



Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet



Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet

Suunnitteluvaiheen ohjaus

Tiehallinto

<Helsinki'2001>

ISBN 951-726-743-6
TIEH 2100002-01

Oy Edita Ab

Julkaisua myy/saatavana:
Tiehallinto, julkaisumyynti
Telefaksi 0204 22 2652
S-posti julkaisumyynti@tiehallinto.fi
www.tiehallinto.fi/julk2.htm

Tiehallinto

Tie- ja liikennetekniikka
Opastinsilta 12 A
PL 33
00521 HELSINKI
Puhelinvaihte 0204 22 150

Tiepiirit

SÄÄDÖSPERUSTA

KORVAA

Tiegeotekniikan yleiset mitoitusperusteet (TIEL 3200150)

KOHDISTUVUUS

Tiehallinto

VOIMASSA

1.6.2001 - Toistaiseksi

ASIASANAT

Pohjarakennus, perustukset

Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet, TIEH 2100002-01

Ohje käsittelee teiden pohjarakenteiden ja pohjavahvistusten suunnittelu-
perusteet. Ohjeen tapaan käytetty ja Tielaitoksen selvityksiä –sarjassa jul-
kaistu informaatiojulkaisu Tiegeotekniikan yleiset mitoitusperusteet, TIEL
3200150 poistetaan käytöstä.

Ohjeeseen on kirjoitettu laajahko liiteosa, jonka tarkoituksena on antaa
taustatietoa ja hyväksi havaittuja menettelytapaohjeita varsinaisen ohje-
tekstin lisäksi.

Ohjetta myy Tiehallinnon julkaisumyynti, email: julkaisumyynti@tiehallinto.fi.
Se on myös kopioitavissa internetistä osoitteesta:
<http://www.tiehallinto.fi/thohje>.

Apulaisjohtaja
Tie- ja liikennetekniikka

Pauli Velhonoja

Tieinsinööri

Pentti Salo

TIEDOKSI

Ympäristöministeriö
Suomen Kuntaliitto
Rakennusteollisuus RTT Oy
Suomen Maarakentajien Keskusliitto, SML
Suomen toimitila- ja rakennuttajaliitto RAKLI ry
Suunnittelu- ja konsulttitoimistojen liitto SKOL
VTT, Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka
Ratahallintokeskus
VR-Rata Oy Suunnitteluosasto
Ilmailulaitos
Helsingin kaupungin geotekninen osasto
Tie- ja geokonsultit
Tieliikelaitos, konsultointi
Korkeakoulut ja oppilaitokset
Hte, Hsi, Htl, kirjasto

ESIPUHE

Ohjeen laati työryhmä, johon kuuluivat Jorma Hartikainen ja Pauli Kolisoja Tampereen teknillisestä korkeakoulusta, Matti Hakulinen Etelä-Karjalan ammattikorkeakoulusta ja Panu Tolla Tieliikelaitoksesta sekä Pentti Salo Tiehallinnosta.

Helsinki, toukokuu 2001

Tiehallinto
Tie- ja liikennetekniikka

Sisältö

1	GEOTEKNISEN SUUNNITTELUN OHJEET JA SUUNNITTELIJAN TEHTÄVÄT	9
2	GEOTEKNISEN SUUNNITTELUUN VAIHEET	11
2.1	Yleistä	11
2.2	Suunnittelun dokumentointi	11
2.3	Geotekninen suunnittelu yleissuunnitelmassa	12
2.3.1	Ohjeet	12
2.3.2	Yleissuunnitelman sisältö	13
2.3.3	Geoteknisen suunnittelun tavoitteet ja tehtävät	13
2.3.4	Tulostus	14
2.4	Geotekninen suunnittelu tiesuunnitelmassa	14
2.4.1	Ohjeet	14
2.4.2	Tiesuunnitelman sisältö	14
2.4.3	Geoteknisen suunnittelun tavoitteet ja tehtävät	15
2.4.4	Tulosteet	16
2.4.5	Kokonaisvastuulla hankittavaa urakkaa varten laadittu tiesuunnitelma	18
2.5	Geotekninen suunnittelu rakennussuunnitelmassa	18
2.5.1	Ohjeet	18
2.5.2	Rakennussuunnitelman sisältö	18
2.5.3	Geoteknisen suunnittelun tavoitteet ja tehtävät	19
2.5.4	Tulosteet	19
2.6	Geotekninen suunnittelu rakennusvaiheessa	20
2.7	Geotekninen suunnittelu sillansuunnittelussa	20
2.7.1	Ohjeet	20
2.7.2	Sisältö, tehtävät ja tulosteet	21
3	POHJARAKENTEIDEN VERTAILUPERUSTEET	24
4	MITOITUSMENETELMÄT	25
4.1	Laskelmiin perustuva mitoitus	25
4.2	Koekuormitukset ja mallikokeet	25
4.3	Seurantamenetelmä	25
4.4	Ohjeisiin ja standardeihin perustuva suunnittelu	26
5	MAAKERROSTEN JA PENGERMATERIAALIEN GEOTEKNISET OMINAISUUDET	27
5.1	Maan ja murskaustuotteiden geoteknisten ominaisuuksien määrittäminen	27
5.2	Luokitusominaisuudet	27
5.3	Lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien määrittäminen	28

5.3.1	Savi, savinen siltti ja lieju	28
5.3.2	Siltti ja hiekka	29
5.3.3	Sora, moreenit ja murskaustuotteet	30
5.3.4	Louhe	31
5.3.5	Turpeet	31
5.4	Koetulosten tulkinta	32
5.4.1	Moduuliarvojen määrittäminen	32
5.4.2	Painumakokeet	33
5.4.3	Lujuusominaisuuksien määrittäminen	34
5.4.4	Maakerroksen ominaisarvon määrittäminen	35
5.5	Maan ominaisuudet dynaamisessa ja syklisessä kuormituksessa	36
5.6	Routimisominaisuudet	37
6	RAKENNUSMATERIAALIEN OMINAISUUDET GEOTEKNISESSÄ SUUNNITTELUSSA	38
7	ULKOISET KUORMAT	39
7.1	Noudatettavat ohjeet	39
7.2	Maarakenteisiin, maaleikkauksiin sekä pohjarakenteisiin kohdistuvat kuormat	39
7.2.1	Liikennekuorma maarakenteille	39
7.2.2	Liikennekuorma maassa oleville pohjarakenteille	40
7.2.3	Työkonekuormat	41
7.2.4	Rakenteista maalle tuleva kuormitus	41
7.2.5	Maanpaine	41
7.2.6	Maanpaine	41
7.2.7	Vedenpaine	42
7.2.8	Huokosveden ylipaine	42
7.2.9	Tärinä	43
7.2.10	Kuormien yhdistäminen	44
7.3	Varusteisiin ja laitteisiin kohdistuvat ulkoiset kuormat	44
8	TIEN POHJA- JA PÄÄLLYSRAKENTEIDEN SUUNNITTELUKRITEERIT	45
8.1	Alueellinen vakavuus	45
8.2	Tiepenkereen vakavuus	46
8.3	Tieleikkauksen vakavuus	47
8.4	Tiepenkereen painumat	49
8.5	Kaivannot	52
8.6	Kuivatusrakenteet ja muut tien varusteet	53
8.7	Rakenneosien kestävyys	53
8.7.1	Rakenteiden tekninen käyttöikä	53
8.7.2	Rakenteen teknisen käyttöiän määrittely	53

8.7.3	Rakennusosien pitkäaikaiskestävyys	53
8.8	Routatekninen mitoitus	53
9	TIEN YMPÄRISTÖGEOTEKNISET SUUNNITTELUPERUSTEET	54
9.1	Pohjavesisuhteiden hallinta	54
9.1.1	Pohjatutkimukset ja pohjavesisuhteiden määrittäminen	54
9.1.2	Pohjaveden alentaminen	55
9.1.3	Pohjaveden alennussuunnitelma	56
9.1.4	Pohjaveden suojaus	57
9.2	Tärinä ja melu	57
10	KIRJALLISUUTTA	58
11	LIITTEET	61

1 GEOTEKNISEN SUUNNITTELUN OHJEET JA SUUNNITTELIJAN TEHTÄVÄT

Tarkoitus

Tässä julkaisussa esitetään yleiset vaatimukset teiden pohjarakenteiden ja pohjavahvistusten arvioinnille ja suunnittelulle. Pohjarakenne on maahan kosketuksissa oleva rakenne, jonka rakennemateriaalit täyttävät eurooppalaisten standardien rakennemateriaalien vaatimukset. Pohjanvahvistaminen on maanvahvistamista ja pohjanvahvistus mitoitetaan kuten maarakenteet. Pohjanvahvistusmenetelmiä ovat:

- syvätiivistys
- esikonsolidointi yleensä ylikuormituksen tai pystyjojen avulla
- injektointi
- stabilointi
- maan lujitteet

Siltojen pohjarakenteiden yksityiskohtaiset suunnitteluperusteet on esitetty julkaisussa Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa (TIEL 2172068-99). Tien päällysrakenteet mitoitetaan Tiehallinnon liikenne- ja tieteknisten ohjeiden mukaisesti.

Soveltamisalue

Tätä ohjetta noudatetaan sekä yleisten teiden rakenteiden että niihin liittyvien työnaikaisten rakenteiden suunnittelussa ellei hankekohtaisesti muuta sovita.

Asema ohjeistuksessa

Suomen rakentamismääräyskokoelmassa osassa B3 on annettu määräykset rakennuspohjan laadun selvittämisestä, pohjarakennussuunnitelmasta ja pohjarakennustöiden suorituksesta. Lisäksi vuonna 1996 Ympäristöministeriö on hyväksynyt geoteknisessä suunnittelussa sovellettavaksi Eurocode 7:n esistandardin SFS-ENV1997-1 Eurocode: Geotekninen suunnittelu, Osa 1: Yleiset säännöt ja sen kanssa sovellettavaksi kansallisen soveltamisasiakirjan (NAD).

Suomen Rakennusinsinöörien liitto on julkaissut RIL 121-1988 Pohjarakennusohjeet, jota noudatetaan talonrakennuksen pohjarakennussuunnittelussa ja -töissä. Ohjeessa on esitetty suosituksia, jotka edustavat hyvää pohjarakennustapaa. Tiehallinto on täydentänyt näitä ohjeita siltojen pohjarakenteiden osalta julkaisulla Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa (TIEL 2172068-99). Julkaisua sovelletaan myös muissa teialueelle tehtävissä betoni- ja teräsrakenteissa, kuten paalulaatoissa, tukimuureissa ja tukiseinissä.

Tiehallinnolle tehtävien suunnitelmien sisällön, esitystavan ja rakenteiden yksityiskohtien suunnittelun suhteen noudatetaan kulloinkin voimassa olevaa tai hankekohtaisesti määritettyä ohjetta. Internet-osoite, jossa Tiehallinnon tie- ja liikennetekniikkaa ja siltatekniikkaa koskevat voimassa olevat ohjeet on lueteltu, esitetään liitteessä 1.

Tiehallinnon kaikkia voimassa olevia ohjeita noudatetaan, mikäli tilaajan kanssa ei ole toisin sovittu. Tiehallinnon ohjeet julkaisee vuonna 2001 ja sen jälkeen Tiehallinto. Ennen vuotta 2001 Tiehallinnon ohjeet on julkaissut Tielaitos.

Mikäli rakenteen suunnittelussa halutaan soveltaa vaihtoehtoisesti Pohjarakennusohjeeseen tai eurocodeihin perustuvaa mitoitusta, on välttämätöntä, että samaa järjestelmää sovelletaan koko rakenteeseen sekä kuormitusten että kapasiteetin määrittämiseen. Eurocodeihin perustuvaa mitoitusta voidaan käyttää siltojen suunnittelussa vain jos näin on tilaajan kanssa etukäteen sovittu.

Ohjeiden ja määräysten pätemisjärjestys

Suunnitelmaa laadittaessa on huomioitava, että suunnittelu- ja rakentamishankkeissa ohjeiden ja määräysten pätemisjärjestys on seuraava:

1. Tiehallinnon hyväksymät hankekohtaiset tuotevaatimukset (suunnittelu- perusteet ja laatuvaatimukset) sekä luettelo hankekohtaisesti noudatettavista ohjeista
2. Tiehallinnon pohjarakentamista koskevat ohjeet, liikenne- ja tietekniset ohjeet sekä sillansuunnitteluohjeet.
3. RIL 121-1988 Pohjarakennusohjeet tai ENV 1997-1 ja kansallinen soveltamisasiakirja NAD.

Geoteknisen suunnittelijan tehtävät

Tien- tai sillan suunnittelutoimeksiannossa nimetty pääsuunnittelija tai projektipäällikkö vastaa projektista ja projektiin nimettyjen suunnittelijoiden yhteistoiminnasta.

Teiden pohjarakenteiden geoteknisestä mitoituksesta ja pohjanvahvistusten suunnittelusta vastaa suunnittelutoimeksiannossa nimetty geotekninen suunnittelija.

2 GEOTEKNISEN SUUNNITTELEUN VAIHEET

2.1 Yleistä

Pohjanvahvistusten ja pohjarakenteiden suunnittelu liittyy laajempaan suunnittelutehtävään, joka voi olla yleissuunnittelua, tiesuunnittelua tai rakennussuunnittelua.

Rakenteet suunnitellaan tienpidon kannalta mahdollisimman edullisiksi kuitenkin siten, että asetetut vaatimukset tien palvelutasolle ja aiheutuville ympäristövaikutuksille täyttyvät koko käyttöiän.

Rakennussuunnittelun tulee olla niin yksityiskohtaista, että suunnitellut rakenteet voidaan toteuttaa. Mikäli rakennussuunnitelman laatiminen kuuluu rakennusurakkaan, on tämä otettava huomioon tiesuunnitelman laatimisessa ohjeen ”Tiesuunnitelma, sisältö ja esitystapa, TIEL 2110004-99” mukaisesti.

Yleis- ja tiesuunnitteluvaiheessa suunnittelun tarkkuus on valittava sellaiseksi, että näissä suunnitteluvaiheissa laaditut arviot kustannuksista, ympäristövaikutuksista ja tiealueen tarpeesta ovat realistisia ja oleellisilta osiltaan pitävät myöhemmissä suunnitteluvaiheissa.

2.2 Suunnittelun dokumentointi

Tiehallinnon hankkeissa toteutuu yleensä vaiheittain etenevä ja tarkentuva suunnittelu, jolloin on välttämätöntä huolehtia kunkin vaiheen dokumentoinnista. Tulosten tulee olla tarkistettavissa ja hyödynnettävissä riippumatta missä vaiheessa ja kenen palveluksessa työ on tehty.

Geoteknisen suunnittelun tulee perustua laadultaan hyviin ja määrältään riittäviin kenttä- ja laboratoriotutkimuksiin.

Koska näitä suunnittelun lähtötietoja tuotetaan yhdessä projektissa usean eri organisaation toimesta, tulee myös näiden tulosten dokumentointi ja laatu-vastuu selkeästi osoittaa alla esitettyä raportointimenettelyä noudattaen.

Pohjatutkimukset

Pohjatutkimukset suorittava organisaatio raportoi *Pohjatutkimusraporttina* suunnittelijalle luovuttamansa tutkimustulokset :

- tutkimuksen suorittajat, käytetyt menetelmät ja kalusto
- tarkistettut mittauspöytäkirjat ja piirretyt tulosteet (kairausten tarkistusdiagrammit)
- laadunvarmistusdokumentit

Laboratoriotutkimukset

Laboratoriotutkimukset suorittava organisaatio raportoi Laboratoriotutkimusraporttina suunnittelijalle luovuttamansa tutkimustulokset:

- tutkimuksen suorittajat, käytetyt menetelmät ja kalusto
- tarkistetut mittauspöytäkirjat ja piirretyt tulosteet
- laadunvarmistusdokumentit

Geotekninen suunnittelu

Kaikissa suunnitteluvaiheissa mitoituslaskelmat laaditaan, tulostetaan ja arkistoidaan ohjeen Geotekniset laskelmat TIEL 2180002 mukaisesti. Koska geoteknisessä suunnittelussa merkittävä osa suunnittelutehtävistä ratkaistaan ilman varsinaisia laskelmia, tulee kaikki tarkastelut suunnitteluperusteineen kirjata osaksi *Geoteknistä suunnitteluraporttia*.

Suunnittelun lopputuloksena laaditaan *Pohjarakennussuunnitelma*, joka sisältää:

- Työselitykset, laatuvaatimukset tai esityksen perustamistavasta
- Piirustukset pohjarakenteista ja pohjatutkimustuloksista. Piirustusten osalta noudatetaan ohjetta: Pohjarakennussuunnitelmat, Esitystapa TIEL 703435.

Pohjarakennussuunnitelma tulostetaan normaalisti osana laajempaa suunnitelmaa kuten seuraavissa kappaleissa esitetään.

2.3 Geotekninen suunnittelu yleissuunnitelmassa

2.3.1 Ohjeet

Yleissuunnitelman sisältö on määritetty ohjeella Yleissuunnitelma, sisältö ja esitystapa TIEL 2110005.

Sisällön yksityiskohtaisia ohjeita on määritetty lisäksi ohjeissa Tie- ja vesirakennushallitus, Teiden suunnittelu I – IX.

Yleissuunnitelmavaiheen pohjatutkimuksille ei ole erillistä ohjetta, vaan pohjatutkimusten osalta sovelletaan julkaisuja:

- Tieleikkausten pohjatutkimukset, Geotekniikan informaatiojulkaisuja TIEL 32000354
- Teiden pehmeikkötutkimukset, Geotekniikan informaatiojulkaisuja TIEL 32000520
- Siltojen pohjatutkimukset, Geotekniikan informaatiojulkaisuja TIEL 32000537

Tilaaajan ja suunnittelijoiden tehtävät on kuvattu yksityiskohtaisimmin julkaisuissa Tiensuunnittelun toimintaohjeet TIEL1000013.

Toimenpide- ja tarveselvityksissä sovelletaan tätä ohjetta geotekniikan osalta tarpeellisessa laajuudessa.

2.3.2 Yleissuunnitelman sisältö

Yleissuunnitelma laaditaan kulloinkin tarkoituksenmukaisella tarkkuudella. Esitettävien ratkaisujen tulee olla toteuttamiskelpoisia teknisesti ja taloudellisesti.

Ratkaisut, jotka ovat jatkosuunnittelun ja hankkeen toteutuksen kannalta sitovia, suunnitellaan niin yksityiskohtaisesti, että niiden tekninen toteuttamiskelpoisuus, kustannukset ja ympäristövaikutukset hallitaan.

2.3.3 Geoteknisen suunnittelun tavoitteet ja tehtävät

1. Pohjanvahvistusratkaisu valitaan vaihtoehtovertailun perusteella.
2. Valittujen teknisten ratkaisujen tulee olla toteuttamiskelpoisia.
3. Merkittävät pohjanvahvistukset ja pohjarakenteet suunnitellaan alustavasti.

Toteuttamiskelpoisuus varmistetaan käyttämällä riittävän luotettavia tietoja rakennuspaikasta ja pohjasuhteista.

Kustannusarvion on perustuttava määritettyihin massoihin. Massat määritetään mitoitetuille ja dokumentoiduille rakenteille ja rakennusosille, jotka on suunniteltu pohjasuhteet huomioiden.

Rakennuskustannusten on oltava niin tarkasti määritetty, että kustannukset eivät merkittävästi nouse jatkosuunnittelussa.

Ohjeellisesti seutu- ja yleiskaava-alueilla määritetään tielinjalle maastokäytävä niin, että tielinjan sijainti voidaan määritetään +/-50 metrin tarkkuudella. Asemakaavoitetulla alueella linjan sijainti määritetään +/-2 metrin tarkkuudella.

Yleissuunnitelmassa hankkeen ympäristövaikutukset kuvataan. Geoteknisessä suunnittelussa tulee tarkastella rakentamisen ja pohjanvahvistusten vaikutukset:

- pohjavesisuhteiden hallintaan
- pohjaveden suojaukseen
- tien lähialueen maankäyttöön
- tärinään
- maiseman muotoiluun

Ratkaisut, jotka ovat jatkosuunnittelun ja hankkeen toteutuksen kannalta sitovia suunnitellaan riittävän yksityiskohtaisesti.

2.3.4 Tulostus

Kaikki tehdyt selvitykset raportoidaan kirjallisesti. Lähtötiedot ja vaihtoehtoselvitykset liitetään työkansioihin. Varsinaiset selvitykset raportoidaan osana *Teknistä suunnitelmaa* ja lisäksi niiden keskeisimmät tulokset tiivistettynä *Suunnitelmaselostuksessa*.

Pohjanvahvistukset ja pohjarakenteet osoitetaan tien pituusleikkauksessa viitteellisenä.

Mitoitetut rakenteet ja rakennusosat tulostetaan osaksi *Teknistä suunnitelmaa*.

Pohjatutkimukset, laboratoriotutkimukset ja geotekninen suunnittelutyö dokumentoidaan kohdan 2.2 mukaisesti.

2.4 Geotekninen suunnittelu tiesuunnitelmassa

2.4.1 Ohjeet

Tiesuunnitelman sisältö on määritetty ohjeella Tiesuunnitelma, sisältö ja esitystapa, TIEL 2110004-99.

Sisällön yksityiskohtaisia ohjeita määritetty lisäksi ohjeissa Tie- ja vesirakennushallitus, Teiden suunnittelu I - IX .

Pohjatutkimusten laajuus on määritetty ohjeella Tiesuunnitelman pohjatutkimukset TIEL 2180003.

Tilaajan ja suunnittelijoiden tehtävät on kuvattu yksityiskohtaisimmin julkaisussa Tiesuunnittelun toimintaohjeet TIEL 1000013.

2.4.2 Tiesuunnitelman sisältö

Tiesuunnitelma määrittelee hankkeen yksityiskohtaisesti. Hyväksytyllä lainvoimaisella tiesuunnitelmalla voidaan tiealue ottaa haltuun, antaa tiepäätös ja ryhtyä töihin. /Tiesuunnitelma, sisältö ja esitystapa, TIEL 2110004-99/.

Tiesuunnitelman keskeisenä vaatimuksena on, että siinä määritetään

- tiealueen rajat
- suunnitelman vaikutukset ympäristöön
- pohjaveden suojaus
- maastonmuotoilu
- kustannusarvio: rakennuskustannukset ja muut kustannukset

Jotta tiealue, tien rakentamisesta aiheutuvat kustannukset ja tien ympäristövaikutukset voidaan määrittää, suunnitelmaa varten on selvitettävä ja dokumentoitava maankäyttö, tarvittavat tie- ja liikennejärjestelyt sekä maanpinnan muodot ja pohja-olosuhteet. Näiden perusteella suunnitellaan:

- teiden linjaukset ja tasaukset
- liikennetekniset poikkileikkaukset
- sillat
- pohjanvahvistusten ja pohjarakenteiden sekä tien rakenteiden vaatimalla, esimerkiksi kevennysleikkaukset

Teknisten ratkaisujen ja kustannusarvion laatiminen edellyttävät kaikkien rakenteiden yksityiskohtaista suunnittelua, massojen määrittämistä ja kustannusten arviointia. Kuitenkin yksityiskohdat, jotka eivät vaikuta tiealueen leveyteen, tien rakentamisesta aiheutuviin kustannuksiin tai tien ympäristövaikutusten määrittämiseen voidaan tehdä myöhemmin rakennussuunnittelun yhteydessä.

2.4.3 Geoteknisen suunnittelun tavoitteet ja tehtävät

Massamäärät ja kustannusarvio

Suunnittelu ja pohjatutkimukset tehdään niin yksityiskohtaisesti, että massamäärät voidaan laskea valitulla linjauksella ja tasauksella +10%/-10% tarkkuudella.

Pohjarakenteiden rakennuskustannukset tulee voida arvioida +15%/-15% tarkkuudella.

Edustavat pohjatutkimukset, kaikki suunnitellut pohjanvahvistukset ja pohjarakenteet sekä niiden massamäärät merkitään pituusleikkauksiin. Rakennuskustannukset lasketaan käyttäen näitä massamääriä ja mahdollisimman luotettavia yksikköhintoja. Yksityiskohtainen kustannusarvio sisällytetään osaan E (suunnitteluaineisto).

Geoteknisen suunnittelun tehtävät

Tiealueen ja sille suunniteltujen rakenteiden vakavuus tarkistetaan ja osoitetaan vakavuuden kannalta kriittiset kohdat. Tarkastelut dokumentoidaan osaan E (suunnitteluaineisto).

Pohjanvahvistuksen tai pohjarakenteen valinnan on perustuttava edustavissa poikkileikkauksissa tai vastaavissa tehtyihin alustaviin mitoituksiin ja niiden perusteella tehtyyn kustannusvertailuun.

Valitut pohjanvahvistukset ja pohjarakenteet perustuvat mitoitettuihin poikkileikkauksiin ja rakennusosiin. Mitoitusta varten on oltava käytettävissä riittävät tiedot pohjasuhteista tarkasteltavien poikkileikkausten (vast.) valitsemiseksi ja luotettavan mitoituksen suorittamiseksi ko kohdalta.

Mitoitetut poikkileikkaukset ja rakennusosat tulostetaan tiesuunnitelman osaan C 13 Pohjarakenteet tai tien poikkileikkauksiin, mikäli ne liitetään osaan C.

Kaikki pohjanvahvistukset ja pohjarakenteet osoitetaan tien pituusleikkauksessa ja viitteellisenä tien poikkileikkauksissa.

Rakenteita suunniteltaessa ja erityisesti tiealuetta määritettäessä huomioidaan: "Tiesuunnitelman ei saa tarpeettomasti sitoa jatkosuunnittelussa ja hankkeen toteutuksessa tieteknistien ratkaisujen tekemistä ja näin rakennuskustannusten kannalta edullisimpien ratkaisujen käyttämistä. Tiesuunnitelman on kuitenkin asetettava rakennussuunnittelulle vähimmäislaatuvaatimukset. /Tiesuunnitelma, sisältö ja esitystapa, TIEL 2110004-99/.

Ympäristövaikutukset määritetään niin yksityiskohtaisesti, että tarvittavat toimenpiteet voidaan suunnitella sekä määrittää hankekohtaiset vaatimukset. Geoteknisessä suunnittelussa tulee tarkastella rakentamisen vaikutukset:

- pohjavesisuhteiden hallinnan,
- pohjaveden suojauksen,
- tien lähialueen maankäyttöön,
- tärinän ja
- maiseman muotoilun suhteen.

2.4.4 Tulosteet

Geotekninen suunnittelu tulostetaan osana tiesuunnitelman tulosteita. Pohjanvahvistus- ja pohjarakenteita osoittavat merkinnät lisätään tai liitetään piirustuksiin ja selostusdokumentteihin ohjeen Tiesuunnitelma, sisältö ja esitystapa, TIEL 2110004-99 mukaisesti.

Geotekninen suunnittelu vaikuttaa seuraavien osien sisältöön:

A Yleiset asiakirjat

- Tiesuunnitelmaselostus

B Kustannusarvio ja kustannusjako

- Yhteenvedo ja tiekohtainen kustannusarvio

C Piirustukset

- Päätien suunnitelmat, muut yleiset ja yksityiset tiet sekä rautatiet
 - suunnitelmakartta
 - pituusleikkaukset
 - poikkileikkaukset
- Siltasuunnitelma
- Kuivatus, uomat ja pohjavesisuojaukset
- Muiden omistamien rakenteiden siirrot ja suojaukset
- Varusteet
- Pohjarakenteet
- Massatalous

D Suunnittelua, rakentamista ja rakenteita koskevat vaatimukset

- Hankekohtaiset vaatimukset
- Turvallisuusasiakirja

E Suunnitteluaineisto

- Suunnitteluperusteet ja geotekniset tarkastelut

Pohjatutkimukset, laboratoriotutkimukset ja geotekninen suunnittelutyö dokumentoidaan kohdan 2.2 mukaisesti.

- Pohjatutkimusraportti
- Laboratoriotutkimusraportti
- Geotekninen suunnitteluraportti:
 - Suunnitteluperusteet
 - Valitut ratkaisut ja niiden perustelut sekä tie- että siltarakenteiden osalta
 - Selvitykset ympäristövaikutusten arvioimiseksi tehdyistä tutkimuksista
 - Pohjanvahvistusten ja pohjarakenteiden vaihtoehtojen mitoitus ja kustannusvertailu

Raportit liitetään osaan E (suunnitteluaineisto).

2.4.5 Kokonaisvastuulla hankittavaa urakkaa varten laadittu tiesuunnitelma

Jos tiehankkeen rakentaminen toteutetaan tilauksella, johon sisältyy rakennussuunnittelu, on tiesuunnitelma tehtävä yksityiskohtaisemmin kuin luvuissa 2.4.1 - 2.4.4 on esitetty. Laajennetun tiesuunnitelman perusteella tarjouksen tekijän tulee voida arvioida olosuhteet sekä suunnittelu- ja rakentamiskustannukset riittävän luotettavasti. Pohjatutkimukset on tehtävä niin laajoina, että tarjoaja voi arvioida myös tiesuunnitelmassa esitetystä poikkeavia vaihtoehtoisia pohjarakennus- ja pohjanvahvistusratkaisuja. Vain pohjarakennus- ja pohjanvahvistusmenetelmiin liittyvät yksityiskohtaiset tutkimukset tehdään välittömästi rakentamista edeltävän suunnittelun yhteydessä.

2.5 Geotekninen suunnittelu rakennussuunnitelmassa

2.5.1 Ohjeet

Rakennussuunnitelman sisältö on määritetty ohjeella Tie- ja vesirakennushallitus, Teiden suunnittelu I - IX.

Rakennussuunnitelmavaiheen pohjatutkimuksissa sovelletaan julkaisuja:

- Tieleikkausten pohjatutkimukset, Geotekniikan informaatiojulkaisu TIEL 32000354
- Teiden pehmeikkötutkimukset, Geotekniikan informaatiojulkaisu TIEL 32000520
- Siltojen pohjatutkimukset, Geotekniikan informaatiojulkaisu TIEL 32000537

Tilaajan ja suunnittelijoiden tehtävät on kuvattu yksityiskohtaisimmin ohjeessa Tiensuunnittelun toimintaohjeet TIEL1000013.

2.5.2 Rakennussuunnitelman sisältö

Rakennussuunnitelmalla määritetään rakennettavan kohteen lopputulos. Geoteknisen suunnittelun kannalta rakennussuunnitelman keskeiset sisällön vaatimukset ovat:

- rakennussuunnitelmassa osoitetaan työssä tarvittavat mitat
- rakennussuunnitelmassa selvitetään käytettävät rakennusaineet
- asetetaan rakennusaineille ja työlle laatuvaatimukset
- silloista laaditaan rakennussuunnitelmat
- laaditaan kustannusarvio

Rakennussuunnitelma on työsuunnittelun perusasiakirja.

2.5.3 Geoteknisen suunnittelun tavoitteet ja tehtävät

Suunnitelma-asiakirjojen avulla laadittavan rakennuskustannusarvion tulee olla luotettava. Arvion on tällöin perustuttava yksityiskohtaisesti mitoitettujen rakenteiden pohjalta tehtyyn kustannuslaskentaan.

Rakentamista, rakentamisen aikaista ja korjaussuunnittelua varten tarkistetaan, että:

- Tiealueen ja tiealueelle suunniteltujen rakenteiden vakavuus on riittävä.
- Pohjanvahvistukset ja pohjarakenteet perustuvat edustavien poikkileikkausten tai rakennusosien yksityiskohtaiseen mitoitukseen.
- Kaikki pohjanvahvistukset ja pohjarakenteet osoitetaan tien pituusleikkauksessa ja poikkileikkauksissa.

Ympäristövaikutusten hallintaan tarvittavat rakenteet suunnitellaan ja laaditaan niiden rakennustöiden laatuvaatimukset tai työselitys. Lisäksi suunnitellaan tarvittavat seurantamittaukset ja katselmukset.

2.5.4 Tulosteet

Geotekninen suunnittelu tulostetaan osana rakennussuunnitelmaa noudattaen ohjetta Tie- ja vesirakennushallitus, Teiden suunnittelu I – IX.

Pohjatutkimukset, laboratoriotutkimukset ja geotekninen suunnittelutyö dokumentoidaan kohdan 2.2 mukaisesti:

- Pohjatutkimusraportti
- Laboratoriotutkimusraportti
- Geotekninen suunnitteluraportti:
- Valitut ratkaisut ja niiden perustelut sekä tie- että siltarakenteiden osalta
- Selvitykset ympäristövaikutusten arvioimiseksi tehdyistä tutkimuksista
- Pohjanvahvistusten ja pohjarakenteiden vaihtoehtojen mitoitus ja kustannusvertailu

Työkohtainen työselitys

Työkohtaiseen työselitykseen ja/tai laatuvaatimukseen kirjataan vain ne vaatimukset, jotka poikkeavat Tienrakennustöiden yleisistä laatuvaatimuksista ja työselityksestä (TYLT) tai jos jotain kohtaa halutaan erityisesti painottaa.

Työkohtaisessa työselityksessä esitetään lisäksi vaatimukset urakoitsijalta edellytettävien työsuunnitelmien sisällölle sekä niitä koskevat rajaukset.

Urakkaohjelman työkohtainen osa

Geoteknisessä suunnitteluraportissa esitetään kohdat, jotka urakkatarjousta pyydettyä ja urakkasopimusta tehtäessä on huomioitava. Yleensä nämä kohdat liittyvät yksityiskohtiin, joita ei ole voitu suunnitella tai suunnitelman teettäjä ei ole pitänyt tarpeellisena suunnitella yksityiskohtaisesti.

Rakennussuunnitelmaselostus ja suunnitelman osat

Pohjarakenteet ja pohjanvahvistukset esitetään suunnitelmapiirustuksissa. Erityisiä pohjarakennuspiirustuksia laaditaan silloin, kun asioita ei voida esittää muissa piirustuksissa riittävän tarkasti.

2.6 Geotekninen suunnittelu rakennusvaiheessa

Suunnittelun yksityiskohtaisuus vastaa rakennussuunnitelmaa.

Mahdolliset tehtävät liittyvät yleensä:

- suunnitelmamuutoksiin
- rakentajan vaihtoehtoratkaisuihin
- paalujen koekuormitukseen
- värinävaikutuksiin
- pohjaveden hallintaan
- työaikaisten rakenteiden suunnitteluun (kaivantosuunnittelu, varatie- ja väistöraidesuunnitelmat)

2.7 Geotekninen suunnittelu sillansuunnittelussa

Siltoihin liittyvän geoteknisen suunnittelun perusteet sisältyvät siltateknisiin ohjeisiin. Tässä ohjeessa esitetään ainoastaan sillansuunnittelun liittyminen muuhun tiehankkeen suunnitteluun.

Pohjatutkimukset, laboratoriotutkimukset ja geotekninen suunnittelutyö dokumentoidaan kohdan 2.2 mukaisesti kussakin suunnitteluvaiheessa.

2.7.1 Ohjeet

- Sillan suunnittelun lähtötiedot (korvaa ohjeen Siltapaikka-asiakirjat 4.12.1979/Sss-478 TVH 722054)
- Siltojen suunnitelmat TIEL 2172067-2000
- Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa TIEL 2172068-99
- Siltojen pohjatutkimukset, Geotekniikan informaatiojulkaisuja TIEL 32000537

2.7.2 Sisältö, tehtävät ja tulosteet

Esisuunnittelu

Esisuunnittelu liittyy suuriin hankkeisiin, joissa on erilaisia periaateratkaisuja ja liikenneväylävaihtoehtoja. Esisuunnittelua ei yleensä tarvita, jos sillan paikka on määrätty ja siltatyypin on tavanomainen.

