

Master's Programme in Geoengineering

Paalujen ja perustusten toiminnan monitorointi korkean rakentamisen kohteissa rakentamisen ja käytön aikana

Juho Kivivuori

Diplomityö
2022

Tekijä Juho Kivivuori

Työn nimi Paalujen ja perustusten toiminnan monitorointi korkean rakentamisen kohteissa rakentamisen ja käytön aikana

Koulutusohjelma Georakentamisen maisteriohjelma

Vastuuopettaja/valvoja Professori Leena Korkiala-Tanttu

Työn ohjaaja(t) Ins.YAMK Esko Kääriäinen, TkT Sami Ylönen

Päivämäärä 29.01.2022 **Sivumäärä** 94 + 9 **Kieli** Suomi.

Tiivistelmä

Tässä diplomityössä tutkittiin korkean rakentamisen kohteisiin liittyvää geoteknistä monitorointia. Kirjallisuuden avulla selvitettiin monitoroinnin asemaa korkeassa rakentamisessa ja tutkittiin eri mittausmenetelmiä geoteknisessä monitoroinnissa kiinnittäen erityisesti huomiota uusien ja vaihtoehtoisien mittausmenetelmiin. Lisäksi työssä käsiteltiin monitoroinnin suunnitteluprosessia, selvitettiin paalujen ja pohjalaatan toiminnan monitorointiin soveltuvia mittausmenetelmiä ja pohdittiin eri mittausmenetelmien soveltamista yksittäisiin paaluihin sekä koko perustussysteemiin. Osana työtä käsiteltiin myös simuloituja monitorointituloksia. Työssä simuloitiin monitorointitulokset yhden paalun osalta käyttäen apuna Plaxis 3D FEM-ohjelmaa. Simuloiduista monitorointituloksista laskettiin analyttisesti paalun rasitukset, joita verrattiin FEM-ohjelman tuloksiin.

Perustusten toiminnan monitorointia voidaan hyödyntää osana korkean rakentamisen projektia riskienhallinta- sekä laadunvarmistustyökaluna. Monitorointiin on olemassa monia eri mittausmenetelmiä, joiden käyttöä kannattaa suunnitella lähtien liikkeelle määrittelemällä monitoroinnin tarkoitus geoteknisten kysymysten kautta. Simuloituja paalun mittaustuloksia käsittelemällä huomattiin, että mittaustulosten kohina vaikuttaa paaluvoimien laskentaan ja hankaloittaa mittaustulosten tulkintaa. Useammalla eri mittausmenetelmällä voidaan monesti suoraan tai epäsuoraan monitoroida samaa kohdetta, joka voisi helpottaa mittaustulosten tulkintaa tuomalla vertailukelpoisia tuloksia useasta eri lähteestä.

Avainsanat geotekniikka, korkea rakentaminen, monitorointi, seurantamittaus, paaluperustus

Author Juho Kivivuori

Title of thesis Performance monitoring of piles and foundation of high-rise buildings during construction and operation

Programme Master's Programme in Geoengineering

Thesis supervisor Professor Leena Korkiala-Tanttu

Thesis advisor(s) M. Eng. Esko Kääriäinen, D.Sc. Sami Ylönen

Date 29.01.2022 **Number of pages** 94 + 9 **Language** Finnish

Abstract

Geotechnical monitoring related to high-rise projects was studied in this thesis. With the help of the literature, the role of monitoring in high-rise construction was investigated and different methods in geotechnical monitoring were studied, paying special attention to the latest and alternative monitoring methods. In addition, the planning process of the monitoring was discussed, the methods suitable for monitoring the performance of the piles and foundation raft were investigated, and the application of different monitoring methods to individual piles and the entire foundation system was considered. The processing of monitoring results was also discussed as part of the thesis. In this thesis, the monitoring results for one pile were simulated using the Plaxis 3D FEM program. Pile stresses were analytically calculated from the simulated monitoring results and compared to the FEM results.

Monitoring the performance of foundations can be utilized as part of a high-rise project as a risk management and quality assurance tool. There are many different methods for monitoring and the use of these methods should be planned by first defining the purpose of monitoring through geotechnical questions. When processing the simulated pile monitoring results, it was found that the noise of the monitoring results affects the calculation of the pile stresses and complicates the interpretation of the monitoring results. Several different monitoring methods can often directly or indirectly monitor the same object, which could facilitate the interpretation of monitoring results by providing comparable results from several different sources.

Keywords geotechnics, high-rise construction, monitoring, deep foundation

Sisällys

Esipuhe	IV
Symbolit ja lyhenteet.....	V
Symbolit	V
Operaattorit.....	VI
Lyhenteet.....	VI
1 Johdanto.....	1
2 Monitorointi korkeassa rakentamisessa.....	3
2.1 Korkean rakentamisen määrittely ja erityispiirteet	3
2.2 Perustukset ja perustustyypit.....	4
2.3 Haasteet korkeassa rakentamisessa	5
2.4 Syitä ja seurauksia paaluperustusten poikkeavalle toiminnalle.....	6
2.5 Monitoroinnin asema ja perustelut	8
2.6 Standardit ja ohjeet.....	10
2.6.1 Standardit.....	10
2.6.2 Ohjeet.....	13
3 Yleiset mittausmenetelmät.....	15
3.1 Geotekniset mittausmenetelmät	15
3.1.1 Inklinometri	15
3.1.2 Ekstensometri	15
3.1.3 Venymämittaukset	17
3.1.4 Painumamittaukset	19
3.1.5 Maanpaineanturi.....	19
3.1.6 Voima-anturi.....	19
3.1.7 Huokosvedenpaineanturi	19
3.2 Geodeettiset mittausmenetelmät	20
3.2.1 Takymetri	20
3.2.2 Tarkkavaaitus.....	20
3.2.3 Laserkeilaus.....	20
3.2.4 Satelliittimittaukset	21
4 Vaihtoehtoiset mittausmenetelmät	22
4.1 Kuituoptiset mittausmenetelmät.....	22
4.1.1 Pistemäiset mittausmenetelmät	22
4.1.2 Hajautetut mittausmenetelmät	24

4.1.3	Käyttösovelluksia.....	25
4.1.4	Edut ja rajoitukset	27
4.2	Radiopohjainen etäisyyden mittaus	28
4.2.1	Toimintaperiaate	28
4.2.2	Käyttösovelluksia.....	30
4.2.3	Edut ja rajoitukset	30
4.3	Fotogrammetria	31
4.3.1	Toimintaperiaate	31
4.3.2	Käyttösovelluksia.....	32
4.3.3	Edut ja rajoitukset	33
4.4	Yhteenvedo ja vertailu	33
5	Monitoroinnin suunnittelu	35
5.1	Lähtökohdat ja monitoroinnin tarkoitus.....	35
5.1.1	Määrittele projektin lähtötiedot	35
5.1.2	Arvioi toimintaa ohjaavia tekijöitä.....	35
5.1.3	Määritä geotekniset kysymykset ja monitoroinnin tarkoitus	36
5.1.4	Tunnista, analysoi ja kohdistu riskit ja suunnittele riskienhallintaa ..	36
5.2	Seurantamittaukset.....	36
5.2.1	Määrittele monitoroitavat parametrit.....	36
5.2.2	Ennakoi mittauksen ja parametrien vaihteluväli.....	37
5.2.3	Valitse käytettävät mittausmenetelmät ja mittauslaitteisto	37
5.2.4	Valitse mittauspisteet	38
5.2.5	Huomioi mittauksiin vaikuttavat tekijät ja ilmiöt.....	39
5.2.6	Määritä menettelyt, joilla voidaan varmistaa mittaustulosten luotettavuus	39
5.2.7	Arvioi toteutuksen kustannuksia	39
5.3	Mittaustulosten seuranta	40
5.3.1	Määritä mittaustaajuus	40
5.3.2	Määritä seurannan pituus	40
5.3.3	Määritä mahdolliset hälytys- ja ilmoitusrajat	41
5.3.4	Suunnittele korjaavia toimenpiteitä	42
5.4	Mittaustulosten raportointi.....	42
6	Paalujen monitorointi.....	43
6.1	Yleistä	43
6.2	Mittaukset paalusta.....	43

6.2.1	Venymämittaukset	43
6.2.2	Vaakasiirtymämittaukset.....	50
6.2.3	Paalun päiden kuormitustilojen mittaukset.....	52
6.2.4	Mittaukset paaluryhmästä.....	53
6.3	Paalurasitukset mittaustuloksista	56
6.3.1	Aksiaalinen voima venymämittauksista.....	56
6.3.2	Momentti venymämittauksista.....	57
6.3.3	Momentti inklinometrin vaakasiirtymistä:.....	58
7	Pohjalaatan monitorointi.....	61
7.1	Yleistä	61
7.2	Mittaukset pohjalaatasta.....	61
7.2.1	Painumamittaukset	61
7.2.2	Venymämittaukset	63
7.2.3	Kontaktipaine ja huokosvedenpaine.....	65
8	Paalurasitusten laskenta	67
8.1	Lähtötiedot	67
8.2	Simuloidut mittaustulokset.....	68
8.2.1	Venymät	68
8.2.2	Vaakasiirtymät	69
8.3	Venymämittausten tulkinta.....	70
8.3.1	Laskenta suoraan simuloiduista venymistä	70
8.3.2	Venymämittausten kohinan vaikutus paalurasitusten laskentaan.....	73
8.4	Vaakasiirtymämittaustulosten tulkinta	75
8.4.1	Seitsemannen asteen polynomin sovitus koko inklinometridataan ...	75
8.4.2	Kolmannen asteen polynomin sovitus paloittain.....	77
8.4.3	Kohinan vaikutus käyränsovitukseen	79
9	Johtopäätökset.....	82
	Lähteet	84
	Liitteet.....	94

Esipuhe

Tämän diplomityön rahoittajina toimi Sitowise Oy sekä FinMeas Oy. Työn valvojana toimi professori Leena Korkiala-Tanttu ja ohjaajina toimivat insinööri (ylempi AMK) Esko Kääriäinen sekä tekniikan tohtori Sami Ylönen.

Tarve tälle diplomityölle tuli Sitowisellä käynnissä olevien korkean rakentamisen suunnittelukohteiden myötä. Geoteknisistä monitorointimenetelmistä sekä näiden soveltamisesta korkean rakentamisen kohteissa oli tarpeen saada lisätietoa.

Haluan kiittää kaikkia rahoittajia työn mahdollistamisesta sekä koko ohjausryhmää tärkeistä kommentteista ja neuvoista työn aikana. Kiitos myös kaikille haastattele-malleni henkilöille. Lopuksi haluan kiittää vanhempiani ja veljeäni kaikesta tuesta tämän työn ja koko opintojeni aikana.

Vantaalla 29.1.2022

Juho Kivivuori

Symbolit ja lyhenteet

Symbolit

A	poikki pinta-ala
d	venymämittauspisteiden välinen etäisyys poikkileikkauksessa
E	kimmokerroin
$E_p I_p$	paalun taivutusjäykkyys
E_{s1}	paaluputken/profiilin kimmomoduulin mitoitusarvo
E_{s2}	raudoitteen kimmomoduulin mitoitusarvo
I	jäyhyysmomentti
I_c	poikkileikkauksen betonin jäyhyysmomentti
I_{s1}	poikkileikkauksen paaluputken/profiilin jäyhyysmomentti
I_{s2}	poikkileikkauksen raudoituksen jäyhyysmomentti
ID_i	pisteen i suhteellinen siirtymä
K_c	halkeilun, virumisen ym. vaikutusten kerroin
K_e	korjauskerroin
K_s	raudoituksen vaikutusten kerroin
L	inklinometrimittauspisteiden välinen etäisyys
M	taivutusmomentti
N	akσιαalinen voima
p	maaperän sivuvastus
P_x	akσιαalinen voima paalun päässä
r	säde
S	paalun akselin määrittelemän käyrän kaltevuus
u_x	siirtymä x-suuntaan
V	paalun leikkausvoima
w_i	vaakasiirtymä pisteessä i
x	etäisyys paalua pitkin
y	paalun sivuttaissiirtymä
z	syvyys
Δ_i	suhteellisen siirtymän muutos
ϵ	normaalivoiman aiheuttama akσιαalinen venymä
ϵ_i	pisteestä i mitattu venymä
ϵ_b	momentin aiheuttama venymä
ϵ_z	venymä Z-suuntaan
θ_i	inklinometriputken kulma pisteessä i
κ	taivutuksesta aiheutuva käyristymä
σ	jännitys
φ	suuntakulma

Operaattorit

$\frac{d}{dx}$ derivaatta muuttujan x suhteen

Lyhenteet

CPRF	Combined Pile-Raft Foundation
CTBUH	Council on Tall Buildings and Urban Habitat
DIC	Digital Image Correlation
FBG	Fiber Bragg Grating
ICE	Institution of Civil Engineers
ISSMGE	International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering
SfM	Structure from Motion
SGY	Suomen geoteknillinen yhdistys

1 Johdanto

Korkea rakentaminen on yleistymässä Suomessa, etenkin pääkaupunkiseudulla. Monet kaupungit ovatkin tehneet viime aikoina selvityksiä korkeasta rakentamisesta. Rakennusten korkeuden kasvu tuo kuitenkin suunnitteluun ja rakentamiseen uusia haasteita. Geotekniseen suunnitteluun liittyy aina jonkin verran epävarmuutta, joka luo riskejä koko projektin onnistumisen kannalta. Korkeassa rakentamisessa nämä riskit korostuvat etenkin kuormitusten sekä seuraamusten ollessa suurempia. Tästä syystä perustusten toiminnan monitorointi tulisi olla olennaisena osana mukana korkean rakentamisen projektia.

Vuonna 2018 julkaistun Helsingin kaupungin korkean rakentamisen ohjekortin RAK-03 mukaan pohjarakenteiden kannalta tarvitaan lisäselvityksiä painumien ja siirtymien jatkuvasta seurannasta rakennusaikana sekä valmistumisen jälkeen (Helsingin kaupunki 2018). Tarkempaa ohjeistusta seurannasta korkeassa rakentamisessa ei kuitenkaan ole.

Tämä diplomityö käsittelee korkeaan rakentamiseen liittyvää monitorointia pohjarakentamisen näkökulmasta. Työssä käsitellään pohjarakenteiden seurantamittausmenetelmiä, korkeiden rakennusten perustuksien seurannan lähtökohtia, monitoroinnin suunnitteluun vaikuttavia tekijöitä sekä mittaustulosten prosessointia.

Suora ohjeistus korkean rakentamisen pohjarakenteiden monitorointiin on vähäistä, sillä korkea rakentaminen on vielä suhteellisen uusi käsitys Suomessa. Tästä syystä aihetta tarkastellaan seuraavien tutkimuskysymysten näkökulmasta:

- Miksi monitorointi on tarpeen korkeassa rakentamisessa?
- Mitä eri seurantamittausmenetelmiä on käytössä?
- Mitä vaihtoehtoisia seurantamittausmenetelmiä on olemassa?
- Miten eri mittausmenetelmät soveltuvat korkean rakentamisen perustusten monitorointiin?
- Mitä tekijöitä on huomioitava monitoroinnin suunnittelussa?
- Miten monitoroinnin mittaustuloksia hyödynnetään?

Tarkempien ohjeistuksien puuttuessa korkean rakentamisen pohjarakenteiden monitoroinnista tämän työn tarkoituksena on lisätä tietoa tästä aiheesta sekä suuntaa antavan ohjeistuksen luominen. Lisäksi tavoitteena on määrittää korkean rakentamisen pohjarakenteiden seurantaan soveltuvat mittausmenetelmät. Tavoitteena on myös löytää prosessi mittaustulosten käsittelylle, missä lasketaan paaluihin kohdistuvat voimat seurantamittaustuloksista.

Työssä keskitytään korkean rakentamisen kohteiden monitorointiin pohjarakentamisen näkökulmasta. Tämä pitää sisällään kaiken korkeiden rakennusten perustusten toiminnan monitorointiin liittyvät asiat, kuten esimerkiksi paalujen

venymien, perustusten painumien, perustusta ympäröivän maaperän jännitystilan tai huokosvedenpaineen seurannan. Perustusten toiminnan monitoroinnin lisäksi korkean rakentamisen kohteissa monitorointi voi olla tarpeen myös esimerkiksi lähellä olevien rakenteiden kannalta tai mahdollisesti syvien kaivantojen ja näiden tuentojen vuoksi. Näihin liittyvät monitoroinnit rajattiin pääosin tästä tarkastelusta pois. Myös suoraan rakennuksen runkoon liittyvät monitoroinnit rajattiin pois. Työn tutkimusmenetelmänä on kirjallisuusselvitys, jota on täydennetty asiantuntijahaastatteluilla. Lisäksi työssä tutkittiin mittaustulosten käsittelyyn liittyviä asioita simuloimalla mittaustulokset FEM-laskennoilla.

2 Monitorointi korkeassa rakentamisessa

2.1 Korkean rakentamisen määrittely ja erityispiirteet

Korkean rakentamisen määritelmä on melko monimutkainen ja vaihtelee suuresti tilanteesta riippuen. Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH) määrittelee korkean rakennuksen yli 14 kerroksiseksi tai yli 50 metriä korkeaksi rakennukseksi. Kuitenkin 14-kerroksinen rakennus saattaa näyttää normaalia matalammalta rakennukselta pilvenpiirtäjäkaupungeissa, missä muut ympäröivät rakennukset ovat korkeampia. Toisaalta esimerkiksi Suomessa 14-kerroksinen rakennus näyttäisi todennäköisesti jo suhteellisen korkealta. (Council on Tall Buildings and Urban Habitat 2021).

Suomessa ei ole yhtä määritelmää korkealle rakennukselle, vaan määritelmä vaihtelee eri kaupunkien kesken. Helsingin korkean rakentamisen selvitys määrittelee korkean rakennuksen ympäröivän rakennuskannan korkeuksista selkeästi poikkeavaksi ja kauas näkyväksi rakennukseksi (Helsingin kaupunki 2011). Helsingin korkean rakentamisen ohjekortit koskevat kuitenkin 16 kerroksisia ja tätä korkeampia rakennuksia (Helsingin kaupunki 2018). Vantaalla korkeilla rakennuksilla tarkoitetaan yli 56 metrin korkuisia rakennuksia (Vantaan kaupunki 2020). Tampereella korkeaksi rakennukseksi luetaan kaikki vähintään 12 kerroksiset tai 35 metriä korkeat rakennukset (Tampereen kaupunki 2012).

Monet eri Suomen kunnat ovat tehneet omia korkean rakentamisen selvityksiä, kuten esimerkiksi Helsinki, Vantaa, Espoo, Tampere, Oulu sekä Pori. Suomeen onkin valmistunut viime aikoina muutamia korkeita rakennuksia. Espooseen valmistui vuonna 2017 24-kerroksinen ja 95 metriä korkea asuinkerrostalo. Tampereelle valmistui vuonna 2014 25-kerroksinen Hotelli Tornin, jonka korkeus on 88,5 metriä. (Ahti-Virtanen 2019). Helsingin Kalasatamaan on rakenteilla reilusti yli sata metriä tornitaloja, joista korkein, 134 metriä korkea, Majakka on valmistunut vuonna 2019 (Heiskanen 2019). Helsingin Pasilaan on Trigoni-hankkeen myötä suunnitella Suomen korkein, jopa noin 51-kerroksinen ja 200 metriä korkea rakennus (YIT 2021). Näistä voidaan päätellä, että korkea rakentaminen on yleistymässä Suomessa ja että uusien rakennuksien korkeus vain kasvaa.

Korkeat rakennukset ovat erityispiirteiltään hoikkia ja suuria kuormatiloja sisältäviä rakenteita. Luonnollisesti rakennuksen pystykuormat kasvavat rakennuksen korkeuden kasvaessa, mutta vaakakuormat kasvavat myös korkeuden myötä tuulikuorman mukana. Tuulikuormat aiheuttavat myös korkeille rakennuksille värähtelyä sekä syklisiä kuormituksia. Tyypillisesti korkeassa rakentamisessa seuraamukset ovat vakavammat. Yli kahdeksan kerroksiset asuin-, konttori- ja liikerakennukset kuuluvat suunnittelussa käytettävään vaativimpaan seuraamusluokkaan CC3 (Puhakka 2017). Korkeiden rakennusten erityispiirteet aiheuttavat haasteita sekä riskejä koko projektille, mutta myös pohjarakenneratkaisuille. Korkean rakentamisen haasteita pohjarakentamisen näkökulmasta tarkastellaan lisää kappaleessa 2.3.

2.2 Perustukset ja perustustyypit

Perustukset toimivat rajapintana korkean rakennuksen kantavien rakenteiden ja maan välillä. Tehtävänä on siirtää rakenteesta tulevat suuret kuormat maahan mahdollisimman turvallisesti ja mahdollisimman pienillä muodonmuutoksilla. Perustusten toiminta riippuu pääosin vallitsevista pohjasuhteista, perustustyypistä sekä perustuksille tulevan kuormituksen suuruudesta ja jakautumisesta (Poulos 2017).

Perustukset ja rakennus ovat suuresti vuorovaikutuksessa toistensa kanssa. Perustusten liikkeet tai muodonmuutokset aiheutuvat usein rakennuksen kuormitusten seurauksena ja nämä perustusten muodonmuutokset vaikuttavat vuorostaan rakennuksen rakenteiden ja kuormien käyttäytymiseen. (Poulos 2017). Korkeassa rakentamisessa vuorovaikutus on yhä merkittävämpi, sillä kuormat ovat suurempia ja muodonmuutosten vaikutukset korostuvat. Esimerkiksi perustusten epätasaiset painumat korostuvat enemmän korkeissa rakennuksissa verrattaessa matalampiin.

Tyypillisiä perustusratkaisuja korkeille rakennuksille on laattaperustus, paaluperustus sekä yhdistetty paalulaattaperustus. Laattaperustuksessa rakennukselta tulevat kuormat siirretään maaperään perustuslaatan avulla. Laattaperustus on sopeva ratkaisu silloin kun kantava maaperä on hyvin lähellä alinta kellaritasoa tai sen tasolla. Verrattaessa esimerkiksi anturaperustuksiin, laattaperustus mahdollistaa myös kuormien leviämisen laajemmin alla olevaan maaperään, jolloin epätasaiset painumat pysyvät paremmin kontrollissa. (Poulos 2017).

Usein korkeissa rakennuksissa saattaa olla yksi tai useampia kellarikerroksia, jolloin perustuslaatan rakentamista edeltää kaivu alkuperäisestä maanpinnasta alemmaksi. Kaivetut maamassat vähentävät jännitystilaa perustuksen alle jäävässä maaperässä, jolloin koko rakenteesta maaperään aiheutuvat lisäjännitykset pienenevät, kun verrataan tilanteeseen, missä perustukset oisivat lähempänä maanpintaa. Tämän kaltaista laattaperustusta voidaan kutsua kompensoiduksi laattaperustukseksi. Kaivetun maaperän kompensoinnin vuoksi myös kokonaispainumat ja epätasaiset painumat pienentyvät. (Poulos 2017).

Kuitenkin pohjasuhteet ovat harvoin niin suotuisat, että korkea rakennus voitaisiin perustaa pelkälle perustuslaatalle. Tällöin tarvitaan paaluperustusta. Paalut voidaan jakaa toimintatapansa mukaan tukipaaluihin, kitkapaaluihin ja koheesiopaaluihin (Kinnunen 2015). Tukipaalut siirtävät perustuksille tulevia kuormia maahan pääasiassa sen kärkeen kohdistuvan puristuksen välityksellä. Kitka- ja koheesiopaalut siirtävät kuormat maahan pääasiassa paalun vaippapinnan ja viereisen maan välisen kitkan tai adheesion välityksellä. Eurooppalaisen toteutusstandardin mukaan paalut jaetaan asennus tavan mukaan maata syrjäyttäviin ja syrjäyttämättömiin paaluihin. Maata syrjäyttävät paalut asennetaan lyömällä, täryttämällä, puristamalla tai ruuvaamalla, kun taas maata syrjäyttämättömät paalut asennetaan poraamalla tai kaivamalla. (Kinnunen 2015).

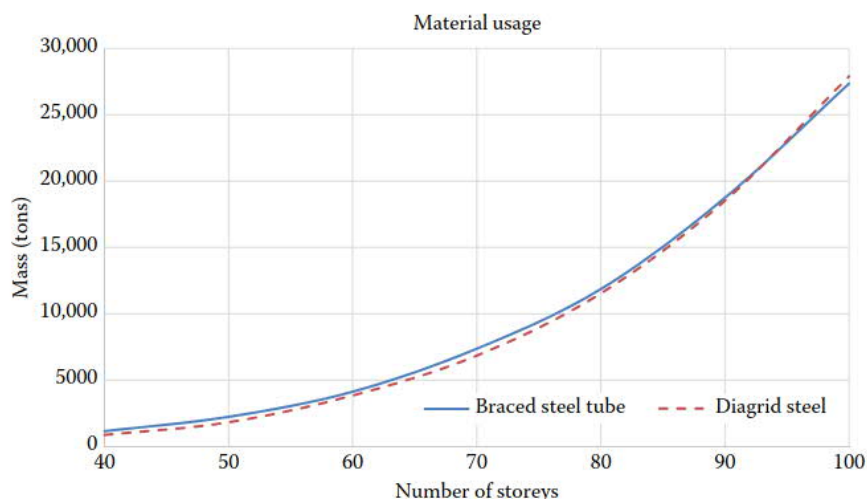
Suomessa korkeille rakennuksille käytetään yleensä tukipaaluja. Suomessa kallioperä on usein suhteellisen lähellä maanpintaa, joten paalujen avulla rakennuksen kuormat saadaan helposti vietyä kantavaan kallioon ja paalupituudet pysyvät mallillisena. (Pulkkinen 2020, Riihimäki 2016).

Usein muualla maailmassa kalliopinta on niin syvällä maanpinnasta, että sitä ei saavuteta järkevillä paalupituuksilla (Riihimäki 2016). Tällöin pelkän

paaluperustuksen sijaan voidaan käyttää yhdistettyä paalulaattaperustusta (CPRF). Yhdistetyissä paalulaattaperustuksissa paalut sekä laatta jakavat rakennukselta tulevat kuormat ja siirtävät ne maaperään. Tällainen perustusratkaisu sopii esimerkiksi tilanteisiin, missä pelkkä laattaperustus ei aivan täytä suunnitteluvaatimuksia esimerkiksi epätasaisten painumien osalta. Tällöin laatan lisäksi harkitusti sijoituilla paaluilla voidaan vähentää laatan epätasaisia painumia, jotta yhdistetty perustus täyttää vaatimukset. Lisäksi perinteisen paalutetun perustuksen kokonaispaalumäärää voidaan mahdollisesti vähentää, jos huomioidaan laatan osuus koko yhdistetyn perustuksen toiminnassa. (Poulos 2017).

2.3 Haasteet korkeassa rakentamisessa

Korkean rakentamisen haasteet näkyvät pohjarakenteissa monella eri tavalla. Kuten aiemmin mainittu, perustuksille kohdistuvat pystykuormitukset ovat merkittäviä rakennuksen massasta johtuen. Rakennuksen massa kasvaa epälineaarisesti kerroskorkeuden kasvaessa (kuva 1). Efekti alkaa näkyä noin 40 - 45 kerroksen jälkeen. Suomessakin nämä kerroskorkeudet alkavat olla ajankohtaisia lähitulevaisuudessa. Esimerkiksi Helsingin Pasilaan on suunnitteilla olevat rakennukset ylittävät 40 kerroksen rajan. Korkean rakennusten kantokestävyydelle ja painumille on kiinnitettävä erityistä huomiota suurten pystykuormien vuoksi. (Poulos 2017).



Kuva 1: Rakennuksen kuorman epälineaarinen kasvu kerroskorkeuden myötä (Poulos 2017).

Korkeita rakennuksia ympäröi usein muita selvästi matalampia rakenteita. Matalammissa rakenteissa omasta massasta johtuvat kuormitukset ovat pienempiä verrattaessa korkeaan rakennukseen. Erot kuormitusten välillä saattavat synnyttää korkeiden ja matalien rakenteiden välille epätasaisia painumia, jotka on pidettävä hallinnassa. (Poulos 2017).

Tuulikuormituksesta aiheutuvat vaakakuormat ovat usein suuria, jolloin myös perustussysteemiin kohdistuvat momentit kasvavat. Vaakakuormista syntyvät momentit voivat aiheuttaa lisää pystykuormia perustuksen eri osille, erityisesti paaluperustusten uloimmille paaluille. Lisäpystykuormat on huomioitava paalujen suunnittelussa yhdessä vaakavoimien ja momenttien kanssa. Tuulikuormien vaikutukset

riippuvat myös rakennuksen muodosta ja dynaamisista ominaisuuksista. Tällöin perustusrakenteisiin kohdistuvat tuulikuormat voivat muuttua rakennuksen arkkitehtonisen muodon mukaan. (Poulos 2017).

