



Karelia-ammattikorkeakoulu
Insinööri (AMK), Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka

Pärnävaaran urheilukeskuksen siltapaikkojen kunto- ja maaperätutkimukset

Joonas Ahola

Opinnäytetyö, Joulukuu 2023

www.karelia.fi



OPINNÄYTETYÖ
Joulukuu 2023
Insinööri (AMK), Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka

Tikkarinne 9
80200 JOENSUU
+358 13 260 600 (vaihde)

Tekijä(t)
Joonas Ahola

Nimeke
Pärnävaaran urheilukeskuksen siltapaikkojen kunto- ja maaperätutkimukset

Toimeksiantaja
Liperin kunta

Tiivistelmä

Opinnäytetyön tavoitteena oli selvittää Pärnävaaran urheilukeskuksen alueella sijaitsevan puusillan perustusten kunto sekä ohjata Pärnävaaran urheilukeskuksen ja Liperin Nopsakin ulkoilualueella sijaitsevien siltapaikkojen maaperätutkimukset. Tavoitteena oli kerätä riittävästi lähtötietoja uusien siltojen suunnitteluun. Työ tehtiin Liperin kunnan toimeksiantona.

Opinnäytetyö oli toteutukseltaan toiminnallinen ja sisälsi puusillan betoniperustusten kuntotutkimuksen, johon sisältyivät maatuokien kantavuuden laskentatarkastelu sekä maaperätutkimuksien ohjaus ja teettäminen. Opinnäytetyössä esitellään betonin vaurioitumistapoja ja tutkimusmenetelmiä, siltojen suunnittelun yleisiä määräyksiä sekä maaperätutkimusta.

Sillan kuntotutkimuksissa todettiin, että sillan perustukset ovat hyvässä kunnossa ja betonirakenne ei ole vaurioitunut. Laskennallisesti todettiin, että perustukset ovat riittävän kantavia toimiakseen nykyisen sillan tukina. Laskennassa käytettiin maaperätutkimuksissa saatujen tulosten mukaisia maaparametrejä. Maaperätutkimuksien tulokset ja perustamistapalausunto toimivat hyvänä lähtötietona, jonka perusteella on mahdollista suunnitella uusia siltoja.

Kieli
suomi

Sivuja 34
Liitteet 11
Liitesivumäärä 38

Asiasanat
kuntotutkimus, maaperätutkimus, taitorakenne



THESIS
December 2023
Degree Programme in Construction Engineering

Tikkarinne 9
80200 JOENSUU
FINLAND
+ 358 13 260 600

Author (s)
Joonas Ahola

Title
Condition and Soil Surveys of the Pärnävaara Sports Centre Bridge Sites

Commissioned by
Municipality of Liperi

Abstract

The aim of the thesis was to determine the condition of the foundations of the wooden bridge in the Pärnävaara sports centre area, and to direct soil investigations to the bridge sites in the Pärnävaara sports centre and the outdoor recreation area of Nopsak in Liperi. The aim was also to collect sufficient baseline data for the design of possible new bridges. The work was commissioned by the municipality of Liperi.

The thesis was functional in its implementation, including a concrete foundation condition study of the wooden bridge, including a calculation of the load-bearing capacity of the deck girders, as well as the supervision and commissioning of soil investigations. The thesis introduces concrete failure modes and investigation methods, general regulations for bridge design, and soil investigation.

The bridge condition surveys showed that the bridge foundations are in good condition and the concrete structure is not damaged. Calculations have shown that the foundations have sufficient cover to support the existing bridge, using the soil parameters obtained from the soil survey results. The results of the soil investigations and the foundation method statement serve as a good starting point for the design of new bridges.

Language
Finnish

Pages 34
Appendices 11
Pages of Appendices 38

Keywords
condition survey, soil survey, specialty structures

Sisältö

| | | |
|-------|--|----|
| 1 | Johdanto | 5 |
| 2 | Maaperätutkimus | 6 |
| 2.1 | Maaperätutkimuksen tavoitteet | 6 |
| 2.2 | Maaperätutkimustulosten esitys | 6 |
| 2.3 | Kairausmenetelmät | 7 |
| 2.4 | Painokairaus | 8 |
| 3 | Siltojen suunnitteluperusteet | 9 |
| 3.1 | Pohjarakenteen yleisiä vaatimuksia | 9 |
| 3.2 | Vanhojen perustusten kantavuuden määrittäminen | 10 |
| 3.3 | Maanvarainen perustaminen | 11 |
| 3.3.1 | Yleistä | 11 |
| 3.3.2 | Maanvaraisen perustuksen laskenta perusteet | 11 |
| 4 | Betonin Vaurioitumistavat | 14 |
| 4.1 | Betonirakenteen vaurion aiheuttajat | 14 |
| 4.2 | Kosteusrasitus | 15 |
| 4.3 | Raudotteiden korroosio | 15 |
| 4.4 | Karbonatisoituminen | 16 |
| 4.5 | Kloridit | 16 |
| 4.6 | Pakkasrapautuminen | 17 |
| 5 | Maatukien kuntotutkimus | 18 |
| 5.1 | Porakappaleiden otto | 19 |
| 5.2 | Koekappaleiden valmistelu | 21 |
| 5.3 | Karbonatisoitumisen määrittäminen | 21 |
| 5.4 | Puristuslujuuden määrittäminen | 22 |
| 5.5 | Vetolujuuden määrittäminen | 24 |
| 5.6 | Ohuthie analyysi | 25 |
| 6 | Maaperätutkimuksen ohjaus | 26 |
| 7 | Sillan perustusten laskenta | 26 |
| 8 | Maaperätutkimuksien tulokset | 27 |
| 9 | Kuntotutkimuksen tulokset | 30 |
| 10 | Pohdinta | 32 |
| | Lähteet | 34 |

Liitteet

| | |
|---------|---------------------------------|
| Liite 1 | Rakennettujen perustusten mitat |
| Liite 2 | Perustusten suunnitellut mitat |
| Liite 3 | Kuntotutkimussuunnitelma |
| Liite 4 | Maaperätutkimussuunnitelma |
| Liite 5 | Korkean perustuksen laskenta |
| Liite 6 | Matalan perustuksen laskenta |
| Liite 7 | Perustamistapalausunto |

- Liite 8 Puristuslujuus raportti
- Liite 9 Karbonatisoitumis raportti
- Liite 10 Vetolujuus raportti
- Liite 11 Ohuthie raportti

1 Johdanto

Opinnäytetyö on toteutus tavaltaan toiminnallinen. Työn tilaaja ja toimeksiantaja on Liperin kunta. Aiheena on Pärnävaaran urheilukeskuksen sillan maatumien tutkiminen ja maaperätutkimuksien ohjaaminen Pärnävaaran urheilukeskuksen ja Liperin Nopaskin ulkoilualueella sijaitseville siltapaikoille.

Tavoitteena on tutkia maaperäolosuhteet ja niiden pohjalta saadun perustamistapalausannon pohjalta saada suositus mahdollisista perustamistavoista. Maaperätutkimus kohteena olevia siltapaikkoja on neljä, joista yksi sijaitsee Liperin Nopaskin ulkoilualueella muut siltapaikat ovat Pärnävaaran urheilukeskuksen alueella. Pärnävaaran urheilukeskuksen alueella sijaitsevan vanhan puusillan maatumien kuntotutkimuksen on tarkoitus selvittää missä kunnossa ne nyt ovat ja onko niitä mahdollista hyödyntää uuden sillan rakentamisessa. Vanhojen perustusten ja maaperätutkimuksen tavoite on, että ne toimivat lähtötietona mahdolliselle tulevalle suunnittelulle.

Aihe rajattiin siten, että maaperätutkimuksilla kerätään lähtötietoja siltapaikoilta uusien suunnitelmien lähtötiedoksi. Kuntotutkimuksen ja perustamistapalausannon perusteella tehdään laskenta tarkastelu olemassa olevan puusillan perustuksille.

Opinnäytetyössä käytettiin erilaisia menetelmiä niitä olivat haastattelut, laskennallinen tarkastelu, kenttä- ja laboratoriotutkimukset, lähteiden sekä tulosten tulkinta. Lähteinä on käytetty suunnitteluohjeita, sähköisiä lähteitä ja kirjallisuutta.

Työssä käsitellään pohjatutkimuksen ja betonirakenteen kuntotutkimuksen teoriaa ja tutkimustapoja sekä betonin vaurioitumistapoja. Käydään läpi siltojen suunnitteluperusteita maanvaraiselle anturalle. Lopuksi kerrotaan kuntotutkimuksen tuloksista ja esitellään perustamistapalausannon tuloksia. Opinnäyte työn liitteenä ovat kuntotutkimussuunnitelma,

maaperätutkimussuunnitelma, perustusten laskennallinen tarkastelu ja perustamistapalausunto.

2 Maaperätutkimus

2.1 Maaperätutkimuksen tavoitteet

Maaperätutkimuksen tärkein tavoite on selvittää rakennuspaikan maaperäolosuhteet niin, että suunnittelun lähtötiedot ovat riittävän tarkat. Tämä edellyttää paikan maakerrosten ja niiden laadun selvittämistä, tiiviin pohjakerroksen tai kalliopinnan tutkimista sekä pohjavesipinnan selvittämistä. Hankitun tiedon avulla suunnittelijat voivat tehdä laskelmia, kuten kantavuuslaskelmia, painumalaskelmia ja maanpainelaskuja, joissa tarvitaan tietoja tilavuuspainoista, kitkakulmista, leikkauslujuuksista ja painumaparametreista. Pohjamaan routivuus ja maaperän vedenläpäisevyys ovat myös keskeisiä selvitettäviä seikkoja. (Jääskeläinen 2009, 238-239).

Maaperätutkimuksen tulkintojen perusteella laaditaan geotekninen maaperämalli, joka sisältää maanpinnan muodot, pohjavesipinnan, maakerrokset lujuus-, muodonmuutos- ja muut ominaisuudet sekä kallion pinnan tason. Maaperätutkimuksen tavoitteena on siis tarjota kattava ymmärrys maaperäolosuhteista, jotta tuleva rakenne voidaan suunnitella oikein ja kohteeseen toimivaksi. (Jääskeläinen 2009, 238-239).

2.2 Maaperätutkimustulosten esitys

Maaperätutkimuksen tulokset esitetään kartalla ja leikkauspiirustuksilla. Nämä havainnollistavat pohjatutkimustulokset. Maaperästä otettujen näytteiden tutkimustulokset esitetään omilla lomakkeillaan, ja mahdollisesti kaivetuista koekuopista tehdyt raportit liitetään myös mukaan. Kokonaisuuteen kuuluu

myös raportti, jonka laatii yleensä pohjatutkimuksen ohjelmoija ja johtama henkilö. (Jääskeläinen 2009, 236).

Raportissa esitetään lyhyt rakennuskohteen esittely ja pohjatutkimustyön selostus. Tämän jälkeen tarkastellaan rakennuspaikan maaperäolosuhteita ja suositellaan perustamisratkaisuja. Raportin tulee erottaa selvästi, mitkä tiedot perustuvat todellisiin, mitattuihin tietoihin ja mitkä ovat niiden perusteella tehtyjä johtopäätöksiä. (Jääskeläinen 2009, 236-237).

Perustamistapalausunnossa esitetään suositukset siitä, miten perustaminen ja muut pohjarakennustyöt tulisi toteuttaa. Lisäksi tulee käsitellä mahdollisia haittasioita ja vaaratekijöitä, jotka voivat liittyä suositeltuun ratkaisuun.

Perustamistapalausunto toimii lähtötietona suunnittelijoille. (Jääskeläinen 2009, 237-238).

2.3 Kairausmenetelmät

| Kairausmenetelmän pääasiallinen käyttötarkoitus | Selvitettävä seikka | Kallion pinnan sijainti | Tiiviin pohjakerroksen sijainti | Tiivistään erilaisten maakerrosten rajat | Maakerrosten lujuus liikkimäärin | Maakerrosten lujuus tarkasti | Maakerrosten tiiviyys liikkimäärin | Maalajiryhmä | Lyöntipaaluupituuden arviointi |
|---|---------------------|-------------------------|---------------------------------|--|----------------------------------|------------------------------|------------------------------------|--------------|--------------------------------|
| | | | | | | | | | |
| ● ○ | | | | | | | | | |
| Painokairaus | | ○ | ● | ● | ○ | | ● | ● | ○ |
| Heijarikairaus | | ○ | ● | ○ | ○ | | ● | ○ | ● |
| Puristinkairaus | | | ○ | ● | ● | | ● | ● | ○ |
| Siipikairaus | | | | | | ● | | | |
| Tärykairaus | | ○ | ● | | | | | ○ | ○ |
| Porakonekairaus (paineilmakairaus) | | ● | ○ | | | | | | ○ |

Kuva 1. Yleisimpiä kairausmenetelmiä ja niiden käyttö kuvaava taulukko. (Jääskeläinen 2009, 241).

Kuvasta 1 käy ilmi, että kallionpinta on luotettavasti havaittavissa vain porakonekairauksella, jotka voivat porautua kallioon ja tehdä riittävän syvän reiän. Kaivinkone voi paljastaa matalien maakerrosten yhteydessä suuren alueen kalliota, mutta tiiviin maakerroksen voi paljastaa paino-, heijari- tai tärykairalla. (Jääskeläinen 2009, 240-241).

Puristinkaira ei sovellu edellä mainituiden maakerroksien paikantamistarkoitukseen kunnolla, ja porakairaus voi mennä läpi tunnistamatta maalajimuutosta tarkasti. Maalajien tunnistaminen vaatii käytännössä näytteiden ottamista. Puristinkaira on hyvä erottamaan maakerrokset toisistaan, ja painokairalla saadaan likimääräinen käsitys maalajista. Maalajirajojen selvittämisessä puristinkaira ja painokaira ovat parhaita, ja savimaiden leikkauslujuudesta painokairakin antaa karkeaa tietoa, kun taas puristinkaira on tarkempi. (Jääskeläinen 2009, 241).

Siipikaira puolestaan on tärkeä leikkauslujuuden mittauslaite. Lyöntipaalujen uppoamispituutta arvioitaessa heijarikaira on usein parempi kuin painokairaustulokset (Jääskeläinen 2009, 241).

2.4 Painokairaus

Painokairaus on staattinen kairausmenetelmä, jossa kairaa tungetaan maahan erisuuruisilla painoilla ja kiertämällä. Menetelmää käytetään pääasiassa kerrosrajojen ja maakerrosten rakenteen likimääräiseen määrittämiseen, perustuen kairausvastukseen, kairan käyttäytymiseen ja muihin kairauksen aikana tehtäviin havaintoihin. Kairausvastus saadaan kairan tunkeutumiseen tarvittavasta voimasta ja enimmäiskuormalla, yleensä 1 kN. (Kairausopas 1. 2017, 4).

Kierrettäessä kairausvastus kertoo puolikerrosten lukumäärän, jonka tarvitaan tietyn painuman syntymiseen. Kairausvastus havainnollistetaan leikkauspiirustuksissa kairausvastuspiirroksina. (Kairausopas 1. 2017, 4).

Painokairauksen perusteella arvioituja maakerrosten ominaisuuksia tarkennetaan edelleen näytteenotolla, laboratoriotutkimuksilla ja muilla kairauksilla, kuten sipi- ja porakonekairauksilla. Näitä lisätutkimuksia tarvitaan saamaan tarkempaa tietoa maaperän ominaisuuksista ja varmistamaan suunnittelun luotettavuus. (Kairausopas 1. 2017, 4).

Painokairaus on yleisin käytetty kairausmenetelmä Suomessa.

Painokairauksessa käytetään pyramidimallista kärkeä, joka auttaa kairan painumista. Kärki kuluu työssä, ja kairan tangot ovat jatkettavia. Nykyään painokairaus tehdään useimmiten monitoimikairauskoneilla, jotka liikkuvat telaketjuilla. Painokairauksessa käytetään kuormitussarjaa, jossa painot vaihtelevat välillä 5-100 kg. (Jääskeläinen 2009, 243-244).

Kairaus alkaa alkukairauksella, joka mahdollistaa kairauksen ja poistaa vääristävät tekijät. Kairaus jatkuu joko painamalla, kiertämällä tai lyömällä, ja jokainen painumajakso kirjataan. (Jääskeläinen 2009, 244).

Painokairauksen tuloksia tulkitaan painuma-arvojen perusteella, ja tulkittessa on otettava huomioon maalajin vaikutus kairausvastukseen. Painokairaus soveltuu parhaiten hiekkaan, soraan ja löyhiin moreeneihin, kun taas tiiviissä ja kivisissä maissa sen käyttö on rajoitetumpaa. Tulkinta savisten ja silttisten maalajien osalta on epävarmempaa, ja tarvitaan usein muita mittauksia määrittämään tarkemmat parametrit. Painokairaus voi kuitenkin paljastaa erilaisia kerrostumia ja ohjata näytteenottokohtien valintaa. (Jääskeläinen 2009, 247).

3 Siltojen suunnitteluperusteet

3.1 Pohjarakenteen yleisiä vaatimuksia

Murtorajatilassa STR/GEO käytetään kolmea mitoitustapaa DA2, DA2* ja DA3. Tavoitteena on varmistaa siltojen pohjarakenteet on suunniteltu niin, että varmuus murtumista vastaan on riittävä, Painumat ja painumaerot eivät saa olla

haitallisen suuria, routa- ja eroosiosuojaus on asetustenmukainen, ympäristölle ei aiheuteta kohtuutonta haittaa ja suunnitelmassa on otettava huomioon työnaikaiset kuormitukset ja työvaiheet. Tavoitekäyttöikäsi sillan pohjarakenteille on asetettu 100 vuotta. Suunnittelu vaiheessa siltaan liittyvien tulopenkereiden ja muiden maarakenteiden, kuten etuluiskien ja keilojen, rakentamis- ja perustamistavat on selvitettävä. (Väylävirasto 2023, 40).

Mahdolliset pohjanvahvistukset on suunniteltava siten, että sen aiheuttamat rasitukset eivät vaurioita siltarakenteita. Suunnitelmien tarkoitus on taata sillan pitkäikäisyys, vähentää ympäristövaikutuksia ja varmistaa, että rakentamisessa noudatetaan tarvittavia ohjeita ja standardeja. (Väylävirasto 2023, 40).

3.2 Vanhojen perustusten kantavuuden määrittäminen

Olemassa olevien perustusten geoteknisen kantavuuden suunnitelmien pitää perustua luotettaviin pohjatutkimuksiin, rakennesuunnitelmiin ja rakenteiden kuntotutkimukseen. Siltarakenteen kunnan tarkastuksen sisältö määritellään tapauskohtaisesti. Tähän tarkastukseen kuuluu selvitykset pohjarakenteiden sijainnista, mitoista ja kunnosta. Tarkastuksen perusteella tehdään arvio vanhan siltarakenteen perustusten toimivuudesta. (Väylävirasto 2023, 93).

Vanhojen perustusten geotekninen kantokyky määritetään laskemalla, ottaen huomioon mahdollinen rakenteiden kunnan heikentyminen. Tarvittaessa voidaan rakenteita koekuormittaa. Jos rakenteita muutetaan tai vahvistetaan, vanhojen ja uusien rakenteiden yhteistoiminta on selvitettävä yksityiskohtaisesti. Tavoitteena on varmistaa, että vanhat perustukset täyttävät tarvittavat kantavuusvaatimukset ja toimivat tehokkaasti, ottaen huomioon mahdolliset muutokset ja vahvistukset. (Väylävirasto 2023, 93).

3.3 Maanvarainen perustaminen

3.3.1 Yleistä

Perustus määritellään maanvaraiseksi, kun se rakennetaan suoraan maan tai kallion päälle sijoitetun murskearinan varaan. Maan kantavuus lasketaan käyttäen kantokestävyyden ominaisarvoa, joka rajoitetaan enintään 2 MPa arvoon. Murskearinan minimi paksuus kallion päällä on 200 mm. (Väylävirasto 2023, 45).

Kestävyystarkastelun lisäksi pitää määrittää mahdollinen, anturan painuma ja kiertymä. Murskearina vaimentaa ympäristön mahdollisia louhintaan liittyviä tärinöitä. Tästä syystä erityisesti taajamissa ja harkinnan mukaan muissa louhintatärinöille alttiissa kohteissa suositellaan murskearinan käyttöä kallion ja peruslaatan välissä. (Väylävirasto 2023, 45).

3.3.2 Maanvaraisen perustuksen laskenta perusteet

Laskenta tehdään Väyläviraston geotekninen suunnittelu – NCCI 7 ohjeiden mukaan. Maanvaraisen perustuksen kantokestävyyden määrittelyyn käytetään yleensä kantavuuskaavaa, joka on sovellettavissa seuraavissa olosuhteissa:

- Anturan alla oleva maaperä on oltava yhtenevä syvyyteen $2*B$.
- Maanpinta ei ole kalteva
- Pohjavesi on anturan alapinnan tasolla tai sen yläpuolella, tai syvemmällä kuin $3*B$ anturan alapinnasta.

Muissa tapauksissa kantokestävyys lasketaan liukupintamenetelmällä tai numeerisella laskelmalla. Kantavuuskaavaa käytettäessä maanvaraisen perustuksen kantokestävyys lasketaan kaavan 5.2 mukaisesti (kuva 2). Muun laskentamenetelmän käyttö pitää hyväksyttää Väylävirastolla. (Väylävirasto 2023, 45).