Esisuunnittelun tavoitteena on lähtökohtien aikaansaaminen sillan yleissuunnittelua varten ja sen keskeisenä osana on eri väylien linjausvaihtoehtojen kannattavuuden selvittäminen.

Olemassa olevaa pohjatutkimustietoa ja tarvittaessa ensimmäisiä alustavia pohjatutkimuksia käyttäen arvioidaan eri vaihtojen perustamisratkaisuja ja niistä aiheutuvia rakentamiskustannuksia ja ympäristövaikutuksia.

Esisuunnitelman raporttiin liitetään alustava kuvaus siltapaikan tai -paikkojen perustamisolosuhteista ja niiden vaikutuksesta sillan rakentamiskustannuksiin sekä esitetään arvio pohjarakentamisesta aiheutuvista ympäristövaikutuksista.

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

Yleissuunnittelu

Yleissuunnittelussa laaditaan siltapaikalle sopivia vaihtoehtoja. Tarvittaessa tarkistetaan tien linjausta ja tasausta edullisimman siltaratkaisun löytämiseksi. Sen kuluessa määritetään sillan rakentamisen vaikutus luontoon ja ympäristöön.

Alustavien pohjatutkimusten tulosten pohjalta määritetään siltavaihtoehdoille alustavat toteuttamiskelpoiset perustamisratkaisut ottaen huomioon myös tulopenkereiden vaikutukset ratkaisuihin ja kustannuksiin.

Alustavissa pääpiirustuksissa esitetään alustavat perustamisratkaisut. Siltapaikan tai paikkojen pohjaolosuhteet ja ympäristövaikutukset kuvataan osana suunnitelmaselostusta.

Siltasuunnitelma

Siltasuunnitelman laatiminen on tiehankkeen tiesuunnitelman laatimiseen liittyvä suunnitteluvaihe. Tavoitteena on kuvata silta tiesuunnitelman käsittelyn ja vesioikeuden luvan hakemisen edellyttämässä laajuudessa. Siltasuunnitelma määrittelee sillan sillä tarkkuudella, että sen pohjalta voidaan tehdä rakennussuunnitelma.

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 vesilain mukaista käsittelyä varten selvitetään:

- kaikki rakentamistoimenpiteet, jotka vaikuttavat pysyvästi tai rakentamisen aikana vesistöön tai pohjaveteen
- sillan ja penkereen vaihtoehtoiset perustamistavat. Vesilainmukaisessa ympäristölupavirastolle lähetettävässä lupahakemuksessa voidaan esittää vain yksi ratkaisu. Myöhemmät suunnitelman muutokset voivat johtaa uuteen lupakäsittelyyn

Tulosteet:

- Perustamistavat ja pohjanvahvistukset esitetään sillan pääpiirustuksessa ja pohjatutkimuspiirustuksissa
- Geoteknisessä suunnitteluraportissa esitetään lisäksi tiedot, jotka silta-suunnittelija tarvitsee laatiakseen perustusten ja pohjarakennustöiden:
- Siltakohtaiset tuotevaatimukset
- Toteutustapaehdotuksen
- Määräluettelon
- Kustannusarvion

Mikäli siltasuunnitelmaa käytetään KVV-kyselyn suunnitelma-asiakirjana, siltapaikalla tehdään sillan alustavan rakennussuunnitelman tasoiset pohjatutkimukset.

Rakennussuunnitelma

Silta rakennetaan rakennussuunnitelman mukaan. Suunnitelmassa esitetään sillan mitat, rakenteet ja rakennusaineet sekä määritetään valmiin rakenteen laatuvaatimukset.

Sillan rakennussuunnitelma tehdään tavanomaisissa kohteissa yhtenä suunnitteluvaiheena.

Suunnittelutehtävät ja yksityiskohtaisuus vastaavat tien rakennussuunnitelmaa.

Siltapaikalla tehdään yksityiskohtaiset pohjatutkimukset.

Siltasuunnitelmassa esitetyt perustamistavat tarkistetaan ja tehdään:

- kaikille perustoille yksityiskohtainen mitoitus
- tulopenkereiden pohjarakenteiden yksityiskohtainen mitoitus

Laadittavat tulosteet

- Siltakohtaiset laatuvaatimukset tai työselitykset
- Pohjatutkimus- ja geotekniset piirustukset
- Geoteknisessä suunnitteluraportissa esitetään lisäksi tarvittavat tiedot sillan massa- ja kustannuslaskentaa varten

Pohjatutkimus- ja geoteknisissä piirustuksissa esitetään pohjasuhteet ja pohjarakenteet niin yksityiskohtaisesti, että niiden perusteella ratkaisujen toteuttamiskelpoisuus on luotettavasti arvioitavissa ja massojen määritys voidaan tehdä yhdessä rakennuspiirustusten kanssa.

Yleensä suurissa siltahankkeissa rakennussuunnittelu jakautuu kahteen osavaiheeseen:

- Alustava rakennussuunnitelma
- Lopullinen rakennussuunnitelma

Alustavaa rakennussuunnitelmaa käytetään tällöin urakkatarjoustien pohjana.

Alustavassa rakennussuunnitelmassa esitetään rakenneratkaisut, aine-
menekit ja toteutustapa niin, että sillalle asetettavat laatuvaatimukset voidaan yksityiskohtaisesti määrittää.

Geotekninen suunnittelu tehdään kokonaan alustavan rakennussuunnittelun aikana, mutta sitä tarkennetaan lopullisen rakennussuunnittelun aikana.

Lopullinen rakennussuunnitelma

Geoteknistä suunnittelua tarkennetaan lopullisen rakennussuunnittelun aikana, mikäli pohjarakenteiden suunnitteluperusteina olevat alustavan rakennussuunnitelman tiedot muuttuvat.

Suunnitelmatulosteet ja suunnittelun dokumentit päivitetään.

3 POHJARAKENTEIDEN VERTAILUPERUSTEET

Asetetut laatuvaatimukset täyttävistä vaihtoehtoisista pohjarakenteita verrataan toisiinsa niiden rakentamiskustannusten avulla. Rakentamiskustannukset lasketaan ilman yleiskustannuksia ja arvonlisäveroa. Rakentamiskustannusten arvioinnissa voidaan hyödyntää julkaisua Pohjanvahvistusmenetelmän valinta, TIEL 32000446.

Yksikköhintatiedot tarkistetaan paikallisia olosuhteita ja kustannustasoa vastaaviksi.

Tierakenteiden elinkaarikustannukset huomioidaan tilaajan hyväksymällä tavalla.

Elinkaarikustannusten arvioinnissa voidaan hyödyntää julkaisua Maarakentamisen elinkaariarviointi, VTT Tiedotteita nro 1962, Espoo 1999.

4 MITOITUSMENETELMÄT

4.1 Laskelmiin perustuva mitoitus

Geoteknisen mitoituksen tulee ensisijaisesti perustua laskelmiin. Ellei ole olemassa laskentamallia, joka kuvaa maan ja rakenteen käyttäytymistä tarkasteltavassa rajatilassa, tulee mitoituksessa käyttää ohjeissa ja standardeissa esitettyjä määräyksiä. Mitoitus tehdään ensisijaisesti rajatilamenetelmällä. Mitoituksessa noudatetaan Tiehallinnon ohjeissa esitettyjä periaatteita ja kertoimia tai vaihtoehtoisesti Eurocode 1 ja Eurocode 7:n esistandardissa ENV 1997-1 esitettyjä periaatteita ja kansallisessa soveltamisasiakirjassa (NAD) esitettyjä kertoimia. Geotekniset laskelmat esitetään ohjeen Geotekniset laskelmat TIEL 2180002 mukaisesti.

Kokonaisvarmuuslukumenetelmää ja sallittujen jännitysten menetelmää voidaan myös käyttää pohjarakenteen rakenteellisen kestävyuden mitoitukseen. Lisäksi sitä suositellaan käytettäväksi alustavissa mitoitustarkastelussa ja monimutkaisen mitoituksen lopputuloksen tarkastelussa.

4.2 Koekuormitukset ja mallikokeet

Suunnittelu voi perustua koekuormituksiin tai mallikokeisiin, kun tulosten tulkinnassa on otettu huomioon Eurocode 7:n esistandardissa ENV 1997-1 esitetyt periaatteet. Periaatteiden noudattaminen edellyttää, että kokeen suunnittelussa otetaan huomioon laskentamalli, jonka avulla koetulosta verrataan tehdyn analyysin tuloksiin. Teiden pohjarakenteiden suunnittelussa tavanomaisia rakenteita, joiden suunnittelun tulisi perustua koekuormituksiin ovat:

- paalujen geotekninen kantavuus
- paalujen ehjyys

4.3 Seurantamenetelmä

Koska maan ja rakenteiden geoteknisen käyttäytymisen luotettava arviointi on usein vaikeaa, voidaan suunnittelussa soveltaa niin sanottua ”seurantamenetelmää”, jonka periaatteet on esitetty Eurocode 7:n esistandardissa ENV 1997-1. Seurantamenetelmä edellyttää hyvin yksityiskohtaista dokumentoitua analyysiä maan ja rakenteiden toiminnasta sekä jännitys- ja siirtymätilaraja-arvojen määrittämistä ennen rakennustyön aloittamista sekä seurantamittausten suunnittelua ja seurantamittauksia rakennusvaiheittain. Toimenpiteet, joihin on ryhdyttävä raja-arvojen ylittyessä on suunniteltava ennakkoon. Seurantamenetelmää voidaan soveltaa muun muassa:

- painumiin ja siirtymiin
- jännityksiin ja voimiin
- maanpaineeseen
- pohjaveden alennukseen
- huokospaineeseen
- tärinä

4.4 Ohjeisiin ja standardeihin perustuva suunnittelu

Suunnittelu perustuu ohjeissa ja standardeissa esitettyihin määräyksiin jos ei ole käytettävissä tarkoituksenmukaista laskentamallia. Teiden pohjarakenteiden suunnittelussa tavanomaisia tehtäviä, joissa suunnittelu pääsääntöisesti perustuu Tiehallinnon ohjeissa esitettyihin arvoihin ovat:

- paalujen minimietäisyydet
- maahan sijoitettavien pysyvien teräsrakenteiden korroosio
- tärinän huomioon ottaminen
- melu ja pöly
- ympäristön suojelu

5 MAAKERROSTEN JA PENGERMATERIAALIEN GEOTEKNISET OMINAISUUDET

5.1 Maan ja murskaustuotteiden geoteknisten ominaisuuksien määrittäminen

Rakennuspaikan geotekniset maakerrokset on aina selvitettävä suunnitteluvaiheen ja suunnittelutehtävän edellyttämällä riittävällä tarkkuudella ja riittävän luotettavilla menetelmillä.

Jos rakennuspaikalla on pehmeitä hienorakeisia tai eloperäisiä maalajeja on kustakin geoteknisestä maakerroksesta aina otettava vähintään häiriintynyt maanäyte maakerroksen vesipitoisuuden määrittämistä ja silmämääräisen maalajarvion tekemistä varten.

Muiden luonnontilaisten maakerrosten, täyttöjen ja rakennettavien maakerrosten geotekniset ominaisuudet voidaan määrittää myös epäsuorilla menetelmillä, mutta määrittäminen on aina vastattava suunnittelutehtävän edellyttämää tarkkuutta ja käytettävien menetelmien on oltava riittävän luotettavia.

Materiaalin ominaisuutta määritettäessä on aina otettava huomioon olosuhteet kuten roudan sulaminen, maan jäätyminen ja häiriintyminen, jotka saattavat vaikuttaa määritettävään ominaisuuteen.

Liitteessä 5 on annettu ohjeita eri määrittämenetelmien käytöstä.

5.2 Luokitusominaisuudet

Luokitusominaisuuksien määrittämisessä noudatetaan julkaisussa Eurocode 7: Geotechnical design - Part 2: Design assisted by laboratory testing annettuja määrittämiä ja ohjeita.

Laboratoriomäärittäysten yksityiskohtaisten suoritustapojen osalta noudatetaan vastaavasti Suomen Geoteknillinen Yhdistys ry:n julkaisussa Geotekniset laboratorio-ohjeet, GLO-85 annettuja ohjeita.

Maalajeista, joista ei saada häiriintymättömiä näytteitä (karkearakeiset maalajit ja moreenit), tiiveys on arvioitava epäsuorilla menetelmillä. Liitteessä 5 on esitetty määrittämiin soveltuvia menetelmiä.

5.3 Lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien määrittymenetelmät

5.3.1 Savi, savinen siltti ja lieju

Laboratorio- ja in-situ –mittaukset

Savi ja savinen siltti sekä monissa tapauksissa myös lieju ovat maalajeja, joista on yleensä mahdollista ottaa rakenteeltaan kohtuullisen häiriintymättömiä maanäytteitä. Tällaisten maalajien lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet voidaan määrittää luotettavimmin sekä suljetussa että avoimessa tilassa tehtävin laboratorionkokein.

Laboratorionkokeiden suoritusohjeet on esitetty julkaisuissa:

- Suomen Geoteknillinen Yhdistys ry ”Geotekniset laboratorio-ohjeet, GLO-85”.
- Kansainvälisen geoteknisen yhdistyksen ISSMGE:n alakomitean ETC5 julkaisu ”Standardisation of laboratory testing”

Siipikairauksella voidaan määrittää suljetun tilan leikkauslujuus luotettavasti in-situ. Siipikairauksen suoritusohjeet on esitetty Suomen Geoteknillinen Yhdistys ry:n julkaisussa Kairausopas II, Siipikairaus (1995).

Maalajiin, indeksiominaisuuksiin ja kairautuloksiin perustuvat arviot

Kairausmenetelmistä sitkeän tai kovan saven, savisen siltin ja ominaisuuksiltaan näitä vastaavien liejujen lujuusominaisuuksien arvioimiseen soveltuu puristinkairaus ja pressometrikoe. Näillä menetelmillä voidaan saavuttaa riittävä tarkkuus, mutta tulokset eivät yleensä ole yhtä luotettavia kuin laboratorionmenetelmillä tai siipikairauksella määritetty suljettu leikkauslujuus. Puristinkairauksen käyttö edellyttää yleensä kairausvastuksen ja määritettävän ominaisuuden paikallisen vuorosuhteen tarkistamista. Puristinkairalla tehtävän pysäytyskokeen avulla voidaan arvioida myös maan vedenläpäisevyyttä.

Ohjeet puristinkairauksen suoritukseen ja tulosten tulkintaan on esitetty Suomen Geoteknillinen Yhdistys ry:n julkaisussa Kairausopas VI, Puristinkairaus, Puristinheijarikairaus.

Hienorakeisten maakerrosten suljetun tilan leikkauslujuutta voidaan arvioida likimääräisesti myös maakerroksen esikonsolidaatiojännityksen ja maalajin plastisten ominaisuuksien perusteella kuten liitteessä 5 on esitetty.

Vaikka maakerroksen vesipitoisuus indikoi maan kokoonpuristuvuutta, ei muodonmuutosominaisuuksia voida luotettavasti määrittää vesipitoisuuden perusteella ellei näiden paikallista vuorosuhdetta tunneta.

5.3.2 Siltti ja hiekka

Laboratorio- ja in-situ -mittaukset

Koska rakenteeltaan häiriintymättömien maanäytteiden saaminen erityisesti syvältä karkeasta siltistä ja hiekasta on normaaleilla näytteenottotekniikoilla mahdotonta, joudutaan niille laboratorio-olosuhteissa tehtävissä lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien määrittämisessä käyttämään häiriintyneestä näyttemateriaalista sullomalla valmisteltuja näytteitä. Maakerroksen in-situ tiivistila on tällöin määritettävä radiometrisillä menetelmillä tai arvioitava epäsuorasti esimerkiksi kairaustulosten perusteella. Laboratoriokokeisiin perustuvien määrittämismenetelmien luotettavuus riippuu erityisesti maakerroksen tiivistilan määrittämismenetelmän tarkkuudesta.

Luotettavin laboratoriokokeiden menetelmä karkealle siltille ja hiekalle tehtävissä lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien määrittämisessä on konsolidoitu avoin kolmiakselialikoe eli CD-koe.

Ohjeita myös laboratorio-olosuhteissa valmistetuille näytteille tehtävien kolmiakselialikoiden suorituksista on annettu kansainvälisen geoteknisen yhdistyksen ISSMGE:n alakomitean ETC5 julkaisussa Standardisation of laboratory testing.

Suoraan siltti- tai hiekkamaakerroksesta tehtäviin muodonmuutosmoduulin määrittämiin soveltuvia in-situ -koemenetelmiä ovat staattinen levykuormituskoe, pudotuspainomittaus sekä pressometrikoe ja ruuvilevykoe. Moduulien määrittäminen on tehtävä ko. jännitys- ja muodonmuutostasoa vastaavasti.

Suoritusohjeita levykuormituskokeen tekemiseen on annettu Tielaitoksen julkaisussa Rakentamisen laadunvarmistus, Alusrakenne ja päällysrakenteen sitomattomat kerrokset, TIEL 2220003. Ohjeita pressometrikokeen suoritukseen ja tulosten tulkintaan on annettu julkaisussa Eurocode 7: Geotechnical design – Part 3, Design assisted by field testing. Ruuvilevykokeiden suoritusta on puolestaan esitelty Helsingin kaupungin geoteknisen osaston tiedonannossa numero 42 Korpi, J. In-situ -kuormituskoe painumien määrittämiseksi.

Maalajiin, indeksiominaisuuksiin ja kairaustuloksiin perustuvat arviot

Siltti- ja hiekkamaakerrosten lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien epäsuoraan arviointiin parhaiten soveltuva kairausmenetelmä on puristinkairaus. Ohjeita puristinkairauksen suoritukseen ja tulosten tulkintaan on esitetty Suomen Geoteknillinen Yhdistys ry:n julkaisussa ”Kairausopas VI, Puristin-kairaus, Puristinheijarikairaus”.

Puristin-, paino- ja heijarikairauksen yhteydessä havaitun kairausvastuksen perusteella siltti- ja hiekkakerrosten kitkakulmaa ja muodonmuutosominaisuuksia voidaan arvioida liitteen 5 taulukon 10.1 mukaisesti. Taulukossa esitetyt tiiviin tilan kitkakulma-arvot eivät kuitenkaan aina edusta suurinta mahdollista kyseessä olevalla maalajilla tavattavaa kitkakulman huippuarvoa.

Ohjeissa ja käsikirjoissa julkaistut arvot

Siltti- ja hiekkamaakerrosten kitkakulmaa voidaan suuntaa-antavasti arvioida Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y.:n julkaisussa RIL 121-1988, Pohjarakennusohjeet esitetyllä tavalla taulukon 1 mukaisesti.

Taulukko 1. Siltin ja hiekan kitkakulman arviointi Pohjarakennusohjeiden mukaisesti.

Maalaji	Rakeisuusjakautuman muoto	Raemuoto	Kitkakulman ominaisarvo (°)	
			Löyhä tila	Hyvin tiivis tila
Siltti	Lajittunut	Pyöristynyt	27	≤ 33
		Särmikäs	30	≤ 36
	Suhteistunut	Pyöristynyt	27	≤ 35
		Särmikäs	30	≤ 38
Hiekka	Lajittunut	Pyöristynyt	30	≤ 38
		Särmikäs	33	≤ 41
	Suhteistunut	Pyöristynyt	30	≤ 41
		Särmikäs	33	≤ 44

5.3.3 Sora, moreenit ja murskaustuotteet

Laboratorio- ja in-situ -mittaukset

Sora- ja moreenimaalajien sekä murskaustuotteiden lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet määritetään luotettavimmin laboratoriossa kolmiaksaalikoekalla. Kokeiden käyttöön liittyviä rajoittavia tekijöitä on esitetty liitteessä 5. Laboratoriokokeisiin perustuvien määritysten luotettavuus riippuu erityisesti maakerroksen tiiviystilan määrityksen tarkkuudesta.

In-situ –mittausmenetelmistä soran, moreenien ja murskaustuotteiden palautuvaa muodonmuutuskäyttäytymistä kuvaava moduularvo voidaan määrittää levykuormituskoetta tai pudotuspainomittausta käyttäen. Suoritusohjeita näiden mittausten tekemiseen on annettu Tielaitoksen julkaisussa Rakentamisen laadunvarmistus, Alusrakenne ja päällysrakenteen sitomattomat kerrokset, TIEL 2220003.

Maalajiin, indeksiominaisuuksiin ja kairaustuloksiin perustuvat arviot

Puristin-, paino- ja heijarikairauksen yhteydessä havaitun kairausvastuksen perusteella sora- ja moreenimaalajien kitkakulmaa ja muodonmuutosominaisuuksia voidaan arvioida liitteen 5 taulukon 10.2 mukaisesti. Taulukossa esitetyt tiiviin tilan kitkakulma-arvot eivät kuitenkaan aina edusta suurinta mahdollista kyseessä olevalla maalajilla tavattavaa kitkakulman huippuarvoa.

Ohjeissa ja käsikirjoissa julkaistut arvot

Myös soran kitkakulmaa voidaan suuntaa-antavasti arvioida Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y.:n julkaisussa RIL 121-1988, Pohjarakennusohjeet esitetyllä tavalla taulukon 2 mukaisesti. Mikäli moreenimaalaji sisältää enintään 30 % hienoaainesta (alle #0,063 mm), voidaan sille käyttää vastaavan karkearakeisen maalajin kitkakulman arvoa taulukosta 1 tai 2.

Taulukko 2. Soran kitkakulman arviointi Pohjarakennusohjeiden mukaisesti.

Maalaji	Rakeisuusjakautuman muoto	Raemuoto	Kitkakulman ominaisarvo (°)	
			Löyhä tila	Hyvin tiivis tila
Sora	Lajittunut	Pyöristynyt	32	≤ 41
		Särmikäs	35	≤ 44
	Suhteistunut	Pyöristynyt	32	≤ 45
		Särmikäs	35	≤ 48

5.3.4 Louhe

Normaalisti ainoa tapa arvioida louheen lujuus- ja muodonmuutosparametrejä on tehdä se epäsuorasti materiaalin rakeisuusjakautumaan ja tiiviystilaan perustuen. Likimääräisesti arviointi voidaan tehdä liitteen 5 taulukon 10.4 mukaisesti.

Pengerretty tai kaivettu kuormittamaton louheluiska voidaan suunnitella tehtäväksi enintään löyhän tilan kitkakulmaa vastaavan kaltevuuteen eli 1:1,25.

Eri aikoina tehtyjen louhepenkereiden rajapinnalla kitkakulman arvo on aina otaksuttava löyhää tilaa vastaavan kitkakulman suuruiseksi. Jos vanhan louhepenkerein pinta lisäksi on louhetta hienorakeisemman maa-aineksen peittämä, on kitkakulma otaksuttava tälle maalajille löyhässä tilassa ominaista kitkakulmaa vastaavaksi. Vastaavasti, jos vanhan louhepenkerein sisällä on runsaasti louhetta hienorakeisempaa maa-ainesta, on louhepenkerein kitkakulma otaksuttava tätä maalajia vastaavaksi riippumatta siitä, miltä louhepenkerein pinta näyttää.

Louhetäytön kitkakulman ominaisarvoksi paljasta sileää kalliopintaa vasten saa tiiviilläkin louheella otaksua enintään 25 astetta.

5.3.5 Turpeet

Laboratorio- ja in-situ -mittaukset

Turvemaalajien lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksia voidaan luonnehtia hyvin vaikeasti hallittaviksi, koska normaaleista kivennäismaalajeista poiketen turpeessa tapahtuu aina myös hidasta maatumista.

Laboratoriotutkimusmenetelmistä maatuneen turpeen lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien määrittämiseen soveltuvat sekä riittävän suurella näytekoolla tehtävät ödometri- että kolmiakσιαalikokeet.

Turpeen sisältämän kiintoaineksen eloperäisyydestä johtuen sen lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet ovat voimakkaasti kuormitusnopeudesta riippuvaisia.

Heikosti ja keskinkertaisesti maatuneiden turpeiden kuituisesta rakenteesta johtuen laboratoriossa tehtävät lujuusmääritykset antavat yleensä liian optimistisen kuvan turpeen lujuusominaisuuksista.

In-situ -mittausmenetelmistä maatuneen turpeen suljetun tilan leikkauslujuuden likimääräiseen määrittämiseen voidaan käyttää siipikairausta. Määritystulosta on tällöin redusoitava vähintään hyvin plastisille saviille tehtävää redusointia vastaavalla tavalla.

Maalajiin, indeksiominaisuuksiin ja kairaustuloksiin perustuvat arviot

Turpeen lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksia ei voida likimääräisestikään arvioida muiden in-situ mittausten tai kairaustulosten kuin siipikairauksen perusteella. Turvekerroksen paksuuden määrittämiseen ja hyvin maatuneen turpeen lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien karkeaan haarukointiin voidaan käyttää puristinkairausta (CPTU), kun kairan mittaustarkkuus on riittävän hyvä. Ohjeita puristinkairauksen suoritukseen on annettu Suomen Geoteknillinen Yhdistys ry:n julkaisussa Kairausopas VI, Puristinkairaus, Puristinheijarikairaus.

Turpeen geoteknisiä ominaisuuksia on esitelty julkaisussa: SGI Information 6, Torv – Geotekniska egenskaper och metoder, 1988.

5.4 Koetulosten tulkinta

5.4.1 Moduularvojen määrittäminen

Maamateriaalien muodonmuutosmoduulit on aina pyrittävä määrittämään koemenetelmillä, jotka mahdollisimman hyvin vastaavat kulloisessakin kuormitustilanteessa toteutuvaa muodonmuutostasoa.

Mitoituksessa käytettäviä muodonmuutosmoduuleja valittaessa on lisäksi huomioitava:

- Jännitystilän vaikutus (hydrostaattisen ja deviatorisen jännitystilakomponentin vaikutus)
- Näytteen häiriintyneisyyden vaikutus
- Koetekniikan vaikutus

Näitä seikkoja on tarkemmin käsitelty liitteessä 5.

Maakerroksen ominaisarvon valinnassa on otettava huomioon määrittämenetelmän luotettavuus.

5.4.2 Painumakokeet

Painumakokeiden suoritustavat

Hienorakeisten maalajien konsolidaatio-ominaisuuksien määrittämiseen käytettävä painumakoe, ödometrikoe, voidaan tehdä sekä portaattaiseen että portaattomaan kuormituslisäykseen perustuvia koemenetelmiä käyttäen. Sekundääripainuman laskennassa tarvittavat parametrit voidaan määrittää vain riittävän pitkäaikaisin kuormitus-portain tehtävillä ödometrikokeilla.

Suunnittelutehtävissä, joissa vaaditaan suurta tarkkuutta tai painuma-analyysin tuloksella on merkittävä kustannusvaikutus, tulisi tehdä portaattomaan kuormituslisäykseen perustuvien kokeiden lisäksi rinnakkaiskokeita portaattaisella kuormituksella.

Portaattaiseen kuormituslisäykseen perustuvan ödometrikokeen suoritusohjeita on esitetty kansainvälisen geoteknisen yhdistyksen ISSMGE:n alakomitean ETC5 julkaisussa ”Standardisation of laboratory testing”.

Portaattomaan kuormituslisäykseen perustuvan koemenetelmän suoritustapoja on käsitelty muun muassa julkaisussa Kolisoja, P. Maan mekaanisten ominaisuuksien automatisoitu määrittäyslaitteisto.

Painumalaskelman suoritustavat

Tavanomaisimmat tavat maakerroksen odotettavissa olevan konsolidaatiopainuman laskemiseen ovat Janbun muodonmuutosfunktioon perustuva tangenti-moduulimenetelmä, muun muassa Ruotsissa yleisesti käytettävä kokoonpuristuvuusmoduuliarvojen suoraan soveltamiseen perustuva laskentamenetelmä sekä kokoonpuristuvuusindeksin C_c käyttöön perustuva menetelmä.

Painumalaskentamenetelmiä on kuvattu lyhyesti liitteessä 5. Yksityiskohtaisemmin erilaisia konsolidaatiopainuman laskentatapoja ja niiden mahdollisia virhelähteitä on käsitelty julkaisussa Painumalaskentamenetelmien käyttökelpoisuuden arviointi, TIEL 3200630.

Eryitystä huomiota tulee kiinnittää laskentaparametrien tulkintaan laboratoriokoetuloksista ja ominaisarvon valintaan.

Koetulosten nopeusriippuvuus

Hienorakeisten maalajien reologisesta luonteesta johtuen painumakokeiden kuormitusnopeudella on selvä vaikutus kokeen tuloksiin. Kuormitusnopeuden mahdollinen vaikutus on aina otettava huomioon sovellettaessa ödometrikokeen tuloksia painumalaskentaan.

Janbun muodonmuutosfunktion käyttöön perustuvassa painumalaskennassa kuormitusnopeus huomioidaan liitteessä 5 ja ohjeessa Maanvarainen tie-penger savikolla - Suunnitteluohje, TIEL 3200276 esitettyllä empiirisellä menetelyllä.

Suosittelvat painumakokeen koenopeudet

Jotta näytteeseen kehittyvä huokosvedenpaine ei portaattomaan kuormituslisäykseen perustuvien ödometrikokeiden yhteydessä kohoaisi kohtuuttoman suureksi, tulee koenopeus valita tutkittavan maanäytteen konsolidoitumisnopeutta vastaavaksi. Suositellavat koenopeudet on esitetty liitteessä 5.

Lievästi ylikonsolidoituneet maakerrokset

Jos painumakokeiden perusteella lievästi ylikonsolidoituneiksi arvioitujen maakerrosten esikonsolidaatiojännityksen mitoitusarvo valitaan vallitsevan tehokkaan pystyjännityksen suuruiseksi, saattaa tästä aiheutua painumalaskelmaan merkittävä virhe (liite 5).

Näytteen häiriintyneisyyden vaikutus

Näytteen häiriintyneisyys vaikuttaa aina myös painumakokeen tuloksiin, mikä on huomioitava koetulosten tulkinnessa.

Jos rakenteeltaan häiriintymättömiä maanäytteitä ei ole mahdollista ottaa, suositellaan painumakoenäytteen esikonsolidointia maakerroksen luonnon-tilaista jännitystasoa vastaavalla kuormituksella.

Maakerroksen ylikonsolidoituneen alueen painumalaskenta on suositeltavinta tehdä painumakokeen palautusvaiheen tai mahdollisen uudelleenkuormitusvaiheen yhteydessä havaittuun käyttäytymiseen perustuvia laskentaparametreja käyttäen. Kuormitus, josta palautus tehdään, ei tällöin kuitenkaan saa olla kohtuuttoman suuri suhteessa maakerroksen esikonsolidaatiojännitykseen.

5.4.3 Lujuusominaisuuksien määrittäminen

Kuormitussuunnalla, kuivatusolosuhteilla sekä muodonmuutostasolla ja konsolidaatitilalla on merkittävä vaikutus maassa vallitseviin lujuusominaisuuksiin.

Lujuusominaisuuksia määritettäessä tulee nämä tekijät huomioida liitteessä 5 esitettyjä suuntaviivoja noudattaen.

Maalajiin, indeksiominaisuuksiin ja kairaustuloksiin perustuvat arviot

Kun maakerroksen lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksia pyritään arvioimaan epäsuorasti maalajiin, indeksiominaisuuksiin tai kairaustuloksiin perustuvia riippuvuuksia käyttäen, on riippuvuuksien johtamiseen liittyneiden olosuhteiden mahdollinen poikkeavuus tarkasteltavana olevasta tilanteesta aina otettava huomioon. Jos riippuvuuksien johtamiseen liittyneitä olosuhteita ei kuitenkaan tunneta eikä niitä ole mahdollista selvittää, on olosuhteet jäljempänä käsiteltävien muuttujien osalta aina otaksuttava siten, että lujuus- ja muodonmuutosparametrien arvioinnissa päädytään varovaiselle puolelle.

Määrittämisessä tulee huomioida liitteen 5 mukaisesti:

- jännitys- ja muodonmuutostason vaikutus
- tiivystilan vaikutus
- kosteustilan vaikutus
- rakeisuuden vaikutus
- raemuodon vaikutus

5.4.4 Maakerroksen ominaisarvon määrittäminen

Geoteknisen maakerroksen ominaisuuden ominaisarvolla tarkoitetaan yleensä tarkasteltavan raja-tilaan nähden ominaisuuden varovaista keskiarvoa. Kyseessä olevan ominaisuuden geotekninen mitoitusarvo saadaan jakamalla ominaisarvo asianomaisella varmuusluvulla.

Ominaisarvo määritetään varovaisena keskiarvona joko suoraan in-situ- tai laboratoriomittauksien perusteella teoreettisesti johdetuista arvoista tai mittaustuloksiin liittyvien kokemusperäisten riippuvuuksien perusteella johdetuista arvoista. Esimerkiksi maa-ainesten lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien määrittämiseen käytettävät in-situ- ja laboratoriomittaukset on tällöin luonnollisesti tehtävä kappaleissa 5.4.1 – 5.4.3 esitetyt koeolosuhteisiin ja kokeiden suoritustapoihin liittyvät seikat huomioon ottaen. Muun muassa suljetun tilan leikkauslujuuksiin on vastaavasti tehtävä asianomaisten menetelmäohjeiden edellyttämät redusoinnit ennen leikkauslujuuden ominaisarvon määrittämistä.

Varovaisen keskiarvon määrittämisessä erityisesti huomioon otettavia seikkoja ovat rinnakkaisten mittaushavaintojen lukumäärä, vertailukelpoinen kokemus vastaavista pohjasuhteista sekä kyseessä olevaan ominaisuuden määrittämenetelmään liittyvät virheet, tilastollinen hajonta ja mahdollinen systemaattinen virhe. Muita maakerroksen geoteknisen ominaisuuden ominaisarvon valinnassa huomioon otettavia seikkoja ovat muun muassa geoteknisen rakenteen toimintaa tarkasteltavassa tilanteessa määräävän maavyöhykkeen laajuus ja sen suhde in-situ- tai laboratoriomittausten edustaman maavyöhykkeen laajuuteen, ajan mukana maakerrosten ominaisuuksissa mahdollisesti tapahtuvat muutokset sekä tehtävien rakennustöiden mahdolliset vaikutukset maakerrosten in-situ -ominaisuuksiin.

Jos laboratorio- tai in-situ -mittauksiin perustuvia havaintotuloksia on riittävästi, on ominaisarvon määrittäminen suositeltavaa tehdä havaintotulosten tilastollista käsittelyä käyttäen. Ominaisuuden ominaisarvona voidaan tällöin käyttää arvoa, jonka havaintotulosten keskiarvo alittaa enintään 5 % todennäköisyydellä. Esimerkki geoteknisen maaparametrin ominaisarvon määrittämisestä mittaushavaintojen tilastolliseen käsittelyyn perustuen on esitetty muun muassa Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry:n julkaisun RIL 207-1998, Geotekninen suunnittelu, Euronormi liitteessä H.

5.5 Maan ominaisuudet dynaamisessa ja syklisessä kuormituksessa

Mitoitustilanteen olosuhteiden huomioon ottaminen

Maan ominaisuudet myös dynaamisia ja syklisiä kuormitustilanteita varten on määritettävä mahdollisimman tarkoin mitoitustilanteen todellisia olosuhteita vastaavalla jännitys-, muodonmuutos- ja taajuustasolla laboratorioolosuhteissa tai in-situ. Näillä menetelmillä saadaan myös luotettavimmat tulokset. Helpoissa ja pienimuotoisissa kohteissa ominaisuudet voidaan kuitenkin arvioida myös epäsuorasti tavanomaisten staattisten kokeiden tulosten perusteella.