Tuulen aiheuttamat vaakakuormat ja momentit ovat luonteeltaan syklisiä. Syklisen vaaka- sekä pystykuormien vaikutus on huomioitava perustusjärjestelmässä, sillä sykliset kuormat voivat heikentää perustuksen kestävyyttä tai aiheuttaa lisäpainumia. Painumat voivat olla konsolidaatiopainumien lisäksi myös hetkellisiä, jotka tapahtuvat välittömästi kuorman lisäyksestä. (Poulos 2017).

Seisminen toiminta voi myös aiheuttaa lisävaakavoimia perustusrakenteeseen tai sivuttaisliikkeitä perustusrakenteita ympäröivään maaperään (Poulos 2017). Suomessa tämä on kuitenkin harvinaista ja maanjäristyksiä tarvitsee harvemmin ottaa huomioon. Seismiset kuormat sekä tuulikuormat ovat kuitenkin luonteeltaan dynaamisia, joten niiden aiheuttamaa resonanssia on arvioitava myös perustusrakenteiden osalta (Poulos 2017).

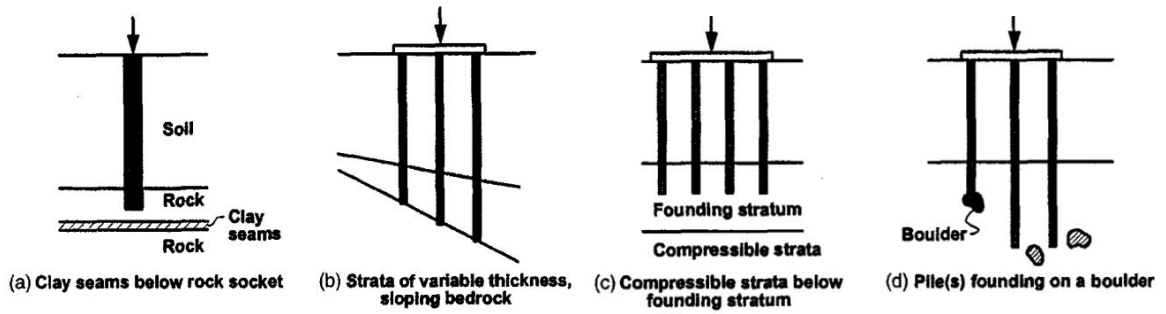
Korkeassa rakentamisessa ilmenevien haasteiden vuoksi on tärkeää, että perustukset toimivat suunnitellulla tavalla. Moniin edellä esitettyihin haasteisiin on mahdollista vastata monitoroinnilla. Perustusten toiminnan monitoroinnilla voidaan seurata näitä asioita rakentamisen ja käytön aikana. Tällä tavoin saadaan tietoa perustusten todellisesta käyttäytymisestä ja voidaan arvioida suunnitelmaratkaisujen toimivuutta. Kappaleessa 2.5 on perusteltu monitoroinnin tarvetta tarkemmin.

2.4 Syitä ja seurauksia paaluperustusten poikkeavalle toiminnalle

Korkean rakentamisen haasteiden lisäksi paalutetuissa perustuksissa saattaa ilmetä odottamattomia poikkeamia suunnitelmista, johtuen esimerkiksi luonnollisista geologisista olosuhteisesta, maaperän liikkeistä, epävarmuudesta pohjatutkimusten tulkinnaissa tai paalutustyöstä. Poikkeamat saattavat vaikuttaa merkittävästi perustusten todelliseen toimintaan.

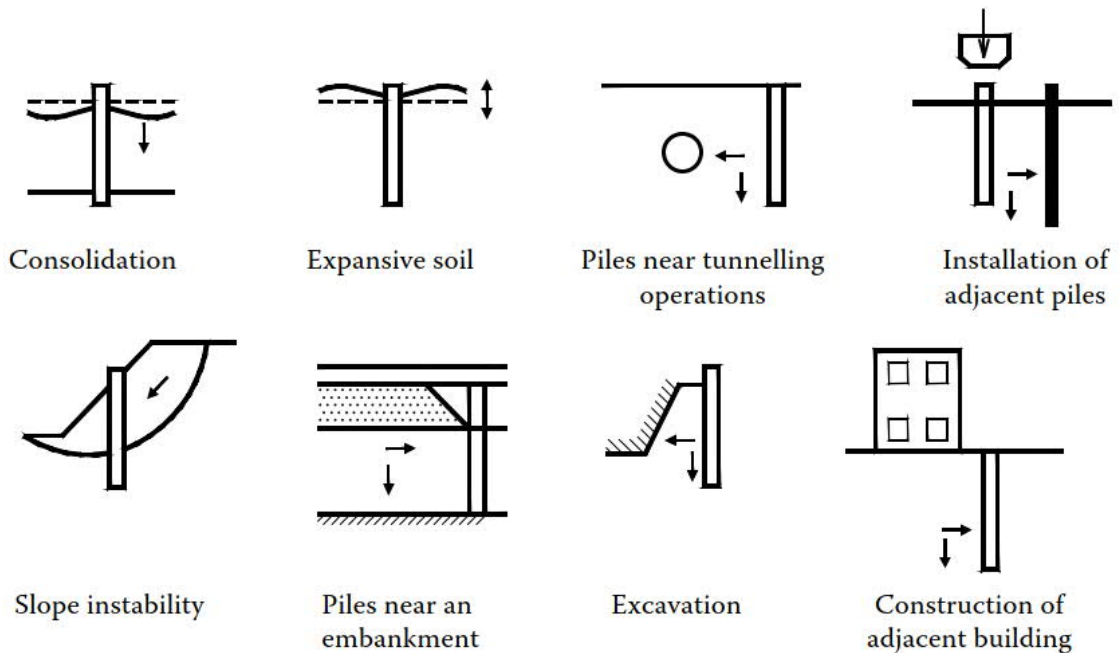
Kuvassa 2 on esitetty muutama esimerkki erilaisista geologisista olosuhteista paaluperustusten alla. Tapauksessa a paalu on ulottunut kovaan kallioon, mutta kalliossa on paalun alapuolella pehmeämpi esimerkiksi savinen ohut kerrostuma. Tapauksessa c paalujen perustustason alapuolella on pehmeämpi painuva maakerros. Painuva kerros paalun kärjen alapuolella saattaa laskea huomattavasti kärjen kantavuutta ja jäykkyyttä. Vaikutus on voimakkaampi tukipaaluilla, jotka siirtävät kuormat maahan pääosin kärjen välityksellä. Efekti on myös merkittävämpi, kun se kohdistuu koko paaluryhmään. (Poulos 2005).

On tyypillistä, että paalujen pituudet vaihtelevat perustuksen tai paaluryhmän kesken ja usein pienet pituudenmuutokset eivät ole haitallisia. Kuitenkin merkittäviä paalupituuseroja saattaa syntyä esimerkiksi jyrkästi kaltevan kallioperän vuoksi (kuva 2 tapaus b) tai jos yksi tai useampi paalu on päättynyt kiveen tai lohkareseen (kuva 2 tapaus d). Paaluryhmässä merkittävät eroavaisuudet paalujen pituuksissa aiheuttavat eroja myös paalujen jäykkyyksiin sekä kantavuuksiin. Tämä saattaa aiheuttaa paaluperustuksiin epätasaisia painumia, mikä vuorostaan voi aiheuttaa odottamattomia taivutusmomenteja ja leikkausvoimia paaluihin. (Poulos 2005).



Kuva 2: Esimerkkejä erilaisista olosuhteista paaluperustusten alla (Poulos 2005).

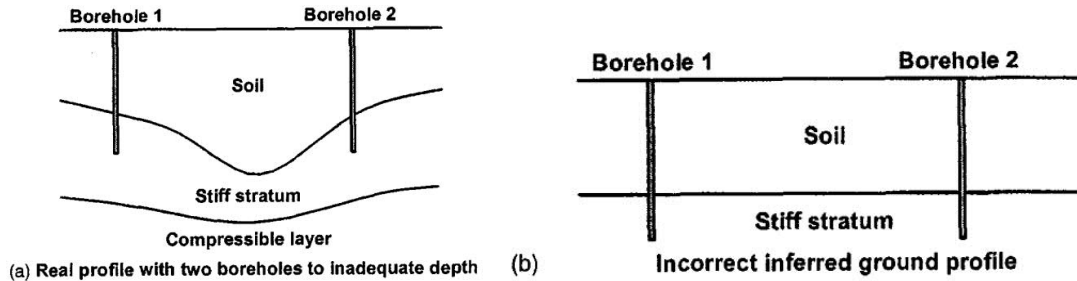
Myös maaperän liikkeet saattavat vaikuttaa merkittävästi paalutettujen perustusten toimintaan aiheuttaen lisäkuormituksia. Alla olevassa kuvassa 3 on esitetty mahdollisia eri lähteitä maaperässä tapahtuville liikkeille. Paalun viereisen maaperän painumat voivat muun muassa aiheuttaa paalulle negatiivista vaippahankausta. Painumat voivat jatkua monia vuosia ja voivat johtua toiminnasta, mikä on tapahtunut vuosikymmeniä sitten. Kaivutöistä johtuva maan kohoaminen voi aiheuttaa paaluille vetorasituksia. Paalujen lähellä olevat kaivannon, maanalaiset rakenteet, penkereet tai viereiset rakennukset voivat aiheuttaa sivuttaisia maan liikkeitä, jotka vuorostaan voivat aiheuttaa paaluille lisää taivutusmomenteja tai leikkausrasituksia. Myös paalujen asennus jo asennettujen paalujen viereen saattaa aiheuttaa sivuttaisia tai pystysuuntaisia liikkeitä maaperässä. (Poulos 2012).



Kuva 3: Mahdollisia eri lähteitä maaperän liikkeille (Poulos 2017).

Pohjatutkimusten tulkintaan liittyy usein epävarmuutta. Haastavat ja voimakkaasti vaihtelevat pohjasuhteet vaikeuttavat maaperän tulkintaa, vaikka pohjatutkimuksia olisikin tehty merkittävä määrä. Tällöin perustusten toiminnan kannalta kriittisiä tekijöitä saattaa jäädä huomioimatta. Alla olevassa kuvassa 4 on esimerkki tilanteesta, jossa voimakkaasti vaihtelevien pohjasuhteiden vuoksi tulkitut maaperäolosuhteet eroavat huomattavasti todellisista. Tämänkaltaiset tulkinnat voivat

esimerkiksi mahdollistaa edellä kuvatut tilanteet painuvista kerroksista paalujen perustustason alapuolella tai merkittävät vaihtelut paalupituuksissa. Lisäksi maaperässä tapahtuvat sivuttais- tai pystysuuntaiset liikkeet saattavat jäädä huomioimatta, mitkä voivat aiheuttaa paaluille odottamattomia kuormia. Tällöin perustukset eivät välttämättä toimi suunnitellulla tavalla. (Poulos 2005).



Kuva 4: Esimerkki epävarmuudesta pohjasuhteiden tulkinnassa: a) todellinen maaperäprofiili b) tulkittu maaperäprofiili (Poulos 2005).

Paalutustyöhön liittyvät rakenteelliset tai geotekniset puutteet voivat myös vaikuttaa perustussysteemin toimintaan. Esimerkiksi kaivinpaalujen rakentamisen aikana saattaa paaluun jäädä paikallisia kapeampia kohtia, joissa lujuus on suunniteltua pienempi. Lisäksi maata syrjäyttävien teräsbetoni- tai teräspaalujen asennuksen aikana paaluun saattaa syntyä vaurioita, jotka pienentävät paalun lujuutta tai jäykkyyttä. Yksittäiset vialliset paalut voivat vaikuttaa koko paaluryhmän toimintaan aiheuttaen lisätaivutusmomenteja ryhmän muihin paaluihin. (Poulos 2017).

Yllä esitettyjen asioiden vuoksi perustusten todellisen toiminnan varmistamisen tärkeys korostuu. Poikkeamat perustusten suunnitellusta toiminnasta voivat pahimmassa tapauksessa jäädä huomioimatta, mikä voi synnyttää paaluperustuksiin edellä kuvattuja lisärasituksia tai painumia. Monitoroimalla perustusten toimintaa näihin voidaan reagoida. Seuraavaksi tarkastellaan monitoroinnin asemaa korkeassa rakentamisessa ja perusteluja monitoroinnille tarkemmin.

2.5 Monitoroinnin asema ja perustelut

Edellä esitettyjä vaikutuksia perustusten toimintaan voi olla vaikea ennakoida joutuessa esimerkiksi korkean rakentamisen haasteista tai epävarmuudesta geoteknisessä suunnittelussa. Suunnittelussa käytetään yleensä rakenteen käyttäytymisen määrittämiseen todennäköisimpinä pidettyjä arvoja. Tämä johtaa siihen, että rakenteen todellista toimintaa ei voida tarkasti määrittää. (Bäcklund 2013).

Monitoroinnin tulisi olla oleellisena osana korkean rakentamisen suunnittelu- ja rakentamisprosessia. Tärkeimmäksi syyksi perustusten monitoroinnille voidaan katsoa olevan perustusten toiminnan varmistaminen, suunnitelmaoletusten vahvistaminen ja tätä kautta rakenteen toimintaan liittyvien riskien minimointi. Tärkeimpiä seurattavia asioita paaluperustusten toiminnan kannalta on painumat, epätasaiset painumat sekä paalujen kuormitustilat. (Negro Jr et al. 2009). Tällä hetkellä yksittäisten paalujen kantavuuksia ja kuormitustiloja arvioidaan usein erilaisilla

koekuormituksilla. Koekuormituksia vaaditaan Paalutusohjeen mukaisesti paalustustyöluokassa 3 (Riihimäki 2016).

Koekuormitukset voidaan katsoa kuitenkin olevan enemmän yksittäisten paalujen suunnitelmaoletusten arviointia eikä niinkään perustussysteemin toiminnan varmistamista (Negro Jr et al. 2009). Perustusten toiminta riippuu perustusten ja yllä olevan rakenteen vuorovaikutuksesta sekä perustusten ja maaperän vuorovaikutuksesta (Negro Jr et al. 2009, Poulos 2017). Koko perustussysteemin todellisen toiminnan arviointi voi olla pelkästään koekuormitusten perusteella haastavaa, koekuormitusten kohdistuessa yksittäisiin paaluihin ja korkeassa rakentamisessa mahdollisten syklisten kuormitusten vuoksi. Tästä syystä pitkäaikainen perustusten monitorointi antaisi varmemman kuvan perustusten toiminnasta.

Perustusten toiminnan monitorointia ei velvoiteta Suomen nykyisissä korkean rakentamiseen liittyvissä ohjeissa. Helsingin korkean rakentamisen ohjekorteissa on maininta, jossa pohjarakenteiden kannalta tarvitaan lisäselvityksiä painumien ja siirtymien jatkuvasta seurannasta rakennusaikana sekä valmistumisen jälkeen. Maininta monitoroinnin lisäselvityksistä on huomioonotettavana asiana, jotta monitoroinnin tarve tarkasteltaisiin jo suunnitteluvaiheessa. Suomessa kokemuksen puute korkeassa rakentamisessa yhdistettynä esimerkiksi haastaviin pohjasuhteisiin saattavat tuoda epävarmuutta pohjarakenteiden suunnitelmaratkaisuihin. (Nousiainen 2021). Suunnitelmaratkaisujen ollessa epävarmoja, varmuus saavutetaan monitoroinnilla.

Epävarmuus yhdessä korkean rakentamisen haasteiden sekä vakavampien seuraamusten kanssa lisäävät riskiä koko korkean rakentamisen projektille. Perustusten toiminnan monitorointi pienentää riskiä monella eri tavalla. Monitorointi osoittaa rakenteessa mahdollisesti kehittyviä vaurioita ja varoittaa vaurioista. Mahdollisten vaurioiden tapahtuessa voidaan mittaustulosten perusteella suunnitella korjauksia toimenpiteitä. Monitoroinnilla voidaan myös arvioida urakoitsijan käyttämiä menetelmiä ja ohjata rakentamista ja tätä kautta myös perustusten toimintaa. Vuorovaikutukset perustusten ja läheisten rakennusten tai rakenteiden kanssa ja näistä aiheutuvat mahdolliset riskit saadaan myös pidettyä monitoroinnin avulla kontrollissa. (Marr 2007). Seuraamalla perustusten toimintaa voidaan arvioida suunnittelussa kriittisiä parametrejä, vahvistaa erilaiset laskentamallit toimiviksi vertailemalla esimerkiksi laskettuja ja todellisia painumia tai paalujen kuormitustiloja. (Katzenbach & Choudhury 2013). Tällä tavalla suunnitelmaoletuksiin liittyvät riskit saadaan todellisen toiminnan kautta minimoitua.

Monitorointi on myös aktiivisessa osassa seurantamenetelmää (observational methods), mikä on Eurokoodin hyväksymä suunnittelumenetelmä haastaviin kohteisiin. Seurantamenetelmällä tarkoitetaan jatkuvaa ja hallittua suunnittelua, rakentamisen valvontaa, monitorointia ja arviointia, mikä mahdollistaa ennalta määriteltujen toimenpiteiden tekemisen rakentamisen tai käytön aikana (Patel 2012, Bäcklund 2013). Seurantamenetelmässä suunnittelussa käytetään yleensä joustavampia lähtöoletuksia ja tehdään muutoksia rakentamisen aikana monitorointitulosten perusteella, jos seurattava rakenne ei toimi tavoitellulla tavalla. Tällaisenaan tämä lähtökohta saattaa kuitenkin olla perustusten suunnitteluun hieman ongelmallinen, sillä muutoksia perustuksiin voi olla hankala tehdä, kun rakenne on jo osittain tai kokonaan rakennettu (Negro Jr et al. 2009). Tavoiteltu rakenteellinen

perustusten toiminta tulisi kuitenkin huomioida monitoroinnin avulla riippumatta käytetäänkö suunnittelussa perinteisiä normipohjaisia menetelmiä tai seurantamenetelmää.

2.6 Standardit ja ohjeet

2.6.1 Standardit

Monitoroinnin asema korkeassa rakentamisessa on määritelty melko epäsuorasti eri standardeissa ja määräyksissä. Eurokoodi ja eri ISO standardit antavat yleisiä lähtökohtia monitoroinnille ja ohjeistusta monitorointi laitteistosta, mutta eivät keskity juurikaan korkean rakentamisen näkökulmaan. Muutamat ASTM-standardit antavat ohjeistusta muun muassa paalujen erilaisten mittausten suorittamisesta. Aasiasta löytyy kuitenkin korkean rakentamisen standardeja, joissa monitorointi on huomioitu. Taulukossa 1 on listattu geoteknistä monitorointia sekä korkeata rakentamista tai näitä molempia käsitteleviä standardeja.

Standardi EN 1997-1: Eurokoodi 7 antaa yleisiä ohjeita seurannasta sekä vaatimuksia seurantamittausohjelmassa huomioitaville asioille. Eurokoodissa on myös määritelty lyhyesti seurantamenetelmä kappaleessa 2.7. Standardi antaa ohjeistusta penkereiden ja ankkureiden seurannasta, mutta perustusrakenteiden seurantaa ei ole käsitelty erikseen. Standardin liitteessä J on esitelty opastava tarkastuslista rakentamisen valvontaa ja toiminnan seurantaa varten. Siinä on lyhyesti annettu lähtökohtia seurattaville asioille eri tilanteissa. (SFS-EN 1997-1 2014).

SFS-EN 18674: Geotechnical investigation and testing. Geotechnical monitoring by field instrumentation -standardisarja käsittelee geoteknistä monitorointia. Osa 1 käsittelee yleisiä ohjeita ja antaa hyvät lähtökohdat geotekniselle monitoroinnille eri tilanteissa. Standardisarjan osat 2-5 käsittelevät geoteknisessä monitoroinnissa käytössä olevia eri mittausmenetelmiä. Standardeissa on annettu ohjeistusta muun muassa käytettävissä olevista laitteista, laitteiston asennuksesta, mittausten suorittamisesta sekä mittaustulosten käsittelystä. Osa 2 käsittelee ekstensometrejä, osa 3 käsittelee inklinometrejä, osa 4 käsittelee pietsometrejä ja osa 5 käsittelee maanpaineantureita. Standardisarjaan on myös suunnitteilla osat 6-10, jotka käsittelevät painumamittauksia, venymämittauksia, voima-antureita, geodeettisiä mittausmenetelmiä sekä tärinämittauksia. (Beth et al. 2018). Tällä hetkellä näistä on kehitteillä ainakin venymämittauksia ja voima-antureita käsittelevät osat (ISO 2021).

SFS-EN ISO 22477-1 käsittelee paalujen staattisia koekuormituksia. Standardi antaa hyödyllistä ohjeistusta paalujen monitorointiin soveltuvista mittausmenetelmistä koekuormituksissa. Standardin kappaleessa 4.6 on kuvattu paalun eri parametrien mittaamisiin soveltuvia menetelmiä ja annettu mittalaitteiden asennukseen liittyviä ohjeita. (SFS-EN ISO 22477-1 2018).

Yhdysvaltalaisista ASTM standardeista löytyy myös geoteknisen monitoroinnin mittausmenetelmiä käsitteleviä standardeja. Nämä on esitetty taulukossa 1. F3079-14 standardi antaa ohjeistusta optisten kuitujen käytöstä monitoroinnissa. Näiden lisäksi paalujen mittauksia käsitteleviä ASTM standardeja on julkaistu tai tekeillä. D8232-18 standardi käsittelee paalujen taipumamittauksia inklinometrillä.

ASTM standardi, joka käsittelee paalujen venymämittauksia, on kehitteillä työnimellä WK32364. (ASTM 2021).

Intialainen standardi IS 16700-2017: Criteria for Structural Safety of Tall Concrete Buildings tuo esille näkökohtia korkeasta rakentamisesta. Standardi on sovellettavissa rakennuksille, joiden korkeus on 50m ja 250m välillä. Standardin kappaleessa 11 annetaan myös ehdotuksia rakennuksen monitoroinnista. Standardi edellyttää perustusten painumien seurantaan eri rakentamisvaiheissa ja käytön aikana. Painumien seurantadataa käytetään standardin määrittämien sallittujen rajojen tarkastamiseen sekä maaperän käyttäytymisen seurantaan rakentamisen aikana. (Venkata Krishna & Kumar 2018).

Kiinalaiset standardit GB50982-2014: “Technical code for monitoring of building and bridge structures” sekä DB 63/T1756-2019: “Technical Code for Monitoring of Building Structures” käsittelevät korkeiden rakennusten monitorointia rakenteiden kunnan valvonnan (Structural health monitoring) näkökulmasta. Standardit löytyvät englannin kielelle käännettynä. Standardeissa on annettu muun muassa lähtökohtia ja yleisiä vaatimuksia rakenteiden monitoroinnille sisältäen korkean rakentamisen käsiteltynä erikseen. Standardeissa on myös annettu ohjeistusta monitoroinnin sisällöstä, laitteistosta sekä raja-arvoja eri muodonmuutoksille. Standardit sisältävät myös perustusrakenteiden monitorointiin liittyviä asioita. (Yang 2020, Yang et al. 2017).

Taulukko 1: Standardeja geoteknisestä monitoroinnista sekä korkeasta rakentamisesta.

Standardin tai ohjeen nimi	Julkaisija	Kuvaus
Standardit		
SFS-EN 1997-1: Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt	CEN (European Committee for Standardization)	Eurooppalainen suunnittelustandardi geoteknisestä suunnittelusta. Yleisiä ohjeita monitoroinnista kappaleissa 2.7 ja 4.5 sekä liitteessä J
SFS-EN ISO 18674: Geotechnical investigation and testing. Geotechnical monitoring by field instrumentation -Part 1: General rules -Part 2: Measurement of displacements along a line: Extensometer -Part 3: Measurement of displacements across a line: Inclinometers -Part 4: Measurement of pre water pressure: Piezometers -Part 5: Stress change measurements by total pressure cells -Part 6: Hydraulic settlement gauges -Part 7: Measurement of strains -Part 8: Measurement of forces: Load cells -Part 9: Geodetic monitoring instruments -Part 10: Vibration monitoring instruments	ISO / CEN	Kansainvälinen standardi geoteknisestä monitoroinnista Yleisiä ohjeita ja käytäntöjä geoteknisestä monitoroinnista Standardi liittyen ekstensometreihin Standardi liittyen inklinometreihin Standardi liittyen pietsometreihin Standardi liittyen maanpainantureihin Suunnitteilla oleva standardi, ei vielä julkaistu Kehitteillä oleva standardi, ei vielä julkaistu Kehitteillä oleva standardi, ei vielä julkaistu Suunnitteilla oleva standardi, ei vielä julkaistu Suunnitteilla oleva standardi, ei vielä julkaistu
SFS-EN ISO 22477-1: Geotechnical investigation and testing. Testing of geotechnical structures. Part 1: Testing of piles: static compression load testing	ISO / CEN	Kansainvälinen standardi paalujen staattisista koekuorituksista. Paalujen monitorointilaitteistosta ohjeistusta kappaleessa 4.6
ASTM-standardit: -D4403-20: Standard Practice for Extensometers Used in Rock -D6230-21e1: Standard Practices for Monitoring Earth or Structural Movement Using Inclinometers -D6598 - 19: Standard Guide for Installing and Operating Settlement Points for Monitoring Vertical Deformations -D8232 - 18: Standard Test Procedures for Measuring the Inclination of Deep Foundations -F3079-14: Standard Practice for Use of Distributed Optical Fiber Sensing Systems for Monitoring the Impact of Ground Movements During Tunnel and Utility Construction on Existing Underground Utilities -WK32364: New Practice for MEASURING STRAIN AND COMPRESSION (OR TENSION) IN DEEP FOUNDATIONS UNDER STATIC AXIAL COMPRESSIVE OR TENSILE LOAD	USA, ASTM International	Yhdysvaltalaiset ASTM standardit Standardi liittyen ekstensometreihin Standardi liittyen inklinometreihin Standardi liittyen painumamittauksiin Standardi liittyen paalujen inklinoimittauksiin Standardi liittyen optisten kuitujen käyttöön geoteknisessä monitoroinnissa Ehdotettu standardi, ei vielä julkaistu
IS 16700-2017: Criteria for Structural Safety of Tall Concrete Buildings	Intia, BIS (Bureau of Indian Standards)	Intialainen standardi korkeiden betonirakennusten suunnittelusta. Kappaleessa 11 on annettu ehdotuksia rakennuksen perustusten painumien monitoroinnista
GB50982-2014: Technical code for monitoring of building and bridge structures	Kiina (Ministry of housing and ur- ban-rural development of China)	Kiinalainen standardi korkeiden rakennusten rakenteiden kunnon valvonnasta (SHM)
DB 63/T1756-2019: Technical Code for Monitoring of Building Structures	Kiina, Qinghai (Department of Housing and Urban- Rural Development of Qinghai Province)	Kiinalainen paikallinen standardi Qinghain maakunnasta. Standardi keskittyy enimmäkseen rakenteiden kunnonvalvontaan (SHM) rakentamisen ja käytön aikana, mutta sisältää myös perustusrakenteiden monitorointiin liittyviä asioita

2.6.2 Ohjeet

Geotekniseen monitorointiin ja monitorointimenetelmiin liittyen ohjeistusta on saatavilla hyvin. Suomessa muun muassa SGY ja Väylävirasto on laatinut ohjeita geotekniseen monitorointiin liittyen (Taulukko 2). Näissä esitellään yleisiä periaatteita, kuvataan eri mittausmenetelmiä, annetaan ohjeistusta mittausten suunnitteluun ja esitellään esimerkkejä toteutuneista monitorointiprojekteista. Britanniassa ICE (Institution of Civil Engineers) on julkaissut kaksiosaisen oppaan geotekniikkaan liittyen (Taulukko 2). Oppaan kappaleissa 94 ja 95 on käsitelty geoteknistä monitorointia. ICE on julkaissut ohjeen myös paalutus- ja tukiseinätöihin liittyen. Ohjeen kappaleessa "Instrumentation for Piles and Embedded Retaining Walls" on käsitelty paalujen monitorointia ja annettu vaatimuksia sekä ohjeistusta paalujen monitoroinnista. Kappaleessa on muun muassa esitetty paalujen monitorointiin soveltuvia mittausmenetelmiä sekä eri mittalaitteiden asennuksessa huomioitavia tekijöitä.