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

R = Resultantin pystykomponentti

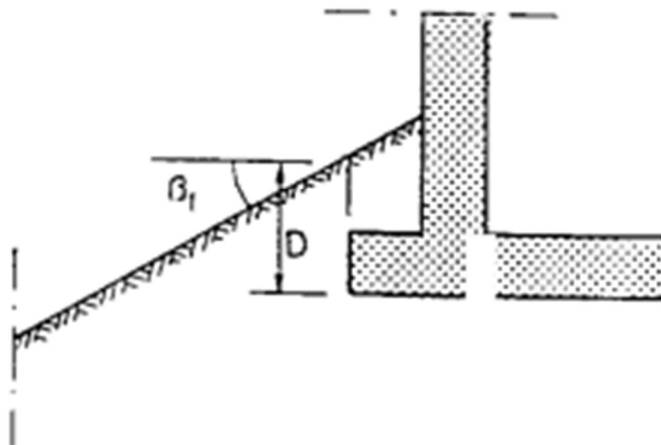
A' = Tehokas ala

q' = Tehokas pystysuora jännitys perustamissyvydessä

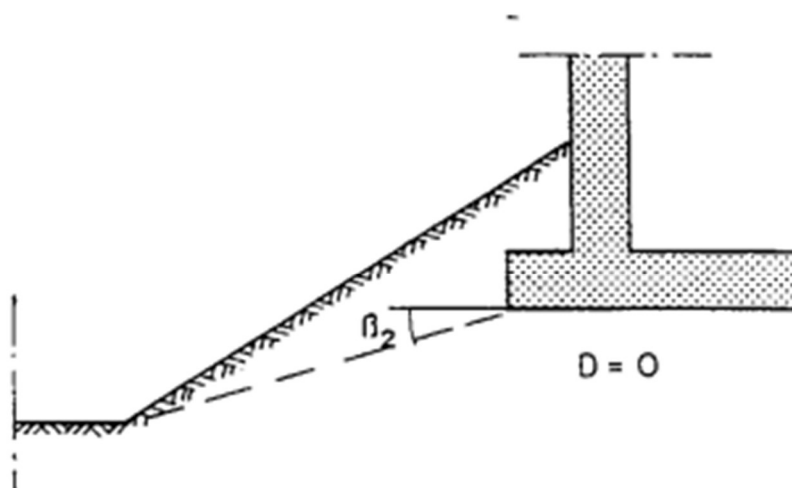
Kuva 2. Kaava 5.2. (Väylävirasto 2023, 45).

Kantokestävyyden määrittämiseen käytetään ominaisarvoja ja sen mukaan saatu tulos jaetaan osavarmuuskertoimella 1,55. (Väylävirasto 2023, 45).

Saatu kantokestävyyden arvo vähennetään kertoimella g , jos maanpinta on kalteva. Vähennyskerroin g saadaan kaavasta $g = (1 - 0,5 \cdot \tan \beta)^5$. (β = on luiskan kaltevuus vaakatason suhteen). Kantokestävyyden pienennyskerroimeksi valitaan kuvien 3 ja 4 mukaan saatu suurempi arvo. (Väylävirasto 2023, 46-47).

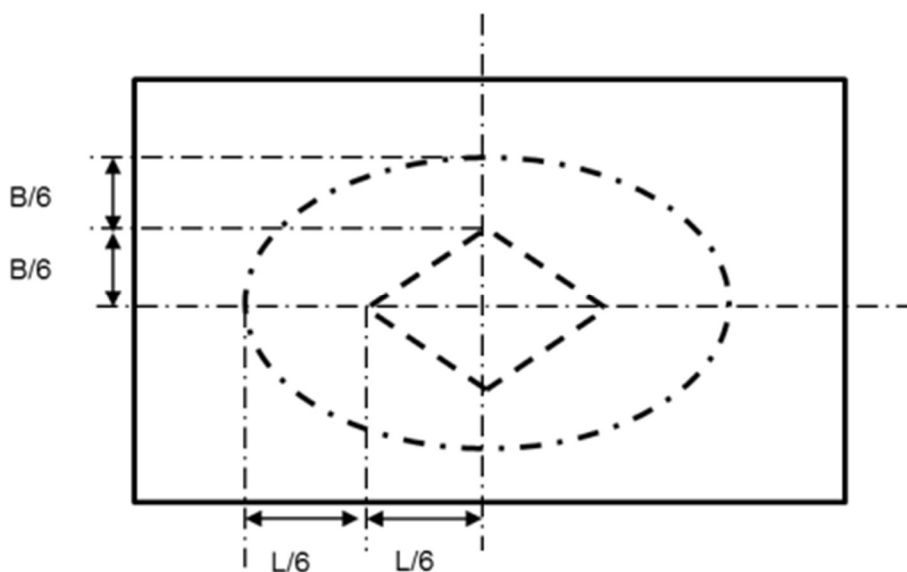


Kuva 3. β arvon määrittäminen tapa 1. (Väylävirasto 2023, 47).



Kuva 4. β arvon määrittäminen tapa 2. (Väylävirasto 2023, 47).

Kuorman epäkeskisyys ei tarvitse huomioida laskennassa, jos pysyvien kuormien keskipiste on sydänkuvioiden sisällä. Epäkeskisyys raja-arvona pidetään $1/3$ anturan mitoista mitoitustavassa $DA2^*$, joka rajautuu ellipsin muotoiseen alueeseen kuva 5. (Väylävirasto 2023, 47-48).



Kuva 5. Kuorman epäkeskisyys sydänkuvio $B/6$. (Väylävirasto 2023, 48).

Laskennassa pitää kiinnittää erityistä huomiota, jos kuormituksen epäkeskisyys on suurempi kuin $1/3$ suorakulmisen perustuksen leveydestä (Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry 2017, 109).

Liukumistarkastelussa huomioidaan suurin vaakasuuntainen kuorma. Laskennassa voidaan huomioida vähentävänä voimana tuen alapinnan karhennus, jos se on riittävä. Eristys perustuksen ja maan välissä tulee ottaa huomioon. (Väylävirasto 2023, 48).

Painuma tarkastelu tulee tehdä perustuksille. Konsolidaatiopainuma laskennassa käytetään pysyvien kuormien yhdistelmää. Epätasainen painuma tulee huomioida, mikäli sitä on se vaikuttaa rakenteen toimintaan ja kestävyys. Tietty tapaukset ovat haastavia painuman suhteen esim. maan aines on hienorakeista. Yli 10 mm painaumaerot pitää ottaa huomioon suunnitelmissa. (Väylävirasto 2023, 49).

Kokonaisstabiliteetin laskennassa käytetään mitoitusmenetelmää DA3 ja se lasketaan Väyläviraston geotekninen suunnittelu – NCCI 7 ohjeen kohdan 5.7 mukaan (Väylävirasto 2023, 49).

4 Betonin Vaurioitumistavat

4.1 Betonirakenteen vaurion aiheuttajat

Betonirakenteisiin vaikuttavat tekijät, kuten säteily, lämpö, kosteus, haitalliset aineet (kuten kloridit ja ilman hiilidioksidi), tuuli ja pakkasrasitus, vaihtelevat rakennuksen sijainnin, ympäristön, korkeuden, ilmansuunnan ja yksityiskohtien mukaan. Aluksi haitat saattavat olla lähinnä ulkonäöllisiä, mutta betonin rakenteen vaurioituminen voi johtaa myös rakenteen varutoitumisen kautta turvallisuusriskeihin. (Suomen betoniyhdistys ry. 2019, 15).

Suomessa betonirakenteisiin vaikuttavat merkittävimmät vauriot ovat raudotteiden korroosio betonin karbonatisoitumisen sekä betonin pakkasrapautuminen. Muita yleisiä vauriota ovat pintakäsittelyjen vauriot, raudotteiden korroosio kloridien vaikutuksesta, halkeilu ja muodonmuutokset,

sekä betonin rapautuminen alkali-kiviainesreaktion seurauksena. (Suomen betoniyhdistys ry. 2019, 15).

4.2 Kosteusrasitus

Voidaan todeta että, kosteus eri muodoissaan on useimpien rakenteiden pahin rasitustekijä, osallistuen lähes kaikissa merkittävässä turmeltumisilmiöissä. Erityisesti käytön aikaiset kosteusrasitukset ovat merkittäviä. Tärkeimmät huomioon otettavat kosteuslähteet ovat sade, ulkoilman kosteus ja maaperään kosteus. (Suomen betoniyhdistys ry. 2019, 15).

4.3 Raudoitteiden korroosio

Betonin ympäröivät raudoitteet ovat yleensä hyvin korroosiolta suojattuja, ja betonin korkea alkalisuus muodostaa teräksen pinnalle ohuen oksidikalvon, joka estää sähkökemiallisen korroosion. Riittävän paksu ja tiivis suojaava betonikerros estää myös aggressiivisten aineiden, kuten hapot ja kloridit, pääsyn kosketuksiin raudoituksen kanssa. Ympäristön kosteusolosuhteet vaikuttavat sekä karbonatisoitumiseen että korroosion etenemiseen. (Suomen betoniyhdistys ry. 2019, 17).

Korroosion seurauksena raudoitus alkaa ruostua, mikä pienentää raudoitteiden poikkileikkausalaa ja heikentää rakenteen kantavuutta. Korroosion vaikutukset näkyvät ensin betonikerroksen halkeamina ja lohkeamina. Raudoitteita voidaan suojata korroosiolta käyttämällä riittävän paksua ja laadukasta betonipeitettä, estämällä veden, hiilidioksidin ja/tai kloridien tunkeutuminen rakenteeseen pinnoitteen avulla, käyttämällä sinkittyjä, ruostumattomia tai epoksinnoitettuja raudoitteita sekä käyttämällä katodista suojausta. (Suomen betoniyhdistys ry. 2019, 17-18).

4.4 Karbonatisoituminen

Karbonatisoituminen on betonin neutraloitumisreaktioita, jotka johtavat betonin huokosveden pH-arvon alenemiseen. Karbonatisoituminen tapahtuu ilman sisältämän hiilidioksidin tunkeutuessa betoniin, reaktio etenee vähitellen betonin pinnasta alkaen. Karbonatisoituminen etenemisnopeus riippuu betonin diffusiovastuksesta hiilidioksidin tunkeutumisesta vastaan, ympäröivän ilman hiilidioksidipitoisuudesta sekä betonin huokosrakenteesta ja kosteuspitoisuudesta. Halkeamat lisäävät hiilidioksidin tunkeutumista paikallisesti, ja betonin huokosrakenne ja tiiveys vaikuttavat siihen, miten nopeasti hiilidioksidi pääsee etenemään betonissa. (Suomen betoniyhdistys ry. 2019, 18-19).

Karbonatisoituminen hidastumista edistää betonin kosteuspitoisuuden nousu, mikä täyttää huokosverkoston vedellä ja vähentää hiilidioksidin tunkeutumista. Sadevesi hidastaa tehokkaasti karbonatisoitumista, vesi täyttää huokosrakennetta ja estää hiilidioksidin pääsyn betonin sisään. Karbonatisoitumista hidastavat myös kalsiumhydroksidin ja kalsiumsilikaattihydraatin määrän kasvu betonissa, mikä liittyy sideaineen määrään, laatuun ja betonin hydratoitumisasteeseen. (Suomen betoniyhdistys ry. 2019, 19-20).

4.5 Kloridit

Kloridit betonissa voivat saada aikaan betoniraudotteiden korroosiota, vaikka betoni ei olisi karbonatisoitunut. Kriittisen kloridipitoisuuden arvoksi on määritetty noin 0,03–0,07 painoprosenttia betonin painosta, riippuen lähteestä. Jänneteräokset ovat erityisen herkkiä korroosiolle, joten niiden kriittisenä kloridipitoisuutena pidetään yleensä 0,03 painoprosenttia. Tavallisille raudotteille vastaava arvo on 0,05–0,07 painoprosenttia. (Suomen betoniyhdistys ry. 2019, 21).

Klorideja voi päästä betoniin ulkoisista lähteistä, kuten jäänsulatussuoloista ja rannikkoalueilla tuulen kuljettamasta merivedestä. Kloridikorroosiolle on ominaista, että raudoitteen korroosio tapahtuu pistemäisenä ja voimakkaana, erityisesti kovettuneessa betonissa. Kloridikorroosion edetessä korroosiotuotteet ovat liukoisempia betonin huokosvedessä kuin karbonatisoitumisesta johtuvassa korroosiossa, mikä voi aiheuttaa sen, että kloridikorroosio voi edetä pitkälle ennen havaittavia vaurioita. Karbonatisoituminen voi myös kiihdyttää kloridikorroosiota, sillä se vapauttaa kloridia sementtikiveen sitoutuneena huokosveteen. (Suomen betoniyhdistys ry. 2019, 21).

4.6 Pakkasrapautuminen

Betonin huokosverkostossa olevan veden jäätymislaajeneman synnyttämää paine aiheuttaa pakkasrapautumista. Pakkasrasituksen vaurioilta voidaan suojautua betonissa olevien ilmahuokosten avulla, joka toimivat suojahuokosina. Pakkaskestävyyden kannalta on tärkeää saavuttaa riittävän tiheä suojahuokostus, ja tämä voidaan parhaiten saavuttaa lisähuokostusaineen avulla. Pakkaskestävyyden kannalta hyödyllisiä ovat noin 10 um suuriset suojahuokokset, ja keskimääräinen suojahuokosten halkaisija on tyypillisesti 150–300 um. Lisähuokostusta ei ole käytetty systemaattisesti ennen 1970-luvun puoliväliä. (Suomen betoniyhdistys ry. 2019, 24-26).

Alhainen vesisementtisuhte ja betonin korkea lujuus voivat pienentää veden imeytymistä ja siten vaikuttaa pakkasrasituksen kestävyteen. Kuitenkin nykyisen käsityksen mukaan lisähuokostus on edelleen välttämätöntä betonin suojaamiseksi pakkasvaurioilta, vaikka betonin lujuutta kasvatetaan. Pakkasvaurioituminen ilmenee betonin säröilyinä, mikä heikentää betonin lujuutta ja nopeuttaa veden imeytymistä. Rapautuminen voi johtaa rakenteen pinnan halkeiluun ja lopulta betonin lohkeiluun. (Suomen betoniyhdistys ry. 2019, 27).

5 Maatukien kuntotutkimus

Puusillan maatuille tehtiin kuntotutkimus, jossa selvitetään minkälaiset maatuet ovat ja missä kunnossa ne ovat. Lähtötiedoksi alettiin etsiä alkuperäisiä suunnitelmia sillasta, joiden alkuperä ei ollut tiedossa. Suunnitelmia etsittiin Joensuun kaupungin arkistosta, josta niitä ei löytynyt, Pärnävaaran alkuperäisiä aihe visioita ja taloustietoja oli arkistoituina siellä.

Kalevan Rasti oli rakennuttanut sillan Jukolan viestiä varten, silta on rakennettu talkoo työnä ja sen rakentamiseen on saatu avustusta. Tietoja sillan alkuperästä saatiin Kalevan rastin sen aikaiselta johdolta. Sitä kautta selvisi, että sillan on suunnitellut Joensuun Juva Oy, alkuperäiset suunnitelmat olivat vielä tallessa Juvan arkistossa ja sieltä ne saatiin käyttöön. Alkuperäisten suunnitelmien löytyminen oli hyvä asia ja niistä saatua lähtötietoa voitiin verrata varsinaiseen toteutukseen.

Kuntotutkimusta tehtäessä pysyttiin toteamaan, että alkuperäiset kuvat ja rakennetut maatuet eivät täysin vastanneet toisiaan. Tukien perustamissyvyys oli suunniteltu eri tasoon sillan päissä, oletuksena johtuen maanpinnan eri koroista. Tuet oli suunniteltu perustettavan sillan kantavien Liimapuu palkkien alapinnasta 0,8m ja 1,1m syvyyteen. Tutkimuksissa havaittiin, että perustamissyvyys oli eri pääty tuilla. Sekä tuet olivat perustettu syvemmälle kuin suunnitelmiin oli piirretty, mittauksilla todettiin, että matalampi perustus oli 1,1m syvyyteen ja toinen maatuki oli 1,6m syvyyteen perustettu. Tukien muut rakenne mitat vastasivat suunnitelmien mittoja. Raudoitus jaosta ja paksuudesta ei voida olla varmoja, vaikka raudoite jaosta saatiin viitteitä tarkkaa jakoa ei voida määrittää. Rakennetuista sillan perustuksista tehtiin mitta kuva (liite 1) ja niitä voi verrata suunnitelmiin (liite 2). Tutkimusten tuloksena saatuja rakenteen mittoja hyödynnetään, laskettaessa maatukien kantavuuksia ja pohdittaessa niiden uudelleen käyttöä.

Perustuksille tehtiin betoninkuntotutkimus, jossa pyrittiin selvittämään mitä betonia on käytetty ja missä kunnossa nykyinen rakenne on. Tehtiin

tutkimussuunnitelma (liite 3), jonka tavoitteena oli saada käsitys rakenteen nykykunnosta. Maatuista porattiin yhteensä 7 koepalaa ja koekappaleet tutkittiin Karelian AMK tutkimuslaboratoriossa. Koepaloille tehtiin kokeita, joilla selvitettiin käytetyn betonin nykykunto ja vastaako rakenteessa käytetty betonin laatu suunniteltua. Laboratoriossa koekappaleista tutkittiin karbonatisoituminen, puristus- ja vetolujuus. Ohuthie analyysiä varten yksi koekappale lähetettiin ulkopuoliselle toimijalle testattavaksi.

5.1 Porakappaleiden otto

Koekappaleet (kuva 6) porattiin Hiltin porakoneella ja tähän tarkoitukseen soveltuvalla 75 mm timanttikuppi terällä, joka on tarkoitettu betonille. Poratessa reikää vettä suihkutetaan terän läpi, joka auttaa terää porautumaan betoniin ja estää poranterän ylikuumenemisen.

Porauksen jälkeen jokainen saatu näytekappale numeroitiin ja suljettiin ilmatiivisti pussiin, sekä näytepalojen otto paikat (kuva 7) kirjattiin ylös ja kuvattiin. Näytteet säilytettiin ilmatiiviinä kuljetuksen ajan laboratorioille.

Koekappaleiden otosta jääneet reiät perustuksiin paikattiin tarkoitukseen sopivalla talvijuotosbetonilla. Juotosbetoni vastasi betonin lujuutta ja se valmistettiin tuotteen valmistajan ohjeita noudattaen. Paikkaus ei vaikuta maatumien lujuuteen heikentävästi.



Kuva 6. Porattu koekappale.



Kuva 7. Maatuki, jossa nähtävillä porauspaikat.

5.2 Koekappaleiden valmistelu

Kaikki koekappaleiden käsittely ja valmistelu tehtiin standardin SFS-EN 12504-1 mukaisesti. Laboratoriossa poratut koekappaleille tehtiin silmämääräinen tarkistus ja niitä alettiin valmistella betonin kuntotutkimuksia varten. Koepaloista mitattiin halkaisija ja kokonaismitta, sekä arvioitu raekoko ennen niiden leikkaamista 1:1 paloiksi. Poratut betonikappaleet sahattiin timanttisahalla vaadittuun mittaisiksi. (SFS-EN 12504. 2019).

Leikatut koepalat merkattiin, punnittiin tarkkuusvaalla ja niiden halkaisija sekä pituus mitattiin ja merkattiin ylös. Näytteet, joille oli valittu tehtävän vetokoe valmisteliin liimausta varten. Varmistettiin että näytteet olivat kuivia sekä niiden pinta oli puhdas ennen liimausta. Koepalojen leikkauspinoille levittiin epoksiliimaa, jolla vetokokeessa käytettävät metalliset vetokappaleet kiinnitettiin.

5.3 Karbonatisoitumisen määrittäminen

Määrittäminen on tehty standardin SFS-EN 13295 mukaisesti. Betonin karbonatisoitumissyvyyttä selvitetään mittaamalla, kuinka syvälle betoni on neutraloitunut ja menettänyt raudotteita korroosion estävät ominaisuutensa. Karbonatisoitumissyvyys mitataan pH-indikaattorilla, jonka avulla erottuu karbonisoitunut (pH noin 8) ja karbonisoitumaton betoni (pH 13...14). Kuntotutkimusten yhteydessä käytetään fenoliftaleiiniliuosta, joka valmistetaan taulukon 1 mukaan. Mittausta suoritetaan koepalan pinnalta mahdollisimman nopeasti poraamisen jälkeen tai myöhemmin lieriön tuoreelta lohkopinnalta. (Suomen betoniyhdistys ry. 2019, s.83).

| | |
|------|-------------------------|
| 1 g | fenoliftaleiinijauhetta |
| 50 g | Etanolia |
| 50 g | Vettä |

Taulukko 1. Fenoliftaleiiniliuoksen valmistus ohje (Suomen betoniyhdistys ry. 2019, 83).

Tuore lohko- tai sahauspinta puhdistetaan huolellisesti ja pinta käsitellään indikaattoriliuoksella. Jos näytteet ovat erityisen märkiä, suositellaan niiden kuivumista ennen mittaamista. Fenoliftaleiini värjää karbonatsoitumattoman betonin punaiseksi, mutta karbonatsoituneessa betonissa ei tapahdu värinmuutosta. Karbonatsoitumissyvyys voi vaihdella paljonkin näytteen matkalla, joten näytteestä pyritään arvioimaan keskimääräinen syvyys. (Suomen betoniyhdistys ry. 2019, 84).

5.4 Puristuslujuuden määrittäminen

Määrittämiseen käytetään standardia SFS-EN 12390. Tarkoituksena on selvittää vastaako valmistetun betonin puristuslujuus suunniteltua lujuutta. Koekappaleiden testaus tehdään puristuslujuus laitteessa (kuva 8).



Kuva 8. Koekappale puristuslujuuslaitteessa testattavana, huomio rikkiseoksella tasoitetut päät.

Koekappaleen molemmat päät kastetaan rikki seokseen, jolla varmistetaan kappeleiden täysin tasainen pinta. Testi suoritetaan koekappaletta puristamalla puristuslujuus laitteessa kasvavalla painella, kunnes koekappale murtuu. Laite kirjaa murtumiskuorman ylös. Murtumiskuorman perusteella voidaan laskea betonin puristuslujuus. (SFS-EN 12390-3. 2019).

Lieriö koekappaleen, jonka pituus-leveyssuhde on 1:1, saatu puristuslujuus tulos pitää muuntaa vastamaan 150 mm:n kuutiolujutta. Muunnoksessa käytetään nimellishalkaisijan mukaan määritettyä kerrointa. Esimerkiksi koekappaleelle, jonka nimellishalkaisija on 75 mm käytetään kerrointa 1,10. (Suomen betoniyhdistys ry. 2021, 93).

