävä sementtiä käytetään ympäristöluokissa XA2 ja XA3, joiden raja-arvot on esitetty Taulukossa 7.

Taulukossa 7 on esitetty luonnon maaperän ja pohjaveden aiheuttaman kemiallisen rasituksen rasisitusluokkien raja-arvot. Aggressiivisten kemiallisten ympäristöjen luokittelu perustuu luonnon maaperään ja pohjaveteen, joiden lämpötila on +5...+25 °C ja veden virtausnopeus on niin hidas, että se on lähes staattinen. Yksittäisen kemiallisen ominaisuuden suurimman rasituksen arvo määrittää luokan. Jos kaksi tai useampia aggressiivisiä ominaisuuksia johtaa samaan luokkaan, ympäristö luokitellaan seuraavaan korkeampaan luokkaan, ellei erityisesti tätä varten tehdyllä selvityksellä osoiteta, ettei se ole tarpeen.

Erillinen selvitys kemiallisesta rasituksesta ja soveltuvasta betonin rasisitusluokasta tulee tehdä, jos

- kemiallisen rasituksen suhteen ollaan taulukon 6 raja-arvojen ulkopuolella
- ympäristössä on muita aggressiivisiä kemiallisia aineita
- maaperä tai vesi on kemiallisesti saastunut
- veden virtausnopeus on suuri ja siinä on taulukon 6 mukaisia kemikaaleja.

Taulukko 7. Luonnon maaperän ja pohjaveden aiheuttaman kemiallisen rasituksen rasisitusluokkien raja-arvot (Betoninormit BY 65, Suomen Betoniyhdistys 2021).

Kemiallinen ominaisuus	Koemenetelmä	XA1	XA2	XA3
Pohjavesi				
SO ₄ ²⁻ mg/l	SFS-EN 196-2	≥ 200 ja ≤ 600	> 600 ja ≤ 3000	> 3000 ja ≤ 6000
pH	ISO 4316	≤ 6,5 ja ≥ 5,5	< 5,5 ja ≥ 4,5	< 4,5 ja ≥ 4,0
CO ₂ mg/l aggressiivinen	SFS-EN 13577	≥ 15 ja ≤ 40	> 40 ja ≤ 100	> 100 kyllästymiseen asti
NH ₄ ⁺ mg/l	ISO 7150-1	≥ 15 ja ≤ 30	> 30 ja ≤ 60	> 60 ja ≤ 100
Mg ²⁺ mg/l	SFS-EN ISO 7980	≥ 300 ja ≤ 1000	> 1000 ja ≤ 3000	> 3000 kyllästymiseen asti
Maaperä				
SO ₄ ²⁻ mg/kg ^a kokonaismäärä	SFS-EN 196-2 ^b	≥ 2000 ja ≤ 3000 ^c	> 3000 ^c ja ≤ 12000	>12000 ja ≤ 24000
Happamuus Baumann-Gullyn mukaisesti ml/kg	SFS-EN 16502	> 200	Ei esiinny käytännössä	

^a Savimaat, joiden läpäisevyys on pienempi kuin 10⁻⁹ m/s, voidaan luokitella alempaan luokkaan.

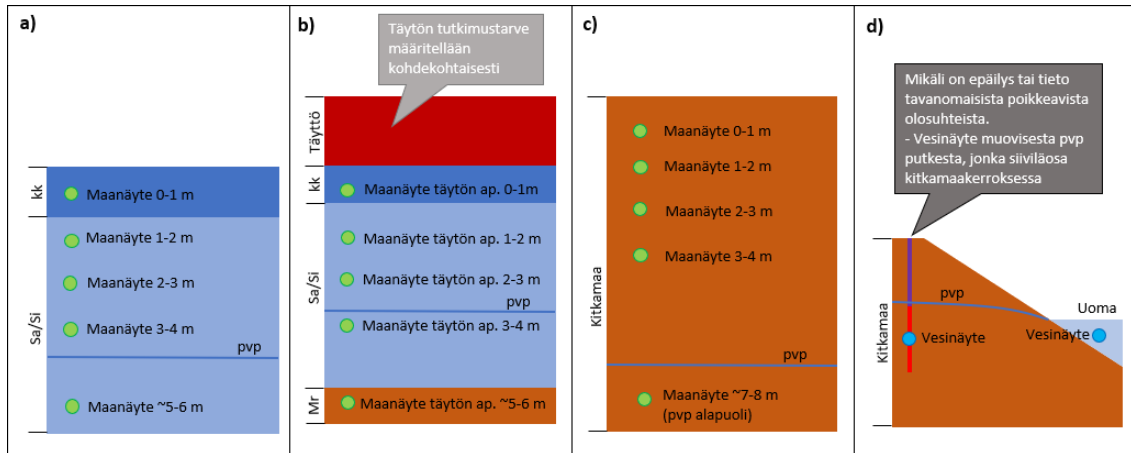
^b Testausmenetelmän periaate on uuttaa SO₄²⁻ suolahapolla. Vaihtoehtoisesti voidaan käyttää vesiuuttoa, jos betonin käyttöpaikalla on siitä kokemusta.

^c Raja-arvo 3000 mg/kg lasketaan arvoon 2000 mg/kg, jos betonin toistuva kuivuminen ja kastuminen tai kapillaarinen kastuminen saattavat aiheuttaa betoniin sulfaatti-ionien kasaantumisriskin.

Teräksen korrosio, happamat sulfaattimaat (pl. SRB bakteerit) ja betoniin kohdistuvan kemiallisen rasituksen ohjeellinen tutkimusohjelma

Ohjeellinen tutkimusmäärä on yksi tutkimusnäytesarja suunniteltavasta kohteesta. Suunnittelijan on aina kohdekohtaisesti arvioitava perusohjeistuksen riittävyys. Erityisesti perusohjeistuksen riittävyyteen tai sijoitukseen on kiinnitettävä huomiota, mikäli pohjaolosuhteet ovat epähomogeeniset, kohde on laaja-alainen, alueelle tehdään laajoja kaivuja, tehdään uoman siirtoja tai on tieto/epäily, että kohteessa on poikkeavat olosuhteet.

Ohjeellisen tutkimusnäytesarjan määrä on viisi maanäytettä sekä uomasta otettava vesinäyte. Maanäytesarjan ensimmäiset neljä näytettä otetaan 0–4 m syvyydeltä. Viides otetaan noin 5–6 m syvyydestä kuitenkin siten, että näytettä viedään tarvittaessa syvemmälle, jotta se saadaan pvp alapuolelta. Pohjavesiputkesta vesinäyte otetaan vain niissä tapauksissa kun tieto/epäily että kohteessa on poikkeavat olosuhteet. Ohjeellista tutkimusohjetta on havainnollistettu erilaisissa pohjasuhteissa kuvassa 2.



Kuva 2. Esimerkki ohjeellisesta tutkimusohjelmasta neljässä eri tilanteessa. Kohdassa a) on esitetty savikkokohteen esimerkkitapaus. Kohdassa b) on esitetty täyttömaakohteen esimerkkitapaus. Kohdassa c) on esitetty kitkamaakohteen esimerkkitapaus, missä pohjavesi on syvemmällä. Kohdassa d) on esitetty vesinäytteiden ohjeelliset tutkimukset.

Perusnäytteenottosarja kohdennetaan tavanomaisen geoteknisen näytesarjan yhteyteen. Tutkimukset ja näytteet jaotellaan Taulukon 8 mukaisesti geo- ja erikoislaboratorion välille, jos geotekninen laboratorio ei kykene kaikkia erikoistutkimuksia tekemään. Ohjeellisen tutkimusnäytesarjan tutkimusten valmistumisen jälkeen arvioidaan tarvittavat lisätutkimustarpeet. Maanäytteiden ohjeellinen tutkimusohjelma pitää sisällään happamien sulfaattimaiden (pl. SRB bakteerien), teräksen korroosion ja betoniin kohdistuvan kemiallisen rasituksen tutkimusohjelmat. Mustaliuskeen ja SRB bakteerien osalta tutkimustarve on arvioitava kohdekohtaisesti. Vesinäytteiden osalta käytetään aiemmin kappaleessa esitettyjä pohjaveden ohjeistuksia.

Taulukko 8. Ohjeellisen tutkimusnäytesarjan maanäytteiden laborioriotutkimukset.

Geotekninen lab.		Erikois lab.									
Maanäytteet ja syvyydet, [m]	Maalaji, [pesuseulonta + tarvittaessa areometri]	Aistihavainnot, [väri ja hajut]	Vesipitoisuus, [%]	Humuspitoisuus, [%]	Aistihavainnot, [väri ja hajut]	pH	Sulfaatti, [mg/kg]	Kokonaisriikki, [mg/kg]	Kloridit, [mg/kg] tai [mg/l]	Sähkönjohtavuus, [mS/m] tai ominaisvastus, [Ωm]	Happamus Baumann-Gullyn mukaisesti [ml/kg]
0-1	X	X	X	X*	X	X	X	X	X	X	X
1-2	X	X	X	X*	X	X	X	X			
2-3	X	X	X	X*	X	X	X	X	X	X	X
3-4	X	X	X	X*	X	X	X	X			
~5-6	X	X	X	X*	X	X	X	X	X	X	X

(*) Humuspitoisuuden määrittäminen tarvittaessa silmämääräisen arvion perusteella.

Lisäksi tehdään tarvittavat PIMA-tutkimukset. Tarkentavat tutkimukset tehdään havaintojen perusteella tarvittavassa laajuudessa.

Maakerrosten lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien arviointi kairausvastuksen perusteella

Taulukoiden parametrien arvot perustuvat rakennetuista silloista tehtyihin jälkiarvioiteihin. Parametrit ja ominaisuudet pyrkivät edustamaan varovaisia arvioita. Tilavuuspainon ja kitkakulman taulukkoarvoja on ajateltu hyödynnettävän erityisesti alustavaan kanta-vaustarkasteluun maanvaraista perustamista arvioitaessa.

Taulukoissa esitetty tiiveyskuvaus ei kuvaa maan kaivettavuutta, joka riippuu voimakkaasti mm. maan kivisyydestä.

Taulukoiden arvot ovat suuntaa antavia, joten herkkyytarkasteluja on tehtävä tarpeen mukaan taulukkoarvoja käytettäessä.

Taulukko 1. Karkean siltin ja hiekan lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien arviointi puristin-, paino- ja heijarikairausvastuksen perusteella.

Maalaji		Tilavuuspaino (kN/m ³) pohjavedenpinnan		Kitkakulma (°)	Janbun yhtälön muodonmuutosparametri		Kairausvastus		
		Yläpuolella	Alapuolella		Moduulilukum	Jännitys-eksponentti β	Puristin-kairaus q_c (MPa)	Paino-kairaus $P_k/0,2$ m	Heijari-kairaus $L/0,2$ m
Karkea siltti	Löyhä	14 ... 16	9 ...	28	30 ... 100	0,3	< 7	< 40	< 8
	Keskitiivis			30	70 ... 150	0,3	7 ... 15	40 ... 100	8 ... 25
	Tiivis	16 ... 18	11	32	100 ... 300	0,3	> 15	> 100	> 25
Hieno hiekka $d_{10}<0,06$	Löyhä	15 ... 17	9 ...	30	50 ... 150	0,5	< 10	20 ... 50	5 ... 15
	Keskitiivis			33	100 ... 200	0,5	10 ... 20	50 ... 100	15 ... 30
	Tiivis	16 ... 18	11	36	150 ... 300	0,5	> 20	> 100	> 30
Hiekka $d_{10}>0,06$	Löyhä	16 ... 18	10 ...	32	150 ... 300	0,5	< 6	10 ... 30	5 ... 12
	Keskitiivis			35	200 ... 400	0,5	6 ... 14	30 ... 60	12 ... 25
	Tiivis	18 ... 20	12	38	300 ... 600	0,5	> 14	> 60	> 25

Taulukko 2. Kairausvastukseen perustuva lujuus- ja muodonmuutosparametrien arviointi soralla ja moreenilla.

Maalaji		Tilavuuspaino (kN/m ³) pohjavedenpinnan		Kitkakulma (°)	Janbun yhtälön muodonmuutosparametri		Kairausvastus		
		Yläpuolella	Alapuolella		Moduulilukum	Jännityseksponentti β	Puristuskairaus q _c (MPa)	Painokairaus Pk/0,2 m	Heijarikairaus L/0,2 m
Sora	Löyhä	17 ... 19	10 ...	34	300 ... 600	0,5	< 5,5	10 ... 25	5 ... 10
	Keskitiivis			37	400 ... 800	0,5	5,5 ... 12	25 ... 50	10 ... 20
	Tiivis	18 ... 20	12	40	600 ... 1200	0,5	> 12	> 50	> 20
Moreeni	Hyvin löyhä	16 ... 19	10 ... 12	... 34	(≤100) * 300 ... 600	0,5	< 10	< 40	< 20
	Löyhä	17 ... 20	10 ... 12	... 36	(100...250)* 600 ...	0,5	> 10	40 ... 100	20 ... 60
	Keskitiivis	18 ... 21	11 ... 13	... 38	800 ...	0,5	-	> 100	60 ... 140
	Tiivis	19 ... 23	11 ... 14	... 40	1200 ...	0,5	-	Lyömällä	> 140

(*) jos moreeni ei ole ollut jäätikön puristamana

Taulukko 3. Rakennettujen louhe täyttöjen lujuus- ja muodonmuutosparametrien likimääräinen arviointi.

Louheen raekoko	Tilavuuspaino (kN/m ³)	Moduulilukum	Jännityseksponentti β	Kitkakulman huippuarvo (°)
Esimurskattu louhe 0...150 / 0...300 mm	17 ... 22	500 ... 2000	0,5	38 ... 42 ⁽¹⁾
Louhe 0...300 / 0...600 mm	17 ... 22	300 ... 1500	0,5	38 ... 42 ⁽¹⁾

(1) Kitkakulman arvona voidaan käyttää arvoa >42° vain, jos voidaan osoittaa täytön kitkakulman olevan esitetyn suuruinen. Täyttöön käytetyn louheen rakeisuus ja tiiveys rakenteessa tulee lisäksi olla selvitettyinä.