Dynaamisten ja syklisten ominaisuuksien määrittäminen

Maamateriaalin muodonmuutos- ja vaimennusominaisuudet voidaan laboratorioissa määrittää:

- resonant column -menetelmällä.
- syklisellä kolmiaksaalikokeella

Maamateriaalin muodonmuutosominaisuuksia voidaan lisäksi määrittää:

- seismisillä menetelmillä kentällä
- bender element -kokeella laboratoriossa

Koemenetelmien soveltuvuutta eri kuormitustilanteita vastaavien ominaisuuksien määrittämiseen on käsitelty liitteessä 5.

Dynaamisten ja syklisten ominaisuuksien epäsuora arviointi

Maamateriaalien dynaamisia ominaisuuksia voidaan arvioida epäsuorasti joko laboratoriossa tehtyjen staattisten kolmiaksaalikokeiden, maalajin indeksiominaisuuksien, erilaisten kairausmenetelmien yhteydessä havaitun kairausvastuksen tai kairausvastuksen perusteella arvioidun kitkakulman perusteella. Lisäksi dynaamisten ominaisuuksien arviointiin voidaan käyttää myös esimerkiksi pressometrikokeen tuloksiin liitettyjä kokemuseräisiä riippuvuuksia.

Syklisesti toistuvan vaakakuormituksen alaisena olevien porttaali- ja meluseinärakenteiden perustusten mitoituksessa usein käytettävien alustalukujen arviointia on käsitelty muun muassa Tielaitoksen julkaisussa Teräsputki-paalut, TIEL 2173448-99.

5.6 Routimisominaisuudet

Maalajien routivuuden arviointiin soveltuvia laboratoriotutkimusmenetelmiä ovat rakeisuusjakautuman määrittäminen, kapillaarisen nousukorkeuden mittaaminen sekä varsinainen routanousukoe.

Routanousukokeeseen perustuvia tuloksia tai routanousuhavaintoihin perustuvia maan routanousuominaisuuksia voidaan käyttää vain maarakenteiden routatekniseen mitoitukseen.

Liitteessä 5 on esitetty routivuuden arviointimenetelmät.

Tien päällysrakenteen suunnitteluun liittyvä routatekninen suunnittelu tehdään Tie- ja liikenneteknisten ohjeiden mukaan (Teiden suunnittelu IV Tien rakenne).

6 RAKENNUSMATERIAALIEN OMINAISUUDET GEOTEKNISSÄ SUUNNITTELUSSA

Rakennusmateriaalien ominaisuudet määritellään suunnitelmassa ja ne selvitetään tilaajan hyväksymillä kokeilla. Selvitykseen tulee tällöin sisältyä:

- ennakkokokeet
- työnaikaiset laaduntarkkailukokeet

Koemenetelmä tulee valita sellaiseksi, että materiaali testataan olosuhteissa, joka vastaa lopullista rakennetta eri rasiutilanteissa. Kokeiden lukumäärän tulee olla riittävä materiaaliominaisuuksien vaihtelun selvittämiseksi.

Ennakkokokeet voidaan korvata materiaalivalmistajan toimittamilla tiedoilla, mikäli ne edustavat materiaalin ominaisuuksia suunnitelluissa olosuhteissa tai Tiehallinnon ohjeet eivät edellytä ennakkokokeita.

Mikäli rakennusmateriaalin ominaisuuksia ei erikseen tutkita, voidaan käyttää liitteessä 6 esitettyjä materiaalien tiheyden, tilavuuspainon sekä lujuus- ja muodonmuutos ominaisuuksien ominaisarvoja. Arvoja voidaan soveltaa vakavuus- ja painumalaskelmissa. Käytetyn arvon soveltuvuus varmistetaan tarvittaessa rakentamisvaiheen alussa suunnitelmassa esitettävällä tavalla. Tierakenteen kevennysmateriaalien ja tien päällysrakennemateriaalien osalta noudatetaan Tiehallinnon liikenne- ja tieteknisiä ohjeita.

7 ULKOISET KUORMAT

7.1 Noudatettavat ohjeet

Kuormien ominaisarvojen määrittämisessä noudatetaan ohjeita:

- Pohjarakennusohjeet RIL 121-1988
- Rakenteiden kuormitusohjeet RIL 144-1997
- Siltojen kuormat TIEL 2172072-1999
- Rakennuskaivanto-ohje RIL 181-1989
- Teiden suunnittelu V 3. Melusteet TIEL 2140013 -97
- Teiden melusteet. Muut kuin akustiset ominaisuudet. SFS-EN 1794-1

Kuormituksen huomioon ottamista tarkennetaan tässä ohjeissa.

Tämä ohje on laadittu Suomen rakentamismääräyskokoelman perinteisen varmuustarkastelun mukaisesti. Rakentamismääräyskokoelman mukaista menettelyä ei saa käyttää yhdessä eurocodien kanssa.

Vaihtoehtoisesti voidaan soveltaa eurocodien mukaista menettelyä, jolloin sovelletaan julkaisuja RIL 201 – 209. Eurocodien kuormia käsittelee julkaisu: Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat, Eurocode, osat 1, 2-1,2-3 ja 2-4, RIL 201 –1999. Teiden pohjarakenteiden suunnittelutehtävien kannalta eurocodet eivät kata kaikkia yleisimmistä suunnittelutehtävistä. Silloissa ei vielä voi käyttää Eurocodea. Eurocodeihin perustuvaa mitoitusta voidaan käyttää siltojen suunnittelussa vain jos näin on tilaajan kanssa etukäteen sovittu.

7.2 Maarakenteisiin, maaleikkauksiin sekä pohjarakenteisiin kohdistuvat kuormat

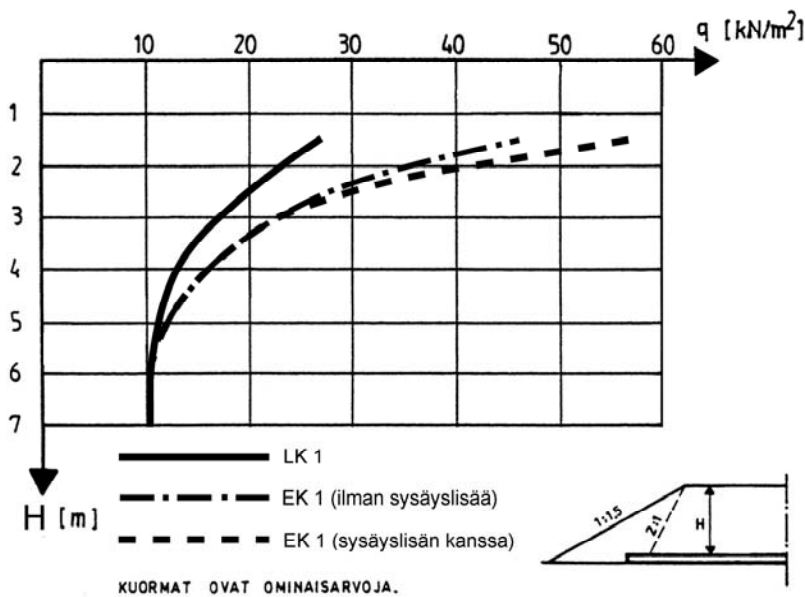
7.2.1 Liikennekuorma maarakenteille

Siltojen sekä muiden tierakenteisiin liittyvien betoni- ja teräsrakenteiden suunnittelussa sovelletaan julkaisussa Siltojen kuormat TIEL 2172072-99 esitettyjä liikennekuormituksia. Teiden pohjarakenteiden suunnittelussa voidaan yleensä soveltaa pienempiä liikennekuormituksia, jolloin laaja-alaisissa vakavuus- ja maanpaine-tarkasteluissa käytetään tasaisen pintakuorman ominaisarvona 10 kN/m^2 . Tällöin työ- ja muut työnaikaiset kuormitukset, kuten varastointikuormat, on otettava erikseen huomioon.

Erikseen harkittaessa, esimerkiksi raskaiden kuormitusten välillä, käytetään suurempia, lähinnä julkaisussa Siltojen kuormat TIEL 2172072-99 esitettyjä kuormituksia.

7.2.2 Liikennekuorma maassa oleville pohjarakenteille

Pystysuoran pistemäisen liikennekuorman vaikutus maassa olevaan pohjarakenteeseen kuten paalulaataan ja pengerhaturakenteeseen voidaan ottaa huomioon pintakuorman ominaisarvona kuvan 1 tai taulukon 3 mukaisesti. Taulukon kuormitukset määräytyvät pistekuorman perusteella, jonka on otaksuttu jakautuvan penkereen päältä kaltevuudessa 2:1. Alle 1,5 m pengerkorkeuksilla (H) on liikennekuorman suuruus ja jakautuminen selvitettävä tarkemmin. Yli 6 m korkeilla penkereillä ja alueilla, joille voi kohdistua satunnaista liikennekuormaa (kuten moottoritien keskikaista) liikennekuormasta aiheutuvan pintakuorman ominaisarvo on vähintään 10 kN/m². Työn aikaiset kuormitukset, kuten liikkuminen keskeneräisen rakenteen päällä, on otettava erikseen huomioon.



Kuva 1. Liikennekuorman q syvyydessä H aiheuttama tasainen kuorma.

Taulukko 3. Pistemäisen liikennekuorman muuttaminen pintakuorman ominaisarvoksi kevyen liikenteen penkereellä.

Pengermassankorkeus H [m]	Kevyen liikenteen penger q [kN/m ²]
1,5	10
2	9
3	7
4	5
>5	5

7.2.3 Työkonekuormat

Suunnitelmassa on esitettävä mitoituksessa käytetyt työkoneiden kuormat.

Rakenteiden kuormitusohjeissa RIL 144-1997 luvussa 5.52 on esitetty joitakin työkonekuormia. Rakennusaikaiset työkonekuormitukset on määritettävä erikseen. Raskaita työkoneita, joiden kuormat ovat Rakenteiden kuormitusohjeissa esitettyjä suurempia voivat olla: raskaat autonosturit, dumperit, kaivinpaalutuskoneet, muut raskaat paalutuskoneet. Sysäysten vaikutus otetaan huomioon kertomalla työkonekuormitukset kertoimella 1,40. Pistemäisten kuormien voidaan otaksua jakautuvan kaltevuudessa 2:1.

Kaivinpaalutuskoneiden kuormia arvioitaessa on otettava huomioon työputken maasta noston aiheuttama kuorma. Raskaiden hiertävien kaivinpaalukoneiden kokonaispaino on noin 800 kN, joka jakautuu liikkumisen aikana noin 4x5 m² alueella. Kaivinpaalun teon aikana kuorma keskittyy pistemäisille tuille (tassut), jolloin etutassun suurin kuorma voi olla 600 kN ja takatassun 200 kN.

Tavanomaisten lyöntipaalutuskoneiden painon voidaan otaksua jakautuvan koneen liikkeessä 5x5 m² suuruiselle alueelle. Tällöin tasainen pintakuorma tasaisesti jakautuneena on noin 20 kPa. Työn aikana kuormitukseen vaikuttavat ylävaunun asento teloihin nähden, keilin vaakasijainti ja keilin kallistukset sekä järkäleen paino. Tavallisissa käyttötilanteissa telaketjun pohjapaine vaihtelee välillä 70...260 kPa.

Dumppereiden suurin kokonaispaino on yleensä noin 700 kN. Kuormasta jakautuu tavallisesti noin 70 % taka-akselille, jolloin suurin akselikuorma on noin 430 kN ja suurin pyöräkuorma 215 kN.

7.2.4 Rakenteista maalle tuleva kuormitus

Rakenteiden ja niiden kuormitusten maalle aiheuttama kuormitus eli pohjapaine lasketaan käyttö- ja murtorajatilassa Pohjarakennusohjeiden mukaisesti.

7.2.5 Maanpaino

Maanpaino otetaan huomioon mitoituksessa liitteiden 5 ja 6 mukaisesti.

Täyttömaan painon ominaisarvona voidaan yleissuunnittelussa yleensä käyttää 20 kN/m³. Tapauksissa, joissa tiivis maa voi kyllästyä vedellä tai kyseessä on hyvin tiivistetty tien päällysrakenne, paino on yleensä suurempi kuin 20 kN/m³. Sillan taustatäytöissä, kun lasketaan siltaan kohdistuvia kuormia, käytetään täyttömateriaalin tilavuuspainona 21 kN/m³.

7.2.6 Maanpaine

Maanpaineukuormitus otetaan huomioon Pohjarakennusohjeiden RIL 121-1988 ja Rakennuskaivanto-ohjeen RIL 181 - 1989 mukaisesti.

Maanpainekuorman osavarmuus otetaan huomioon maakerrosten lujuudelle käytettyjen osavarmuuskertoimien kautta. Tämän lisäksi maanpainekuormalle ei oteta muuta varmuutta, joten osavarmuusluvuksi kuormana otetaan $\gamma = 1,0$.

Maanpainerakenteita mitoitettaessa on pintakuorman ominaisarvo 10 kN/m^2 . Työkone- ja varastointikuormat on otettava erikseen huomioon. Erikseen harkittaessa mitoitusarvoja suurennetaan.

Siltojen rakenteisiin vaikuttava maanpaine määritetään Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa TIEL 2172068-99 ohjeen mukaisesti.

7.2.7 Vedenpaine

Vedenpaine otetaan huomioon Rakenteiden kuormitusohjeiden RIL 144-1990 kohdan 4.3 ja Pohjarakennusohjeiden luvun 13.2 mukaisesti.

Osavarmuusluku γ määritetään vedenpinnanhavaintojen perusteella Pohjarakennus-ohjeiden luvun 6.4 mukaisesti. Osavarmuuslukua valittaessa on erityisesti kiinnitettävä huomioita mitoituksen reunaehdot määrittäviin olosuhteisiin, kuten läheisten vesistöjen tulvakorkeuksiin, ja havaintojen luotavuuteen.

7.2.8 Huokosveden ylipaine

Työnaikana muodostuva huokosveden ylipaineen vaikutus on huomioitava suunnittelussa. Pohjarakennustöiden lähinnä paalutuksen ja syvätiivistyksen aiheuttamaa huokosveden ylipaineen laajuutta ja suuruutta on vaikea arvioida yksikäsitteisesti ennakkoon. Tarvittaessa on tehtävä huokospainemittauksia työnaikana. Mittaustulosten perusteella tehdään stabiliteetilaskentojen tarkistus ja ryhdytään tarvittaviin toimenpiteisiin stabiliteetin parantamiseksi. Huokosvedenpaine on mitattava menetelmillä, joilla voidaan havaita välittömästi työnaikaiset nopeat muutokset. Huokosvedenpainemittausten lisäksi on yleensä syytä tehdä samanaikaisesti siirtymämittauksia.

Tarvittaessa on tehtävä ennakkokokeita, esimerkiksi koepaalutuksia, huokosveden ylipaineen vaikutusten arvioimiseksi.

Liitteessä 7 on esitetty menettelyjä pohjarakennustöiden aiheuttamien huokosvedenylipaineen arvioimiseksi ja vähentämiseksi.

Pohjarakennustöiden ja kuormitusten aiheuttamat maan siirtymät on otettava huomioon suunnittelussa. Pohjarakennustöiden aiheuttamia maan siirtymien vaikutuksia on vaikea arvioida ennakkoon luotettavasti. Mikäli rakennustyöt aiheuttavat siirtymiä, jotka eivät ole hyväksyttäviä tai alueellinen tai paikallinen maan stabiliteetti vaarantuu, on tehtävä siirtymämittauksia. Mittaustulosten perusteella tehdään tarvittaessa suunnitelman muutos.

Liitteessä 7 on esitetty menettelyjä pohjarakennustöiden aiheuttamien siirtymien arvioimiseksi ja vähentämiseksi.

7.2.9 Tärinä

Rakennustöiden aiheuttama tärinäkuormitus vaakarakenteille otetaan huomioon taulukoiden 4 ja 5 mukaisesti. Maanpaineen muutos otetaan huomioon vain aktiivi- ja lepopaineessa. Väliarvot interpoloidaan. Tarvittaessa tehdään seurantatärinämittauksia, joissa tärinää mitataan maassa rakenteen vieressä.

Taulukko 4. Tärinän aiheuttama matalataajuinen kuormitus vaakarakenteille; liikenne-, syvätiivistys-, pontinlyönti-, paalutus- ja hydraulivasaratärinä.

Heilahdusnopeus [mm/s]	Maanpaineenlisäys (%)	
	Koheesiomaissa	kitkamaissa
5	4	8
10	8	15
20	16	30

Taulukko 5. Tärinän aiheuttama keskitaajuinen kuormitus vaakarakenteille; louhintaja tärytiivistytärinä.

Heilahdusnopeus [mm/s]	Maanpaineenlisäys (%)	
	koheesiomaissa	kitkamaissa
5	8	15
10	15	30

Tärinän aiheuttama kuormitus luiskien vakavuuslaskelmissa otetaan huomioon taulukon 6 mukaisesti. Väliarvot interpoloidaan.

Taulukko 6. Tärinän aiheuttama kuormitus luiskan vakavuuslaskelmissa. Vaakasuuruntainen kiihtyvyys otetaan huomioon koko murtuvassa maamassassa.

Heilahdusnopeus (mm/s)	Liukupinnan pituus (m)		
	5	15	30
	Vaakakiihtyvyys (m/s ²)		
5	0,30	0,10	0,05
10	0,60	0,20	0,10
20	1,20	0,40	0,20

Pohjarakenteet on suunniteltava sellaisiksi, että ne voidaan toteuttaa ylittämättä ympäristölle ja rakenteille asetettuja tärinän ja melun raja-arvoja. Pohjarakennustöiden aiheuttamaa tärinää tai melua ja niiden vaikutuksia on vaikea arvioida ennakkoon luotettavasti. Suunnitteluvaiheessa voidaan käyttää hyväksi liitteessä 7 esitettyjä arviomenettelyjä.

Liitteessä 7 on esitetty menettelyjä pohjarakennustöiden aiheuttamien siirtymien, huokosvedenylipaineen ja paalutusmelun arvioimiseksi ja vähentämiseksi sekä tärinän arvioimiseksi:

- paalutustyön
- louhinnan
- pinta- ja syvätiivistyksen
- hydraulivasaran
- työmaaliikenteen

aiheuttamalle tärinälle. Lisäksi liitteessä 7 on esitetty tärinän raja-arvot ja ohjeita tärinän mittaamiseksi.

Suunnitelmassa esitetään tarpeelliset vaatimukset työsuoritukselle.

7.2.10 Kuormien yhdistäminen

Kuormien yhdistäminen tehdään RIL 144 -1999 Rakenteiden kuormitusohjeiden kohdan 8. mukaisesti. Kuitenkin siltarakenteisiin vaikuttavien kuormien yhdistely tehdään Siltojen kuormat TIEL 2172072-99 ohjeen mukaan.

7.3 Varusteisiin ja laitteisiin kohdistuvat ulkoiset kuormat

Liikennemerkkien ja suunnistustaulujen kuormat määritetään Tiehallinnon liikenne- ja tieteknisten ohjeiden mukaan. Kuormien määrittämiseen voidaan käyttää Tiehallinnon Internet-sivulta löytyvää taulukko-ohjelmaa opta2.xls (<http://www.tiehallinto.fi/thohje/apuval.htm>).

Suunnistusporttaalien kuormat määritetään vaakasuunnassa tuulikuorman perusteella. Tuulikuorma on 1 kN/m². Tuulikuorman dynaamisuutta ei tarvitse ottaa huomioon.

Meluseinien kuormat on esitetty julkaisussa: Teiden suunnittelu V. Melusteet, TIEL 2140013-97 ja suunnistustaulut ja liikennemerkkit Tiehallinnon tie- ja liikenneteknisissä ohjeissa. Aorauskuormaa ei tarvitse ottaa huomioon yhtäaikaan tuulikuorman kanssa. Meluesteen omapaino on tarvittaessa määritettävä myös märkänä.

Tiekaiteen pylvään- ja päätyankkurin tarvitsema tuki on määritetty törmäyskokein ja vaatimus on osoitettu TYLT osassa Kaiteet ja tuotekohtaisissa asennusohjeissa.

8 TIEN POHJA- JA PÄÄLLYSRAKENTEIDEN SUUNNITTELUKRITEERIT

8.1 Alueellinen vakavuus

Rakennuspaikan alueellinen vakavuus tarkistetaan.

Pohjamaan ja rakenteiden materiaalien ominaisarvot määritetään luvun 5 mukaisesti. Avo- ja pohjaveden vaihtelut ja niiden vaikutus jännitystilaan selvitetään.

Vakavuusanalyysiä varten määritetään työnaikaiset ja käyttötilan kuormitus-tilanteet sekä määritetään kuormille ominaisarvot. Kuormien ominaisarvot on esitetty luvussa 7.

Mitoitus tehdään rajatilamenetelmällä. Mitoituksessa tarkastellaan kaikki määräävät kuormitus-tilanteet. Kuormien ja maaperän ominaisuuksien materiaalin osavarmuuslukuina voidaan käyttää taulukossa 7 ja 8 esitettyjä arvoja tai vaihtoehtoisesti Eurocode 7:n esistandardissa ENV 1997-1 esitettyjä ja kansallisessa soveltamisasiakirjassa (NAD) esitettyjä kertoimia.

Varmuustason asettamisessa voidaan kuitenkin käyttää tapauskohtaista harkintaa, jolloin otetaan huomioon alueen stabiilisudesta saatavat havainnot sekä tarkastelussa käytettävät menetelmät ja laskelmat. Erityisesti tulee huomioida jokilaaksot ja alueet, joissa kallion päällä on suoraan hienorakeinen maakerros tai kallion ja hienorakeisen maakerroksen välissä on todettu vain hyvin ohut moreenikerros. Valittu varmuustaso hyväksytään tilaajan toimesta.

Laskelmat tehdään ohjeen Geotekniset laskelmat TIEL 2180002 mukaisesti. Savipehmeiköillä alustava tarkastelu voidaan tehdä $\varphi = 0$ -menetelmällä käyttämällä ympyräliukupintoja ja yhdistettyjä liukupintoja.

Kun murtorajatila saavutetaan pienemmällä suljetun lujuuden osavarmuuskertoimen arvolla kuin 2,5 tai olosuhteet todetaan muuten vaativiksi, tehdään varsinaiset laskelmat c' , φ' -menetelmällä tai numeerisella laskentamenetelmällä. Laskelmissa käytetään c' , φ' -menetelmää myös, jos

- alueella on tapahtunut sortumia
- korkeuserot ovat suuret

c' , φ' -menetelmällä tehtyjen laskelmien tulee perustua kolmiaksaalikokeilla määritettyihin lujuusparametreihin. Erittäin vaativissa kohdissa olisi tehtävä myös pitkäaikaisia huokospainemittauksia maastossa.

Taulukko 7. Alueellinen vakavuus. Osavarmuusluvut, kun tarkasteltavalla alueella ei ole pysyviä rakenteita.

Kuormitus-tilanne	Kuormien osavarmuusluvut			Maaperän ominaisuuksien materiaalien osavarmuusluvut		
	Pysyvä		Muuttuva	kitka [tan φ']	koheesio [c']	suljettu leikkaus- lujuus [c _u]
	Epäsuotuisa	Suotuisa	Epäsuotuisa			
työnaikainen	1,0	1,0	1,0	1,1	1,3	1,5
käyttötila	1,0	1,0	1,0	1,2	1,5	1,8

Taulukko 8. Alueellinen vakavuus. Osavarmuusluvut, kun tarkasteltavalla alueella on pysyviä rakenteita.

Kuormitus-tilanne	Kuormien osavarmuusluvut			Maaperän ominaisuuksien materiaalien osavarmuusluvut		
	Pysyvä		Muuttuva	kitka [tan φ']	koheesio [c']	suljettu leikkaus- lujuus [c _u]
	Epäsuotuisa	Suotuisa	Epäsuotuisa			
työnaikainen	1,0	1,0	1,0	1,2	1,5	1,8
käyttötila	1,0	1,0	1,0	1,25	1,8	2,0

Suunnitelmaraporttiin kirjataan kuormitusoletukset ja suunnitelmassa esitetään kuormitusten rajoitukset.

8.2 Tiepenkereen vakavuus

Tiepenkereen vakavuus tarkistetaan. Penkereen vakavuus selvitetään laskelmilla ellei vakavuus suuruusluokkatarkastelujen perusteella ole selvästi riittävä.

Vakavuusanalyysiä varten määritetään työnaikaiset ja käyttötilan kuormitus-tilanteet sekä määritetään kuormille ominaisarvot. Kuormien ominaisarvot on esitetty luvussa 7. Vakavuustarkasteluissa on näin ollen otettava huomioon muun muassa:

- työnaikaiset ja käyttötilan aikana tapahtuvat merkittävät painumat ja niiden korjaus pengertä korottomalla
- vastapenkereiden käyttö
- vaiheittain pengerrys
- pystyojien käyttö.

Mitoitus tehdään rajatilamenetelmällä. Kuormien ja maaperän ominaisuuksien materiaalin osavarmuuslukuina käytetään taulukossa 9 ja 10 esitettyjä arvoja tai vaihtoehtoisesti Eurocode 7:n esistandardissa ENV 1997-1 esitettyjä ja kansallisessa soveltamisasiakirjassa (NAD) esitettyjä kertoimia.

Laskelmat tehdään ohjeen Geotekniset laskelmat TIEL 2180002 mukaisesti. Yksityiskohtaisia ohjeita on esitetty muun muassa julkaisussa Geotekniikan informaatiojulkaisuja, Maanvarainen tiepengeri savikolla TIEL 3200276.

Taulukko 9. Tiepenkereen vakavuus. Osavarmuusluvut, kun tarkasteltavalla alueella ei ole pysyviä rakenteita.

Kuormitus-tilanne	Kuormien osavarmuusluvut			Maaperän ominaisuuksien materiaalien osavarmuusluvut		
	Pysyvä		Muuttuva	kitka [$\tan \varphi'$]	koheesio [c']	suljettu leikkauslujuus [c_u]
	Epäsuotuisa	Suotuisa	Epäsuotuisa			
työnaikainen	1,0	1,0	1,0	1,1	1,3	1,3
käyttötila	1,0	1,0	1,0	1,2	1,5	1,5

Taulukko 10. Tiepenkereen vakavuus. Osavarmuusluvut, kun tarkasteltavalla alueella on pysyviä rakenteita.

Kuormitus-tilanne	Kuormien osavarmuusluvut			Maaperän ominaisuuksien materiaalien osavarmuusluvut		
	Pysyvä		Muuttuva	kitka [$\tan \varphi'$]	koheesio [c']	suljettu leikkauslujuus [c_u]
	Epäsuotuisa	Suotuisa	Epäsuotuisa			
työnaikainen	1,0	1,0	1,0	1,2	1,5	1,5
käyttötila	1,0	1,0	1,0	1,25	1,8	1,8

Suunnitelmaraporttiin kirjataan kuormitusoletukset ja suunnitelmassa esitetään kuormitusten rajoitukset.

8.3 Tieleikkauksen vakavuus

Vakavuustarkastelujen suoritusperiaatteet

Tieleikkauksella tarkoitetaan tässä yhteydessä tien ja siihen kuuluvien varusteiden ja laitteiden rakentamisen yhteydessä tehtäviä pysyviä maa- ja kalliioleikkauksia. Näiden vakavuus sekä työnaikaisessa tilanteessa ilman tien päällysrakennetta että valmiina rakenteena on tarkistettava aina. Hienorakeisten ja eloperäisten maakerrosten alueella vakavuus on selvitettävä laskelmilla, ellei se suuruusluokkatarkastelujen perusteella osoittaudu selvästi riittäväksi.

Hienorakeisiin tai eloperäisiin maakerroksiin tehtävissä tieleikkauksissa, joiden syvyys on enintään 3 m, vakavuustarkasteluksi riittää $\varphi = 0$ -menetelmällä tehty laskelma, jos leikkausluiskan varmuus sortumista vastaan on riittävä suljetun leikkauslujuuden osavarmuuskertoimen arvolla 2,0, eikä leikkauksen vaikutusalueella sijaitse pysyviä rakenteita. Leikkausluiskan kaltevuus ei saa tällöin kuitenkaan olla jyrkempi kuin 1:2,5.

Muussa kuin edellä mainitussa tapauksessa hienorakeiseen tai eloperäiseen maakerrokseen tehtävän tieleikkauksen vakavuus on tarkistettava c' , φ' -menetelmällä tehtävällä laskelmalla, jossa käytettävät maakerrosten lujuusparametrit perustuvat kolmiakσιαalikokeiden tuloksiin. Vaativimmissa tapauksissa, esimerkiksi jos luiskan sivusiirtymät ovat merkityksellisiä luiskan vaikutusalueella olevista tai sinne rakennettavista rakenteista johtuen, vakavuustarkastelu suositellaan tehtäväksi myös numeerisia laskentamenetelmiä käyttäen.

Mikäli hienorakeisten tai eloperäisten maakerrosten alapuolella esiintyy karkearakeisia vettä johtavia kerroksia eikä karkearakeisten kerrosten yläpinnan ja leikkauksen pohjan välinen etäisyys ole suuri, leikkauksen varmuus hydraulista murtumaa vastaan on tarkistettava. Jos hydraulisen murtuma-vaaran aiheuttavan pohjavesipinnan korkeutta tarkkaillaan, kokonaisvarmuuden murtumaa vastaan on oltava vähintään 1,2. Jos pohjavesipinnan korkeutta ei tarkkailla, kokonaisvarmuuden on vastaavasti oltava vähintään 1,5.

Karkearakeisiin maakerrokseen tai moreeniin tehtävien vahvistamattomien tieleikkausten luiskakaltevuus ei saa olla kyseessä olevan maakerroksen jäännöskitkakulmaa suurempi. Alustavina jäännöskitkakulman arvoina voidaan tällöin käyttää taulukoissa 1 ja 2 esitettyjä kitkakulman löyhän tilan ominaisarvoja. Tarvittaessa maakerroksen jäännöskitkakulman arvo voidaan määrittää myös tarkemmin kolmiaksiaalikoekiden tulosten perusteella.

Jos pohjaveden suotoviiva leikkaa karkearakeisiin maakerrokseen tehtävän leikkausluiskan pinnan, on pohjavettä alennettava tai leikkausluiska on suojattava pohjavesivirtauksen aiheuttamalta eroosiolta suodatinrakenteella. Lisäksi leikkausluiska on tarvittaessa suojattava pintavesivirtausten aiheuttamaa eroosiota vastaan.

Leikkausluiskien kuormat

Leikkausluiskien vakavuustarkasteluissa huomioon otettavia kuormia voivat luiskassa tai sen läheisyydessä sijaitsevien maamassojen painosta aiheutuvien kuormitusten lisäksi olla muun muassa leikkausluiskan läheisyydessä liikkuvat työkoneet tai muut ajoneuvot, kohonnut huokosvedenpaine sekä leikkausluiskaan vaikuttava tärinä. Periaatteet näiden huomioon ottamisesta on esitetty luvussa 7.2.

Työnaikaisissa tilanteissa erityistä huomiota on kiinnitettävä työkoneiden ja leikkausluiskien läheisyyteen mahdollisesti tehtävien tilapäisten läjitysten aiheuttamiin kuormituksiin.

Tieleikkausluiskan vakavuustarkastelun yhteydessä tehdyt kuormitusotaksumat on aina dokumentoitava suunnitelma-asiakirjoihin.

Varmuusluvut

Leikkausluiskien murtorajatilatarkasteluissa kuormien ja maakerrosten materiaaliominaisuuksien osavarmuuslukuina käytetään taulukoissa 11 ja 12 esitettyjä arvoja tai vaihtoehtoisesti Eurocode 7:n esistandardissa ENV 1997-1 ja kansallisessa soveltamisasiakirjassa (NAD) esitettyjä varmuuslukuja

Taulukko 11. Tieleikkauksen vakavuus. Osavarmuusluvut, kun tarkasteltavalla alueella ei ole pysyviä rakenteita.

Kuormitus-tilanne	Kuormien osavarmuusluvut			Maaperän ominaisuuksien materiaalien osavarmuusluvut		
	Pysyvä		Muuttuva	kitka [$\tan \varphi'$]	koheesio [c']	suljettu leikkaus- lujuus [c_u]
	Epäsuotuisa	Suotuisa	Epäsuotuisa			
työnaikainen	1,0	1,0	1,0	1,1	1,3	1,5
käyttötila	1,0	1,0	1,0	1,2	1,5	1,8

Taulukko 12. Tieleikkauksen vakavuus. Osavarmuusluvut, kun tarkasteltavalla alueella on pysyviä rakenteita.

Kuormitus-tilanne	Kuormien osavarmuusluvut			Maaperän ominaisuuksien materiaalien osavarmuusluvut		
	Pysyvä		Muuttuva	kitka [$\tan \varphi'$]	koheesio [c']	suljettu leikkaus- lujuus [c_u]
	Epäsuotuisa	Suotuisa	Epäsuotuisa			
työnaikainen	1,0	1,0	1,0	1,2	1,5	1,8
käyttötila	1,0	1,0	1,0	1,25	1,8	2,0

Maaleikkausten suunnittelussa noudatetaan ohjeita

- Geotekniset laskelmat TIEL 2180002
- Pehmeikölle rakennettavien tieleikkausten geotekniset laskelmat (TIEL 43/1992).

Kallioleikkaukset

Kallioleikkausten yhteydessä leikkausluiskan vakavuustarkastelu ja tarvittavien kallion lujitustoimenpiteiden suunnittelu on tarpeen, jos kallio on erityisen rikkonaista tai kallioleikkauksen alueella esiintyy leikkaukseen päin viettävä rakoilusuunta. Erityistä huomiota kallioleikkauksen seinämän vakavuustarkasteluun tulee kiinnittää silloin, kun leikkaukseen päin viettävissä raoissa esiintyy täytteisyyttä.

Kirjallisuuslähteitä, joissa on annettu yksityiskohtaisempia ohjeita hienoraakeisiin tai eloperäisiin maakerroksiin tehtävien tieleikkausten vakavuustarkastelujen suorittamiseen samoin kuin kallioleikkausten suunnitteluun ja suunnittelun edellyttämien kallion laatututkimusten suorittamiseen, on lueteltu jäljempänä.

8.4 Tiepenkereen painumat

Pohjamaan painuminen tiepenkereen alla tarkistetaan aina. Painumien suuruus selvitetään laskelmilla elleivät ne maaperätietojen ja penkereen korkeuden perusteella ole selvästi merkityksettömän pieniä. Painumatarkastelun edellytyksenä on riittävä penkereen vakavuus. Lisäksi selvitetään sivu-

siirtymien suuruus, mikäli niillä on merkitystä tiepenkereen kokonaispainumaan, tien päällysrakenteen kestävyteen tai tien ympäristöön.

Pohjamaan ja pengermateriaalien ominaisarvot määritetään luvun 5 mukaisesti. Avo- ja pohjavesien korkeusvaihtelu ja sen vaikutus jännitystilaan selvitetään.

Painumatarkasteluissa on otettava huomioon pohjaolosuhteiden lisäksi

- nykyiset rakenteet tiealueella
- työnaikaiset ja käyttötilan aikana tapahtuvat merkittävät painumat ja niiden korjaus pengertä korottomalla
- vastapenkereiden käyttö
- vaiheittain pengerrys
- pohjanvahvistusmenetelmä

Laskelmat tehdään ohjeen Geotekniset laskelmat, TIEL 2180002 mukaisesti. Yksityiskohtaisia ohjeita painumalaskelmien tekemiseen on esitetty muun muassa julkaisussa Geotekniikan informaatiojulkaisuja, Maanvarainen tie-penger savikolla, TIEL 3200276.

Laskelmissa eritellään painumalajit:

- alkupainuma
- konsolidaatiopainuma tarkasteltavina hetkinä käyttötilassa
- sekundääripainuma

Analyysiä varten määritetään työnaikaiset ja käyttötilan kuormitustilanteet sekä määritetään kuormille ominaisarvot (Luku 7 Ulkoiset kuormat).