Koekappaleista saadun puristuslujuuden muunnetun arvon mukaan betonin lujuusluokkaa voidaan määrittää alla olevan (kuva 9) taulukon mukaan.

| Lujuus- luokka | Alin 150 mm x 300 mm lieriöillä määrätty ominaislujuus (C) $f_{ck,cyl}$ [MN/m ²] | Alin 150 mm:n kuutiolla määrätty ominaislujuus (K) $f_{ck,cube}$ [MN/m ²] | Alin 100 mm:n kuutiolla määrätty ominaislujuus $f_{ck,cube}$ [MN/m ²] |
|-------------------|---|--|--|
| C8/10 | 8 | 10 | 8,2 |
| C12/15 | 12 | 15 | 15,5 |
| C16/20 | 16 | 20 | 20,6 |
| C20/25 | 20 | 25 | 25,8 |
| C25/30 | 25 | 30 | 30,9 |
| C30/37 | 30 | 37 | 38,1 |
| C35/45 | 35 | 45 | 46,4 |
| C40/50 | 40 | 50 | 51,5 |
| C45/55 | 45 | 55 | 56,6 |
| C50/60 | 50 | 60 | 61,8 |
| C55/67 | 55 | 67 | 69,0 |
| C60/75 | 60 | 75 | 77,2 |
| C70/85 | 70 | 85 | 87,6 |
| C80/95 | 80 | 95 | 97,8 |
| C90/105 | 90 | 105 | 108,2 |

Kuva 9. Betonin lujuusluokitustaulukko, eri koekappaleilla. (Betonin puristuslujuus, 2023).

5.5 Vetolujuuden määrittäminen

Betonin vetolujuuden testaukseen sovelletaan standardia SFS 5445. Yleisesti koekappaleen halkaisijaksi suositellaan 50 tai 75 millimetrin poralieriötä (Suomen betoniyhdistys ry. 2019, 93).

Mittaus suoritetaan liimaamalla näytekappaleen molempiin päihin vetolevyt ja kiinnitetään kappale vetolujuuslaitteeseen (kuva 10). Vetokokeessa on tärkeää varmistua siitä, että veto tapahtuu keskeisesti. (Suomen betoniyhdistys ry. 2019, 92).



Kuva 10. Koekappale vetolujuuslaitteessa testattavana.

Vetokokeiden tuloksia tulkittaessa voidaan käyttää tukena taulukon 2 arvoja, ja johtopäätöksiä voidaan tehdä vasta useiden näytteiden perusteella. On huomattava, että alhainen vetolujuus voi johtua muistakin syistä kuin betonin rapautumisesta, kuten käytetyn runkoaineen laadusta tai betonin alhaisesta lujuustasosta. (Suomen betoniyhdistys ry. 2019, 92).

| Vetolujuus | Rapautumisaste |
|-------------------|--|
| 0 MPa | Huomattavaa rapautumista |
| 0,5-1,0 MPa | Rapautumaa voi olla hieman |
| ≥ 1,5 MPa | Hyvin epätodennäköistä, tai olematonta |

Taulukko 2. Tulosten tukitaulukko. (Suomen betoniyhdistys ry. 2019, 93).

Lisäksi tekstissä käsitellään betonin suojarahokossuhteen määrittämistä, joka kertoo betonin kapillaarisesti täyttymättömien huokosten tilaosuuden kokonaishuokosmäärästä. Tämän arvon avulla voidaan arvioida betonin pakkasenkestävyyttä, mutta samalla korostetaan, että suojarahokossuhteen perusteella ei voida varmasti päätellä betonin pakkasenkestävyyttä. Suojarahokossuhteen määrittäminen toimii kuitenkin hyvin täydentävänä mikrorakennetutkimuksissa. (Suomen betoniyhdistys ry. 2019, 93).

5.6 Ohuthie analyysi

Ohuthie tutkimuksissa noudatetaan standardia ASTM C856/C856M-20 soveltuvin osin. Tutkimuksen tarkoitus on selvittää betonin koostumus mikrorakenne tasolla. Analyysi antaa tarkempaa tietoa rapautumistilanteesta, mikäli betoni on vaurioitunut rakennetasolla (Suomen betoniyhdistys ry. 2019, 90).

Koepalasta valmistetaan hiomalla noin 25-30 µm paksu näyte, jota tarkastellaan mikroskoopilla. Ohuthietutkimus antaa tarkkoja ja luotettavia tuloksia, mahdollistaen esimerkiksi erilaisten halkeama- ja särötyyppien tunnistamisen. Ohuthietutkimuksessa pyritään selvittämään betonin pakkasenkestävyys, syntyneet säröt ja halkeamat, huokosten täytteisyys, mahdolliset haitalliset reaktiot ja betonin yleinen laatu. (Suomen betoniyhdistys ry. 2019, 91).

6 Maaperätutkimuksen ohjaus

Tutkimuksille määritettiin tavoitteet mitä niillä haluttiin saavuttaa, jotta tutkimus tuloksia voitaisiin hyödyntää tulevaisuudessa siltojen suunnittelun lähtötietona. Tutkimuksen tavoitteena oli määrittää maalajit kerroksittain kairauksen päättymissyvyyteen asti ja hyödyntää saatuja kairausdiagrammeja sekä maalaji määrityksen kautta saatuja maaparametrejä sillan perustusten kantavuus laskemissa. Näiden tavoitteiden pohjalta laadittiin maaperätutkimus suunnitelma, joka on nähtävillä liitteessä 4.

Tarjouspyyntö lähetettiin alan eri toimijoille ja saatujen tarjousten perusteella valittiin tutkimuksen suorittanut yritys. Valitun yrityksen kanssa sovittiin tutkimus aikataulu ja kenttä tutkimukset suoritettiin muutaman päivän aikana kaikissa neljässä kairaus kohteessa. Suoritettujen kairauksien ja maastotutkimuksien tuloksena yritys toimitti perustamistapa lausunnon, kairaus koordinaatiston sekä kairausdiagrammit. Maaperätutkimuksen tuloksia sekä sen pohjalta tehtyjä laskelmia maatukien kantavuudesta käsitellään omissa luvuissaan.

7 Sillan perustusten laskenta

Laskenta tehtiin Väyläviraston geotekninen suunnittelu – NCCI 7 ohjeiden mukaan. Rakenne kuormina käytettiin nykyisen sillan omaa kuormaa ja maatukien rakennemittojen mukaan laskettua rakenne kuormaa. Mitoitustapana oli DA2* siinä käytetään ominaiskuormia. Mitoitustapa valittiin koska laskennassa ei ole huomioitu hyötykuormia vain pysyvät kuormat. Kuorman lisäys- ja vähennyskertoimet on katsottu suunnittelu ohjeen taulukoista. Maan lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien arvioinnissa käytettiin Väyläviraston suunnitteluohjeessa olevia taulukoita. Maaperätutkimuksista saatujen kairausdiagrammien mukaan voitiin tulkita suunnitteluohjeen taulukoita, joista valittiin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet maalajeille.

Kummallekin maatuella tehtiin kantokestävyys, liukuma, painuma, kokonaisstabiliteetti ja epäkeskisyyden tarkastelu. Laskenta tulokset on esitetty liitteissä 5 ja 6. Maan routivuutta eikä pohjaveden nosteen vaikutusta ei otettu huomioon laskennoissa, koska maalajit eivät ole herkästi routivia ja pohjaveden pinta on Pärnävaaralla paljon tarkasteltua siltaa alempana.

Laskenta tarkastelun tuloksena voidaan todetta, että maatuet ovat riittävät kannattelemaan nykyisen sillan rakenteellista kuormaa. Laskennassa ei ole huomioitu ulkoista kuormaa sillalle.

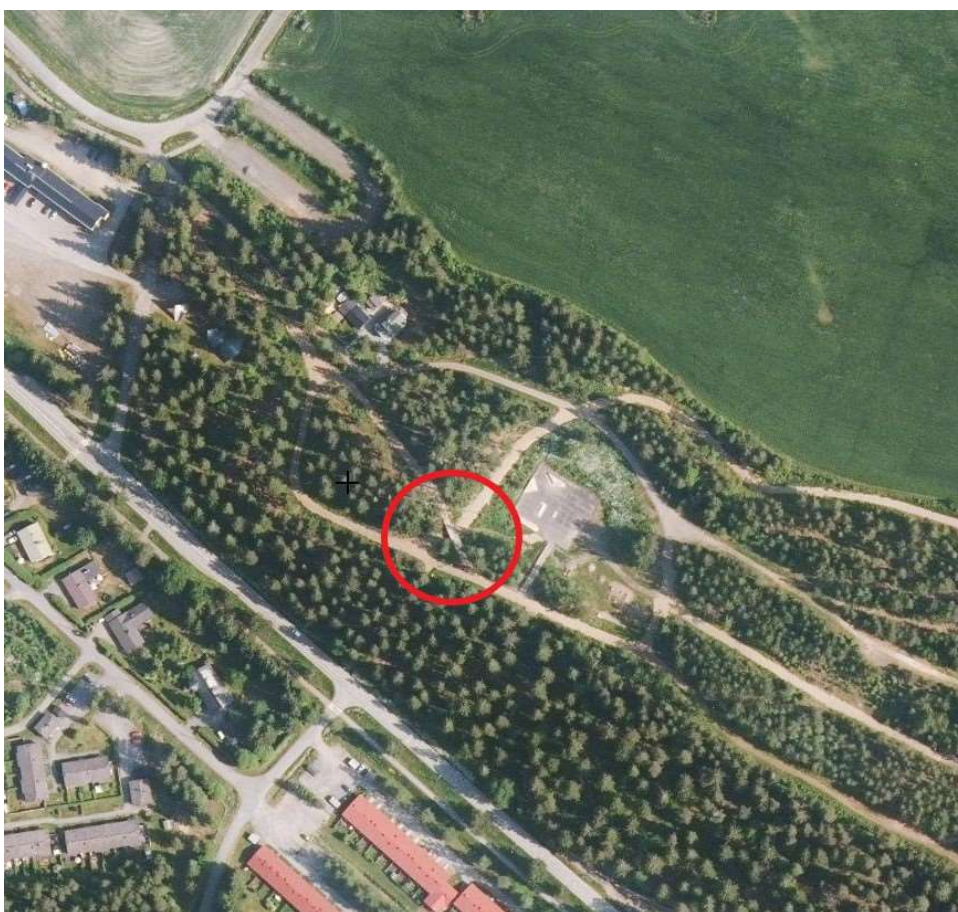
8 Maaperätutkimuksien tulokset

Perustamistapalausuntoa tutkittaessa voidaan todeta (liite 7), että maaperä oli hyvin homogeeninen siltapaikkoja omina kokonaisuuksinaan tarkasteltaessa, eikä merkittäviä maalajin vaihtumisia tapahtunut kairaus paikkojen välillä. Se on hyvä asia uusien siltojen rakennesuunnittelua ajatellen. Painumat erot eivät ole merkittäviä perustusten välillä, mikä helpottaa suunnittelua. Maan leikkauspiirustuksissa on esitetty kairauksen päättymissyvyys, massanvaihtoraja, kairausdiagrammi ja arvioitu maalaji.

Siltapaikat 1-3 sijaitsevat Pärnävaaran urheilukeskuksen alueella (kuva 11), ja siltapaikka 4 on Liperissä Nopaskin ulkoilualueella (kuva 12). Siltapaikalla yksi, joka on nykyisen puusillan tutkimus paikka. Pintamaan alla oli 2,0–2,5 metriä löyhää hiekkaa, joka sen alla jatkui tiiviinä hiekkamoreeninä kairauksen päättymäisyyteen asti.



Kuva 11. Pärnävaaran siltapaikat.



Kuva 12. Nopsakin silta.

Siltapaikalla kaksi, oli pintamaan alla 1 metrin syvyyteen asti löyhä hiekkamoreeni kerros ja sen alla maalaji vaihtuu pääosin tiiviiksi hiekkamoreeniksi, joka jatkuu kairauksen päätymissyvyyteen asti.

Siltapaikalla kolme, pintamaan alla on 1,0-1,8 metrin syvyyteen asti löyhä hiekkakerros. Kolmella kairauspaikalla maalaji jatkuu pääosin tiiviinä hiekkamoreenina kairauksen päätymissyvyyteen asti, mutta yhdessä kairaus pisteessä välissä on eloperäistä maa-ainesta 1,4 metrin syvyyteen asti maanpinnasta katsottuna.

Nopsakin siltapaikalla maalajina oli tiiveydeltään vaihtelevia kerroksia hiekkamoreenia noin 1,6 metrin syvyyteen ja tämän jälkeen maaperä vaihtuu pääosin tiiviiksi hiekkamoreeniksi, joka jatkuu kairauksen päätymissyvyyteen asti.

Alustavaksi perustamistaparatkaisuksi esitetään maanvaraista perustamista karkearakeisen massanvaihdon varaan, jos tulevat sillat ovat kevyt puurakenteisia tai teräsputkisilloja. Kevyen puurakenteisen sillan perustamistaso tulee olla vähintään -500mm perustustason alapuolella ja teräsputkisillan voi perustaa vähintään 400mm paksun murskepatjan varaan. Teräsputkisillan käyttötapauksessa tulee noudattaa Väyläviraston ohjetta ”Teräsputkisillat, suunnitteluohje”. Perustuksen arina tulee erottaa pohjamaasta N3 luokan suodatinkankaalla. Painauma ei nähdä ongelmaksi karauksissa todetun pohjamaan tasalaatuisuuden perusteella.

Raskaampi rakenteisille silloille pitää harkita muuta perustamistapaa esimerkiksi paaluperustamista. Lausunnossa todetaan, että näissä tapauksissa voitaisiin mahdollisesti käyttää teräsbetoni paaluja. Teräsbetonipaaluille annetaan alustavia kantavuuksia, joita pitää tarkentaa tarvittaessa. Lyöntipaalujen arvioituna tunkeumasyvyytenä voidaan pitää kairauksen päätymistaso + 2–3 metriä. Paaluperustusta suunniteltaessa tulee maaparametrejä tarkentaa.

Kaivannoista todetaan, että luiskakaltevuuutena voidaan käyttää alle 1,5 metriä syvässä kaivannossa 1:1 ja siitä eteenpäin 1:1,5 aina 2,5 metriin asti. Sitä syvemmissä ja pitempi aikaisemmista kaivannoista on tehtävä kaivantosuunnitelma.

9 Kuntotutkimuksen tulokset

Kuntotutkimuksen lähtötietoina on käytetty alkuperäisiä rakennesuunnitelmia. Niissä betoni laaduksi oli määritetty K30-2 säänkestävä betoni, suojabetonin paksuudeksi teräkselle 50 millimetriä. Rauditus tyyppi oli määritelty A 500 HW, raudoite 8 millimetrinen ja alapinnan sekä ylälaipan vetoteräksiksi on määritetty 10 millimetriä (liite 2). Sillan perustukset on tehty paikallaan valettuna maanvaraan. Kenttäkokeissa todettiin rakennesuunnitelmissa olleiden rakenne mittojen olevan poikkeavat rakennettuihin mittoihin nähden. Sillan tukien mittauksissa todettiin, että anturat on rakennettu syvemmälle maahan, toisen pään perustamissyvyys on – 600 mm ja toisen - 800 mm syvemmällä maan pinnasta katsottuna, verrattuna alkuperäisiin suunnitelmiin.

Puristuslujuus tarkastelu tehtiin standardien SFS-EN 12390-3 ja SFS-EN 12504-1 mukaisesti. Lieriö koekappaleiden puristuslujuus arvot muunnettiin kuutiolujuudeksi kertoimen avulla ja muuntokertoimella saadun puristuslujuuden arvon mukaan voidaan katsoa (kuva 9) taulukosta. Koekappaleiden puristuslujuuksien keskiarvo mittauksista on 47,8 MPa (liite 8) ja taulukosta (kuva 9) katsottuna tarkoittaa sitä, että perustuksissa on käytetty lujuusluokaltaan C35/45 betonia. Taulukossa lujuuden yksiköksi on ilmoitettu N/mm², MPa ja N/mm² ovat keskenään verrannollisia. Suunnitelmissa betonin lujuus luokaksi oli määritetty K30-2, joka vastaa C25/30 betonia, jonka puristuslujuus on 25 MPa.

Karbonatisoitumissyvyydeksi tutkimuksissa (liite 9) todettiin vaihtelevan neljässä testatussa koekappaleessa 23–32 millimetrin välillä, laskennallinen keskiarvo on 28,5 millimetriä. Koe suoritettiin standardin SFS-EN 13295 mukaisesti.

Karbotantisoituminen on edennyt betonissa mutta se etenemä ei ole aiheuttanut vaurioita raudoitukselle. Raudoituksen suojabetoni paksuus oli betonipeitepaksuus mittarilla rakennetta tarkastellessa 50 millimetriä. Sama suojabetonin paksuus voitiin myös todeta koepaloista, kolmessa poratussa koepalassa oli halkaisijaltaan 8 millimetrin paksuisia pystyteräksiä, joiden etäisyydeksi rakenteen ulkoreunasta mitattiin 50 millimetriä

Vetolujuus mittausta tehtiin neljälle koekappaleelle ja siinä noudatettiin standardia SFS-EN 5445 (liite 10). Koekappaleen 5.2 liimaus petti ennen kuin kappale murtui, vetolujuutta ei saatu siitä syystä määritettyä kyseisestä koekappaleesta. Kolme muun kappaleen veto lujuudet olivat 2,7 MPa, 2,8MPa ja 3,1 MPa. Vetokappaleiden murtuma pinnat olivat kuvan 12 mukaiset. Mitatuista vetolujuuksista voidaan tehdä päätelmä taulukkoa (taulukkoa 2) apuna käyttäen ja todeta, että perustusten betonissa ei ole todennäköisesti merkittävää rapautumista. Kaikki vetolujuus arvot ylittävät arvon 1,5 MPa merkittävästi.



Kuva 12. Vetokoekappaleen murtuminen.

Yhdestä porakappaleelle tehtiin ainoastaan ohuthie tutkimus (liite 11), kyseiselle koekappaleelle ei tehty muita laboratorio tutkimuksia. Koekappale lähetettiin testattavaksi ulkopuoliseen laboratorioon. Ohuthietutkimuksessa todettiin karbonatisoitumissyvyyden olevan 0,2–1,5 mm. Betonissa on ilmahuokosia halkaisijaltaan 0,05-0,8 mm, ne toimivat suojahuukosina. Valmistus vaiheen lisähuukostuksen todetaan onnistuneen hyvin, mikä lisää betonin pakkaskestävyyttä. Karbonatisoitumattomalla betoni alueella on joitakin merkkejä nähtävillä kosteuden siirtymisestä rakenteessa. Tutkimuksen pohjalta voidaan todetta, että betonilla on hyvä pakkaskestävyys eikä pakkasrapautumaa havaita koekappaleessa.

Kuntotutkimusten perusteella voidaan todeta betoni rakenteen olevan hyvässä kunnossa, käytetty betoni lujuus on varsin riittävä perustus käytössä. Betonissa ei ole silmin nähtäviä halkeamia, jotka kertoisivat rapautumisesta, vetolujuuden arvot sekä ohuthie tutkimus tulos vahvistavat tätä havaintoa.

Karbonatisoituminen ei ole edennyt niin pitkälle, että sen aiheuttama betoni neutralisoituminen aiheuttaisi ongelmaa raudoitteen korroosiokestävyydelle. Eikä siten aiheuta betonin raudoitteen ruustumista ja sitä kautta betonin halkeilua. Perustuksia voitaisiin mahdollisesti käyttää uuden sillan perustuksina, jos ne vain uusien rakennesuunnitelmien mukaan olisivat siihen käyttöön sopivat. Perustusten hyödyntäminen uuden sillan perustuksina pitää kuitenkin tarkasti arvioida valittavan siltatyypin mukaan. Tarkemman arvion perustusten uudelleen käytöstä pitää perustua ohjeisiin ja tarkkoihin suunnitelmiin.

10 Pohdinta

Opinnäytetyön päätavoitteena oli kerätä riittävästi lähtötietoja maaperän rakennettavuus ominaisuuksista mahdollisten uusien siltojen suunnittelua varten sekä selvittää olemassa olevan rakenteen kunto. Tähän tavoitteeseen mielestäni päästiin siltapaikkojen maaperätutkimuksien sekä sillan betoni perustusten kuntotutkimuksen osalta.

Työssä käsiteltiin betoni rakenteen kuntotutkimusta, siltojen maatumien suunnittelu perusteita sekä maaperätutkimusta. Kuntotutkimuksen osalta voidaan todeta, että betonirakenne on säilynyt hyvässä kunnossa ja esteitä sen hyödyntämisestä uuden sillan rakentamisessa ei ole. Maaperätutkimuksien pohjalta saadussa perustamistapalausunnossa käy ilmi, että maaperä on suhteellisen tiivistä kaikilla Pärnävaaran alueen siltapaikoilla ja Nopasikin siltapaikka ei eroa maaperäolosuhteiltaan siitä. Kaikilla siltapaikoilla ensisijainen perustamistapa voidaan katsoa olevan maanvarainen.

Opinnäytetyön tekemisen aikana oma ymmärrykseni betonirakenteen kunnan arvioinnissa ja maaperän rakennettavuus ominaisuuksista kehittyi. Koulussa opitun teorian tueksi on työnedetessä muodostunut käsitys siitä, miten teoriaa voidaan soveltaa käytännössä. Työn laajuus ja se miten laajaa osaamista aiheen käsittely vaati yllätti itseni, vaikka alussa kokonaisuus tuntui jossain määrin olevan hallussa.

Toivottavasti tämän opinnäytetyön tuloksia voidaan hyödyntää tulevaisuudessa, kun lähdetään suunnittelemaan uusia siltoja. Olisi mielenkiintoista nähdä miten nykyisiä siltaperustuksia voitaisiin hyödyntää uuden sillan suunnittelussa. Toivottavasti Liperin kunta lähtee jatkamaan alueen kehittämistä ja jatkaisi tämän projektin tyyppistä yhteistyötä Karelian henkilöstön ja oppilaiden kanssa.

Kokonaisuutena totean, että mielestäni opinnäyte työn tavoitteisiin päästiin siltä osin, että riittävästi lähtötietoa saatiin maaperäolosuhteista sekä sillanperustusten nykykunnosta. Mielenkiinnolla jään ottamaan Liperin kunnan tulevaisuuden suunnitelmia Pärnävaaran alueen kehittämisen osalta.

Lähteet

Betonin puristuslujuus. 2023. Verkkoaineisto. Betonitieto.