Tiivistettyjen täyttöjen osalta murskeelle käytetään esimurskatun louheen arvoja. Hiekalle ja soralle käytetään taulukoiden 1 ja 2 mukaisia tiiviin hiekan ja soran arvoja.

Vaatimukset kalliossa vaipaltaan injektoitavalle putkiporapaalulle

Yleistä

Putkiporapaalun kallio-osuuden vaipan injektointia voidaan käyttää kolmeen eri tarkoitukseen tai näiden yhdistelmään: 1) muodostamaan porapaalun alapäähän momentti-jäykkä kiinnitys 2) ottamaan vastaan puristuskuormia heikossa kalliossa 3) ottamaan vastaan paalulle tulevia vetokuormia.

Tekninen työsuunnitelma

Urakoitsijan tulee laatia porapaalujen injektoinnista hanke- ja tarvittaessa paalutyypin tai paalukohtainen yksityiskohtainen tekninen työsuunnitelma. Paalukohtainen suunnitelma voidaan tarvita, kun hankkeessa on useampia paalukokoja tai olosuhteet (esim. pohjasuhteet) vaihtelevat tai injektoinnin tarkoitus vaihtelee.

Teknisessä työsuunnitelmassa tulee esittää vähintään seuraavat asiat:

- kallion laadun arviointi kairausten ja muiden geo- ja kallioteknisten tutkimusten perusteella
- käytettävä poraus- ja porakruunukalusto
- käytettävän kaluston perusteella putken ja kallion väliin jäävän raon suuruus
- paalun varustelu injektointia varten
- kallion laadun toteaminen porauksen aikana, vertailu kairaustietoihin ja riittävän poraussyvyyden ehjään kallioon varmistaminen
- kallion ja paaluputken välisen raon huuhtelu; käytettävä vesipaine ja veden määrä sekä paineen ja määrän mittaus
- injektointimenetelmä, sen kuvaus ja injektointikalusto
- injektointimassa, sen valmistaminen ja laadunvarmistus
- injektointipaine
- injektointipaineen ja massamenekin mittaaminen
- paalun betonointi ja raudoituksen asentaminen suhteessa injektointiin; injektointi ei saa estää tai haitata paalun betonointia ja raudoitusta
- porauksen, huuhtelun ja injektoinnin dokumentointi
- mahdolliset koekuormitukset
- työn toteuttamiseen ja laadunvalvontaan liittyvät pöytäkirjat ja niiden sisältö

Vaatimukset koskien teknistä työsuunnitelmaa esitetään rakennussuunnitelman työselityksessä.

Vaatimukset

Avarrin

Vetopaaluilla avartimen halkaisijan tulee olla vähintään 20 mm suurempi paalun ulkohalkaisijaa, jolloin paaluputken ja kallion väliin jää vähintään 10 mm:n tila. Mikäli kallion korroosio-olosuhteet arvioidaan olevan normaalista poikkeavat, on avartimen halkaisijan oltava vähintään 30 mm suurempi kuin paalun ulkohalkaisijaa.

Puristuskuormitetuille ja pyrittäessä jäykkään kiinnitykseen, ei avartimen halkaisijalle aseteta erikseen injektoinnista johtuvia vaatimuksia.

Vetopaaluja käytettäessä avartimen tulee olla ns. integroitua mallia, missä maakenkä lopputilanteessa on lukittunut avartimeen. Muita kruunuja käytettäessä on vetopaalun alapäähän tehtävä uritusta tai mekaanisia tartuntoja, joilla lisätään paalun tartuntaa.

Paalujen varustelu

Riippuen injektointimenetelmästä, tulee paalun huuhtelu/injektointirei'ät ja/tai – putket mahdollisine venttiileineen tai paalun kärkiosaan mahdollisesti tulevat injektointiurat tai reiät esittää teknisessä työsuunnitelmassa. Injektointireikiä voi olla useammassa tasossa ja niiden sijoitus tulee suunnitella tapauskohtaisesti.

Käytettäessä mansetti-injektointia yhdeltä tasolta, missä paalun sisäpuolelle paalun alapäähän asennetaan mansetti, minkä kautta injektointiaine paineistetaan paaluputken sisäpuolelle paalun päähän, tulee paalun alapäässä olla aina vähintään 4 kpl, mutta kuitenkin kehällä enintään 250 mm:n välein huuhtelu/injektointireikiä (esim. d=406,4 mm paalulla 5 kpl, d=610 mm 8 kpl, d=813 mm 10 kpl) Injektointireikien halkaisija tulee olla suuruusluokka 8...20 mm riippuen kalustosta ja käytettävästä injektointimassasta ja ottaen huomioon käytetäänkö rei'issä yksisuuntaventtiileitä. Käytettäessä maakengässä injektointiuria – tai kanavia, tulee uria/kanavia olla vähintään vastaava määrä kuin reikiä. Käytettäessä kahdelta tasolta mansetin (ns. kaksoismansetin) avulla tehtävää injektointia siten, että injektointiaessa yhtä tasoa, toinen taso on suljettu, on yhdellä injektointitasolla oltava aina vähintään 3 kpl reikiä, kuitenkin enintään 500 mm:n välein.

Käytettäessä yksisuuntaventtiileitä, on ne oltava testattuja ja injektointiin soveltuvia. Niiden tulee kestää asentamisesta aiheutuvat rasitukset (ilmanpaine, huuhtelun mukana tuleva kiviaines- ja porausjäte, paalutustärinä) ja niiden on toimittava luotettavasti useamman paineistuksen ajan (huuhtelu ja injektointivaihe). Niiden tulee avautua samalla paineella. Yksisuuntaventtiilien avautumispaine on valittava kohteen sopivaksi.

Käytettäessä menetelmää, missä pystytään injektointiin yksi tai useampi reikä yksisuuntaventtiilin kautta hallitusti yhden injektointiputken kautta kerrallaan, on tarvittavien injektointireikien määrä aina vähintään 3 kpl kehä, mutta kuitenkin enintään 500 mm:n välein. Useammalta tasolta injektointiaessa on kehällä oltava aina vähintään 3 kpl injektointireikiä.

Kallion laadun toteaminen porauksen aikana

Toimitaan NCC17 kohdan 5.3.2.1 mukaisesti. Vetokuormitetuilla paaluilla kallion on oltava ehjää, jotta voidaan varmistua, että injektointiaine ei katoa heikon kallion rakoihin ja ruhjeisiin.

Kallioraon huuhtelu

Kallion raon onnistunut huuhtelu on onnistuneen injektoinnin edellytys. Pienemmillä ja lyhyemmillä porapaaluilla kalliorauksen yhteydessä paaluputken nostelu ja ilmanpaine- ja vesihuuhtelu voi edesauttaa kallioraon puhdistumista tiiviistä porausjätteestä. Kallioraon huuhtelu on tehtävä ennen injektointia. Huuhteluun käytettävä vesimäärä on oltava vähintään 5 kertaa kallioraon ja paaluputken välinen tilavuus, kuitenkin aina vähintään 300 litraa. Huuhtelu tehdään mansetin ja injektointireikien kautta tai käytettäessä injektointiputkea yksisuuntaventtiileillä, niin niiden kautta. Vesimäärän tulee olla määritettyä paaluittain etukäteen ja ottaen huomioon paaluputken sisällä oleva / jäävä vesimäärä. Huuhtelupaine tulee olla vähintään vallitsevan pohjavedenpaineen suuruinen

ja tulee määrittää tapauskohtaisesti. Vesihuuhtelun painetta on seurattava/mitattava ja dokumentoitava. Käytettävä veden määrä on mitattava.

Jotta maa-ainesta ei valu kalliorakoon, on huuhtelun jälkeen paalun sisäpuolista mansetti-injektointia käytettäessä paaluputkeen jätettävä vettä vähintään pv-pinnan tasoon saakka. Injektointi on tehtävä välittömästi huuhtelun jälkeen. Mikäli injektointia ei tehdä välittömästi ensimmäisen huuhtelun jälkeen, on huuhtelu uusittava juuri ennen injektointia.

Injektointi

Injektoinnissa noudatetaan standardia SFS EN 12715. Injektointimassan määrä on vähintään 3 x kallioraon teoreettinen tilavuus, mikä määritetään toteutuneen kalliorauksen pituuden perusteella ennen injektointia paalukohtaisesti. Massamäärän laskennassa ja massan valmistuksessa huomioidaan paaluputken sisällä olevan massan tilavuus. Mikäli porauksen ja huuhtelun aikana tehtyjen havaintojen perusteella todetaan ja arvioidaan, että olosuhteista johtuen on olemassa riskejä injektoinnin onnistumisesta, tulee massamäärää kasvattaa.

Injektointimassana käytetään paisuvaa massaa. Massan w/c-suhde tulee valita tuotevalmistajan ohjeistuksen mukaisesti. Massan maksimiraekoko tulee valita injektointimenetelmä sekä kallioraon leveys huomioiden siten, ettei maksimiraekoko ole liian suuri suhteessa injektointireikään/-uraan/-venttiiliin tai kallioraon kokoon. Mikäli epäillään, että w/c-suhde on väärä tai massa muuten koostumukseltaan väärää, on injektointi välittömästi keskeytettävä.

Ennen injektointia on määritettävä kohteen ominaisuuksien (paalupituus, kallioreiän koko, havainnot vesihuuhtelun yhteydessä) käytettävä injektointipaine ja injektoinnin lopetuspainelle maksimiarvo.

Injektoinnin aikana seurataan massameneikkiä vähintään 5 litran tarkkuudella. Injektoinnista pidetään pöytäkirjaa, mihin kirjataan vähintään: kalusto, henkilöstö, injektointiainesten koostumus ja ominaisuudet, injektointiaineen määrä ja paine ja painevaihtelu ja injektoinnin kesto, tehdyt laadunvalvontakokeet, kaikki epätavalliset tapaukset ja havainnot.

Injektointimassasta valmistetaan vähintään 1 koekappale / 1000 litraa, kuitenkin vähintään aina 3 kpl, joille tehdään yksiaksiaalinen puristuskoe 28 vrk:n iässä.

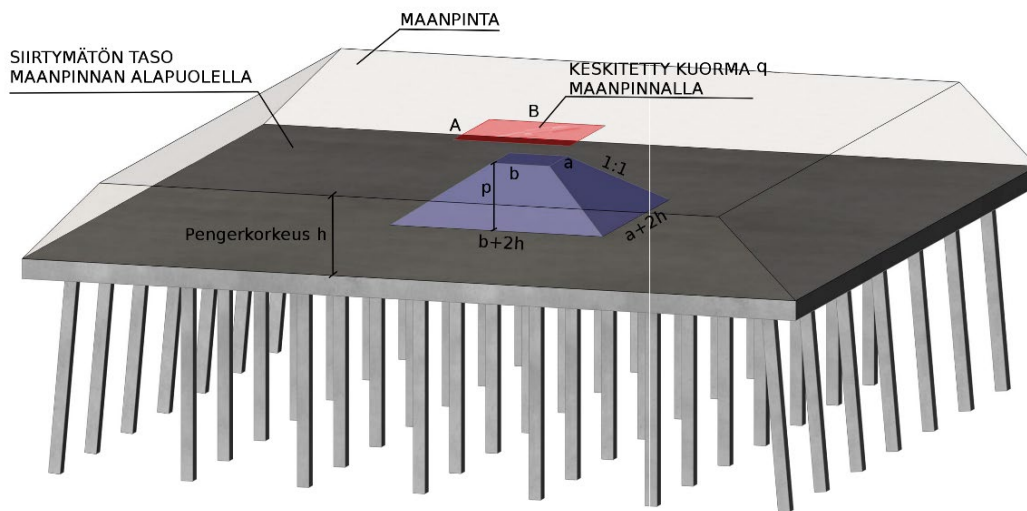
Käytettäessä injektointireikiä ilman yksisuuntaventtiileitä, tulee injektointiaineen paluuvirtaus reikien kautta takaisin paaluputkeen estää (esim. täyttämällä putki injektointimassalla suunniteltuun tasoon).

Ennen ja jälkeen huuhtelun ja injektoinnin mitataan paaluputken yläpään korkeusasema. Huuhtelun ja injektoinnin aikana seurataan, että paaluputki ei pääse nousemaan huuhtelun tai injektoinnin aikana. Mikäli nousua tapahtuu, tulee paalu lyödä takaisin alkuperäiseen asemaansa kallioreiän pohjalle.

Pintakuorman vaikutukset siirtymättömään rakenteeseen

Alla esitetty approksimaatio on kehitetty kitkamaalajeille. Approksimaatiota sovellettaessa on huomioitava, että esitetyillä kertoimilla se antaa suhteellisen tarkkoja tuloksia, kun maanpinnalla vaikuttava kuormituksen ala on 3 m*5 m ja kuormitettu rakenne on vähintään 1,4 m syvyydessä.