Tien pituus- ja poikkisuuntaisten laskennallisten sallittujen kaltevuudenmuutosten ja maksimipainumien tulee täyttää tilaajan tiesuunnitelmassa asettamat hanke- ja kohdekohtaiset vaatimukset. Tien poikkisuunnassa sovelletaan sallitun kaltevuudenmuutoksen kriteeriä. Tien pituussuunnassa sovelletaan sallitun kaltevuudenmuutoksen ja maksimipainuman kriteeriä. Maksimipainuman kriteeriä sovelletaan vain rajapituutta L_r suuremmilla painumapituuksien arvoilla. Rajapituus L_r saadaan sallitusta maksimipainumasta jakamalla se sallitun kaltevuuden muutoksen gradientilla.

Rajapituutta L_r pienemmillä painuman pituuksilla ($L \leq L_r$) on noudatettava sallitun kaltevuudenmuutoksen kriteeriä. Kriteerin tulee täyttää seuraavien kaavojen ehdot (kuva 2):

$$\text{kun } L \leq L_r, \text{ niin} \quad \begin{aligned} \Delta pk &\leq \frac{S_1}{L_1} \\ \Delta pk &\leq \frac{S_2}{L_2} \end{aligned} \quad \Delta pk \leq \frac{S}{L}$$

Δpk = sallittu kaltevuuden muutos

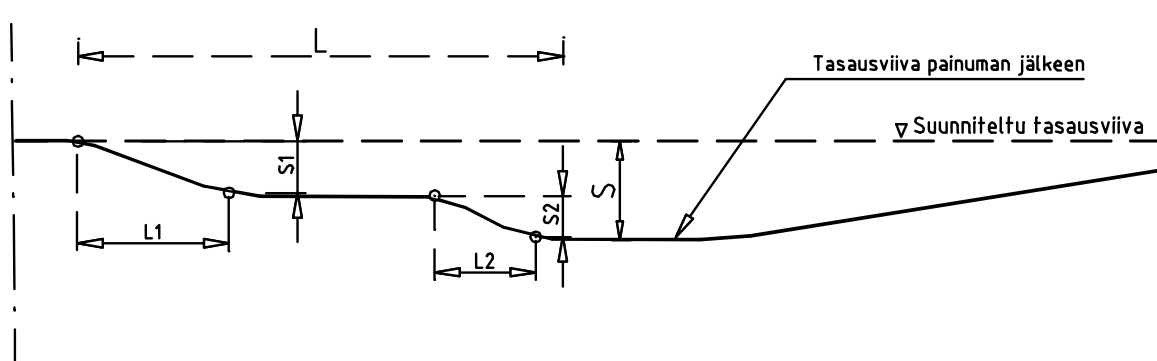
Rajapituutta L_r suuremmilla painuman pituuksilla ($L > L_r$) on noudatettava sallitun kaltevuudenmuutoksen kriteeriä ja maksimipainuman kriteeriä. Kriteerien tulee täyttää seuraavien kaavojen ehdot (kuva 2):

$$\text{kun } L \geq L_r, \text{ niin} \quad \Delta pk \leq \frac{S_1}{L_1} \quad S \leq S_{\max}$$

$$\Delta pk \leq \frac{S_2}{L_2}$$

S = sallittu painuma

S_{\max} = sallittu painuman maksimiarvo



Kuva 2. Painuman pituuden, kokonaispainuman ja osapainumien määrittäminen.

Sallittujen kaltevuudenmuutosten ja maksimipainuman arvojen valinnassa merkittävin yksittäinen peruste on tien pituussuuntaisen ajodynamiikan vaatimus. Muita perusteita ovat kuivatuksen ja tien geometrian liikennetekniset vaatimukset sekä tien rakennemateriaalien jäykkyys ja muut tien rakenteeseen liittyvät seikat kuten tiehen sijoitettavat putkistot ja muut laitteet. Pohjavahvistuskustannukset ja ennakoitujen painumien korjauskustannukset voidaan myös huomioida kriteerejä asetettaessa.

Kahden pohjatutkimuspisteen välille muodostuva kaltevuudenmuutos oletetaan laskennassa yleensä suoraviivaiseksi. Jos muodostuva kaltevuudenmuutos voi merkittävästi poiketa suoraviivaisesta, on tämä otettava huomioon sallitun painuman maksimiarvoa määritettäessä.

Sekä pehmeiden kerrostumien paksuuden että materiaalin ominaisuuksien suhteen homogeenisilla ja laaja-alaisilla pehmeiköillä voidaan sallia suurempi maksimipainuma kuin epähomogeenisissa ja pienipiirteisissä olosuhteissa.

Jos tien laskennallisten pituus- ja poikkisuuntaisten sallittujen kaltevuusmuutosten ja maksimipainuman arvoja ei ole tiesuunnitelmassa tai tuotevaatimuksissa asetettu, tulee käyttää 30 vuoden ajanjaksolle taulukossa 13 asfalttipäällysteisille teille esitettyjä arvoja. Arvot on johdettu pääosin tien pituussuuntaisen ajodynamiikan vaatimuksista. Erillisillä kevyen liikenteen väylillä sovelletaan paikallisväylien (60 km/h) raja-arvoja. Korotetuilla kevyenliikenteenväylillä varustetuilla teillä sovelletaan moottoriväylille taulukossa 13 esitettyjä raja-arvoja.

Taulukko 13. Tienpinnan laskennalliset sallitut kaltevuuden muutokset, maksimipainumat ja sivukaltevuuden muutokset 30 vuoden aikana asfalttipäällysteisillä teillä.

Tien toiminnallinen luokka (Mitoitusnopeus [km/h])	Sallittu pituuskaltevuuden muutos Δpk [%]	Sallittu painuman maksimiarvo S_{max} [mm]	Rajapituuden arvo L_r [m]	Sallittu sivukaltevuuden muutos [%]
Moottoriväylät (120 km/h)	0,6	400	67	1,5
Päätiet (105km/h)	0,8	500	63	1,5
Seudulliset tiet (90km/h)	1,1	600	55	2,0
Paikallisväylät (80km/h)	1,6	700	44	2,0
(60km/h)	2,2	800	36	2,0

Taulukossa 14 on esitetty lisäksi esimerkkinä tuotevaatimus viiden vuoden käyttöajan sallituille kaltevuuden muutoksille ja painumille. Tien kaltevuuden tulee takuuajana olla sellainen, että tien kuivatus toimii.

Taulukko 14. Esimerkki tuotevaatimuksista. Tienpinnan laskennalliset sallitut kaltevuuden muutokset, maksimipainumat ja sivukaltevuuden muutokset asfalttipäällysteisillä teillä 5 vuoden aikana tien avaamisesta yleiselle liikenteelle.

Tien toiminnallinen luokka (Mitoitusnopeus [km/h])	Sallittu pituuskaltevuuden muutos Δpk [%]	Sallittu painuman maksimiarvo S_{max} [mm]	Rajapituuden arvo L_r [m]	Sallittu sivukaltevuuden muutos [%]
Moottoriväylät (120 km/h)	0,24	120	50	0,6
Päätiet (105km/h)	0,32	150	47	0,6
Seudulliset tiet (90km/h)	0,44	180	41	0,8
Paikallisväylät (80km/h)	0,64	210	33	0,8
(60km/h)	0,88	240	27	0,8

8.5 Kaivannot

Kaivantojen vakavuus tarkistetaan aina. Suunnitelmassa esitettävien luiskakaltevuuksien ja tuennan suunnittelussa noudatetaan ohjeita:

- Rakennuskaivanto-ohje RIL 181-1989
- Putkikaivanto-ohje RIL 194-1992

Rakennuskaivanto-ohjeessa RIL 181-1989 varmuustason valintaa ja tärinän huomioimista on täsmennetty kappaleissa 6.1 ja 7.51. Vaikka mainittujen kappaleiden ohjeet on esitetty suositusluonteisina, niitä noudatetaan Tiehallinnon töissä.

8.6 Kuivatusrakenteet ja muut tien varusteet

Rakenteet suunnitellaan Tiehallinnon tie- ja liikenneteknisten ohjeiden mukaan.

8.7 Rakenneosien kestävyys

8.7.1 Rakenteiden tekninen käyttöikä

Rakenteiden teknisellä käyttöiällä tarkoitetaan aikaa, jona rakenteen tulee täyttää sille asetetut vaatimukset käyttö- ja murtorajatiloiissa. Käyttöiän aikana rakennetta ylläpidetään, mutta sille ei tarvitse tehdä suunnittelussa määrittelemättömiä korjaustoimenpiteitä.

Rakenteen tekninen käyttöikä ei vaikuta suunnittelun ja mitoituksen yksityiskohtaisuuteen.

8.7.2 Rakenteen teknisen käyttöiän määrittely

Siltarakenteiden ja sillan tulopenkereiden pohjarakenteiden siltä osin, kun ne vaikuttavat siltarakenteisiin, tekninen käyttöikä on 100 vuotta. Kuitenkin aalotettujen teräsputkisiltoihin liittyvien pohjarakenteiden käyttöikä pääteillä on 60 vuotta ja muilla teillä 40 vuotta.

Tien pohjarakenteiden tekninen käyttöikä on 100 vuotta. Tien päällysrakenteiden sekä varusteiden ja laitteiden tekninen käyttöikä on 30 vuotta.

Väliaikaisiksi tarkoitettut rakenteet suunnitellaan niiden käyttöiälle. Suunniteltu käyttöikä merkitään suunnitelmaan. Suunnitelmaan tulee merkitä myös mitoitusperusteet kuormitusten osalta, mikäli ne muuttuvat käyttöajan jatkuessa; esimerkiksi routa, vedenpaine tai korrosio.

Edellä mainituista käyttöiästä voidaan poiketa vain suunnittelutoimeksiannon tilaajan päätöksellä.

8.7.3 Rakennusosien pitkäaikaiskestävyys

Materiaaliominaisuuksien muuttuminen käyttöiän aikana määritetään yleisesti hyväksytyllä Tiehallinnon muissa ohjeissa tai menetelmäkohtaisesti suunnittelutoimeksiannon tilaajan hyväksymällä tavalla. Määrittely tulee tehdä muun muassa seuraavissa tapauksissa:

- puun lahoaminen
- teräksen korrosio
- polymeerien rakenteen heikkeneminen
- betonin ja kiviaineksen rapautuminen

8.8 Routatekninen mitoitus

Teräsbetoni- ja teräsrakenteiden routimaton perustamissyvyys ja routasuojaus suunnitellaan noudattaen ohjetta Pohjarakennusohjeen soveltaminen sillansuunnittelussa, TIEL 2172068-99.

Pohjamaan routivuus määritetään ohjeessa Teiden suunnittelu IV, Tien rakenne esitettyä materiaalin rakeisuuteen perustuvaa luokitusta käyttäen.

9 TIEN YMPÄRISTÖGEOTEKNISET SUUNNITTELUPE- RUSTEET

9.1 Pohjavesisuhteiden hallinta

9.1.1 Pohjatutkimukset ja pohjavesisuhteiden määrittäminen

Tieleikkausten ja alikäytävien suunnittelua varten tehdään suunnittelutehtävän kannalta riittävän laaja-alaiset ja pitkäaikaiset pohjavesihavainnot osana muita pohjatutkimuksia.

Pohjatutkimusten osalta sovelletaan julkaisuja:

- Tieleikkausten pohjatutkimukset, Geotekniikan informaatiojulkaisuja TIEL 32000354
- Teiden pehmeikkötutkimukset, Geotekniikan informaatiojulkaisuja TIEL 32000520
- Siltojen pohjatutkimukset, Geotekniikan informaatiojulkaisuja TIEL 32000537

Pohjaveden havaintoputkien asentaminen ja havaintojen tekeminen on esitetty Suomen Geoteknillinen yhdistys ry:n Kairausoppaassa IV: Pohjavedenpinnan ja huokospaineen mittaaminen.

Geoteknisen suunnittelijan on aina voitava pohjavesihavaintojen perusteella päätellä suunnittelutehtävän kannalta riittävällä tarkkuudella yli-, keski- ja alivesi vertaamalla havaintoja vastaavissa olosuhteissa tehtyihin pitkäaikaishavaintoihin, sekä ottamalla huomioon pohjaveden vuotuiset korkeusvaihtelut ja sadanta havaintojaksojen aikana. Tämän perusteella saadaan mitoittavat vedenpinnat Pohjarakennusohjeiden mukaisesti.

Kun pohjavedenpintojen vuodenaikaisvaihtelut ovat suuremmat kuin avovedenpintojen, havaintojakson on oltava vähintään vuosi ja havaintotiheyden kerran kuukaudessa, jotta pohjavedenpintojen vuodenaikaisvaihtelut saadaan selville. Koska vuodetkaan eivät ole samanlaisia, olisi havaintojakson kohteissa, joissa pohjaveden alentaminen saattaa aiheuttaa rakennusten tai rakenteiden painumista tai puisten perustusrakenteiden lahoamista, oltava useita vuosia.

Jotta pohjavedenpintojen vaihtelut ja pohjaveden virtaussuunnat saadaan yksityiskohtaisesti ja luotettavasti selville, on pohjaveden havaintoputkia sijoitettava koko riskialueelle pohjasuhteiden vaihtelusta riippuen 20 - 100 m välein.

Maan vedenläpäisevyyden määritykset tehdään alustavasti maanäytteiden avulla laboratorioissa tai in-situ. Maan kerrosrakenteen ja erityisesti vedenläpäisevyyden huomattavan suuri vaihtelu tekee alustavat arviot yleensä hyvin epäluotettaviksi. Maan vedenläpäisevyyden määrittäminen voidaan tehdä luotettavasti vain pitkäaikaisiin koepumppauksiin perustuvilla analyyseillä.

9.1.2 Pohjaveden alentaminen

9.1.2.1 Työnaikainen pohjaveden alennus

Työnaikaisen pohjaveden alennuksen suunnittelu kuuluu työnaikaisen kaivujen ja kaivantojen suunnitteluun. Tällaisia kaivuja ja kaivantoja tarvitaan muun muassa massanvaihtoja, leikkausluiskia, alikulkukäytäviä, rumpuja ja putkijohtoja rakennettaessa.

Lyhytaikainen pohjavedenalennus ei yleensä aiheuta merkittäviä ympäristöriskejä kaivojen väliaikaista kuivumista lukuun ottamatta. Jos työnaikainen pohjavedenalennus kestää kuukausia, se voi aiheuttaa puuston kuolemista, sekä hienorakeisten ja eloperäisten maakerrosten alueella olevien maanraisten ja joskus paaluilla perustettujen rakennusten ja rakenteiden painumista.

Kertaluonteinen, lyhytaikainen pohjaveden alennus ei yleensä aiheuta puupaalujen lahoamista. Kuitenkin puupaalut voivat olla koheesiopaaluja tai ne on muuten lyöty niin vähäisellä lyöntienergialla, että ne painuvat ympäröivien maakerrosten painuessa.

Geotekniseen suunnitteluun kuuluu arvion laatiminen työnaikaisen pohjaveden alentamisen vaikutuksista sekä suunnitelman laatiminen tilaajan päättämien toimenpiteiden mukaisesti, jolloin vaihtoehtoina voivat olla:

- Pohjaveden työnaikainen aleneminen estetään tai rajataan työkohteeseen
- Pohjaveden alenemisen haittoja vähennetään varautumalla veden toimituksiin ja kasteluun
- Haittojen ja vahinkojen korvaus.

Pohjaveden alentamisesta tai sen rajaamisesta laaditaan vähintään suunnitelma suunnitteluvaiheen edellyttämällä tarkkuudella (luku 9.1.2.3).

9.1.2.2 Pysyvä pohjaveden alennus

Koska pohjavedenpinnan alapuolelle rakennettavat vesitiiviit kaukalarakenteet ja niiden ankkurointi nostetta vastaan ovat huomattavan kalliita ratkaisuja, voi tilaaja päätyä pohjavedenpinnan alapuolelle ulottuvien tieleikkausten ja alikäytävien osalta pysyvään pohjavedenalennukseen.

Kun pohjavettä alennetaan pysyvästi, on tarkoin selvitettävä vaikutusalueen laajuus. Tämä voidaan luotettavasti tehdä vain niin pitkäaikaisella koepumpauksella, että sillä saavutetaan stationäärinen suotonvirtaustila. Jos vedenläpäisevyysmääritykset tehdään näytteille laboratoriossa tai in-situ, ne pätevät vain siinä paikassa mistä näyte on otettu tai missä in-situ-määritys on tehty. Jos näiden määritysten perusteella lasketaan esimerkiksi useimmista oppi- ja käsikirjoista löytyvillä kaivokaavoilla suotovirtaus, on otettava huomioon, että maan kerrosrakenne ja maan vedenläpäisevyyden herkkä ja suuri vaihtelu voivat johtaa suuriin arviointivirheisiin suotovesimäärissä. Näin meneteltäessä vaikutusalueen laajuus voidaan arvioida vain karkeasti.

Käytettäessä FEM-mallinnusta, jonka oikea toiminta testataan riittävän pitkäaikaisella koepumppauksella, päästään hyvään tarkkuuteen pohjaveden käyttäytymisen ennustamisessa mallin alueella. Suotonvirtauksen FEM-mallinnus on erityisen vaativa tehtävä, jonka suorittamiseen tarvitaan suotovirtaukseen ja FEM-mallinnukseen hyvin perehtynyt asiantuntija.

Pohjaveden alentamiseen tarvitaan ympäristölupa, kun pumpattava vesimäärä ylittää 250 m³ vuorokaudessa.

Pysyvä pohjaveden aleneminen tappaa kasvillisuutta, erityisesti paljon vettä kuluttavia puita, kuivattaa kaivoja, aiheuttaa kokoonpuristuvien maakerrosten varaan perustettujen rakennusten ja rakenteiden painumista sekä puisien perustusrakenteiden ja paalujen lahoamista. Koheesiopaaluilla perustetut rakenteet painuvat samoin kuin puiset kitka- ja tukipaalut voivat painua, koska ne on lyöty tehottomilla lyöntikalustoilla. Betoniset tukipaalut voivat painua negatiivisen vaippahankauksen lisääntymisen takia.

Geotekniseen suunnitteluun kuuluu arvion laatiminen pysyvän pohjaveden alentamisen vaikutuksista ja sekä suunnitelman laatiminen tilaajan päättämien toimenpiteiden mukaisesti, jolloin vaihtoehtoina voivat olla:

- Pohjaveden pysyvä aleneminen estetään tai rajataan
- Pohjaveden alenemisen haittoja vähennetään esimerkiksi:
 - Tekemällä ja toteuttamalla vihersuunnitelma, jossa arka kasvillisuus korvataan paremmin pohjaveden alenemista sietävillä lajeilla.
 - Liittämällä kaivoja käyttävät taloudet vesijohtoverkon piiriin.
 - Perustamalla painumavaarassa olevat tai puisilla perustusrakenteilla olevat rakennukset ja rakenteet ennen projektin toteuttamista uusille perustuksille, jotka eivät painu tai lahoa.
 - Sopimalla riskialttiiden rakennusten ja rakenteiden omistajien kanssa korvausmenettelystä.

9.1.3 Pohjaveden alennussuunnitelma

Pohjaveden alennussuunnitelman tulee kaikissa suunnitteluvaiheissa olla niin yksityiskohtainen, että hankkeen toteuttamiskelpoisuus voidaan arvioida. Kustannukset on selvitettävä suunnitteluvaiheen edellyttämällä tarkkuudella. Suunnitelmassa tulee erikseen ottaa huomioon tilapäisen pohjaveden alentamisen edellytykset ja pysyvän pohjaveden alentamisen edellytykset. Koska ratkaisun kustannusvaikutukset ovat huomattavat ja ratkaisu saattaa vaikuttaa merkittävästi koko suunniteltavaan kohteeseen, on usein tarkoituksenmukaista tehdä muuta suunnittelua yksityiskohtaisemmat selvitykset pohjaveden alentamisesta ja sen vaikutuksista. Tähän kuuluu pohjaveden alenemisalueella olevien perustusrakenteiden geoteknisen mitoituksen tarkistaminen erityisesti painuman osalta niin, että ne eivät ylitä rakennuksen sietämiä painumia ja painumaeroja. Alimman pohjaveden pintojen on pysyttävä vähintään 0,50 m puisien perustusrakenteiden yläpuolella rakennuksen ja rakenteiden koko käyttöiän.

Pohjaveden alennussuunnitelma laaditaan tilaajan määrittämällä tarkkuudella.

9.1.4 Pohjaveden suojaus

Pohjaveden suojaustarve määritellään ja suojausrakenteet suunnitellaan ohjeen Pohjaveden suojaus tien kohdalla, luonnos 8.5.2000 TIEL 2140001-2000.

Käytettäviin suojausmateriaaleihin sovelletaan ensisijaisesti kulloinkin voimassa olevissa Tienrakennuksen yleisissä laatuvaatimuksissa ja työselityksissä (TYLT) olevia pohjaveden suojausta koskevia vaatimuksia.

9.2 Tärinä ja melu

Pohjarakenteet on suunniteltava sellaisiksi, että ne voidaan toteuttaa ilman, että ympäristölle aiheutetaan asetetut raja-arvot ylittävää melua tai tärinää tai rakenteita vaurioitetaan. Pohjarakennustöiden aiheuttamaa tärinää tai melua ja niiden vaikutuksia on vaikea arvioida ennakkoon luotettavasti. Suunnitteluvaiheessa voidaan käyttää hyväksi liitteessä 7 esitettyjä arviointimenettelyjä.

Liitteessä 7 on esitetty arviointimenettelyjä tärinän ja melun arvioimiseksi

- paalutustyön
- louhinnan
- pinta- ja syvätiivistyksen
- hydraulivasaran
- liikenteen aiheuttamalle tärinälle.

Suunnitelmassa esitetään tarpeelliset vaatimukset työnsuoritukselle.

10 KIRJALLISUUTTA

Lukuun 5 liittyvää kirjallisuutta:

RIL 157-I, Geomekaniikka I, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y., Helsinki 1985.

Handboken bygg, Geoteknik, Liber Förlag, Stockholm 1984.

Kolisoja P., Maan mekaanisten ominaisuuksien automatisoitu määrittäyslaitteisto, Licensiaatintyö. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Tampere 1990.

Kolisoja, P., Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet – Kirjallisuusselvitys, TIEL 3200163.

Korpi, J., In-situ -kuormituskoe painumien määrittämiseksi. Helsingin kaupungin geoteknisen osaston tiedonanto numero 42, Helsinki 1985.

Länsivaara, T., Jännityspolkuohjaus kolmiakssiaalikoikeessa. Diplomityö, Tampereen teknillinen korkeakoulu, Tampere 1992

Swedish Geotechnical Institute, Information 6, Torv – geotekniska egenskaper och byggmetoder . Linköping 1988.

ISSMGE, European Technical Committee 5, Standardisation of laboratory testing. Danish Geotechnical Society, Lyngby 1995.

Swedish Geotechnical Institute, Information 3, Utvärdering av skjuvhållfasthet i kohesionsjord. Linköping 1985.

Swedish Geotechnical Institute, Information 8, Hållfasthet i friktionsjord. Linköping 1989.

Swedish Geotechnical Institute, Information 16, Siltjordars egenskaper. Linköping 1998.

Swedish Geotechnical Institute, Information 13, Sättningsprognoserna för bankar på lös finkornig jord – Beräkning av sättningarnas storlek och tidsförlopp. Linköping 1994.

Souto, A., Tierakennusmateriaalien dynaamisten moduulien määrittäminen resonant column ja bender element -laitteistolla. Diplomityö, Tampereen teknillinen korkeakoulu, Tampere 1993.

Tiehallinto, Tie- ja liikennetekniikka. Painumalaskentamenetelmien käyttökelpoisuuden arviointi, TIEL 32000630. Helsinki 2000.

Tielaitos, geokeskus. Maanvarainen tiepenger savikolla, suunnitteluohje. TIEL 32000276. Helsinki 1994.

Lukuun 7 liittyvää kirjallisuutta:

Pålkommissionen, Omgivningpåverkan vid på- och spontslagning. Rapport 95. Linköping 1997.

Pöllä, Kärnä, Vuolio, Paavola, Räsänen. Louhintatärinän syntyminen ja välittyminen sekä rakenteiden ja laitteiden tärinänkestävyys. Tutkimusraportti VTT yhdyskuntatekniikka, Kalliorakentaminen 2000, projekti 3.7, Espoo 1996.

Vuolio, R. 1990. Blast Vibration: Threshold Value and Vibration Control. Acta Polytechnica Scandinavia, Civil Engineering and Building Construction Series No. 95. ISBN 951-666-301-X. ISSN 0+355-2705.

Vuolio, R. 1991. Räjätystyöt. Forssan kirjapaino Oy 1991. Suomen maarakentajien keskusliitto ry. ISBN 952-90-2761-3.

Lukuun 8.3 liittyvää kirjallisuutta

Korhonen, K-H. et al. Rakennusalan kallioluokitus. VTT:n Geotekniikan laboratorio, Tiedonanto 12. Espoo 1974.

Niemisara, H., Geologiset rakenteet tiekallioleikkausten suunnittelussa ja toteutuksessa. Diplomityö, Teknillinen korkeakoulu, Materiaali- ja kalliotekniikan laitos. Espoo 1994.

Näätänen, A., Pehmeikölle rakennettavien tieleikkausten geotekniset laskelmat, Tiehallituksen sisäisiä julkaisuja 43/1992. Helsinki 1992.

Tienrakennustöiden yleiset laatuvaatimukset ja työselitykset, Kalliorakenteet. TIEL 2212458. Helsinki 1991.

Kallion laatututkimukset tiensuunnittelussa, Ohje. Geotekniikka ja geologia. TIEL 2180001. Helsinki 1991.

Kallioleikkaukset. Tielaitoksen selvityksiä 30/94. Geokeskus. TIEL 3200240. Helsinki 1994.

11 LIITTEET

- Liite 1 Tiehallinnon liikenne-, tietekniset ja sillansuunnittelun ohjeet
- Liite 2 Yleissuunnitelman geotekninen suunnittelu
- Liite 3 Tiesuunnitelman geotekninen suunnittelu
- Liite 4 Rakennussuunnitelman geotekninen suunnittelu
- Liite 5 Maakerrosten ja pengermateriaalien geotekniset ominaisuudet
- Liite 6 Rakennusmateriaalien ominaisarvoja
- Liite 7 Rakennustöiden aiheuttamat kuormitukset

TIEHALLINNON LIIKENNE-, TIETEKNISET JA SILLAN- SUUNNITTELUN OHJEET

Tiehallinnon liikenne- ja tietekniset ohjeet

www.tiehallinto.fi/thohje

ja sillansuunnittelun ohjeet

www.tiehallinto.fi/sillat

YLEISSUUNNITELMAN GEOTEKNINEN SUUNNITTELU

Tiensusuunnittelun toimintaohjeet	Geoteknisen suunnittelijan tehtävät	Tulostus
Lähtötietojen hankkiminen	<ul style="list-style-type: none"> Maaperätietojen hankinta Olemassa olevien siltojen ja muiden rakenteiden perustamistietojen hankinta 	Pohjatutkimusohjelma Suunnitteluraportti ja työkansio
Tavoitteiden tarkentaminen	<ul style="list-style-type: none"> Osallistuu pääsuunnittelijan ohjeiden mukaan 	Suunnitteluraportti
Ympäristövaikutusten arviointimenettely	<ul style="list-style-type: none"> Osallistuu pääsuunnittelijan ohjeiden mukaan 	Suunnitteluraportti
Sidosryhmätyöskentely ja tiedottaminen	<ul style="list-style-type: none"> Osallistuu pääsuunnittelijan ohjeiden mukaan 	Suunnitteluraportti
Vaihtoehtotarkastelut	<ul style="list-style-type: none"> Pohjatutkimusten ohjelmointi Pohjasuhteiden selvittämien Rakenteiden alustamitoitus Ympäristövaikutusten arviointi Kustannusarvioiden laadinta vertailua varten 	Pohjatutkimusohjelma selvitykset liitetään osaksi suunnitelmaselostusta. Yksityiskohtaisemmat selvitykset liitetään raporteina työkansioon
Yleissuunnitelman laatiminen	<ul style="list-style-type: none"> Pohjatutkimusten ohjelmointi Pohjasuhteiden selvittäminen Painumien, vakavuuden ja routimisen arviointi Pohjarakenteiden ja pohjanvahvistustoimenpiteiden alustava mitoitus pehmeikköosuuksilla ja siltapaikoilla Alustavia siltatyypin, -ratkaisujen ja -paikkojen vertailu Pohjavesien suojaustarve, suojauskohteet ja -periaatteet Vaikutukset ympäristöön Kustannusarvioiden laadinta 	Pohjatutkimusohjelma Selvitykset liitetään osaksi suunnitelmaselostusta Pohjanvahvistustoimenpiteet esitetään suunnitelmapiirustuksissa. Yksityiskohtaisemmat selvitykset liitetään raporteina Tekniseen suunnitelmaan Mitoitustarkastelut dokumentoidaan työkansioon.
Vaikutustarkastelut	<ul style="list-style-type: none"> Vaikutustarkastelu: pohjavesi, tärinä ja rakennustyön vaikutukset ympäristöön 	Selvitykset liitetään raporteina Tekniseen suunnitelmaan

Pohjatutkimukset, laboratoriotutkimukset ja geotekninen suunnittelutyö dokumentoidaan kohdan 2.2 mukaisesti.

TIESUUNNITELMAN GEOTEKNINEN SUUNNITTELU

Tiesuunnitelma: Tehtävät ja tulosteet

Tiesuunnittelun toimintaohjeet		Geoteknisen suunnittelijan tehtävät	Tulostus (tiesuunnitelman osa A...E)
Lähtötietojen hankinta ja täydentämien		<ul style="list-style-type: none"> Maastoinventoinnit Olemassa olevan pohjatutkimustiedon hankinta Pohjatutkimusohjelmointi Pohjatutkimusten siirto suunnittelujärjestelmään 	E E E E, C
Geometrian suunnittelu		<ul style="list-style-type: none"> Geometriassa huomioidaan geotekniikan periaateratkaisut Alueellinen vakavuus 	E E
Tierakenteen suunnittelu	Poikkileikkaus ja päällysrakenne	<ul style="list-style-type: none"> Päällysrakennetyyppien suunnittelu: kantavuus/ routa/nykyiset rakenteet Pohjanvahvistusten tilanvaraukset 	C, E C
	Geotekninen suunnittelu	<ul style="list-style-type: none"> Painuma- ja vakavuustarkastelut Vaihtoehtojen vertailu Pohjanvahvistustoimenpiteet ja Pohjarakenteiden suunnittelu Pohjanvahvistusratkaisuvaihtoehtojen sopivuus suunnitellulle tiealueelle Määritettävä rakentamistoimenpiteiden vaatim aika 	E E E E D
	Kuivatuksen suunnittelu	<ul style="list-style-type: none"> Uomien vakavuus Kuivatustarve: pohjaveden suotautuminen Rumpujen perustaminen 	E E C, E
	Pohjaveden alentamisen ja suojauksen suunnittelu	<ul style="list-style-type: none"> Pohjaveden alentamisen ja suojauksen suunnittelu Pohjaveden alentamistarve Selvitetty pumpattavat pohjavesimäärät Suojaustarpeen laajuus Ympäristökeskuksen lausunnot hankittu 	C, E E E A, C, E E
Valaistuksen, liikenteenohjauksen sekä laitteiden ja varusteiden suunnittelu	Valaistus	<ul style="list-style-type: none"> Perustaminen >< tyyppiperustukset 	C, E
	Viitoitus	<ul style="list-style-type: none"> Perustaminen >< tyyppiperustukset 	C, E
	Laitteet ja varusteet	<ul style="list-style-type: none"> Perustaminen >< tyyppiperustukset 	C, E
Ympäristösuunnittelu		<ul style="list-style-type: none"> Vakavuustarkastelut Vaikutus muihin rakenteisiin 	C, E A, E
Siirto ja suojaustoimenpiteiden sekä rakenteiden suunnittelu		<ul style="list-style-type: none"> Pohjanvahvistustoimenpiteet ja pohjarakenteiden suunnittelu tarvittaessa 	D, E
Maa-ainesten otto- ja läjitysalueiden suunnittelu		<ul style="list-style-type: none"> Ottoalueiden materiaalien laatu ja määrä, pohjavesiolosuhteet Läjitysalueiden pohjavesiolosuhteet, vakavuus 	C, E C, E
Siltasuunnitelman laatimiseen liittyvät tehtävät		<ul style="list-style-type: none"> Pohjanvahvistustoimenpiteet ja pohjarakenteiden suunnittelu kappaleen 2.8 mukaisesti 	kappaleen 2.8 mukaisesti
Tiesuunnittelun kokoaminen		<ul style="list-style-type: none"> Kustannusarvion laatiminen 	B, E

Pohjatutkimukset, laboratoriotutkimukset ja geotekninen suunnittelutyö dokumentoidaan kohdan 2.2 mukaisesti ja raportit liitetään tiesuunnitelman osaan E.

RAKENUSSUUNNITELMAN GEOTEKNINEN SUUNNITTELU**Rakennussuunnitelma: Tehtävät ja tulosteet**

Tiensuunnittelun toimintaohjeet		Geoteknisen suunnittelijan tehtävät	Tulostus
Geometria	Linjaus ja tasaus	<ul style="list-style-type: none"> Osallistuu tasausratkaisujen suunnitteluun 	Tulosteet ohjeen Teiden suunnittelu I-IX mukaan
Tierakenne	Alusrakenne	<ul style="list-style-type: none"> Penkereiden ja leikkausten vakavuus- ja painuma-analyysit Pohjamaan kuormitus- ja routakestävyysmitoituksen hankekohtaisten parametrien määrittäminen 	
	Päällysrakenne ja poikkileikkaus	<ul style="list-style-type: none"> Päällysrakenne suunnitelman tarkistus Sitomattomien rakennekerrosten hankekohtaisten kuormituskestävyysparametrien määrittäminen 	
Geotekniikka	Maaperätutkimusten ohjelmointi ja käsittely	<ul style="list-style-type: none"> Maastokatselmus Pohjatutkimusohjelman laadinta Pohjatutkimusraportin tarkastus ennen tulosten käyttöä 	
	Geotekninen suunnittelu	<ul style="list-style-type: none"> Ympäristövaikutuksia koskevien rajoitusten selvittäminen Pohjavahvistusten ja pohjarakenteiden yksityiskohtainen suunnittelu Suunnitteluvaatimukset urakoitsijan suunniteltaviksi tuleville rakenteille Rakentamismenetelmille asettavat vaatimukset Ympäristövaikutusten arviointi ja niiden hallinta Rummut, pumppaamot sekä erikoisrakenteiden suunnittelu / tarkistus perustamistapojen osalta 	
Kuivatus	Kuivatuksen suunnittelu	<ul style="list-style-type: none"> Pohjaveden alentumiseen johtavien kuivatusratkaisujen vaikutukset ympäristöön ja rakennuksiin 	
	Pohjaveden suojausten suunnittelu	<ul style="list-style-type: none"> Pohjaveden suojausten suunnittelu ja vaihtoehtoverailu 	
Valaistus		<ul style="list-style-type: none"> pohjarakenteiden yksityiskohtainen suunnittelu 	
Liikenteen ohjaus	Viitoituksen ja liikenne-merkkien suunnittelu	<ul style="list-style-type: none"> Pohjarakenteiden yksityiskohtainen suunnittelu 	
Ympäristö	Istutusten ja maastomuotoilujen suunnittelu	<ul style="list-style-type: none"> Vakavuus- ja painuma-analyysit Tarvittaessa pohjarakenteiden yksityiskohtainen suunnittelu 	
	Meluesteiden ja kadun kalusteiden suunnittelu	<ul style="list-style-type: none"> Vakavuus- ja painuma-analyysit Tarvittaessa pohjarakenteiden yksityiskohtainen suunnittelu 	
Muut rakenteet, siirto ja suojaustoimenpiteet	Muiden rakenteiden suunnittelu	<ul style="list-style-type: none"> Pohjarakenteiden yksityiskohtainen suunnittelu 	
	Siirto ja suojaustoimenpiteiden suunnittelu	<ul style="list-style-type: none"> Rakenteiden ja rakennusten siirto ja suojaus: pohjanvahvistukset 	
Maa-ainesten käyttö	Massavarat ja tarpeet	<ul style="list-style-type: none"> Pohjamaan sekä maa- ja kalliomassojen käyttökelpoisuus, kantavuus ja routivuus luokittelu 	
	Läjitäsalualueiden suunnittelu	<ul style="list-style-type: none"> Vakavuus- ja painuma-analyysit, tarvittaessa pohjanvahvistusten suunnittelu Kuivatuksen suunnittelu Ympäristövaikutusten arviointi 	
Sillan-suunnittelu	Lähtötiedot siltsuunnittelijalle	<ul style="list-style-type: none"> Kappaleen 2.8 mukaiset tehtävät 	kts kpl 2.8
	Geotekninen suunnittelu	<ul style="list-style-type: none"> Kappaleen 2.8 mukaiset tehtävät 	kts kpl 2.8

Pohjatutkimukset, laboratoriotutkimukset ja geotekninen suunnittelutyö dokumentoidaan kohdan 2.2 mukaisesti.