Korkeaan rakentamiseen liittyen löytyy myös ohjeistusta. Helsingin kaupunki on julkaissut Korkean rakentamisen rakentamistapaohjeen ohjekortit. Ohjekorteissa on selostettu korkean rakentamisen edellytyksiä, tarvittavia lisäselvityksiä ja menettelytapoja. Ohjekortti RAK-03 antaa ohjeistusta pohjarakenteiden suunnitteluun ja toteutukseen. Kortin mukaan pohjarakenteiden kannalta tarvitaan lisäselvityksiä painumien ja siirtymien jatkuvasta seurannasta rakennusaikana sekä valmistumisen jälkeen. Ohjekortit koskevat 16-kerroksisia tai tätä korkeampia rakennuksia.

ISSMGE (International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering) on laatinut ohjeen paalutetuista laattaperustuksista. Ohje käsittelee perustusten suunnitteluun, rakentamiseen ja monitorointiin liittyviä asioita. Ohje suosittelee perustusrakenteiden kantavuuskäyttäytymisen sekä kuormitustilojen monitorointia turvallisuuden kannalta ja perustelee tätä kautta monitoroinnin käyttöä. Taulukossa 2 on listattu geotekniseen monitorointiin sekä korkeaan rakentamiseen liittyviä ohjeita.

Taulukko 2: Ohjeita geoteknisestä monitoroinnista sekä korkeasta rakentamisesta.

Standardin tai ohjeen nimi	Julkaisija	Kuvaus
Ohjeet		
Geoteknisen mittaamisen ja monitoroinnin olennaiset käsitteet ja periaatteet	SGY	Mittausmenetelmien kuvaukset, seurantamittausten suunnitteluun ja toteutukseen liittyvät asiat sekä case-esimerkkejä monitoroinnista
Siirtymä- ja huokospaine- mittausten sekä paalujen koekuormituksen menetelmäkuvaukset	Väylävirasto (Liikenneviraston ohjeita 6/2011)	Menetelmäkuvauksia painuma-, siirtymä- ja huokospainemittauksista sekä paalujen koekuormituksista.
Korkean rakentamisen rakentamistapaohje 2018. Ohjekortit	Helsingin kaupunki	Helsingin kaupungin ohjekortit korkeasta rakentamisesta. Kortissa RAK-03 ohjeistusta pohjarakenteista ja maininta monitoroinnin lisäselvityksistä
ICE manual of geotechnical engineering: Volume II -Chapter 94: Principles of Geotechnical Monitoring -Chapter 95: Types of Geotechnical Instrumentation and Their Usage	The U.K. Institution of Civil Engineers (ICE), Iso-Britannia	Brittiläisen ICE yhdistyksen ohjekirja geotekniikkaan liittyen Sisältää yleisiä perusteluita ja suosituksia geotekniselle monitoroinnille sekä ohjeistusta monitorointiohjelmien laatimiseen Sisältää ohjeistusta geoteknisen monitoroinnin mittausmenetelmistä. Antaa myös lähtökohtia paaluperustusten monitoroinnille
ICE Specification for Piling and Embedded Retaining Walls	The U.K. Institution of Civil Engineers (ICE), Iso-Britannia	Brittiläisen ICE yhdistyksen ohje paalutustöihin liittyen. Kappaleessa "Instrumentation for Piles and Embedded Retaining Walls" vaatimuksia ja ohjeita paalujen monitorointiin liittyen.
ISSMGE Combined Pile-Raft Foundation Guideline	ISSMGE (International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering)	Ohje paalutettujen laattojen suunnitteluun. Kappaleessa 11 annettu ohjeistusta paalutetun laatan monitorointiin liittyen

3 Yleiset mittausmenetelmät

Tässä kappaleessa käsitellään geoteknisessä monitoroinnissa yleisesti käytössä olevia mittausmenetelmiä, jotka toimivat myös lähtökohtana korkean rakentamisen perustusten monitorointia varten.

3.1 Geotekniset mittausmenetelmät

3.1.1 Inklinometri

Inklinometri on menetelmä mittauslinjan siirtymien seurantaan, joka perustuu kulman mittaamiseen maan vetovoiman suhteen (SFS-EN ISO 18674-3 2017). Inklinometri koostuu kulma-anturista, inklinometriputkesta, tavasta mitata kulma-anturin sijainti inklinometriputkessa sekä lukulaitteesta. Inklinometrimittaukset voidaan tehdä manuaalisesti liikuttamalla kulma-anturia inklinometriputkessa tai automaatti-inklinometrimittauksena, jolloin putkeen sijoitetaan kiinteästi useita kulma-antureita (Liikennevirasto 2011). Inklinometrillä voidaan mitata esimerkiksi maassa, paalussa tai tukiseinässä olevan putken tai reiän kaltevuuksia eri syvyyksillä. Mittaustuloksista saadaan muodostettua mittauslinjan taipumaviiva. Inklinometria voidaan soveltaa myös maan painumien tai kohoamien mittaamiseen vaakasuoraan asennetulla inklinometriputkella (Savikurki 2010). Standardi SFS-EN ISO 18674-3 käsittelee inklinometria ja inklinometrimittauksia.

3.1.2 Ekstensometri

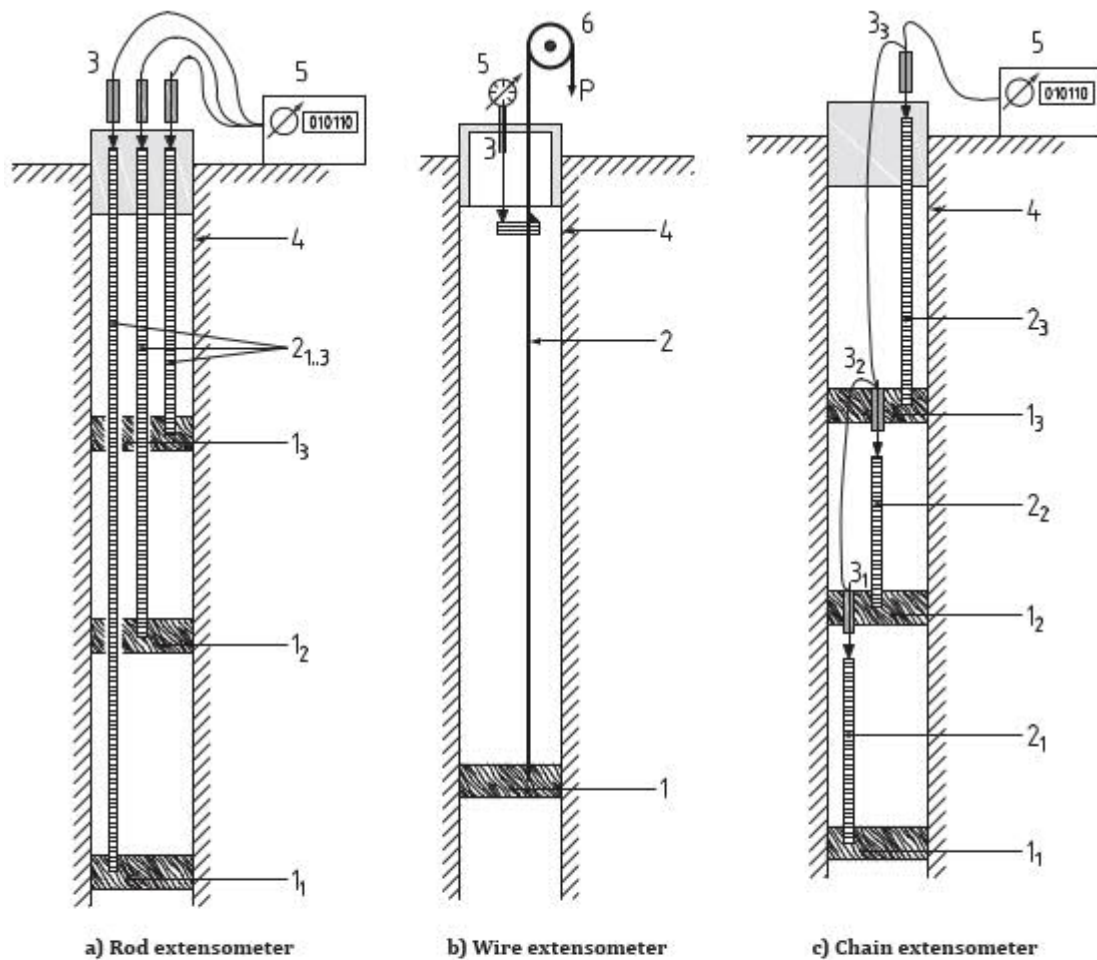
Ekstensometri mittaa kahden tai useamman pisteen välistä etäisyyden muutosta. Ekstensometrejä voidaan soveltaa esimerkiksi betoni- ja kalliorakenteiden pintahalkeamien, maan painumien sekä perustusten tai penkereiden vaaka- tai pystysuuntaisten siirtymien seuraamiseen. Ekstensometreillä voidaan seurata myös esimerkiksi paalun pituuden muutoksia koekuormitusten tai käytön aikana. (Bäcklund 2016) Ekstensometrit voidaan standardin SFS-EN ISO 18674-2 perusteella jakaa toimintaperiaatteensa mukaan pysyviin tanko- ja vaijeriekstensometreihin, siirrettäviin magneettisiin antureihin perustuviin ekstensometreihin sekä nauhaekstensometreihin (SFS-EN ISO 18674-2 2016).

Pysyvät ekstensometrit (in-place extensometer) asennetaan yleensä porareikään ankkurien varaan. Ankkureiden välillä on sauva tai vaijeri, jonka liikettä seurataan suhteessa referenssipisteeseen. (Geokon 2019) Kuvassa 5 on esitetty tanko- ja vaijeriekstensometrit.

Siirrettävissä ekstensometreissä (probe extensometer) anturia lasketaan suoja-putkessa, jonka seinämällä on magneetteja. Anturi ilmoittaa kohdatessaan magneetin ja etäisyys referenssi pisteeseen saadaan mitattua. Kuvassa 6 on esitetty magneettisiin antureihin perustuvat ekstensometrit. (Durham Geo Slope Indicator 2004)

Nauhaekstensometrini (tape extensometer) toiminta perustuu jännitettävään nauhaan kahden pisteen välillä. Nauha jännitetään mittauksissa samaan jännitystilaan jokaisella mittauskerralla, jolloin etäisyyden muutos eri mittauskerroilla

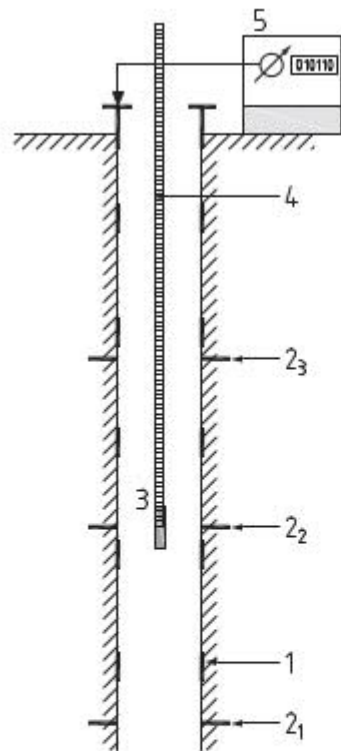
saadaan mitattua nauhan avulla. (Geokon 2012). Kuvassa 7 on esitetty nauhaekstensometri.



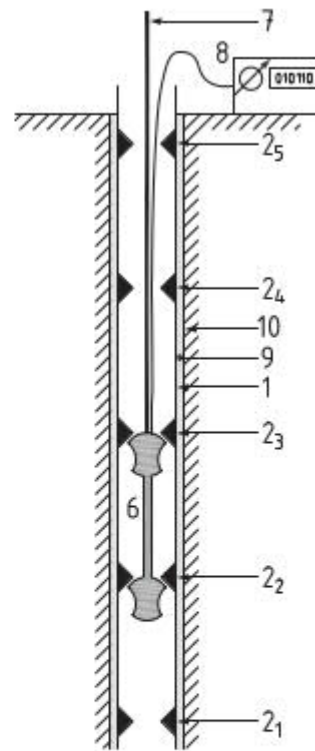
Key

- 1 anchor
- 1_{1,3} anchors 1 to 3
- 2 connecting element (wire)
- 2_{1,3} connecting elements 1 to 3
- 3 measuring head
- 3_{1,3} local measuring heads 1 to 3
- 4 borehole wall
- 5 read-out device
- 6 pulling device
- P tension force

Kuva 5: Pysyvät ekstensometrit (SFS-EN ISO 18674-2 2016).



a) Single-point probe extensometer

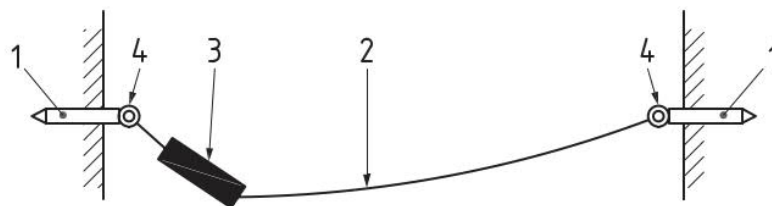


b) Double-point probe extensometer

Key

- | | |
|---|--|
| 1 measuring tube | 6 probe (in measuring position with rings No. 2 and 3) |
| 2 _{1,3} anchor plates 1 to 3 (with external measuring rings) | 7 setting rods (or pulling rope) |
| 2 _{1,5} measuring rings 1 to 5 | 8 read-out unit |
| 3 probe (in measuring position with anchor Plate No.2) | 9 backfill |
| 4 measuring tape | 10 borehole wall |
| 5 measuring head with reference mark | |

Kuva 6: Magneettinen ekstensometri (SFS-EN ISO 18674-2 2016).



Key

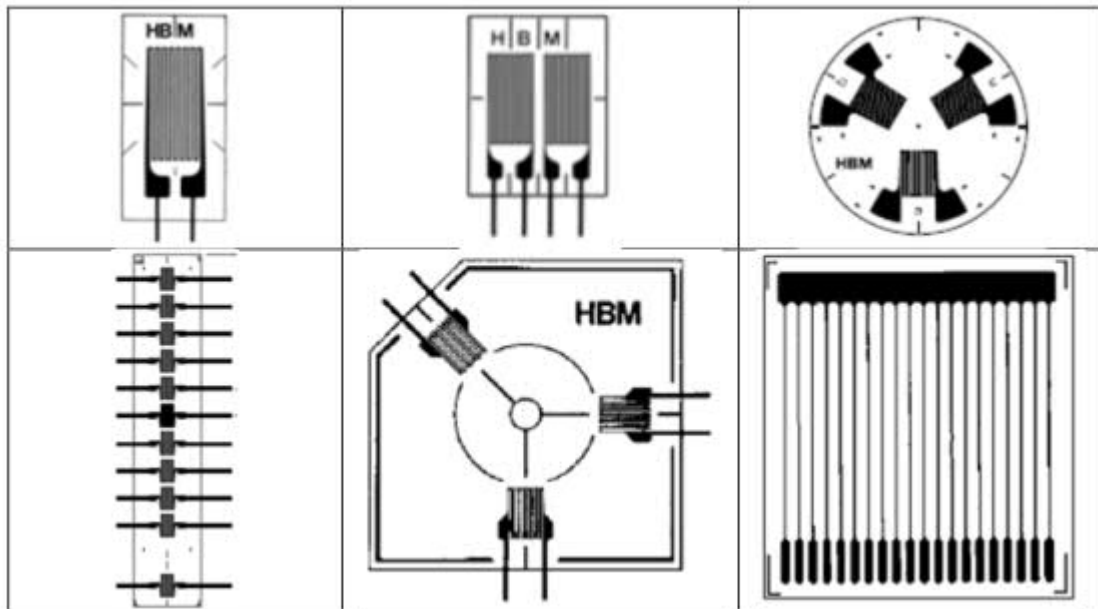
- | |
|--|
| 1 convergence bolt |
| 2 measuring tape (or measuring wire) |
| 3 device for tensioning of tape (or wire) and read-out |
| 4 coupling element |

Kuva 7: Nauhaekstensometri (SFS-EN ISO 18674-2 2016).

3.1.3 Venymämittaukset

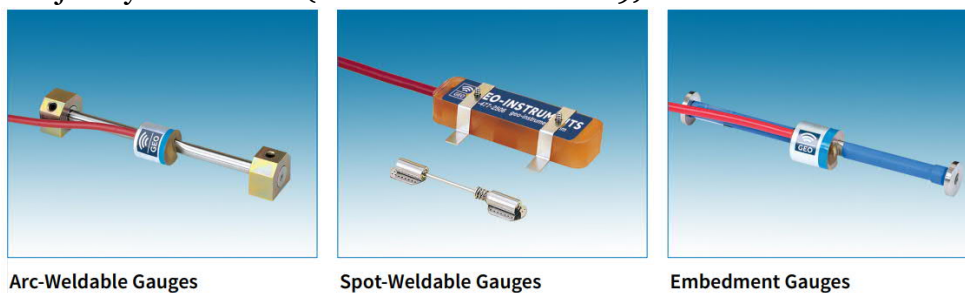
Venymäliuska-anturi koostuu tukipohjalla silmukoiden muodossa olevasta ohuesta metallilangasta, jonka vastus muuttuu silmukoiden venymän ja puristuman myötä.

Vastuksen muuttuminen perustuu langan poikkileikkauksen ja pituuden muuttamiseen kuormittaessa. Liuskoja on pituudeltaan ja materiaaliltaan erilaisia erityyppisiä mittauksia varten (kuva 8). Venymäliuskoilla mitataan venymää, josta saadaan laskettua rakenteen normaali- ja leikkausjännitykset sekä jännitysten suunnat. Liuskat kiinnitetään puhdistettuun ja hiottuun pintaan joko liimaamalla tai hitsaamalla. (Liikennevirasto 2016).



Kuva 8: Periaatekuva venymäliuskoista. Vasemmalta ylhäältä lähtien: yksihilainen aksiaaliliuska, kaksihilainen liuska, kolmihilainen rusettiliuska, ketjuliuska ja kompensointiliuska, kolmihilainen porausvenymäliuskarusetti ja liuska särönkasvun mittaamiseen (Liikennevirasto 2016).

Värähdyslankavenymäanturin (Vibrating wire strain gauge) toiminta perustuu jännitettyyn lankaan, joka värähtelee taajuudella, joka on suhteessa langan venymään. Kun laite on molemmista päistä kiinnitetty mitattavaan rakenteeseen, rakenteessa tapahtuvat venymät aiheuttavat muutokset laitteen värähtelytaajuudessa, jota kautta saadaan mitattua rakenteessa tapahtuva venymä kuormituksen aikana. Tämänkaltaisia venymäantureita voidaan käyttää esimerkiksi kantavien rakennesiiden kuormituksen seurannassa, tukiseiniin monitoroinnissa, tunnelilinjausten venymien seurannassa tai kuormien jakautumisen seurannassa paaluissa koestuksen ja käytön aikana. (Geo Instruments 2019).



Kuva 9: Erilaisia värähdyslankavenymäantureita: Kaarihitsattava venymäanturi, pistehitsattava venymäanturi ja rakenteeseen upotettava venymäanturi (Geo Instruments 2019).

3.1.4 Painumamittaukset

Tutkittavan rakenteen aiheuttamia painumia voidaan seurata esimerkiksi painumalevyillä tai painumaletkulla. Painumalevy on yksinkertainen mittausväline, joka koostuu litteästä levystä ja siihen kiinnitetystä mittaustangosta (Savikurki 2010). Mittaustanko voidaan ympäröidä tarpeen mukaan suojaputkella. Painumalevy on asennettu tarkkailupinnalle, jonka päältä mittaustangon asemaa verrataan kiinteään referenssipisteeseen. (Savikurki 2010).

Painumaletkun laitteisto koostuu nesteellä täytetystä muoviletkusta, siihen asennetuista paineantureista ja tiedonkeruulaitteistosta. Painumat saadaan määritettyä letkun sisällä vallitsevan hydrostaattisen paineen perusteella. Painumaletku asennetaan yleensä kovan pohjamaan varaan, jonka jälkeen rakenne rakennetaan sen päälle. Rakennuksia monitoroidessa painumaletku voidaan kiinnittää myös rakennuksen seinälle. (SGY 2017).

3.1.5 Maanpaineanturi

Maanpaineantureilla mitataan maassa vallitsevaa kokonaisjännitystä, joka sisältää maan- ja vedenpaineen. Yleensä mittaukset kohdistuvat maan ja rakenteiden välisien jännitystilojen tarkasteluun. Mittaukset tehdään tavallisesti kohtisuorasti tutkittavaan tasoon nähden. Näin ollen maanpaineantureilla voidaan mitata esimerkiksi maanalaisiin perustuksiin tai paaluihin kohdistuvia jännitystiloja. (SGY 2017).

Hydraulinen maanpaineanturi koostuu kahdesta yhteen hitsatusta teräslevystä, joiden välissä on kokoon puristumatonta nestettä. Nesteessä vaikuttava paine on yhtä suuri kuin maanpaine, jolloin se saadaan mitattua joko pneumaattisesti, värähdyslanka-anturilla tai venymäanturilla. (SGY 2017).

3.1.6 Voima-anturi

Voima-anturi on laite, joka muuttaa muodonmuutoksen voimaksi sen sisältävien venymäanturien avulla. Voima mitataan laitteen mukaan värähdyslankavenymäanturilla, sähköisellä venymäanturilla tai paineen avulla. Voima-anturi on usein lieriön muotoinen, keskireiällinen laite, jolla voidaan mitata esimerkiksi akselin suuntaisia voimia ankkuritangoissa ja -vajereissa, kalliopulteissa sekä paalujen koestuksessa. (SGY 2017).

3.1.7 Huokosvedenpaineanturi

Huokosvedenpaineantureilla kuten pietsometrillä voidaan mitata maaperän huokosvedenpainetta. Huokosvedenpainetta mitataan, kun halutaan tietää paineen muutos kuormituksen alla maaperässä. (SGY 2017). Huokosvedenpainetta seuraamalla saadaan tietoa maaperän konsolidaatiotilasta ja voidaan arvioida rakenteiden painumakäyttäytymistä. Huokosvedenpaineen seuraaminen stabiliteetin kannalta on myös tärkeää, sillä huokosvedenpaineen nousu pienentää maan leikkauslujuutta.

Pietsometrit voidaan jakaa toimintaperiaatteensa mukaan avoimen ja suljetun järjestelmän pietsometreihin. Avoimen järjestelmän pietsometreissa nousuputki on

avoinna ilmakehään, kuten avoimessa standpipe pietsometrissä, jossa mitataan vedenpinnan korkeutta nousuputkessa. (SFS-EN ISO 18674-4 2020). Stanpipe -mittaus soveltuu myös pohjavedenpinnan monitorointiin hyvin vettä johtavissa maakerroksissa (SGY 2017).

Suljetun järjestelmän pietsometrit eivät ole kontaktissa ilmakehän kanssa ja huokosvedenpaine mitataan erillisellä painemittarilla. Suljetun järjestelmän huokospainemittarit voivat olla esimerkiksi sähköisiä, pneumaattisia tai kuituohtisia. Suljetun järjestelmän pietsometrit sopivat paremmin koheesiomaille nopeamman vasteajan vuoksi. (SFS-EN ISO 18674-4 2020). Huokospaineantureita voidaan käyttää myös pohjavedenpinnan mittaamiseen heikosti vettä johtavissa maakerroksissa (SGY 2017). Standardi SFS-EN ISO 18674-4 käsittelee pietsometrejä.

3.2 Geodeettiset mittausmenetelmät

3.2.1 Takymetri

Takymetri on yhdistetty kulmien ja etäisyydenmittauskoje, jolla pystytään mittaamaan vaaka- ja pystykulmien lisäksi kohteen etäisyys kojeesta. Näillä havainnoilla ja lähtöpisteen tiedoilla koje pystyy laskemaan oman ja mitattavan pisteen x-, y- ja z-koordinaatit. Ennen mittaamista takymetri orientoidaan lähtöpisteiden avulla. (SGY 2017). Takymetrillä mitattavaan kohteeseen voidaan asentaa kiinteästi prismat, jolloin päästään parempaan tarkkuuteen. Mittaaminen on myös mahdollista ilman prismoja. Mittauslaitteen ja mitattavan pisteen välillä täytyy olla näköyhteys. (Bäcklund 2013) Prismoja on erilaisia erilaisiin mittaus ja monitorointi tarkoituksiin (SGY 2017).

3.2.2 Tarkkavaaitus

Vaaituksella mitataan kohteiden välisiä korkeuseroja. Vaaituksissa suoritetaan vaakasuora tähtäys pystysuoraan mitta-asteikkoon eli lattaan. Ensimmäiseksi suoritetaan taaksepäin tähtäys lähtöpisteeseen, jossa latan lukema lisätään lähtöpisteen korkeuteen, jolloin saadaan selville kojeen korkeus. Tämän jälkeen suoritetaan eteenpäin tähtäys mitattavalle pisteelle, jossa latan lukema vähennetään saadusta kojeenkorkeudesta, jolloin saadaan laskettua mitattavan pisteen korkeus. (SGY 2017). Vaaitusta voidaan soveltaa esimerkiksi rakenteiden painumien sekä kallistumien monitorointiin.

3.2.3 Laserkeilaus

Laserkeilauksella saadaan muodostettua mitattavasta kohteesta kolmiulotteinen pistepilvi. Sen toiminta perustuu keilaimen lähettämiin laserpulsseihin, jotka heijastuvat mitattavaan kohteeseen osuessaan takaisin vastaanottimeen. Kaikki paluukaiut saavat luokituksen ja jälkilaskennan avulla koordinaatit. Keilauksesta muodostunut pistepilvi voi sisältää useita miljoonia mitattuja pisteitä, joista osa karsitaan aineiston käsittelyssä. Laserkeilauksen ollessa suhteellisen hidasta sitä

käytetään vain rakenteen muodon ja pysyvien muodonmuutosten mittaamiseen. Laserkeilaus ei sovellu dynaamisiin eli nopeisiin mittauksiin. (SGY 2017).

3.2.4 Satelliittimittaukset

Satelliittimittauksissa määritetään sijainti eri satelliittipaikannusjärjestelmien avulla. Suomessa sijainnin määrittämiseen käytetään yhdysvaltalaisista GPS-järjestelmää, venäläistä GLONASS-järjestelmää tai eurooppalaista Galileo-järjestelmää. (SGY 2017) Paikan määrittäminen perustuu satelliittien lähettämiin radiosignaaleihin, josta saadaan aikatieta. Satelliitin lähettämästä signaalista saadaan selville lähetysaikatieta, jota verrataan vastaanottimessa vastaanottoaikaan ja erotuksesta saadaan radiosignaalin etenemisnopeuden perusteella mitattua etäisyys. (MML 2021). Satelliittimittaus soveltuu maan pinnalla tapahtuvien siirtymien ja muodonmuutosten monitorointiin (Bäcklund 2013). Satelliittipaikannuksen tarkkuus ei kuitenkaan aivan yllä takymetreilla suoritettaviin mittauksiin (SGY 2017).

4 Vaihtoehtoiset mittausmenetelmät

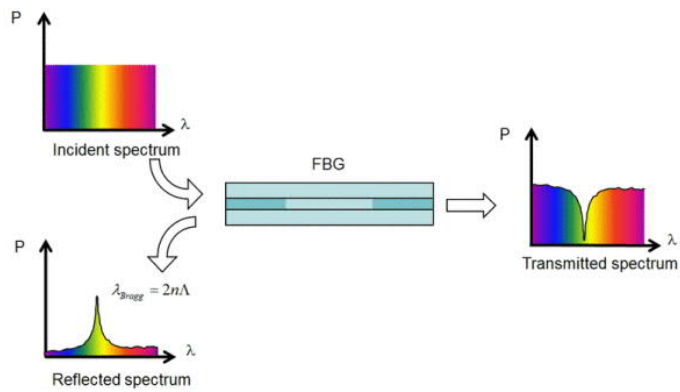
Tässä kappaleessa käsitellään vaihtoehtoisia mittausmenetelmiä geoteknisessä sekä rakenteiden monitoroinnissa. Tarkastelun kohteena ovat kuituoptiset ja radiopohjaiset mittausmenetelmät sekä fotogrammetria. Näiden mittausmenetelmien eri käyttösovelluksia on myös esitelty kiinnittäen erityisesti huomiota korkean rakentamisen pohjarakenteisiin.