Rajallisen pintakuorman vaikutus vaakasuoraan siirtymättömään rakenteeseen



Kuva 1. Rajallisen pintakuorman vaikutus vaakasuoraan siirtymättömään rakenteeseen

Yllä olevan kuvan merkinnät ovat seuraavat:

- A ja B ovat tasaisen pintakuorman vaikutusalueen sivumitat
- h on pystysuuntainen etäisyys tasaisen pintakuorman vaikutustasosta rakenteen pintaan
- q on tasaisen pintakuorman arvo
- p on tasaisen pintakuorman rakenteen pintaan aiheuttaman jännityksen maksimiarvo
- a ja b ovat on tasaisen pintakuorman rakenteen pintaan aiheuttaman jännityksen maksimiarvon sivumitat
- a+2h ja b+2h ovat on tasaisen pintakuorman rakenteen pintaan aiheuttaman jännityksen vaikutusalueen sivumitat

Mitat a ja b lasketaan alla olevista kaavoista:

$$a = \frac{A}{1 + 2h/A}, \quad b = \frac{B}{1 + 2h/B}$$

Arvo P lasketaan kaavasta:

$$p = \frac{3 \cdot q \cdot AB}{A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 A_2}}$$

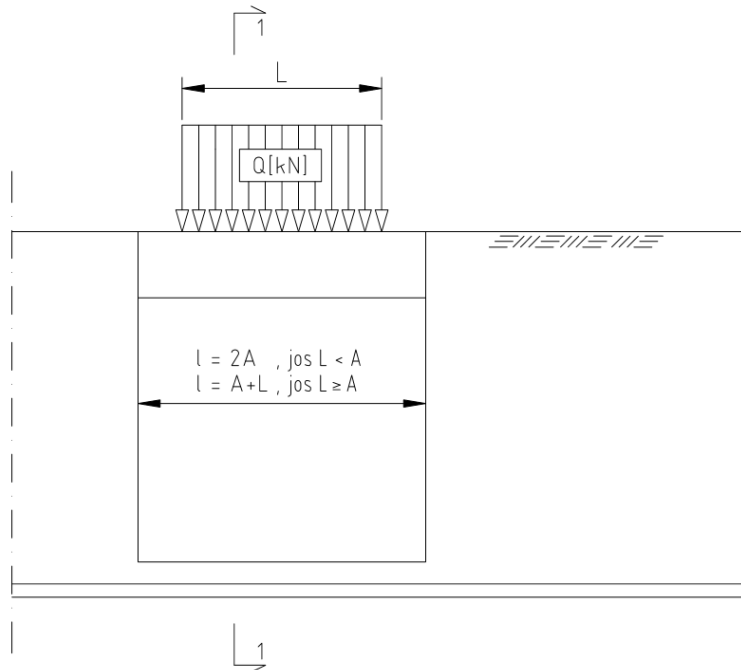
missä

$$A_1 = ab$$

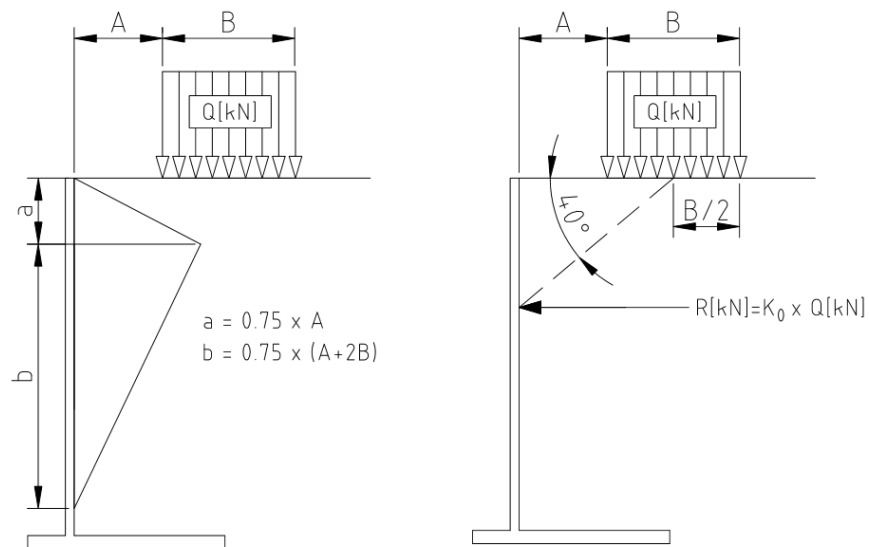
$$A_2 = (a + 2h)(b + 2h)$$

Usean keskitetyn kuorman vaikutuksien yhdistelyyn voidaan käyttää superposi-tioperiaatetta. Käytössä pitää huomioida, että h:n arvoilla 0...A/2 approksimaatio yliarvio jännityksen maksimiarvoa suurimmillaan noin 20 %.

Rajallisen pintakuorman vaikutus pystysuoraan siirtymättömään rakenteeseen



LEIKKAUS 1 - 1



Kuva 2. Rajatun pintakuorman siirtymättömään seinään aiheuttama vaakasuuntainen jännitys ja resultantti:

Ylempi kuva: Vaikutusalue seinän pinnassa

Alempi kuva: Jännityksen jakautuminen sekä resultantin suuruus ja paikka.

Laskuesimerkki. Maajousien määrittäminen

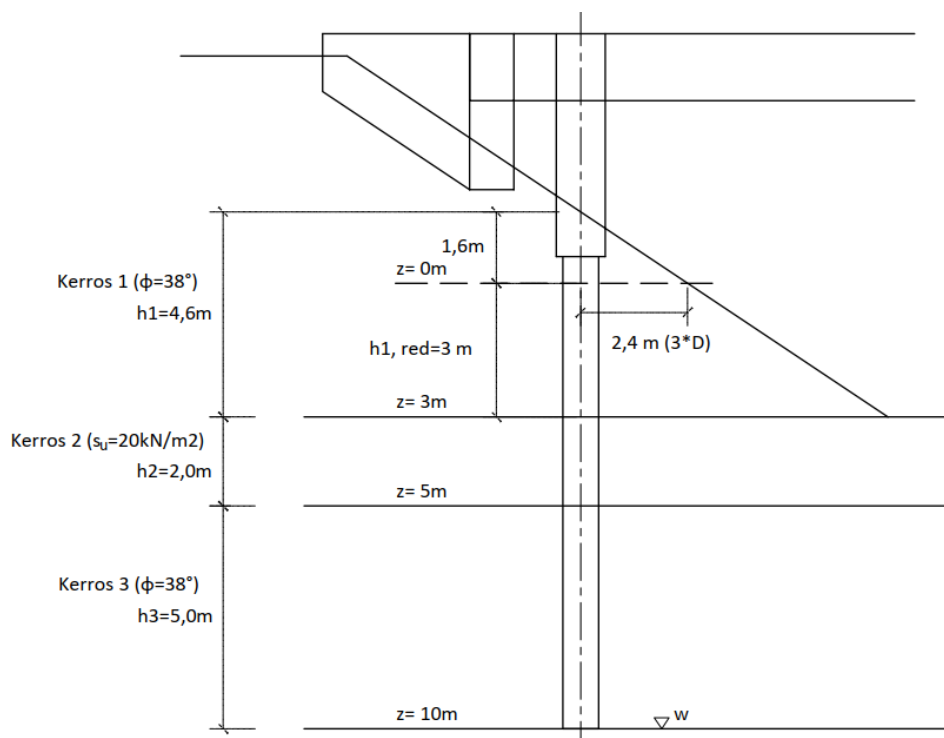
Tässä esitetään esimerkinomaisessa siltatapauksessa sillan päätyluiskassa sijaitsevan paalun maajousien laskenta. Päätypalkin maajouset määritetään ohjeen *Liikuntasaumattoman sillan suunnittelu VO 9/2021* mukaisesti. Tässä laskennassa tarkastellaan kolme päävaihetta alla olevan listauksen mukaisesti:

- muodostetaan alustalukujen perusarvojen mukainen kuvaaja paalun matkalle
- redusoidaan edellä laskettua kuvaajaa kitka- ja koheesiomaakerroksien välillä ja $10 \cdot d$ syvyydessä (d =paalun halkaisija)
- muodostetaan rakennemallissa käytettävät jousikohtaiset jousivakiot redusoidun kuvaajan perusteella

Rakenne ja maaparametrit

Luiska on kitkamaata ($\phi=38^\circ$) ja sen kaltevuus on 1:1,5. Luiskan korkeus paalun keskilinjalla on 4,6 m. Luiskan alapuolella on savikerros ($s_u=20\text{kN/m}^2$), jonka paksuus on 2,0 m. Tämän jälkeen on 5,0 m kitkamaakerros ($\phi=38^\circ$) kallion pintaan asti. Pohjaveden pinta on tasolla $z=10$ m. Esimerkki on teoreettinen, eikä se edusta esimerkkiratkaisua esim. stabiilitimitoituksen suhteen.

Luiskassa sijaitsevan paalun maajousien laskennallinen alkamiskohta ($z=0$) määritellään Väyläviraston ohjeen *Liikuntasaumattoman sillan suunnittelu (VO 9/2021)* kappaleen 3.5 mukaisesti. Alkamiskohta ($z=0$) sijaitsee tasolla, jossa luiskan etupinnan ja paalun keskilinjan vaakasuora etäisyys on $3 \cdot d$. Tämän esimerkin paalun halkaisija (d) on 800 mm, jolloin vaakasuuntainen mitta on 2,4 m ja korkeus luiskan pinnasta paalun keskilinjalla on 1,6 m (luiskan kaltevuus 1:1,5). Tätä samaa z -korkeutta käytetään laskettaessa alustalukuja aukon ja penkereen suuntaan, jolloin rakennemallissa käytetään samoja jousia molempiin suuntiin.



Kuva 1. Esimerkkigeometria.

Alustaluvut määritellään tämän ohjeen kappaleen 5.3.3 mukaisilla menetelmillä. Tässä esimerkissä alustaluvut määritellään kitkamaalle alustalukukertoimen n_h avulla ja koheesiomaalle suljetun leikkauslujuuden s_u avulla.

Alustaluku kitkamaalle:

$$k_s = n_h * z / d$$

jossa $n_h = 8,0 \text{ MN/m}^3$ (kuvaajasta poimittuna kitkakulmalla $\phi=38^\circ$ pohjavesipinnan yläpuolella)

Alustaluvut koheesiomaalle:

$$k_s = 150 * s_u / d \text{ (lyhytaikaisille kuormille)}$$

$$k_s = 50 * s_u / d \text{ (pitkäaikaisille kuormille)}$$

Alustalukukuvaajat perusarvoilla

Määritellään alustalukujen perusarvot maakerrosten ylä- ja alaosissa ja muodostetaan perusarvojen mukainen kuvaaja paalun matkalle. Koheesiomaalle tarkastelut lyhyt- ja pitkäaikainen tilanne erikseen. Koheesiomaalle alustaluku pysyy vakiona kerroksen paksuuden matkalla.

Kerros 1 (kitkamaaluiska)

$$k_{s,1\text{ylä}} = 8\,000 \text{ kN/m}^3 * 0,0 \text{ m} / 0,8 \text{ m} = 0 \text{ kN/m}^3$$

$$k_{s,1\text{ala}} = 8\,000 \text{ kN/m}^3 * (4,6 \text{ m} - 1,6 \text{ m}) / 0,8 \text{ m} = 30\,000 \text{ kN/m}^3$$

Kerros 2 (koheesiomaa)

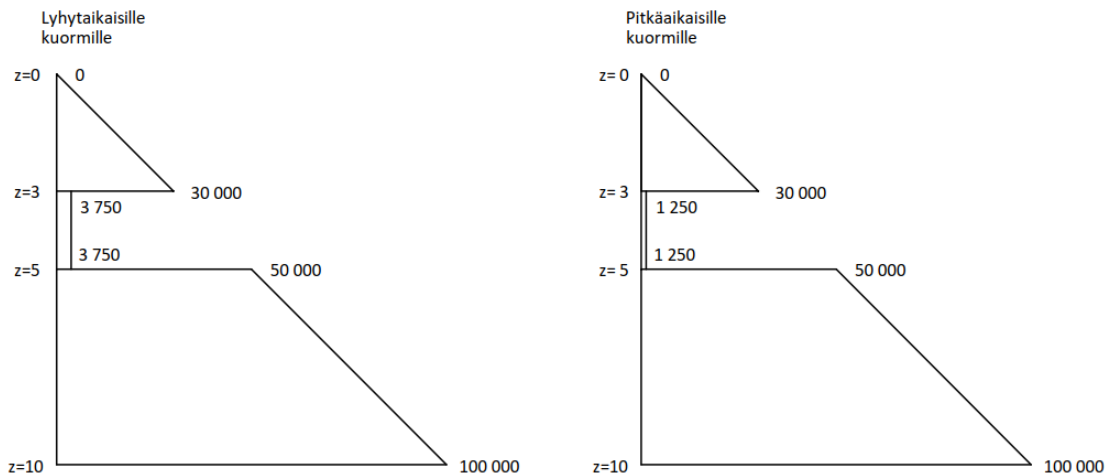
$$k_{s,2\text{lyhyt}} = 150 * 20,0 \text{ kN/m}^2 / 0,8 \text{ m} = 3\,750 \text{ kN/m}^3$$

$$k_{s,2\text{pitkä}} = 50 * 20,0 \text{ kN/m}^2 / 0,8 \text{ m} = 1\,250 \text{ kN/m}^3$$

Kerros 3 (kitkamaa)

$$k_{s,3\text{ylä}} = 8\,000 \text{ kN/m}^3 * (3,0 \text{ m} + 2,0 \text{ m}) / 0,8 \text{ m} = 50\,000 \text{ kN/m}^3$$

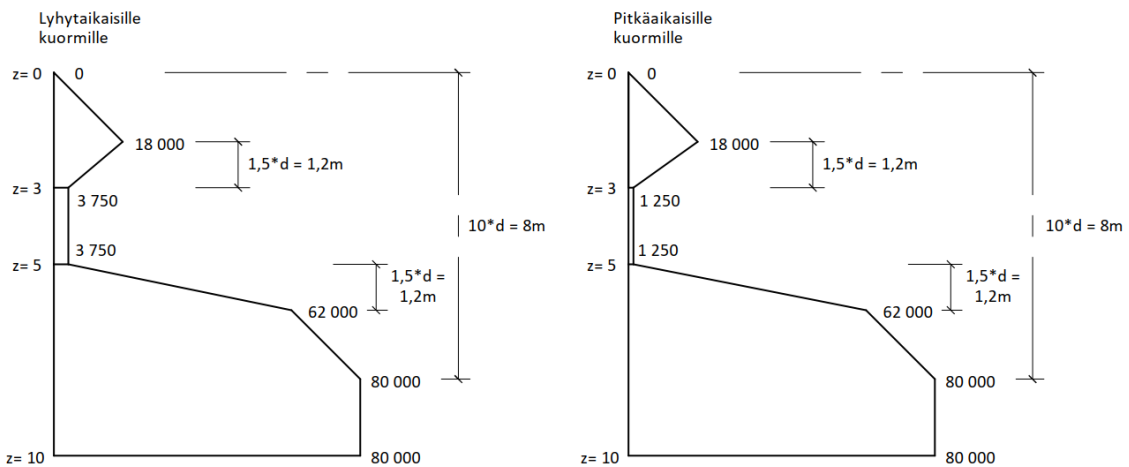
$$k_{s,3\text{ala}} = 8\,000 \text{ kN/m}^3 * (3,0 \text{ m} + 2,0 \text{ m} + 5,0 \text{ m}) / 0,8 \text{ m} = 100\,000 \text{ kN/m}^3$$



Kuva 2. Alustaluvun perusarvot lyhytaikaisille ja pitkäaikaisille kuormille.