MAAKERROSTEN JA PENGERMATERIAALIEN GEOTEKNISET OMINAISUUDET

Sisältö

1 MAAN JA MURSKAUSTUOTTEIDEN GEOTEKNISTEN OMINAISUUKSIEN MÄÄRITYS

- Laboratorio- ja in-situ –mittaukset
- Maalajiin, indeksiominaisuuksiin ja kairaustuloksiin perustuvat arviot
- Ohjeissa ja käsikirjoissa julkaistut arvot

2 LUOKITUSOMINAISUUDET

- Laboratorio- ja in-situ –mittaukset
- Maalajiin, indeksiominaisuuksiin ja kairaustuloksiin perustuvat arviot

3 LUJUUS- JA MUODONMUUTOSOMINAISUUKSIEN MÄÄRITYSMENETELMÄT

3.1 Savi, savinen siltti ja lieju

- Laboratorio- ja in-situ –mittaukset
- Maalajiin, indeksiominaisuuksiin ja kairaustuloksiin perustuvat arviot

3.2 Siltti ja hiekka

- Laboratorio- ja in-situ-mittaukset
- Maalajiin, indeksiominaisuuksiin ja kairaustuloksiin perustuvat arviot

3.3 Sora, moreenit ja murskaustuotteet

- Laboratorio- ja in-situ-mittaukset
- Maalajiin, indeksiominaisuuksiin ja kairaustuloksiin perustuvat arviot

3.4 Louhe

3.5 Turpeet

- Laboratorio- ja in-situ –mittaukset
- Maalajiin, indeksiominaisuuksiin ja kairaustuloksiin perustuvat arviot

4 KOETULOSTEN TULKINTA

4.1 Moduuliarvojen määrittäminen

- Muodonmuutostason vaikutus
- Jännitystilän vaikutus
- Näytteen häiriintyneisyyden vaikutus
- Koetekniikan vaikutus

4.2 Painumakokeet

- Painumakokeiden suoritustavat
- Painumalaskelman suoritustavat
- Janbun tangenttimoduulimenetelmä
- Ruotsalainen menetelmä
- Kokoonpuristuvuusindeksi-menetelmä
- Koetulosten nopeusriippuvuus
- Suositeltavat painumakokeen koenopeudet
- Lievästi ylikonsolidoituneet maakerrokset
- Näytteen häiriintyneisyyden vaikutus

4.3 Lujuusominaisuuksien määrittäminen

- Kuormitussuunnan vaikutus
- Kuivatusolosuhteiden vaikutus
- Muodonmuutostason ja konsolidaatiotilan vaikutus

4.4 Maalajiin, indeksiominaisuuksiin ja kairaustuloksiin perustuvat arviot

- Jännitys- ja muodonmuutostason vaikutus
- Tiiviystilan vaikutus
- Kosteustilan vaikutus
- Rakeisuuden vaikutus
- Raemuodon vaikutus

5 MAAN OMINAISUUDET DYNAAMISESSA JA SYKLISESSÄ KUORMITUKSESSA

- Määrittävien vaikutus maan dynaamisiin ja syklisiin ominaisuuksiin
- Dynaamisten ja syklisten ominaisuuksien määrittäminen menetelmät
- Dynaamisten ja syklisten ominaisuuksien arviointi staattisten kokeiden perusteella

6 ROUTIMISOMINAISUUDET

- Routivuuden arviointimenetelmät
- Routanousuparametrien määrittäminen

1 MAAN JA MURSKAUSTUOTTEIDEN GEOTEKNISTEN OMINAISUUKSIEN MÄÄRITYS

Laboratorio- ja in-situ -mittaukset

Luotettavimmat tavat luonnontilaisten maakerrosten geoteknisten ominaisuuksien määrittämiseen ovat suoraan maaperässä tehtävät in-situ -mittaukset sekä häiriintymättömille näytteille tehtävät laboratorionäytteenotukset. Myös rakennettavien maarakennekerrosten geotekniset ominaisuudet voidaan luotettavimmin määrittää joko maarakenteen rakentamisessa käytettäville materiaaleille tehtävin laboratorionäytteenotuksin tai suoraan maarakenteesta tehtävin mittauksin.

Koska useimpien maakerrosten geotekniset ominaisuudet, erityisesti niiden lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet, riippuvat muun muassa vallitsevasta jännitys- ja muodonmuutostasosta sekä kuormituksen nopeudesta ja suunnasta, on käytettävien kenttä- ja laboratorionäytteenotusten mahdollisimman tarkasti jäljiteltävä mitoitus- ja tarkastelun kohteena olevaa kuormitustilannetta. Julkaistuun kirjallisuuteen ja olemassa olevaan aiempaan kokemukseen perustuvat korrelaatiot saatujen mittaustulosten ja materiaalin muiden mitattavissa olevien ominaisuuksien välillä on mahdollisuuksien mukaan myös aina tarkistettava.

Maalajiin, indeksiominaisuuksiin ja kairaustuloksiin perustuvat arviot

Luonnontilaisten ja rakennettujen maakerrosten geotekniset ominaisuudet voidaan usein suuruusluokalleen arvioida joko kairaustuloksiin, maalajin rakeisuuteen tai maalajin indeksiominaisuuksiin perustuen. Tällaisen epäsuoran arvion on mahdollisuuksien mukaan aina tukeuduttava vastaavanlaisissa olosuhteissa tehtyihin aikaisempiin laboratorio- tai in-situ-mittauksiin.

Epäsuoria arviointimenetelmiä sovellettaessa tarkasteltavaa geoteknistä ominaisuutta kuvaavan suureen arvo on aina pyrittävä arvioimaan useampaa kuin yhtä menetelmää käyttäen. Eri menetelmiin perustuvien arvioiden keskinäiseen yhteensopivuuteen on tällöin kiinnitettävä erityistä huomiota.

Ohjeissa ja käsikirjoissa julkaistut arvot

Helpoissa suunnittelukohteissa ja alustavien tarkastelujen tarpeisiin maakerrosten ja pengermateriaalien geotekniset ominaisuudet voidaan arvioida myös käsikirjoissa ja ohjeissa julkaistujen eri maalajien tyypillisten ominaisuuksien perusteella. Näitä sovellettaessa suunnittelun pohjana käytettävät mitoitusarvot on aina valittava tarkasteltavan mitoitusolosuhteen kannalta varovaiselle puolelle.

2 LUOKITUSOMINAISUUDET

Luonnontilaisissa maakerroksissa esiintyvien maalajien ja pengermateriaalien luokitusominaisuuksilla tarkoitetaan tässä yhteydessä seuraavan luettelon mukaisia tai suoraan niiden perusteella johdettavissa olevia ominaisuuksia:

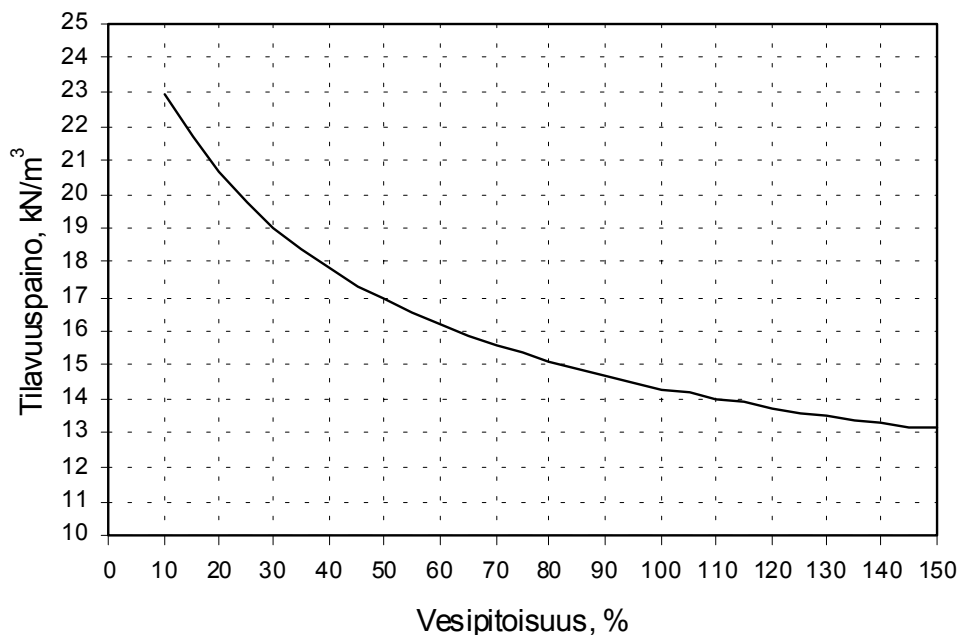
- rakeisuusjakautuma
- kiintotiheys
- irtotiheys
- tilavuuspaino
- vesipitoisuus
- humuspitoisuus
- tiiviysaste
- suhteellinen tiiviys
- konsistenssirajat

Laboratorio- ja in-situ –mittaukset

Karkearakeisten maalajien hiekan, soran sekä moreenien ja murskaustuotteiden irtotiheyden, tilavuuspainon ja tiiviystilan mittauksia lukuun ottamatta luokitusominaisuuksien määritykset tapahtuvat pääsääntöisesti laboratorioolosuhteissa tehtävin mittauksin.

Karkearakeisten maalajien ja moreenikerrosten pintaosan luonnontilaisen tiiviyyden samoin kuin näistä maalajeista tai murskatuista materiaaleista rakennettujen maarakenteiden tiiviystilan suorassa mittaamisessa käytetään tavallisimmin vesivolymetria tai radiometristä tiiviyyden mittausta. Ohjeita näiden mittausten tekemiseen on annettu Tielaitoksen julkaisussa Rakentamisen laadunvarmistus, Alusrakenne ja päällysrakenteen sitomattomat kerrokset, TIEL 2220003. Suoriin tiiviysmittauksiin perustuvat tiiviysvaatimukset pengerrakenteiden materiaaleille on esitetty Tielaitoksen julkaisussa Tierakennustöiden yleiset laatuvaatimukset ja työselitykset, Penger- ja kerrosrakenteet.

Vesipitoisuuden perusteella veden kyllästävässä tilassa olevan hienorakeisen maakerroksen tilavuuspainoa voidaan arvioida kuvan 10.1 mukaisesti.



Kuva 10.1 Veden kyllästämien hienorakeisten maalajien tilavuuspainon arviointi vesipitoisuuden perusteella. Maa-aineksen kiintotiheydeksi on kuvassa oletettu 2,70 t/m³.

Maalajiin, indeksiominaisuuksiin ja kairautuloksiin perustuvat arviot

Karkearakeisista maalajeista ja moreenista koostuvien luonnontilaisten ja rakennettujen maakerrosten tiiviyttä voidaan arvioida maakerroksen kairausvastuksen perusteella. Paino- ja heijarikairauksen osalta tiiviystilan arviointiin tällöin sovellettavissa olevia kairausvastuksen tyypillisiä arvoja on esitetty taulukoissa 10.1 ja 10.2.

Eryyisesti paljon kiviä tai muita karkeita lajitteita sisältävistä kivennäismaalajeista ja murskatuista kiviaineksista rakennettujen maarakenteiden tiiviytilaa voidaan arvioida epäsuorasti levykuormituskokeen ja pudotuspainomittauksen tulosten perusteella. Yksityiskohtaisempia ohjeita näiden mittausten tekemisestä on annettu Tielaitoksen julkaisussa Rakentamisen laadunvarmistus, Alusrakenne ja päällysrakenteen sitomattomat kerrokset, TIEL 2220003. Levykuormituskokeeseen ja pudotuspainomittaukseen perustuvat tiiviytsvaatimukset pengerrakenteiden materiaaleille on esitetty Tielaitoksen julkaisussa Tierakennustöiden yleiset laatuvaatimukset ja työselitykset, Pengerrakenteet ja kerrosrakenteet.

Hienorakeisissa maakerroksissa esiintyvien vesipitoisuusvaihteluiden selvittämiseen voidaan käyttää radiometristä luotausta ja sähköistä maavastusluotausta. Sekä luotauksen suorittajan että luotaustulosten tulkitsijan on tällöin oltava erityisen hyvin perehtynyt käytettävän menetelmän toimintaperiaatteeseen. Luotauksiin perustuvat vesipitoisuusarvot on myös aina varmistettava maakerroksesta otetuille näytteille laboratoriossa tehtävien vesipitoisuusmääritysten avulla.

3 LUJUUS- JA MUODONMUUTOSOMINAISUUKSIEN MÄÄRITYSMENETELMÄT

3.1 Savi, savinen siltti ja lieju

Laboratorio- ja in-situ -mittaukset

Savi ja savinen siltti sekä monissa tapauksissa myös lieju ovat maalajeja, joista on yleensä mahdollista ottaa rakenteeltaan kohtuullisen häiriintymättömiä maanäytteitä. Näiden maalajien staattista kuormitustilannetta vastaavat lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet voidaan määrittää sekä suljetussa että avoimessa tilassa tehtävin laboratorikokein.

Suljetun tilan leikkauslujuus määritetään tavallisesti kartiokokeella, jonka yksityiskohtaiset suoritusohjeet on esitetty Suomen Geoteknillinen Yhdistys ry:n julkaisussa Geotekniset laboratorio-ohjeet, GLO-85. Kartiokokeen lisäksi suljetun tilan leikkauslujuuden määrittämiseen voidaan käyttää konsolidoimatonta nopeasti leikattavaa kolmiakσιαalikoetta – UU-koetta, jonka yhteydessä maanäytteestä voidaan määrittää myös suljetun tilan kimmomoduulin arvo. Suoritusohjeet UU-kokeiden tekemiseen on esitetty kansainvälisen geoteknisen yhdistyksen ISSMGE:n alakomitean ETC5 julkaisussa Standardisation of laboratory testing.

Tavallisin koemenetelmä saven, savisen siltin ja liejun avoimen tilan lujuusparametrien määrittämiseen on konsolidoitu nopeasti leikattava kolmiakσιαalikoetta – CU-koe, jossa leikkausvaiheen aikana mitataan näytteen sisällä vallitsevaa huokosvedenpainetta. Useimmiten CU-kokeiden yhteydessä näytteen konsolidointi tehdään isotrooppisessa jännitystilassa, mutta toisinaan myös anisotrooppisen konsolidoinnin käyttö voi olla perusteltua.

Toinen tapa avoimen tilan lujuusparametrien määrittämiseen on tehdä konsolidoitujen näytteiden leikkaaminenkin avoimessa tilassa CD-koemenetelmää käyttäen. Hienorakeisten maalajien tapauksessa koemenetelmän käyttöä rajoittaa kuitenkin kokeen pitkä kesto-aika, joka saattaa enimmillään olla jopa useita viikkoja yhtä näytettä kohti. Lujuusparametrien lisäksi CD-kokeiden tuloksena saadaan määritettyä myös maalajin avoimen tilan kimmomoduulin ja Poissonin luvun arvot näytteen kuormitustilannetta vastaavalla jännitystasolla.

Suoritusohjeet sekä CU- että CD-koementelmillä tehtävien kolmiakσιαalikoetteiden tekemiseen on esitetty kansainvälisen geoteknisen yhdistyksen ISSMGE:n alakomitean ETC5 julkaisussa Standardisation of laboratory testing.

Kokoonpuristuvuusominaisuudet maalajeille, joista on mahdollista ottaa rakenteeltaan häiriintymättömiä näytteitä, määritetään tavallisimmin ödometrikokeen avulla. Erityisesti humuspitoisilla maalajeilla tavanomaisten ödometrikokeiden lisäksi kestoaltaan pitempiä aikaisilla kuormitusportailta tehtävien hii-pumakokeiden tekeminen on usein tarpeen näiden maalajien sekundääripainumaominaisuuksien selvittämiseksi.

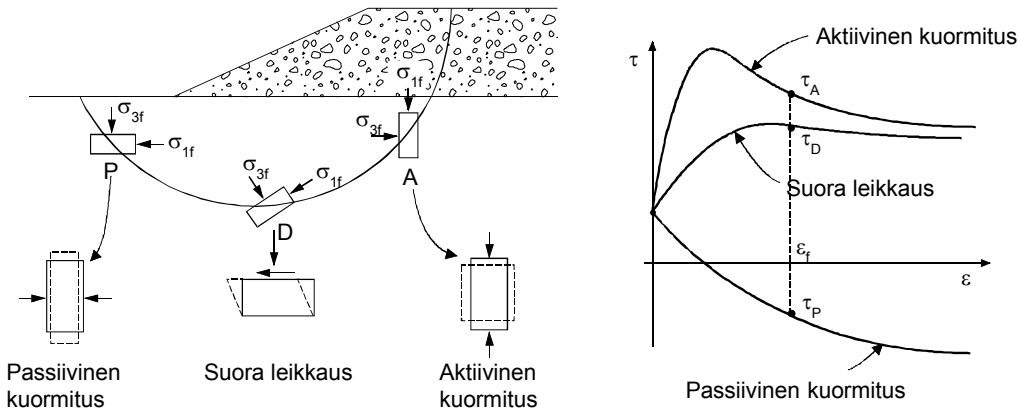
Saville, savisille silteille ja ominaisuuksiltaan näitä vastaaville liejuille soveltuvista in-situ-mittausmenetelmistä tärkein on suljetun tilan leikkauslujuuden määrittämiseen käytettävä siipikairaus. Siipikairauksen suoritusohjeet on esitetty Suomen Geoteknillinen Yhdistys ry:n julkaisussa Kairausopas II, Siipikairaus.

Maalajiin, indeksiominaisuuksiin ja kairaustuloksiin perustuvat arviot

Kairausmenetelmistä saven, savisen siltin ja ominaisuuksiltaan näitä vastaavien liejujen lujuusominaisuuksien määrittämiseen soveltuu erityisesti puristinkairaus. Pehmeiden maalajien suuren mittaustarkeusvaatimuksen johdosta tavanomainen kalusto soveltuu vain sitkeiden ja kovien hienorakeisten maiden ominaisuuksien määrittämiseen. Puristinkairauksen tulosten perusteella saadaan varsin luotettava arvio sekä maakerroksen suljetun tilan leikkauslujuudesta että leikkauslujuuden vaihteluista maakerroksen sisällä. Ohjeet puristinkairauksen suoritukseen ja tulosten tulkintaan on esitetty Suomen Geoteknillinen Yhdistys ry:n julkaisussa Kairausopas VI, Puristinkairaus, Puristinheijarikairaus.

Hienorakeisten maalajien kokoonpuristuvuusominaisuuksia voidaan konsolidoitumisnopeuden osalta arvioida likimääräisesti suoraan maakerroksesta joko puristinkairauksen yhteydessä tai erikseen tehtävän huokospainekairauksen tulosten perusteella. Tässä yhteydessä on kuitenkin erityistä huomiota kiinnitettävä siihen, että huokospaineen mittaustarkeus ja mittauksen erotelukyky on riittävä konsolidoitumisnopeutta kuvaavien laskentaparametrien luotettavaan määrittämiseen. Ohjeita huokospainekairauksen suoritukseen on niin ikään annettu Suomen Geoteknillinen Yhdistys ry:n julkaisussa Kairausopas VI, Puristinkairaus, Puristinheijarikairaus.

Hienorakeisten maakerrosten suljetun tilan leikkauslujuutta voidaan arvioida likimääräisesti myös maakerroksen esikonsolidaatiojännityksen ja maalajin plastisten ominaisuuksien perusteella. Tähän tarkoitukseen soveltuvia suuntaa-antavia riippuvuuksia eri suuntiin vaikuttavissa kuormitustilanteissa on esitetty kuvassa 10.2. Tehokkaaseen pystyjännitykseen perustuvaa arviointimenettelyä sovellettaessa kuvan 10.2 mukaisten riippuvuuksien paikansäilyvyys tarkasteltavana olevan kohteen olosuhteissa on kuitenkin erikseen varmistettava, koska leikkauslujuuden ja tehokkaan pystyjännityksen suhteen tiedetään riippuvan muun muassa maakerroksen sedimentoitumisvaiheen aikana vallinneesta veden suolapitoisuudesta.



Kuva 10.2 Suljetun tilan leikkauslujuuden arviointi maakerroksen luonnontilaisen tehokkaan pystyjännityksen ja maalajin juoksurajan perusteella (SGI Information 3, Utvärdering av skjuvhållfasthet i kohesionsjord).

Hienorakeisilla maalajeilla odotettavissa olevan konsolidaatiopainuman suuruutta on usein pyritty likimääräisesti arvioimaan maakerroksen vesipitoisuuden perusteella. Näitä arviointimenettelyjä sovellettaessa on kuitenkin syytä muistaa, että vesipitoisuuden ja painumaparametrien väliseen yhteyteen vaikuttavat aina monet paikalliset tekijät kuten maakerroksen rakeisuusjakauma ja humuspitoisuus sekä sen syntyvaiheen aikaiset sedimentoitumisolosuhteet.

3.2 Siltti ja hiekka

Laboratorio- ja in-situ-mittaukset

Laboratorio-olosuhteissa tehtävissä lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien määrittämisessä joudutaan käyttämään häiriintyneestä näytemateriaalista sullomalla valmistettuja näytteitä. Laboratoriomäärittysten edustavuuden ja luotettavuuden kannalta keskeisiksi tekijöiksi muodostuvat tällöin näytteen tiivystilän valinta sekä näytteen kyllästäminen vedellä ennen varsinaisten lujuus- ja muodonmuutosmäärittysten tekemistä.

Keskeisin laboratoriokoemenetelmä karkealle siltille ja hiekalle tehtävissä lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien määrittämisessä on konsolidoitu avoin kolmiaksaalikoe eli CD-koe. Kolmiaksaalikoesarjan tuloksena saadaan tällöin määritettyä sekä maalajin tehokkaat lujuusparametrit että avoimen tilan kimmomoduulin arvo.

Jos määrittämisen päätavoitteena on kimmomoduulin arvon määrittäminen, CD-koesarjassa testattavien näytteiden tiiviystila on tarkoituksenmukaista valita mahdollisimman hyvin maakerroksen luonnontilaista tiiviyyttä vastaavaksi. Muussa tapauksessa näytteet kannattaa sulloa niin tiiviiksi kuin se käytössä olevan näytteiden valmistelutekniikan ja maakeiden lujuuden puolesta on mahdollista. Tällöin koesarjan yhteydessä mitattavan huippulujuuden ja jäännöslujuuden perusteella voidaan arvioida maalajin kitkakulman vaihtelua saavutetusta maksimitiiviyydestä aina kriittisen tilan tiiviyyteen asti.

Karkeilla ja keskikarkeilla hiekoilla kolmiaksaalikoenäytteiden kyllästäminen ennen niiden leikkaamista on yleensä varsin ongelmaton, mutta hienoilla hiekoilla ja runsaasti siltilajitetta sisältävillä maalajeilla laboratorioolosuhteissa sullomalla valmistettujen näytteiden kyllästyminen tulee kiinnittää erityistä huomiota. Tarvittaessa näytteiden kyllästyminen on tehostettava takapainetta käyttämällä.

Yksityiskohtaisempia ohjeita myös laboratorioolosuhteissa valmistetuille näytteille tehtävien kolmiaksaalikokeiden suorituksista on annettu kansainvälisen geoteknisen yhdistyksen ISSMGE:n alakomitean ETC5 julkaisussa Standardisation of laboratory testing.

Suoraan siltti- tai hiekkamaakerroksesta tehtäviin muodonmuutosmoduulin määrittämiin soveltuvia koemenetelmiä ovat staattinen levykuormituskoete, pudotuspainomittaus sekä pressiometrikoe ja ruuvilevykoete, joista kahden ensinnä mainitun käyttöalue rajoittuu kuitenkin aivan maa- tai maakerroksen pintaosaan. Pudotuspainomittauksen perusteella määritettyjen moduuli-arvojen osalta on myös syytä ottaa huomioon, että suuremmasta kuormitusnopeudesta johtuen varsinkin runsaasti hienorakeisia lajitteita sisältävillä maalajeilla pudotuspainomittauksen avulla saatavat moduuli-arvot ovat muilla edellä mainituilla mittaustavoilla saatavia moduuli-arvoja korkeampia.

Maalajiin, indeksiominaisuuksiin ja kairaustuloksiin perustuvat arviot

Myös siltti- ja hiekkamaakerrosten lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien epäsuoraan arviointiin parhaiten soveltuva kairausmenetelmä on puristin-kairaus. Puristin-, paino- ja heijarikairauksen yhteydessä havaitun kairausvastuksen perusteella siltti- ja hiekkakerrosten lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksia voidaan arvioida taulukon 10.1 mukaisesti. Taulukossa esitettyjen tiiviin tilan kitkakulma-arvojen osalta on kuitenkin syytä todeta, että välttämättä ne eivät edusta suurinta mahdollista kyseessä olevalla maalajilla tavattavaa kitkakulman huippuarvoa. Taulukossa 10.1 samoin kuin taulukossa 10.2 jäljempänä esitettyjä raja-arvoja ei myöskään ole tarkoitettu sovellettavaksi tilanteissa, joissa maakerroksen tiiviystilan mahdollinen aliarviointi johtaa tekniseltä tai taloudelliselta kannalta epävarmaan tai epätaloudelliseen lopputulokseen. Tyypillisenä esimerkkinä tällaisesta tilanteesta voidaan mainita pohjasuhdekuvausten laadinta.

Taulukko 10.1. Karkean silltin ja hiekan lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien arviointi puristin-, paino- ja heijarikairausvastuksen perusteella (Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa, TIEL 2172068).

Maalaji		Tilavuuspaino (kN/m ³) pohja- vedenpinnan		Kitka- kulma (°)	Janbun yhtälön muodonmuutos- parametri		Kairausvastus		
		Ylä- puolella	Ala- puolella		Moduuli- luku m	Jännitys- ekspon- nentti β	Puristin- kairaus q _c (MPa)	Paino- kairaus Pk/0,2 m	Heijari- kairaus L/0,2 m
Karkea siltti	Löyhä	14 ... 16	9 ...	28	30 ... 100	0,3	< 7	< 40	< 8
	Keski- tiivis			30	70 ... 150	0,3	7 ... 15	40 ... 100	8 ... 25
	Tiivis	16 ... 18	11	32	100 ... 300	0,3	> 15	> 100	> 25
Hieno hiekkä d ₁₀ <0,06	Löyhä	15 ... 17	9 ...	30	50 ... 150	0,5	< 10	20 ... 50	5 ... 15
	Keski- tiivis			33	100 ... 200	0,5	10 ... 20	50 ... 100	15 ... 30
	Tiivis	16 ... 18	11	36	150 ... 300	0,5	> 20	> 100	> 30
Hiekkä d ₁₀ >0,06	Löyhä	16 ... 18	10 ...	32	150 ... 300	0,5	< 6	10 ... 30	5 ... 12
	Keski- tiivis			35	200 ... 400	0,5	6 ... 14	30 ... 60	12 ... 25
	Tiivis	18 ... 20	12	38	300 ... 600	0,5	> 14	> 60	> 25

3.3 Sora, moreenit ja murskaustuotteet

Laboratorio- ja in-situ-mittaukset

Sora- ja moreenimaalajien sekä murskaustuotteiden ominaisuuksien määrittämistä laboratorio-olosuhteissa rajoittaa materiaalien karkearakeisuus. Mitään periaatteellisia esteitä tavanomaisten kolmiaksiaalikoemenetelmien käytölle näidenkään maalajien tapauksessa ei kuitenkaan ole, kunhan testattavan materiaalin maksimiraekoko ei ylitä noin 1/5 käytössä olevan laboratoriokokeen näytehalkaisijasta. Karkearakeisten maalajien suuresta jäykkyydestä johtuen muodonmuutosominaisuuksien määrittämisessä on kuitenkin kiinnitettävä erityistä huomiota siihen, että käytettävän kuormituslaitteiston mekaaniset joustot eivät aiheuta virhettä mittaustuloksiin.

In-situ –mittausmenetelmistä soran, moreenien ja murskaustuotteiden palautuvaa muodonmuutuskäyttäytymistä kuvaava moduuliarvo voidaan määrittää levykuormituskoetta tai pudotuspainomittausta käyttäen.

Sekä pudotuspainomittauksen että levykuormituskokeen osalta on syytä todeta, että lähinnä niiden antamat tulokset edustavat tutkittavan materiaalin käyttäytymistä maa- tai maarakennekerroksen pintaosassa noin 1,0 – 1,5 kertaa käytettävän kuormituslevyn halkaisijaa vastaavalle syvyydelle asti. Jos mittauksen kohteena olevan rakenteen kerrospaksuudet tunnetaan, pudotuspainomittauksen syvyys ulottumaa voidaan kuitenkin jossain määrin kasvattaa mittaamalla pudotuksesta aiheutuneen taipumasuppilon muotoa ja ratkaisemalla kerrosten moduuliarvot tämän jälkeen niin kutsuttuja takaisinlaskentamenettelyjä käyttäen.

Runsaasti kiviä ja muita karkeita lajitteita sisältävillä materiaaleilla sekä levykuormituskokeen että pudotuspainomittauksen tulosten odotettavissa oleva hajonta on suuri, mistä johtuen määritykset on niillä toistettava riittävän monena rinnakkaiskokeena.

Maalajiin, indeksiominaisuuksiin ja kairautuloksiin perustuvat arviot

Sora- ja moreenimaalajien lujuus- ja muodonmuutosparametrejä voidaan arvioida epäsuorasti maakerrosten kairausvastukseen perustuen. Kysymykseen tulevia kairausmenetelmiä ovat tällöin paino- ja heijarikairaus, joiden osalta arvioinnin pohjaksi soveltuvia kairausvastuksen arvoja on esitetty taulukossa 10.2. Sekä tiiviin tilan kitkakulma-arvojen että taulukossa esitettyjen kairausvastuksen raja-arvojen osalta taulukkoa 10.2 koskevat samat rajoitukset kuin mitä taulukon 10.1 yhteydessä edellä on esitetty.

Taulukko 10.2. Kairausvastukseen perustuva lujuus- ja muodonmuutosparametri-
en arviointi soralla ja moreenilla (Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa, TIEL 2172068).

Maalaji		Tilavuuspaino (kN/m ³) pohjavedenpinnan		Kitkakulma (°)	Janbun yhtälön muodonmuutosparametri		Kairausvastus		
		Yläpuolella	Alapuolella		Moduuliluku m	Jännityksen eksponentti β	Puristuskairaus q _c (MPa)	Painokairaus Pk/0,2 m	Heijari-kairaus 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

3.4 Louhe

Louheen karkearakeisuudesta johtuen muilla maalajeilla käyttökelpoiset laboratorio- ja in-situ -mittausmenetelmät eivät sovellu sen lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien määrittämiseen. Sama pätee myös kairaustulosten käyttöön perustuviin arviointimenetelmiin. Niinpä käytännössä ainoa tapa arvioida louheen lujuus- ja muodonmuutosparametrejä on tehdä se epäsuorasti materiaalin rakeisuusjakautumaan ja tiivistilaan perustuen. Likimääräisesti arviointi voidaan tehdä taulukon 10.3 mukaisesti. Kunkin ominaisuuden osalta taulukossa esitetyn vaihtelualan alaraja-arvon voidaan tällöin otaksua edustavan rakeisuusjakautumaltaan lajittuneen louheen löyhän tilan ominaisarvoa ja yläraja-arvon vastaavasti rakeisuusjakautumaltaan suhteistuneen louheen tiiviin tilan ominaisarvoa.

Taulukko 10.3. Louheen lujuus- ja muodonmuutosparametrien likimääräinen arviointi.

Louheen raekoko	Tilavuuspaino (kN/m ³)	Moduuliluku m	Jännityksen eksponentti β	Kitkakulman huippuarvo (°)
Esimurskattu louhe 0...150 / 0...300 mm	17 ... 22	500 ... 2000	0,5	38 ... 50
Louhe 0...300 / 0...600 mm	17 ... 22	300 ... 1500	0,5	38 ... 50

3.5 Turpeet

Laboratorio- ja in-situ -mittaukset

Yleisesti ottaen turvemaalajien lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksia voidaan luonnehtia hyvin vaikeasti hallittaviksi, koska normaaleista kivennäismaalajeista poiketen turpeessa tapahtuu aina myös pitkäaikaisia maatumisreaktioita. Näistä ja turpeen suuresta vesipitoisuudesta johtuen muun muassa painumat turvealueilla ovat sekä suuria että erittäin pitkäaikaisia.

Normaaleille kivennäismaalajeille käyttökelpoisten laboratorio- ja in-situ -mittausmenetelmien soveltamista turpeiden lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien määrittämiseen rajoittaa turvemaalajeille ominainen kuituinen rakenne. Tavanomaisissa laboratoriomäärityksissä tarvittavien maanäytteiden ottaminen onkin yleensä mahdollista vain turpeista, joiden maatumisaste on korkea, ja tällöinkin näytteenottoon voidaan silti joutua käyttämään erikoiskalustoa.

Laboratoriotutkimusmenetelmistä maatuneen turpeen lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien määrittämiseen soveltuvat sekä riittävän suurella näytekoolla tehtävät ödometri- että kolmiakksiaalikoeket. Turpeen suuresta vesipitoisuudesta johtuen konsolidoitumisen yhteydessä tapahtuva tilavuudenmuutos molempien koetapojen yhteydessä on kuitenkin erittäin suuri. Turpeen sisältämän kiintoaineksen eloperäisyydestä johtuen sen lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet ovat myös voimakkaasti kuormitusnopeudesta riippuvaisia ja sekundääripainuman osuus ödometrikokeen tuloksissa on hyvin merkittävä. Heikosti ja keskinkertaisesti maatuneiden turpeiden kuituisesta rakenteesta johtuen laboratoriossa tehtävät lujuusmääritykset antavat myös pääsääntöisesti liian optimistisen kuvan turpeen lujuusominaisuuksista.

Maalajiin, indeksiominaisuuksiin ja kairaustuloksiin perustuvat arviot

Kairausmenetelmät eivät sovellu turpeen lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien arviointiin. Varsinkin heikosti maatuneilla turvekerroksilla kairausvastus voi vaihdella huomattavasti. Runsaasti puita sisältävissä turvekerroksissa kairan tunkeutuvuus voi myös olla heikko.