4.1 Kuituoptiset mittausmenetelmät

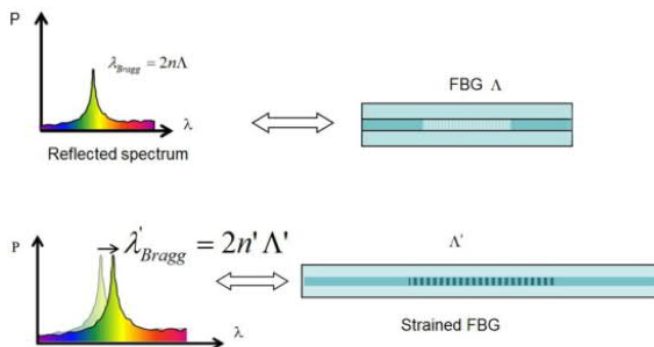
Kuituoptiset mittausmenetelmät tarjoavat monia mahdollisuuksia geotekniseen sekä erilaisten rakenteiden monitorointiin. Kuituoptiset anturit voidaan jakaa joko pistemäisiin tai hajautettuihin antureihin. Pistemäisissä antureissa mittaukset kohdistuvat yhteen mittapisteeseen, kun taas hajautetuilla antureilla saadaan mittausdataa koko kuidun matkalla. (Soga et al. 2019). Seuraavaksi tarkastellaan muutamien pistemäisten sekä hajautetuiden kuituoptisten antureiden toimintaperiaatteita, kuituoptisten mittausmenetelmien käyttösovelluksia ja mahdollisuuksia sekä lopuksi eri kuituoptisten antureiden etuja sekä rajoituksia.

4.1.1 Pistemäiset mittausmenetelmät

FBG-anturit perustuvat Braggin hiloihin (Englund et al. 2008). FBG-antureiden tapauksessa optiseen kuituun on tehty jaksollisia hilarakenteita, joilla on tietty hila-väli. Hilaan ohjataan valoa ja hila vastava aallonpituus valosta heijastuu takaisin. Tätä kutsutaan Braggin aallonpituudeksi. Kuvassa 10 on esitetty tämä periaate. Kun hiloja sisältävään kuituun kohdistuu venymää, hilojen välit muuttuvat. Tällöin takaisin heijastuva aallonpituus on muuttunut alkuperäisestä (kuva 11). Vertailemalla takaisinheijastuneita aallonpituuksia saadaan mitattua venymän suuruus. Myös lämpötilan muutokset vaikuttavat hilojen taitekertoimiin, joten FBG-anturit sopivat venymämittausten lisäksi myös lämpötilamittauksiin. Venymää ja lämpötilaa ei voida kuitenkaan mitata samanaikaisesti, vaan mitattaessa jompaakumpaa täytyy näistä toisen olla tiedossa. Tämä onnistuu esimerkiksi referenssikuitua käyttämällä, asentamalla ylimääräinen FBG-kuitu mittaamaan lämpötilaa kohtaan, jossa mitattavan rakenteen venymä ei vaikuta siihen. Tällä tavoin saadaan tehtyä lämpötilakompensointi venymämittausta varten. Yhteen kuituun voidaan asentaa useita kymmeniä hiloja. (Sylex Fiber Optics 2014, Englund et al. 2008).

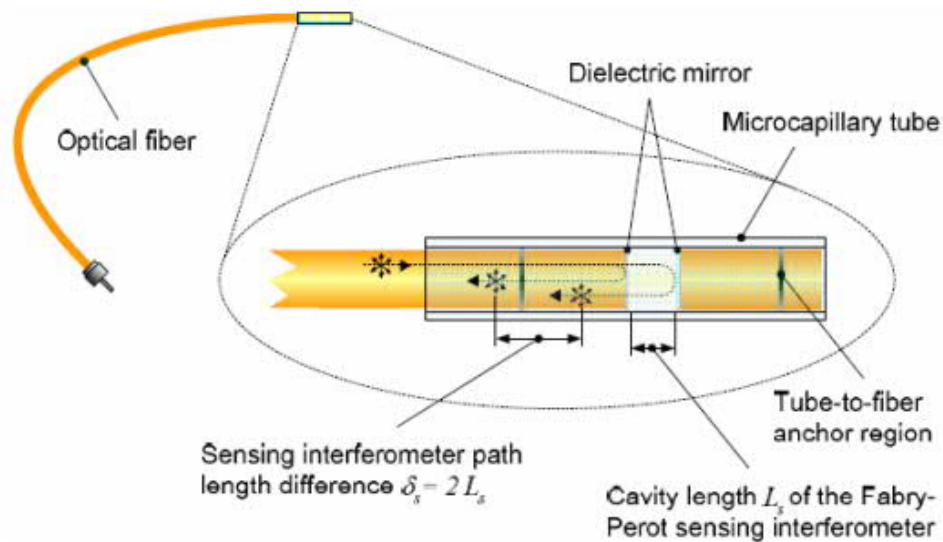


Kuva 10: Kuidussa olevasta hilasta takaisin heijastuva Braggin aallonpituus (Sylex Fiber Optics 2014).



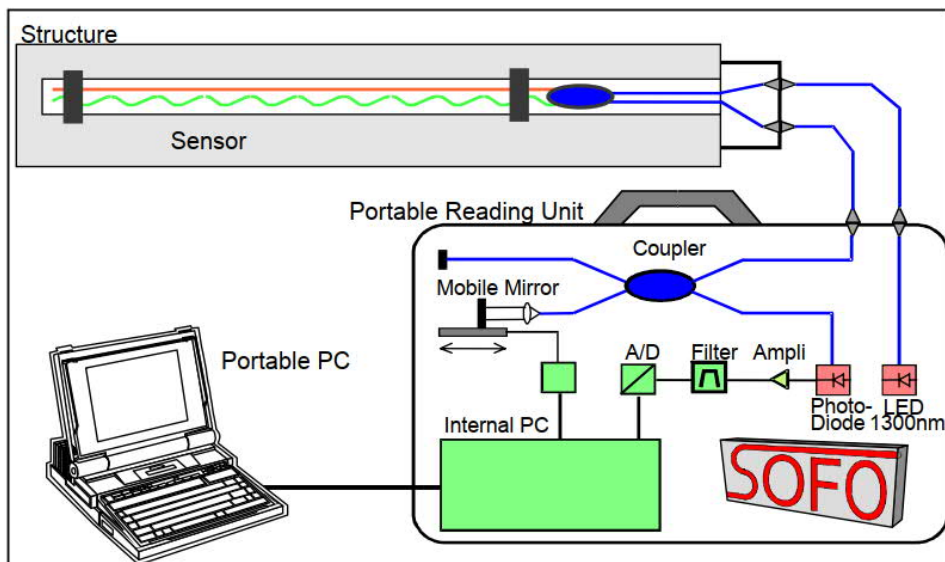
Kuva 11: Venymän mittaamisen periaate FBG-anturilla (Sylex Fiber Optics 2014).

Kuituoptiset anturit voivat perustua myös interferometriin. Yksi tällainen sovellus on Fabry-Perot-interferometri anturi. Tässä systeemissä optisen kuidun päähän on asetettu osittain heijastava peili, joka heijastaa osan läpäisevästä valosta takaisin. Peilin läpäisevä valo kulkee kuidussa olevan aukon läpi, jonka jälkeen se heijastuu toisesta peilistä takaisin. Valon ominaisuuksiin aiheutuu muutoksia, kun se on kulkenut eri materiaaleissa. Muutoksia tulkitsemalla voidaan mitata esimerkiksi venymää ja lämpötilaa. (Englund et al. 2008). Kuvassa 12 on esitetty Fabry-Perot anturin toimintaperiaate.



Kuva 12: Fabry-Perot anturin toimintaperiaate (Englund et al. 2008).

SOFO-anturi mittaa kahden pisteen välistä suhteellista siirtymää. Anturit koostuvat kahdesta yksimuotokuidusta, jotka ovat asennettu monitoroitavaan rakenteeseen samaan suojaputkeen. Toinen kuidusta on esijännitetty mittakuitu, joka on kytköksissä ympäröivään rakenteeseen seuraten sen muodonmuutoksia. Toinen kuitu toimii referenssikuituna lämpötilakompensointia varten. Kahden kuidun välinen pituuseron muutos mitataan käyttämällä kahta interferometriä. Kuvassa 13 on esitetty SOFO-systeemin toimintaperiaate. (Glisic et al. 2005, Brecciaroli & Kolisoja 2004).



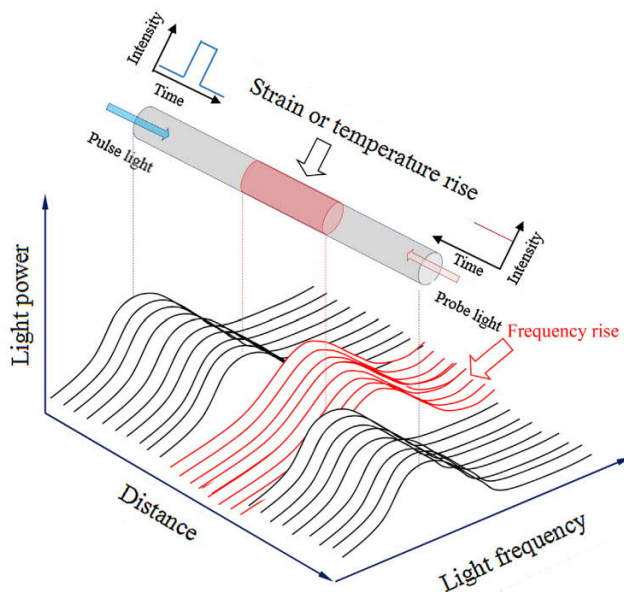
Kuva 13: SOFO-anturin toimintaperiaate (Glisic et al. 2005).

4.1.2 Hajautetut mittausmenetelmät

Hajautetut optiset kuidut ovat tällä hetkellä yksi lupaava teknologia geoteknisten rakenteiden monitoroinnissa. Niiden toiminta perustuu valon takaisinsirontaan kuidussa. Valon kulkiessa pitkin kuitua se poikkeaa jatkuvasti suoralta linjalta,

jolloin osa valosta heijastuu takaisin lähteeseen. Kun kuituun kohdistuu venymän tai lämpötilan muutoksia se aiheuttaa muutoksia takaisinsironneen valon ominaisuuksiin. Tulkitsemalla näitä muutoksia saadaan määritettyä kuidun koko matkalla venymä, lämpötila tai värähtely. Liittämällä kuitu rakenteisiin, pystytään edelle mainittuja parametrejä seuraamaan ympäröivästä rakenteesta. (Soga et al. 2019).

Takaisinsironnut valo voidaan jakaa kolmeen eri lajiin valon taajuuden mukaan. Nämä taajuuslajit ovat Brilloun, Raman sekä Rayleigh. Brillouinin sirontaa käytetään venymien ja lämpötilojen mittaamiseen. Raman sirontaa käytetään lämpötilojen mittaamisessa ja Rayleigh sirontaa käytetään seismisissä mittauksissa värähtelyn voimakkuuden mittaamisessa. (Soga et al. 2019). Kuvassa 14 on esitetty Brillouinin takaisinsirronnan periaate, jota on yleisesti sovellettu venymä ja lämpötila-antureihin.



Kuva 14: Brillouinin takaisinsirronnan periaate (Cheng-Yu et al. 2017).

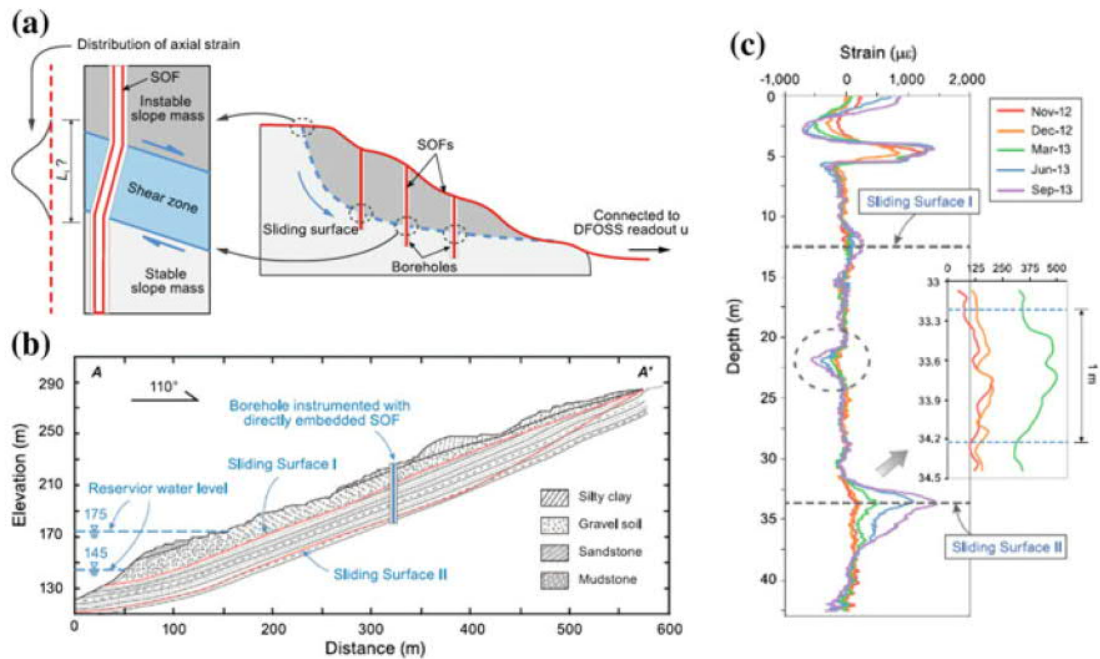
4.1.3 Käyttösovelluksia

Optisten kuitujen käyttösovellukset ovat hyvin laajat. Näitä voidaan soveltaa muun muassa siltojen, korkeiden rakennusten, maan liikkeiden, tunneleiden sekä putkilinjojen monitorointiin. Suomessa FBG-antureita on käytetty siltojen monitorointiin. Yhtenä esimerkkinä tästä on muun muassa Ahvenkosken silta (Dimense Oy 2014).

Maaperän liikkeiden seurantaan voidaan käyttää esimerkiksi FBG-pohjaisia inklinometrejä. Pistemäisiä FBG-antureita voidaan asentaa inklinometriputkeen tai terästankoon, joilla seurataan venymän muutosta putkea tai tankoa pitkin. Venymän muutoksesta saadaan laskettua ympäröivän maaperän vaakasuuntaiset siirtymät. Myös FBG peräisiä pietsometrejä on tutkittu ja testattu huokosvedenpaine mittaamista varten. (Cheng-Yu et al. 2016).

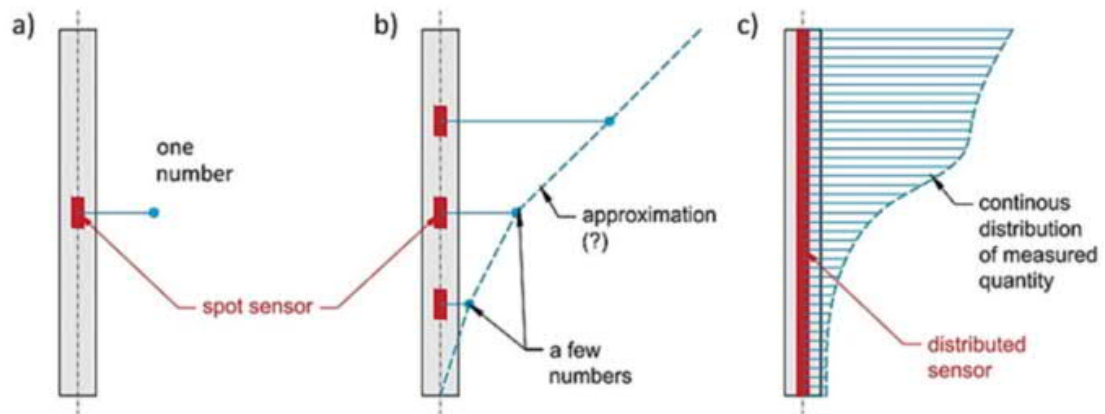
Pistemäisillä tai sarjaan kytketyillä FBG-antureilla saadaan maaperän vaakasuuntaiset siirtymät vain tietyistä pisteistä. Hajautetuilla takaisinsirontaan perustuvilla menetelmillä saadaan kartoitettua maaperän liikkeitä koko kuidun matkalla. Esimerkiksi luiskien tapauksessa voidaan hajautetuilla optisilla kuiduilla

hahmottaa jatkuvien mittaustulosten perusteella luiskan vakavuuden kannalta heikoimmat liukupinnat ja leikkausvyöhykkeet (kuva 15). (Soga et al. 2019).



Kuva 15: Luiskan siirtymien seuranta hajautetuilla optisilla kuiduilla: a) leikkausvyöhykkeiden määrittäminen, b) Luiskaan asennettu optinen kuitu, c) Jatkuva mittaustiedot maakerrosten siirtymistä (Soga et al. 2019).

Paalujen tapauksessa kuituoptyilla antureilla voidaan seurata paalujen lämpötilaa, venymiä sekä tämän kautta myös jännitystilaa. Optiset kuidut voidaan asentaa esimerkiksi paikallavalettavien paalujen raudoituksiin tai teräsbetoni- tai teräspaalun jälkeenpäin tehtyyn uraan. Pistemäisillä antureilla saadaan mitattua venymämittauspisteessä, josta saadaan sovitettua paalun venymäprofiili. (Cheng-Yu et al. 2016). Hajautetuilla optisilla kuiduilla saadaan mitattua venymäprofiili koko paalun matkalla, mikä vähentää mittauspisteiden välisistä approksimaatiosta tapahtuvia virheitä (kuva 16). Lisäksi paalun jatkuvalla mittaustiedot saadaan määritettyä muun muassa kuormien siirtyminen vaippakitkan vaikutuksesta maaperään tarkemmin (de Battista et al. 2016).



Kuva 16: Kuituoptiset mittaukset paalussa: a) pistemäinen mittaus b) sarjaan kytkeytyt pistemäiset anturit c) jatkuva mittausdata hajautetuilla menetelmillä (Bado et al. 2021).

Kansainvälisesti kuituoptisia antureita on käytetty korkeassa rakentamisessa rakenteiden kunnonvalvontaan (Structural Health Monitoring). Esimerkiksi Singaporessa on toteutettu 10 vuoden monitorointi 19 kerrosta korkealle rakennukselle, jossa optiset SOFO-anturit upotettiin rakennuksen betonipilareihin (Glisic et al. 2013). Monitorointisysteemin suoriutui hyvin ja kaikki betoniin upotetut kuituoptiset anturit olivat toimintakunnossa yli kymmenen vuoden jälkeen.

Korkeiden rakennusten perustusten pitkäaikaiseen monitorointiin kuituoptiset menetelmät ovat hieman vieraampia, mutta soveltuvuutta esimerkiksi paalujen monitorointiin koekuormituksissa on tutkittu paljon. Esimerkiksi Lontoossa on tutkittu paikalla valettuja teräsbetonipaaluja Brilloinin sirontaan perustuvilla optisilla kuiduilla ja tehty näille staattisia koekuormituksia (de Battista et al. 2016). Tutkimuksissa optisten kuitujen mittaustulokset vastasivat hyvin tutkimuksen yhteydessä käytettyjen ekstensometrien mittaustuloksia. Myös FBG-antureita on tutkittu paalujen erilaisissa koekuormituksissa ja tekniikka on todettu lupaavaksi (Li et al. 2009). FBG-antureiden soveltuvuutta on tutkittu myös teräsputkipaalujen dynaamisissa koekuormituksissa, jossa optiset kuidut asennettiin paalun kylkeen kaiverrettuun uraan (Doherty et al. 2015). Paalut lyötiin tiiviiseen hiekkaan ja optinen kuitu pysyi ehjänä paalutuksen ajan. Tämä osoittaa myös mahdollisuuksia optisten kuitujen kestävyydelle oikein suojattuina ja asennettuina. Optisten kuitujen osoitettua pitkäaikainen toimintansa korkeiden rakennusten rungon betonirakenteiden monitoroinnissa sekä kestävyys paalujen koekuormituksissa, olisi optisten kuitujen soveltaminen myös korkeiden rakennusten perustuksiin näiden tietojen perusteella mahdollista.

4.1.4 Edut ja rajoitukset

Kuituoptisilla menetelmillä on muutamia etuja perinteisiin menetelmiin nähden. Tärkeimmiksi eduiksi voidaan katsoa muun muassa venymäantureiden korkea tarkkuus ja pitkäaikainen vakaus. Tarkkuus venymämittauksissa on pistemäisillä antureilla noin $1 \mu\epsilon$ ja hajautetuilla noin $20 \mu\epsilon$ (Negro Jr et al. 2009).

Pitkäaikaisen vakauden merkittävin syy on kuituoptysten antureiden sähköinen ja kemiallinen passiivisuus. Tämä tarkoittaa käytännössä sitä, että kuituoptyiset anturit eivät ole alttiita ulkoisille sähkömagneettisille häiriöille ja kestävät myös hyvin korroosiota. Useampien valmistajien mukaan optisten kuitujen käyttöikä on yli 25 vuotta. Tällöin optiset kuidut sopisivat hyvin myös pitkäaikaisiin monitorointeihin. Eduksi voidaan katsoa myös antureiden sarjaan kytkettävyys yhteen kuituun, joka vähentää kaapeloinnin tarvetta. Esimerkiksi hitsattavien FBG-antureiden tapauksessa yhteen kuituun voidaan hitsata kymmeniä Braggin hiloja. Hajautetuissa mittausten menetelmissä koko kuitu toimii anturina ja näin ollen mittaustietoa saadaan koko kuidun matkalta. (Pyrhönen 2021, Lyöri 2021).

Kuituoptysten menetelmien suurimmaksi rajoitukseksi voidaan katsoa optisten kuitujen hintataso. FBG-antureiden hintataso on noin 300€ – 700€ luokkaa (Englund et al. 2008, Lyöri 2021). Tähän vertauskuvana venymäliuskan hinta on noin 10€ – 30€ kappale ja värähdyslankavenymäanturi 100€ – 150 € kappale (Lyöri 2021). FBG-kuituantureiden lisäksi esimerkkinä neljä kanavainen lukulaite maksaa noin 10 000 – 15 000 € (Pyrhönen 2021). Neljä kanavainen laite tarkoittaa, että siihen saadaan liitettyä neljä optista kuitua, joissa jokaisessa voi olla useita Braggin hila-antureita.

Hajautetuissa menetelmissä hinta muodostuu lähinnä takaisinsironnan signaalilukulaitteesta. Tämän kaltaisissa laitteissa hinta on jopa sadan tuhannen euron luokkaa (Pyrhönen 2021, Englund et al. 2008). Tämän lisäksi on myös itse kuidun hinta, mikä vaihtelee sen ominaisuuksien mukaan muutamasta eurosta kymmeneen euroihin metriä kohden (Englund et al. 2008). Ympäristön vaikutuksilta suojaukset tuovat kuituun merkittävästi lisää hintaa. Korkean hintatason takia optiset menetelmät eivät ole yleistyneet Suomessa. Yleensä kohtuullisissa kohteissa, joissa asennettavien antureiden määrä on muutamien kymmenien luokkaa, perinteiset menetelmät osoittautuvat edullisemmaksi vaihtoehdoksi ja tulevat tästä syystä valituksi. (Lyöri 2021).

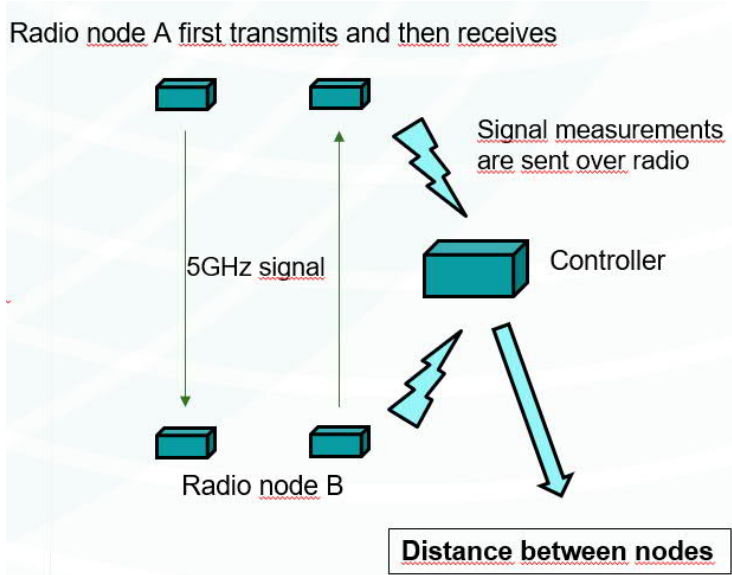
4.2 Radiopohjainen etäisyyden mittaus

Kontaktivapaat ja langattomat mittausten menetelmät ovat myös yhtenä kiinnostuksen kohteena geoteknisessä sekä rakenteiden monitoroinnissa tällä hetkellä. Yksi esimerkki tästä on suomalaisen Koherent nimisen yrityksen kehitteillä oleva tekniikka, missä etäisyyden mittaus tehdään radiopohjaisesti. Seuraavaksi esitellään tämän mittausten menetelmän toimintaperiaate yleisellä tasolla sekä mittausten menetelmän käyttösovelluksia ja mahdollisuuksia.

4.2.1 Toimintaperiaate

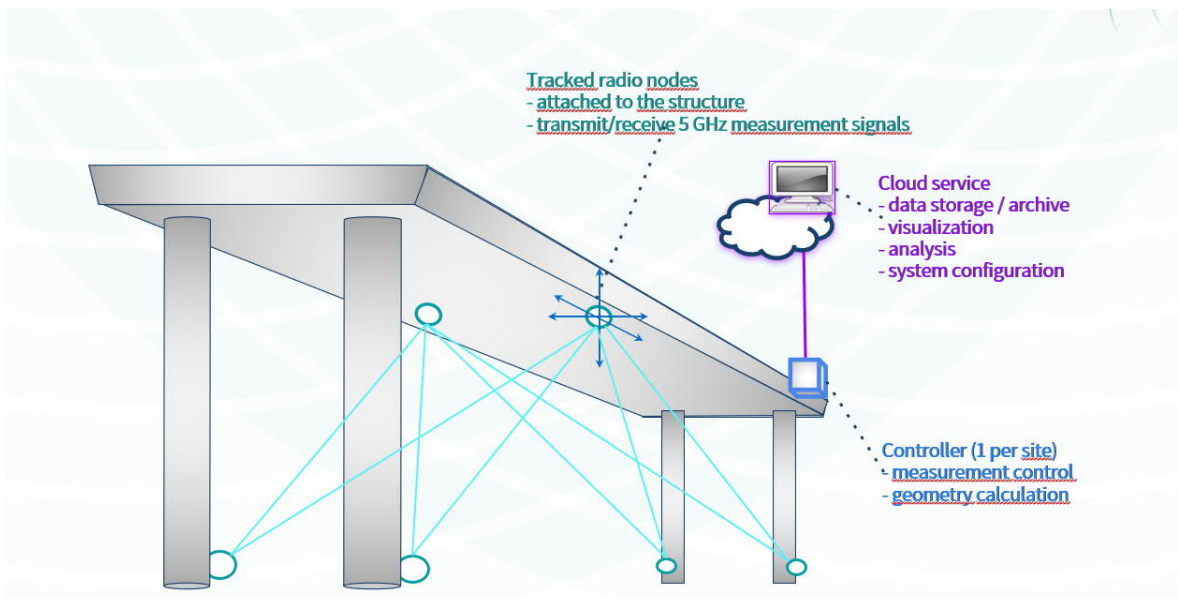
Koherentin tekniikka perustuu radiointerferometriaan. Systemi koostuu useammasta radiomittalaitteesta sekä laskentayksiköstä. Jokainen mittalaite pystyy lähettämään sekä vastaanottamaan radiosignaalia. Kahden mittalaitteen välinen etäisyys voidaan mitata laitteen vastaanottaman radiosignaalin vaiheen suhteesta omaan kelloon. Radiosignaalin vaihe-ero lähetetään laskentayksikölle, joka laskee tämän perusteella kahden mittalaitteen välisen etäisyyden. Tällä tavalla saadaan

määritettyä mitattavien pisteiden siirtymät joka suuntaan. Kuvassa 17 on esitetty tämä periaate. (Leppänen 2021).



Kuva 17: Koherentin radiopohjaisen etäisyyden mittauksen periaate (Leppänen 2021).

Radiomittalaitteet kiinnitetään mitattavan rakenteen pinnalle. Näiden lisäksi ympäristöön asennetaan referenssipisteiksi mittalaitteita paikallaan pysyviin kohteisiin. Laitteet muodostavat mittausverkon rakenteen ympärille, jossa voidaan mitata minkä tahansa kahden laitteen välistä etäisyyttä sekä koko laitejoukon geometriaa (kuva 18). Laitteet lähettävät ja vastaanottavat radiosignaaleja noin 5 – 6 GHz taajuusalueella. Tämä mahdollistaa niiden toiminnan joka suuntaan, eikä toiminta-alue ole rajoitettu tietylle sektorille. (Leppänen 2021).



Kuva 18: Radiolaitteista muodostettu mittausverkko (Leppänen 2021).