Alustalukukuvaajat redusoituina

Redusoidaan perusarvoilla muodostettua alustalukukuvaajaa tämän ohjeen kappaleen 5.3.3 mukaisesti huomioimalla kitka- ja koheesiomaakerrosten väliset muutospituudet ($1,5*d$) ja rajoittamalla kitkamaakerrosten alustaluvut $10*d$ rajasyvyyden mukaisesti.



Kuva 3. Alustaluvun redusoidut arvot lyhytaikaisille ja pitkäaikaisille kuormille.

Jousivakiot

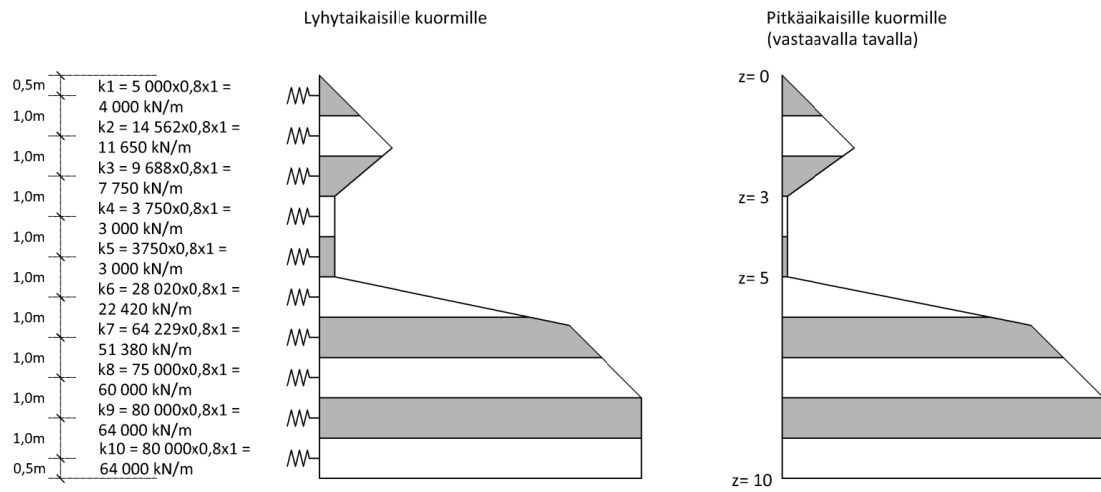
Rakennemallissa käytettävät yksittäisten solmupisteiden jousien jousivakiot lasketaan edellä esitetyn redusoidun alustalukukuvaajan perusteella. Jousivakiot lasketaan valitun jousivälin mukaisesti alla olevalla kaavalla.

$$k_j = k_s * d * L$$

jossa d on paalun halkaisija, L on valittu jousiväli ja k_s on valitulla jousivälillä esiintyvä keskimääräinen alustaluku (redusoidusta alustalukukuvaajasta määritettynä).

Valitaan jousiväliksi 1,0 m, jolloin esimerkin mukaiselle paalun matkalle muodostuu 10 kpl jousia. Jousien jousivakiot ovat esitettynä alla olevissa kuvissa. Jousien jousivakiot

on esitetty esimerkissä lyhytaikaisille kuormille alla olevassa kuvassa numeerisesti ja graafisessa muodossa. Pitkäaikaisen tilan jousivakiot on esitetty pelkästään graafisesti.



Kuva 4. Jousivakion arvot lyhytaikaisille ja pitkäaikaisille kuormille.

Laskuesimerkki. Ratapenger savikolla

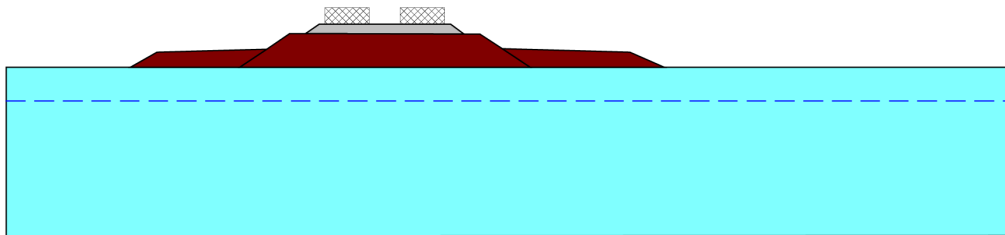
Tutkittava poikkileikkaus

Kohteena on savi pehmeiköllä sijaitseva kaksiraiteinen 7,8 m leveä ja 2,55 m korkea olemassa oleva ratapenger. Penger on varustettu 7,6 m leveillä vastapenkereillä. Maaperän ominaisuudet on taulukoitu alla:

Taulukko 1. Laskentaesimerkin maaperän laskentaparametrisoinnin ominaisarvot.

	Tilavuuspaino [kN/m ³]	Leikkauskestävyyskulma [°]	Suljettu leikkauslujuus [kPa]
Raidesepeli	16	36	0
Penger	19	36	0
Vastapenger	19	36	0
Savi	15	0	18

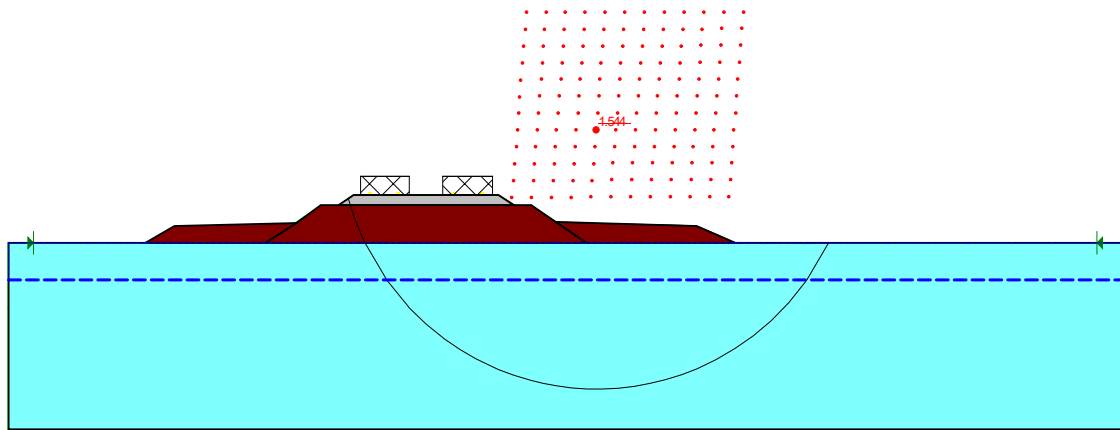
Laskentakuormat on esitetty *RATO 3:ssa*. Tässä esimerkissä 2D-stabiilitteetilaskennassa käytettävä kuorma on kummallakin raiteella 101 kN/m, mikä on laskentamallissa muutettu 2,6 m pölkyn leveydellä vaikuttavaksi 39 kPa nauhakuormaksi. Mitoittava tilanne on pysähtynyt juna, jolloin sysäyskerroin on 1,0. Tässä esimerkissä on kummallakin raiteella täysi mitoituskuorma poiketen kohdasta 4.5.2.



Kuva 5. Tutkittava poikkileikkaus.

Kokonaisvarmuus

Ennen varsinaista rajatilan STR/GEO tarkastusta on tehty laskelma ominaisarvoilla kokonaisvarmuuskertoimen selvittämiseksi. Alla on esitetty Bishopin menetelmällä laskettu kokonaisvarmuus.



Kuva 6. Kokonaisvarmuus Bishopin menetelmällä 1,54.

Rajatilan STR/GEO tarkastus

Penkereen vakavuus tarkastetaan mitoitustavan DA3 mukaan. Kuormapuolen varmuus sijoitetaan kuormien edustaviin arvoihin ja kestävyys puolella varmuus sijoitetaan lujuusparametrien ominisarvoihin.

Osavarmuusluvut rajatilassa STR/GEO otetaan kuormien osalta taulukosta A.3b(FI). Taulukon mukaisesti pysyvän kuorman osavarmuusluku on 1,0 ja raideliikennekuorman 1,25. Kyseessä on normaali tapaus, jolloin seuraamusluokka on CC2 ja K_{FI} saavat arvon 1,0. Kuorman edustava arvo saadaan kertomalla kuorman ominisarvo yhdistelykertoimella. Kaksiraiteisella radalla kuormat yhdistellään siten, että molemmilla raiteilla oletetaan vaikuttavan samanaikaisesti täyden junakuorman. Eli yhdistelykerroin saa arvon $\psi = 1,0$.

$$Q_d = \gamma_Q * \psi * Q_k = 1,25 * 1,0 * 39 \text{ kPa} = 48,75 \text{ kPa}$$

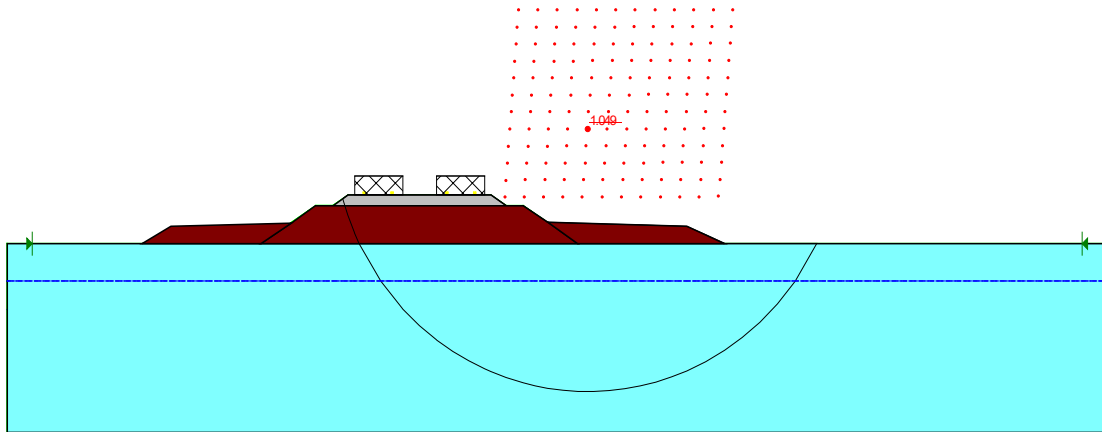
Maaparametrien osalta käytetään taulukon A.4(FI) sarjan M2 arvoja:

Taulukko 2. Osavarmuusluvut ja mitoitusarvot.

	Tilavuuspaino [kN/m ³]	Leikkauskestävyysskulma [°]	Suljettu leikkauslujuus [kPa]
Osavarmuusluku γ_M	1	γ_{F1} 1,25	γ_{cu} 1,4
Raidesepeli	16	30,17	0
Penger	19	30,17	0
Vastapenger	19	30,17	0
Savi	15	0	12,86

Leikkauskestävyysskulman osavarmuusluvulla jaetaan leikkauskestävyysskulman tangentti.

Alla on esitetty Bishopin menetelmällä laskettu varmuus ODF.



Kuva 7. ODF on Bishopin menetelmällä 1,05.

Lopputuloksena voidaan todeta, että penkereen stabiilitetti täyttää vaatimuksen $ODF \geq 1,0$. Lisäksi nähdään, ettei liukupinnan paikka muuttunut suhteessa ominaisarvoilla tehtyyn laskentaan (Kuva 7).

Pohjavedenpinnan asemalla ei ole kyseisillä maan ominaisuuksilla ja geometrialla vaikutusta varmuuskertoimeen.

Laskuesimerkki. Ratapenger silttisellä pohjamaalla

Tutkittava poikkileikkaus

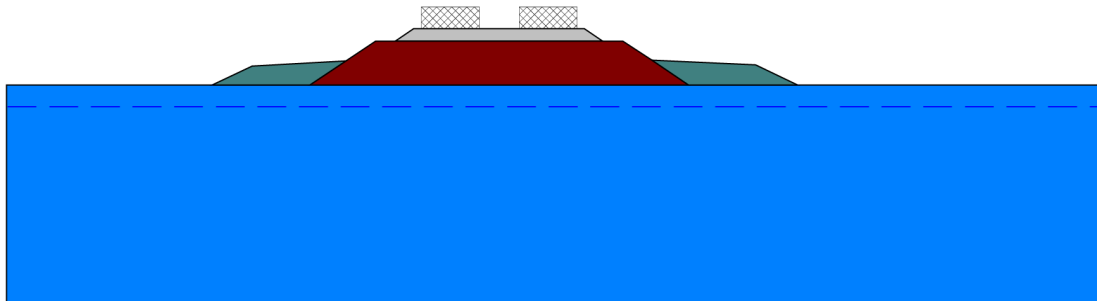
Kohteena on siltti pehmeiköllä sijaitseva kaksiraiteinen 7,8 m leveä ja 2,55 m korkea olemassa oleva ratapenger. Suurin sallittu akselipaino on 225 kN. Penger on varustettu 4,8 m leveillä vastapenkereillä. Maaperän ominaisuudet on taulukoitu alla:

Taulukko 3. Laskentaesimerkin maaperän laskentaparametrisoinnin ominaisarvot.