4 KOETULOSTEN TULKINTA

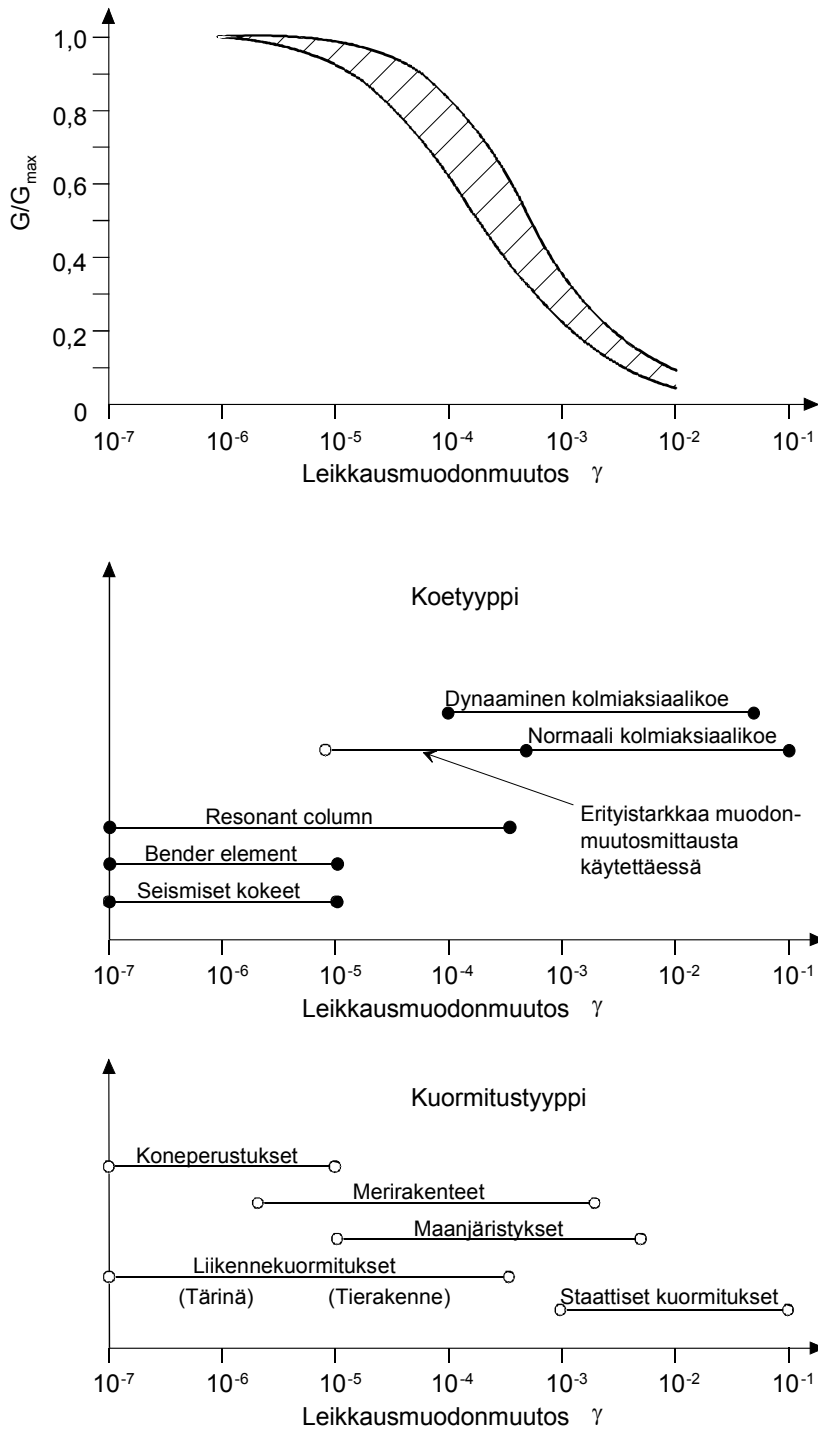
4.1 Moduuliarvojen määrittäminen

Muodonmuutostason vaikutus

Kaikille maamateriaaleille on ominaista, että niiden kuormitusmuodonmuutos-käyttäytyminen voidaan arvioida lineaarisesti kimmoiseksi vain hyvin alhaisella muodonmuutostasolla. Muodonmuutostason kasvaessa materiaalin jäykkyys alenee ja samalla yhä kasvava osa muodonmuutoksesta on palautumatonta eli plastista.

Suuntaa-antavasti moduuliarvojen riippuvuuden muodonmuutostasosta voidaan otaksua olevan kuvan 10.3 mukainen. Siinä eri muodonmuutostasoa vastaavat leikkausmoduuliarvot on normalisoitu hyvin alhaista muodonmuutostasoa edustavan niin kutsutun maksimileikkausmoduulin G_{max} avulla.

Tämän lisäksi kuvassa 10.3 on niin ikään suuntaa antavasti esitetty eri kuormitustilanteisiin ja toisaalta erilaisiin moduuliarvojen määrittämissä menetelmiin liittyviä tyypillisiä muodonmuutostasoja.



Kuva 10.3. Leikkausmoduulin periaatteellinen vaihtelu muodonmuutostason funktiona sekä eri kuormitustilanteisiin ja muodonmuutosominaisuuksien määrittämissä menetelmiin liittyviä tyypillisiä muodonmuutostasoja.

Jännitystilän vaikutus

Maamateriaaliin kohdistuvan hydrostaattisen jännitystilakomponentin kasvu kasvattaa myös tiettyä muodonmuutostasoa vastaavien muodonmuutosmoduulien arvoja periaatteessa kaikilla maamateriaaleilla. Käytännössä tämä tapahtuu kuitenkin vain avoimissa kuormitusolosuhteissa, eli vasta sitä mukaa kun jännitystilassa tapahtunut muutos välittyy maarakeitten väliseksi tehokkaaksi jännitykseksi.

Eryityisesti karkearakeisilla materiaaleilla jännitystason kasvun vaikutusta materiaalin moduuliarvoon voidaan arvioida kaavan 10.1 mukaisesti:

$$E = k_1 \theta_0 \left(\frac{\theta}{\theta_0} \right)^{k_2} \quad (10.1)$$

missä

- E on kimmomoduuli
- θ on pääjännitysten summa
- θ_0 on vertailujännitys 100 kPa
- k_1 on materiaaliparameteri ('moduuliluku')
- k_2 on materiaaliparameteri ('jännitysekspONENTTI'), jolle karkearakeisilla maalajeilla voidaan tavallisesti otaksua arvo $k_2 = 0,5$.

Hienorakeisilla maalajeilla sovelletaan vastaavasti tangentialmoduulimenetelmää, jonka mukaisesti:

$$M = m \sigma_0 \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{1-\beta} \quad (10.2)$$

missä

- M on kokoonpuristuvuusmoduuli
- σ on tehokas pystysuuntainen jännitys
- σ_0 on vertailujännitys 100 kPa
- m on moduuliluku
- β on jännitysekspONENTTI

Deviatorisen jännitystilakomponentin kasvulla on vastaavasti maamateriaalien muodonmuutosmoduuleja alentava vaikutus. Ainoan poikkeuksen tästä voivat muodostaa tiiviit karkearakeiset maalajit, joilla tietyissä kuormitusolosuhteissa voi deviatorisen jännityksen kasvaessa esiintyä dilataatiosta johtuvaa tilapäistä jäykkyyden kasvua. Hienorakeisilla maalajeilla, joilla deviatorisen jännitystilakomponentin vaikutuksen huomioon ottaminen teiden pohjarakenteiden yhteydessä lähinnä voi tulla kysymykseen, vaikutus on periaatteessa kaavan 10.3 mukaista muotoa.

$$E = k_3 \theta_0 \left(\frac{q}{\theta_0} \right)^{k_4} \quad (10.3)$$

missä

- E on kimmomoduuli
- q on deviatorinen jännitys
- θ_0 on vertailujännitys 100 kPa
- k_3 on materiaaliparameteri ('moduuliluku')
- k_4 on materiaaliparameteri ('jännitysekspONENTTI')

Näytteen häiriintyneisyyden vaikutus

Varsinkin runsaasti siltilajitetta sisältävistä maakerroksista rakenteeltaan täysin häiriintymättömien maanäytteiden ottaminen on käytännössä mahdotonta. Näin ollen myöskään näytteille tehtävien moduulimääritysten tulokset eivät tällöin edusta maakerroksen todellista käyttäytymistä. Koetavasta riippumatta näytteen häiriintyneisyyden vaikutus on periaatteessa aina moduuliarvoja alentava.

Käytännössä ainut tapa, jolla näytteen häiriintyneisyydestä aiheutuvaa virhettä voidaan jossain määrin pienentää, on esikonsolidoida näyte ennen moduulimäärittäytymisen tekemistä mahdollisimman tarkoin maakerroksen luonnontilaista jännitystilaa vastaaviin olosuhteisiin. Mieluiten konsolidoinnin tulisi tällöin tapahtua maakerroksen todellisia olosuhteita vastaavassa anisotrooppisessa jännitystilassa.

Koetekniikan vaikutus

Aina kun laboratoriomittauksilla pyritään määrittämään maamateriaalin moduuliarvoja tavanomaisten staattisten kuormitusten tyypillistä muodonmuutostasoa (kuva 10.3) alhaisemmilla muodonmuutoksilla, muodonmuutosmittausten tarkkuuteen on kiinnitettävä erityistä huomiota. Esimerkiksi kolmiak-siaalikoekiden yhteydessä tämä merkitsee käytännössä sitä, että muodonmuutosmittaus on tehtävä joko suoraan testattavan näytteen pinnalta tai laitteiston muodonmuutokset on muutoin kalibroitava erittäin huolellisesti.

4.2 Painumakokeet

Painumakokeiden suoritustavat

Hienorakeisten maalajien konsolidaatio-ominaisuuksien määrittämiseen käytettävä painumakoe, ödometrikoe, voidaan tehdä sekä portaittaiseen että portaattomaan kuormituslisäykseen perustuvia koemenetelmiä käyttäen.

Tavanomaisin tapa portaittaiseen kuormituslisäykseen perustuvan ödometrikoeken tekemiseen on koemenetelmä, jossa kunkin kuormitusportaan kesto on 24 tuntia. Toisinaan kokeen suoritusta on kuitenkin pyritty nopeuttamaan lisäämällä kuormitusta aina kun edellisen kuormituslisäyksen vaikutuksesta maanäytteeseen kehittynyt huokosvedenpaine on alentunut tiettyä kynnsarvoa alhaisemmaksi.

Portaattomaan kuormituslisäykseen perustuvista koetavoista Suomessa selvästi yleisimmin käytetty on vakio muodonmuutosnopeudella tehtävä CRS-koee. Muita mahdollisia portaattomien ödometrikokeiden suoritustapoja ovat muun muassa vakio kuormitusnopeudella tehtävä koee sekä näytteestä mitattavan huokosvedenpaineen perusteella ohjattavaa kuormitusta käyttävä koee.

Suoritusperiaatteeltaan portaattomaan kuormituslisäykseen perustuvien ödometrikokeiden kaltainen konsolidointikoee K_0 -koee voidaan tehdä myös jännityspolkuohjattua kolmiakσιαalilaitetta käyttäen. Sen yhteydessä näytteen muodonmuutostila on ödometrikokeen tapaan yksiulotteinen, mutta pystysuuntaisen jännityksen lisäksi myös näytteeseen kohdistuva vaakajännitys tunnetaan. K_0 -koee on erityisen hyödyllinen esimerkiksi kriittisen tilan maamalliin tai muihin kehittyneisiin maamalleihin perustuvien mitoitustarkastelujen lähtöparametrien määrittämisessä.

Koska 24 tunnin kuormitusportain tehtävän ödometrikokeen tulosten soveltamisesta käytännön painumalaskelmiin on kymmenien vuosien kokemus ja koska sen yhteydessä pystytään useimmilla maalajeilla määrittämään myös maakerroksen sekundääripainuman laskennassa tarvittavat parametrit, on portaittaiseen kuormitustapaan perustuvien rinnakkaiskokeiden tekeminen suositeltavaa silloinkin kun pääosa painumakokeista tehdään portaattomaan kuormituslisäykseen perustuvia koemenetelmiä käyttäen.

Painumalaskelman suoritustavat

Janbun tangenttimoduulimenetelmä

Janbun tangenttimoduulimenetelmässä maakerroksen tehokkaan pystyjännityksen ja suhteellisen kokoonpuristuman välillä otaksutaan olevan kaavan 10.4 osoittama yhteys. Kaavan mukaisesti maakerroksen painumiskäyttäytymistä tietyllä jännitysalueella kuvaavia materiaaliparametreja on kaksi - moduuliluku m ja jännityseksponentti β . Näiden lisäksi painumakokeen tuloksista on luonnollisesti määritettävä konsolidaatiojännitys σ_c' , jolloin tietystä kuormituslisäyksestä maakerrokseen aiheutuva suhteellinen kokoonpuristuma on tarvittaessa laskettava erikseen sekä konsolidaatiojännityksen alapuolelle jäävälle että sen ylittävälle kuormituslisäyksen osalle. Yksityiskohteisemmin tangenttimoduulimenetelmään perustuvan painumalaskelman suoritusperiaatteita on esitetty muun muassa Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry:n julkaisussa RIL 157-I, Geomekaniikka I.

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{m\beta} \left(\frac{\sigma_1'}{\sigma_v} \right)^\beta + C_1, \text{ kun } \beta \neq 0 \quad (10.4a)$$

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{m} \ln \left(\frac{\sigma_1'}{\sigma_v} \right) + C_2, \text{ kun } \beta = 0 \quad (10.4b)$$

missä

ε_1 on suhteellinen kokoonpuristuma

σ_1' on tehokas pystysuuntainen jännitys

σ_v on vertailujännitys 100 kPa

m on materiaaliparameteri ('moduuliluku')

β on materiaaliparameteri ('jännityseksponentti')

Ruotsalainen menetelmä

Kokoonpuristuvuusmoduuliarvojen suoraan soveltamiseen perustuvan laskentamenetelmän periaatetta on havainnollistettu kuvassa 10.4. Tässä laskentamenetelmässä maakerroksessa tapahtuvan konsolidaatiopainuman suuruutta arvioidaan otaksumalla kokoonpuristuvuusmoduulille vakioarvot jännitysväleillä $0 \dots \sigma_c'$ ja $\sigma_c' \dots \sigma_L'$ sekä jännitystasosta riippuva moduuliarvo jännitysalueille $\sigma' > \sigma_L'$.

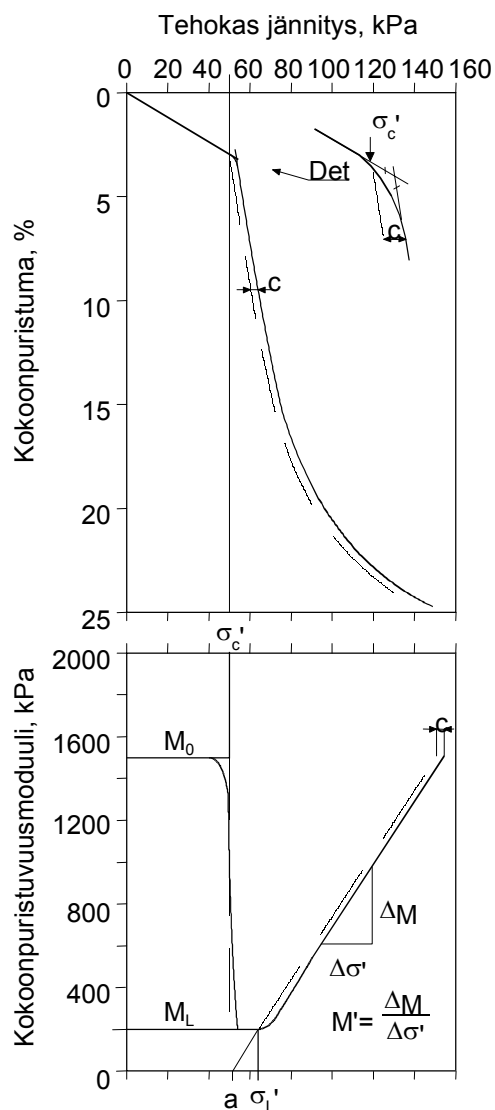
Kokoonpuristuvuusindeksi-menetelmä

Kokoonpuristuvuusindeksiin perustuvassa laskentamenetelmässä maakerroksen huokosluvun ja siinä vaikuttavan tehokkaan pystysuuntaisen jännityksen logaritmin välillä otaksutaan olevan lineaarinen yhteys. Maakerroksen tehokkaan pystyjännityksen ja suhteellisen kokoonpuristuman välinen yhteys saa tällöin kaavan 10.5 mukaisen muodon. Janbun muodonmuutosfunktioon perustuvassa laskentamenetelmässä kaavan 10.5 mukainen otaksuma vastaa jännitysekspONENTIN kiinnittämistä vakioarvoksi $\beta = 0$.

$$\varepsilon_1 = \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma_1'}{\sigma_0'} \right) \quad (10.5)$$

missä

- ε_1 on suhteellinen kokoonpuristuma
- C_c on kokoonpuristuvuus indeksi
- e_0 on materiaalin huokosluku kun tehokas pystysuuntainen jännitys on σ_0'
- σ_1' on tehokas pystysuuntainen jännitys tarkasteltavassa tilanteessa



Kuva 10.4. Kokoonpuristuvuusmoduularvojen suoraan soveltamiseen perustuvan painumalaskennan periaate ja konsolidaatiojännityksen redusointi tässä yhteydessä (SGI Information 13, Sättningsprognoserna för bankar på lös finkornig jord – Beräkning av sättningarnas storlek och tidsförlopp).

Koetulosten nopeusriippuvuus

Hienorakeisten maalajien reologisesta luonteesta johtuen painumakokeiden kuormitusnopeudella on selvä vaikutus näytteeseen vaikuttavan kuormituksen ja tätä vastaavan kokoonpuristuman vuorosuhteeseen. Näin ollen kuormitusnopeuden mahdollinen vaikutus on aina otettava huomioon sovellettaessa ödometrikokeen tuloksia painumalaskentaan.

Janbun muodonmuutosfunktion käyttöön perustuvassa painumalaskennassa konsolidaatiojännityksen arvo redusoidaan kaavojen 10.6 ja 10.7 mukaisella empiirisellä menettelyllä (Maanvarainen tiepengeri savikolla - Suunnitteluohje, TIEL 3200276) vastaamaan kuormitusnopeutta 10^{-7} 1/s, joka vastaa suuruusluokaltaan tavanomaisen 24 tunnin kuormitusportain tehtävän ödometrikokeen kuormitusnopeutta kuormitusportaiden loppuvaiheessa.

$$k = \left(\frac{\dot{\varepsilon}_{koe}}{\dot{\varepsilon}_{laskenta}} \right)^B \quad (10.6)$$

$$\sigma'_{c\ laskenta} = \frac{\sigma'_{c\ koe}}{k} \quad (10.7)$$

missä

- $\dot{\varepsilon}_{koe}$ on ödometrikokeen muodonmuutosnopeus konsolidaatiojännityksen kohdalla
- $\dot{\varepsilon}_{laskenta}$ on muodonmuutosnopeus, jota vastaavaksi tulos halutaan redusoida (10^{-7} 1/s)
- $\sigma'_{c\ koe}$ on kokeesta määritetty konsolidaatiojännitys
- $\sigma'_{c\ laskenta}$ on laskennassa käytettävä konsolidaatiojännitys
- B on sovituskäyrän parametri. Suositus: $B = 0,0728$.
- k on korjauskerroin. Yleensä $k > 1$.

Konsolidaatiojännityksen redusoinnin ohella oleellisen tärkeää on tehdä vastaava korjaus myös moduuliluvun m arvoon kaavan 10.8 mukaisesti. Jännityksen eksponentin β arvoa konsolidaatiojännityksen redusoinnin yhteydessä ei muuteta (kaava 10.9).

$$m_{laskenta} = m_{koe} \cdot k^{-\beta_{koe}} \quad (10.8)$$

$$\beta_{laskenta} = \beta_{koe} \quad (10.9)$$

missä

- m_{koe}, β_{koe} ovat kokeesta määritetty moduuliluku ja jännityksen eksponentti
- $m_{laskenta}, \beta_{laskenta}$ ovat laskennassa käytettävä moduuliluku ja jännityksen eksponentti

Koska vertailunopeutena konsolidaatiojännityksen redusoinnissa käytetään nopeutta, joka vastaa suunnilleen 24 tunnin kuormitusportaisiin perustuvan ödometrikokeen kuormitustilannetta, ei redusointia tämän koetavan yhteydessä normaalisti tarvita. Poikkeuksena tästä on tilanne, jossa painumako-keet on tehty maakerroksen luonnontilaista lämpötilaa vastaavissa olosuhteissa. Tällöin redusointinopeutena tulee käyttää maakerroksen todellista kuormitustilannetta vastaavaa nopeutta.

Eriyistä huomiota painumaparametrien redusointiin on kiinnitettävä silloin kun jännityksen eksponentin β arvo on voimakkaasti negatiivinen. Yksityiskohtaisemmin painumaparametrien redusointia ja painumalaskelma mahdollisia virhelähteitä on käsitelty julkaisussa Painumalaskentamenetelmien käyttökelvoinisuuden arviointi, TIEL 32000630.

Toinen tapa erityisesti portaattomaan kuormituslisäykseen perustuvilla koetavoilla tehtyjen ödometrikokeiden nopeusvaikutuksen huomioon ottamiseen on esitetty edellä kuvassa 10.4. Menetelmä soveltuu käytettäväksi varsinkin silloin, kun painumalaskenta tehdään suoraan kokeen yhteydessä mitattuihin kokoonpuristuvuusmoduulin M arvoihin perustuen.

Suosittelvat painumakokeen koenopeudet

Tavanomaisella 15 - 20 mm näytekorkeudella vakio muodonmuutosnopeudella tehtävän CRS-kokeen kuormitusnopeuden tulisi olla taulukon 10.4 mukainen.

Taulukko 10.4. Vakio muodonmuutosnopeudella tehtävän CRS-kokeen suositellut koenopeudet.

Maalaji	CRS-kokeen nopeus (mm/min)
Lihava savi, lieju	≤ 0,0015
Laiha savi, silttinen savi	0,0015 ... 0,0025
Savinen siltti, siltti	0,0025 ... 0,005

Lievästi ylikonsolidoituneet maakerrokset

Painumakokeiden perusteella lievästi ylikonsolidoituneiksi arvioidut maakerrokset halutaan painumalaskennan yhteydessä monesti tulkita normaalisti konsolidoituneiksi. Myös tässä tapauksessa Janbun muodonmuutosfunktioon perustuvan painumalaskennan yhteydessä moduuliluvun arvoa on aina redusoitava. Redusointimenettely on tällöin seuraava:

$$k = \frac{\sigma_c'_{koe}}{\sigma_{v0}'} \quad (10.10)$$

$$m_{laskenta} = m_{koe} \cdot k^{-\beta} \quad (10.11)$$

missä

$\sigma_c'_{koe}$ on kokeesta määritetty esikonsolidaatiojännitys
 σ_{v0}' on maakerroksen luonnontilainen pystyjännitys

Yksityiskohtaisemmin erilaisia konsolidaatiopainuman laskentatapoja ja niiden mahdollisia virhelähteitä on käsitelty julkaisussa Painumalaskentamenetelmien käyttökelpoisuuden arviointi, TIEL 32000630.

Näytteen häiriintyneisyyden vaikutus

Moduulimääritysten tapaan näytteen häiriintyneisyys vaikuttaa aina myös painumakokeen tuloksiin. Luonteenomaista häiriintyneestä näytteestä saataville koetuloksille on, että konsolidaatiojännityksen määrittäminen on hankalaa ja määrittämisen tulos on epävarma. Pääsääntöisesti häiriintyneestä näytteestä saatujen koetulosten perusteella tehty painumalaskelma aliarvioi vastaavan häiriintymättömän näytteen perusteella saatavaa painumarviota. Viime kädessä laskentatuloksen virhe riippuu varsin voimakkaasti esikonsolidaatiojännityksen määrittämiseen liittyvän epätarkkuuden suuruudesta.

Jos rakenteeltaan häiriintymättömiä maanäytteitä ei ole mahdollista ottaa, suositellaan painumakoenäytteen esikonsolidointia maakerroksen luonnontilaista jännitystasoa vastaavalla kuormituksella. Tämän jälkeen varsinainen painumakoe ja painumalaskennassa käytettävien parametrien määrittäminen esikonsolidoidulle näytteelle tehdään häiriintymättömille maanäytteille tehtävän painumakokeen tapaan.

Hyvälaatuisillakin maanäytteillä muun muassa näytteenoton ja painumakokeen valmistelun yhteydessä tapahtuvat jännitystilamuutokset sekä luonnontilaisen rakenteen häiriintyminen vaikuttavat aina jonkin verran maanäytteen käyttäytymiseen painumakokeen yhteydessä. Erityisesti tämä näkyy koetuloksissa siten, että esikonsolidaatiojännitystä pienemmillä kuormituksilla mitattavat painumat ovat maakerroksen todellista käyttäytymistä suurempia. Tästä johtuen maakerroksen ylikonsolidoituneen alueen painumalaskenta on suositeltavinta tehdä painumakokeen palautusvaiheen tai mahdollisen uudelleenkuormitusvaiheen yhteydessä havaittuun käyttäytymiseen perustuvia laskentaparametreja käyttäen. Kuormitus, josta palautus tehdään, ei tällöin kuitenkaan saa olla kohtuuttoman suuri suhteessa maakerroksen esikonsolidaatiojännitykseen.

4.3 Lujuusominaisuuksien määrittäminen

Kuormitussuunnan vaikutus

Jääkauden sulamisvaiheessa muodostuneiden maakerrosten rakenne on niiden syntytavasta johtuen aina jossain määrin kerroksellinen. Muun muassa tästä johtuen myös niiden lujuusominaisuudet riippuvat materiaaliin kohdistuvan kuormituksen suunnasta. Helppoissa suunnittelukohteissa tätä ei yleensä tarvitse ottaa huomioon, mutta vaativammissa kohteissa tarvetta kuormituksen todellisen vaikutussuunnan tarkempaan jäljittelyyn on tapauskohtaisesti harkittava.

Lujuusominaisuuksien määrittämisessä kysymykseen tulevia laboratorio-koemenetelmiä mahdollisen liukupinnan eri osilla on esitetty aiempaan kuvassa 10.2. In-situ -mittausmenetelmistä vaak- ja pystysuuntaisilla leikkauspinnoilla vallitsevan suljetun tilan leikkauslujuuden mahdollista eroa voidaan vastaavasti arvioida muodoltaan erilaisilla siivillä tehtävien rinnakkaisien siipikairausten perusteella.

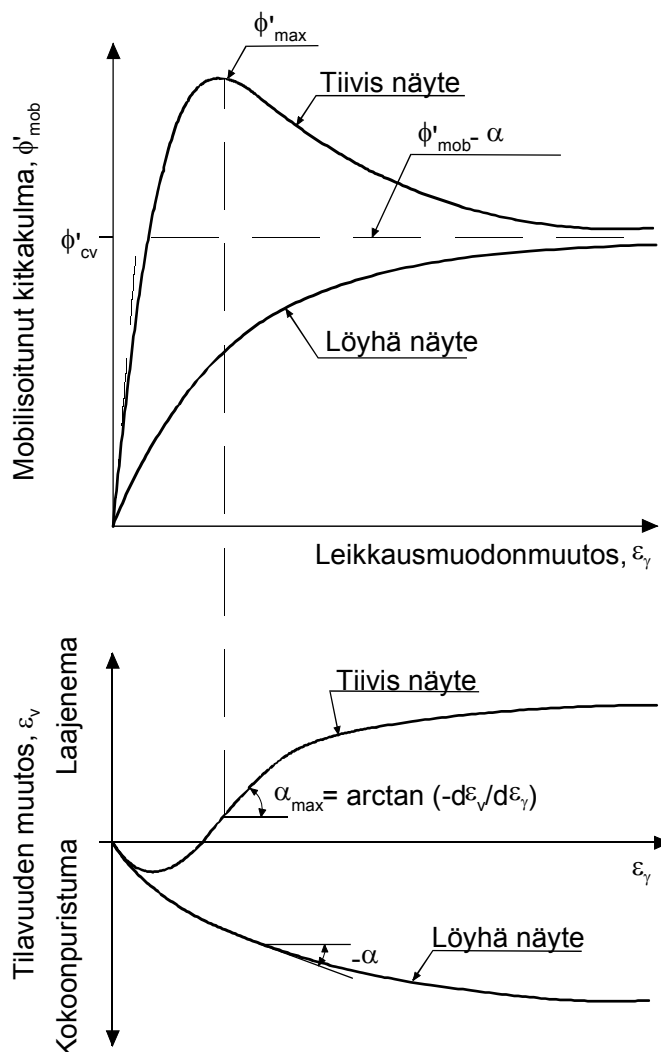
Kuivatusolosuhteiden vaikutus

Myös kuivatusolosuhteiden osalta pääsääntönä on, että lujuusominaisuudet määritetään mahdollisimman hyvin todellisen kuormitustilanteen kriittisintä tilannetta vastaavissa olosuhteissa. Näin ollen määrittäminen tehdään suljetussa tilassa silloin, kun maakerrokseen kohdistuva kuormitus kasvaa ja avoimessa tilassa vastaavasti silloin, kun maakerrokseen kohdistuva kuormitus pienenee. Poikkeuksen tästä muodostavat kuitenkin huonosti vettä läpäisevät hienorakeiset maalajit, joilla avointa tilaa vastaavien tehokkaiden lujuusparametrien määrittäminen on useimmiten tarkoituksenmukaisinta tehdä suljetuilla kokeilla, joiden yhteydessä näytteen sisälle kehittyvää huokosvedenpainetta mitataan näytteen kuormituksen aikana.

Tilanteissa, joissa maapohjan kuormitus samanaikaisesti toisaalta esimerkiksi tehtävien pengerrysten vaikutuksesta kasvaa ja toisaalta pengerrys alueen lähistöllä tehtävien maaleikkaustöiden vaikutuksesta alenee, kriittisin tilanne saattaa esiintyä teoreettisen suljetun ja avoimen kuormitustilanteen välillä. Tällöin kuormitustilanteen stabiileetti arvioidaan tehokkaksiin lujuusparametreihin ja otaksutun tai mitatun huokosvedenpainejakautuman avulla määritettyihin tehokkaksiin jännityksiin perustuvalla analyysillä.

Muodonmuutostason ja konsolidaatiotilan vaikutus

Avoimessa tilassa kuormitettaville tiiville, karkearakeisille maalajeille on ominaista, että melko alhaisella muodonmuutostasolla niiden leikkauslujuus saavuttaa huippuarvon, jonka ylittymisen jälkeen leikkauslujuus alenee, kunnes se saavuttaa niin kutsutun jäännöslujuuden arvon (kuva 10.5). Tässä vaiheessa materiaali myös on löyhtynyt niin kutsuttua kriittistä tiiviyttä vastaavaan tiheyteen. Kun lujuusominaisuuksien määrittämisessä käytettävät näytteet tällöin sullotaan mahdollisimman tiiviiseen tilaan, voidaan saman koesarjan perusteella määrittää sekä tiivistä tilaa että kriittistä tiiviyttä vastaavat kitkakulman arvot.

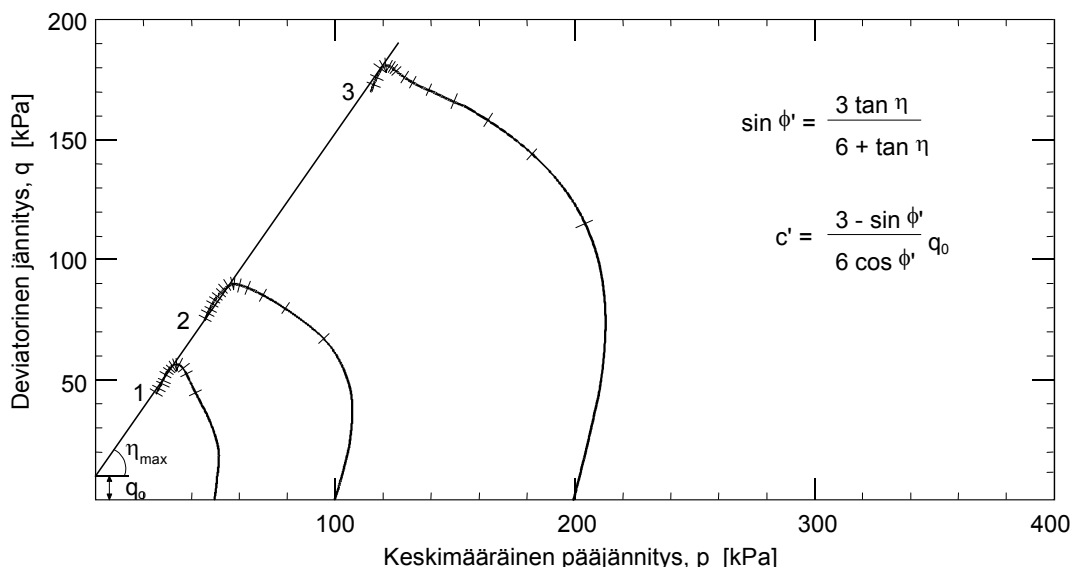


Kuva 10.5. Mobilisoituneen kitkakulman periaatteellinen vaihtelu muodonmuutostason funktiona tiiviillä ja löyhällä kitkamaalla (SGI Information 8, Hållfasthet i friktionsjord).

Myös avoimessa tilassa kuormitettavilla ylikonsolidoituneilla hienorakeisilla maalajeilla leikkauslujuuden riippuvuus muodonmuutostasosta on periaatteessa tiiviitä kitkamaalajeja vastaava. Runsaasti savilajitetta sisältävillä maamateriaaleilla jäännöslujuutta voi murtopinnan läheisyydessä tapahtuvan löyhtymisen lisäksi kuitenkin alentaa myös savipartikkeleiden suuntautuminen murtopinnan määräämän tason mukaisesti.

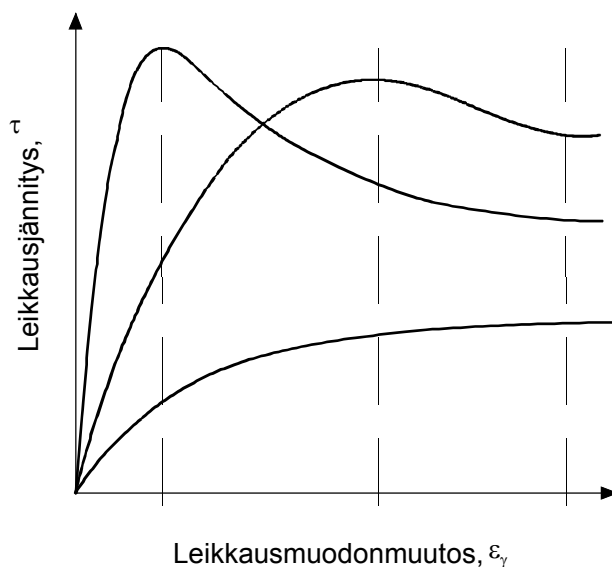
Avoimessa tilassa kuormitettaville löyhille, karkearakeisille maalajeille samoin kuin normaalisti konsolidoituneille hienorakeisille maalajeillekin on vastaavasti ominaista, että niillä leikkauslujuus lähestyy muodonmuutostason kasvaessa asymptoottisesti kriittisen tilan tiiviyttä vastaavaa jäännöslujuutta (kuva 10.5).