<https://www.betonitieto.fi/oppiminen/opetuksen-tukimateriaali/betonin-ominaisuudet-ja-valinta/kovettuneen-betonin-ominaisuudet/puristuslujuus.html> 15.12.2023

Jääskeläinen, R. 2009. Geotekniikan perusteet. Jyväskylä: Gummerus Kirjapaino Oy.

Kairausopas 1. 2017. Verkkoaineisto. Suomen geoteknillinen yhdistys.

<https://sgy.fi/content/uploads/2017/04/kairausopas-1-painokairaus-taerykairaus-heijarikairaus.pdf>. 1.12.2023

SFS-EN 12390. Testing hardened concrete. 2019. Helsinki: Suomen standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 12504. Betonin testaus rakenteista. 2019. Helsinki: Suomen standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 13295. Betonirakenteiden suojaus- ja korjausaineet ja niiden yhdistelmät. 2004. Helsinki: Suomen standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 5445. Betoni. Vetolujuus. 1988. Helsinki: Suomen standardoimisliitto SFS.

Suomen betoniyhdistys ry. 2019. By 42 Betonijulkisivun kuntotutkimus 2019. 4. painos. Vaasa: Waasa Graphics Oy.

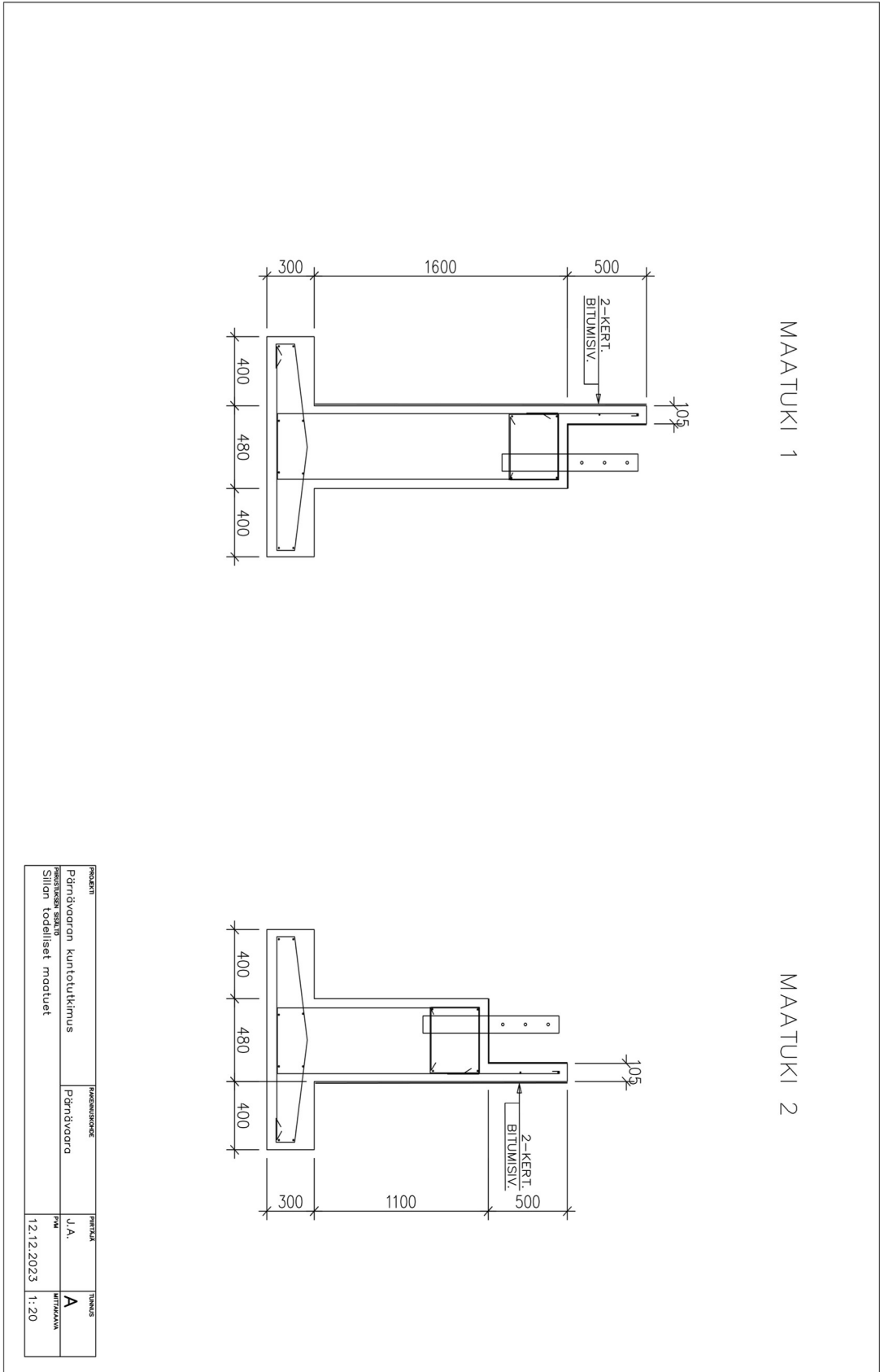
Suomen betoniyhdistys ry. 2021. By 65 Betoninormit 2021. 5. painos. Vaasa: Waasa Graphics Oy.

Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 2017. RIL 207-2017. Geotekninen suunnittelu. Grano Oy.

Väylävirasto. 2023. Geotekninen suunnittelu – NCCI 7.

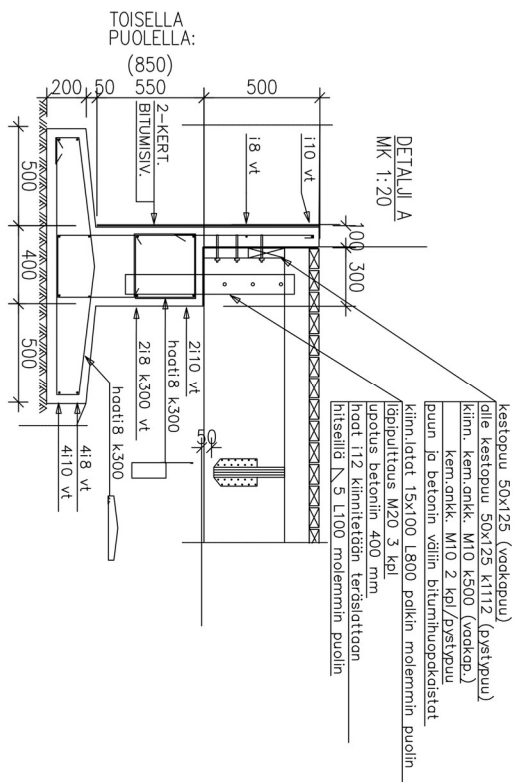
https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Vaylavirasto/vo_2023-14_NCCI_7_web.pdf 13.12.2023

Rakennettujen perustusten mitat



| | | | |
|---------------------------|--------------|------------|---------|
| PROJEKTI | RAKENTAMISEN | PIIRITÄK | TUNNUS |
| Pöytävaaran kuntotutkimus | Pöytävaara | J.A. | A |
| PERUSTUSSEURAN | | PM | HTK/MKK |
| Silloin todelliset mitat | | 12.12.2023 | 1:20 |

Perustusten suunnitellut mitat



| | | | |
|------------------------------|--------------|------------|---------------|
| PROJEKTI | RAKENNUSOSAT | PIIRIT | SKALA |
| Päärivoraan kuntotutkimus | Päärivora | | |
| RAKENNUSALUE | PM | 12.12.2023 | 1:20 |
| Silloin suunnitellut maatuet | | | |
| | | | A MITAKAAN |

Kuntotutkimussuunnitelma

Joonas Ahola

Tutkimussuunnitelma

Tutkittavat sillan maatuet sijaitsevat Liperissä Pämävaaralla. Maatukien varaan on rakennettu liimapuusilta, joka on tällä hetkellä vain jalankulkukäytössä ja tavoitteena on selvittää maatukien mahdollinen käyttö uuden sillan perustana. Selvitetään minkälaista kuormaa nykyiset maatuet pystyisivät ottamaan vastaan.

Mitä selvitetään:

Alkuperäisiä suunnitelmia yritetään etsiä, niistä saataisiin tietoa maatukien mitoista, tukien staattinen toiminta malli ja käytetty betonilaatu. Jos suunnitelmia ei löydy tukien mitat selvitetään muulla tavalla esim. kaivetaan tuet esiin, jotta ne saadaan mitattua. Maatukien mitat ovat tärkeä selvittää, jotta pysytään laskemaan kuormat mitä ne pystyvät ottamaan vastaan.

Tuista porataan koepaloja, jotka tutkitaan Karelia AMK laboratoriossa. Näytteistä on tarkoitus selvittää käytetty betoni laatu, betonin lujuudet, korroosio ja pakkasenkesto.

Nykyisten maatukien betonin tutkimussuunnitelma:

Otetaan molemmista maatuista 4kpl koekappaleita eri kohdista (yhteensä 8kpl), joilla varmistetaan se, että saadaan mahdollisimman hyvä kuva käytetystä betonista ja sen nykykunnosta. Koekappaleita otetaan maatuen yläosasta reunasta, anturan ja tuen liitoskohdasta ja anturasta. Koepaloille tehtävät kokeet ovat ohuthieanalyysi, vetolujuus, puristuslujuus, karbonatisoituminen.

Raudoite jako tutkitaan rakenne mittarilla, joka kertoo missä terästä on betonin sisällä. Raudoite jakoa ja raudoitteen paksuutta tarvitaan, kun määritetään maatuen kuormien jakautumista ja rakenteen toimintaa.

Rakennekoekappaleina betonista porataan nimellishalkaisijaltaan ja -korkeudeltaan vähintään 75 mm:n lieriöitä. Poratun koekappaleen pituusleveysuhteen tulee olla 1:1 ja halkaisijan vähintään 3 kertaa tutkittavan betonin kiviaineksen maksimiraekoko. Maksimi koekappaleen halkaisija on 100 mm.

Koepalojen reiät paikataan Lakka Talvijuotosbetoni K-40 tuotteella. Joka on käyttöikältään ja vaatimuksiltaan sopiva paikkaukseen.

Koekappaleille tehtävät kokeet:

Koekappaleet ja niiden otto paikat merkitään ja kuvataan niitä otettaessa. Koekappaleet toimitetaan Karelian AMK laboratorioon testattavaksi. Koekappaleiden otossa, säilytyksessä ja testauksessa noudatetaan standardeja, SFS-EN 12390, ASTM C856/C856M-20, SFS-EN 13295 ja SFS-EN 5445. Kalustona käytetään timanttiporaa, joka vuokrataan. Poran mukana tulee tarvittava terä, jolla näytekappaleet saadaan otettua. Koeporaukset suorittaa, (Joonas Ahola) timanttiporalla ja tutkimukset suoritetaan paikan päällä (betonipeitteenpaksuus) että, Karelia AMK laboratoriossa (vetolujuus, karbonatisoituminen, puristuslujuus ja ohuthieanalyysi).

- **Ohuthieanalyysi (ASTM C856/C856M-20):** Tutkimuksissa pyritään löytämään vaurioituneen ja vaurioitumattoman betonin rajapinta, joilla selviää syy mahdollisesti alhaisiin vetolujuustuloksiin. Tyypillisesti tutkitaan ja arvioidaan pakkasenkestävyyttä, huokosten täytteisyyttä, mahdollisia haitallisia reaktioita, syntyneitä halkeamia ja niiden suuntautuneisuutta, betonin yleistä laatua, sekä tarvittaessa karbonatisoitumis syvyyttä. Betonin suojahuokossuhdetta määrittämällä voidaan arvioida sen mahdollista pakkasrapautumista ja pakkasenkestävyyttä.

Joonas Ahola

Testaus: Ohuthie on erityinen laboratoriossa luotu näyteleike, joka valmistetaan timanttihionnan avulla ja on noin 20...25 µm paksuinen leike, joka liimataan lasilevyyn. Tarkoitus on, että valo kulkee tutkittavan näytteen läpi. Manipuloimalla näytteen läpi kulkevaa valoa erilaisten polarisaattoreiden, linsien ja himmentimien avulla saadaan tietoa tutkittavan materiaalin (runkoaine, sideaine) rakenteesta ja koostumuksesta. Ohuthienäytteestä voidaan tutkia jotain tiettyä asiaa (esim. huokosjako) tai tehdä yleinen kunto/rakenne/koostumus selvitys. (esim. pakkasrapautuma).

- **Vetolujuuskoe (SFS5445):** Tarkoitus selvittää betonin rapautuminen, mitä voimakkaampaa rapautuminen on, niin sitä heikompi on sen vetolujuus. Betonin vetolujuus tarkoittaa betonin kykyä vastustaa vastakkaisiin suuntiin vetävää voimaa ja se on vain noin 1/10 puristuslujuudesta.

Testaus: Saatujen näyteleikkien molemmat päät hiotaan tasaiseksi, liimataan laitteistoon kuuluvat kappaleet näytteen molempiin päihin ja asetetaan vetolujuuslaitteeseen mittaukseen. Kappaletta vedetään ja mitataan millä voimalla se murtuu.

- **Betonipeitepaksuus:** Kertoo miten paksu betonipeite on raudoitteen päällä, vaikuttaa raudoitteen korrosio kestävyyteen. Ankkurointimitoituksessa tarvitaan suojabetonipeite paksuus tietoa.

Testaus: Tutkitaan rakenne mittarilla, joka ilmaisee raudoitteen paikan ja kertoo betonin paksuuden raudoitteeseen.

- **Karbonatisoituminen (SFS-EN 13295):** Karbonatisoitumisella tarkoitetaan betonin eri neutralisointireaktioita. Reaktioiden edetessä tarpeeksi syväälle- betonin raudoitteiden passiivisuus voi hävitä ja korrosio alkaa. Betonin huokosrakenteeseen on pitänyt päästä vettä sisälle, esimerkiksi sadeveden kautta. Tätä kutsutaan huokosvedeksi. Karbonatisoitumisreaktioiden pääedellyttäjä on ilman sisältämä hiilidioksidi (CO₂). Mitä pidemmälle karbonatisoituminen on edennyt sitä suurempi riski on sille, että raudoitteet alkavat ruostua, joka voi aiheuttaa betonin lohkeilua.

Testaus: Leikkauspinnalle suihkutetaan fenoliftaleiini-indikaattoria juuri sen verran, että pinta kostuu- eikä indikaattoria valuisi pintaa pitkin. Tuloksien- eli värinmuutos pinkkiin tulisi näkyä 30 sekunnin sisällä, ja sen jälkeen voidaan ottaa mitat karbonatisoitumisvyydestä. Karbonatisoituneella betonilla värinmuutosta ei tapahdu, kun taas normaali ehjä betoni värjäytyy pinkiksi.

- **Puristuslujuus (SFS-EN 12390-3):** Betonin puristuslujuus on betonin tärkein ominaisuus, koska se on betonilla varsinkin materiaalikustannuksiin nähden suuri, noin kymmenkertainen verrattuna vetolujuuteen. Puristuslujuus antaa myös hyvän käsityksen betonin yleisestä laadusta, ja sillä on vaikutusta betonin säilyvyysominaisuuksiin. Raaka-aineiden ominaisuuksien lisäksi betonin puristuslujuuteen vaikuttaa merkittävästi vesi-sementtisuhte ja tiivistysaste. Nämä vaikuttavat betonin vesi- tai ilmatäytteisten huokosten määrään, ja nämä huokokset ovat puristuslujuuden kannalta toimimatonta tilaa. Esimerkiksi yhden prosenttiyksikön kasvu ilmapitoisuudessa heikentää lujuutta noin 5-8 prosenttia.

Testaus: Betonin puristuslujuus määritetään yleensä aksiaalisen puristuskokeen avulla. Puristuskokeessa koekappaletta puristetaan vakiokuormitusnopeudella murtoon saakka. Murtokuorman perusteella lasketaan puristuslujuus standardin EN 12390-3 mukaan.

Joonas Ahola

Tutkimuksista kootaan raportti, joka toimitetaan tilaajalle, siinä ilmenee rakenteen nykykunto.

| Koekappalelle tehtävä tutkimus | Testaus määrät (KPL) |
|--------------------------------|----------------------|
| Ohuthieanalyysi | 1 |
| Puristuslujuuskoe | 5 |
| Karbonatisoituminen | 4 |
| Vetolujuuskoe | 4 |

Lähteet

Suomen betoniyhdistys ry, 2019, By 42 Betonijulkisivun kuntotutkimus, 4. painos. Vaasa: Waasa Graphics Oy.

Suomen betoniyhdistys ry, 2021, By 65 Betonijulkisivun kuntotutkimus, 4. painos. Vaasa: Waasa Graphics Oy.

SFS-EN 12504. Betonin testaus rakenteista. 2019. Helsinki: Suomen standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 13295. Betonirakenteiden suojaus- ja korjausaineet ja niiden yhdistelmät. 2004. Helsinki: Suomen standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 5445. Betoni. Vetolujuus. 1988. Helsinki: Suomen standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 12390. Testing hardened concrete. 2019. Helsinki: Suomen standardoimisliitto SFS.

ASTM C856/C856M-20, standardi.

Maaperätutkimussuunnitelma

Joonas Ahola

Maaperätutkimus

Maaperätutkimuksen tavoite on selvittää siltapaikkojen maaperän rakennettavuus ja saada perustamistapalausunto. Tietoja voidaan käyttää lähtötietoina uusien siltien suunnittelussa. Pohjatutkimuksella on tarkoitus selvittää siltapaikkojen maapohjan kerrosrakenne, arvio kalliopinnan sijainnista ja maakerrosten ominaisuudet siten, että pohjarakenteiden suunnittelemiseen ja niiden teknisesti tarkoituksenmukaiseen ja turvalliseen rakentamiseen saadaan riittävät tiedot.

Kaikille siltapaikoille 4kpl, tehdään 4 kairausta per siltapaikka, eli kairauksia tehdään yhteensä 16kpl. Tutkimuspaikkoja on kahdessa eri sijainnissa Pärnävaaralla (Pärnävaarantie 32, 80400 Ylämylly) 3kpl 200m päässä toisistaan ja 1 siltapaikka on eripaikassa Nopsakin ulkoilualue (Opintie 2, 83100 Liperi).

Tavoitteet:

Kairaustulosten ja perustamistapalausannon perusteella saadaan tietoa maaperän ominaisuuksista. Tutkimustulosten pohjalta arvioidaan maaperän rakennettavuus ominaisuuksia (maaperäntiveyttä, maan kitkakulmaa, routivuutta ja kallion sijainti), joka toimii tärkeänä lähtötietona siltien perustamistavan suunnittelussa. Saatujen pohjatutkimusten tulosten pohjalta voidaan tehdä maaperän kantavuus laskelmia. Lopuksi tavoitteena on vertailla eri perustamistapoja keskenään pohjatutkimuksista saadun tiedon perusteella sekä antaa suositus mahdollisesta perustamistavasta.

Mitä halutaan saada selville:

Maaperän kerrosjärjestys ja maakerrosten ominaisuudet: Maalajien määräytyminen, kairauksella on tarkoitus selvittää mitä maalajeja on eri maakerroksissa. Kairauksen perusteella pystytään arvioimaan maakerroksien likimääräistä kantavuutta. Tietoa maan routivuudesta selviää, kun maalajit saadaan selville. Toimii lähtötietona perustamistapaa mietittäessä. Kantavuus vaikuttaa käytettävissä olevien perustamistapojen valintaan.

Kallion pinta: Arvio siitä missä tasossa kallion pinta on. Vaikutta käytettävissä oleviin perustamistapoihin. Voidaanko käyttää maatukia vai pitkää suunnitella siltien perustat kallion varaan. Onko mahdollista käyttää paaluperustuksia?

Kenttätutkimus:

Sumipa Oy suorittaa maastotutkimukset. Kairaus suoritetaan painokairauksella, voidaan käyttää muita kairausmenetelmiä tarvittaessa. Kairaus tavoite syvyys on kallion pinta. Kairauksen päättymissyvyys ja -syy on merkittävä kairauspöytäkirjaan.

Kairauksen tavoitteena on selvittää kallion pinnan taso. Lisäksi määritetään maalajit ja niiden kerroksien sijainti ja paksuus, sekä maalajien vesipitoisuus. Kairaus paikat merkataan maastoon ja tarkat koordinaatit saadaan, kun kairaukset tehdään. Pohjatutkimuskartta tehdään saatujen koordinaattien pohjalta.

Mikäli on hienorakeisia maita, kairaus tapaa voi muuttaa, jotta saadaan selville maaperän ominaisuudet luotettavasti (heijarikairaus/siipikairaus).

Tutkimuksista kostetaan raportti, jossa on tutkimustulokset analysoituna sekä annetaan perustamistapalausunto.