	Tilavuuspaino [kN/m ³]	Leikkauskestävyyskulma [°]	Suljettu leikkauslujuus [kPa]
Raidesepeli	16	36	0
Penger	19	36	0
Vastapenger	15	0	10
Siltti	17	22	0

Pohjavesi on 1,0 m syvyydellä maanpinnasta. Arvo perustuu 6 kk havaintojakson ylimpään havaintoon.

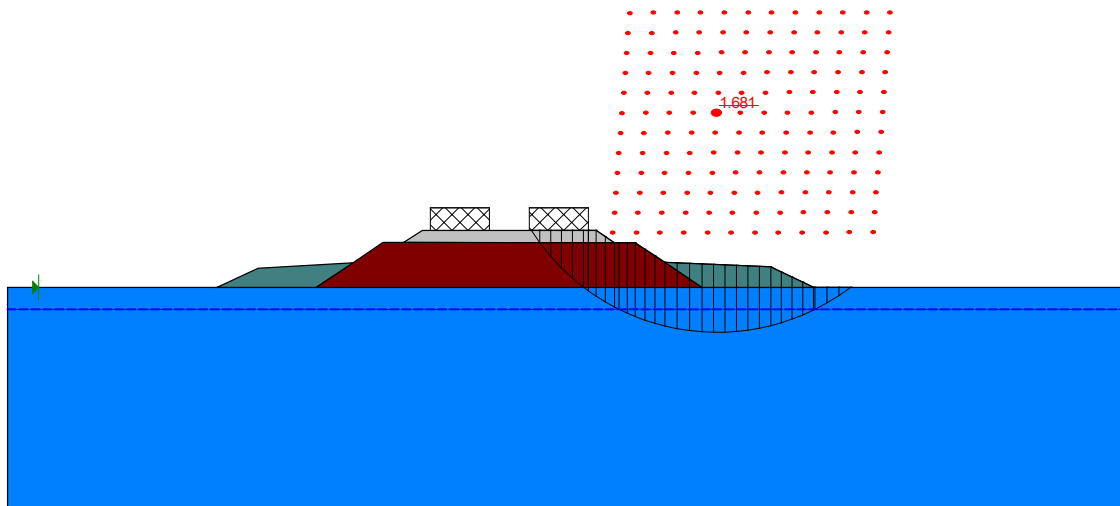
RATO 3:n mukaan 2D-stabiilitteetilaskennassa käytettävä kuorma on kummallakin raiteella 103 kN/m, mikä on laskentamallissa muutettu 2,6 m pölkyn leveydellä vaikuttavaksi 39 kPa nauhakuormaksi. Mitoitettava tilanne on pysähtynyt juna, jolloin sysäyskerroin on 1,0. Tässä esimerkissä on kummallakin raiteella täysi mitoituskuorma poiketen kohdasta 4.5.2.



Kuva 8. Tutkittava poikkileikkaus

Kokonaisvarmuus

Ennen varsinaista rajatilan STR/GEO tarkastusta tehdään laskelma ominaisarvoilla kokonaisvarmuuskertoimen selvittämiseksi. Alla on esitetty Bishopin menetelmällä laskettu kokonaisvarmuus.



Kuva 9. Kokonaisvarmuus Bishopin menetelmällä 1,68.

Rajatilan STR/GEO tarkastus

- Penkereen vakavuus tarkastetaan mitoitustavan DA3 mukaan. Kuormapuolen varmuus sijoitetaan kuormien edustaviin arvoihin ja kestävyys puolella varmuus sijoitetaan lujuusparametrien ominaisarvoihin.
-
- Junakuorman mitoitusarvoksi saadaan edellisen esimerkin mukaisesti $Q_d = 48,75$ kPa.

Maaparametrien osalta käytetään taulukon A.4(FI) sarjan M2 arvoja:

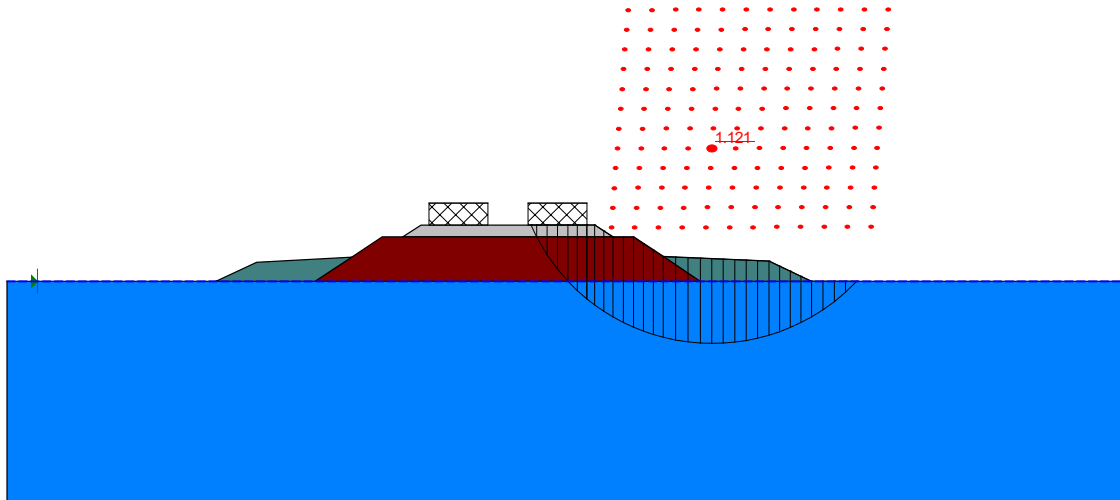
Taulukko 4. Osavarmuusluvut ja mitoitusarvot.

	Tilavuuspaino [kN/m ³]	Leikkauskestävyysskulma [°]	Suljettu leikkauslujuus [kPa]
Osavarmuusluku γ_M	1	γ_r 1,25	γ_{cu} 1,4
Raidesepeli	16	30,17	0
Penger	19	30,17	0
Vastapenger	15	28,35	0
Siltti	17	17,91	0

Leikkauskestävyysskulman osavarmuusluvulla jaetaan leikkauskestävyysskulman tangentti.

Pohjavedenpinta mallinnetaan maanpintaan, jolloin se edustaa kyseisessä mitoitustilanteessa epäedullisinta mahdollista tasoa.

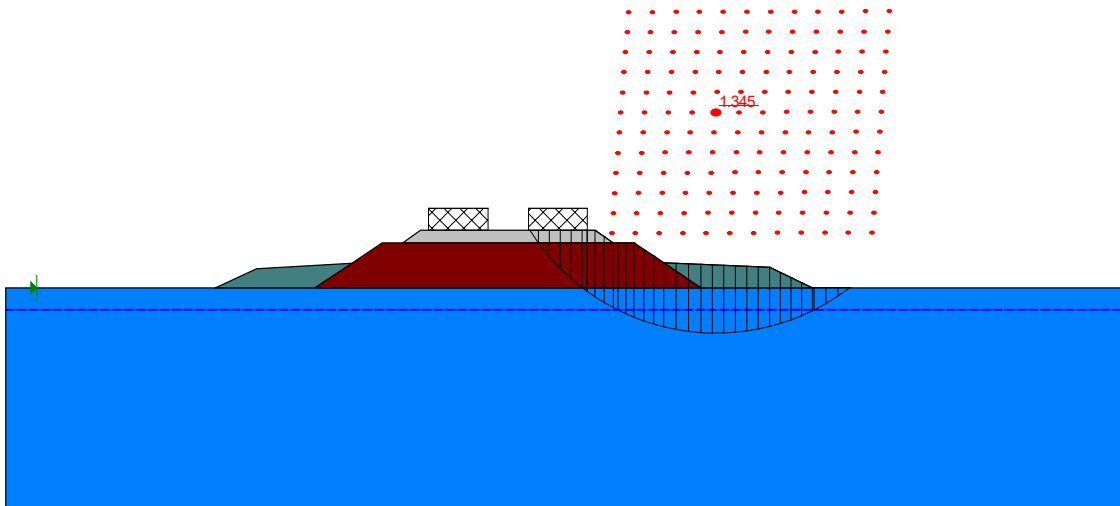
Alla on esitetty Bishopin menetelmällä laskettu ODF.



Kuva 10. ODF Bishopin menetelmällä 1,12 pohjavedenpinnan ollessa maanpinnassa.

Lopputuloksena voidaan todeta, että penkereen stabiileetti täyttää vaatimuksen $ODF \geq 1,0$. Vaarallisimman liukupinnan paikka on hieman siirtynyt suhteessa ominaisarvoilla tehtyyn laskelmaan. Koska ODF on kuitenkin yli yhden, voidaan tulos hyväksyä.

Alla on laskettu vakavuus mitatulla pohjavedenpinnalla. Siitä voidaan todeta, että esimerkin tapauksessa 1,0 m pohjavedenpinnan erolla on vaikutusta laskettuun varmuuslukuun 0,13. Liukupinnan paikka on sama kuin ominaisarvoilla tehdyssä laskelmassa (Kuva 9), jossa on myös käytetty mitattua pohjavedenpintaa.



Kuva 11. ODF Bishopin menetelmällä mitatulla pohjavedenpinnalla 1,35.

Laskuesimerkki. Tiehen rajoittuva työnaikainen tukiseinä savikolla

Tutkittava poikkileikkaus

Kohteena on savikolla sijaitseva 2 ajoraitainen tie. Maaperän ominaisuudet on taulukoitu alla:

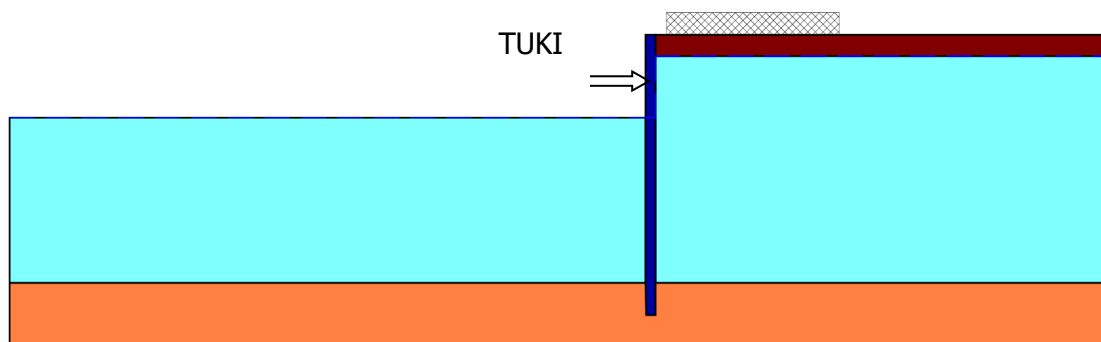
Taulukko 5. Laskentaesimerkin maaperän laskentaparametrisoinnin ominaisarvot.

	Tilavuuspaino [kN/m ³]	Leikkauskestävyyskulma [°]	Suljettu leikkaus- lujuus [kPa]
Penger	20	38	0
Savi	15	0	10
Sora	21	39	0

Pohjavesi on rakennekerrosten alapinnassa.

Kuormana on ominaisarvoltaan 20 kPa tasainen kuorma. Kuorman leveys on 8 m ja sen etäisyys tukiseinästä 1 m. Tässä esimerkissä keskitytään seinän mitoittamiseen. Todellisessa mitoitusilanteessa kuorma määräytyy kappaleen 5.4.1 Kuvan 6 mukaan.

Työnaikaisen kaivannon syvyys on 3,4 m. Laskelmissa on huomioitu kaivutason tarkkuuteen sisältyvä riski mallintamalla kaivanto 0,34 m ylisyväksi (5.4.1.1 Kuva 10). Tukiseinän pituus maanpinnasta mitattuna on 12 m. Penkereen paksuus on 1,0 m ja saven paksuus tukiseinän takana on 9,5 m. Seinän upotussyvyys sorakerrokseen on 1,5 m. Seinä on varustettu penkereen alapinnan tasolla olevilla rei'illä, jotka estävät vedenpinna nousun tämän tason yläpuolelle.

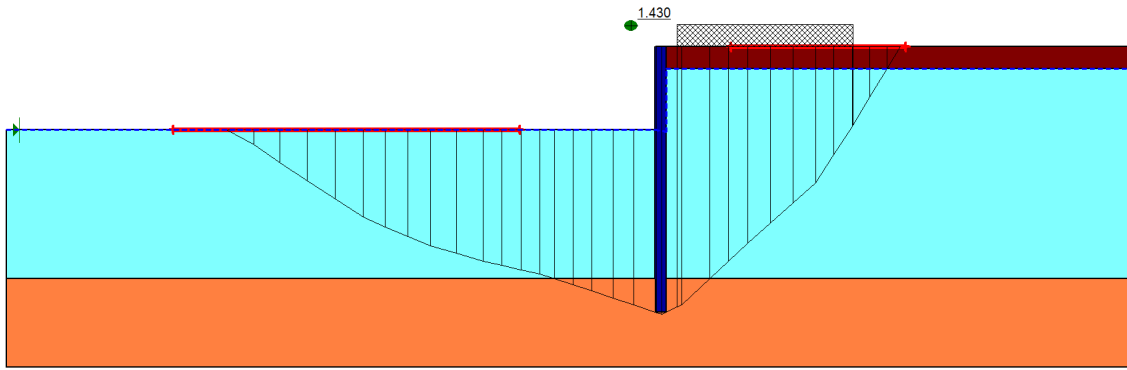


Kuva 12. Tutkittava poikkileikkaus.