Myös suljetussa tilassa kuormitettavan maamateriaalin leikkauslujuus muuttuu muodonmuutostason kasvaessa, mutta pääsääntöisesti syynä tähän on huokosvedenpaineen muutoksista aiheutuvat tehokkaiden jännitysten muutokset. Normaalisti konsolidoituneilla maamateriaaleilla huokosvedenpaine vaikuttaa tällöin tehokkaita jännityksiä alentavasti ja ylikonsolidoituneilla maamateriaaleilla vastaavasti näitä kasvattavasti. Suljetussa tilassa tehtyjen laboratoriokeiden tuloksista erilaisia muodonmuutostasoja vastaavat tehokkaiden lujuusparametrien arvot voidaan luotettavimmin määrittää jännityspolkukuvaajia käyttäen (kuva 10.6).



Kuva 10.6. Lujuusparametrien määrittäminen pq -koordinaatistoon piirrettyjen jännityspolkukuvaajien avulla.

Kuten kuvassa 10.7 on periaatteellisella tasolla esitetty, eri maalajeilla ja erilaisissa konsolidaatitilassa olevilla maakerroksilla leikkauslujuuden huippuarvon mobilisoituminen edellyttää toisistaan poikkeavaa muodonmuutostasoa. Tästä johtuen murtorajatilatarkasteluissa leikkauslujuuden saa otaksua huippuarvon suuruiseksi vain yhdessä geoteknisessä maakerroksessa kerrallaan. Muiden maakerrosten osalla leikkauslujuus on vastaavasti otaksuttava leikkauslujuuden jäännösarvoa tai maakerroksen todellista muodonmuutostasoa vastaavaksi. Pehmeän tai routivan pohjamaan päällä olevien tien rakennekerrosten ja pengertäytteen leikkauslujuutena on stabiileittitarkasteluissa aina käytettävä jäännöslujuutta.



Kuva 10.7. Leikkauslujuuden mobilisoinnin periaatteellinen vaihtelu erilaisissa maakerroksissa.

4.4 Maalajiin, indeksiominaisuuksiin ja kairaustuloksiin perustuvat arviot

Jännitys- ja muodonmuutostason vaikutus

Jännitys- ja muodonmuutostason vaikutus maamateriaalin lujuus- ja muodonmuutos-ominaisuuksiin noudattaa samoja perusperiaatteita kuin edellä kappaleissa 4.1 ja 4.3 on esitetty myös siinä tapauksessa, että ominaisuudet on määritetty erilaisiin epäsuoriin arviointimenettelyihin perustuen. Näin ollen tehtyjä arvioita on tarpeen mukaan tarkistettava mainituissa kappaleissa esitettyjen suuntaviivojen mukaisesti, jos kyseessä olevan maakerroksen tai -materiaalin olosuhteet poikkeavat niistä olosuhteista, joihin epäsuorassa arvioinnissa sovelletut riippuvuudet perustuvat.

Tiiviystilan vaikutus

Tiiviystilan vaikutus erityisesti kaikkien karkearakeisten maalajien lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksiin on hyvin merkittävä. Niinpä tiiviystilan vaikutus on aina otettava huomioon myös epäsuoria lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien arviointimenettelyjä sovellettaessa. Suuntaviivoja tähän on esitetty edellä kappaleissa 3.2 ja 3.3.

Kosteustilan vaikutus

Kosteustilan ja siinä ajan kuluessa mahdollisesti tapahtuvien muutosten vaikutus maamateriaalien lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksiin on merkityksellinen erityisesti silloin, kun maakerrokseen kohdistuvat kuormitukset ovat luonteeltaan dynaamisia tai syklisiä. Veden kokonaan tai lähes kokonaan kyllästävä maamateriaaliin voi tällöin kehittyä huokosveden ylipainetta, joka alentaa maaraakkeiden kautta välittyviä tehokkaita jännityksiä. Tämän vaikutus materiaalin lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksiin on käytännössä aina epäedullinen. Vaikutuksen suuruutta on pyrittävä arvioimaan kuormitustilannetta vastaavien tehokkaiden jännitysten perusteella kappaleissa 4.1 ja 4.3 esitettyjen suuntaviivojen mukaisesti.

Rakeisuuden vaikutus

Kuten kappaleista 3.2 ja 3.3 edellä kävi ilmi, on maamateriaalin rakeisuuden vaikutus sen lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksiin myös varsin merkittävä. Pääsääntöisesti maamateriaalin lujuus ja jäykkyys ovat sitä suurempia mitä karkearakeisempaa tarkasteltava materiaali on. Maamateriaalin karkearakeisuutta ei saa tällöin kuitenkaan arvioida esimerkiksi pelkän maksimiraekoon perusteella, vaan materiaalin rakeisuusjakautuman avulla on pyrittävä tunnistamaan se raekokoalue, joka on tarkasteltavan materiaalin mekaanisen käyttäytymisen kannalta hallitseva. Maamateriaalin rakeisuuskäyrältä tällainen hallitseva raekokoalue on tunnistettavissa periaatteessa siten, että sen kohdalla rakeisuusikäyrä nousee selvästi jyrkemmin kuin mikä on tiivistymisen kannalta optimaalisesti suhteistuneen maa-aineksen rakeisuusikäyrän kaltevuus samalla raekokoalueella. Esimerkkeinä tällaisista tilanteista voidaan mainita suuri hiekkalajitemäärä sorassa tai murskeessa – niin kutsuttu hiekkapatti – tai materiaalin korkea hienoainespitoisuus.

Raemuodon vaikutus

Raemuodolla on vaikutusta lähinnä karkearakeisten maalajien ja murskattujen materiaalien lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksiin. Edullisimpia ovat tällöin kuutiomaiset ja särmikkäät rakeet, jotka edesauttavat korkean lujuuden ja jäykkyyden saavuttamista. Materiaalin kitkakulman osalta vaikutuksen suuruutta on suuntaa antavasti arvioitu edellä taulukoissa 5.1 ja 5.2. Korkeiden jännitysten tai toistuvien kuormitus syklien alaisiksi joutuvilla maa-aineksilla rakeiden särmikkyyks voi kuitenkin toisaalta kasvattaa myös materiaalin hienontumisalttiutta.

5 MAAN OMINAISUUDET DYNAAMISESSA JA SYKLISESSÄ KUORMITUKSESSA

Määrittävien vaikutus maan dynaamisiin ja syklisiin ominaisuuksiin

Muodonmuutostason vaikutusta maan jäykkyyttä kuvaaviin moduuliarvoihin käsiteltiin jo edellä kappaleessa 4.1. Muutamien kuormitustilanteiden ja ominaisuuksien määrittämenetelmien osalta vaikutuksen suuruutta havainnollistettiin suuntaa-antavasti myös kuvassa 10.3.

Jotta laboratorio- tai in-situ –mittausmenetelmillä määritetyt maamateriaalin ominaisuudet vastaisivat maan käyttäytymistä todellisessa kuormitustilanteessa, on myös kuormituksen kestoajan ainakin suuruusluokaltaan vastattava todellisen kuormitustilanteen olosuhteita. Syynä tähän on ennen muuta se, että varsinkin hienorakeisille maalajeille ominaisesta reologisesta luonteesta johtuen maamateriaalit toimivat lyhytaikaisen, impulssimaisen kuormituksen alaisena jyrkemmin kuin pitkäaikaisesti vaikuttavan kuormituksen alaisena. Samaan suuntaan vaikuttaa luonnollisesti myös se, että pitkäaikaisen kuormituksen alaisena veden kyllästävässä maamateriaalissa huokosvedenpaineen muutokset ehtivät tasaantua enemmän kuin lyhytaikaisen kuormituksen alaisena.

Dynaamisten ja syklisten ominaisuuksien määrittäminen

Hyvin alhaisella, esimerkiksi tiealueelta ympäristöön leviävää tärinää vastaavalla, muodonmuutostasolla maan leikkausmoduuli ja materiaalivaimennus voidaan laboratorio-olosuhteissa määrittää resonant column –menetelmällä. Tämän lisäksi leikkausmoduulin maksimi-arvo voidaan määrittää laboratoriossa myös leikkausaallon kulku-aikamittaukseen perustuvalla bender element –menetelmällä. Yksityiskohtaisemmin näiden mittausten tekemistä on esitelty muun muassa julkaisussa Souto, A: Tierakennusmateriaalien dynaamisten moduulien määrittäminen resonant column ja bender element -laitteistolla.

Muodonmuutos- ja taajuustasolla, joka vastaa esimerkiksi tuulen kuormittamien porttaalien tai meluseinien perustuksia ympäröivän maan kuormitusolosuhteita, maan muodonmuutosominaisuudet voidaan laboratorio-olosuhteissa määrittää luotettavimmin syklistä kolmiaksaalikoetta käyttäen. Sen suoritusperiaatetta on käsitelty muun muassa julkaisussa Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet - Kirjallisuusselvitys, TIEL 3200163. Syklisen kolmiaksaalikokeen ohella muita samalla muodonmuutos- ja taajuusalueella kysymykseen tulevia laboratoriotutkimusmenetelmiä ovat syklinen suora leikkauskoe ja syklinen vääntöleikkauskoe. Näiden tekemiseen tarvittavia laitteistoja ei tällä hetkellä kuitenkaan ole Suomessa saatavilla.

Alhaisimmilla muodonmuutostasoilla maan dynaamisten ominaisuuksien määrittämiseen soveltuvat in-situ –mittausmenetelmät ovat niin kutsuttuja seismisiä menetelmiä eli ne perustuvat bender element –mittausten tapaan maamateriaalissa etenevän aaltoliikkeen nopeuden mittaamiseen. Havainnoitava aaltoliike voi tällöin olla joko leikkaus- eli S-aaltoja, puristus- eli P-aaltoja tai maakerroksen pintaosassa eteneviä R-aaltoja. Mittausmenetelmästä ja mitoituksen kannalta merkityksellisten maakerrosten sijainnista riippuen aaltoliikkeen lähettäminen ja sen vastaanottaminen voivat vastavasti tapahtua joko maan pinnalta tai tietyltä syvyydeltä maakerrosten sisällä. Yksityiskohtaisemmin seismisten mittausten menetelmien periaatteita on käsitelty niin ikään esimerkiksi julkaisussa Souto, A: Tierakennusmateriaalien dynaamisten moduulien määrittäminen resonant column ja bender element -laitteistolla.

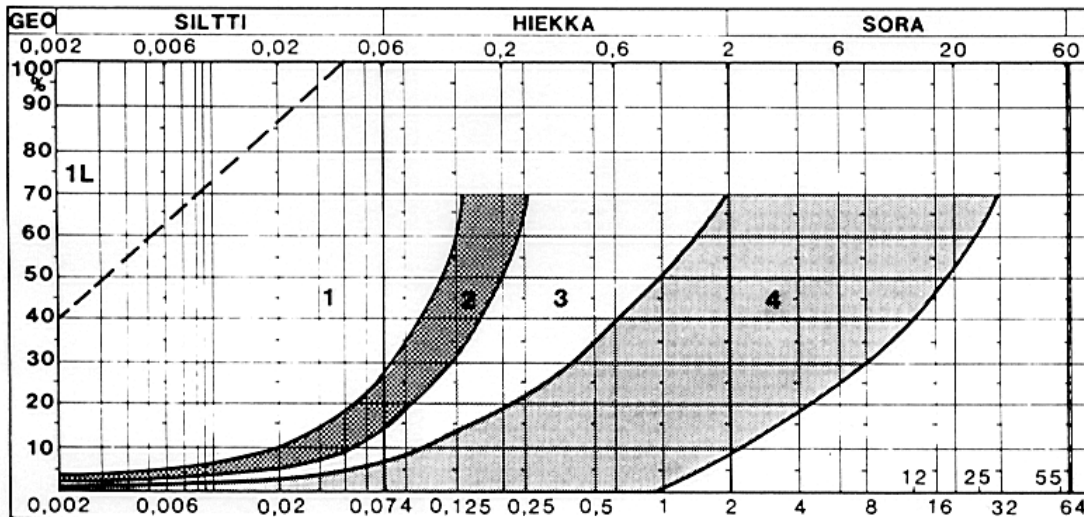
Dynaamisten ja syklisten ominaisuuksien arviointi staattisten kokeiden perusteella

Eri maalajeille tyypillisiä suuruusluokkaeroja toisaalta tavanomaisia dynaamisia kuormitustilanteita ja toisaalta tavanomaisia staattisia kuormitustilanteita vastaavien moduuli-arvojen välillä on käsitelty esimerkiksi julkaisussa Handboken bygg, Geoteknik. Syklisesti toistuvan vaakakuormituksen alaisena olevien porttaali- ja meluseinärakenteiden perustusten mitoituksessa usein käytettävien alustalukujen arviointia on vastaavasti käsitelty muun muassa Tielaitoksen julkaisussa Teräspalkit, TIEL 2173448-99.

6 ROUTIMISOMINAISUUDET

Routivuuden arviointimenetelmät

Maalajien routivuuden arviointiin soveltuvia laboratoriotutkimusmenetelmiä ovat rakeisuusjakautuman määrittäminen, kapillaarisen nousukorkeuden mittaaminen sekä varsinainen routanousukoe.



Kuva 10.8. Maalajin routivuuden arviointi rakeisuusjakautuman perusteella.

Maalajin rakeisuusjakautuman perusteella sen routivuutta voidaan likimääräisesti arvioida kuvan 10.8 mukaisesti. Maalaji, jonka rakeisuuskäyrä kuvassa 10.8 sijoittuu alueelle 1, on routivia. Rakeisuuskäyrän sijoittuessa alueelle 1L maalaji ovat kuitenkin lievästi routivia. Vastaavasti maalaji, jonka rakeisuuskäyrä kulkee alueilla 2, 3 tai 4 on todennäköisesti routimaton, jos rakeisuuskäyrän alapää pysyy kyseessä olevan alueen ylemmän rajakäyrän alapuolella.

Rakeisuusjakautumaan perustuvan routivuusarvion tukena on suositeltavaa käyttää maalajin kapillaarisen nousukorkeuden mittaamista erityisesti silloin, kun maalajin routimattomuus ei rakeisuusjakautuman perusteella arvioituna ole täysin ilmeistä. Kapillaarisen nousukorkeuden mittaaminen on yleensä tarkoituksenmukaista tehdä kapillaarimetriä käyttäen, koska suoraa mittausmenetelmää käytettäessä lopullisen nousukorkeuden saavuttaminen kestää routivilla maalajeilla jopa useita viikkoja. Erityisesti moreenimaalajeilla kapillaarimetrissä käytettävän näytehalkaisijan tulee myös olla riittävän suuri, jotta kapillaarisen nousukorkeuden mittaus voidaan tehdä lajitteelle, jossa kaikki raekooltaan vähintään 4 mm oleva aines on mukana.

Kapillaarisen nousukorkeuden perusteella maalaji voidaan otaksua routimattomaksi, jos nousukorkeus on alle 1 m. Tätä suuremman kapillaarisen nousukorkeuden omaava maalaji on todennäköisesti routiva.

Eriyistätapauksissa ja esimerkiksi koostumukseltaan tavanomaisista luonnonkiviaineksista poikkeavilla sivutuotemateriaaleilla routivuus voidaan määrittää myös erityistä routanousukoetta käyttäen. Tässä tapauksessa materiaalin routivuuden arviointi perustuu joko routanousukokeen yhteydessä havaittuun kokonaisroutanousuun, routanousunopeuteen tai kokeen tuloksena määritettyyn segregatiopotentiaalin arvoon.

Routanousuparametrien määrittäminen

Segregatiopotentiaalin ohella routanousukokeen tuloksista voidaan määrittää myös toinen maalajissa tapahtuvan routimisen voimakkuutta kuvaava suure routanousukerroin β , joka määritellään yhtälön 10.12 mukaisesti:

$$\beta = \frac{h}{z_f \cdot w_{vf}} \quad (10.12)$$

missä

- β on routanousukerroin
- h on routanousu
- z_f on routaantuneen kerroksen paksuus
- w_{vf} on jäätyneen maan tilavuusvesipitoisuus

Vaihtoehtona laboratoriossa tehtävien routanousukokeiden sekä maakerrosten routanousukertoimet että niiden segregatiopotentiaalin arvot voidaan määrittää myös suoraan maakerroksista mitattaviin routan tunkeutumissyvyysmittauksiin ja maanpinnan vaaituksiin perustuen.

RAKENNUSMATERIAALIEN OMINAISARVOJA

Rakennusmateriaalin tiheyden, tilavuuspainon sekä lujuus- ja muodonmuutos ominaisuuksien ominaisarvoja.

Materiaali	ρ_s [tn/m ³]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	E_d [MN/m ²]	lujuus 1)
Maapenkereet (Mr, Hk, Sr)	2,65	18...22	10...13	20...100 2)3)	$\varphi = 32... 39^\circ$, c=0
Kuivakuorisavesta tehdyt penkereet	2,70	18...20	8...10		$\varphi = 25...32^\circ$, c=2...5 kPa
Sitomattomat päällysrakennekerrokset	2,65	19...22	11...13	70...160 2)3)	$\varphi = 40...42^\circ$, c=0
Läjitysmaat	2)	18	8	2)	2)

1) kitkakulman ja koheesion arvot (φ , c) edustavat vakavuusanalyseissä käytettävää arvoa

2) riippuu käytettävästä materiaalista

3) riippuu tiiveydestä

Merkinnät taulukossa:

ρ_s kiintotiheys

γ tilavuuspaino rakenteessa

γ' tehokas tilavuuspaino veden pinnan alapuolella

E_d avoimen tilan kimmomoduuli tiivistettynä rakenteessa

φ , c kitkakulma [aste], koheesio [kPa]

RAKENNUSTÖIDEN AIHEUTTAMAT KUORMITUKSET

Sisältö

1 HUOKOSVEDEN YLIPAIN

2 MAAN SIIRTYMÄT

3 TÄRINÄ JA MELU

3.1 Yleistä

3.2 Paalutustyön aiheuttama värinä ja melu

3.2.1 Tärinä

3.2.2 Melu

3.3 Louhinnan aiheuttama värinä

3.4 Tiivistyksen aiheuttama värinä

3.4.1 Pintatiivistys

3.4.2 Syvätiivistys

3.5 Hydraulivasaran aiheuttama värinä

3.6 Liikenteen aiheuttama värinä

4 TÄRINÄN RAJA-ARVOT JA MITTAAMINEN

1 HUOKOSVEDEN YLIPAININE

Pohjarakennustöiden, lähinnä paalutuksen ja syvätiivistyksen aiheuttamaa huokosveden ylipaineen laajuutta ja suuruutta on vaikea arvioida yksikäsitteisesti ennakkoon. Tarvittaessa on huokosvedenpainetta mitattava työn aikana ja tehtävä ennakkokokeita esimerkiksi koepaalutuksia huokosveden ylipaineen vaikutusten arvioimiseksi. Huokosvedenpaine on mitattava menetelmillä, joilla voidaan havaita välittömästi työnaikaiset nopeat muutokset. Huokosvedenpainemittausten lisäksi on tehtävä samanaikaisesti siirtymämittauksia.

Yksittäisen paalun lyönti aiheuttaa huokosvedenylipainetta 3...6 kertaa paalun läpimitan etäisyydelle paalusta. Laaja-alaisessa paalutuksessa vaikutusalue voi ulottua jopa 20...30 metrin etäisyydelle paalutuksen reunasta. Alustavissa tarkasteluissa voidaan kyllästyneen, huonosti vettä läpäisevän maan huokosveden ylipaineen olettaa olevan paalun vieressä saman suuruinen kuin maan oman paino. Huokosveden ylipaineen voidaan olettaa alentuvan nollaan tasaisesti etäisyydellä 40 d paalusta (d on paalunsivumitta).

Huokosveden ylipainetta voidaan lyöntipaalutuksessa vähentää:

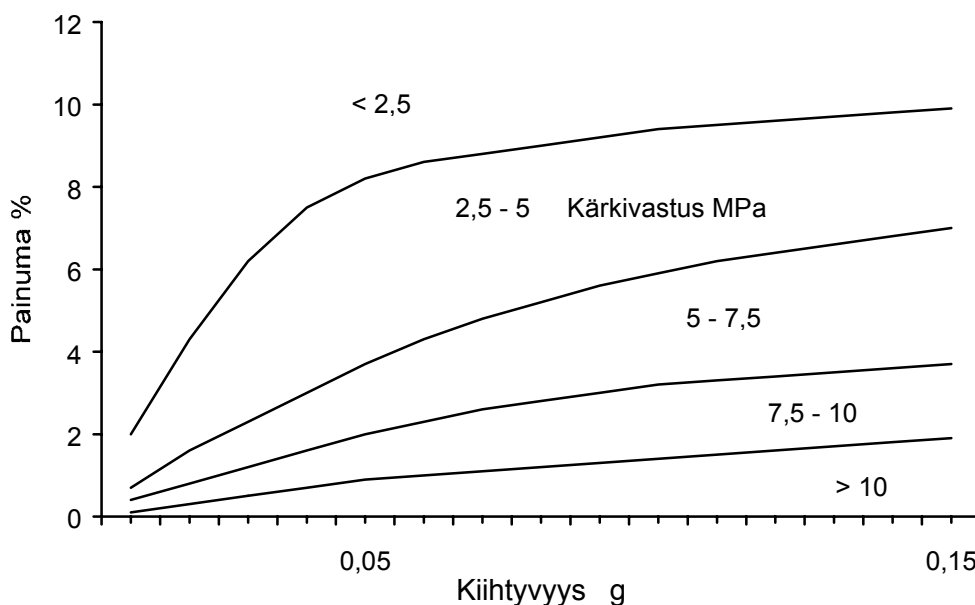
- Poistamalla savea lyötävän paalun kohdalta esimerkiksi putkiottimella tai augerkairauksella.
- Varustamalla lyötävä paalu pystyjoilla
- Pienentämällä paalun poikkileikkausta. Tällöin on paalun syrjäyttämän maan ja paalun kantavuuden suhde (m^3/kN) minimoitava.
- Työjärjestyksellä, jossa ensin lyödään osa esimerkiksi joka toinen paalu ja myöhemmin huokosvedenpaineen alennettua loput paaluista.

Syvätiivistyksessä huokosvedenpaineen kehittymiseen ja alenemiseen vaikuttavat hienoainesmäärä ja vedenläpäisevyys, pohjavedenpinnan taso, tiivistettävän materiaalin tiiviys sekä maan jännitystila. Tarvittaessa on työjärjestys laadittava siten, että huokosveden ylipaine ei aiheuta vaadittavan varmuuden alittumista. Joissakin tapauksissa voidaan huokosveden ylipainetta vähentää pohjavettä alentamalla.

2 MAAN SIIRTYMÄT

Pohjarakennustöiden aiheuttamia maan siirtymien vaikutuksia on vaikea arvioida ennakkoon luotettavasti. Paalujen aiheuttaman maan syrjäytymisen sekä paalutuksen aiheuttaman maakerrosten tiivistymisen perusteella voidaan siirtymien suuruusluokka kuitenkin likimääräisesti ennakoida. Haittoja voidaan yleensä vähentää, kun aloitetaan paalujen lyönti riskialttiimmasta kohdasta poispäin.

Lyötäessä paaluja ja pontteja löyhässä karkearakeisessa maassa tai moreenissa voi maan tiivistyminen aiheuttaa merkittäviä painumia etäisyydellä, joka on maanpinnalla noin paalupituus. Erityisesti tiivistymiselle riskialttiita ovat vedenpinnan alapuoliset löyhät karkearakeiset kerrostumat. Tiivistymisen aiheuttamia painumia voidaan pienentää korvaamalla teräsbetonipaalut pieniläpimittaisilla teräspaaluilla. Paalutuksen aiheuttaman maan tiivistymistä voidaan arvioida kuvan 10.9 perusteella.



Kuva 10.9. Tiivistymisen arviointi puristinkairauksen kärkivastuksen ja tärinän aiheuttaman kiihtyvyyden perusteella. Yleensä paalutustärinän kiihtyvyys maassa lyötävän paalun lähellä on vähintään 0.05 g (heilahdusnopeus n.10 mm/s). (s.41 Omgivnigspåverkan vid pål- och spontslagning).

Hienorakeisissa tai eloperäisissä maakerroksissa lyöntipaalu syrjäyttää noin tilavuutensa verran maata. Osa siirtymistä palautuu ajan mukana konsolidoitumisesta johtuen. Maa siirtyy pienimmän vastuksen suuntaan yleensä samanaikaisesti pysty- ja vaakasuunnassa. Sivusiirtymät ovat yleensä suurimmillaan paalutettaessa luiskien ja jo lyötyjen lyhyiden paalujen läheisyydessä. Vaikutusalueen voidaan arvioida ulottuvan paalun kärjestä suhteessa 1:1 maanpintaan. Siirtymiä voidaan pienentää ottamalla maata pois paalun kohdalta putkiottimella tai auger-kairauksella.

3 TÄRINÄ JA MELU

3.1 Yleistä

Monet pohjarakentamistyöt kuten louhinta, paalutus, pontitus, syvätiivistys, pintatiivistystyöt sekä hydraulivasaralla tehtävät: suora louhinta, ylisuurten lohkaroiden ja routaantuneen maan rikkominen sekä purkutyöt aiheuttavat ympäristöön tärinää ja melua. Tärinä voi vaurioittaa rakenteita, herkkiä laitteita ja sitoutuvaa betonia sekä häiritä ihmistä.

E erityisesti tärinää, mutta myös melua voidaan vähentää oikealla työn suorituksella. Tärinä ja melu ovat hukkaan mennyttä energiaa, jota kannattaa vähentää paitsi ympäristö- ja työsuojelusyistä niin myös työn tehostamiseksi. Yleensä oletetaan, että tärinäenergian osuus on verrannollinen työkoneiden tehoon, esimerkiksi lyöntipaalutuksessa lyöntienergian suuruuteen. Alitehoinen kone voi kuitenkin aiheuttaa tarpeettoman suuren tärinän ympäristössä. Liian pieni lyöntienergia ei saa paalua painumaan tai kiveä rikki ja lyöntienergiasta siirtyy tarpeettoman suuri osa tärinästä ympäristöön.

Tärinähaittojen kannalta on tärinän taajuudella suuri merkitys. Tärinän raja-arvot riippuvat yleensä taajuudesta. Toiseksi tärinän siirtyminen maassa ja maasta rakenteisiin riippuu taajuudesta. Korkeataajuinen tärinä vaimenee maassa nopeammin kuin matalataajuinen tärinä. Pitkillä etäisyydellä tärinän taajuussisältö muuttuu matalataajuisiksi. Tämä on otettava huomioon erityisesti louhintatärinän raja-arvoja määritettäessä. Tärinän ollessa saman taajuista kuin maakerrosten oma ominaistajuus on tärinän vaimeneminen etäisyyden kasvaessa tavallista vähäisempää. Tärinä voi eräissä tapauksissa maakerrosten voimakkaan vaihtelun alueella jopa vahvistua etäisyyden kasvusta huolimatta. Erityisen ongelmallisia pohjasuhteista ovat pehmeät savet, joiden oma alin ominaistajuus voi sattua matalataajuisen raskaan liikenne-, syvätiivistys- tai paalutustärinän kanssa samalle taajuusalueelle.

Pohjarakennustöiden aiheuttama iskumainen tärinä yleensä alenee siirtyesään maasta tai kalliosta rakenteisiin ja on yleensä rakenteissa noin 10...60 % maan tärinästä, heilahdusnopeutena mitattuna. Jatkuvamman tärinän kuten esimerkiksi raskaiden junien aiheuttama tärinä sen sijaan usein vahvistuu ja on yleensä rakenteissa noin 50...200 % maan tärinästä. Vahvistuminen on suurinta silloin kuin tärinän taajuus on samalla alueella kuin rakenteiden ominaistajuus. Toisaalta tärinä on tärinää myös resonanssissa: tärinän raja-arvot ovat tällöinkin määrääviä.

3.2 Paalutustyön aiheuttama tärinä ja melu

3.2.1 Tärinä

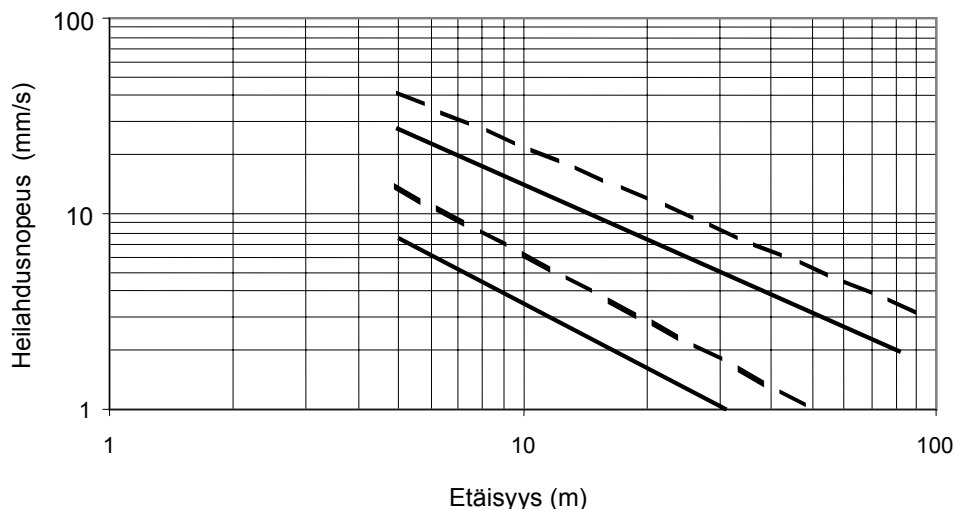
Lyöntipaalutuksen tärinän heilahdusnopeuden pystykomponentin vaimenemista etäisyyden kasvaessa on yleensä esitetty yhtälöllä 10.13 (SGY 1987).

$$v = k \frac{\sqrt{W}}{r} \quad (\text{mm/s}) \quad (10.13)$$

k = kerroin
W = pudotusenergia (Nm)
r = etäisyys paalusta (m)

Kerroin k sisältää kaiken tärinän siirtymiseen liittyvän epävarmuuden ja vaihtelun; tärinän siirtymisen paalutuskalustosta paaluun ja edelleen maahan sekä vahvistumisen ja vaimentumisen maassa. Lyöntipaalutusohjeiden mukaan k:n arvo on 1,50, ellei tehdä tarkempia tarkasteluja tai koepaalutuksia. Yleensä k:n arvo on huomattavasti pienempi kuin 1,50.

Lyöntipaalutuksen aiheuttama tärinä maassa voidaan arvioida kuvan 10.10 perusteella. Arviossa on otettava huomioon, että tärinä voi erityistapauksissa olla kuvassa esitettyä tärinää suurempaa tai pienempää. Alempi yhtenäisellä viivalla rajattu alue on tavallisten teräsbetonisten lyöntipaalujen, joiden sallittu kuorma on välillä 700...400 kN, aiheuttama tärinä. Ylempi katkoviivalla rajattu alue on suurempien lyöntipaalujen, joiden sallittu kuorma on noin 2 000 kN, aiheuttama tärinä.



Kuva 10.10. Lyöntipaalutuksen aiheuttama värinä.

Rajattujen alueiden alarajalla värinä on helppoissa olosuhteissa ($k = 0,3$), joista puuttuvat tiiviit pinta- ja välikerrokset ja jossa tiiviit kitkamaakerrokset ovat paalun tunkeutumistasossa pehmeiden savikerrosten alla ohuita. Ylärajalla värinä on kohteissa, joissa paalut lyödään tiiviiden kerrosten läpi tai joissa on paksuja tiiviitä karkearakeisia tai moreenikerroksia ($k=1,5$). Tiiviissä ja paksuissa pohjamuodostumissa voidaan paalupituus optimoida, määrittämällä paalun kantavuus dynaamisin koekuormituksin, jolloin voidaan välttää tarpeetonta lyöntienergiaa ja samalla vähentää ympäristöön leviävää värinää.

Suomalaisissa pohjasuhteissa on värinän pienentämiseen usein hyvät mahdollisuudet: Yleensä paalut lyödään saven läpi tukipaaluiksi moreeniin tai kallioon. Saattolyönneillä värinä on tavallisesti pientä tai sitä voidaan vähentää. Loppulyönneillä ei värinä yleensä aiheuta ongelmia. Syynä värinän pienentymiseen voi olla, että iskuaaltoenergia leviää "kovaan pohjaan" eikä siirry yläpuolisiin usein huomattavasti poikkeaviin maakerroksiin. Olennaista on, että saattolyönneillä lyötäessä pyritään paalua upottamaan mahdollisimman tehokkaasti, jolloin pehmeissä löyhissä maakerroksissa energia kuluu maan muodonmuutostyöhön ja energian siirtyminen värinä ympäristöön on vähäistä.

Värinää lisäävät epäkeskeinen isku, käyrät paalut ja sivusuunnassa puutteellisesti tuettu paalu. Värinää voidaan alentaa: läpäisemällä tiiviit kerrokset: routa, kuivakuori, täytöt, rantakerrostumat kaivamalla tai esireiällä. Pieniläpimittaisilla teräspaaluilla on suuri tunkeutuvuus, jolloin värinä yleensä samalla alenee. Lisäksi teräspaalut ulotetaan tavallisesti kallioon, jolloin värinä on loppulyönneillä yleensä alhainen.

Paalutuskaluston valinnalla ja säädettävyydellä voidaan vaikuttaa värinään. Kaivin- ja porapaaluilla on värinätaso yleensä alhainen. Pudotusjärkälakaluston käyttö savimaissa ja kitkapaalujen asentaminen hydraulitärtyttimellä kitkamaissa alentavat tavallisesti värinää.

Kriittisissä kohteissa ja haluttaessa tarkemmin arvioida värinän leviämistä on tehtävä koepaalutus, jossa mitataan k:n arvo. Koepaalutuksessa on värinää valvottava mielellään dynaamisin koekuormituksin ja värinämittareilla. Väri-nästä on tällöin analysoitava myös kuormituksen taajuus värinän raja-arvojen määrittämistä varten.

3.2.2 Melu

Paalutuksen aiheuttamaa melua voidaan arvioida avoimella tasaisella alu-eella kuvan 10.11 perusteella.



Kuva 10.11. Paalutusmelun arviointi tasaisella ja avoimella alueella.

Kuvan ylärajalla melu on lyötäessä teräspaaluja paalutuskalustolla, jossa ei ole kiinnitetty melun vaimentamiseen huomiota. Alarajalla melu on lyötäessä teräsbetonipaaluja melueristetyllä paalutuskalustolla. Usein melu on jonkin verran kuvan melutasoja pienempää esteiden, kasvillisuuden, sään jne. vaikutuksesta. Joissakin olosuhteissa melu voi myös vahvistua esimerkiksi rakennusten läheisyydessä heijastusten vuoksi. Etäisyyden kaksinkertaistues-sa pistemäisen lähteen melutaso alenee noin 6...7 dB.

Melua voidaan alentaa 10...15 dB koteloimalla paalutuskoneen lyönti-koneisto sekä paalu ja kehittämällä lyöntikalusto hiljaisemmaksi. Lyötäessä putkipaalua sisäpuolisella järkäleellä on alenee melu huomattavasti.

Melun ohjearvot ulkoalueella on esitetty taulukossa 10.5.

Taulukko 10.5. Melun ohjearvot ulkoalueella (dB).

	Melun ekvivalenttitaso L _{Aeq}	
	päivällä klo 7-22	yöllä klo 22 -7
Melulle herkkä alue, kuten virkistysalue	45	40
Asuntoalue, toimisto ja koulualue	55	45
Liikerakennusten alue	55	50

Melu mitataan A-suodattimella. Ekvivalentti äänitaso L_{Aeq} saadaan, kun mitausajan melu korvataan vakioäänellä, jonka äänienergia on sama kuin muuttuvalla melulla.