4.2.2 Käyttösovelluksia

Koherentin radiopohjaista mittausmenetelmää on mahdollista soveltaa monenlaisien eri rakenteiden monitorointiin. Menetelmällä voidaan muun muassa mitata suoraan muodonmuutoksia siltarakenteista, padoista, kattorakenteista, tukiseinä-rakenteista, tuulivoimaloista sekä muista vastaavanlaisista rakenteista. Korkeaan rakentamiseen menetelmä sopii myös hyvin, mutta rajoittuu kuitenkin käytännössä maanpäällisiin rakenteisiin. Rakennuksen maanpäällisen osan liikkeitä ja värinää voidaan seurata rakennukseen asennettavilla radiomittalaitteilla sekä muualle ympäristöön asennettavilla referenssiradiolaitteilla. Rakennuksen pohjalaattaa voidaan monitoroida esimerkiksi kellarista käsin joukolla radiomittalaitteita. Vertailemalla laitteista mitattuja 3D siirtymiä keskenään on mahdollista selvittää esimerkiksi pohjalaatan painumat sekä kallistumat. Pohjalaatan monitorointi rakennuksen ulkopuolelta ulkoseinän läpi on myös tietyissä tapauksissa mahdollista, kun seinä ei ole liian paksu hidastaakseen radioaaltoja liikaa. Tätä mahdollisuutta on avattu enemmän menetelmän rajoitusten yhteydessä. Radiomittalaitteiden käyttöikä on Koherentin mukaan noin 10 vuotta, joten menetelmä sopisi myös pidempi-aikaisiin monitorointeihin. (Leppänen 2021).

4.2.3 Edut ja rajoitukset

Tärkeimmäksi eduksi radiopohjaisessa menetelmässä voidaan katsoa mittausten suorittaminen langattomasti. Tämä helpottaa huomattavasti esimerkiksi monitorointilaitteiston asennustöissä. Eduksi voidaan katsoa myös tarkkuustaso pitkän kantaman päähän. Mittauksilla saavutetaan sekä nopeiden, että hitaiden muodonmuutosten kolmiulotteiset siirtymät parhaimmillaan jopa 0,1 mm tarkkuudella enimmillään noin yhden kilometrin päähän. Mittaustarkkuus ei heikkene etäisyyden mukaan, sillä mittaus perustuu radioaaltojen aallonpituuksiin. Menetelmä kestää myös ympäristön häiriötekijöitä, kuten esimerkiksi vaihtelevia sääolosuhteita tai työmaan pölyä vastaan. (Leppänen 2021).

Yhtenä rajoituksena voidaan pitää radioaaltojen läpäisevyyttä muualla kuin ilmassa. Radioaallot hidastuvat kohdatessaan väliaineen kuten seinän tai maaperän. Esimerkiksi mittauksia maaperän läpi ei voida suorittaa suoraan, mikä rajaa esimerkiksi paalujen siirtymien mittaamisen pois menetelmän käyttösovelluksista. Etäisyyden muutos on mahdollista mitata vielä noin 300 mm raudoitetun betoniseinän läpi tarkasti, mutta absoluuttista etäisyyttä ei saada määritettyä tarkasti seinän läpi ilman erillistä kalibrointimittausta. Kalibroinnin jälkeen muutosten seuraaminen maksimissaan 300mm seinän läpi on kuitenkin mahdollista, jos tämän radio-ominaisuudet eivät muutu. Tällöin radioaallot hidastuvat samalla tavalla ja etäisyyden muutos voidaan tunnistaa, kun alkuperäinen etäisyys on tiedossa. Tämä mahdollistaisi siis teoriassa aiemmin mainitun esimerkin pohjalaatan monitoroinnista ulkoseinän läpi. (Leppänen 2021).

4.3 Fotogrammetria

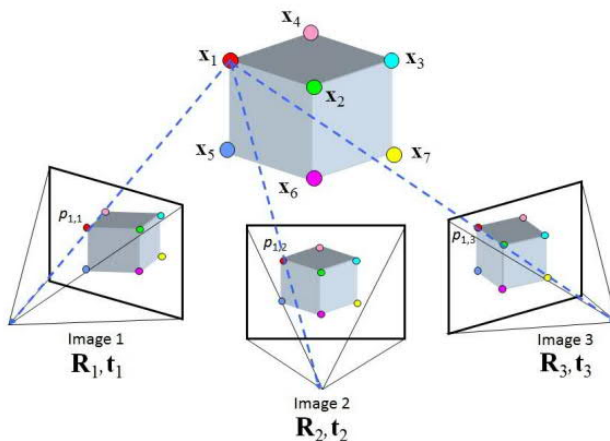
Fotogrammetrialla tarkoitetaan valokuvamittaus ja -tulkinta metodeja, joilla voidaan tuottaa kohteen kolmiulotteisia muotoja sekä sijaintitietoja kohteesta kuvatujen valokuvien avulla (Luhmann et al. 2006). Fotogrammetriaa on yleisesti käytetty esimerkiksi kartoituksiin, maastoaineistojen tuottamiseen tai ilmakuvantamiseen. Menetelmän soveltuvuutta monitorointikäyttökohteisiin on myös tutkittu kansainvälisesti. Seuraavaksi tarkastellaan fotogrammetrian toimintaperiaatetta yleisesti ja tämän sovelluksia monitorointikohteisiin. Lisäksi pohditaan myös fotogrammetrian soveltuvuutta korkean rakentamisen kohteiden monitorointiin.

4.3.1 Toimintaperiaate

Fotogrammetrian avulla voidaan rekonstruoida kuvattavan kohteen sijainti, suunta, muoto tai koko. Fotogrammetrian tuloksena saatava aineisto voi olla esimerkiksi kolmiulotteinen koordinaatti kohteesta tai useasta koordinaatista muodostuva piste pilvi, kartta, pinta tai geometrinen malli, mikä esittää esimerkiksi kohteen korkeusaseman tai pinnan muodot. (Kraus 2007).

Fotogrammetriassa hyödynnetään useita kohteesta eri näkökulmasta otettuja valokuvia. Valokuvat ovat toisiinsa nähden osittain päällekkäin. Tutkittava kohde saadaan muodostettua kolmiulotteisesti usean samasta kohteesta kuvatun valokuvan avulla poimimilla näistä jokaisesta kohteen ominaisuudet. Tekniikka tunnetaan englannin kielellä nimellä Structure from Motion tai lyhyemmin SfM. (Soga et al. 2019). Kuvassa 19 on havainnollistettu tämä periaate.

Myös englannin kielellä tunnettu tekniikka Digital Image Correlation (DIC) voidaan katsoa yhdeksi fotogrammetrian sovellukseksi. Tekniikka eroaa hieman SfM-tekniikasta, sillä siinä kamera on yleensä paikallaan ja kohtisuorassa kuvattavaa kohdetta nähden, jotta muodonmuutokset kuvaparista saadaan määritettyä. Menetelmä on ollut käytössä laboratoriotasolla esimerkiksi muodonmuutosten ja venymien mittaamisessa. Sen soveltuvuutta kenttäkäyttöön on alettu tutkia digitaalisen kuvanlaadun kehittyessä. (Soga et al. 2019).



Kuva 19: Structure from Motion tekniikka (Soga et al. 2019).

Fotogrammetria voidaan jakaa myös lähifotogrammetriaan (close-range photogrammetry) tai ilmafotogrammetriaan (aerial photogrammetry). Ilmafotogrammetriassa kamera on asennettuna lentokoneeseen tai droneen ja usean ilmasta käsin otetun päällekkäisen valokuvan avulla voidaan muodostaa esimerkiksi kolmiulotteisia maastomalleja. Lähifotogrammetria suoritetaan yleensä maasta käsin käsikameralla tai kolmijalalle asennetulla kameralla läheltä kohdetta. Droneilla lähietäisyydeltä tehtävät valokuvamittaukset voidaan yleensä myös tulkita lähifotogrammetriaksi. (Kutz 2013). Rakennusten sekä geoteknisten rakenteiden monitorointi voidaan katsoa tapahtuvan lähietäisyydellä fotogrammetrian näkökulmasta, joten seuraavassa kappaleessa käsitellyt esimerkit tekniikan sovelluksista käsittelevät lähinnä lähifotogrammetriaa.

4.3.2 Käyttösovelluksia

Suomessa fotogrammetriaa on käytetty muun muassa aluemaisten kohteiden kartoituksissa, rakennuskohteen lähtötietojen keräämisessä tuottamalla fotogrammetrian avulla esimerkiksi maastomittausaineistoja, toteumatietojen keräämisessä, rakentamisen eri vaiheiden dokumentoinnissa, rakennusten ulkopuolisten rakenteiden mallinnuksessa sekä monimutkaisten arkkitehtonisten rakenteiden mallintamiseen ja dokumentointiin (Rakennustieto 2019). Geoteknisten kohteiden tai erilaisten rakenteiden monitorointiin fotogrammetrian soveltaminen Suomessa on ollut vähäistä, mutta tätä on kuitenkin tutkittu kansainvälisesti paljon.

Yksi esimerkki tästä on Kyrenian alueella Kyproksella toteutettu paalutukiseinän monitorointi, jossa hyödynnettiin drone-lennokeiden avulla suoritettuja valokuvamittauksia (Ekinci et al. 2021). Tutkimuksessa tukiseinään ja sen ympäristöön asetettiin aluksi takaisinheijastavia kohdepisteitä, jotka oli tulostettu A4-paperille ja suojattu sääolosuhteilta. Näitä käytettiin valokuvamittausten mittauss- sekä kontrollipisteinä. Valokuvat otettiin neljällä eri ajanjaksolla ja näistä muodostettiin 3D pistepilvet. Eri ajanjaksoilta saatuja pistepilviä verrattiin CloudCompare nimisellä ohjelmalla ja tällä tavoin saatiin määritettyä tukiseinässä tapahtuvat siirtymät eri ajanjaksojen välillä. Lopuksi saatuja tuloksia vertailtiin samasta kohteesta saatuihin inklinometrimitaustuloksiin. Tulokset olivat toisiinsa nähden samankaltaisia. (Ekinci et al. 2021).

Fotogrammetrian sovellusta nimeltä Digital Image Correlation on myös hyödynnetty tukiseinärakenteiden monitorointiin. Taiwanissa toteutettiin 6 kuukautta kestävä seuranta tällä tekniikalla (Tung et al. 2013). Tukiseinään oli kiinnitetty kontrolli ja seurantapistettä samaan tapaan kuin aiemmassa esimerkissä, mutta tässä tapauksessa kamera pysyi kiinteästi paikallaan tukiseinän edessä. Tukiseinän siirtymät saatiin määritettyä tutkimuksen mukaan noin 3mm tarkkuudella. (Tung et al. 2013).

Fotogrammetrian soveltuvuutta rakenteiden toiminnan arviointiin on myös tutkittu. Portugalissa on testattu fotogrammetriaa teräsrakenteisen kevyenliikenteensillan koekuormituksessa (Valença et al. 2011). Sillan teräspalkkeihin asetettiin yhteensä 83 kohdepistettä valokuvausmittauksia varten. Sillan siirtymät koekuormitusten aikana saatiin määritettyä fotogrammetrian avulla muutamien millimetrin

tarkkuudella, mutta tulokset olivat silti osittain alttiita ympäristön vaikutuksille, kuten tuulelle tai auringon valolle. Tutkimus kuitenkin osoitti fotogrammetrian mahdollisuuksia rakenteiden monitorointiin. (Valença et al. 2011).

4.3.3 Edut ja rajoitukset

Fotogrammetrian soveltamisessa monitorointiin on sekä etuja että haittoja. Eduiksi voidaan katsoa menetelmän nopeus ja langattomuus. Käyttämällä fotogrammetriaa monitorointityökaluna säästetään aikaa sekä kustannuksia laitteistojen asennustoissa, sillä kuvattavaan kohteeseen ei tarvitse kohdepisteiden lisäksi asentaa erillisiä mittalaitteita. Menetelmällä voidaan myös samanaikaisesti seurata lukuisia tarkastelupisteitä. Hyödyntämällä myös esimerkiksi drone-lennokkeja päästään käsiksi muuten hankalasti kuljettaviin kohteisiin. (Ekinci et al. 2021).

Fotogrammetrian soveltaminen monitorointiin rajoittuu kuitenkin näköyhteydellä oleviin kohteisiin, sillä tekniikka perustuu valokuviin. Lisäksi tarkkuustaso fotogrammetriassa riippuu monesta eri tekijästä. Se on riippuvainen kuvausetaisyudesta, ympäristön sää- tai valo-olosuhteista, kontrolli- ja mittapisteen sijainnista sekä käytettävästä kuvauslaitteistosta. Jonkun näistä poiketessa riittävästi optimaalisesta, saattaa mittaustuloksiin tulla merkittäviä virheitä. Alttius ympäristön vaikutuksille tuo ongelmia myös reaaliaikaisen monitoroinnin mahdollisuuksiin. (Ekinci et al. 2021; Tung et al. 2013).

Vaikka lukuisten tutkimusten tulokset fotogrammetrian soveltamisesta monitorointiin vaikuttavat lupaavilta, on sen soveltamisessa korkean rakentamisen kohteisiin vielä omat haasteensa. Mittausten rajoittuessa näköyhteydelle, rajautuisi seurantamittaukset maanpäällisiin kohteisiin, mikä rajaisi esimerkiksi perustusrakenteiden suoran seurannan pois. Lisäksi riittävän tarkkuustason saavuttamiseksi on huomioitava monta eri edellä mainittua tekijää. Menetelmä voisi olla teoriassa mahdollinen korkeiden rakennusten dynaamisten muodonmuutosten seurantaan, jossa suhteellinen tarkkuustaso riittää (Wu et al. 2019). Käytännön kokemuksia tästä on kuitenkin vielä melko vähän, jonka perusteella voisi arvioida soveltuvuutta esimerkiksi pidempi aikaisempiin monitorointeihin tai toimintaa automaattisena sekä reaaliaikaisena seurantajärjestelmänä.

4.4 Yhteenveto ja vertailu

Taulukkoon 3 on koottu tässä kappaleessa käsiteltyjen vaihtoehtoisten mittausmenetelmien tärkeimpiä etuja sekä rajoituksia. Taulukosta voidaan nähdä, että kuituoptyilla antureilla on mahdollista päästä korkeaan tarkkuuteen ja samalla säilyttää antureiden pitkäaikainen vakaus. Kuituoptyisten laitteiden hintataso rajoittaa kuitenkin näiden käyttöä, vaikka nämä olisivatkin soveltuvia perustusrakenteiden monitorointiin korkeassa rakentamisessa.

Taulukon 3 mukaan radiopohjaisen mittausmenetelmän etuna on langattomuus, tarkkuus sekä kestävyys sää- ja muita ympäristöolosuhteita vastaan. Radioaaltojen läpäisevyys muualla kuin ilmassa rajaa menetelmän soveltamisen kuitenkin maanpäällisiin rakenteisiin tiettyjä poikkeustapauksia lukuun ottamatta.

Fotogrammetrian tärkeimpinä etuina on menetelmän langattomuus ja nopeus. Fotogrammetrian tarkkuustaso riippuu kuitenkin monesta eri tekijästä, kuten sää- ja valo-olosuhteista. Lisäksi myös fotogrammetria rajautuisi korkeassa rakentamisessa maanpäällisten rakenteiden monitorointiin.

Kaikki edellä kuvatut vaihtoehtoiset menetelmät vaikuttavat lupaavilta monitorointimenetelmiltä. Jokaisessa on omat edut sekä rajoitukset ja tästä syystä niiden soveltamismahdollisuudet eroavat toisistaan. Yhdistelemällä kuitenkin eri menetelmiä saadaan paras tulos. Teknologian kehittyessä tulevaisuudessa voisi kuvitella vaihtoehtoisten mittausmenetelmien tulevan edes osittain perinteisten menetelmien tueksi rakenteiden sekä geoteknisessä monitoroinnissa. Myös soveltamismahdollisuudet korkean rakentamisen kohteisiin ovat laajat.

Taulukko 3: Yhteenveto vaihtoehtoisista mittausmenetelmistä.

Menetelmä	Edut	Rajoitukset	Soveltuvuus korkeaan rakentamiseen
Pistemäiset kuituoptyset menetelmät	-Korkea tarkkuus -Pitkäaikainen va- kaus -Sarjaan kytkettä- vyys	-Suhteellisen korkea hinta - Kuitu suojattava ympä- ristön haitoilta	-Soveltuu paalujen sekä pohjalaatan venymien ja lämpötilojen mittaa- miseen
Hajautetut kuituoptyset menetelmät (Brilloun)	-Korkea tarkkuus -Pitkäaikainen va- kaus -Jatkuva venymämit- tausdata	-Korkea hintaiset sig- naalien lukulaitteet -Kuitu suojattava ympä- ristön haitoilta	-Soveltuu paalujen sekä pohjalaatan venymien ja lämpötilojen mittaa- miseen
Radiopohjainen etäi- syyden mittaus	-Langattomuus -Korkea tarkkuus -Kestävä sääolosuh- teita vastaan	-Radioaaltojen lä- päisevyys muualla kuin ilmassa -Ei sovellu maanalaisten rakenteiden seurantaan (paalut)	-Rajoittuu maanpäälli- siin rakenteisiin -Mittaukset väliaineen läpi myös tiettyyn pis- teeseen asti (pohja- laatta)
Fotogrammetria	-Nopeus -Langattomuus	-Sää- ja valo-olosuhteille altis -Ei sovellu maanalaisten rakenteiden seurantaan (paalut)	-Rajoittuu maanpäälli- siin rakenteisiin

5 Monitoroinnin suunnittelu

Rakennusprojektiin liittyvän monitoroinnin huolellinen suunnittelu auttaa monitoroinnin toteutuksessa ja lisää monitoroinnilla saavutettavia hyötyjä. Tässä kappaleessa jokaisen väliotsikon kohdalla on annettu yleistä ohjeistusta monitoroinnin suunnitteluprosessissa huomioitavista asioista sekä kiinnitetty erityisesti huomioita korkeiden rakennusten tapauksiin. Huomio kiinnittyy pääosin korkeiden rakennusten paalutettujen perustusten toiminnan seuraamiseen. Perustusten toiminnan monitoroinnin lisäksi korkean rakentamisen kohteissa monitorointi voi olla tarpeen myös esimerkiksi lähellä olevien rakenteiden kannalta tai mahdollisesti syvien kaivantojen vuoksi. Näihin liittyvät monitoroinnit rajautuvat tästä tarkastelusta pois, mutta ne olisi hyvä sisällyttää samaan suunnitelmaan perustusten toiminnan monitoroinnin kanssa. Väliotsikoita voidaan käyttää myös tarkastuslistana suunniteltaessa monitorointia.

5.1 Lähtökohdat ja monitoroinnin tarkoitus

5.1.1 Määrittele projektin lähtötiedot

Monitorointia suunniteltaessa tulisi aluksi olla tiedossa projektin yleis- ja lähtötiedot. Monitorointiohjelman laatijalla tulisi ainakin olla käytettävissä kaikki saatava lähtötieto maaperä-, pohjavesi- sekä muista ympäristöolosuhteista, läheisistä olemassa olevista rakenteista sekä alueelle suunnitelluista rakentamistoimista ja rakentamistavoista. (Dunnicliff et al. 2012).

Paaluperustusten toiminnan monitoroinnin kannalta olisi hyvä esimerkiksi olla tiedossa paalujen asettelu, paalutyyppe, asennustapa sekä materiaali, sillä nämä saattavat vaikuttaa laitteistojen valintaan tai asennukseen. Lisäksi perustusten toimintaan liittyvät suunnitelma- tai mitoitustiedot olisi hyvä olla tiedossa, jotta saadaan lähtökohtia seurattavien parametrien suuruusluokalle tai laitteiston valinnalle. Pohjasuhteista tulisi tietää maaperä- ja pohjavesiolosuhteiden lisäksi myös kalliopinnan oletettu sijainti.

5.1.2 Arvioi toimintaa ohjaavia tekijöitä

Kun monitorointia varten on saatavilla kaikki tarvittava lähtötieto, olisi hyvä arvioida ilmiöitä tai mekanismeja, jotka todennäköisimmin ohjaavat seurattavaa toimintaa (Dunnicliff et al. 2012). Paalutettujen perustusten tapauksessa nämä olisivat asioita, mitkä vaikuttavat perustusten toimintaan. Näitä on käsitelty kappaleessa 2. Perustusten toimintaan vaikuttaa muun muassa vallitsevat pohjasuhteet, perustustyyppi sekä rakennukselta tuleva kuormituksen tyyppi, suuruus ja jakautuminen. Kappaleessa 2.3 on osittain käsitelty korkean rakennuksen eri kuormitustilojen vaikutuksia perustussysteemin toimintaan. Kappaleessa 2.4 on käsitelty maaperän liikkeistä aiheutuvia vaikutuksia perustusten toimintaan ja esitetty näiden mahdollisia lähteitä (kuva 3). Näiden lisäksi olisi myös tärkeä arvioida, miten maaperä ja rakenne toimivat yhdessä. Maaperän ja rakenteen yhteistoiminnan arvioimiseksi ei tulisi keskittyä erikseen geoteknisiin tai rakenteellisiin elementteihin, vaan nämä

tulisi tarkastella yhtenä kokonaisuutena. Huomioitavina asioina on erilaiset vuorovaikutukset perustusrakenteiden ja maaperän välillä sekä vuorovaikutukset perustusrakenteiden ja yllä olevien rakenteiden välillä. (Poulos 2017).

5.1.3 Määritä geotekniset kysymykset ja monitoroinnin tarkoitus

Seuraava tärkeä lähtökohta monitorointia suunniteltaessa on geoteknisten kysymysten ja tätä kautta monitoroinnin tarkoituksen määrittäminen. Jokaisen käytettävän mittausmenetelmän tai valitun mittauspisteen tulisi tuottaa tarpeellista tietoa projektin kannalta. (Dunnicliff et al. 2012). Paalutettujen perustusten monitorointiin korkean rakentamisen kohteissa voisi liittyä ainakin seuraavia kysymyksiä:

- Millaiset ovat pohjaolosuhteet todellisuudessa?
- Vastaako perustusten käyttäytyminen suunniteltua?
- Miten paalut käyttäytyvät korkean rakennuksen eri kuormitustilojen alla yksilönä ja ryhmänä? (siirtymät, venymät, jännitystilat)
- Onko paalun asennus vaikuttanut sen toimintaan? (rakenteelliset tai asennuksesta johtuvat viat)
- Miten korkean rakennuksen painumat etenevät? Miten painumat jakautuvat? (epätasaiset painumat)
- Tapahtuuko maaperässä perustusten toiminnan kannalta merkittäviä liikkeitä tai muutoksia jännitystiloiissa?

5.1.4 Tunnista, analysoi ja kohdista riskit ja suunnittele riskienhallintaa

Suunnittelun alkuvaiheessa tulisi myös käsitellä projektiin liittyviä riskejä. Riskit tulisi tunnistaa, jotta monitoroinnin eri tarkoituksia voidaan asettaa tärkeysjärjestykseen. Erilaiset riskianalyysit sisältävät laajan valikoiman tieteellisiä teorioita ja teknisiä analyyseja mahdollisten riskilähteiden tunnistamiseksi, esiintymistodennäköisyyksien määrittämiseksi ja seurausten arvioimiseksi. Kokonaisriskin voidaan katsoa olevan jokaisen riskilähteen todennäköisyyksien ja tapahtumien seurauksien tulo. Riskiä voidaan hallita toimilla, jotka vähentävät riskilähteen esiintymisen todennäköisyyttä tai vähentävät kyseisen tapahtuman haitallisia seurauksia. (Dunnicliff et al. 2012).

5.2 Seurantamittaukset

5.2.1 Määrittele monitoroitavat parametrit

Kun monitoroinnin tarkoitus on selvillä ja mahdolliset riskit tunnistettu, tulisi määritellä monitoroitavat parametrit. Parametrejä valitessa tulisi kiinnittää huomiota seurattavan toiminnan kannalta oleellisimpiin parametreihin, mitkä vaikuttavat suoraan monitoroitavan ilmiön tai rakenteen toimintaan. Tämän lisäksi myös epäsuorasti vaikuttavat parametrit on hyvä huomioida parametrejä valittaessa. (Dunnicliff et al. 2012).

Paalutettujen perustusten monitoroinnissa parametrit voidaan jakaa perustussysteemin toimintaa suoraan kuvaaviin parametreihin sekä epäsuorasti kuvaaviin

parametreihin, jotka saattavat kuitenkin vaikuttaa niiden toimintaan. Esimerkiksi paaluperustuksia ympäröivässä maaperässä tapahtuvat muutokset saattavat vaikuttaa perustusten toimintaan. Alla on listattu mahdollisia monitoroitavia parametreja perustussysteemistä ja ympäröivästä maaperästä (Poulos 2017, Dunncliff 2012):

- Perustussysteemi:
 - Painumat: maksimi- ja minimipainumat (epätasaiset painumat)
 - Kallistumat
 - Paalujen päiden ja kärkien kuormitus
 - Venymät paalujen eri kohdissa (joista saadaan paaluihin kohdistuvat jännitykset ja voimat)
 - Paalujen taipumat
 - Kontaktipaine perustuslaatan ja maaperän välillä
- Ympäröivä maaperä:
 - Maaperän pystysuuntaiset liikkeet
 - Maaperän vaakasuuntaiset liikkeet
 - Maaperän jännitystila
 - Huokosvedenpaine.

5.2.2 Ennakoi mittausten ja parametrien vaihteluväli

Monitorointilaitteistojen valmistajat määrittävät laitteille tietyn tarkkuuden ja laitteilla suoritettaville mittauksille vaihteluvälin. Monitoroinnin suunnittelussa olisi hyvä arvioida mitattavien parametrien oletettu vaihteluväli, jotta voidaan arvioida laitteiston vaatimuksia ja valita sopiva mittauslaite. (Dunncliff et al. 2012). Mitattavien parametrien vaihteluväliä voidaan arvioida esimerkiksi projektissa tehtyjen rakennelaskelmien sekä geoteknisten laskelmien perusteella.

5.2.3 Valitse käytettävät mittausmenetelmät ja mittauslaitteisto

Kun monitoroitavat parametrit on valittu ja niiden vaihteluväli arvioitu, tulisi valita käytettävät mittausmenetelmät. Mittausmenetelmiä valittaessa tulisi kiinnittää huomiota eri menetelmien luotettavuuteen, käytettävään tiedonkeruumenetelmään, monitoroinnin lähtökohtien laajuudelle sekä tunnistettuihin riskeihin. Kaikkien käytettävien mittauslaitteiden tulisi olla perusteltuja. (Dunncliff et al. 2012). Alla olevassa taulukossa 4 on annettu ehdotuksia mahdollisista mittausmenetelmistä edellisissä kohdissa läpikäydyille monitoroinnin eri lähtökohdille ja seurattaville parametreille.

Taulukko 4: Mahdollisia mittausmenetelmiä monitoroinnin eri lähtökohdille perustusten toiminnan monitoroinnissa (Poulos 2017, Dunnycliff 2012).

Lähtökohtia monitoroinnille	Seurattava parametri	Mahdollisia mittausmenetelmiä
-Vastaako perustusten käyttäytyminen suunniteltua? (Paalutettu perustus) -Miten paalut käyttäytyvät korkean rakennuksen eri kuormitustilojen alla?	Paalun pään ja kärjen kuormitus	-Voima-anturi -Venymäanturit -Kuituoptiset venymämittausmenetelmät
	Venymä paalun eri kohdissa (voimat)	-Venymäanturit -Kuituoptiset venymämittausmenetelmät -Ekstensometri
	Kontaktipaine perustuslaatan ja maaperän välillä	-Maanpaineanturi
-Onko paalun asennus vaikuttanut sen toimintaan?	Paalun taipumat	-Inklinometri
	Paalun ehjyys	-Ehjyysmittaukset
-Miten korkean rakennuksen painumat etenevät? Miten painumat jakautuvat?	Painumat ja kallistumat eri kohdista perustusrakennetta	-Geodeettiset menetelmät -Vaaitus -Inklinometri (kallistusanturi) -Painumaletku
-Millaiset ovat pohjaolosuhteet todellisuudessa? -Tapahtuuko maaperässä perustusten toiminnan kannalta merkittäviä liikkeitä tai muutoksia jännitystilassa?	Maaperän pystysuuntaiset liikkeet	-Geodeettiset menetelmät -Ekstensometri -Painumamittausmenetelmät -Kuituoptiset mittausmenetelmät
	Maaperän vaakasuuntaiset liikkeet	-Geodeettiset menetelmät -Inklinometri -Kuituoptiset mittausmenetelmät
	Maaperän jännitystila	-Maanpaineanturi
	Huokosvedenpaine	-Pietsometri

5.2.4 Valitse mittauspisteet

Mittauspisteet määrittävät paikat, joissa mittaukset suoritetaan. Mittauspisteitä voidaan valita tunnistettujen riskien perusteella, jolloin mittauspisteet kohdistetaan paikkoihin, missä riskit ovat suurimmat. Mittauspisteet voidaan myös sijoittaa paikkoihin, joissa arvioitu käyttäytyminen katsotaan edustavan monitoroitavaa rakennetta kokonaisuudessaan tai kohtiin, mitkä ohjaavat toimintaa eniten. Ensisijaisten mittauspisteiden lisäksi, tulisi mittauspisteitä valita myös toissijaisista pisteistä, mitkä kuvaavat samaa toimintaa. Tällöin saadaan ensisijaisille mittauspisteille vertailukuvaksi varmentavaa mittaus tietoa ja mittaus tulosten luotettavuus kasvaa. (Dunnycliff et al. 2012).