Seinän mitoitus, kokonaisvarmuus

Ennen varsinaista rajatilan STR/GEO tarkastusta on tehty laskelma ominaisarvoilla kokonaisvarmuuskertoimen selvittämiseksi.

Alla on esitetty Morgestern - Price menetelmällä laskettu kokonaisstabiileetti.



Kuva 13. Kokonaisvarmuus Morgenstern-Price-menetelmällä 1,43.

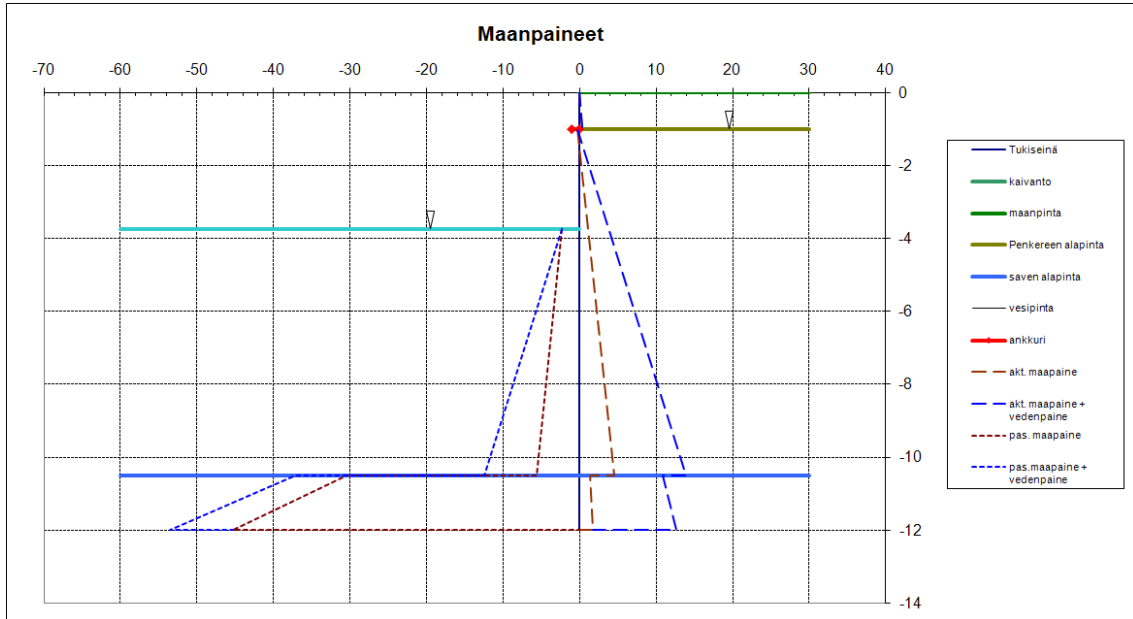
Alla on esitetty momenttitasapainoon perustuva lyöntisyvyyden laskenta.

Tukiseinä savikolla

Ohjelma laskee maapaineen ja viivakuormituksen aiheuttamat momentit ankkuripisteen suhteen. Varmuus on pystyssäpitävien ja kaatavien momenttien suhde. Vihreät luvut ovat lähtötietoja

Geometrinen malli Penkereen paksuus [m] 1 Saven paksuus [m] 9,5 Kaivannon syvyys [m] 3,74 Tukiseinän pituus [m] 12		Oletukset: Savi kitkamaakerroksen päällä. Vedenpinta kaivannossa on kaivannon pohjan tasolla. Vedenpinta seinän takana on penkereen alapinnan tasossa. Yksi tuki sijaitsee penkereen alapinnan tasossa.																							
Maaparametrit																									
	Tilavuuspaino [kN/m ³]	Leikkauskestävyys-kulma $\varphi_{s\>e1}$	Suljettu leikkauslujuus [kPa]	Aktiivipainakerroin, K_a	Passiivipainakerroin, K_p																				
Penger	20	38	0	0,2	9																				
Savi	15	0	10	1	1																				
Kitkamaa	21	39	0	0,2	9																				
Savi tehokas	5																								
Kitkamaa tehokas	11																								
Adheesiokerroin	0,3																								
Hyötykuorma Hyötykuorma, q [kPa] 20 Etäisyys reunasta [A (RIL 121-2004)] 1 Kuorman leveys [B (RIL 121-2004)] 8				Momenttien suhde Σ Momentit aktiivipuoli = 6375 kNm (ΣMa) Σ Momentit passiivipuoli = 10431 kNm (ΣMp) Varmuus = 1,64 (ΣMp / ΣMa)																					
Laskennallinen hyötykuorma 20 Q = (q * B * 1 m) [kN] 160 Maanpainekuvaajan yläpinnan etäisyys pinnasta 0,78 Maanpainekuvaajan alapinnan etäisyys pinnasta 9		Arvot taulukosta A.3a(FI) ja A.13(FI) Eurokoodien soveltamisohje - NCCI 7 (28.12.2010)																							
Osavarmuusluvut Maapaine, aktiivipuoli $\gamma_G;dst$ 1,00 Maapaine, passiivipuoli $\gamma_G;stb$ 1,00 Vedenpaine, aktiivipuoli $\gamma_G;dst$ 1,00 Vedenpaine, passiivipuoli $\gamma_G;stb$ 1,00 Muuttuva kuorma $\gamma_Q;dst$ 1,00		<table border="1"> <tr> <td></td> <td>$\gamma_G;stb$</td> <td>$\gamma_G;dst$</td> <td>$\gamma_Q;dst$</td> </tr> <tr> <td>Mitoitustapa DA2(*)</td> <td>1 0,9</td> <td>1,35</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td></td> <td>2 0,9</td> <td>1,15</td> <td>1,35</td> </tr> <tr> <td>Tapa 2</td> <td colspan="3"></td> </tr> <tr> <td>Passiivipuoli jaetaan $\gamma_R;e=1,5$</td> <td>0,667</td> <td>1</td> <td>1</td> </tr> </table>					$\gamma_G;stb$	$\gamma_G;dst$	$\gamma_Q;dst$	Mitoitustapa DA2(*)	1 0,9	1,35	-		2 0,9	1,15	1,35	Tapa 2				Passiivipuoli jaetaan $\gamma_R;e=1,5$	0,667	1	1
	$\gamma_G;stb$	$\gamma_G;dst$	$\gamma_Q;dst$																						
Mitoitustapa DA2(*)	1 0,9	1,35	-																						
	2 0,9	1,15	1,35																						
Tapa 2																									
Passiivipuoli jaetaan $\gamma_R;e=1,5$	0,667	1	1																						

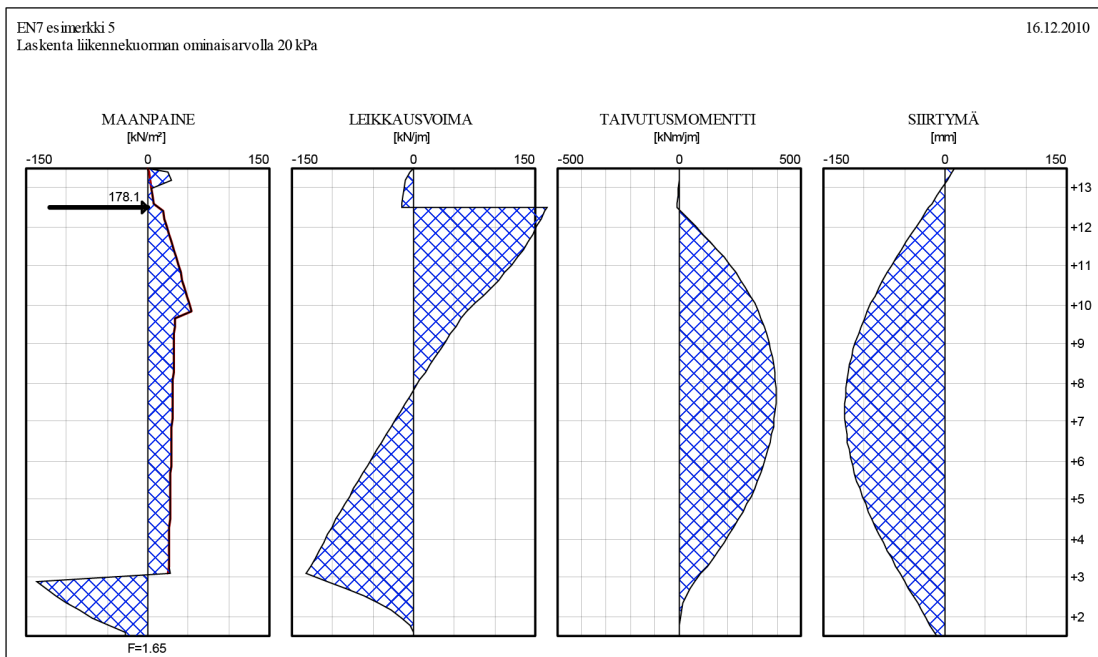
Kuva 14. Laskennan parametrisointi.



Kuva 15. Maanpainejakauma.

Kokonaisvarmuus momenttitasapainoehdon mukaan 1,64.

Alla on esitetty ominaisarvoilla lasketut seinän maanpaineet ja voimasuureet:



Kuva 16. Ominaisarvoilla lasketut arvot.

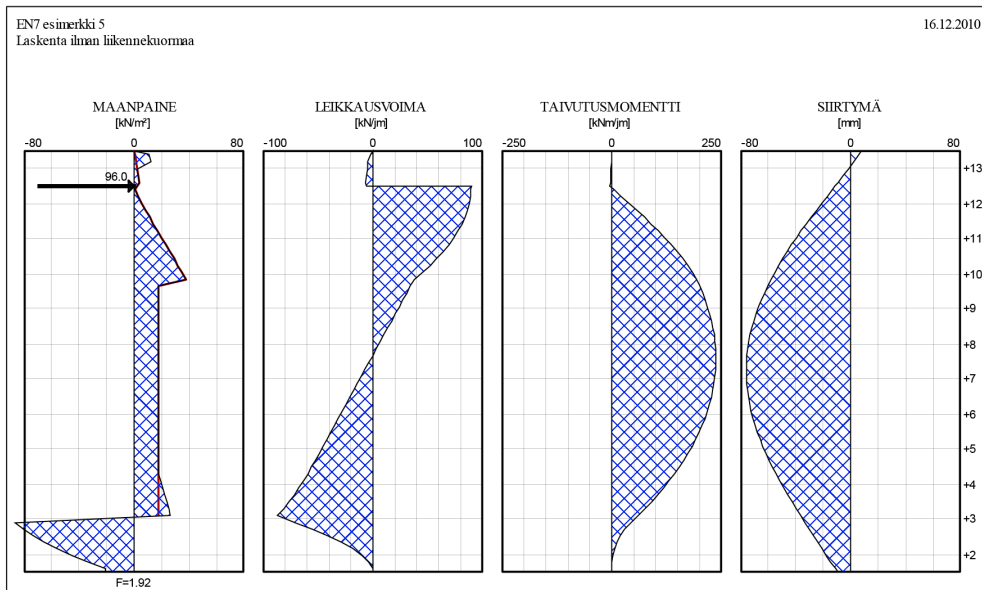
Seinän mitoitus, rajatila STR/GEO

SEINÄN VOIMASUUREET JA ANKKURIVOIMA:

Mitoitus tehdään mitoitustavan DA2* mukaan. Kuorman osavarmuusluvut saadaan taulukosta A.3a(FI). Lisäksi tulee työnaikaisen rakenteen mallikerroin 1,15. Taulukon A.3a(FI) mukaisesti rajatila pitää tarkastaa kahdelle eri tapaukselle 6.10a ja 6.10b.

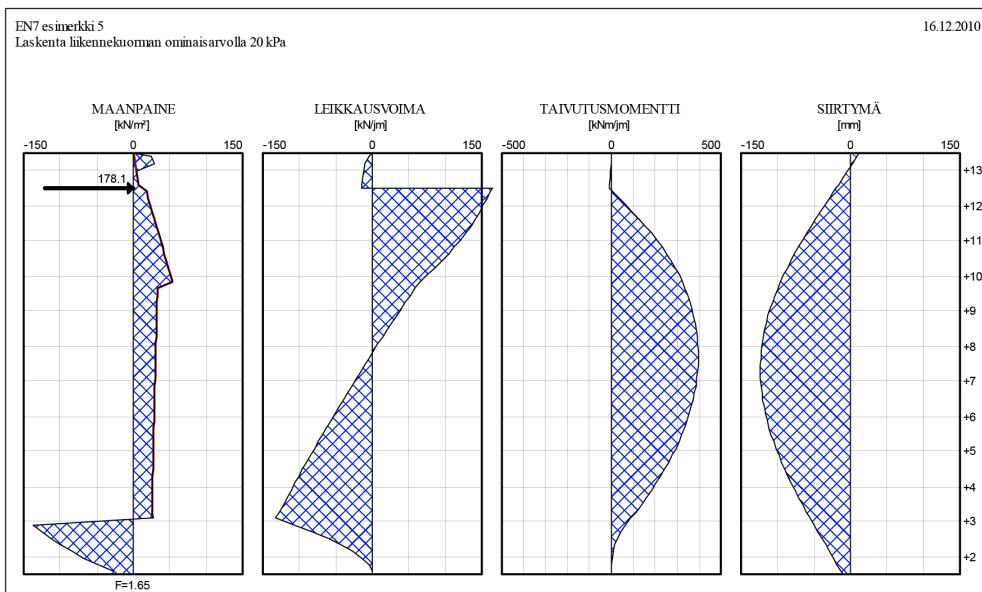
Tarkastelu yhtälön 6.10b mukaan:

Laskenta suoritetaan ensin ilman liikennekuormaa.