Joonas Ahola



Pärnävaaran urheilukeskus, (Pärnävaarantie 32, 80400 Ylämylly)



Nopsakin ulkoilualue, (Opintie 2, 83100 Liperi)

Kantokestävyys

$$\beta' := 1280 \text{ mm} - 2 \cdot 52 \text{ mm} = 1.176 \text{ m}$$

$$Nq := \left(\tan \left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2} \right) \right)^2 \cdot c \cdot \pi \cdot \tan(35^\circ) = 33.29609$$

$$N\gamma := 2 \cdot (Nq - 1) \cdot \tan(35^\circ) = 30.605$$

$$S\gamma := 1 - 0.3 \cdot \left(\frac{1.176 \text{ m}}{5.7 \text{ m}} \right) = 0.938$$

$$M_\beta := \frac{2 + \frac{1.176}{5.7}}{1 + \frac{1.176}{5.7}} = 1.829$$

$$i\gamma := \left(1 - \frac{24.562}{380.689} \right)^{(M_\beta + 1)} = 0.828$$

$$R_k' := \frac{20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.176 \text{ m} \cdot N\gamma \cdot S\gamma \cdot i\gamma}{2} = 279.579 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$R_k := R_k' \cdot (1.176 \text{ m} \cdot 5.7 \text{ m}) = 1874.076 \text{ kN}$$

$$R_{d,\text{perustus}} := \frac{R_k}{1.55} = 1209.081 \text{ kN}$$

Kerotaan kantavuutta kaltevuuden kertoimella g

$$g := (1 - 0.5 \cdot \tan(27.8^\circ))^5 = 0.217$$

$$R_{d,g} := R_{d,\text{perustus}} \cdot g = 261.797 \text{ kN}$$

Kantokestävyuden käyttöaste

$$\frac{1.35 \cdot 113.3}{261.797} = 0.584$$

käyttöaste 58,4%

Liukuminen

$$V_{rd} = \frac{G_{siltä} \cdot 1.35 \cdot \tan(35 \text{ deg})}{1.1} = 97.353 \text{ kN}$$

Liukumisen käyttöaste

$$\frac{1.35 \cdot 24.562}{97.353} = 0.341 \quad \text{käyttöaste } 34,1\%$$

Epäkeskisyyden tarkastelu

$$e = M/N \quad \rightarrow \quad e < B/6 \quad \frac{1.28}{6} = 0.213$$

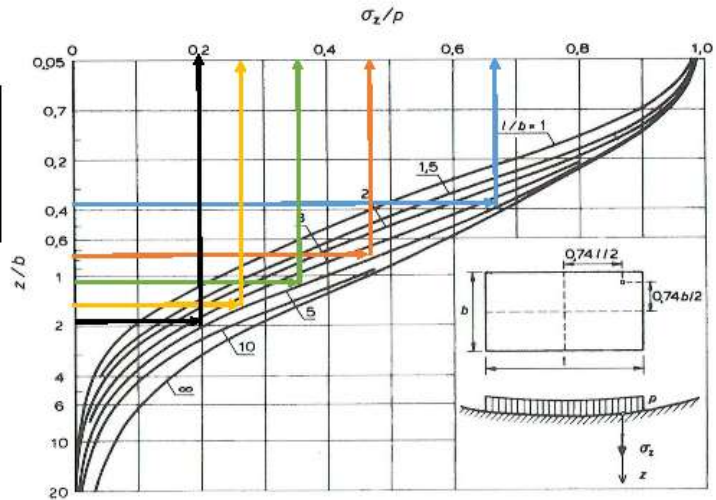
$$0,052 < 0,213$$

-> Epäkeskisyyttä ei tarvitse huomioida

Konsolidaatio painuman määrittäminen, jännityslisäys Boussinesqin teorian mukaisilla nomogrammeilla

B= 1,28 m
 L= 5,7 m
 A= 7,296 m²
 L/B= 4,45313 (Tämän mukaan valitaan kuvaaja)
 N_e= 175,889 kN
 p= 24,1076 kPa (eli N_e/A)

| Tarkastelu- syvyys | Nomo- grammin y-akseli | Nomo- grammin x- akseli (lue) | Jännitys- lisäys |
|-----------------------|------------------------------|-------------------------------------|------------------------------|
| z | z/B | σ_z/p | $\Delta\sigma'_v = \sigma_z$ |
| [m] | [-] | [-] | [kPa] |
| 0,5 | 0,39063 | 0,68 | 16,39 |
| 1 | 0,78125 | 0,48 | 11,5716316 |
| 1,5 | 1,17188 | 0,37 | 8,91979934 |
| 2 | 1,5625 | 0,28 | 6,75011842 |
| 2,5 | 1,95313 | 0,2 | 4,82151316 |



| Maalaji | Kerrokse- n paksuus [m] | Tilavuus- paine [kN/m ³] | Moduuli-luku m | Jännitys- ekspon- nenti β |
|----------|-------------------------------|--|-------------------|---------------------------------------|
| HkMr | 1 | 21 | 500 | 0,5 |
| hHk | 1,25 | 18 | 300 | 0,5 |
| HkMr | 0,7 | 21 | 500 | 0,5 |
| yhteensä | | 2,95 m | | |

Geostaattiset jännitykset, kokoonpuristuma ja painuma

| Tarkastelu- syvyys | Tilavuus- paine | Alkutilan kokonais- jännitys | Huokos- vedenpaine | Alkutilan tehokas jännitys | Jännitys- lisäys | Lopullinen pystyjännitys | Moduuli- luku | Jännitysekspon- nenti | Kerroksen kokoon- puristuma | Kerros- paksuus | Painuma |
|-----------------------|----------------------|------------------------------------|-----------------------|----------------------------------|---------------------|-----------------------------|------------------|--------------------------|-----------------------------------|--------------------|----------------|
| z | γ | σ_{v0} | u | σ'_{v0} | $\Delta\sigma'_v$ | $\Sigma\sigma'_v$ | m | β | ϵ_i | H _i | S _i |
| [m] | [kN/m ³] | [kPa] | [kPa] | [kPa] | [kPa] | [kPa] | - | - | - | [mm] | [mm] |
| 0,25 | 21 | 5,25 | 0 | 5,25 | 16,39 | 21,6 | 500 | 0,5 | 0,0009 | 250 | 0,24 |
| 0,5 | 21 | 10,5 | 0 | 10,5 | 16,39 | 26,9 | 500 | 0,5 | 0,0008 | 250 | 0,19 |
| 0,75 | 21 | 15,75 | 0 | 15,75 | 16,39 | 32,1 | 500 | 0,5 | 0,0007 | 250 | 0,17 |
| 1 | 21 | 21 | 0 | 21 | 11,57 | 32,6 | 500 | 0,5 | 0,0004 | 250 | 0,11 |
| 1,25 | 18 | 22,5 | 0 | 22,5 | 11,57 | 34,1 | 300 | 0,5 | 0,0007 | 250 | 0,18 |
| 1,5 | 18 | 27 | 0 | 27 | 8,92 | 35,9 | 300 | 0,5 | 0,0005 | 250 | 0,13 |
| 1,75 | 18 | 31,5 | 0 | 31,5 | 8,92 | 40,4 | 300 | 0,5 | 0,0005 | 250 | 0,12 |
| 2 | 18 | 36 | 0 | 36 | 6,75 | 42,8 | 300 | 0,5 | 0,0004 | 250 | 0,09 |
| 2,25 | 18 | 40,5 | 0 | 40,5 | 6,75 | 47,3 | 300 | 0,5 | 0,0003 | 250 | 0,08 |
| 2,5 | 21 | 52,5 | 0 | 52,5 | 4,82 | 57,3 | 500 | 0,5 | 0,0001 | 250 | 0,03 |
| 2,75 | 21 | 57,75 | 0 | 57,75 | 4,82 | 62,6 | 500 | 0,5 | 0,0001 | 250 | 0,03 |
| 2,95 | 21 | 61,95 | 0 | 61,95 | 4,82 | 66,8 | 500 | 0,5 | 0,0001 | 200 | 0,02 |

Kokonaiskonsolidaatiopainuma S_v=ΣS_i= 1,41 mm

Liukuympyrän säde R= 6 m
 Maa1: Hiekka Moreeni
 Maan tilavuuspaino $\gamma = 20$ kN/m³
 Maan tehokas kitkakulma $\phi' = 35$ °
 $\tan \phi' = 0,700$
 Maan tehokas koheesio $c' = 0$ kPa
 Maa2: Hieno Hiekka
 Maan tilavuuspaino $\gamma = 21$ kN/m³
 Maan tehokas kitkakulma $\phi' = 40$ °
 $\tan \phi' = 0,839$
 Maan tehokas koheesio $c' = 0$ kPa

$$R = \frac{\sum c' \Delta x + \Delta W \tan \phi'}{\sum \frac{m_u}{\gamma \Delta W} - \frac{M_p}{M_u}}$$

$$m_u = \cos \alpha \cdot (1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi'}{F})$$

$F = M_p/M_u$ $F_{11} = 1,82$

| Lamelli | Pohjakuorma α [°] | $\cos \alpha$ | $\tan \alpha$ | Lamellin leveys Δx [m] | Lamellin painopisteen vaakataisyys origosta x [m] | Maa1 pinta-ala A [m ²] ja tilavuus V [m ³] | Maa2 pinta-ala A [m ²] ja tilavuus V [m ³] | Maa1 paino G [kN] | Maa2 paino G [kN] | Lamellin kohdalla oleva pinta-kuorma q [kN/m ²] | Lamellin kohdalla oleva pinta-kuorma Q [kN] | Lamellin maamasojen ja pinta-kuorman paino ΔW [kN] | Aktiivimomentti M_a [kNm] | Leikkauksen lamellin pohjalla τ [kPa] | Lamellin pohjan leikkauksenkestävyys T [kN] | Geometrietermi m_u | Passiivimomentti $M_p = T/m_u$ |
|---------|--------------------------|---------------|---------------|--------------------------------|---|--|--|-------------------|-------------------|---|---|--|-----------------------------|--|---|----------------------|--------------------------------|
| 1,000 | -33,400 | 0,835 | -0,659 | 0,590 | -3,333 | 0,130 | 0,000 | 2,600 | 0 | 0,000 | 0,000 | 2,600 | -8,667 | 1,821 | 1,074 | 0,623 | 10,344 |
| 2,000 | -24,700 | 0,909 | -0,460 | 1,000 | -2,500 | 1,100 | 0,000 | 22,000 | 0 | 0,000 | 0,000 | 22,000 | -55,000 | 15,405 | 15,405 | 0,748 | 123,609 |
| 3,000 | -14,500 | 0,968 | -0,259 | 1,000 | -1,500 | 2,100 | 0,000 | 42,000 | 0 | 0,000 | 0,000 | 42,000 | -63,000 | 29,409 | 29,409 | 0,872 | 202,396 |
| 4,000 | -4,800 | 0,996 | -0,084 | 1,000 | -0,500 | 2,900 | 0,000 | 58,000 | 0 | 0,000 | 0,000 | 58,000 | -29,000 | 40,612 | 40,612 | 0,964 | 252,693 |
| 5,000 | 4,800 | 0,996 | 0,084 | 1,000 | 0,500 | 3,300 | 0,240 | 66,000 | 5,04 | 0,000 | 0,000 | 71,040 | 35,520 | 49,743 | 49,743 | 1,029 | 290,134 |
| 6,000 | 14,500 | 0,968 | 0,259 | 1,000 | 1,500 | 3,100 | 0,750 | 62,000 | 15,75 | 0,000 | 0,000 | 77,750 | 116,625 | 54,441 | 54,441 | 1,064 | 306,862 |
| 7,000 | 24,700 | 0,909 | 0,460 | 1,000 | 2,500 | 2,830 | 1,150 | 56,600 | 24,15 | 0,000 | 0,000 | 80,750 | 201,875 | 56,542 | 56,542 | 1,069 | 317,272 |
| 8,000 | 35,900 | 0,810 | 0,724 | 1,000 | 3,500 | 2,450 | 1,200 | 49,000 | 25,2 | 66,800 | 66,800 | 141,000 | 493,500 | 98,729 | 98,729 | 1,036 | 571,992 |
| 9,000 | 49,100 | 0,655 | 1,154 | 1,000 | 4,500 | 1,500 | 1,200 | 30,000 | 25,2 | 66,800 | 66,800 | 122,000 | 549,000 | 85,425 | 85,425 | 0,946 | 542,073 |
| 10,000 | 69,100 | 0,357 | 2,619 | 0,881 | 5,294 | 0,360 | 0,710 | 7,200 | 14,91 | 66,800 | 58,851 | 80,961 | 428,579 | 56,689 | 49,943 | 0,716 | 418,430 |

$\Sigma M_a = 1669,433$ $\Sigma M_p = 3035,803$

$F = 1,82$

Matalan perustuksen laskenta

Maanvaraisen anturan laskenta

$$kNm := kN \cdot m \quad kNm := \frac{1}{m} \cdot kNm$$

$$p_o := 1.9 \, m \cdot 20 \frac{kN}{m^3} \cdot (1 - \sin(35 \, deg)) = 16.204 \frac{kN}{m^2}$$

$$R := 1.9 \, m \cdot p_o \cdot 0.5 = 15.394 \, m \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Momentti

$$M_k := R \cdot \frac{1.9}{3} \, m = 9.749 \, kNm$$

Pystykuormat

$$G_{maanpaino} := 0.4 \, m \cdot 1.9 \, m \cdot 5.7 \, m \cdot 20 \frac{kN}{m^3} = 86.64 \, kN$$

$$G_{silta} := 5.7 \, m \cdot \frac{26.5 \, m}{2} \cdot 1.5 \frac{kN}{m^2} = 113.288 \, kN$$

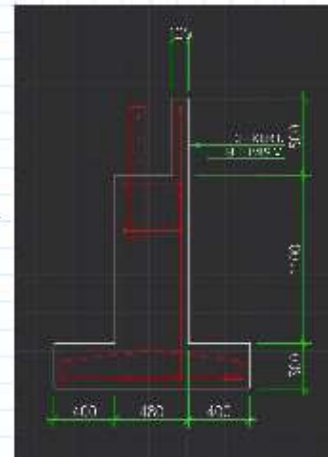
$$G_{antura1} := 0.48 \, m \cdot 1.1 \, m \cdot 5.7 \, m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} = 75.24 \, kN$$

$$G_{antura2} := 0.3 \, m \cdot 5.7 \, m \cdot 1.28 \, m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} = 54.72 \, kN$$

$$G_{antura3} := 0.105 \, m \cdot 0.5 \, m \cdot 5.7 \, m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} = 7.481 \, kN$$

$$G_{kuormat} := G_{maanpaino} + G_{silta} + G_{antura1} + G_{antura2} + G_{antura3} = 337.369 \, kN$$

$$e := \frac{M_k}{G_{kuormat}} = 0.029$$



Kantokestävyys

$$\beta' := 1280 \text{ mm} - 2 \cdot 29 \text{ mm} = 1.222 \text{ m}$$

$$Nq := \left(\tan \left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2} \right) \right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(35^\circ)} = 33.29609$$

$$N\gamma := 2 \cdot (Nq - 1) \cdot \tan(35 \text{ deg}) = 45.228$$

$$S\gamma := 1 - 0.3 \cdot \left(\frac{\beta'}{5.7 \text{ m}} \right) = 0.936$$

$$M_\beta := \frac{2 + \frac{1.222 \text{ m}}{5.7 \text{ m}}}{1 + \frac{1.222 \text{ m}}{5.7 \text{ m}}} = 1.823$$

$$i\gamma := \left(1 - \frac{24.562}{380.689} \right)^{(M_\beta + 1)} = 0.828$$

$$R_k' := \frac{20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \beta' \cdot N\gamma \cdot S\gamma \cdot i\gamma}{2} = 428.375 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$R_k := R_k' \cdot (\beta' \cdot 5.7 \text{ m}) = 2983.806 \text{ kN}$$

$$R_{d,\text{perustus}} := \frac{R_k}{1.55} = 1925.036 \text{ kN}$$

Kerotaan kantavuutta kaltevuuden kertoimella g

$$g := (1 - 0.5 \cdot \tan(28.5^\circ))^5 = 0.205$$

$$R_{d,g} := R_{d,\text{perustus}} \cdot g = 395.051 \text{ kN}$$

Kantokestävyiden käyttöaste

$$\frac{1.35 \cdot 113.3}{395.051} = 0.387 \quad \text{käyttöaste } 38,7\%$$

Liukuminen

$$V_{rd} := \frac{G_{nilta} \cdot 1.35 \cdot \tan(35 \text{ deg})}{1.1} = 97.353 \text{ kN}$$

Liukumisen käyttöaste

$$\frac{1.35 \cdot 15.394}{97.353} = 0.213 \quad \text{käyttöaste } 21,3\%$$

Kaatumistarkastelu

$$E_{dat,d} \leq E_{stb,d} + R_d$$

Rd termi voidaan jättää huomioimatta

$$E_{stb,d} := 0.9 \cdot G_{kuormat} \cdot \frac{1.28 \text{ m}}{2} = 194.324 \text{ m} \cdot \text{kNm}$$

$$E_{dat,d} := 1.1 \cdot R \cdot \frac{2.4 \text{ m}}{2} = 20.32 \text{ kNm}$$

$$\frac{20.32}{194.324} = 0.105 \quad \text{käyttöaste } 10,5\%$$

Epäkeskisyyden tarkastelu

$$e = M/N \quad \rightarrow \quad e < B/6 \quad \frac{1.28}{6} = 0.213$$

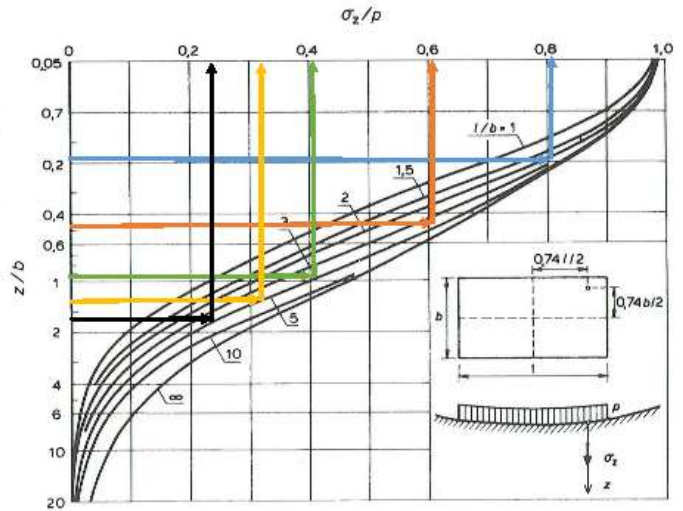
$$0,029 < 0,213$$

-> Epäkeskisyyttä ei tarvitse huomioida

Konsolidaatio painuman määritys, jännityslisäys Boussinesqin teorian mukaisilla nomogrammeilla

B= 1,28 m
 L= 5,7 m
 A= 7,296 m²
 L/B= 4,453125 (Tämän mukaan valitaan kuvaaja)
 N_f= 175,8888 kN
 p= 24,10757 kPa (eli N_f/A)

| z | z/B | σ _z /p | Δσ' _z =σ _z |
|------|----------|-------------------|----------------------------------|
| [m] | [-] | [-] | [kPa] |
| 0,25 | 0,195313 | 0,81 | 19,53 |
| 0,75 | 0,585938 | 0,61 | 14,70562 |
| 1,25 | 0,976563 | 0,41 | 9,894102 |
| 1,75 | 1,367188 | 0,33 | 7,955497 |
| 2,25 | 1,757813 | 0,24 | 5,785816 |



| Maalaji | Kerros- paksuus [m] | Tilavuus- paine [kN/m ³] | Moduuli- luku m | Jännitys- ekspon- nenti β |
|----------|---------------------------|--|--------------------|---------------------------------|
| HkMr | 0,75 | 21 | 500 | 0,5 |
| keHk | 0,75 | 20 | 400 | 0,5 |
| hHk | 0,5 | 18 | 300 | 0,5 |
| HkMr | 0,75 | 21 | 500 | 0,5 |
| Yhteensä | 2,75 m | | | |

Geostaattiset jännitykset, kokoonpuristuma ja painuma

| Tarkastelu- syvyys | Tilavuus- paine | Alkutilan kokonais- jännitys | Huokos- vedenpain- e | Alkutilan tehokas jännitys | Jännitys- lisäys | Lopullinen pystyjänni- tys | Moduuli- luku | Jännitysek- sponentti | Kokoon- puristuma | Kerros- paksuus | Painuma |
|-----------------------|----------------------|------------------------------------|----------------------------|----------------------------------|---------------------|----------------------------------|------------------|--------------------------|----------------------|--------------------|----------------|
| z | γ | σ _{v0} | u | σ' _{v0} | Δσ' _v | Σσ' _v | m | β | ε _i | H _i | S _i |
| [m] | [kN/m ³] | [kPa] | [kPa] | [kPa] | [kPa] | [kPa] | - | - | - | [mm] | [mm] |
| 0,25 | 21 | 5,25 | 0 | 5,25 | 19,53 | 24,8 | 500 | 0,5 | 0,0011 | 250 | 0,27 |
| 0,5 | 21 | 10,5 | 0 | 10,5 | 19,53 | 30,0 | 500 | 0,5 | 0,0009 | 250 | 0,22 |
| 0,75 | 21 | 15,75 | 0 | 15,75 | 14,71 | 30,5 | 500 | 0,5 | 0,0006 | 250 | 0,16 |
| 1 | 20 | 20 | 0 | 20 | 14,71 | 34,7 | 400 | 0,5 | 0,0007 | 250 | 0,18 |
| 1,25 | 20 | 25 | 0 | 25 | 9,88 | 34,9 | 400 | 0,5 | 0,0005 | 250 | 0,11 |
| 1,5 | 20 | 30 | 0 | 30 | 9,88 | 39,9 | 400 | 0,5 | 0,0004 | 250 | 0,10 |
| 1,75 | 18 | 31,5 | 0 | 31,5 | 7,96 | 39,5 | 300 | 0,5 | 0,0004 | 250 | 0,11 |
| 2 | 18 | 36 | 0 | 36 | 7,96 | 44,0 | 300 | 0,5 | 0,0004 | 250 | 0,10 |
| 2,25 | 21 | 47,25 | 0 | 47,25 | 5,79 | 53,0 | 500 | 0,5 | 0,0002 | 250 | 0,04 |
| 2,5 | 21 | 52,5 | 0 | 52,5 | 5,79 | 58,3 | 500 | 0,5 | 0,0002 | 250 | 0,04 |
| 2,75 | 21 | 57,75 | 0 | 57,75 | 5,79 | 63,5 | 500 | 0,5 | 0,0001 | 250 | 0,04 |

Kokonaiskonsolidaatiopainuma S_k=ΣS_i= 1,38 mm

Liukuympyrän säde R= 6 m
 Maa1: Hiekka Moreeni
 Maan tilavuuspaino γ= 20 kN/m³
 Maan tehokas kitkakulma φ'= 35 °
 tanφ'= 0,700
 Maan tehokas koheesio c'= 0 kPa
 Maa2: Hieno Hiekka
 Maan tilavuuspaino γ= 21 kN/m³
 Maan tehokas kitkakulma φ'= 40 °
 tanφ'= 0,839
 Maan tehokas koheesio c'= 0 kPa

$$R \cdot \sum c' \cdot \Delta x + \Delta W \cdot \tan \phi'$$

$$F = \frac{\sum m_{\alpha} \cdot \Delta x}{\sum \Delta W \cdot x} = \frac{R \cdot \sum T}{\sum \Delta W \cdot x} = \frac{M_{\alpha}}{M_x}$$

$$m_{\alpha} = \cos \alpha \cdot (1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi')$$