5.2.5 Huomioi mittauksiin vaikuttavat tekijät ja ilmiöt

Harvoin mittaukset yksinään riittävät kuvaamaan seurattavaa toimintaa täysin. Tästä syystä monitoroinnin suunnittelussa tulisi huomioida tekijöitä tai ilmiöitä, mitkä saattavat vaikuttaa mittaustuloksiin. Tärkeää on huomioida esimerkiksi projektin rakennusvaihe ja sen etenemisen vaikutus mittaustuloksiin. Miten esimerkiksi korkeassa rakentamisessa rakentamisen aikana kerroskorkeuden mukana kasvavat kuormitukset vaikuttavat odotettaviin mittaustuloksiin? Lisäksi ympäristön vaikutukset on hyvä ottaa huomioon. Vaikuttaako esimerkiksi lämpötilan vaihtelut, sääolosuhteet tai muut vastaavat olosuhteet mittaustuloksiin tai laitteistojen toimintaan? (Dunnicliff et al. 2012).

5.2.6 Määritä menettelyt, joilla voidaan varmistaa mittaustulosten luotettavuus

Monitorointia suunniteltaessa on hyvä myös kiinnittää huomiota mittaustulosten luotettavuuden varmistamiseen. Mittauspisteiden valinnoissa mainittiin jo varmentavat toissijaiset mittauspisteet luotettavuuden kannalta. Tämän lisäksi voisi pohtia onko mahdollista mitata samaa parametria useammalla mittausmenetelmällä. Ensisijaisen mittausmenetelmän tukena oleva mittausmenetelmä on usein hyödyllinen ja lisää varmuutta, vaikka tämän tarkkuustaso olisikin huomattavasti pienempi. (Dunnicliff et al. 2012). Tästä erimerkkinä, vaikka takymetrimittaukset tukemaan ensisijaisia painuma- tai siirtymämittausmenetelmiä perustussysteemissä tai paalun venymämittaukset venymäantureilla sekä ekstensometreillä. Lisäksi paalun pään kuormitus voidaan mitata suoraan voima-anturilla, mutta myös tämän lisäksi epäsuorasti venymämittausten kautta venymäantureilla (SFS-EN ISO 22477-1 2018).

Samaa parametria monitoroitavien usean mittausmenetelmän lisäksi luotettavuutta voi lisätä myös johdonmukaisuuden löytäminen eri parametrien välille. Useampi parametri voi kuvata samaa ilmiötä. Esimerkiksi painumia voi kuvata sekä pystysuuntaiset siirtymät että huokosvedenpaineen muutokset. (Dunnicliff et al. 2012).

5.2.7 Arvioi toteutuksen kustannuksia

Suunnitteluvaiheessa on jo hyvä kiinnittää huomiota monitoroinnin toteutuksen kustannuksiin. Monitoroinnin toteutuksen kustannukset voidaan katsoa muodostuvan laitteistojen kalibroinneista, asennuksista sekä huollosta, mittaustulosten keruusta, käsittelystä, tulkinnasta sekä raportoinnista. Yleinen virhe kustannuksien arvioinnissa on hankkeen keston, tietojen keräämiseen sekä tulkintaan liittyvien kustannuksien aliarviointi. (Dunnicliff et al. 2012).

5.3 Mittaustulosten seuranta

5.3.1 Määritä mittaustaajuus

Mittaustaajuuden määrittäminen on tärkeä osa seurantamittausten suunnittelua. Mittaustaajuudella tarkoitetaan yksittäisten mittausten määrää aikayksikköä kohden eli mittausväliä. Mittaustaajuus valitaan mitattavan ilmiön nopeuden mukaan. Mitattavan ilmiön nopeus voidaan katsoa riippuvan kuormituksen tyypistä. Staattisesta kuormituksesta johtuvat ilmiöt tapahtuvat yleensä hitaammin kuin dynaamisesta kuormituksesta johtuvat ilmiöt. Dynaamisista kuormista aiheutuvat ilmiöt ovat usein nopeita, joten mittaustaajuus kannattaa asettaa korkeaksi kuormituksen ajaksi. Mitattavien ilmiöiden nopeus on kuitenkin hyvin tapauskohtaista ja staattisestakin kuormasta tapahtuva ilmiö voi tapahtua nopeasti. Jos ilmiötä monitoroidaan työturvallisuuden kannalta ja mahdollisen ilmiön oletetaan tapahtuvan nopeasti, on mittaustaajuus asetettava riittävän korkeaksi. Mittaustaajuus voidaan asettaa matalammaksi toiminnan monitoroinnissa, jos riskitaso on pienempi. (SGY 2017).

Korkeassa rakentamisessa on huomioitava sekä staattisista että dynaamisista kuormituksista aiheutuvat ilmiöt ja niiden nopeus. Rakentamisen aikana tietyn aikavälin lisäksi mittauksia tulisi tehdä ennen ja jälkeen kuormitusten lisäyksiä. Mittaukset voidaan määrittää suoritettavaksi esimerkiksi sopivalle kerroskorkeuden lisäykselle. Lisäksi mittaustaajuutta tulisi säätää tarpeen mukaan, jos tuloksissa ilmenee merkittäviä muutoksia tai kuormitusolosuhteet muuttuvat. (Yang 2020). Käytön aikaista monitoroinnin mittaustaajuutta voidaan arvioida tapauskohtaisesti rakentamisen aikaisista mittaustuloksista.

5.3.2 Määritä seurannan pituus

Monitorointia suunniteltaessa olisi hyvä alustavasti arvioida myös seurantajakson pituutta. Seurantajakson pituus asettaa vaatimuksia monitoroinnin toteutukseen esimerkiksi laitteiston kestävyydelle ja huoltotarpeille. Useiden korkeaan rakentamiseen liittyvien ohjeiden mukaan seurantajakson tulee kattaa ainakin koko rakennusaika sekä riittävän pitkä ajanjakso käytön aikana. Esimerkiksi Yhdysvalloissa Houstoniin rakennetussa One Shell Plaza rakennuksessa rakentamisen aikana tehtiin kerroskorkeuden mukaan säännöllisiä mittauksia. Rungon valmistumisen jälkeen mittauksia tehtiin 4-6 kuukauden välein. Kaksi vuotta rakennuksen valmistumisen jälkeen mittauslukemia otettiin vuosittain, jopa 10 vuotta rakentamisen jälkeen. (Poulos 2017).

Eurokoodin seurantaan liittyvän yleisen ohjeen mukaan rakentamisen jälkeisen seurantajakson pituus vaihtelee rakentamisen aikana tehtyjen havaintojen mukaisesti. Lisäksi rakenteiden, jotka voivat vaikuttaa epäedullisesti tuntuvaan osaan ympäröivää fysikaalista ympäristöä tai joiden murtuminen voi aiheuttaa epätavallisen riskin omaisuudelle tai ihmishengille, seuranta vaaditaan yli 10 vuoden ajaksi rakenteen valmistumisesta tai koko rakenteen eliniäksi (SFS-EN 1991-1 2014).

5.3.3 Määritä mahdolliset hälytys- ja ilmoitusrajat

Jos seurantamittaukset tehdään rakentamisen valvontaan tai turvallisuuteen liittyvistä syistä, on monitoroinnin suunnitteluvaiheessa määritettävä numeeriset arvot, jotka osoittavat tarvetta toimenpiteille. Näitä arvoja kutsutaan hälytys- ja ilmoitusrajoiksi. (Dunnicliff et al. 2012). Hälytys- ja ilmoitusrajat voidaan määrittää, kun seurattavaa toimintaa ohjaavat tekijät on tunnistettu ja seurattavien parametrien vaihteluväleille on tehty alustavia arvioita. Ilmoitus- ja hälytysrajojen ylityksille tulisi määritellä toimenpiteet, jotka tehdään ylityksen tapahtuessa (SGY 2017).

Korkeassa rakentamisessa yksi kriteeri hälytys- ja ilmoitusrajojen arvioinnissa voisi olla myös sallitut perustussysteemin liikkeet. Alla olevassa taulukossa 5 on annettu eräitä kokemuksiin ja ulkomaisiin standardeihin perustuvia raja-arvoja paaluperustusten painumille sekä kulmakiertymille (Poulos 2017). Taulukossa 6 on annettu Suomen ympäristöministeriön suuntaa antavia raja-arvoja rakennusten kokonaispainumille ja rakenteiden kulmakiertymille (Ympäristöministeriö 2018).

Taulukko 5: Paalutetun perustuksen liikkeen raja-arvoja (Muokattu: Poulos 2017, alkup. lähde: Zhang 2006).

Parametri	Arvo	Kommentit
Kokonaispainuman raja-arvo (mm)	106	Perustuu 52 eri tapaukseen paaluteuista perustuksista
Kulmakiertymän raja-arvo (rad)	1/500	Perustuu 57 eri tapaukseen paaluteuista perustuksista
Kulmakiertymän raja-arvo (rad)	1/250 (H < 24 m) 1/330 (24 < H < 60 m) 1/500 (60 < H < 100 m) 1/1000 (H > 100 m)	Kiinan standardista MOC (2002): Code for the design of building foundations H=rakennuksen korkeus

Taulukko 6: Rakennusten kokonaispainumien ja kantavien rakenteiden kulmakiertymien suuntaa antavia raja-arvoja (Ympäristöministeriö 2018).

Rakennetyyppi	Kokonaispainuman raja-arvoja (mm)	Kulmakiertymien raja-arvojen vaihteluväli	
		Karkearakeinen maapohja	Hienorakeinen maapohja
Massiiviset jäykät rakenteet	100	1/250 - 1/200	1/250 - 1/200
Staattisesti määrätyt rakenteet	100	1/400 - 1/300	1/300 - 1/200
Staattisesti määräämättömät rakenteet:			
– Puurakenteet	100	1/400 - 1/300	1/300 - 1/200
– Teräsrakenteet	80	1/500 - 1/200	1/500 - 1/200
– Muuratut rakenteet	40	1/1000 - 1/600	1/800 - 1/400
– Teräsbetonirakenteet	60	1/1000 - 1/500	1/700 - 1/350
– Teräsbetonelementtirakenteet	40	1/1200 - 1/700	1/1000 - 1/500
– Teräsbetonikehärakenteet	30	1/2000 - 1/1000	1/1500 - 1/700

5.3.4 Suunnittele korjaavia toimenpiteitä

Monitoroinnin suunnittelussa olisi hyvä myös suunnitella toimenpiteitä, jos seurattava ilmiö tai rakenne ei toimikkaan toivotulla tavalla (Dunnicliff et al. 2012). Seurantamenetelmässä ennalta määrätyt toimenpiteet ovat keskeisessä asemassa suunnittelua, ja kynnys niiden toteuttamiselle on pienempi kuin tavanomaisissa suunnittelumenetelmissä. Tavanomaisissa suunnittelumenetelmissä, missä monitorointia voidaan käyttää suunnitelmaoletusten todentamiseen ja riskienhallintatyökäluna, ei yleensä ole tarkoitus muokata suunnitelmia rakentamisen aikana. On kuitenkin hyvä arvioida joitain mahdollisia korjaavia toimenpiteitä, jos monitorointituloksissa ilmeneekin huomattavia poikkeamia suunnitelmista.

5.4 Mittaustulosten raportointi

Monitoroinnin suunnitteluprosessin lopussa on hyvä esittää, kuinka mittauksista tullaan raportoimaan. Manuaalisissa mittausmenetelmissä tulokset tulee raportoida kohteen mukaan tarvittavalla aikavälillä. Automaattisissa mittausmenetelmissä, joissa mittaustulokset ovat reaaliajassa, ei yleensä raportoida. Tulokset tarkistetaan tällöin tarvittavalla aikavälillä tai tiettyjen toimenpiteiden tapahtuessa. (SGY 2017). Lopullisen monitorointiraportin on yleensä hyvä sisältää seuraavia asioita (SGY 2017, SFS-EN ISO 18674-1 2015):

- Alkuperäinen monitoroinnin tarkoitus
- Monitoroinnin eri vaiheet
- Tärkeimmät mittaustulokset
- Selvitys mittaustulosten luotettavuudesta
- Huomioonotettavat asiat mittaustulosten tulkinnan kannalta
- Laaditun raportin paikka ja aika
- Seurantamittauksista vastaavan henkilön nimi ja allekirjoitus

6 Paalujen monitorointi

6.1 Yleistä

Korkeat rakennukset vaativat yleensä paalutetun perustuksen. Paaluja monitoroimalla voidaan varmistaa näiden suunniteltu toiminta. Perustusten paaluihin voidaan asentaa erilaisia mittalaitteita, joilla voidaan seurata paalujen toiminnan kannalta tärkeitä parametrejä. Näiden parametrien seuraaminen on tärkeää, sillä ne antavat tärkeää informaatiota perustusten käyttäytymisestä rakentamisen sekä käytön aikana, joilla voidaan osoittaa perustus toimivaksi. Näitä parametrejä on muun muassa paalujen suuntaiset aksiaaliset voimat, paalun leikkausvoimat ja momentti sekä paalun pysty- ja vaakasuuntaiset siirtymät. Seuraamalla paalun aksiaalisia voimia voidaan arvioida paaluun kohdistuvan pystykuormituksen siirtymistä maahan ja tämän jakautumista paalun vaipalle ja kärjelle. Kuten kappaleessa 2 todettiin, korkeissa rakennuksissa tuulikuormat lisäävät myös vaakakuormia paaluille. Seuraamalla paalujen leikkausvoimia, momentteja ja sivuttaissiirtymiä voidaan arvioida paalujen käyttäytymistä vaakakuormitusten alla.

Paalun suuntaisia voimia voidaan seurata joko suoraan voima-antureilla paalujen päistä tai epäsuoraan venymämittausten kautta. Paalun päässä olevalla voima-anturilla voidaan mitata paalulle yläpuoliselta rakenteelta tulevaa kuormaa ja paalun kärjessä olevalla voima-anturilla voidaan mitata paalun kärkivastus. Paalun eri kohdista mitatuista venymistä voidaan laskea paalun puristus- tai vetovoima. Mitatuista venymistä on myös mahdollista laskea momentti paalun eri kohdissa. Paalun venymiä voidaan mitata erilaisilla venymäliuskoilla, värähdyslanka tai kuituoptisilla venymäantureilla tai esimerkiksi Brilloinin sirontaan perustuvilla hajautetuilla optisilla kuiduilla. Paalun vaakasuuntaisia siirtymiä voidaan mitata inklinometrillä. Paalun vaakasiirtymistä on myös mahdollista arvioida paalun leikkausvoimia ja momentteja. Paalun toiminnan parametrejä on siis mahdollista seurata eri menetelmillä ja näitä on mahdollista verrata keskenään, joka parantaa mittaustulosten luotettavuutta. Mittalaitteiden asennus paaluun vaikuttaa mittaustuloksista saatavaan tietoon. Tässä kappaleessa tarkastellaan edellä mainittujen mittalaitteiden asennusta paaluun, jotta saadaan määritettyä paalun toiminnan kannalta tärkeät parametrit. Lisäksi tarkastellaan mittaustulosten työstöä eri mittausten menetelmistä.

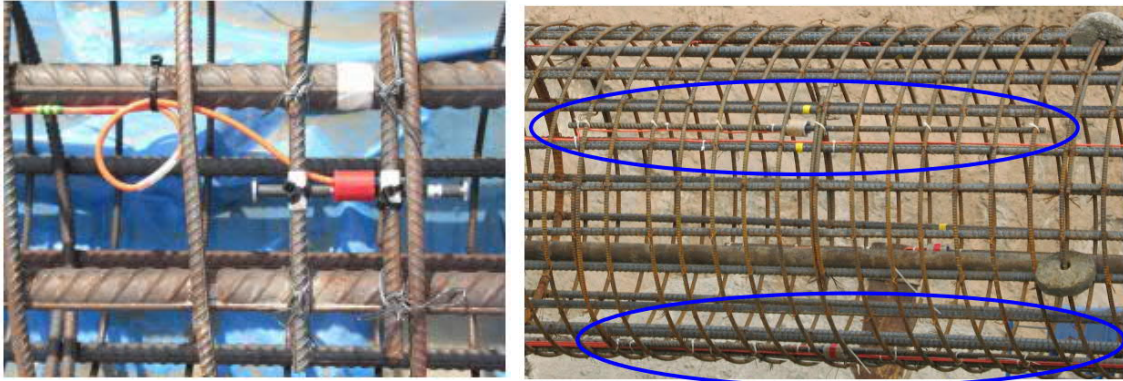
6.2 Mittaukset paalusta

6.2.1 Venymämittaukset

Mittalaitteiden asennus paaluun:

Paalujen venymämittaukset ovat tärkeä osa paalujen toiminnan monitorointia. Venymiä mitataan yleensä eri rakenteista elektronisilla tai värähdyslankavenymäantureilla (strain gauge). Värähdyslankavenymäantureita käytetään usein paaluissa niiden kestävyuden ja pitkäaikaisen luotettavuuden ansiosta (Pine 2016). Kuvassa 9 on esitetty erilaisia värähdyslankavenymäantureita. Venymäanturit voidaan

asentaa esimerkiksi paikalla valettavien teräsbetonipaalujen raudoituksiin (Kuva 20) tai teräspaalujen ulkopinnalle (Kuva 21). Asennettaessa venymäanturi paalun ulkopinnalle on se suojattava paalun asennukselta esimerkiksi hitsattavalla teräskotelolla (Han et al. 2016).



Kuva 20: Erilaisia värähdyslankavenymäantureita asennettuna paikalla valettavien paalujen raudoituksiin. Vasemmanpuoleisessa kuvassa rakenteeseen upotettava anturi ja oikeanpuoleisessa kuvassa suoraan raudoitusterästen ympärille asennettava venymäanturi (Geosense 2021).



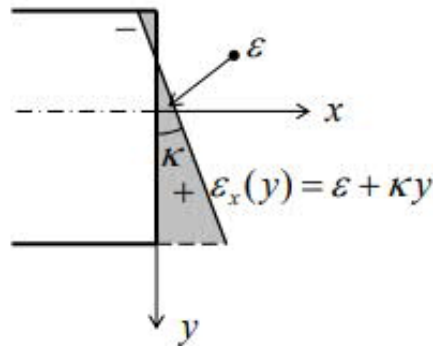
Kuva 21: Rakenteen pintaan hitsattava värähdyslankavenymäanturi asennettuna teräsputkipaaluun ja hitsattu teräskotelo venymäantureiden suojana (Han et al. 2016).

Kuten kappaleessa 4.1 mainittiin, niin myös kuituoptyiset anturit sopivat paalujen venymämittauksiin. Optiset kuidut voidaan myös asentaa teräsbetonipaalujen raudoituksiin tai paalun ulkopinnalle huomioiden kuitujen riittävän suojauksen. Tähän on esimerkiksi tutkittu erilaisia ratkaisuja liittyen betonisien tai teräsbetonisien lyöntipaalujen pintaan työstettävään uraan, johon optinen kuitu voidaan sijoittaa. Paikalla valettujen paalujen tapauksissa optiset kuidut voidaan pakata raudoitusterästen ympärille käyttämällä esimerkiksi erilaisista pienistä putkista koostuvia suojarakenteita. (Cheng-Yu et al. 2016). Kuituja on myös saatavilla valmiiksi eri tavalla suojattuna. Vahvemmin suojatut kuidut kestävät paremmin käsittelyä asennuksen aikana ja vaativat vähemmän erityismenettelyitä suojauksen kannalta. Vahvistettujen kuitujen kustannukset ovat kuitenkin korkeampia. (Mohamad et al. 2009).

Mittauspisteet paalun poikkileikkauksessa:

Usealle eri syvyydelle ja useaan eri kohtaan paalun poikkileikkauksessa sijoitettavilla venymäantureilla voidaan määrittää aksiaalisesta kuormituksesta sekä taivutuksesta johtuvat venymät, mistä voidaan edelleen määrittää paaluun kohdistuvat aksiaalinen voima ja taivutusmomentti. Kun paalussa olevat anturit on valettu betoniin tai kiinnitetty teräkseen, ei niitä voida enää siirtää tai korjata. Tästä syystä paalujen monitoroinnissa käytettävien venymäanturien lukumäärä ja sijainti on harkittava huolellisesti kerättyjen tietojen maksimoimiseksi sekä redundanssin kannalta kompensoimaan mahdollisesti viallisia antureita. (Sinnreich 2020).

Paalujen taipuminen, johtuen esimerkiksi vaakakuormista, epäkeskisistä pystykuormista, epäsäännöllisestä maaperän vastuksesta, epätasaisesta poikkileikkauksalasta tai muusta vastaavasta syystä aiheuttaa venymien epätasaisen jakauman paalun poikkileikkauksessa. Eulerin palkkiteorian mukaan kokonaisvenymä muodostuu normaalivoiman aiheuttamasta venymästä ja taivutusmomentin aiheuttamasta venymästä (Kuva 22). (Sinnreich 2020).



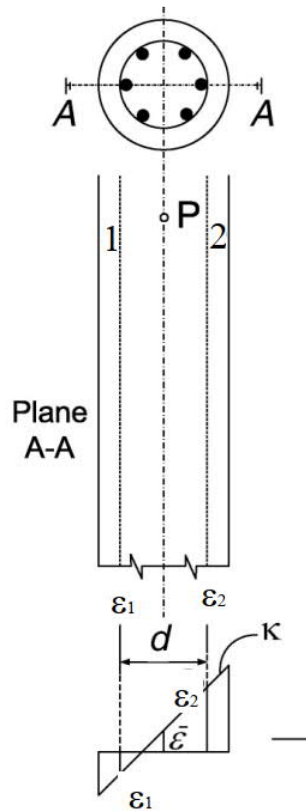
Kuva 22: Samanaikaisen vedon ja taivutuksen alaisen poikkileikkauksen venymäjakautuma (Aalto, J.).

Asettamalla venymäanturit paalun pituussuuntaan ja mittaamalla venymät paalun poikkileikkauksen vastakkaisilta puolilta voidaan määrittää normaalivoiman aiheuttama aksiaalinen venymä ϵ sekä taivutuksesta aiheutuva käyristymä κ olettaen, että paalu käyttäytyy kimmoisasti. Aksiaalinen venymä voidaan määrittää kahden venymämittauksen keskiarvona kaavan (1) mukaisesti. Käyristymä voidaan määrittää kahden venymämittauksen ja venymäantureiden välisen etäisyyden avulla kaavan (2) mukaisesti. Periaate on esitetty kuvassa 23. (Mohamad et al. 2011; Sinnreich 2020).

$$\epsilon = \frac{1}{2}(\epsilon_1 + \epsilon_2) \quad (1)$$

$$\kappa = \frac{1}{d}(\epsilon_1 - \epsilon_2) \quad (2)$$

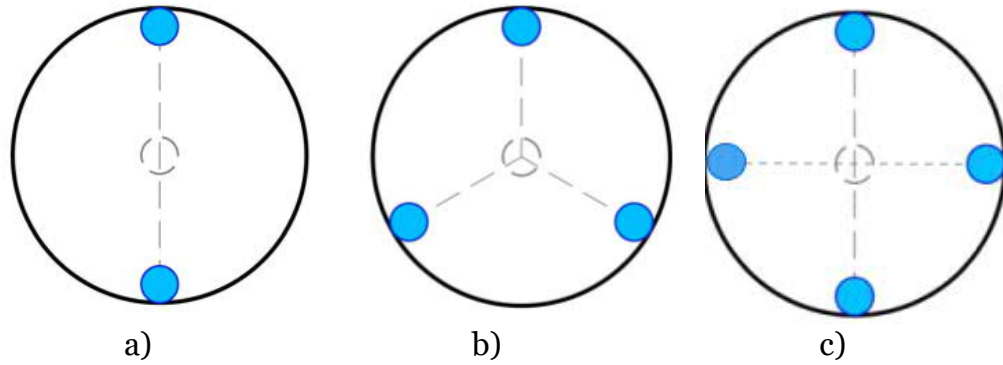
jossa ϵ = normaalivoiman aiheuttama aksiaalinen venymä, κ = taivutuksesta aiheutuva käyristymä, ϵ_1 , ϵ_2 = mitatut venymät ja d = mitauspisteiden välinen etäisyys.



Kuva 23: Paalun aksiaalisen venymän ja käyristymän määrittäminen vastakkaisista venymämittauksista (Mohamad et al. 2011, muokattu).

Edellä esitetyistä syistä venymäanturit asennetaan paalun poikkileikkauksessa symmetrisesti toisiinsa nähden. Yksittäinen vastakkaisilla puolella oleva venymäanturipari on yleisin käytetty järjestely (Kuva 24 a). Tästä saadaan määritettyä aksiaalisen voiman aiheuttama venymä sekä momentin aiheuttama venymä anturiparin suunnassa. (Sinnreich 2020). Hajautetut optiset kuidut asennetaan usein myös kulkemaan jatkuvana vastakkaisilla puolilla paalua tehden silmukan paalun kärjessä.

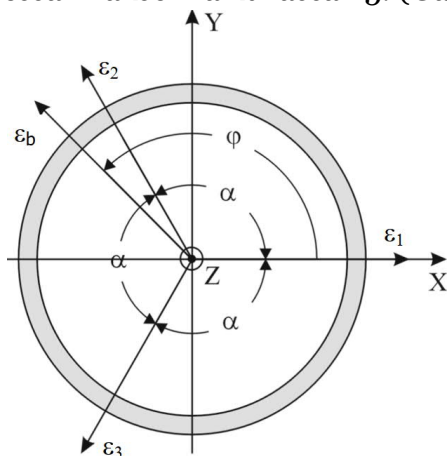
Yksittäisellä venymäanturiparilla ei kuitenkaan pystytä määrittämään maksimomomentin suuntaa, joten tulisi tämän olla tiedossa etukäteen. Lisäksi jos venymämittausparin toinen piste menetetään esimerkiksi venymäanturin vaurioitua, ei momenttia voida määrittää ollenkaan. Tällöin ei myöskään aksiaalisen voiman aiheuttamaa venymää saada määritettyä tarkasti, sillä venymämittaus on saatavilla vain paalun yhdestä laidasta. (Sinnreich 2020).



Kuva 24: Tyypillisiä venymäanturien asetelmia poikkileikkaukseltaan ympyrän muotoisessa paalussa. (Sinnreich 2020, muokattu).

Yksittäisen venymäanturiparin sijaan venymäanturit voidaan sijoittaa ympyrän muotoisessa paalun poikkileikkauksessa kuvan 24 b osoittamalla tavalla, missä kolme anturia on asetettu paaluun symmetrisesti 120 asteen välein. Tällöin voidaan määrittää aksiaalisen voiman aiheuttama venymä, momentin aiheuttama venymä sekä momentin suunta. Kuitenkin, jos yksi kolmesta mittauspisteestä menetetään, ei momentin suuntaa voida määrittää. Tässä tapauksessa ei myöskään aksiaalisen voiman tai taivutuksen aiheuttamaa venymää voida määrittää luotettavasti, sillä yhden mittauspisteen poistuessa jäljellä oleva pari ei ole paalun keskilinjalla. (Geosense 2021; Sinnreich 2020).

Kolmen mittauspisteen tapauksessa venymien laskentaperiaate hieman muuttuu, sillä mittauspisteet eivät ole enää vastakkaisilla puolilla samalla linjalla. Kuvassa 25 ja kaavoissa 3 - 5 on esitetty yksi mahdollinen laskentaperiaate kolmelle venymämittauspisteelle ympyrän muotoisessa poikkileikkauksessa. Aksiaalisen voiman aiheuttama venymä voidaan määrittää mitattujen venymien keskiarvona (kaava 3), mutta nyt kolmesta mittauspisteestä. Taivutusmomentin aiheuttama venymä voidaan määrittää kaavan 4 mukaan ja momentin suunta kaavan 5 mukaan, kun venymämittausten sijainti poikkileikkauksessa on tiedossa. Näissä kaavoissa venymämittauspisteet ovat tasaisesti 120 asteen välein, ensimmäisen pisteen ollessa X-akselilla kuvassa 25. (Gawedzki & Tarnowski 2015).