Kuva 17. Maanpainelaskelman tulos ilman liikennekuormaa.

Seuraavaksi lasketaan liikennekuorman vaikutus.



Kuva 18. Maanpainelaskelman tulos maanpainon ja liikennekuorman ominaisarvolla.

Kuvassa 18 on esitetty liikennekuorman ja maanpainon yhteisvaikutus. Pelkästään liikennekuormasta aiheutuva vaikutus saadaan Kuvan 18 ja Kuvan 17 arvojen erotuksena. Koska maksimiarvot sijaitsevat samoilla syvyyksillä, voidaan ne vähentää toisistaan suoraan. Mikäli maksimi arvot sijaitisivat eri syvyyksillä tai haluttaisiin tietää rasituksen mitoitusarvot koko seinän syvyydeltä, pitäisi vähennyslasku suorittaa syvyydestä riippuen. Eli kaavana kokonaisvaikutus = liikennekuorman vaikutus + maanpainon vaikutus =>

liikennekuorman vaikutus = kokonaisvaikutus - maanpainon vaikutus. Alla on esitetty seinän voimasuureiden ominaisarvot.

Taulukko 6. Seinän voimasuureiden arvot eri kuormitustilanteissa.

	Taivutusmomentin maksimiarvo [kNm/jm]	Leikkausvoiman maksimiarvo [kN/jm]	Ankkurivoiman vaakakomponentin maksimiarvo [kNm/jm]
Ilman liikennekuormaa (pysyvät kuormat)	237	90	96
Liikennekuormalla (sekä pysyvät että muuttuvat kuormat)	395	164	178
Liikennekuorman vaikutus (muuttuva kuorma)	$395-237 = 158$	$164-90 = 74$	$178-96 = 82$
yhdistetty mitoitusarvo	$1,15(1,25*237+1,35*158) = \mathbf{586}$	$1,15(1,25*90+1,35*74) = \mathbf{244}$	$1,15(1,25*96+1,35*82) = \mathbf{265}$

Tarkastelu yhtälön 6.10a mukaan:

Yhtälössä 6.10a tarkastetaan varmuus pelkkien pysyvien kuormien suhteen. Osavarmuusluku on 1,35. Taulukosta 7 saadaan pelkillä pysyvillä kuormilla lasketut voimasuureet. Näiden perusteella saadaan:

Taulukko 7. Pelkillä pysyvillä kuormilla lasketut voimasuureet.

	Taivutusmomentin maksimiarvo [kNm/jm]	Leikkausvoiman maksimiarvo [kN/jm]	Ankkurivoiman vaakakomponentin maksimiarvo [kNm/jm]
Ilman liikennekuormaa (pysyvät kuormat)	159	90	96
Mitoitusarvo	$1,15*1,35*237 = 368$	$1,15*1,35*90 = \mathbf{140}$	$1,15*1,35*96 = \mathbf{150}$

Lopputulos voimasuureiden osalta:

Tuloksesta nähdään, että yhtälö 6.10b on mitoittava. Rakenteellinen mitoitus perustuu näihin mitoitusarvoihin, eikä niihin enää jatkossa kohdisteta kuorman osavarmuuslukuja. Mallikertoimella 1,15 kerrotaan ankkurivoiman vaakakomponentin mitoitusarvo, kun mitoitetaan ankkuripalkkia ja ankkurin kiinnitysdetaljeja. Itse ankkurin mitoituksessa mallikerrointa ei käytetä, vaan se mitoitetaan kohdan 5.4 mukaan.

SEINÄN KOKONAISSTABILITEETIN LASKENTA:

Kokonaisvakavuus / upotus syvyyden riittävyys tarkastetaan mitoitustavan DA3 mukaan. Kuormapuolen varmuus sijoitetaan kuormien edustaviin arvoihin ja kestävyys puolella varmuus sijoitetaan lujuusparametrien ominaisarvoihin. Osavarmuusluvut saadaan kuormien osalta taulukoista A.3b(FI). Taulukon mukaisesti pysyvän kuorman osavarmuusluku on 1,0 ja tieliikennekuorman 1,15. Kyseessä on normaali tapaus, jolloin seuraamusluokka on CC2 ja K_{FI} sa arvon 1,0.

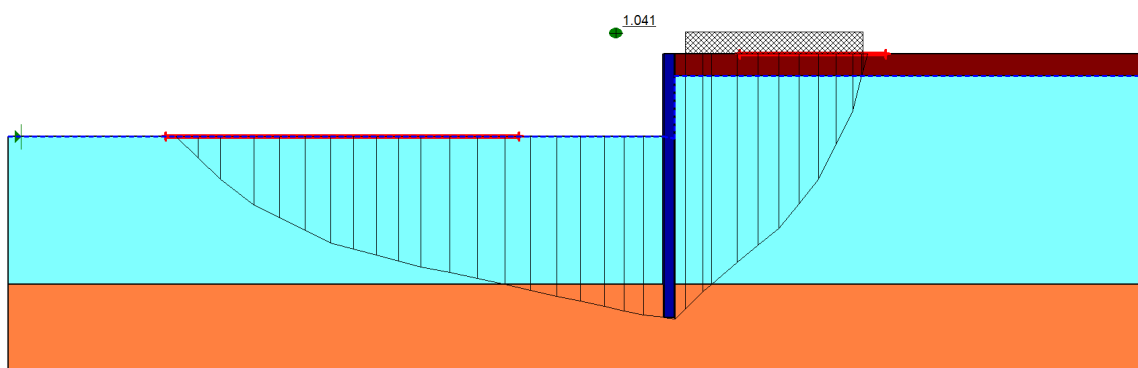
$$Q_d = \gamma_Q * Q_k = 1,15 * 20 \text{ kPa} = 23 \text{ kPa}$$

Maaparametrien osalta käytetään taulukon A.4(FI) sarjan M2 arvoja:

Taulukko 8. Maaparametrien ominais- ja mitoitusarvot sekä osavarmuusluvut.

	Tilavuuspaino [kN/m ³]	Leikkauskestävyysskulma [°]	Suljettu leikkauslujuus [kPa]
Osavarmuusluku		γ_f'	γ_{cu}
γ_M	1	1,25	1,4
Penger	20	32,00	0
Savi	15	0	7,14
Sora	21	32,93	0

Alla on esitetty Morgenstern – Price menetelmällä laskettu ODF.



Kuva 19. ODF Morgenstern – Price menetelmällä 1,04 pohjavedenpinnan ollessa rakennekerrosten alapinnassa

Laskennan tuloksena voidaan todeta, että penkereen stabiileetti täyttää vaatimuksen $ODF \geq 1,0$, mikäli seinän taakse rakennetaan luotettava kuivatus järjestelmä rakennekerrosten alapinnan tasoon asti.

SEINÄN UPOTUSSYVYYDEN LASKENTA:

Alla on esitetty upotussyvyyden tarkastus momenttitasapainoehdolla. Mitoitustapana on DA2*. Aktiivipaineita ja vedenpainetta käsitellään kuormina ja passiivipainetta kestävyys-tenä. Osavarmuusluvut saadaan taulukoista A.3a(FI) ja A.13(FI).

Tarkastelu yhtälön 6.10a mukaan:

Tukiseinä savikolla

Ohjelma laskee maapaineen ja viivakuormituksen aiheuttamat momentit ankkuripisteen suhteen. Varmuus on pystyssäpitävien ja kaatavien momenttien suhde. Vihreät luvut ovat lähtötietoja

Geometrinen malli

Penkereen paksuus [m] 1

Saven paksuus [m] 9,5

Kaivannon syvyys [m] 3,74

Tukiseinän pituus [m] 12

Oletukset: Savi kitkamaakerroksen päällä. Vedenpinta kaivannon pohjan tasolla. Vedenpinta seinän takana on penkereen alapinnan tasossa. Yksi tuki sijaitsee penkereen alapinnan tasossa.

Maaparametrit

	Tilavuspaino [kN/m ³]	Leikkauskestävyys-kulma φ [astetta]	Suljettu leikkauslujuus [kPa]	Aktiivipainakerroin, K_a	Passiivipainakerroin, K_p
Penger	20	38	0	0,2	9
Savi	15	0	10	1	1
Kitkamaa	21	39	0	0,2	9
Savi tehokas	5				
Kitkamaa tehokas	11				
Adheesiokerroin	0,3				

$\Delta P = Q \cdot \tan(45^\circ + \varphi/2)$

Momenttien suhde

Σ Momentit aktiivipuoli = 8051 kNm (ΣM_a)

Σ Momentit passiivipuoli = 8871 kNm (ΣM_p)

Varmuus = 1,10 ($\Sigma M_p / \Sigma M_a$)

Hyötykuorma

Hyötykuorma, q [kPa] 0

Etäisyys reunasta [A (RIL 121-2004)] 1

Kuorman leveys [B (RIL 121-2004)] 8

Laskennallinen hyötykuorma 0

$Q = (q * B * 1 \text{ m})$ [kN] 0

Maanpainekuvaajan yläpinnan etäisyys pinnasta: 0,78

Maanpainekuvaajan alapinnan etäisyys pinnasta: 9

Osavarmuusluvut

Maapaine, aktiivipuoli	γG_{dst}	1,35
Maapaine, passiivipuoli	γG_{stb}	0,67
Vedenpaine, aktiivipuoli	γG_{dst}	1,35
Vedenpaine, passiivipuoli	γG_{stb}	1,35
Muuttuva kuorma	γQ_{dst}	1,00

Arvot taulukosta A.3a(FI) ja A.13(FI) Eurokoodien soveltamisohje - NCCI 7 (28. 12. 2010)

Mitoitustapa DA2(*)	γG_{stb}	γG_{dst}	γQ_{dst}
1	0,9	1,35	-
2	0,9	1,15	1,35

Maan kestävyys $\gamma R_e = 1,5$ 0,667

Kuva 20. Laskennan parametrisointi, yhtälön 6.10a mukaan.

Kuva 21. ODF momenttitasapaino menetelmällä 1,10 kaavan 6.10a mukaan.

Tarkastelu yhtälön 6.10b mukaan:

Geometrinen malli

Penkereen paksuus [m]	1
Saven paksuus [m]	9,5
Kaivannon syvyys [m]	3,74
Tukiseinän pituus [m]	12

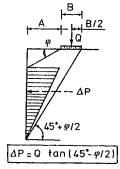
Oletukset: Savi kitkamaakerroksen päällä. Vedenpinta kaivannossa on kaivannon pohjan tasolla. Vedenpinta seinän takana on penkereen alapinnan tasossa. Yksi tuki sijaitsee penkereen alapinnan tasossa.

Maaparametrit

	Tilavuspaino [kN/m ³]	Leikkauksenkestävyys-kulma [ast]	Suljettu leikkauslujuus [kPa]	Aktiivipaine kerroin, Ka	Passiivipaine kerroin, Kp
Penger	20	38	0	0,2	9
Savi	15	0	10	1	1
Kitkamaa	21	39	0	0,2	9
Savi tehokas	5				
Kitkamaa tehokas	11				
Adheesiokerroin	0,3				

Hyötykuorma

Hyötykuorma, q [kPa]	20
Etäisyys reunasta [A (RIL 121-2004)]	1
Kuorman leveys [B (RIL 121-2004)]	8
Laskennallinen hyötykuomra	27
Q = (q * B * 1 m) [kN]	216
Maapainekuvaajan yläpinnan etäisyys pinnasta	0,78
Maapainekuvaajan alapinnan etäisyys pinnasta	9



Momenttien suhde

Σ Momentit aktiivipuoli = 8009 kNm (ΣMa)

Σ Momentit passiivipuoli = 8590 kNm (ΣMp)

Varmuus = 1,07 (ΣMp / ΣMa)

Osavarmuusluvut

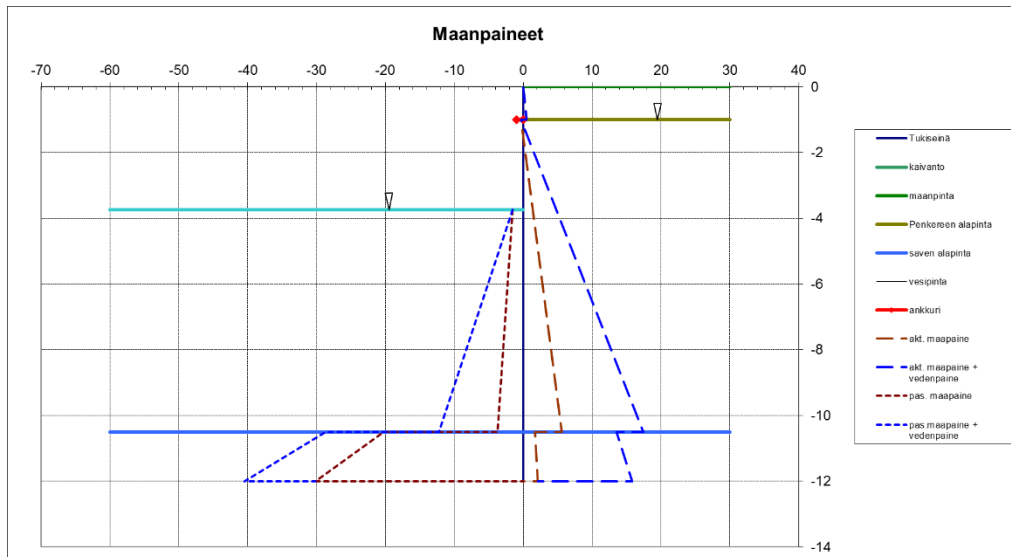
Maapaine, aktiivipuoli	γG;dst	1,25
Maapaine, passiivipuoli	γG;stb	0,67
Vedenpaine, aktiivipuoli	γG;dst	1,25
Vedenpaine, passiivipuoli	γG;stb	1,25
Muuttuva kuorma	γQ;dst	1,35

Arvot taulukosta A.3a(FI) ja A.13(FI) Eurokoodien soveltamisohje - NCCI 7

Mitoitustapa DA2(*)	γG;stb	γG;dst	γQ;dst
1	0,9	1,35	-
2	0,9	1,25	1,35

Maan kestävyys γR;e=1,5 0,667

Kuva 22. Laskennan parametrisointi, yhtälön 6.10a mukaan.