F=M_α/M_x F₁= 1,88

| Lamelli | Pohjaku- kulma α [°] | cos α | tan α | Lamellin leveys Δx [m] | Lamellin paino- pisteen vaaka- etäisyys origosta x [m] | Maa1 pinta-ala A [m ²] ja tilavuus V [m ³] | Maa2 pinta-ala A [m ²] ja tilavuus V [m ³] | Maa1 paino G [kN] | Maa2 paino G [kN] | Lamellin kohdalla oleva pinta- kuorma q [kN/m ²] | Lamellin kohdalla oleva pinta- kuorma Q [kN] | Lamellin maamas- sojen ja pinta- kuorman paino ΔW [kN] | Aktiivi- momentti M _α [kNm] | Leikkaus- lujuus lamellin pohjalla τ [kPa] | Lamellin pohjan leikkaus- kestävyys T [kN] | Geomet- riatermi m _α | Passiivi- momentti M _x =T/m _α |
|---------|----------------------|-------|--------|------------------------|--|--|--|-------------------|-------------------|--|--|--|--|--|--|---------------------------------|---|
| 1,000 | -34,600 | 0,823 | -0,690 | 0,789 | -3,333 | 0,250 | 0,000 | 5,000 | 0 | 0,000 | 0,000 | 5,000 | -16,667 | 3,501 | 2,762 | 0,612 | 27,097 |
| 2,000 | -24,700 | 0,909 | -0,460 | 1,000 | -2,500 | 1,240 | 0,000 | 24,800 | 0 | 0,000 | 0,000 | 24,800 | -62,000 | 17,365 | 17,365 | 0,753 | 138,391 |
| 3,000 | -14,500 | 0,968 | -0,259 | 1,000 | -1,500 | 2,160 | 0,000 | 43,200 | 0 | 0,000 | 0,000 | 43,200 | -64,800 | 30,249 | 30,249 | 0,875 | 207,447 |
| 4,000 | -4,800 | 0,996 | -0,084 | 1,000 | -0,500 | 2,900 | 0,000 | 58,000 | 0 | 0,000 | 0,000 | 58,000 | -29,000 | 40,612 | 40,612 | 0,965 | 252,425 |
| 5,000 | 4,800 | 0,996 | 0,084 | 1,000 | 0,500 | 3,400 | 0,040 | 68,000 | 0,84 | 0,000 | 0,000 | 68,840 | 34,420 | 48,202 | 48,202 | 1,028 | 281,430 |
| 6,000 | 14,500 | 0,968 | 0,259 | 1,000 | 1,500 | 3,360 | 0,490 | 67,200 | 10,29 | 0,000 | 0,000 | 77,490 | 116,235 | 54,259 | 54,259 | 1,061 | 306,721 |
| 7,000 | 24,700 | 0,909 | 0,460 | 1,000 | 2,500 | 3,011 | 1,040 | 60,220 | 21,84 | 0,000 | 0,000 | 82,060 | 205,150 | 57,459 | 57,459 | 1,064 | 323,974 |
| 8,000 | 35,900 | 0,810 | 0,724 | 1,000 | 3,500 | 2,770 | 1,210 | 55,400 | 25,41 | 59,200 | 59,200 | 140,010 | 490,035 | 98,036 | 98,036 | 1,028 | 571,952 |
| 9,000 | 49,100 | 0,655 | 1,154 | 1,000 | 4,500 | 1,970 | 1,210 | 39,400 | 25,41 | 59,200 | 59,200 | 124,010 | 558,045 | 86,833 | 86,833 | 0,936 | 556,466 |
| 10,000 | 72,200 | 0,306 | 3,115 | 0,959 | 5,320 | 0,690 | 0,830 | 13,800 | 17,43 | 59,200 | 56,773 | 88,003 | 468,146 | 61,620 | 59,094 | 0,660 | 536,959 |
| | | | | | | | | | | | | | ΣM _α = | 1699,564 | ΣM _x = | 3202,861 | |
| | | | | | | | | | | | | | F ₁ = | 1,88 | | | |

Perustamistapalausunto



Alustava perustamistapa- lausunto

Suunnittelu- ja
Mittauspalvelu Sumipa Oy
Liperin Iatusillat
LIPERI

PBM Geotekniikka

Sisällysluettelo

| | | |
|-----|--|---|
| 1 | JOHDANTO..... | 3 |
| 2 | TUTKIMUKSET..... | 4 |
| 2.1 | Pohjatutkimukset..... | 4 |
| 2.2 | Maanäytteiden tutkimukset..... | 4 |
| 2.3 | Maaperän pilaantuminen..... | 4 |
| 3 | POHJASUHTEET..... | 5 |
| 3.1 | Maaperä..... | 5 |
| 3.2 | Pohjavesi..... | 5 |
| 4 | POHJARAKENTAMINEN..... | 6 |
| 4.1 | Perustaminen..... | 6 |
| 4.2 | Kaivannot..... | 7 |
| 4.3 | Routasuojaus..... | 7 |
| 5 | RAKENTAMISESSA KÄYTETTÄVÄT OHJEET..... | 8 |

LIITELUETTELO

| | |
|---------------------------------|-------------------------|
| LIITE 1: Pohjatutkimuskartta | 10.11.2023 / 13.11.2023 |
| LIITE 2: Leikkauspiirustukset | |
| LIITE 3: Maalaboratoriotulokset | 13.11.2023 |

1 JOHDANTO

Suunnittelu- ja Mittauspalvelu Sumipa Oy:n toimeksiannosta PBM Geotekniikka on tehnyt neljän latasilan rakennuspaikalle perustamistapalausnon toimitettujen kairaustulosten perusteella. Pohjatutkimusten tarkoitus on antaa perusteita ja lähtötietoja siltojen rakennesuunnittelua varten.

Suunnittelu- ja Mittauspalvelu Sumipa Oy on tehnyt pohjatutkimukset ja mittaukset marraskuussa 2023. Kaikki mittaustulokset on esitetty koordinaattijärjestelmässä ETRS-GK29 ja korkeusjärjestelmässä N60.



Kuva 1. Pärnävaaran siltojen sijainti merkittynä punaisilla ympyröillä.



Kuva 2. Liperin sillan sijainti merkittynä punaisella ympyrällä.

2 TUTKIMUKSET

2.1 Pohjatutkimukset

Jokaiselle neljälle (4) siltapaikalle tehtiin pohjatutkimuksia seuraavasti:

- 4 kpl painokairauksia,
- 1 kpl häiriintyneiden maanäytteiden ottaminen yhdestä tutkimuspisteestä.

Kairaukset ovat päättäneet kiveen, lohkareseen tai kallioon seuraavin syvyyksin:

- Pämävaara silta 1 (leikkaus A-A) 2,7–6,8 metrin syvyydessä
- Pämävaara silta 2 (leikkaus B-B) 0,9–2,9 metrin syvyydessä
- Pämävaara silta 3 (leikkaus C-C) 0,5–3,3 metrin syvyydessä
- Nopsakin silta (leikkaus D-D) 1,1–1,9 metrin syvyydessä

Maanäytteiden kosteudet vaihtelivat välillä (leikkaus A-A) 6,6 %, (leikkaus B-B) 9,5 %, (leikkaus C-C) 34,2 % ja (leikkaus D-D) 10,2 %.

Tutkimuspisteiden sijainti sekä pohjatutkimustulokset on esitetty pohjatutkimuspiirustuksissa.

2.2 Maanäytteiden tutkimukset

Maanäytteistä on määritetty silmämääräinen rakeisuus ja vesipitoisuus. Tulokset on esitetty laboratoriolomakkeessa tai liitteen leikkauspiirustuksissa.

2.3 Maaperän pilaantuminen

Kohteessa ei ole tehty maaperän pilaantuneisuus selvityksiä. Pohjatutkimusten yhteydessä ei kuitenkaan havaittu merkkejä maaperän pilaantuneisuudesta. Mikäli rakennustöiden yhteydessä havaitaan merkkejä kuten hajuja (öljyt, polttoaineet, liuottimet, muu teollinen toiminta jne.) tulee maaperän mahdollinen pilaantuneisuus selvittää.

3 POHJASUHTEET

3.1 *Maaperä*

Maaperän kuvaukset alla kohteittain:

Pärnävaara silta 1

Pohjatutkimusten perusteella pinnassa olevan ohuen täyttökerroksen jälkeen on havaittu löyhä hiekkakerros, joka ulottuu 2,0–2,5 metrin syvyyteen nykyisestä maanpinnasta. Tämän kerroksen alapuolella maaperä jatkuu pääosin tiiviinä hiekkamoreenina kairausten päätymissyvyyteen asti.

Pärnävaara silta 2

Pohjatutkimusten perusteella pinnassa olevan ohuen täyttökerroksen jälkeen on havaittu löyhä hiekkamoreenikerros, joka ulottuu 1,0 metrin syvyyteen nykyisestä maanpinnasta. Tämän kerroksen alapuolella maaperä jatkuu pääosin tiiviinä hiekkamoreenina kairausten päätymissyvyyteen asti.

Pärnävaara silta 3

Pohjatutkimusten perusteella pinnassa olevan ohuen täyttökerroksen jälkeen on havaittu löyhä hiekkakerros, joka ulottuu 1,0–1,8 metrin syvyyteen nykyisestä maanpinnasta. Tämän kerroksen alapuolella maaperä jatkuu pääosin tiiviinä hiekkamoreenina kairausten päätymissyvyyteen asti. Kairauspisteessä P34 on havaittu eloperäistä maa-ainesta sisältävä maakerrostuma, joka ulottuu noin 1,4 metrin syvyyteen nykyisestä maanpinnasta.

Nopsakin silta

Pohjatutkimusten perusteella pinnassa olevan ohuen täyttökerroksen jälkeen on havaittu tiiviydeltään vaihtelevia kerroksia hiekkamoreenia, jotka ulottuvat noin 1,6 metrin syvyyteen nykyisestä maanpinnasta. Tämän kerroksen alapuolella maaperä jatkuu pääosin tiiviinä hiekkamoreenina kairausten päätymissyvyyteen asti.

3.2 *Pohjavesi*

Pohjatutkimusten yhteydessä ei ole asennettu pohjavesiputkia. Pohjavedenpintaa ei havaittu kairauspisteistä tutkimusten yhteydessä.

4 POHJARAKENTAMINEN

4.1 Perustaminen

Tämä alustava perustamistaparatkaisu koskee rakennettavia latusiltoja. Kohteisiin suunniteltujen siltöjen tyyppi on vielä ratkaisematta. Siltöjen korkeusasemana oletetaan olevan nykyinen korkeustaso. Maaperä on kohteissa pääasiassa pinnassa löyhää ja kivistä hiekkaa tai hiekkamoreenia noin 2 metrin syvyyteen, jonka jälkeen maaperä jatkuu pääosin tiiviinä hiekkamoreenina.

Puurakenteinen kevyt silta

Puurakenteinen kevyt silta voidaan perustaa massanvaihdon varaan. Massanvaihto tehdään karkearakaisesta sorasta tai kalliomurskeesta ja se ulotetaan leikkauspiirustuksissa esitetyille tasoille tai vähintään -500 mm tulevan perustustason alle. Käytettävän materiaalin tulee olla sellaista, että sen tiivistys onnistuu myös tarvittaessa vesipinnan alapuolelta. Suositeltava materiaali on esimerkiksi murske tai pienlouhe $\phi 0/150$ mm. Arinarakenne erotetaan pohjamaasta N3 luokan suodatinkankaalla.

Massanvaihdon varaan perustettaessa sallittuna pohjapaineena voidaan käyttää alustavasti $q_{allitu} = 300$ kPa. Laskennallinen kokonaispainuma perustukselle (arvioitu 2 m x 2 m) on tällöin suuruusluokaltaan 5...30 mm tulevasta perustustasosta, sijainnista ja kohteesta riippuen.

Painumalaskelmat ja perustustapa tulee tarkentaa lisätietöjen varmistumisen jälkeen.

Teräsputkisilta

Mikäli kohteeseen on tulossa teräsputkisilta, voidaan se perustaa maanvaraisesti, minimissään 400 mm paksun tiivistetyn murskepatjan varaan Väyläviraston ohjeen "Teräsputkisillat, suunnitteluohje" liitteen 2 perustamistapa B mukaisesti. Mikäli pohjamaan routiminen nähdään riskinä, voidaan massanvaihto ulottaa routimattomaan syvyyteen asti perustamistavan C mukaisesti.

Maaperä on kairausten perusteella pääosin keskitiivistä tai tiivistä kitkamaata, jolloin mahdolliset painumat tapahtuvat ympäristäytöjen painosta. Pohjamaa vaikuttaa kairausten perusteella homogeeniselta, joten painumat voidaan arvioida melko tasaisiksi. Kitkamaassa, painuma tapahtuu nopeasti ja kokonaispainuman suuruus on arviolta vähäinen ja pysyy kohteissa hallittuna. Painumat eivät alustavien tarkastelujen perusteella aiheuta ongelmia teräsputkirakenteelle, mutta asia tulisi varmistaa toteutus suunnittelun yhteydessä tarkempien suunnitelmien valmistumisen jälkeen.

Muu siltatyyppi

Mikäli siltatyyppinä käytetään muuta rakennetta kuin kevytrakenteista puusiltaa, teräsputkisiltaa tai tuleva siltarakenne tulee olemaan kuormituksiltaan suurempi, tulee kohteessa harkita käytettäväksi paalutusratkaisuja. Tällöin siltarakenne esitetään ensisijaisesti perustettavaksi tukipaalujuen varaan.

Alustavien lähtötietöjen perusteella rakenne kuuluu geotekniseen luokkaan 2. Luokitus tarkastetaan suunnittelun edetessä.

Tällöin sillan päätytuot perustetaan tukipaalujuen varaan. Lyöntipaaluina voidaan alustavasti käyttää kalliokärrjillä varustettuja teräsbetonisia lyöntipaaluja tai puupaaluja. Teräsbetonipaaluissa voidaan käyttää alustavasti seuraavia kantavuuksia:

- RTB-250-16, XC2, geotekninen kestävyys PTL 2 = 698 kN
- RTB-300-16, XC2, geotekninen kestävyys PTL 2 = 1001 kN

Mikäli kohteen paalutyypinä päädytään käyttämään puupaaluja, tulee nämä mitoittaa erikseen tarkempien lähtötietöjen selvityä.

Lyöntipaalujen arvioituna tunkeutumasyvyys voidaan pitää kairausten päättymistaso + 2–3 metriä. Tarkemmin paalupituus voidaan määrittää heijarikairauksella.

Valittu paalutyyppi ja paalun puristuskestävyyden mitoitus sekä mahdollinen paalujen sivuvastusten hyödyntäminen tulee tarkistaa rakennussuunnittelussa tarkempien tietojen perusteella.

Jatkosuunnittelu

Rakenneteknisten suunnitelmien edistyessä tulee tarkentaa siltojen geotekniset perusratkaisut sekä varmistaa stabiliteetin riittävyys.

4.2 Kaivannot

Pohjatutkimusten perusteella kaivannot voidaan toteuttaa luiskattuina. Yli 2:1 luiskattuja kaivantoja ei suositella tehtäväksi. Ohjeellisina kaltevuuksina lyhytaikaisille kaivannoille voidaan pitää seuraavia luiskakaltevuuksia:

- Hiekka tai moreeni kaivannon syvyys alle 1,5 m luiska 1:1
- Hiekka tai moreeni kaivannon syvyys alle 2,5 m luiska 1:1,5

Kaikista syvistä ja pohjaveden alle ulottuvista pidempiaikaisista kaivannoista tulee laatia erillinen kaivantosuunnitelma. Kaivantojen sijaitessa lähellä pohjavedenpintaa, tulee luiskatessa varmistua kaivannon stabiliteetin riittävydestä.

4.3 Routasuojaus

Kairauksissa havaitut hiekkakerrokset on määritetty rakeisuuden perusteella routimattomiksi, mutta erillisiä routivuustutkimuksia ei ole tehty. Roudattoman perustamissyvyyden yläpuolelle jäävät perustusrakenteet routasuojataan. Rakennekerrosten routimattomuus on tarvittaessa varmistettava maanäytteiden perusteella.

5 RAKENTAMISESSA KÄYTETTÄVÄT OHJEET

Tämän raportin laatimisessa on hyödynnetty mm. seuraavia ohjeita ja normeja:

- InfraRYL 2017 Infrarakentamisen yleiset laatuvaatimukset, Osa 1 Väylät ja alueet sekä "InfraRYL 2006 Osa 2, Järjestelmät ja täydentävät osat"
- MaaRYL 2010 Rakennustöiden yleiset laatuvaatimukset
- Suomen Rakennusinsinöörin Liitto RIL ry
 - o Geotekninen suunnittelu, RIL 207-2017
 - o Paalutusohje, RIL 254-2016
 - o Pohjarakennusohjeet, RIL 121-2004
 - o Kaivanto-ohje, RIL 263-2014
 - o Routasuojaus-ohje RIL 261-2013
- Työsuojeluhallitus
 - o Julkaisu 15, 2010, "Kapeat kaivannot" ja siinä mainitut julkaisut
- Rakennusmääräyskokoelma B3 Pohjarakenteet

Rovaniemellä 21.11.2023

PBM Geotekniikka

Laatinut:



Toni Karjalainen

Diplomi-insinööri

Tarkastanut:

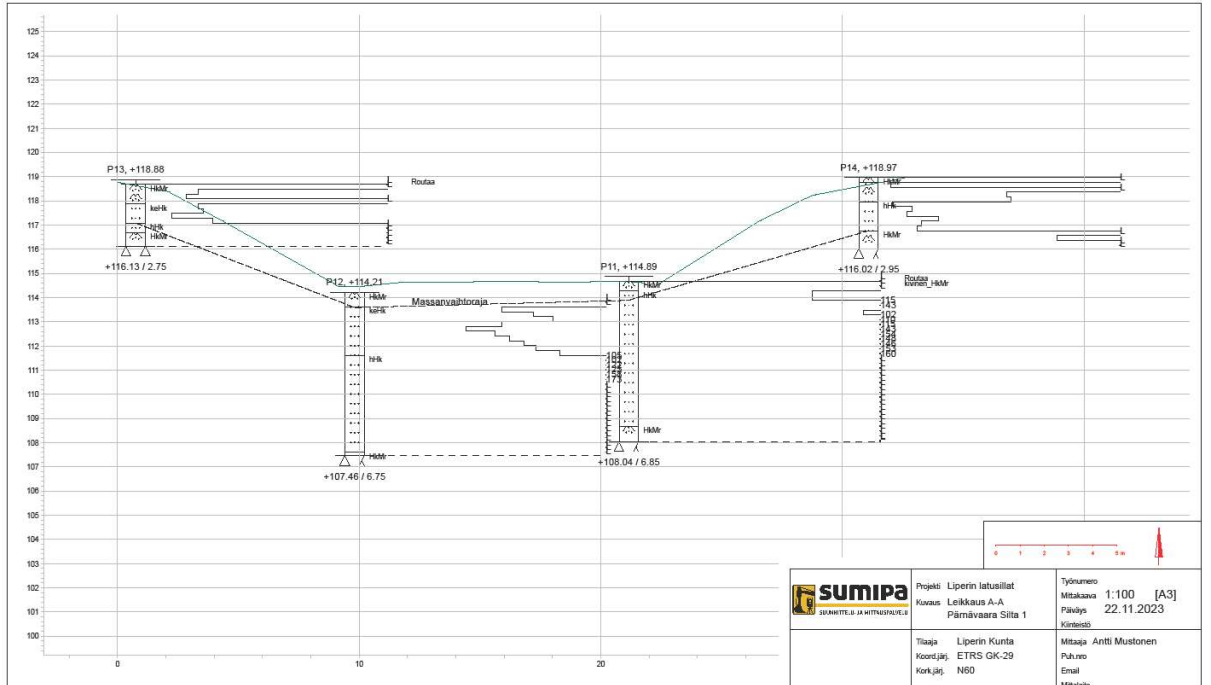
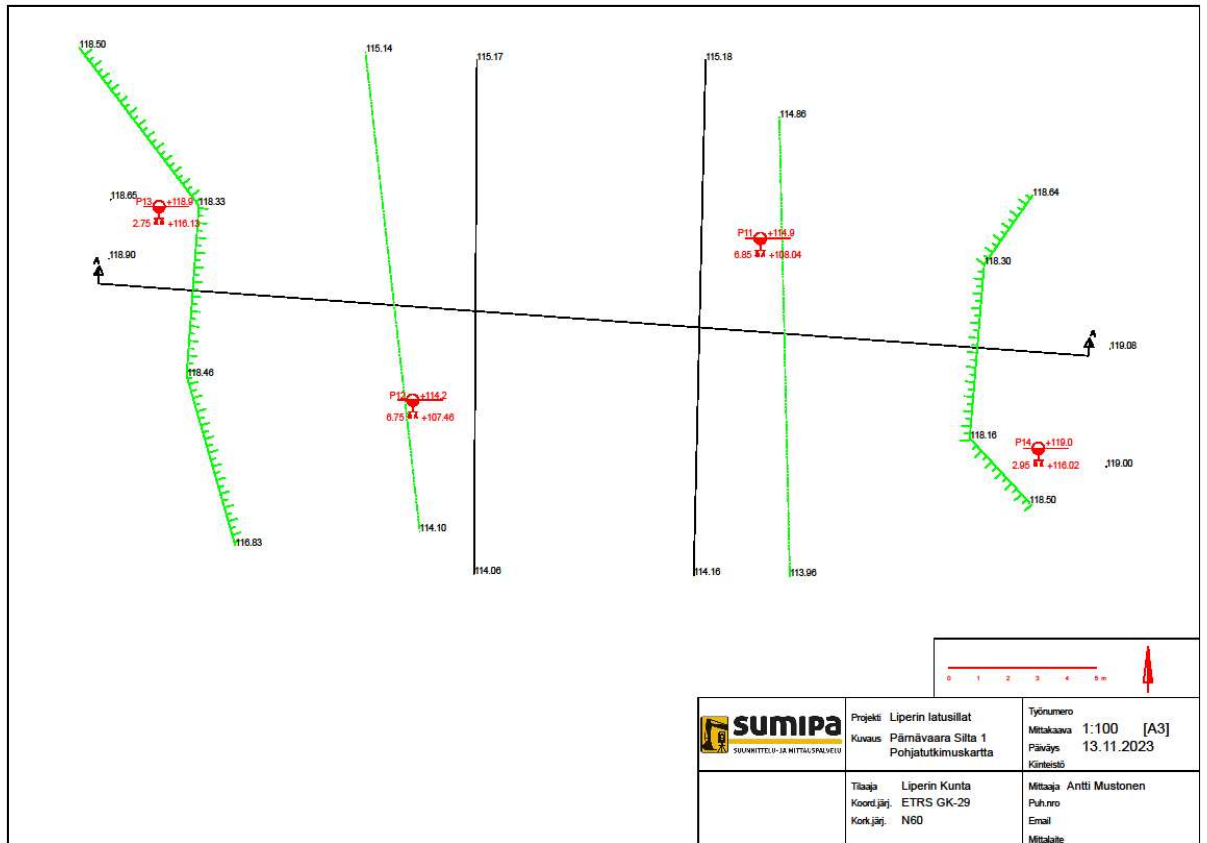