3.3 Louhinnan aiheuttama värinä

Louhintaräjähdyksen aiheuttaman värinän heilahdusnopeuden huippuarvo voidaan esittää etäisyyden funktiona seuraavasti (Pöllä et. al. 1996).

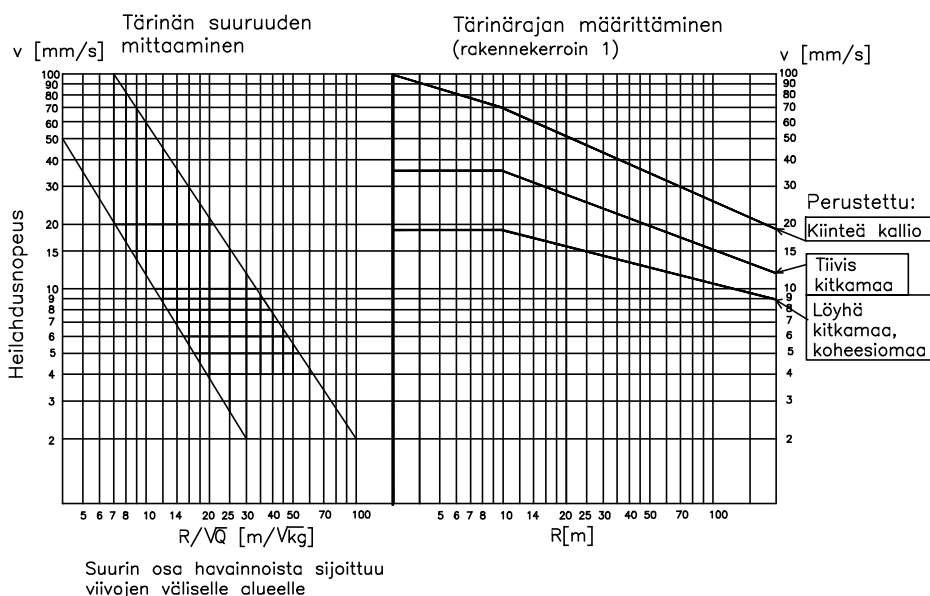
$$v = k * \left(\frac{R}{\sqrt{Q_e}} \right)^m \quad [\text{mm/s}] \quad (10.14)$$

Kaavassa 10.14 R [m] on etäisyys räjäytys- ja tarkastelupisteen välillä ja k sekä m ovat kertoimia. Q_e [kg] on momentaaninen räjähdysainemäärä eli se kentän reikien räjähdysainemäärä, joka riittävän samanaikaisesti räjähtäessään aiheuttaa tarkastelupisteessä yksittäisen ”piikin”. Värinän taajuussisältö muuttuu etäisyyden kasvaessa siten, että korkeammat taajuudet vaimenevat nopeammin kuin matalat taajuudet. Tästä johtuu, että kentän eri nalleilla räjähtävien panosten yhteisvaikutus on käytännössä etäisyydestä riippuva. Voidaan olettaa, että Q_e on alle 100 m etäisyyksillä sama kuin suurin reikäpanos tai suurin samalla hidasteajalla räjähtävä räjähdysainemäärä. Selvästi yli 100 m etäisyyksillä Q_e on sama kuin koko kentän räjähdysainemäärä. Räjähdysainemääriä laskettaessa tulee ottaa huomioon räjähdysaineen suhteellinen voimakkuus (s-arvo).

Kertoimet k ja m riippuvat tarkastelupisteen (rakenteen) perustamistavasta, kallion laadusta, etäisyydestä ja räjäytystavasta. Kalliolle perustetusta rakenteesta mitattaessa k on suurempi kuin maanvaraisesti perustetusta rakenteesta (Vuolio 1990, s. 46-52). Rikkonainen kallion laatu ja etäisyyden kasvaminen merkitsevät pienempää k-arvoa kuin kiinteä kallio ja lyhyt etäisyys. Jos louhittava kallio löyhtyy räjäytyksessä vain vähän (kenttä jää ”lukkoon”), k-arvo kasvaa huomattavasti. Hyvin lyhyillä etäisyyksillä (<10 m) värinän heilahdusnopeuden pystykomponentti on hyvällä tarkkuudella laskettavissa kaavalla 10.15:

$$v = 400 * \sqrt{\frac{Q_e}{R^{1,5}}} \quad (10.15)$$

Louhintätärinän suuruuteen vaikuttavia tekijöitä on tutkittu mm. Raimo Vuolion väitöskirjassa ja Kalliorakentaminen 2000 projektissa. Heilahdusnopeuden huippu-arvojen havainnot on yleensä kuvattu kaksoislogaritmipaperilla ns. skaalatun etäisyyden $R/\sqrt{Q_e}$ funktiona. Kun kalliolaatu on homogeeninen ja räjäytykset samankaltaisia, pitäisi havaintopisteistä syntyä suora. Tutkimuksissa todettu laaja vaihtelualue johtuu eri kohteiden vaihtelevista olosuhteista. Luotettavin ennuste louhintätärinälle saadaan työmaakohtaisesti merkitsemällä havaitut heilahdusnopeuden huippuarvot termin $R/\sqrt{Q_e}$ funktiona kaksoislogaritmipaperille. Ihanteellisessa tapauksessa pistejoukon suurimmat arvot muodostavat siinä verhosuoran, jota voi käyttää heilahdusnopeuden, momentaanisen räjähdysainemäärän ja etäisyyden määrittelyyn. Pistejoukon hajontaa voi käyttää tärinän ennusteen todennäköisyyden arviointiin, kun havaintoja on runsaasti. Kuvassa 10.12 on nomogrammi, jonka avulla voi määrittellä joko tärinän heilahdusnopeuden huippuarvon $R/\sqrt{Q_e}$:n funktiona tai tärinärajan perusteella arvon $R/\sqrt{Q_e}$:lle. Tästä voidaan laskea suurin sallittu Q_e . Tilanteesta riippuen tämä $Q_{e,max}$ on joko suurin mahdollinen reikäpanos, suurin samalla hidasteajalla räjähtävä panosmäärä tai koko kentän suurin räjähdysainemäärä. Nomogrammiin on merkitty alue, jolle Vuolion tutkimusten mukaan suurin osa havaintopisteistä sijoittuu.



Kuva 10.12. Louhintätärinän arviointi räjähdysainemäärän ja etäisyyden perusteella.

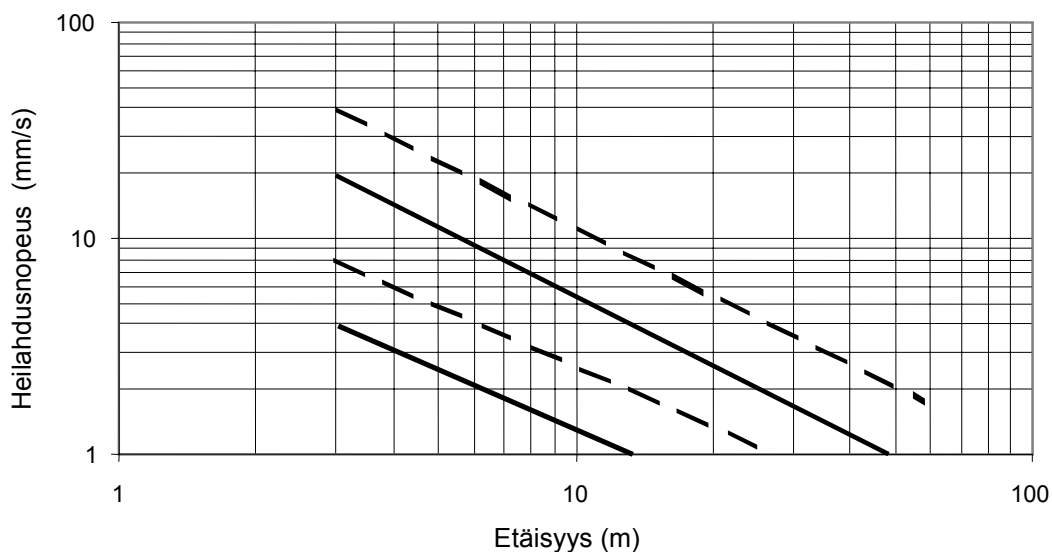
Louhintätärinän pienentäminen on mahdollista seuraavilla tavoilla:

- pienentämällä reikäkokoa, jolloin reikäpanos pienenee
- pienentämällä pengerkorkeutta, jolloin reikäpanos pienenee
- pienentämällä kentän kokoa, esim. reikärivejä vähentämällä, jolloin epätäydellisen irtoamisen riski vähenee
- jakamalla reikä välitäytteillä kahteen tai useampaan panokseen, jotka räjäytetään eriaikaisesti
- räjäyttämällä väliin rako, tai poraamalla railo. (Huom! Raonräjäytyksessä voi syntyä suuri tärinä reikien samanaikaisen räjäytyksen vuoksi.)

3.4 Tiivistyksen aiheuttama tärinä

3.4.1 Pintatiivistys

Pintatiivistyksen aiheuttamaa tärinää maassa voidaan arvioida kuvan 10.13 perusteella. Arviossa on otettava huomioon, että tärinä voi erityistapauksissa olla kuvassa esitettyä tärinää suurempaa tai pienempää.



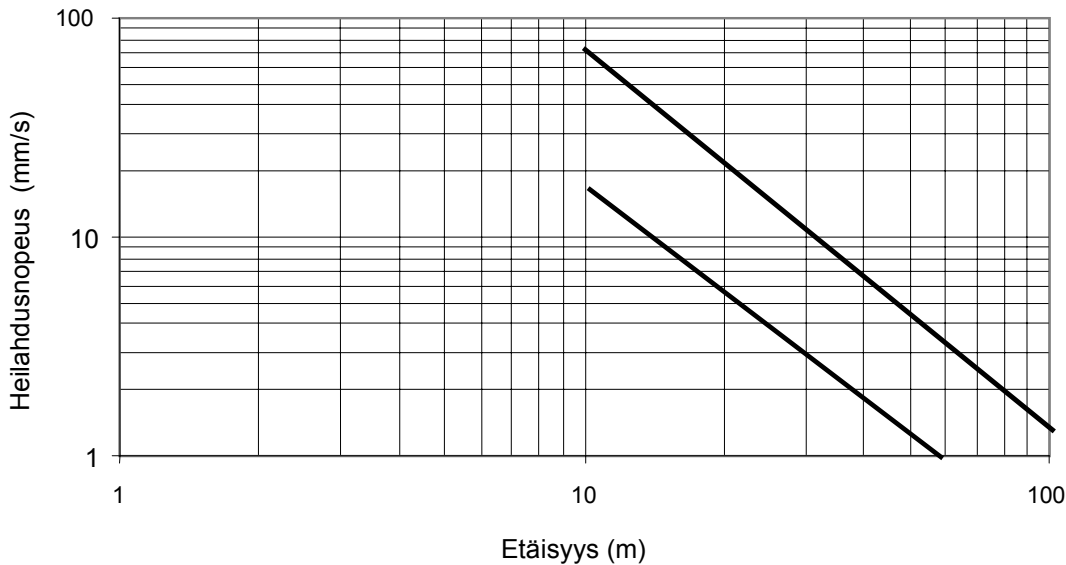
Kuva 10.13. Pintatiivistyksen aiheuttama tärinä.

Yhtenäisillä viivoilla rajattu alue käsittää täryjyrät noin 6 tn ja katkoviivoilla rajattu alue raskaammat noin 10 tn täryjyrät. Rajattujen alueiden alarajalla tärinä on helppoissa olosuhteissa karkearakeisissa maissa ja tiivistettäessä ns. pintatiivistyksenä, jolloin taajuus on noin 40 Hz. Ylärajalla tärinän voidaan arvioida olevan kohteissa, joissa tiivistettävän kerroksen alapuolella on pehmeitä hienorakeisia maita ja tiivistettäessä ns. syvätiivistyksenä, jolloin taajuus on noin 30 Hz.

Koska tiivistämistyö edellyttää tärinää, ei sen alentaminen ole yleensä järkevää. Ongelmallisissa tilanteissa on tiivistyskoneen painoa ja tehoa alennettava, jolloin joudutaan ohentamaan myös tiivistettävien kerrosten paksuutta. Koska tiivistyskoneiden käyttötaajuus on yleensä korkea 30...40 Hz ei resonanssivaaraa rakenteiden välillä ole. Ongelmallinen resonanssitilanne voi aiheutua konetta käynnistettäessä ja pysäytettäessä, jolloin taajuus on alhaisempi. Tästä syystä on vältettävä koneen käynnistämistä tärinälle herkkien rakenteiden läheisyydessä. Uusimissa koneissa on mahdollisuus kytkeä tärykuormitus pois käynnistämisen ja pysäyttämisen ajaksi, jolloin vältetään resonanssivaara. Kriittisissä kohteissa ja haluttaessa tarkemmin arvioida tärinän leviämistä on tehtävä koetiivistys.

3.4.2 Syvätiivistys

Syvätiivistyksen aiheuttamaa tärinää maassa voidaan arvioida kuvan 10.14 perusteella. Arviossa on otettava huomioon, että tärinä voi erityistapauksissa olla kuvassa esitettyä tärinää suurempaa tai pienempää.



Kuva 10.14. Pudotustiivistyksen aiheuttama värinä.

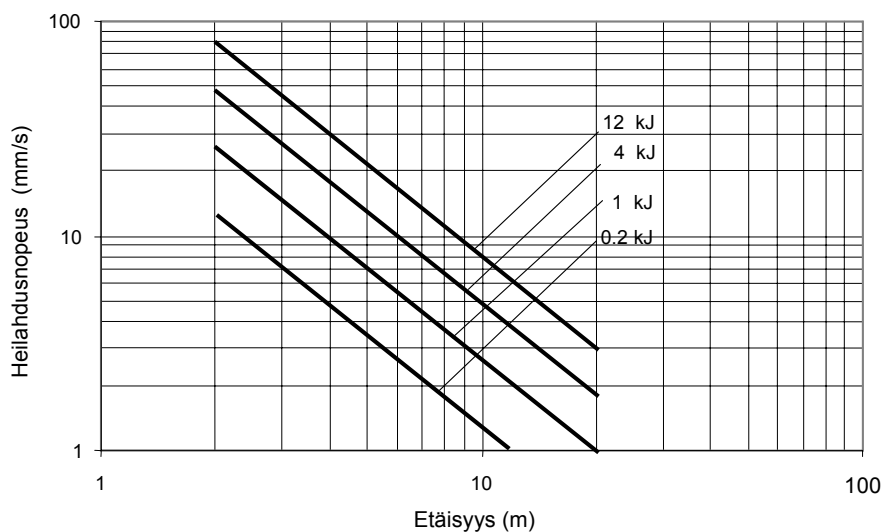
Rajattujen alueiden alarajalla värinä on helppoissa olosuhteissa kitkamaillo, alhaisilla noin 1000 kNm pudotusenergialla. Ylärajalla värinän voidaan arvioida olevan kohteissa, joissa tiivistettävän kerroksen alapuolella on hienorakeisia maakerroksia ja tiivistetään suurella pudotusenergialla noin 2000 kNm. Yleensä syvätiivistäminen ei ole tehokasta ja järkevää hienorakeisten maakerrosten yläpuolisissa täytöissä, koska tiivistäminen on vähäistä ja värinävaara suuri.

Yleensä pudotustiivistyksen aiheuttama värinä on sen suureen pudotusenergian nähden pieni. Energia siirtyy maan muodonmuutoksiin. Osa energiasta siirtyy kuitenkin väistämättä myös ympäristöön. Ongelmallisissa tilanteissa on pudotusjärkäleen painoa ja pudotuskorkeutta alennettava. Tämä ei ole aina mahdollista, koska samalla tiivistyksen syvyysvaikutus pienenee.

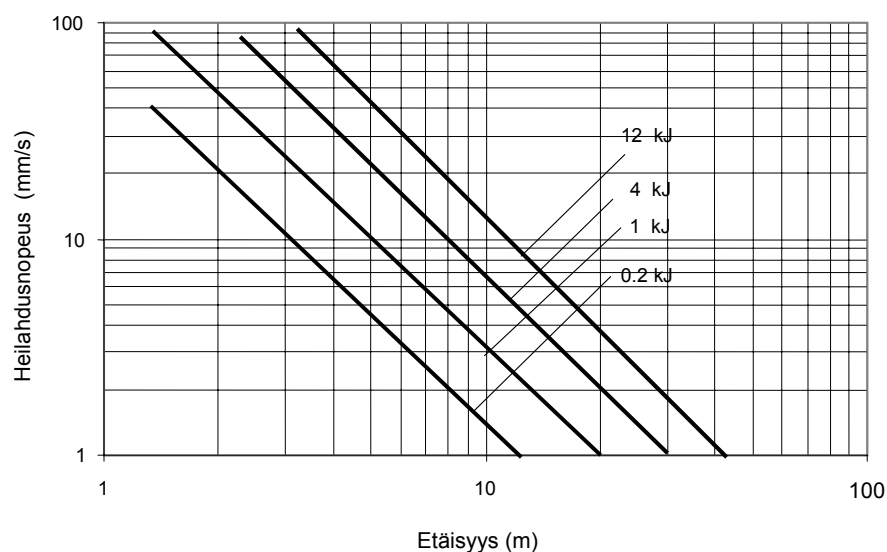
Pudotustiivistys aiheuttaa yleensä matalataajuisen noin 4...15 Hz värinän, jolloin on olemassa värinän vahvistumisvaara värinän siirtyessä maasta rakenteisiin. Kriittisissä kohteissa ja haluttaessa tarkemmin arvioida värinän leviämistä ja siirtymistä rakenteisiin on tehtävä koetiivistys.

3.5 Hydraulivasaran aiheuttama värinä

Hydraulivasaran aiheuttamaa värinää maassa voidaan arvioida kuvien 10.15 ja 10.16 perusteella. Arviossa on otettava huomioon, että värinä voi erityistapauksissa olla kuvassa esitettyä värinää suurempaa tai pienempää.



Kuva 10.15. Hydraulivasaran (lyöntienergia 0,2...12 kJ) aiheuttama värinä roudan rikkomisessa.



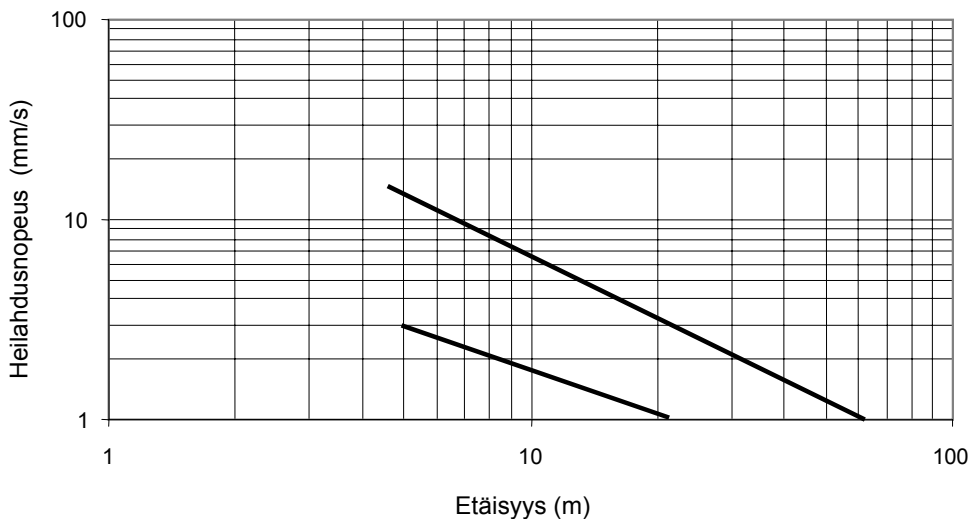
Kuva 10.16. Hydraulivasaran (lyöntienergia 0,2...12 kJ) aiheuttama värinä suorassa louhinnassa.

Pehmeän ja kovan materiaalin rikkominen poikkeavat toisistaan. Kova kallio rikotaan pääasiassa iskuaallon avulla. Rikkominen edellyttää, että iskun aiheuttama jännitys ylittää materiaalin lujuuden, tavallisesti vetolujuuden. Pehmeässä materiaalissa, kuten betonissa ja routaantuneessa maassa terä tunkeutuu materiaaliin ja kiilaa sen rikki, iskuaallon rikkova vaikutus on pienempi. Tehokas rikkomistyö edellyttää, että iskuenergiasta mahdollisimman suuri osa kuluu rikkomiseen, jolloin värinä- ja lämpöenergia jää pieneksi. Tähän voi vaikuttaa iskun suuntauksella, hydraulivasaran terän valinnalla ja myös voimalla. Materiaalin vetolujuus on helpointa ylittää materiaalin ulokekohdissa, reunoilla jne. Ongelmallisimmat tilanteet rakenteille aiheuttaa suuritehoinen ja matalataajuinen hydraulivasara, joka ei riko kunnolla.

Tärinän ympäristövaikutuksiin vaikuttavat iskuenergian lisäksi iskutaajuus. Lyöntien perusiskutaajuus on vasarasta riippuen 5...33 Hz. Resonanssialueella voidaan tärinäongelmaa pienentää säätämällä iskutaajuutta. Vasaran iskiessä kallioon, betoniin ja routaan syntyy iskusta myös korkeampia taajuuksia. Ympäristöön ja rakenteisiin leviävän tärinän vaikutuksiin vaikuttaa vasaran iskun luonne merkittävästi. Kriittisissä kohteissa ja haluttaessa tarkemmin arvioida tärinän leviämistä ja siirtymistä rakenteisiin on tehtävä tärinäkokeita.

3.6 Liikenteen aiheuttama tärinä

Tieliikenteen aiheuttamaa tärinää maassa voidaan arvioida kuvan 10.17 perusteella. Arviossa on otettava huomioon, että tärinä voi erityistapauksissa olla kuvassa esitettyä tärinää suurempaa tai pienempää.



Kuva 10.17. Tieliikenteen aiheuttama tärinä.

Alueen alarajalla raskaan liikenteen aiheuttama tärinä on kantavien maakerosten varaan tehdyillä tierakenteilla ja ylärajalla pehmeiköillä rakennettujen epätasaisten teiden ja raskaiden työmaa-ajoneuvojen tärinää. Kitkamaille rakennetuilla normaalikuntoisilla teillä tärinätaso on yleensä kuvan alarajan arvoja pienempää.

Tieliikennetärinään vaikuttavat lähinnä raskaat ajoneuvot ja tien kunto. Tärinä leviää tehokkaammin pehmeiköllä. Ensisijaisesti tärinän suuruuteen vaikuttavat tien ja kaluston kunto. Yleensä suurin tärinä aiheutuu tien epätasaisuuksista, jotka saavat ajoneuvon värähtelemään, kunnes iskunvaimentimet pysäyttävät liikkeen. Samalla epätasaisuudet aiheuttavat ympäristöön leviävän iskumaisen tärinän. Ajoneuvon värähtely puolestaan aiheuttaa maahan tärinäaaltoja. Tärinän voimakkuuteen vaikuttavat pehmeiköllä myös akseli-kuormituksen "staattiset" muodonmuutokset. Paikalla oleva ajoneuvon kuormitus näkyy staattisina painumina. Liikkuva ajoneuvo aiheuttaa staattisen painuman lisäksi tärinäaaltoja. Pehmeiköllä tärinän hallitseva taajuus on alhainen noin 2...10 Hz ja karkearakeisilla mailla korkeampi 5...15 Hz. Taajuus riippuu myös ajoneuvon dynaamisista ominaisuuksista massasta ja jousituksesta.

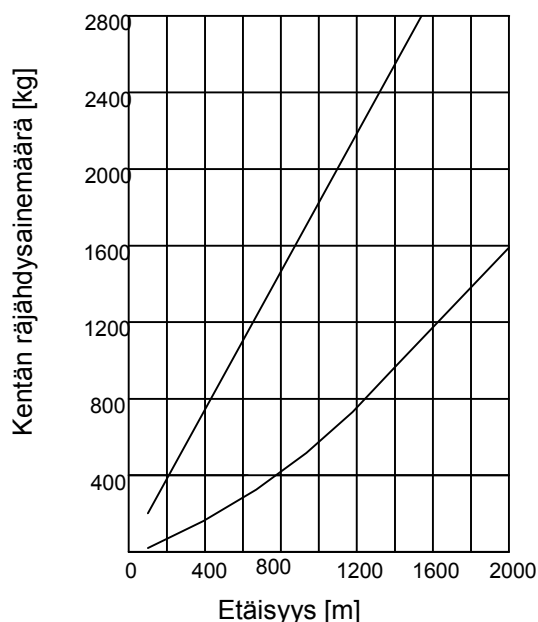
Tieliikenteen tärinää voidaan ensisijaisesti vähentää pitämällä tiet hyvässä kunnossa. Toissijaisesti tärinää voidaan alentaa nopeuksia alentamalla ja tierakennetta jäykistämällä. Pehmeiköillä on kaavoituksessa ja tiensuunnittelussa suositeltavaa jättää asuinrakennusten ja teiden väliin noin 50...100 metrin suojavyöhyke.

4 TÄRINÄN RAJA-ARVOT JA MITTAAMINEN

Tärinän raja-arvojen asettamisen ongelma on, ettei varmaa raja-arvoa tärinälle ole olemassa. Huonokuntoinen rakennus voi vaurioitua hyvin pienestä tärinästä. Raja-arvoja arvioitaessa on otettava huomioon rakenteen kunto, materiaali ja toimintatapa. Koska yksittäinenkin tärinäkuormitus voi aiheuttaa vaurioita rakennuksessa, ilmoitetaan rakennuksen tärinän raja-arvot yleensä heilahdusnopeuden huippuarvoina (mm/s).

Raja-arvot on tarkistettava tarvittaessa ennakkokatselmuksessa. Katselmuksessa ei riitä pelkästään halkeamien kartoitus vaan on arvioitava myös rakenteiden kunto ja niiden jäljellä oleva muodonmuutoskapasiteetti.

Louhintatöiden vaikutusalueen säteen ja katselmualueen määrittäminen voi tapahtua oheisen kuvan 10.18 mukaisesti. Suurinta räjähdysainemäärää kentässä voi arvioida esim. valitsemalla kohteen suurin pengerkorkeus, olettamalla etenemäksi 10-15 m, kentän leveydeksi leikkauksen koko leveys ja käytettäväksi räjähdysainemääräksi 0,5 – 0,7 kg/m³.



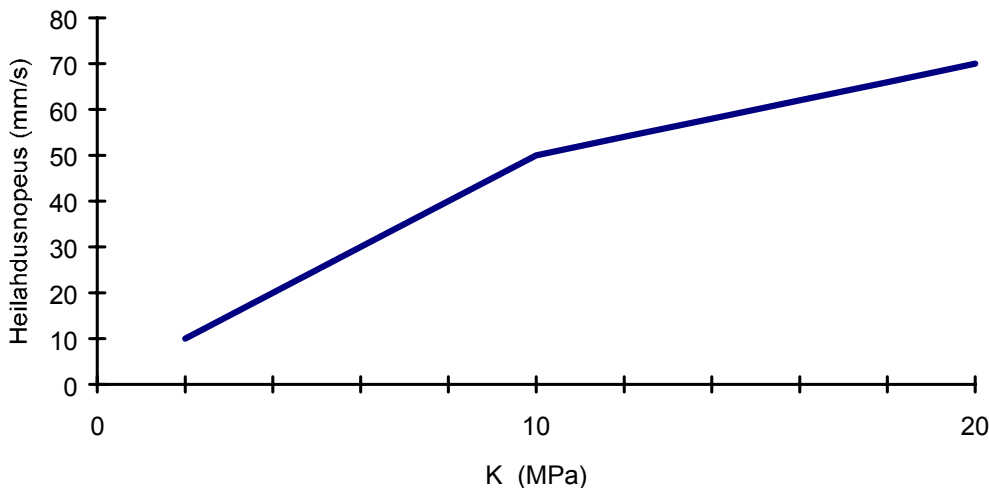
Kuva 10.18. Louhinnan rakennekatselmusten alueen säde. Ylempi viiva kalliolle perustetuille, alempi viiva maanvaraisesti perustetuille. (Pöllä et. al. 1996, s. 97, kuva 9.4).

Purkutyöt

Tärinä voi aiheuttaa vaurioita rakennuksessa kahdella tavalla, lähialueella vetolujuuden ylittymisenä ja kauempana värähtelyn aiheuttamien siirtymien aikaansaamina muodonmuutoksina. Vaurioita ja halkeamia syntyy, jos tärinän aiheuttama jännitys ylittää rakennuksen materiaalin lujuuden. Betonin vetolujuuden arvo on noin 10 % puristuslujuudesta, jolloin vetolujuuden ylittyminen on yleensä kriittinen. Tärinämittausten perusteella voidaan arvioida, että sallittu vetojännitys ylittyy 0...0.5 metrin etäisyydelle betonirakenteiden rikkomiskohdasta. Tärinän heilahdusnopeuden raja-arvoksi voidaan betonirakenteiden purkutöissä säilytettävien rakenteiden läheisyydessä valita 70 mm/s. On suositeltavaa, että säilytettävien rakenteiden läheisyydessä purkutyöt tehdään ilman merkittävää tärinää, esimerkiksi timanttisauhauksella.

Sitoutuva betoni

Tärinäkuormituksen aiheuttamat jännitykset ylittävät betonin vetolujuuden huomattavasti helpommin kuin puristuslujuuden. Vaikka betonirakenteiden vetojännitys otetaan yleensä vastaan raudoituksella on vetolujuudella vaikutusta rakenteiden toiminnassa. Vetolujuuden ylittyessä syntyy rakenteeseen halkeamia, joilla on merkitystä: rakenteiden jäykkyydessä ja samalla muodonmuutoksissa, leikkauskapasiteetissa, betonin ja teräksen tartunnassa, terästen korroosiossa ja samalla yleisemminkin betonin säilyvyydessä. Kun betoni murtuu vetorasituksesta sementtikivi ja osa rakeista murtuu ja tartunta pettää. Kuvassa 10.19 on esitetty tärinän raja-arvot.



Kuva 10.19. Sitoutumisvaiheessa olevan betonin tärinän raja-arvot lujuuden perusteella.

Rakenteet

Tärinän raja-arvoja määritettäessä on otettava huomioon, että osa rakenteiden muodonmuutuskapasiteetista on käytetty jo staattisten kuormitusten muodonmuutoksiin. Jäljellä oleva muodonmuutuskapasiteetti olisi pystyttävä määrittämään ennakkokatselmuksessa. Lisärasitusta rakenteille aiheutuu tärinän vaakasuuntaisista rasituksista.

Rakennuksille ja rakenteille määriteltävät louhintatärinän heilahdusnopeuden pystykomponentin raja-arvot on esitetty työministeriön julkaisussa Räjätysalan normeja, turvallisuusmääräykset 16:0. 1998. Sallittu heilahdusnopeuden arvo määritellään kaavasta:

$$v = F_k * v_1, \quad (10.16)$$

missä F_k on rakenteesta riippuva rakennustapakerroin. Ns. normaalirakenteisen rakennuksen F_k on 1. Kevytbetonirakenteiden rakenteiden, kalkkihiekkatiilistä olevien julkisivujen ja erityisen tärinäherkkien rakenteiden F_k on 0,5 – 0,75. Suurempia, 1,2 – 2,0 F_k :n arvoja voidaan käyttää normissa mainituille, tavallista asuintaloa paremmin tärinää kestäväälle rakenteelle, jos tärinänkestävyys on asiantuntijan tarkistama. Sallitun tärinän perusarvolle v_1 annetut arvot ovat seuraavia (taulukkoa 10.6 hieman lyhennetty normissa esitetystä).

Taulukko 10.6. Sallitun louhintatärinän perusarvon v_1 riippuvuus etäisyydestä ja perustamistavasta.

Etäisyys [m] rakenteeseen	Perustettu koheesiomaalle tai löyhälle kitkamaalle, v_1 [mm/s]	Perustettu tiiviille kitkamaalle, v_1 [mm/s]	Perustettu kiinteälle kalliolle, v_1 [mm/s]
5	18	35	85
10	18	35	70
20	15	28	55
50	12	21	38
100	10	17	28
200	9	14	22

Louhintatärinää lukuun ottamatta ei rakennustöiden aiheuttamalle tärinälle ole Suomessa asetettu raja-arvoja. Taulukossa 10.7 suositeltavat rakennusten tärinän raja-arvot muulle kuin louhintatärinälle on määritetty pääasiassa DIN-normin perusteella. DIN-normin raja-arvoja on laajennettu pohjoismaisiin olosuhteisiin, joissa esiintyy kovaa kalliota ja pehmeitä savia. Taulukon ylärajan arvot 50 - 100 Hz taajuusalueella soveltuvat kalliolle perustetuille rakennuksille.

Taulukko 10.7. Hyväkuntoisen rakennuksen tärinärajat rakennustöiden aiheuttamalle tärinälle. Louhintatöille on esitetty raja-arvot taulukossa 10.6.

	pystysuuntainen heilahdusnopeus (mm/s)		
	taajuus		
	< 10 Hz	10 - 50 Hz	50 - 100 Hz
Toimistot, teollisuus rak., pohjarakenteet	20	20 – 40	40 - 70
Asuinrakennukset	5	5 – 15	15 - 35
Tärinälle arat rakennukset	3	3 - 8	8 - 15

Koneet ja laitteet

Koneiden ja herkkien laitteiden tärinän raja-arvot on määritettävä yleensä erikseen kone- ja laiteomittajien antamien tietojen perusteella. Usein esille tuleva ongelma tietokoneiden tärinärajoista on yleensä ratkaistavissa varmistamalla, että koneet ovat suljettuina tai niissä ei ainakaan ole luku- tai kirjoitustoimintoja käynnissä tärinäkuormituksen aikana.

Tärinän mittaaminen

Tärinän huippuarvojen lisäksi on pyrittävä määrittämään myös hallitseva taajuus. Mittausten tulkinnessa on hyödyllistä, mikäli tärinä voidaan esittää jatkuvana aika-tasossa. Luotettavan käsityksen saaminen tärinästä edellyttää mittaamista usealla anturilla.

Yleensä mitataan pystysuuntaisen tärinän heilahdusnopeutta, jolle tärinän raja-arvot on määritetty. Tärinäanturin kiinnityskohta on valittava jäykästä rakenne-osasta. Rakennuksissa mittauspiste on yleensä perustuksessa. Paikallisia resonanssikohtia on vältettävä ellei tutkita nimenomaan näiden rakenneosien tärinää. Kun ylärakenteet ovat tärinäkriittisiä on tärinämitattava näistä rakenteista, jolloin niille on esitettävä asianmukaiset tärinän raja-arvot.

Maahan anturit kiinnitetään tarkoitukseen valmistettujen kiilojen tai metallilevyjen välityksellä. Erityisesti on kiinnitettävä huomiota siihen, että anturi on kiinteästi asennettu.

Tärinän mittauskaluston on sovelluttava mittaustarkoitukseen ja sen on oltava kalibroitu.

Tärinämittaukset tehdään rakenteesta tai laitteesta sellaisella mittarilla, jolla voidaan luotettavasti havaita tärinän huippuarvo yleensä taajuudella 5 - 250 Hz. Matalataajuisen liikenne- syvätiivistys- ja paalutustärinän mittaamisessa on taajuusalueen oltava 2...50 Hz. Rakennuksista riittää alle 100 m etäisyyksillä heilahdusnopeuden pystykomponentin mittaaminen. Yli 100 m etäisyyksillä on havaittu vaakakomponenttien suhteessa kasvavan, jolloin suositellaan kolmikomponenttimittausta.