Kuva 25: Venymien määrittäminen kolmesta mittauspisteestä ympyränmuotoisessa poikkileikkauksessa (Gawedzki & Tarnowski 2015, muokattu).

$$\varepsilon_Z = \frac{1}{3}(\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3) \quad (3)$$

$$\varepsilon_b = \frac{2}{3}\sqrt{\varepsilon_1^2 + \varepsilon_2^2 + \varepsilon_3^2 - \varepsilon_1\varepsilon_2 - \varepsilon_1\varepsilon_3 - \varepsilon_2\varepsilon_3} \quad (4)$$

$$\tan\varphi = \frac{\sqrt{3}(\varepsilon_2 - \varepsilon_3)}{2\varepsilon_1 - \varepsilon_2 - \varepsilon_3} \quad (5)$$

missä

ε_Z = aksiaalisen voiman aiheuttama venymä,

ε_b = momentin aiheuttama venymä,

φ = momentin suuntakulma kuvan 25 mukaan,

ε_1 , ε_2 ja ε_3 = mitatut pituussuuntaiset venymät, kuvassa 25 Z-akselin suuntaan. (Gawedzki & Tarnowski 2015).

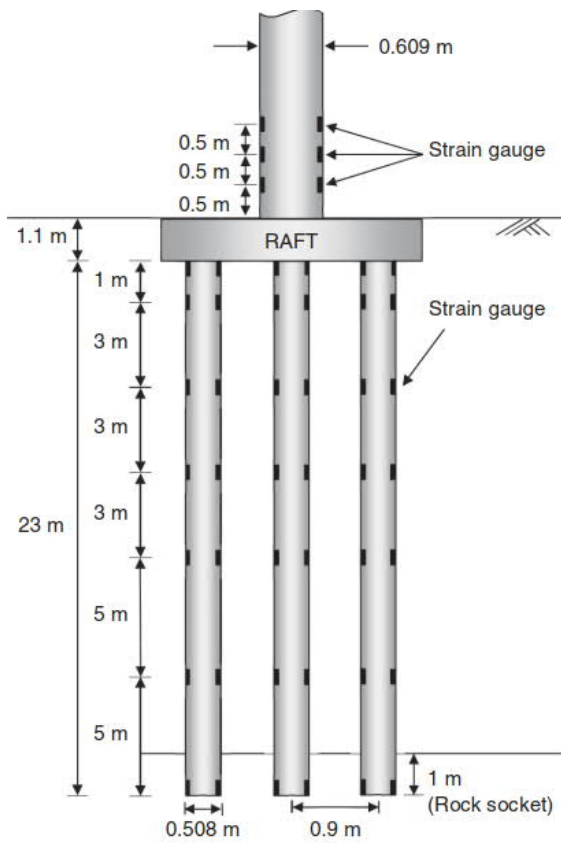
Taivutusmomentin aiheuttamasta venymästä ε_b saadaan käyristymä mittauspisteistä muodostuvat ympyrän säteen r avulla:

$$\kappa = \frac{\varepsilon_b}{r} \quad (6)$$

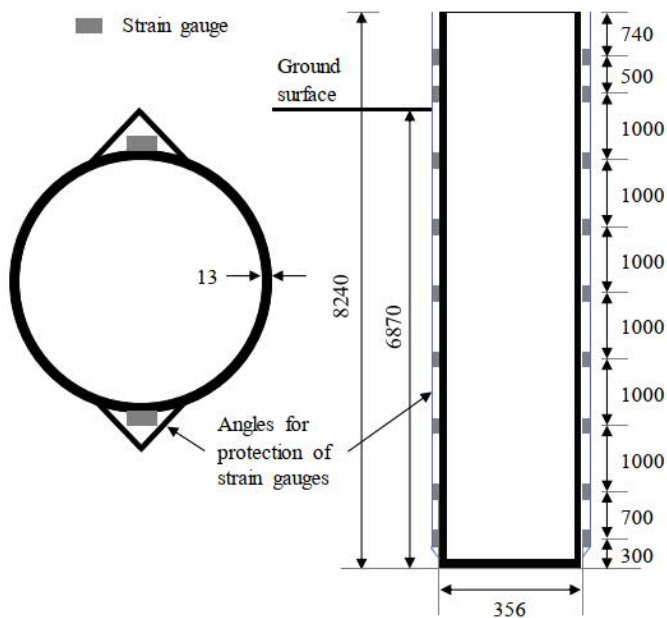
Kuvassa 24 c on esitetty neljän venymäanturin asetelma, jossa molemmille paalun pääakseleille on asennettu kaksi anturia. Tämä asetelma mahdollistaa aksiaalisen voiman aiheuttaman venymän määrittämisen neljästä mittauspisteestä ja momentin aiheuttaman venymän kahdesta venymämittaustuloksista. Myös momentin suunta saadaan määritettyä neljästä mittauspisteestä. Jos yksi neljästä mittauspisteestä menetetään, jäljelle jää kuitenkin yksi venymäanturipari, mistä saadaan määritettyä aksiaalisen voiman aiheuttama venymä kahden pisteen keskiarvona ja momentin aiheuttama venymä jäljellä olevan venymäanturiparin suuntaan. (Geosense 2021; Sinnreich 2020).

Mittauspisteet paalun pituussuunnassa

Venymäantureita asennetaan yleensä paaluun usealle syvyydelle, kun halutaan määrittää miten paalun aksiaaliset voimat tai taivutusmomentti jakautuvat paalun pituussuunnassa. Paalun eri syvyydeltä saaduista venymämittaustuloksista voidaan sovittaa venymäprofiilit koko paalun pituudelle (Kuva 16). Hajautettujen optisten kuitujen tapauksessa saadaan suoraan koko kuidun pituudelta venymäprofiili, mutta pistemäisten venymäantureiden tapauksessa sovitettuna venymäprofiilin tarkkuus riippuu venymämittauspisteiden määrästä pituussuunnassa. Yleensä venymäanturit asennetaan tasavälein pitkin paalua jollain tietyllä välillä. (Sinnreich 2020). Venymäantureita voidaan kuitenkin asentaa tiheämmin kohtiin, mistä halutaan enemmän tietoa. Näitä voivat esimerkiksi olla paalun päät tai maalajirajat. Alla olevissa kuvissa 26 ja 27 on esitetty joitain esimerkkejä venymäantureiden asennuksesta paalun pituussuunnassa.



Kuva 26: Esimerkki paalun venymämittauspisteistä pituussuunnassa (Roh et al 2019).



Kuva 27: Esimerkki paalun venymämittauspisteistä pituussuunnassa (Han et al 2019).

Nollamittaus ja lämpötilakompensointi

Kun mitataan paalusta venymiä ajan kuluessa, on tärkeää asettaa mittausten alussa nollassa kaikille käytettäville venymäantureille, josta lasketaan suhteelliset venymät venymäanturien käyttöönoton jälkeen. Normaalisti referenssimittaus otetaan tilasta, jolloin rakenne ei ole vielä kuormitettu. Mittaus voi esimerkiksi tapahtua paalun asennustyön jälkeen, mutta ennen kuin paaluille kohdistuu lisää kuormaa rakentamisen edetessä. Referenssimittausten määrittämisessä on varmistettava, että alkukuormitustilan yksityiskohdat ovat tiedossa, jotta ne tallentuvat oikein. Huomioitavia asioita on muun muassa ympäristön lämpötilojen, paalun sisäisten taivutusmomenttien tai muiden fyysisten rasitusten vaikutukset referenssimittaushetkellä. (RST Instruments 2019).

Lämpötilan mittaaminen venymien yhteydessä on myös tärkeää, jotta voidaan kompensoida lämpötilamuutosten vaikutukset ajan kuluessa mitattuihin venymiin. Jos venymäantureilla on tarkoitus monitoroida pitkällä aikavälillä tai ne ovat asennettu kohtaan, missä on odotettavissa merkittäviä lämpötilan vaihteluita, lämpötilakompensointi saattaa olla tarpeen. Lämpötilojen vaikutukset ovat monimutkaisia, sillä ne vaikuttavat anturin lisäksi koko rakenteeseen. Tästä syystä venymien yhteydessä monitoroidaan usein myös lämpötilan muutoksia, jotta voidaan tarvittaessa arvioida lämpötilan vaikutusta mitattuihin venymiin. (Geosense 2021; Bicocchi 2011).

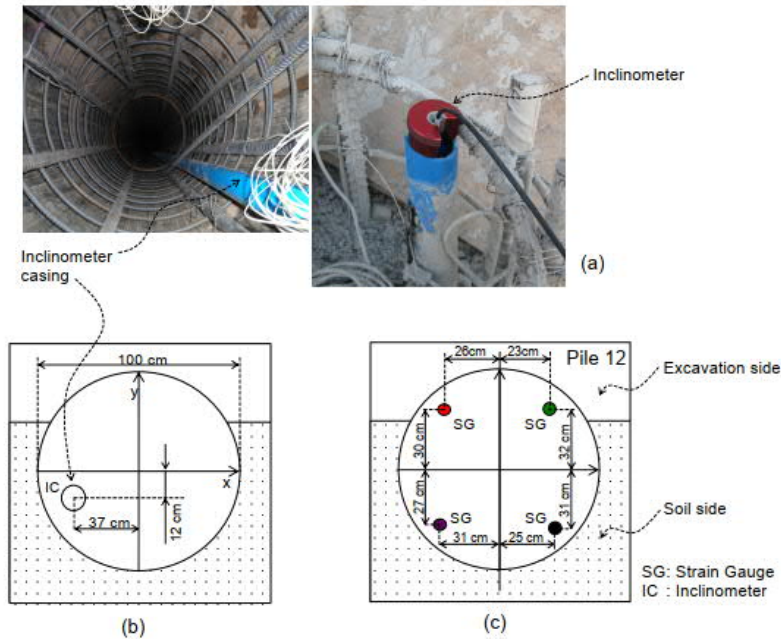
6.2.2 Vaakasiirtymämittaukset

Inklinometreja voidaan käyttää vaakasiirtymien mittaamiseen paaluissa, joihin kohdistuu suuria vaakakuormia. Paaluun asennettavia inklinometreja käytetään usein ainakin rakentamisen aikana paaluperustusten vaakakuormituskokeissa, joista arvioidaan paalun taivutusrasituksia yhdessä venymäantureiden kanssa. (Ooi & Ramsey 2003). Inklinometri voidaan liittää osaksi paalurakennetta asentamalla inklinometrin suojaputki paalun sisään. Suojaputket on mahdollista kiinnittää esimerkiksi paikalla valettavien paalujen raudoituksiin (kuva 28). Tyypillisesti inklinometrin suojaputken alapää pyritään asentamaan taipumattomaan kohtaan, jossa tapahtuu vain vähän tai ei ollenkaan siirtymiä. (Machan & Bennett 2008).

Paalujen mittauksissa on mahdollista käyttää niin manuaalisia kuin automaattisia inklinometreja (Vasilopoulos 2020). Automaatti-inklinometreja suositaan usein, sillä ne mahdollistavat lähes välittömiä mittaustuloksia usealta kiinteästi määrättyltä syvyydeltä paalussa (Sinnreich & Ayithy 2014). Yksi esimerkki automaatti-inklinometrasta on taipuisa sauva, joka sisältää kaksiakselisia kallistusantureita. Anturit ovat sauvassa tyypillisesti metrin välein. Sauva, jonka ulkohalkaisija on 25 mm asetetaan suojaputkeen, jonka sisähalkaisija voi olla 50 ja 90 mm välillä. Tyhjä tila automaatti-inklinometrisauvan ja suojaputken välillä täytetään suodatinhiekkalla yhdessä veden kanssa. (Vasilopoulos 2020).

Paalujen mittauksissa voidaan käyttää myös inklinometrin tapaista Shape Array mittalaitetta. Mittalaite koostuu nivelillä yhdistetyistä jäykistä segmenteistä, joista jokainen sisältää kolmiakseliaiset MEMS (Micro Electro Mechanical Systems) -kiihtyvyyssanturit. Anturit mittaavat kallistumaa painovoiman suhteen x-, y- ja z-

akseleilla antaen tuloksia reaaliajassa. Shape Array laitteet voidaan asentaa jälkeensä olemassa oleviin inklinometrisuojaputkiin tai tavanomaiseen urittamattomaan suojaputkeen. (Measurand 2021).



Kuva 28: Esimerkki inklinometrisuojaputken asennuksesta paaluun (Moffat et al 2019).

Inklinometrin mittaamista kulmamuuoksista saadaan laskettua vaakasiirtymät trigonometrian avulla, kun inklinometrin alapää pysyy paikallaan. Alla olevassa kuvassa 29 on esitetty tämä periaate. Kuvassa 29 piste O on inklinometrin korkein piste, jossa ei tapahdu vaakasuuntaisia siirtymiä. Piste A siirtymä pisteen O suhteen voidaan määrittää kaavalla:

$$ID_A = L \sin \theta_A \quad (7a)$$

missä L=mittauspisteiden välinen etäisyys ja θ_A =inklinometriputken kulma pisteessä A. Samaan tapaan voidaan määrittää myös muiden pisteiden siirtymät suhteessa edelliseen pisteeseen:

$$ID_B = L \sin \theta_B \quad (7b)$$

$$ID_C = L \sin \theta_C \quad (7c)$$

Suhteellisten siirtymien muutokset alkuperäiseen mittaukseen voidaan määrittää seuraavalla tavalla:

$$\Delta_A = ID_A - ID_{Ai} \quad (8a)$$

$$\Delta_B = ID_B - ID_{Bi} \quad (8b)$$

$$\Delta_C = ID_C - ID_{Ci} \quad (8c)$$

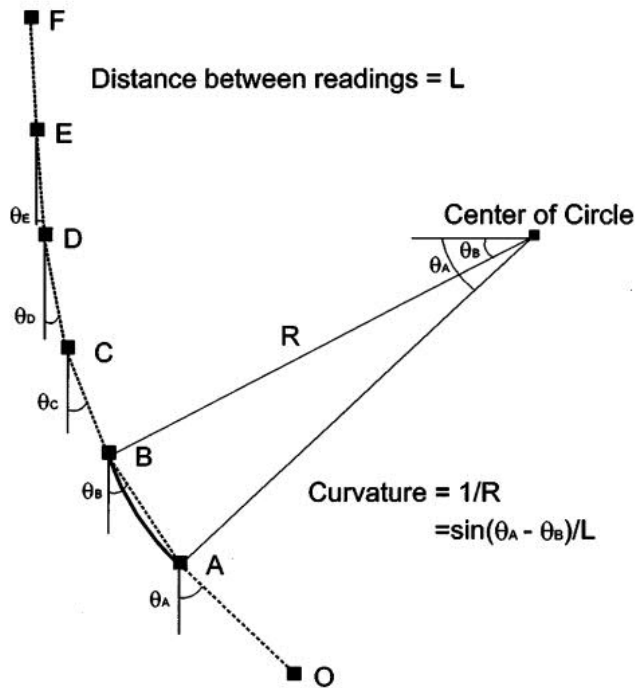
missä alaindeksi i kuvaa alkuperäistä referenssimittausta. Tästä voidaan edelleen määrittää inklinometriputken siirtymäprofiili alla olevien kaavojen mukaan:

$$w_A = \Delta_A \quad (9a)$$

$$w_B = w_A + \Delta_B \quad (9b)$$

$$w_C = w_B + \Delta_C \quad (9c)$$

missä w=inklinometriputken vaakasiirtymä eri pisteissä. (Ooi & Ramsey 2003).

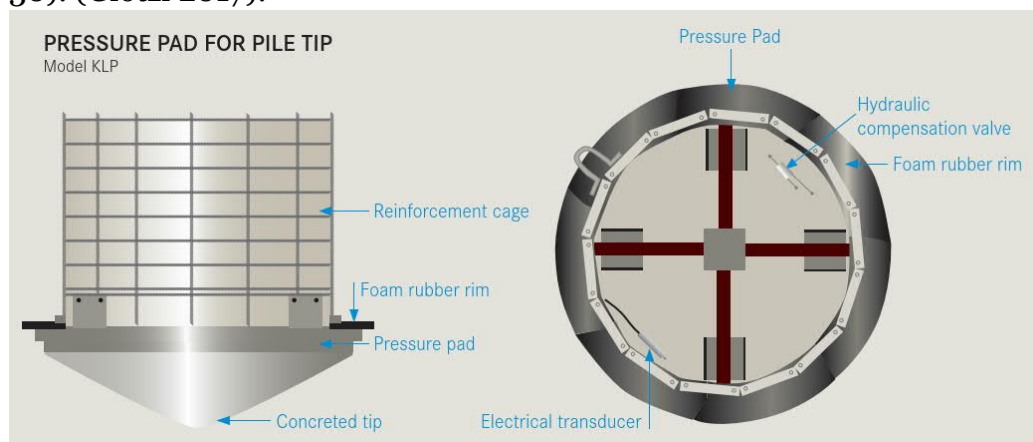


Kuva 29: Vaakasiirtymien määrittäminen inklinimetrimittauksista (Ooi & Ramsey 2003).

6.2.3 Paalun päiden kuormitustilojen mittaukset

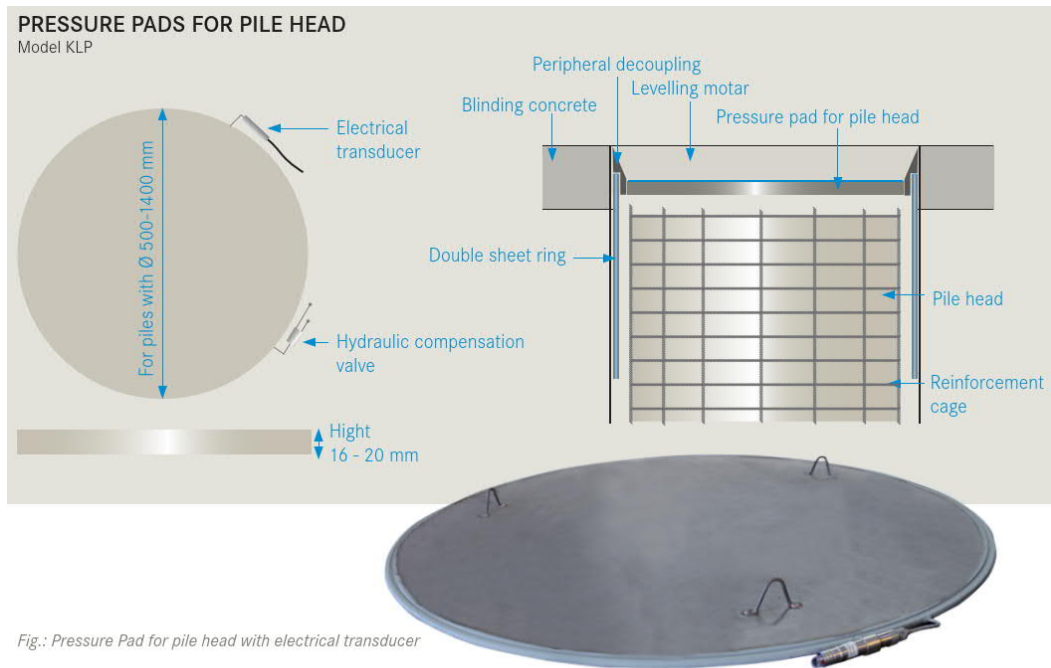
Paaluille tarkoitettuiden voima-antureiden avulla voidaan monitoroida paalujen kuormitustiloja paalun päässä tai kärjessä. Näiden avulla voidaan mitata paalulle rakenteelta tulevan kuorman suuruus, paalun kärkivastus ja kuormituksen jakautuminen paalun kärjelle ja vaipalle. (Katzenbach & Moormann 2003).

Ainakin Saksassa Glötzl-niminen yritys valmistaa paaluille modifioituja paineantureita mittaamaan paalun pään tai kärjen voimia. Paalun kärkeen asennettava anturi on yleensä varustettu asennuskiinnikkeillä, kumisella reunuksella ja kärjessä olevalla betonikartiolla. Anturi soveltuu paikalla valettuihin paaluihin ja se on tarkoitettu kiinnitettäväksi raudoitusteräksiin ennen niiden asennusta paaluun (Kuva 30). (Glötzl 2017).



Kuva 30: Paalun kärjen paineanturi mittaamaan paaluvoimia (Glötzl 2017).

Paalun pään anturi asetetaan pohjalaatan alle valmiin paalun päälle mittaamaan paaluun kohdistuvia voimia. Kuvassa 31 on havainnollistettu paalun päähän asennettavaa paineanturia. Paalun kärjen sekä pään anturit ovat valmistettava vastaamaan paalun halkaisijaa, jotta anturin mittaama paine saadaan muutettua voimaksi. (Glötzl 2017).



Kuva 31: Paalun pään paineanturi mittaamaan paaluvoimia (Glötzl 2017).

6.2.4 Mittaukset paaluryhmästä

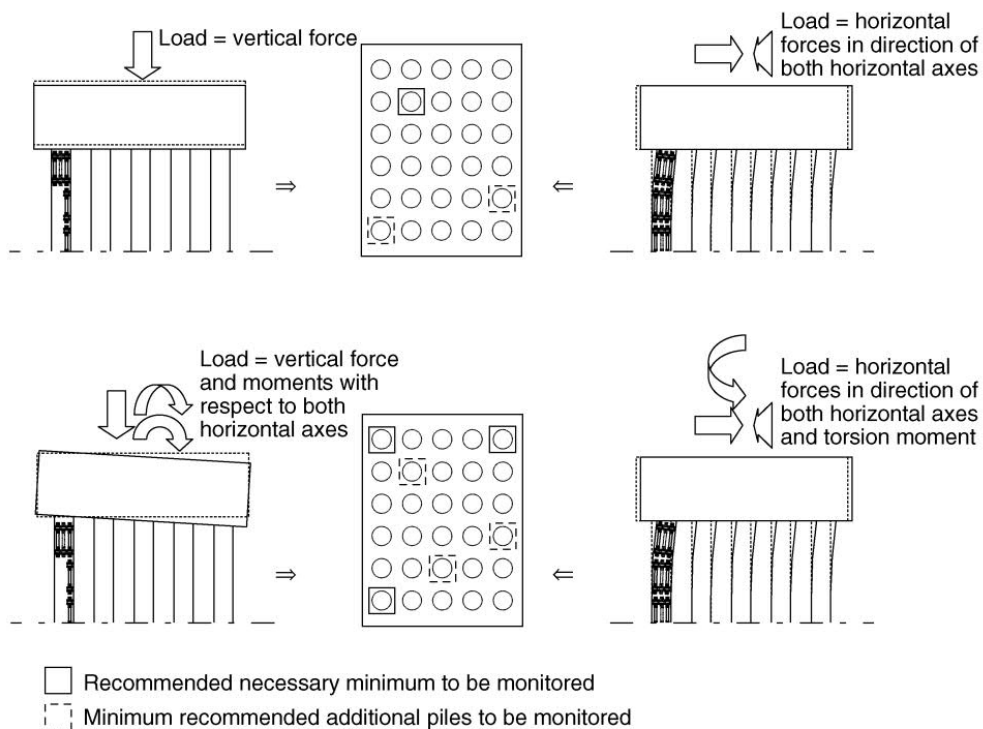
Paaluperustuksissa paalujen päälle valetaan yleensä paksu pohjalaatta, joka sitoo paalut yhtenäiseksi paaluryhmäksi. Laatan tehtävänä on jakaa rakenteesta tulevat kuormat ryhmän paaluille. Laatan alla olevien paalujen lukumäärä voi olla merkittävä ja kaikkien ryhmän paalujen monitorointi vaatisi huomattavan määrän mitauslaitteita, jolloin monitoroinnin kustannukset olisivat erittäin korkeat. Tästä syystä on suositeltavaa monitoroida paaluryhmistä vain ryhmän edustavimpia paaluja. Tällä tarkoitetaan paaluja, jotka edustavat koko paaluryhmän toimintaa. Monitoroitavien paalujen valinta riippuu kuormituksen tyypistä, paalun sijainnista paaluryhmän painopisteeseen nähden sekä paalun poikkileikkauksen ominaisuuksista. (Glisic & Inaudi 2007).

Jos oletetaan, että kaikilla ryhmän paaluilla on samat poikkileikkauksominaisuudet ja että pohjalaatta on äärimmäisen jäykkä, pysty- ja vaakavoimien oletetaan synnyttävän lähes samansuuruiset voimat jokaisessa ryhmän paaluissa. Tällöin edustavien paalujen vähimmäismäärä on yksi. On kuitenkin suositeltavaa monitoroida ainakin kolmea eri tasossa olevaa paalua, jotta voidaan paremmin arvioida kuormien jakautumista paaluissa, havaita mahdolliset taivutusmomentit paaluissa sekä redundanssin lisäämiseksi. Tämä tilanne on esitetty kuvan 32 ylärivissä. (Glisic & Inaudi 2007).

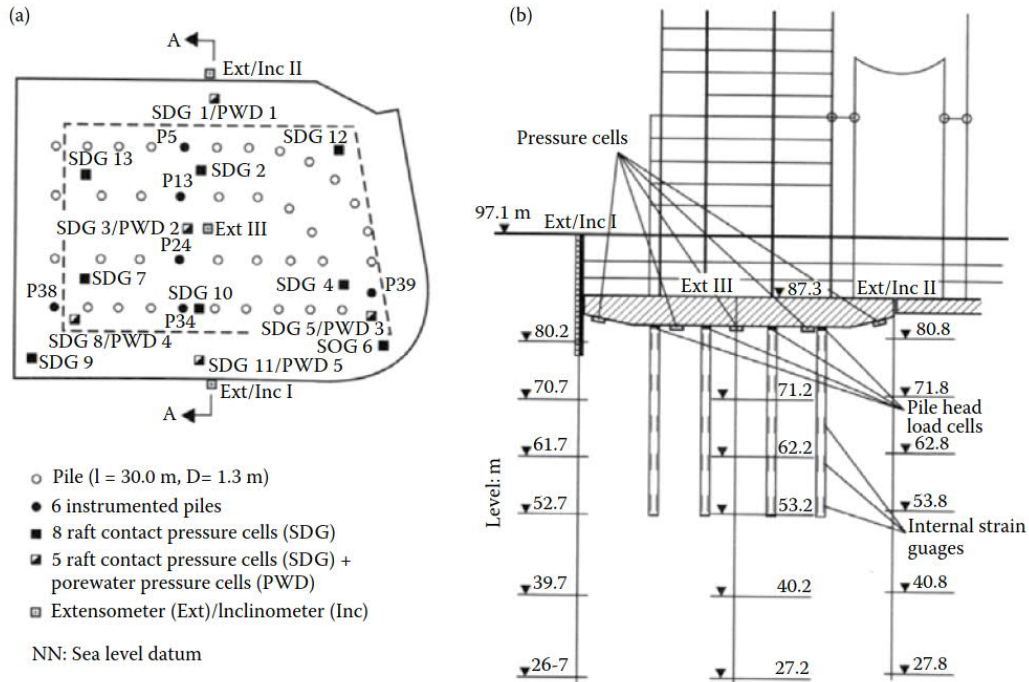
Taivutusmomentin vaikutukset paaluryhmässä korostuvat paaluissa, jotka sijaitsevat kauimpana paaluryhmän painopisteestä. Jos oletetaan, että ryhmän paaluilla on samat poikkileikkausominaisuudet, tulee taivutusmomenttien tapauksessa monitoroida ryhmän uloimpia paaluja. Uloimpien paalujen lisäksi on suositeltavaa monitoroida myös paaluja, jotka ovat lähempänä paaluryhmän keskipistettä, joissa momentin aiheuttama kuormitus on pienempi. Tällöin kuormitusten jakautuminen paaluissa voidaan määrittää tarkemmin ja myös redundanssi kasvaa. Kuvan 32 alarivissä on esitetty suositeltavia paaluja monitoroitavaksi paaluryhmästä taivutusmomentin tapauksessa. (Glisic & Inaudi 2007).

Lisäksi jos paaluryhmässä on erityyppisiä paaluja, on suositeltavaa monitoroida vähintään yhtä jokaista paalutyypistä. Paaluilla saattaa olla ryhmän sisällä erilaiset poikkileikkausominaisuudet tai eri kaltevuus esimerkiksi vinopaaluista johtuen. (Glisic & Inaudi 2007).