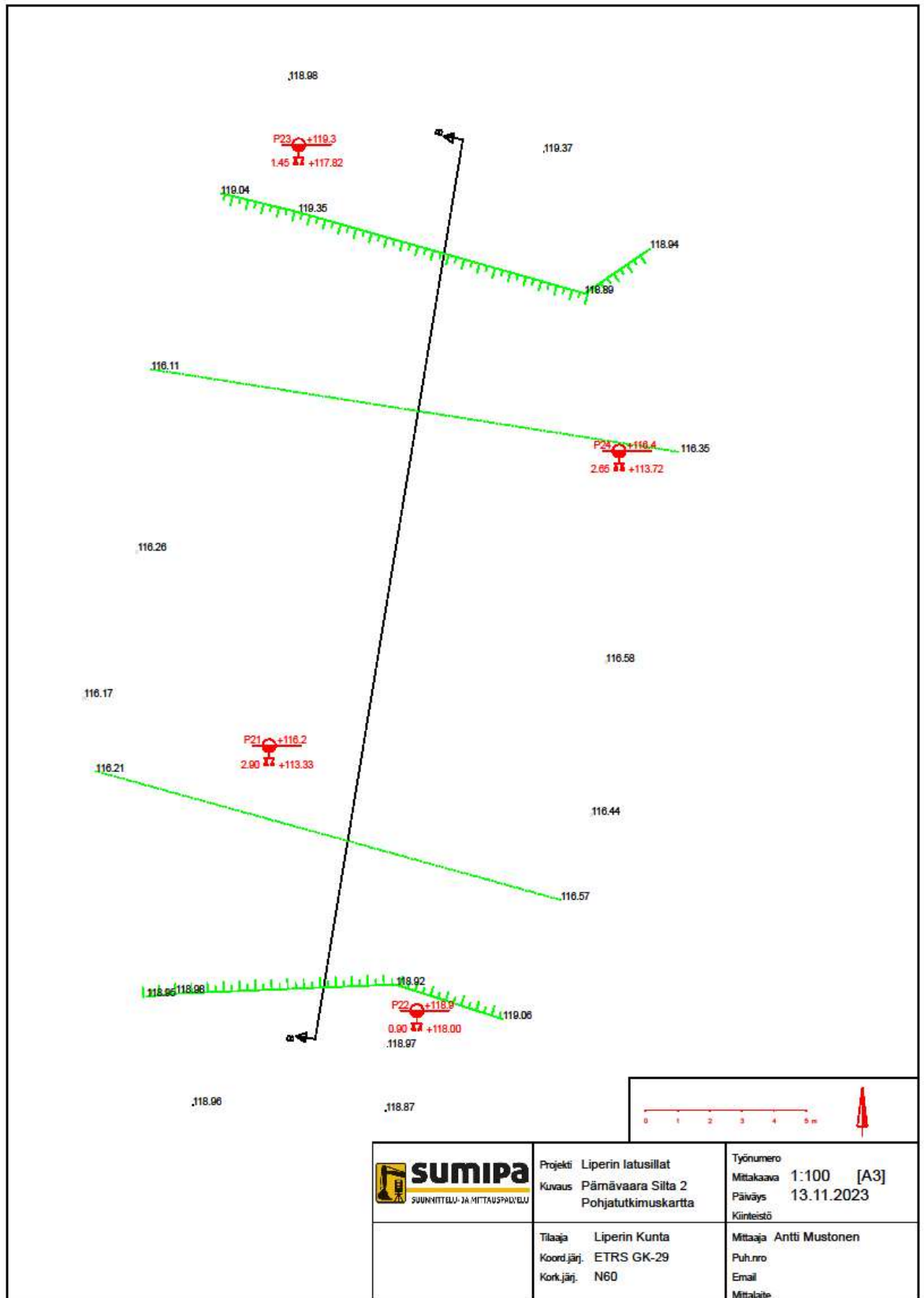
Niko Lahdenperä

Diplomi-insinööri

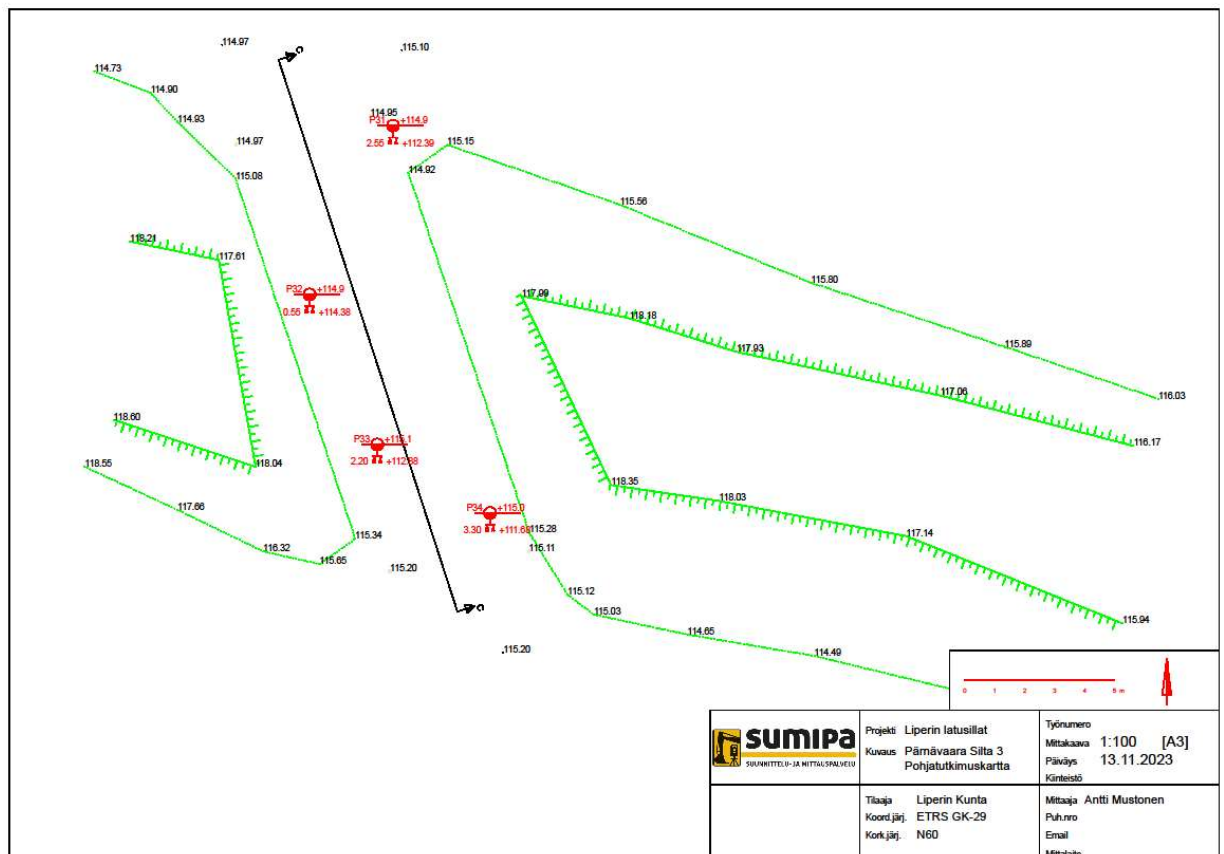
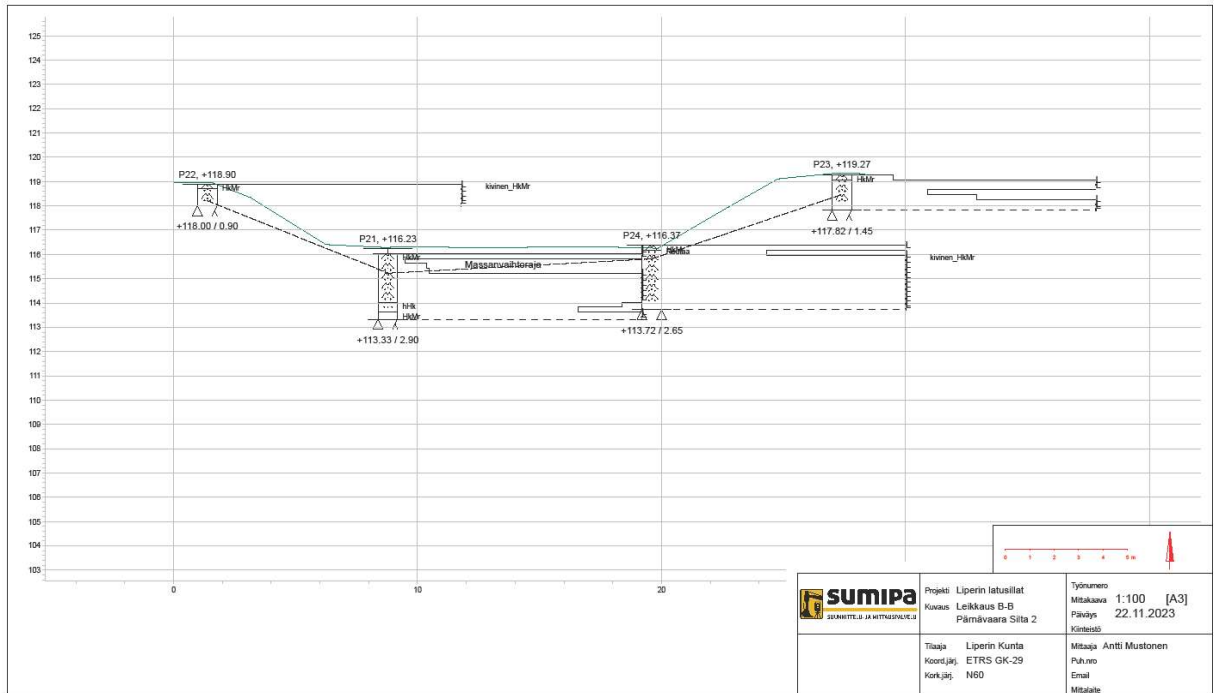
Vastuulauseke

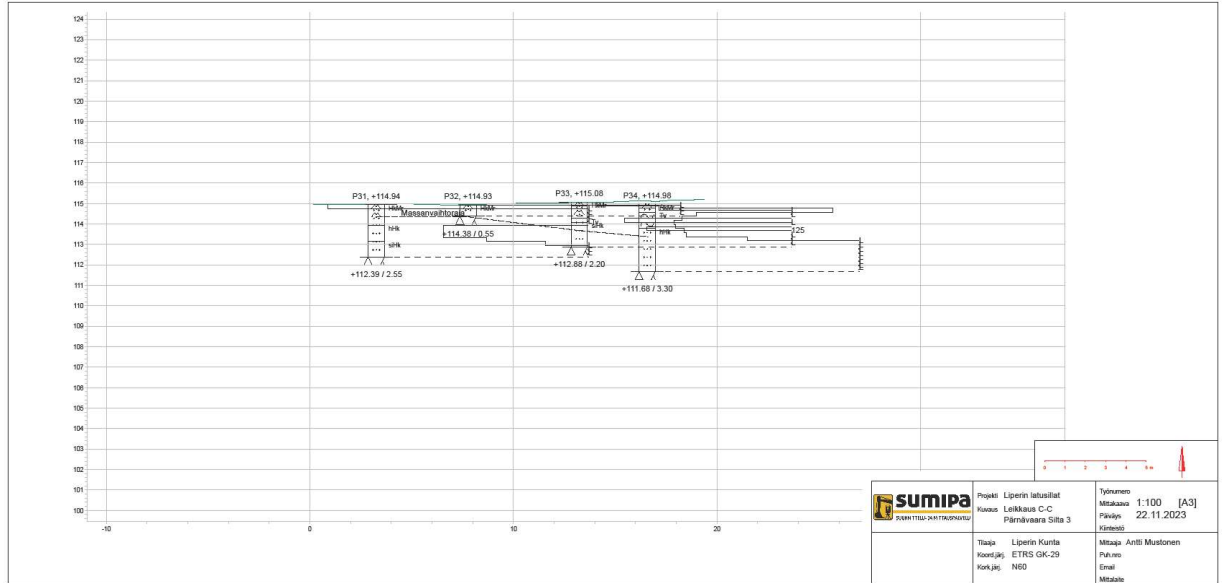
PBM Geotekniikan vastuu raportista noudattaa konsulttitoiminnan yleisiä sopimusehtoja KSE 2013. Konsultin vastuu raportin tilaajalle on enintään konsulttipalkkion suuruinen (KSE2013 kohta 3.2.3.). PBM Geotekniikka ei vastaa raportissa esitetystä tiedoista tai tietojen oikeellisuudesta suhteessa kolmansiin osapuoliin. PBM Geotekniikka ei vastaa raportissa esitettyjen tietojen käytöstä aiheutuvista tai käyttöön liittyvistä kolmannelle osapuolelle mahdollisista aiheutuvista vahingoista riippumatta siitä, onko kyseessä välitön tai tahallinen vahinko tai kuinka vahinko on aiheutunut.

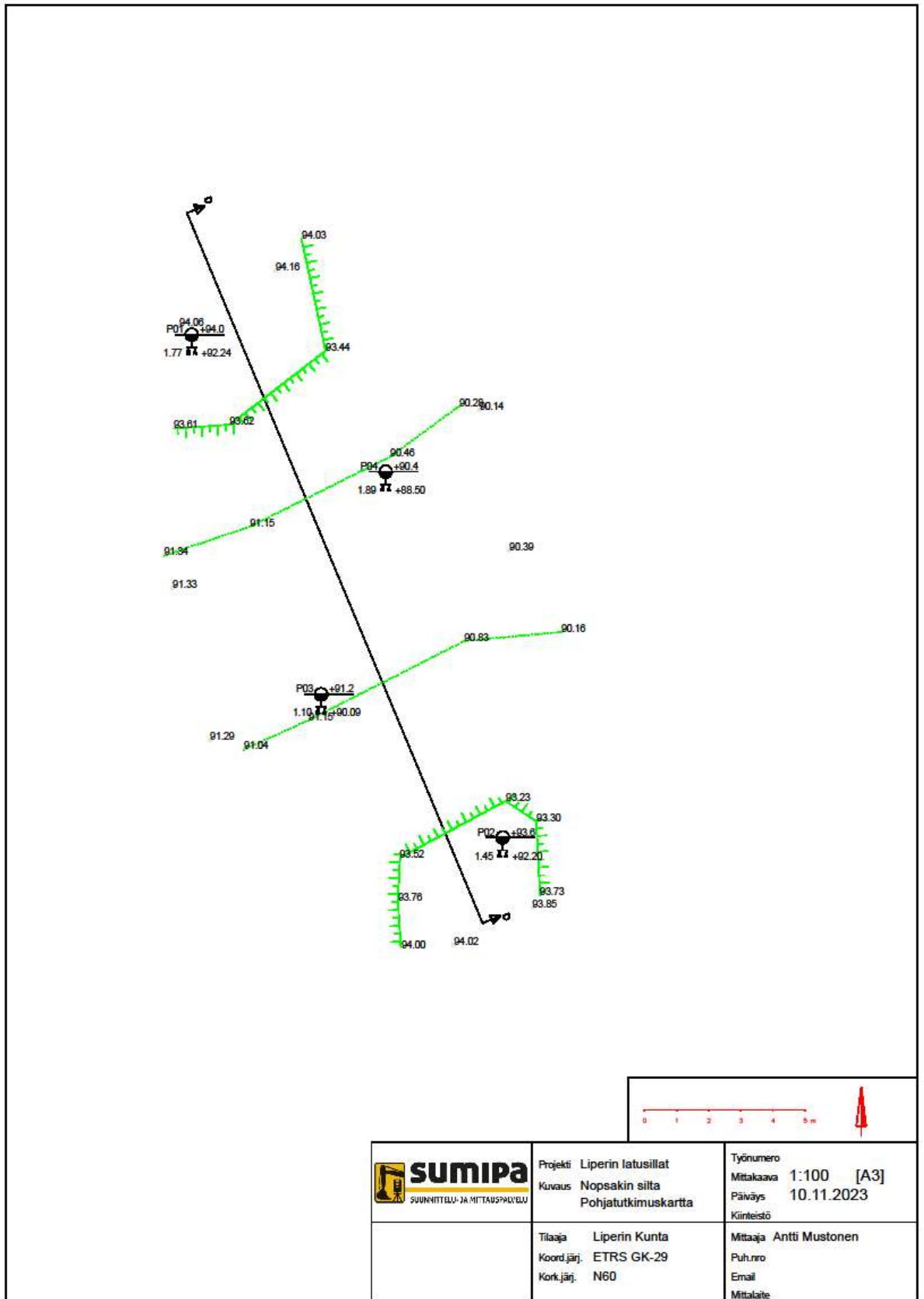




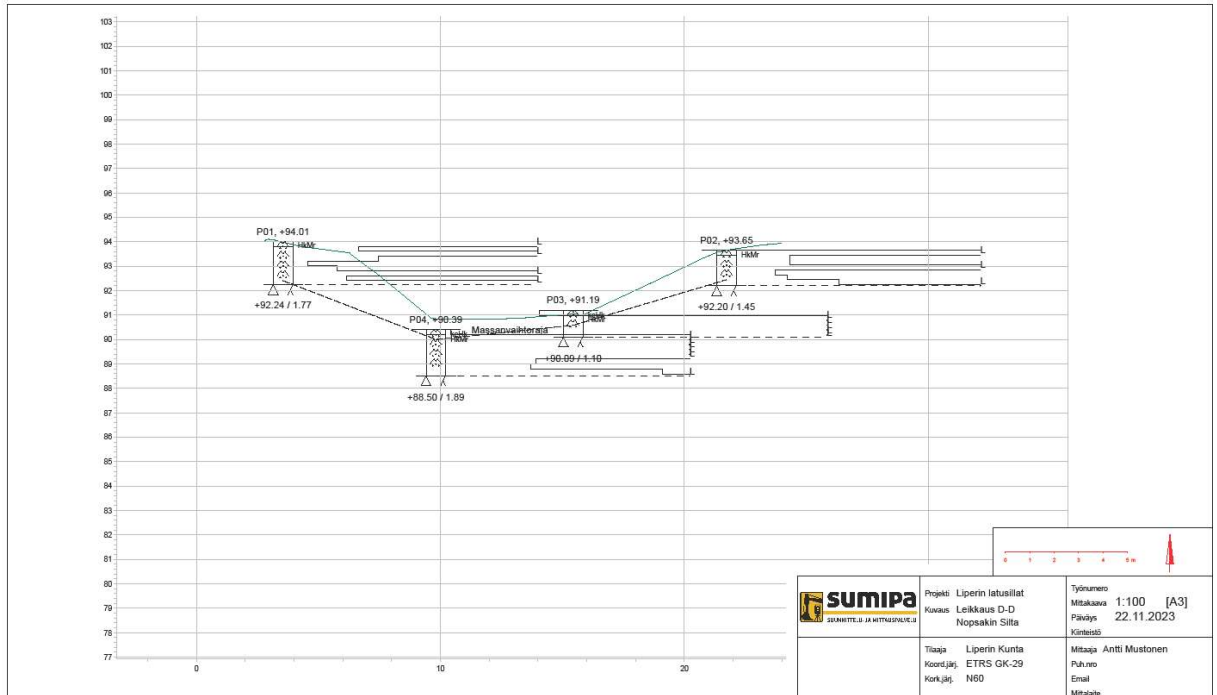
| | | |
|---|--|---|
|  <p>sumipa SUUNNITTELU- JA MITTAUSPALVELU</p> | Projekti Liperin Iatusillat Kuvaus Päämäärävaara Silta 2 Pohjatutkimuskartta | Työnumero Mittakaava 1:100 [A3] Päiväys 13.11.2023 Kinteistö |
| | Tilaaja Liperin Kunta Koord.järj. ETRS GK-29 Kork.järj. N60 | Mittaaja Antti Mustonen Puh.nro Email Mittalaite |







| | | |
|---|---|--|
|  <p>SUUNNITTELU- JA MITTAUSPALVELU</p> | Projekti Liperin Iatusillat Kuvaus Nopsakin silta Pohjatutkimuskartta | Työnumero Mittakaava 1:100 [A3] Päiväys 10.11.2023 Kiinteistö |
| | Tilaaja Liperin Kunta Koord.järj. ETRS GK-29 Kork.järj. N60 | Mittaaja Antti Mustonen Puh.nro Email Mittalaitte |



SUUNNITTELU- JA MITTAUSPALVELU SUMIPA OY
Raivaajantie 20, 80100 Joensuu
www.sumipa.fi

Maanäytteiden kosteuden määrittäminen ja silmämääräinen maalajianalyysi

Työkohte: Liperin Iatusillat
Pvm: 13.11.2023
Näytteenottaja: Antti Mustonen, Miska Tiihonen
Näytteenottotapa: Kierrekaira

| Näyte nro. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|-------------------|--------|--------|-----------|--------|-------|-------|
| Näytepisteen nro. | P12 | P21 | P34 | P04 | | |
| Otto syvyys | 1.5m | 1.0m | 2.0m | 1.0m | | |
| Vuoka nro. | 6 | 7 | 9 | 12 | | |
| Vuoka paino (g) | 9.64 | 13.08 | 9.80 | 11.94 | | |
| Märkäpaino (g) | 596.86 | 442.08 | 506.94 | 697.88 | | |
| Kuivapaino (g) | 560.06 | 404.72 | 380.08 | 634.08 | | |
| Kosteus % | 6.6 % | 9.5 % | 34.2 % | 10.2 % | 0.0 % | 0.0 % |
| Maalaji | hHk | SrMr | hHk+humus | SrMr | | |

Näytepisteiden koordinaatit: Koordinaattijärjestelmä: GK29, N60

| Näytepiste: | X-koord. | Y-koordinaatti | Z-korkeus |
|-------------|------------|----------------|-----------|
| P12 | 6948947.56 | 29528137.38 | 114.21 |
| P21 | 6949059.35 | 29528008.34 | 116.23 |
| P34 | 6949095.29 | 29527862.75 | 114.68 |
| P04 | 6935538.42 | 29520691.66 | 90.39 |
| | | | |

Puristuslujuus raportti



Karelia-ammattikorkeakoulu
Rakennuslaboratorio
Karjalankatu 3
80200 JOENSUU
013 260 6260



Tilaaaja Testausselostusnumero: 23-23
Liperin kunta

Näytteenottoaika (asiakkaan ilmoittama)

Pärnävaaran silta

Betonikoekappaleet

5 kpl Poralieriöitä, d x h = 75 x 75 mm Liite B

Testaus

Betonin puristuslujuus standardien SFS-EN 12390-3 ja SFS-EN 12504-1 mukaisesti

Kovettuneen betonin tiheys standardin SFS-EN 12390-7 mukaisesti.