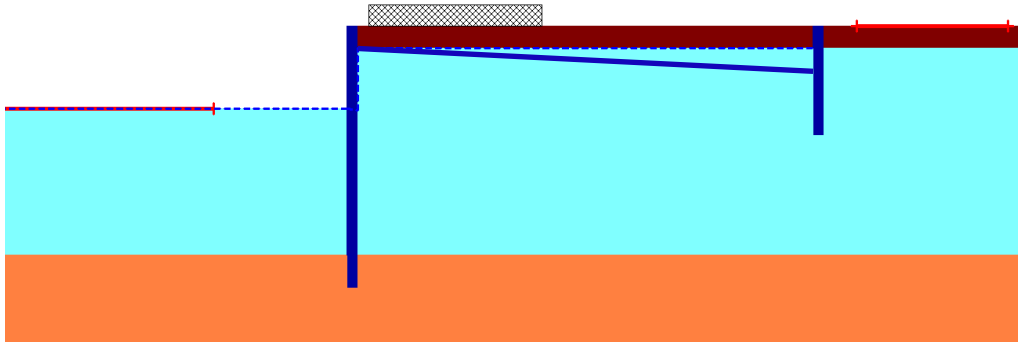


Kuva 23. ODF momenttitasapaino menetelmällä 1,07 kaavan 6.10b mukaan.

Laskennan tuloksena voidaan todeta, että seinän upotussyvyys täyttää vaatimuksen $ODF \geq 1$.

Laskuesimerkki. Vastapontin mitoitus

Seinä on ankkuroitu 5 m korkealla jatkuvalla vastaponttiseinällä.



Kuva 24. Vastaponttiin ankkuroitu tukiseinä.

Seinää kuormattavat alla olevassa taulukossa esitetyt kuormat.

Taulukko 9. Ankkurivoimat.

	Ankkurivoiman vaakakomponentin maksimiarvo pysyvistä kuormista [kNm/jm]	Ankkurivoiman vaakakomponentin maksimiarvo muuttuvista kuormista [kNm/jm]
Ominaisarvot	30	40
6.10a	$1,15 \cdot 1,35 \cdot 30 = \mathbf{47}$	
6.10b	$1,15 \cdot (1,25 \cdot 30 + 1,35 \cdot 40) = \mathbf{105}$	
Ominaisarvo	70	

Taulukko 10. Maaparametrit.

	φ_k	Suk	γ
Osavarmuusluku			
Rakennekerros	38	-	22
Savi	-	10	15

Rakennekerroksen paksuus on 1m. Passiivipainekerroin on 4,6. Passiivipainekertoimen arvo perustuu siihen, että seinä pääsee liikkumaan pystysuunnassa maan mukana, jolloin seinäkitkaa ei mobilisoidu.

Vastapontin korkeuden tarkastus

Vastapontin kapasiteetti määräytyy mobilisoituvan passiivipaineen perusteella. Tässä esimerkissä on oletettu passiivipaineen täysi mobilisoituminen, mikä edellyttää merkittäviä siirtymiä.

Seinään vaikuttavan passiivipaineresuntantin ominaisarvo on:

$$(1 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 4,6 \cdot 1) / 2 + ((20 + 4 \cdot 15) - 2 \cdot 10) \cdot 4 / 2 = 46 + 120 = 166 \text{ kN/jm}$$

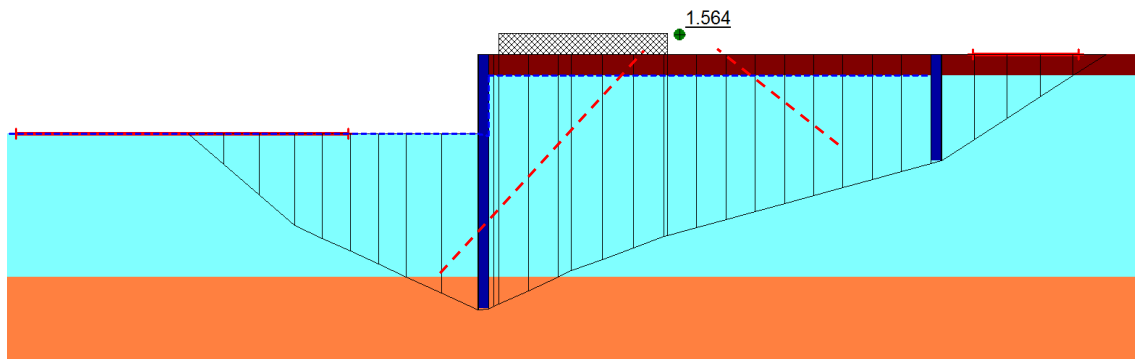
Passiivipaineen mitoitusarvo on DA2* mukaan:

$$166 / 1,5 = 110 \text{ kN/jm} > 105 \text{ kN/jm} \text{ OK}$$

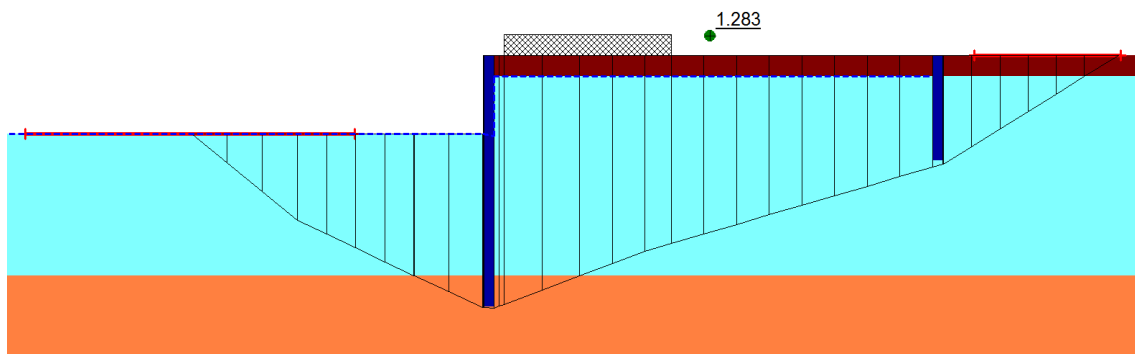
Lisäksi siirtymät tulee tässä tapauksessa huomioida, kun mitoitusta ei tehdä lepopaineella. Jos vastaponttiseinä ei ole jatkuva, käytetään seinän todellista mitta radansuunnassa maanpaineen laskentaan.

Vastapontin etäisyyden tarkastus

Kuvassa 25 on vastapontin etäisyyden riittävyys tarkastettu liukupintalaskelmalla ja kokonaisvarmuus menetelmällä. Kuvassa 26 on vastaava tarkastelu tehty rajatilan STR/GEO mitoitusarvon DA3 mukaan. Molemmat tarkastelut täyttävät vaatimuksen.



Kuva 25. Tukirakenteen kokonaisvarmuus on 1,56.



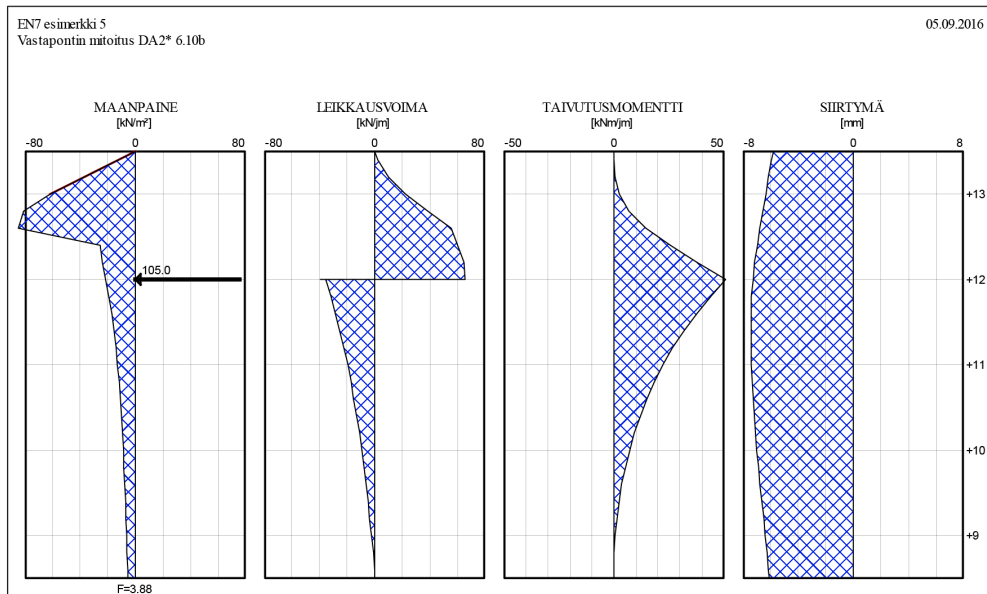
Kuva 26. Tukirakenteen ODF on 1,28.

Liukupintatarkastelun lisäksi pitää tarkastaa, ettei tukiseinän alapäästä lähtevä aktiivimurtopinta leikkaa ankkuriseinän alapäästä lähtevän passiivimurtopinnan kanssa. Kuvassa 25 murtopinnat on merkitty punaisella katkoviivalla. Kuvasta voidaan nähdä, että murtopinnat leikkaa.

Edellisten tarkastelujen perusteella ankkuriseinän etäisyys ja tukiseinästä on riittävä, vrt. 5.4.5.

Seinän voimasuureiden laskenta

Voimasuureet lasketaan kuormittamalla seinää ankkurivoiman mitoitusarvolla. Tässä tapauksessa kaava 6.10b on mitoittava. Kuormittavan ankkurivoiman mitoitusarvo on 105 kN/jm.



Kuva 27. Vastapontin voimasuureiden mitoitusarvot rajatilassa STR/GEO 6.10b

Kuvassa 27 on esitetty jousimallilla lasketut seinän rasitukset rajatilassa STR/GEO. Kuvan arvot ovat mitoitusarvoja. Varmuus sisältyy kuorman arvoon 105 kN/m (ks. Taulukko 2).

Laskuesimerkki. Kevennyksen nostemitoitus

Tien kevennysrakenteen nostemitoitus

Esimerkki koskee nosteen kannalta vaarallisinta tapausta, jossa vaahtolasi on täysin kuivaa.

LÄHTÖTIEDOT:

γ_{Drak}	=	19 kN/m ³	$\gamma_{Drak} \cdot h_{Drak}$	RAKENNEKERROS
γ_{Dkev}	=	2,6 kN/m ³	-----	VAAHTOLASI
$\gamma_{kevkiinto}$	=	4,0 kN/m ³	$\gamma_{Dkev} \cdot h_{Dkev}$	GW
h_{Drak}	=	0,7 m	-----	VAAHTOLASI
h_{Dkev}	=	0,3 m	$\gamma_{SATkev} \cdot h_w$	-----
h_w	=	1,7 m		POHJAMAA

VAAHTOLASIN TILAVUUSPAINO VEDELLÄ KYLLÄSTETTYNÄ:

$$\gamma_{SATkev} = \gamma_{Dkev} + n \cdot 10 \text{ kN/m}^3 \text{ (= kiintoaineksen paino + huokosissa olevan veden paino)}$$

$$n = V_v/V = 1 - (\gamma_{Dkev} / \gamma_{kevkiinto}) = 0,35$$

$$\gamma_{SATkev} = 2,6 + 0,35 \cdot 10 = 6,1 \text{ kN/m}^3$$

EUROKOODIN MUKAINEN MITOITUSEHTO:

Eurokoodin mukaan nosteen aiheuttaman murtumisen vaara tarkastetaan kokonaistilavuuspainojen perusteella laskettujen voimien perusteella. Murtumisen vaara tarkastetaan rajatilassa UPL. Tarkastus perustuu epäyhtälöön:

$$G_{dst;d} + Q_{dst;d} \leq G_{stb;d}$$

Yhtälössä tarkastetaan, että pystysuorien kaatavien pysyvien ($G_{dst;d}$) ja muuttuvien kuormien mitoitusarvojen ($Q_{dst;d}$) summa on pienempi tai yhtä suuri kuin vakauttavien pysyvien pystysuorien kuormien mitoitusarvon ($G_{stb;d}$).

Tarkastellaan kevennyksen pohjan tasoa:

Keventeen ja päällysrakenteen painosta aiheutuva alaspäin suuntautuva kokonaisjännitys =

$$s_z = h_{Drak} \cdot \gamma_{Drak} + h_{Dkev} \cdot \gamma_{Dkev} + h_w \cdot \gamma_{SATkev} = 0,7 \cdot 19 + 0,3 \cdot 2,6 + 1,7 \cdot 6,1 = 24,45 \text{ kPa}$$

Vedenpainosta aiheutuva ylöspäin suuntautuva jännitys (huokosvedenpaine) =

$$u = h_w \cdot \gamma_w = 1,7 \cdot 10 = 17 \text{ kPa}$$

Tarkastellaan 1 m² alueeseen kohdistuvia voimia =>

$$G_{dst;d} = 17 \cdot \gamma_{dst;d} = 17 \cdot 1,1 = 18,7 \text{ kPa}$$

$$G_{\text{stb};d} = 24,45 * \gamma_{\text{stb};d} = 24,45 * 0,9 = 22,0 \text{ kPa}$$

$$G_{\text{dst};d} \leq G_{\text{stb};d} \Rightarrow \text{OK}$$

$$\text{Vastaava kokonaisvarmuus on } F_{\text{kok}} = 24,45/17 = 1,44$$



Väylävirasto
Trafikledsverket