Poikkeamana em. standardin kohdasta 4 on tiheyden määrittämisessä koekappaleen vähimmäistilavuus.

Kuutiolujuudet on lisätty tuloksiin lieriölujuuksien viereen.

Lieriölujuudet on muunnettu kuutiolujuuksiksi by65/2016 kohdan 5.2.3.2 mukaan.

Tiheys on määritetty koekappaleet vastaanottilassa ja tiheyden laskenta on tehty käyttäen todellisia mittoja.

Koetulokset

| Tilaaajan ilmoittamat tiedot | | | Tulokset | | | | | | | |
|------------------------------|---------------|---------------------------|-----------------|---------|-------------|-------------------|----------------------|--------|--------|-------|
| Koe-kappaleen tunnus | Valmistus-pvm | Lujuus- ja rakenne-luokka | Vastaanotto-pvm | Ikä (d) | Testaus-pvm | Murto-kuorma (kN) | Puristuslujuus (MPa) | | Tiheys | Huom! |
| | | | | | | | Lieriö | Kuutio | | |
| 1 | - | - | 8.11.2023 | - | 13.11.2023 | 188,0 | 43,2 | 47,5 | 2230 | x |
| 3.1 | - | - | 8.11.2023 | - | 13.11.2023 | 184,7 | 42,6 | 46,8 | 2260 | |
| 4.1 | - | - | 8.11.2023 | - | 13.11.2023 | 206,9 | 47,7 | 52,4 | 2280 | |
| 5.1 | - | - | 8.11.2023 | - | 13.11.2023 | 185,2 | 42,5 | 46,8 | 2220 | |
| 7.2 | - | - | 8.11.2023 | - | 13.11.2023 | 179,6 | 41,3 | 45,5 | 2240 | |

Huom!

Poralieriöt sahattiin koekappaleiksi. Niiden korkeuden ja halkaisijan suhde on noin 1/1.

Sahatut puristuspinnat tasoitettiin rikkitasoiteella. Koekappaleiden pinnat olivat testaushetkellä kuivat. Tasomaisuus ja suorakulmaisuus olivat kunnossa. Osa koekappaleista sisälsi raudoitusteräksiä.

Poikkeamat standardista

JOENSUU 28.11.2023

Karelia-ammattikorkeakoulu
Rakennuslaboratorio

Samuli Hottinen
Laboriovastaava, RI
013 260 6260

Ville Mertanen
Laboration lauvastaava, Insinööri YAMK

Jakelu

Liite Liite B

Tulokset koskevat vain testattuja koekappaleita. Osittainen lainaus on kielletty. Kaikki testausselosteen tiedot ovat luottamuksellisia. Rakennuslaboratorio ei vastaa asiakkaan ilmoittamien tietojen oikeellisuudesta.



Porakoekappale



| | |
|---------------------------------------|------------------------------------|
| Tilaaaja: Liperin kunta | Testausselostusnumero: 23-23 |
| Osoite: | Näytteenottoaika: Pämävaaran silta |
| Jakelu: joonas.1.ahola@edu.karelia.fi | |

LIITE B:n mukaiset mittaukset

SFS-EN 12390-3 SFS-EN 12504-1

LIITE B

| Koe- kappale | yläneljännes | | Poralieteriön pituus h (mm) | Koe- kappaleen korkeus h (mm) | Arvioitu runkoaineen maksimikoko d (mm) | Mahd. raudoituksen koko ja sijainti d / h (mm) | Massa (g) | Murto- kuorma (kN) |
|-----------------|--------------|--------|-----------------------------------|--|--|---|--------------|--------------------------|
| | keskikohta | | | | | | | |
| | alaneljännes | | | | | | | |
| | (d,mm) | (d,mm) | | | | | | |
| 1 | 74,3 | 74,6 | 150,0 | 74,3 | 17 | 8/30 | 722,0 | 188,0 |
| | 74,4 | 74,6 | | 74,4 | | | | |
| | 74,4 | 74,5 | | 74,3 | | | | |
| Keskiarvot | 74,5 | | | 74,3 | | | | |
| 3-1 | 74,2 | 74,3 | 255,0 | 74,4 | 21 | | 730,2 | 184,7 |
| | 74,5 | 74,4 | | 74,4 | | | | |
| | 74,2 | 74,3 | | 74,3 | | | | |
| Keskiarvot | 74,3 | | | 74,4 | | | | |
| 4-1 | 74,2 | 74,5 | 260,0 | 74,0 | 23 | | 731,5 | 206,9 |
| | 74,3 | 74,5 | | 74,0 | | | | |
| | 74,2 | 74,4 | | 73,9 | | | | |
| Keskiarvot | 74,4 | | | 74,0 | | | | |
| 5-1 | 74,4 | 74,6 | 255,0 | 74,2 | 25 | | 717,0 | 185,2 |
| | 74,5 | 74,6 | | 74,2 | | | | |
| | 74,3 | 74,4 | | 74,0 | | | | |
| Keskiarvot | 74,5 | | | 74,1 | | | | |
| 7-2 | 74,2 | 74,6 | 230,0 | 73,9 | 24 | | 718,7 | 179,6 |
| | 74,4 | 74,6 | | 73,8 | | | | |
| | 74,2 | 74,3 | | 74,0 | | | | |
| Keskiarvot | 74,4 | | | 73,9 | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

JOENSUU pvm. 28.11.2023
Karelia-ammattikorkeakoulu
Rakennuslaboratorio

Testaaja: Samuli Hottinen
Laboratorioinsinööri
013 260 6260

Karbonatisoitumis raportti



Karelia ammattikorkeakoulu
Rakennuslaboratorio
Karjalankatu 3
80200 JOENSUU

Tilaaaja
Liperin kunta

Näytteenottoaika (asiakkaan ilmoittama)
Parnavaaran silta

Betonikoekappaleet

4 kpl 75 mm x 150 mm kokoisia

Testaus

Betonin karbonatisoitumisvyvyys standardin SFS-EN 12395 mukaisesti.

Koetulokset

| Tilaaajan ilmoittamat tiedot | | | | | Tulokset |
|------------------------------|--------------------------------------|-----------------|-------------------------------|---------------------------|------------------------------|
| Koekappaleen tunnus | Valmistus-pvm (asiakkaan ilmoittama) | Vastaanotto-pvm | Testauksen aloituspäivä-määrä | Lujuus- ja rakenne-luokka | Karbonatisoitumisvyvyys (mm) |
| 1 | - | 8.11.2023 | 9.11.2023 | - | 27 |
| 2 | - | 8.11.2023 | 9.11.2023 | - | 23 |
| 3 | - | 8.11.2023 | 9.11.2023 | - | 31 |
| 4 | - | 8.11.2023 | 9.11.2023 | - | 32 |

Huom!

Karbonatisoitumisvyvyyden määrittämiseksi noudatettiin standardia SFS-EN 12395. Karbonatisoitumisvyvyys määritettiin betoninäytteestä pH-indikaattorin avulla. pH-indikaattorina toimi fenoliftaleiini-liuos.

JOENSUU
Karelia ammattikorkeakoulu
Rakennuslaboratorio

28.11.2023 pvm

Samuli Hottinen
Laboratoriovastaava, RI
013 260 6260

Ville Mertanen
Laboratorion laatuvaastaava, Insinööri YAMK

Jakelu

joonas.i.salo@edu.karelia.fi

Tulokset koskevat vain testattuja koekappaleita. Osittainen lainaus on kielletty. Kaikki testausselosteen tiedot ovat luottamuksellisia. Rakennuslaboratorio ei vastaa asiakkaan ilmoittamien tietojen oikeellisuudesta.

Vetolujuus raportti



Karelia-ammattikorkeakoulu
Rakennuslaboratorio
Karjalankatu 3
80200 JOENSUU
013 260 6260

Tilaaaja Liperin kunta Testauselostusnumero: VK 5-23

Näytteenottoaika (asiakkaan ilmoittama)

Pärnävaaran silta

Betonikoekappaleet

4 kpl Poralieriötä, d x h = 75 x 75 mm

Testaus

Betonin vetolujuus standardien SFS 5445 mukaisesti

Kovettuneen betonin tiheys standardin SFS-EN 12390-7 mukaisesti.

Poikkeamana em. standardin kohdasta 4 on tiheyden määrittämisessä koekappaleen vähimmäistilavuus.

Tiheys on määritetty koekappaleet vastaanottotilassa ja tiheyden laskenta on tehty käyttäen todellisia mittoja.

Koetulokset

| Tilaaajan ilmoittamat tiedot | | | Tulokset | | | | | | |
|------------------------------|---------------|---------------------------|-----------------|---------|-------------|-------------------|------------------|--------|-------|
| Koe-kappaleen tunnus | Valmistus-pvm | Lujuus- ja rakenne-luokka | Vastaanotto-pvm | Ikä (d) | Testaus-pvm | Murto-kuorma (kN) | Vetolujuus (MPa) | Tiheys | Huom! |
| 3.2 | - | - | 8.11.2023 | - | 13.11.2023 | 12163,0 | 2,8 | 2270 | |
| 4.2 | - | - | 8.11.2023 | - | 13.11.2023 | 13650,0 | 3,1 | 2260 | |
| 5.2 | - | - | 8.11.2023 | - | 13.11.2023 | 3051,0 | 0,7 | 2240 | x |
| 7.1 | - | - | 8.11.2023 | - | 13.11.2023 | 11570,0 | 2,7 | 2250 | |

Huom!

Poralieriöt sahattiin koekappaleiksi. Niiden korkeuden ja halkaisijan suhde on noin 1/1.

Koekappaleiden pinnat olivat testaushetkellä kuivat. Tasomaisuus ja suorakulmaisuus olivat kunnossa. Koekappaleen 5.2 liimaus petti testauksen aikana, joten tästä ei saatu tulosta.

Poikkeamat standardista

JOENSUU 28.11.2023

Karelia-ammattikorkeakoulu
Rakennuslaboratorio

Samuli Hottinen
Laboratoriovastaava, RI
013 260 6260

Ville Mertanen
Laboratorion laatuvaastaava, Insinööri YAMK

Jakelu

Tulokset koskevat vain testattuja koekappaleita. Osittainen lainaus on kielletty. Kaikki testauselosteen tiedot ovat luottamuksellisia. Rakennuslaboratorio ei vastaa asiakkaan ilmoittamien tietojen oikeellisuudesta.



Porakoe-kappale

| | |
|---------------------------------------|--------------------------------|
| Tilaaaja: Liperin kunta | Testausselostusnumero: VK 5-23 |
| Osoite: | Näytteenottoaika: |
| Jakelu: joonas.1.ahola@edu.karelia.fi | Pärmävaaran silta |

SFS 5445

| Koe- kappale | yläneljännes | | Poralierrön pituus h (mm) | Koe- kappaleen korkeus h (mm) | Arvioitu runkoaineen maksimikoko d (mm) | Mahd. raudoituksen koko ja sijainti d / h (mm) | Massa (g) | Murto- kuorma (kN) |
|-----------------|--------------|--------|---------------------------------|--|--|---|--------------|--------------------------|
| | keskikohta | | | | | | | |
| | alaneljännes | | | | | | | |
| | (d,mm) | (d,mm) | | | | | | |
| 3-2 | 74,3 | 74,5 | 255,0 | 74,4 | 21 | - | 734,8 | 12163,0 |
| | 74,4 | 74,3 | | 74,4 | | | | |
| | 74,4 | 74,3 | | 74,3 | | | | |
| Keskiarvot | 74,4 | | | 74,4 | | | | |
| 4-2 | 74,4 | 74,3 | 260,0 | 74,8 | 23 | - | 736,2 | 13650,0 |
| | 74,4 | 74,4 | | 74,8 | | | | |
| | 74,5 | 74,3 | | 74,9 | | | | |
| Keskiarvot | 74,4 | | | 74,8 | | | | |
| 5-2 | 74,5 | 74,4 | 255,0 | 74,0 | 25 | - | 722,8 | 3051,0 |
| | 74,4 | 74,6 | | 74,1 | | | | |
| | 74,6 | 74,5 | | 73,9 | | | | |
| Keskiarvot | 74,5 | | | 74,0 | | | | |
| 7-1 | 74,4 | 74,6 | 230,0 | 74,1 | 24 | - | 723,4 | 11570,0 |
| | 74,3 | 74,5 | | 74,2 | | | | |
| | 74,3 | 74,3 | | 74,0 | | | | |
| Keskiarvot | 74,4 | | | 74,1 | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

JOENSUU pvm. 28.11.2023
Karelia-ammattikorkeakoulu
Rakennuslaboratorio

Testaaja: Samuli Hottinen
Laboratorioinsinööri
013 260 6260

Ohuthie raportti



TUTKIMUSSELOSTUS
Nro T111323, 27.11.2023

1 (2)



Tekninen vastuhenkilö, testaus, raportointi:

Petri Niemelä, tj.

| | |
|---|---|
| Tilaja: Karelia AMK Tikkariinne 9 80200 Joensuu | Tilaus/ pvm.: Samuli Hottinen / 15.11.2023 Näytteiden saap.pvm.: 15.11.2023 |
| Kohde: Päämävaaran urheilukeskus / silta | |
| Tehtävä: Mikrorakennetutkimus ohuthieestä, 1 kpl; testaus 27.11.2023 Mikroskooppivalokuva, 1 kpl; 27.11.2023 | |

NÄYTTEET

Tilaaajan toimittamana ja merkitsemänä 1 kpl porauslieriönäyte. Näyte oli varustettu tunnuskella Pää 1. Näyteliön halkaisija oli 70 mm. Näyte arvioitiin suunniteltuun testaukseen soveltuvaksi.

TUTKIMUKSET

Näyteliönistä valmistettiin Betonialan Ohuthiekeskus FCM Oy:n Sotkamon laboratoriossa esi-impregnoitien jälkeen noin 0,025 mm paksu ohuthienäyte 75 mm x 25 mm kokoiselle näytelasille. Ohuthie tutkittiin Betonialan Ohuthiekeskus FCM Oy:n Tampereen toimipisteessä polarisaatiomikroskoopilla. Tutkimuksissa noudatettiin standardia ASTM C856/C856M-20 soveltuvin osin.

Betonialan Ohuthiekeskus FCM Oy:llä on FINAS-akkreditointipalvelun myöntämä akkreditointi betonin ohuthietutkimuksille, tiheysmäärityksille ja suola-pakkaskokeena tehtävälle laattakokeelle (akkreditoitu testauslaboratorio T208, SFS-EN ISO/IEC 17025).

TULOKSET

Tutkimustulokset koskevat tähän toimeksiantoon sisällyntä ohuthienäytettä.

OHUTHIETUTKIMUKSET

Näyte Pää 1

Näytteen pituus ohuthieessä on 74 mm (=ulottuvuus syvyysuunnassa). Hienäyte ei ulotu rakenteen läpi.

- Ulko-/yläpinta on melko tasainen betonipinta. Pinnan korkeuserot ovat näytteen leveydellä 0,5 mm. Pintaan puhkeaa muutama runkoainerae.
- Betoni on karbonatisoitunut ulko-/yläpinnasta lukien 0,2–1,5 mm:n syvyydelle.
- Betonissa on yleisesti pallomaisia suojahuokoskoon ilmahuokosia (\varnothing 0,05–0,8 mm), jotka edustavat onnistunutta lisähuokostusta. Lisäksi on muutamia epämääräisen muotoisia tiivistyshuokosia (pituus < 3,5 mm).
- Betonin karbonatisoitumattomalla alueella huokostiloissa on yleisesti kehämäisiä, ettringiittiä muistuttavia täytekietyymiä merkinä kosteuden kulkeutumisesta rakenteessa.

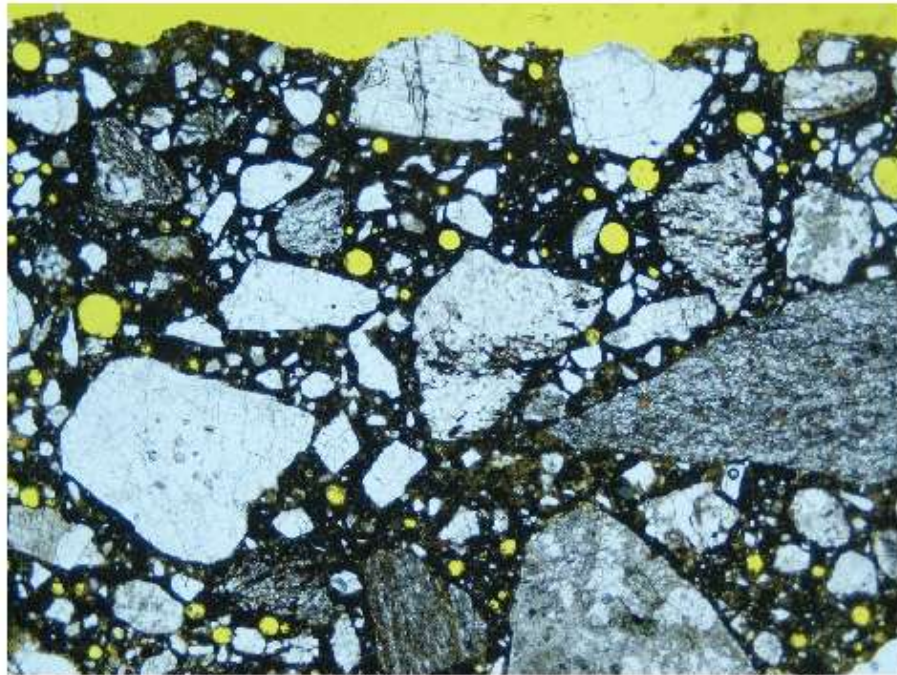
Tämän tutkimuslauseen osittainen kopiointi on kielletty ilman Betonialan Ohuthiekeskus FCM Oy:n kirjallista lupaa.
Betonialan Ohuthiekeskus FCM Oy puh. 0400 011182 Y-tunnus 1713909-2
Ratalie 21 petri.niemela@ohuthiekeskus.com Kotipaikka Helsinki
88600 Sotkamo www.ohuthiekeskus.com ALV rek.

Tekninen vastuhenkilö, testaus, raportointi:

Petri Niemelä, tj.

Täytekiteytymät ovat täyttäneet osan pienimmistä suojahuokoskoon ilmahuokosista.

- Seosaineena on masuunikuonaa ja lentotuhkaa.
- Vesi-sementtisuhdetta ei voida luotettavasti arvioida lentotuhkan vuoksi. Hydrataatioaste vaikuttaa tavanomaiselta.
- Runkoaine on sämikkäistä ja sämiltään pyörityneistä rakeista koostuvaa luonnonsora-/hiekkaa. Pääkivilajeina ovat graniitti, gneissi, sekä tummat hienorakeiset ja liuskeiset kiviainesrakeet. Tummat liuskeiset kiviainesrakeet sisältävät hienorakeista kvartssia, jonka seurauksen nämä rakeet ovat potentiaalisia alkalikiviainesreaktiolle. Muutaman liuskeisen kiviainesrakeen ympärillä ja rakeen sisäisissä juonteissa on punaista reaktiotuotetta, joka on seurausta kiviaineksen sulfidimineraalien reagoinnista. Reaktio ei ole aiheuttanut halkeamia sementtipastaan. Alkalikiviainesreaktiolle tyypillistä geelimäistä reaktiotuotetta ei esiinny. Suurin näytteessä oleva raekoko on # 8 mm. Kyseinen rae jatkuu hienäytteen ulkopuolelle. Sideaine- runkoainekontaktit ovat pääosin kunnossa. Yksittäisten rakeiden kontaktipinnoissa on vedenerottumaan viittaavaa rakoilua.
- Näytteessä on yksittäisiä lyhyitä, vaihtelevissa suunnissa kulkevia kutistuman aiheuttamia mikrohalkeamia, jotka ovat kuroutuneet umpeen. Betonin pakkasrapautumaan viittaavia halkeamia ei ole.



Kuva 1. Näyte Pä 1. Näytteen ulko-tyläpinta kuvan alareunassa. Ilmahuokokset näkyvät kuvassa keltaisina palloina. Kuva-ala 7,5 mm * 5,5 mm.

Tämän tutkimusselostuksen osittainen kopiointi on kielletty ilman Betonialan Ohuthiekeskus FCM Oy:n kirjallista lupaa.
 Betonialan Ohuthiekeskus FCM Oy puh. 0400 011182 Y-tunnus 1713909-2
 Ratatie 21 petri.niemela@ohuthiekeskus.com Kotipaikka Helsinki
 88600 Sotkamo www.ohuthiekeskus.com ALV rek.