Monitoroitavien paalujen valitsemiseksi on analysoitava kuormitusten jakautuminen paaluryhmässä ja valittava ryhmää edustavat paalut. Kuvassa 32 on joitain esimerkkejä eri kuormitustapauksista ja näille vastaavia suosituksia edustavien paalujen valintaan. (Glisic & Inaudi 2007). Kuvassa 33 on esitetty Saksassa sijaitsevan 208 metriä korkean Westendstrasse 1 rakennuksen perustusten monitorointilaitteisto (Poulos 2017). Kyseisessä rakennuksessa 40 paalusta kuusi paalua valittiin monitorointiin. Lisäksi taulukossa 7 on esitetty tilastotietoa Saksan eri yhdistettyjen paalulaattaperustusten monitoroinneista, joista voidaan nähdä monitoroitavien paalujen määrä suhteessa paalujen kokonaismäärään (Katzenbach & Moormann 2003).



Kuva 32: Esimerkkejä paaluryhmän monitoroitavien paalujen valinnasta eri kuormitustiloissa (Glisic & Inaudi 2007).



Kuva 33: Esimerkki: Westendstrasse 1 rakennuksen monitorointi: a) Perustusplaani b) Leikkauspiirustus (Poulos 2017).

Taulukko 7: Esimerkkejä paalutettujen laattaperustusten monitoroinnista Saksassa (Katzenbach & Moormann 2003).

CPRF projekti	h [m]	n_p [-]	l_p [m]	D_p [m]	n_{MP} [-]	n_{EPC} [-]	n_{PWC} [-]	n_E [-]	n_I [-]
AMERICAN-EXPRESS Frankfurt/Main	75	35	20	0,90	6	9	2	-	6
CONGRESS CENTER MESSE Frankfurt/Main	52	141	12,5 - 34,5	1,30	12	12	4	3	5
EUROTHEUM Frankfurt/Main	110	25	25,0 - 30,0	1,50	4	8	-	3	4
FRANKFURTER WELLE Frankfurt/Main	53	101	20,0 - 25,0	0,90	6	12	3	3	4
GALLILEO Frankfurt/Main	136	47	25,0 - 30,0	1,50	6	15	3	-	5
JAPAN CENTER Frankfurt/Main	115	25	22	1,30	6	3	3	-	6
MAIN CENTER Frankfurt/Main	198	112	20,0 - 30,0	1,50	20	31	3	17	10
MESSETURM Frankfurt/Main	256	64	26,9 - 34,9	1,30	12	13	10	3	-
MESSETORHAUS Frankfurt/Main	130	2 x 42	20	0,90	6	11	1	3	-
WESTEND I Frankfurt/Main	208	40	30	1,30	6	13	-	3	2
HAUS DER WIRTSCHAFT Frankfurt/Main	68	53	25,0 - 41,0	1,20	6	12	5	5	3
TREPTOWERS Berlin	121	54	12,5 - 16,0	0,88	3	5	3	-	-
SONY CENTER Berlin	103	44	15,0 - 25,0	1,50	4	12	-	-	-

CPRF = Combined Piled Raft (Paalutettu laattaperustus)

h = rakennuksen korkeus, n_p = paalujen lukumäärä, l_p = paalupituus, D_p = paalun halkaisija, n_{MP} = instrumentoitujen paalujen lukumäärä, n_{EPC} = maanpaineantureiden lukumäärä, n_{PWC} = huokosvedenpaineantureiden lukumäärä (pietsometri), n_E = ekstensometriin lukumäärä, n_I = inklinometriin lukumäärä.

6.3 Paalurasitukset mittaustuloksista

6.3.1 Aksiaalinen voima venymämittauksista

Paalun aksiaalinen voima voidaan laskea, kun paalun venymämittauksista on saatu määritettyä aksiaalisen voiman aiheuttama venymä ε (Kohta 6.2.1). Aksiaalinen voima voidaan laskea venymästä Hooken lain avulla:

$$\sigma = E\varepsilon \quad (10)$$

jonka perusteella saadaan paalun aksiaalinen voima jokaisella mitatulla syvyydellä:

$$N = EA\varepsilon \quad (11)$$

jossa N = aksiaalinen voima mitatulla syvyydellä, E = paalun materiaalin kimmo-kerroin, A = paalun poikkipinta-ala ja ε = mitattu aksiaalisen voiman aiheuttama venymä. (Aalto, J; Lam & Jefferis 2011).

Kaavasta 10 voidaan nähdä, että paalun aksiaalisen voiman suuruus riippuu paalun aksiaalisesta jäykkyydestä EA . Laskettaessa aksiaalista voimaa paalun venymämittauksista, on kiinnitettävä huomioita paalun poikkileikkauspinta-alalle sekä paalun eri materiaalien kimmokertoimille kaikkien paalun sisältävien materiaalien osalta (SFS-EN ISO 22477-1 2018). Vaikka paalun poikkileikkauspinta-ala oletetaan yleensä vakioksi, saattaa se esimerkiksi vaihdella kaivinpaalujen tapauksessa (Pine 2016).

Betonisten tai teräsbetonisten paalujen kohdalla on kiinnitettävä erityisesti huomiota betonin kimmokertoimelle. Betonin ollessa vaihteleva materiaali, sen ominaisuudet voivat vaihdella samassa betonissa eri betonierien välillä. Lisäksi betoni voi sisältää paikallisia vikoja, kuten tyhjätiloja tai halkeamia, mitkä vaikuttavat sen kimmokertoimen arvoon. Betonin kimmokerrointa voidaan arvioida betonin laboratoriotesteillä tai rakentamisen aikana tehtävillä paalun koekuormituskokeilla. Taulukossa 8 on esitetty eri kirjallisuudesta löytyviä menetelmiä betonisten paalujen kimmokertoimen määrittämiseksi. Nämä on kuvattu tarkemmin artikkelissa Critical assessment of pile modulus determination methods (Lam & Jefferis 2011). Teräspaaluilla venymien muuntaminen voimaksi on yleensä yksinkertaisempaa, sillä kimmokertoimeksi voidaan yleensä käytännön tarkoituksissa valita 205 ± 5 GPa. (Lam & Jefferis 2011).

Taulukko 8: Eri menetelmiä betonisten paalujen kimmokertoimen määrittämiseksi (Lam & Jefferis 2011).

Pile geometry and composition with depth	Basis of method	Method	Equation	Key required parameter(s)	References		
Uniform	Laboratory test	Transformed area ^a	$E = (E_c A_c + E_s A_s) / A$	E_c from laboratory tests on concrete cubes or cylinders for compressive strength or elastic modulus. Samples prepared during casting or cored from completed pile.	O'Neill and Reese (1999); Hayes and Simmonds (2002); GEO (2006)		
		Uncorrected area	$E = E_c$		Ooi et al. (2010)		
		Dummy pile	$E = P / A \epsilon$	ϵ of the instrumented dummy pile.	Lacy (1979); Fleming (1992)		
	Pile instrumentation	Implicit	Linearly elastic	$P_l = P_l \epsilon / \epsilon_l$ where $P_l \approx P_h$ $E = \Delta P / A \Delta \epsilon$	ϵ at the uppermost strain gage. $\Delta \epsilon$ at the uppermost strain gage or extensometer.	Sellers (2003) O'Riordan (1982); Omer et al. (2002)	
			Tangent modulus	$\sigma = a \epsilon^2 + b \epsilon$ $E_t = d\sigma / d\epsilon = a \epsilon + b$ $E = 0.5 a \epsilon + b$	$d\sigma / d\epsilon$ from one or several sets of strain gage-extensometer data. a and b from $E_t - \epsilon$ plot.	Fellenius (1989, 2001)	
		Secant modulus		$E = P / A \epsilon$	ϵ at the uppermost strain gage.	Shi (1996); Deschamps and Richards (2005); GEO (2006)	
				$E = P / A \delta$	δ at the uppermost extensometer.	England and Fleming (1994); Shi (1996); Hanifah and Lee (2006); Ali et al. (2008)	
						Omer et al. (1995, 2002)	
		Nonuniform	Laboratory test	Dummy pile	Elastic solutions	ϵ in longitudinal, radial, and circumferential directions.	Holman (2009b)
			Pile instrumentation	Tangent modulus and transformed area	$E_t = d\sigma / d\epsilon = a \epsilon + b$ $E = 0.5 a \epsilon + b$ $E = (E_c A_c + E_s A_s) / A$	$d\sigma / d\epsilon$ from one or several sets of strain gage data. a and b from $E_t - \epsilon$ plot. E_c and E_s for each pile section.	Omer et al. (2002); Brown et al. (2006); Lee et al. (2006)
Secant modulus and transformed area	$E_c = (P - E_s A_s \epsilon) / \epsilon A_c$ $E = (E_c A_c + E_s A_s) / A$				ϵ from uppermost strain gage. E_c and E_s for each pile section.		

^aThe transformed area method can also be used to estimate the modulus of piles with nonuniform cross-sectional areas and (or) compositions.

6.3.2 Momentti venymämittauksista

Paalun momentti voidaan laskea, kun venymämittauksista on saatu määritettyä taivutusmomentin aiheuttama venymä (kohta 6.2.1). Momentti voidaan laskea venymämittauksista määritetyn käyrityksen ja paalun taivutusjäykkyyden avulla alla olevan kaavan mukaan:

$$M = EI \kappa \quad (12)$$

missä M = taivutusmomentti mitatulla syvyydellä, E = paalun materiaalin kimmokerroin, I = poikkileikkauksen jäyhyysmomentti ja κ = taivutuksesta aiheutuva paalun käyritymä. (Aalto, J.; Smethurst & Powrie 2007).

Kaavasta 12 voidaan nähdä, että taivutusmomentti riippuu paalun taivutusjäykkyydestä EI . Betonisten paalujen tapauksessa taivutusmomentin arvioiminen yhtälöllä ei ole täysin suoraviivaista, sillä taivutusjäykkyys vaihtelee taivutusmomentin mukaan. Betonin halkeilun ja virumisen oletetaan vähentävän paalun taivutusjäykkyyttä. (Smethurst & Powrie 2007).

Paalutusohjeessa paalun taivutusjäykkyydelle on annettu seuraavat kaavat (Riihimäki 2016):

$$(EI)_{eff} = E_{s1} I_{s1} \quad \text{teräspaalu} \quad (13a)$$

$$(EI)_{eff} = K_c E_{cd} I_c + K_s E_{s2} I_{s2} \quad \text{teräsbetonipaalu} \quad (13b)$$

$$EI = K_e E_{c,eff} I_c + E_{s1} I_{s1} + E_{s2} I_{s2} \quad \text{liittorakenne} \quad (13c)$$

E_{s1}, E_{s2}	paaluputken/profiilin ja raudoitteen kimmomoduulin mitoitussarvo
$E_{c,eff}$	juotoslaastin tai betonin tehollinen kimmokerroin (ks. SFS-EN 1994-1 kohta 6.7.3.3)
I_c, I_{s1}, I_{s2} K_c	poikkileikkauksen betonin ja terästen jäyhyysmomentit halkeilun, virumisen ym. vaikutusten kerroin (ks. SFS-EN 1992-1 kohta 5.8.7.2)
K_s	raudoituksen vaikutusten kerroin (ks. SFS-EN 1992-1 kohta 5.8.7.2)
K_e	korjauskerroin (ks. SFS-EN 1994-1 kohta 6.7.3.3)

6.3.3 Momentti inklinometrin vaakasiirtymistä:

Vaakavoimien ja momenttien rasittaman paalun staattisesta käsittelystä on kirjotettu paljon ja kehitetty erilaisia menetelmiä. Useimmat menetelmät perustuvat paalun kimmoviivan differentiaaliyhtälöön. (Nylund 1971). Kaavassa 14 on esitetty neljännen asteen differentiaali yhtälö, jolla voidaan kuvata vaakakuormitetun kimmoisian paalun käyttäytymistä (Reese et al. 2006). Useimmissa tapauksissa paalun aksiaalisella kuormituksella on suhteellisen pieni vaikutus paalun taivutusmomenttiin. Alla olevassa kaavassa on kuitenkin mukana paalun aksiaalinen kuormitus. Kuvassa 34 on esitetty differentiaaliyhtälön tyypillisiä ratkaisuja ilman aksiaalista kuormaa. (Reese et al. 2006).

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} + P_x \frac{d^2 y}{dx^2} - p = 0 \quad (14)$$

missä $E_p I_p$ = paalun taivutusjäykkyys
 y = paalun sivuttaissiirtymä pisteessä x paalun pituudella
 x = etäisyys paalua pitkin (syvyys)
 P_x = aksiaalinen voima paalun päässä
 p = maaperän sivuvastus

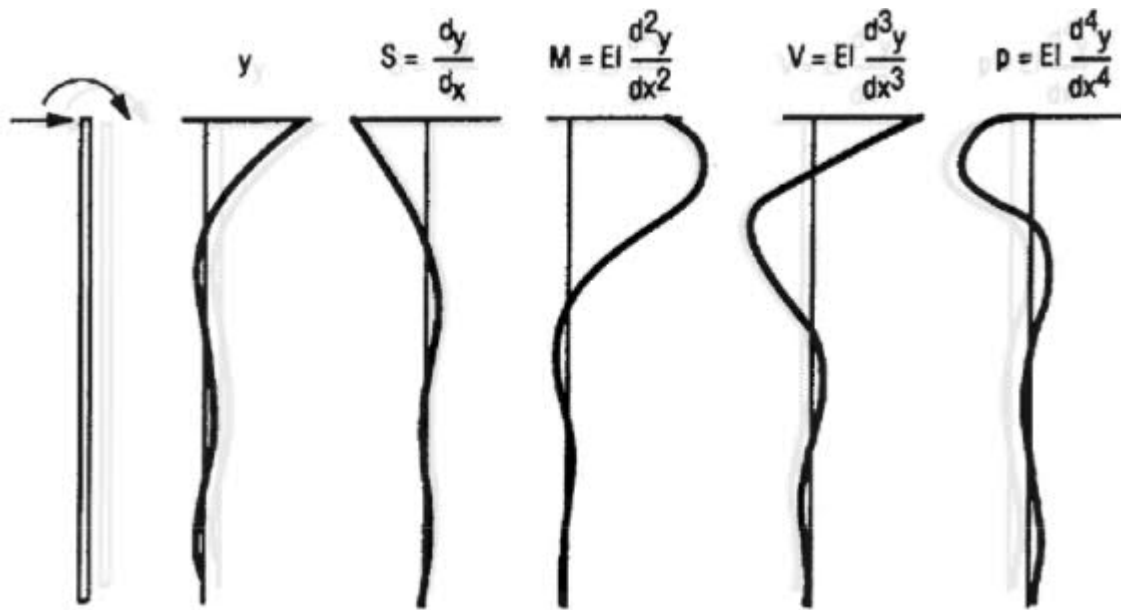
Lisäksi paalun käyttäytymistä kuvaavat alla olevat kaavat 15 - 17 (Reese et al. 2006).

$$V = E_p I_p \frac{d^3 y}{dx^3} + P_x \frac{dy}{dx} \quad (15)$$

$$M = E_p I_p \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (16)$$

$$S = \frac{dy}{dx} \quad (17)$$

missä V = paalun leikkausvoima
 M = paalun taivutusmomentti
 S = paalun akselin määrittelemän käyrän kaltevuus (tai kiertymä)



Kuva 34: Tyypillisiä ratkaisuja vaakakuormitetun paalun differentiaaliyhtälölle (Reese et al. 2006).

Yllä olevista kaavoista voidaan nähdä, että on teoriassa mahdollista laskea paalun rasitukset inklinometrimitausten tuloksena saaduista vaakasiirtymistä tai kiertymisistä. Taivutusmomenteja kaivantojen tukiseinissä tai paalun vaakakuormituskokeissa on ainakin usein ulkomaisessa kirjallisuudessa arvioitu inklinometrimitausten perusteella (Ooi & Ramsey 2003). Tämä edellyttää kuitenkin niin sanottua käyrän sovitusta inklinometridataan. Perusideana on sovittaa käyrä tai sarja käyriä inklinometrin tuloksiin. Tämän jälkeen sovitetusta siirtymäprofiilista voidaan derivoida kaavojen 15 – 17 perusteella vaakakuormitetun paalun rasitukset. (Ooi & Ramsey 2003). Esimerkiksi paalun taivutusmomentti saadaan inklinometrin siirtymistä toisena derivaattana paalun taivutusjäykkyyden avulla (kaava 16).

Käyränsovitusmenetelmiä on monia, mutta useimmat niistä perustuvat inklinometrasta saatujen pisteiden kuvaamiseen yhdellä tai useammalla polynomilla. Yleisimpiä käyrän sovitusten menetelmiä on esimerkiksi paloittain sovitettu toisen tai kolmannen asteen polynomi, ympyränkaarinen paloittainen sovitus inklinometridataan tai korkeamman asteen polynomin sovitus yhtäaikaisesti kaikkiin inklinometrin datapisteisiin. Mittauspisteisiin sovitetun polynomin tai polynomien vakiokertoimet voidaan ratkaista esimerkiksi taulukkolaskentaohjelmilla tai tähän soveltuvilla tietokoneohjelmilla. Ooi & Ramsey vertailivat 12 eri käyränsovitusmenetelmää 60 eri inklinometridatajoukkoon ja totesivat, että paloittain sovitettu kolmannen asteen polynomi johti yleensä parhaaseen arvioon taivutusmomenttiprofiilin laskennassa inklinometrin vaakasiirtymistä. (Ooi & Ramsey 2003).

Käyränsovitus on kuitenkin aina approksimaatio todellisesta käyttäytymisestä. Kun inklinometrin vaakasiirtymiin sovitetusta käyrästä derivoidaan taivutusmomentti numeeriset virheet lisääntyvät. Useampien derivointikertojen jälkeen tulokset saattavat poiketa rakenteen todellisesta käyttäytymisestä. Lisäksi hankaluuksia voi tuottaa voimakas kohina inklinometrimitaustuloksissa. Esimerkiksi suoran viivan approksimointi käyrällä tai monimutkaisten profiilien kuvaaminen siistillä

käyrällä voi olla hankalaa käyränsovituksessa ja nämä virheet korostuvat seuraavilla derivointikierroksilla. (Bicocchi 2011).

Toimiessaan menetelmä voi kuitenkin antaa hyödyllistä tietoa vaakakuormitettujen paalujen tapauksissa. Inklinometrin vaakasiirtymistä tulkittuja taivutusmomenteja voidaan verrata venymämittauksista saatuihin taivutusmomenteihin ja tällä tavalla voidaan arvioida molempien mittausten luotettavuutta. Käyränsovitusmenetelmää on havainnollistettu esimerkinomaisesti kappaleessa 8, jossa menetelmää testattiin Plaxis 3D ohjelmalla simuloituilla mittaustuloksilla yhden paalun tapauksessa.

7 Pohjalaatan monitorointi

7.1 Yleistä

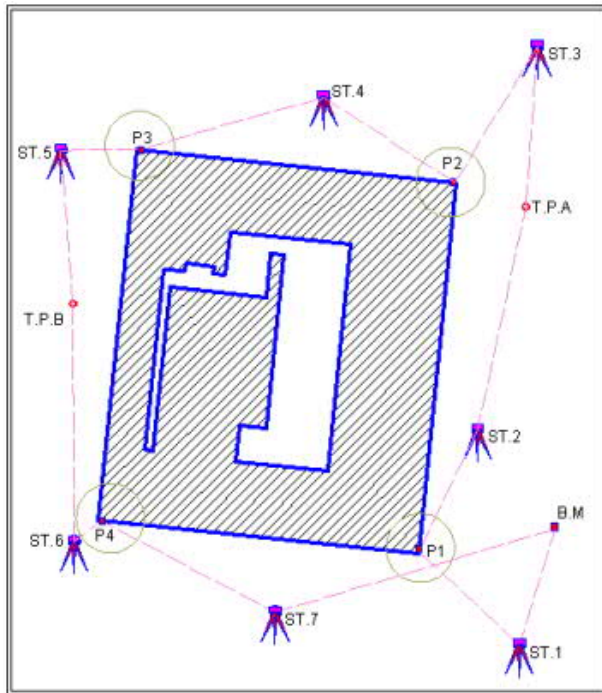
Perustusten paalujen lisäksi myös pohjalaatan monitorointi voi tuoda arvokasta lisätietoa koko perustussysteemin toiminnan kannalta. Pohjalaatan painumat sekä epätasaiset painumat ovat ainakin keskeisiä seurattavia parametrejä, joilla voidaan arvioida perustusrakenteen toimivuutta (Negro Jr et al. 2009). Laatan kuormitustilat voidaan määrittää epäsuorasti paalujen venymämittausten kautta, mutta joissain tapauksissa suoraan laatasta tehtävät venymämittaukset voivat olla myös tarpeen (Glisic & Inaudi 2007). Lisäksi etenkin yhdistettyjen paalulaattaperustusten tapauksissa, laatan käyttäytymistä voidaan arvioida laatan alle asennettavilla maanpaineantureilla sekä alla olevaan maaperään asennettavilla pietsometreillä (Katzenbach & Moormann 2003).

7.2 Mittaukset pohjalaatasta

7.2.1 Painumamittaukset

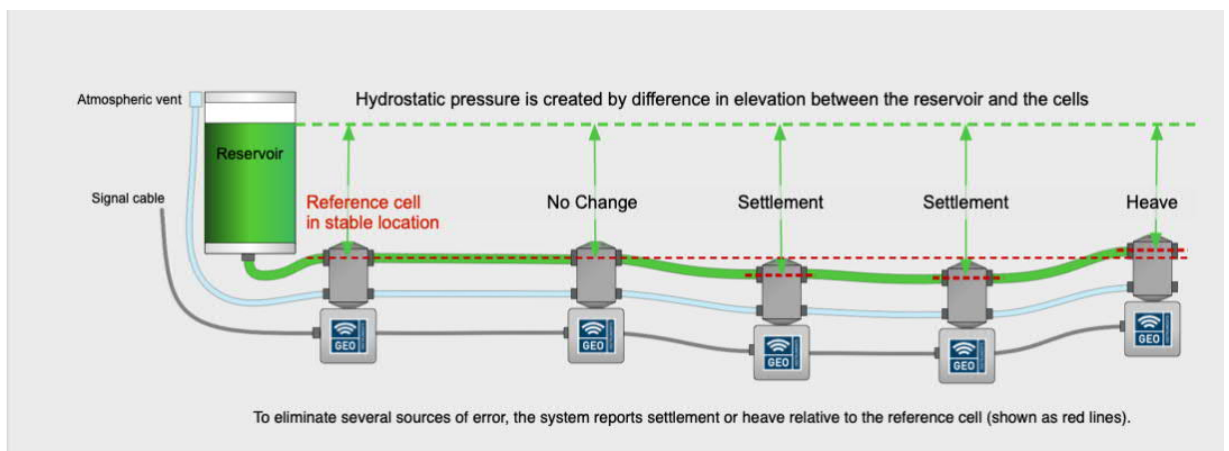
Painumamittaukset ovat olennaisia korkeassa rakentamisessa, sillä kerroskorkeuden kasvaessa, saattaa myös perustusrakenteen painumat lisääntyä suurempien pystykuormien vuoksi. Perustusten painumat eivät välttämättä aina ole myöskään tasaisia ja tällöin rakenne saattaa kallistua. Korkeissa rakennuksissa pienetkin kallistumat perustusten tasolla voi tarkoittaa suuria sivuttaissiirtymiä rakenteen yläosassa. Usein näihin voidaan kuitenkin monitoroinnilla reagoida rakentamisen aikana ja tehdä korjauksia, kun kerroksia lisätään. (Poulos 2017).

Painumaseurantapisteitä voidaan sijoittaa haluttuihin kohtiin ympäri perustusrakennetta, joista voidaan seurata pohjalaatan painumista esimerkiksi geodeettisillä mittausmenetelmillä. Tarkkavaaitus on yksi mahdollinen menetelmä perustusrakenteiden painumaseurantaan. Perustusrakenteeseen voidaan asentaa seurantapisteiksi tähän tarkoitettuja seurantapultteja, joiden korkeus voidaan määrittää vaaitsemalla. Vaaitus aloitetaan yleensä painumattomasta referenssipisteestä ja vaaitus suoritetaan yleensä niin sanottuna jonovaaaituksena, jossa toistetaan vaaituksen periaatetta siirtämällä lattaa ja vaaituskojetta vuorotellen eteenpäin. Jonovaaaitusta sovelletaan yleensä, kun kohteessa mittauspisteiden välimatka kasvaa tai alueella on suuria korkeuseroja tai näkemäesteitä. (Laine 2018; Laurila 2012). Alla olevassa kuvassa 35 on yksi esimerkki jonovaaaituksesta, jossa seurantapisteet ovat rakennuksen ulkonurkissa (Mahdi 2013). Myös kappaleessa 4 kuvatulla radiopohjaisella etäisyyden mittausmenetelmällä on mahdollista seurata pohjalaatan painumista samankaltaisella periaatteella kuin geodeettisilla mittausmenetelmillä.



Kuva 35: Esimerkki jonovaituksesta. (B.M = painumaton referenssipiste, T.P = vaihtopiste). (Mahdi 2013).

Tarkkavaaitusmittaukset eivät kuitenkaan ole jatkuvia, vaan mittaukset joudutaan toistamaan tietyin väliajoin (Laine 2018). Automaattista painumaseurantaa perustusrakenteista voidaan kuitenkin tehdä esimerkiksi erilaisilla vesivaaitusantureilla. Vesivaaitusanturien toiminta perustuu hydrostaattiseen paineeseen ja sen muutokseen referenssi ja mitta-anturin välillä. Referenssianturi asennetaan liikkumattomaan pisteeseen ja muut anturit mittaavat korkeusasemansa suhteessa tähän. Anturit ovat yhteydessä toisiinsa nesteletkun välityksellä, joka on liitetty antureita korkeammalla olevaan nestesäiliöön. Tällä saadaan systeemiin aikaiseksi hydrostaattinen paine. Seurattavan rakenteen siirtyessä pystysuunnassa, paine muuttuu antureissa, josta saadaan määritettyä painumat. (SGY 2017). Kuvassa 36 on esitetty vesivaaitusanturien toimintaperiaate.



Kuva 36: Vesivaaitusanturien toimintaperiaate (Geo Instruments 2021).

SGY:n julkaisussa ”Geoteknisen mittaamisen ja monitoroinnin olennaiset käsitteet ja periaatteet” on esitetty case-esimerkki vesivaaitusanturien käytöstä rakennuksen automaattisessa painumaseurannassa. Tässä tapauksessa vesivaaitusanturin asennettiin rakennuksen kellarikerroksen seinille, joilla pystytettiin seuraamaan rakennuksen painumia reaaliaikaisesti. (SGY 2017).

Ekstensometreillä voidaan mitata painumia pohjalaatan alapuolella olevasta maaperästä. Käyttämällä usealle eri syvyydelle ankkuroituja tankoekstensometrejä voidaan määrittää painumat halutuilla syvyyksillä. Asentamalla ekstensometrit pystysuoraan pohjalaatan alapuolelle voidaan määrittää painumat ekstensometrin kohdalla syvyyden funktiona. (Poulos 2017; Katzenbach & Moormann 2003).

Esimerkiksi Saksassa usean korkean rakennuksen paalutettujen laattaperustusten monitoroinnissa on käytetty ekstensometrejä. Tämä voidaan nähdä taulukosta 7. Lisäksi kuvissa 33 ja 39 on kaksi esimerkkikohdetta, joissa on muiden monitorointimenetelmien ohella käytetty myös ekstensometrejä. Kohteissa ekstensometrit sijoittuvat pääosin lähelle pohjalaatan keskipistettä sekä laatan reunoille. Tällä asettelulla on todennäköisesti haluttu kokonaispainumien lisäksi seurata mahdollisten epätasaisten painumien muodostumista.

Pohjalaatan painumaprofiilia on mahdollista seurata tähän tarkoitetuilla painumaprofiiliantureilla (settlement profiler). Korkeassa rakentamisessa menetelmä vieraampi, mutta menetelmää on kokeiltu esimerkiksi Yhdysvalloissa terässäiliön pohjalaatan painumien seurantaan (Galagoda et al. 2015). Tutkimuksessa pohjalaatan alle asennettiin ennen rakentamista PVC-putkia, jotka kulkivat poikki koko säiliön perustuksen. Painumaprofiilianturi koostuu painanturista ja nestesäiliöstä, jotka ovat yhdistetty nesteellä täytetyllä letkulla. Painumat mitattiin manuaalisesti vetämällä nesteellä täytetyn letkun päässä olevaa painanturia PVC-putken läpi, jolla saatiin määritettyä painumat pohjalaatan alla olevassa PVC-putkessa paineron avulla. Menetelmä on suhteellisen yksinkertainen sekä kestävä, mutta kuitenkin herkkä lämpötilavaihteluille ja tarkkuustasoltaan heikompi kuin esimerkiksi vaakasuuntainen inklinometri. Tutkimuksessa menetelmällä päästiin noin 10% tarkkuuteen kokonaispainumista. (Galagoda et al. 2015).

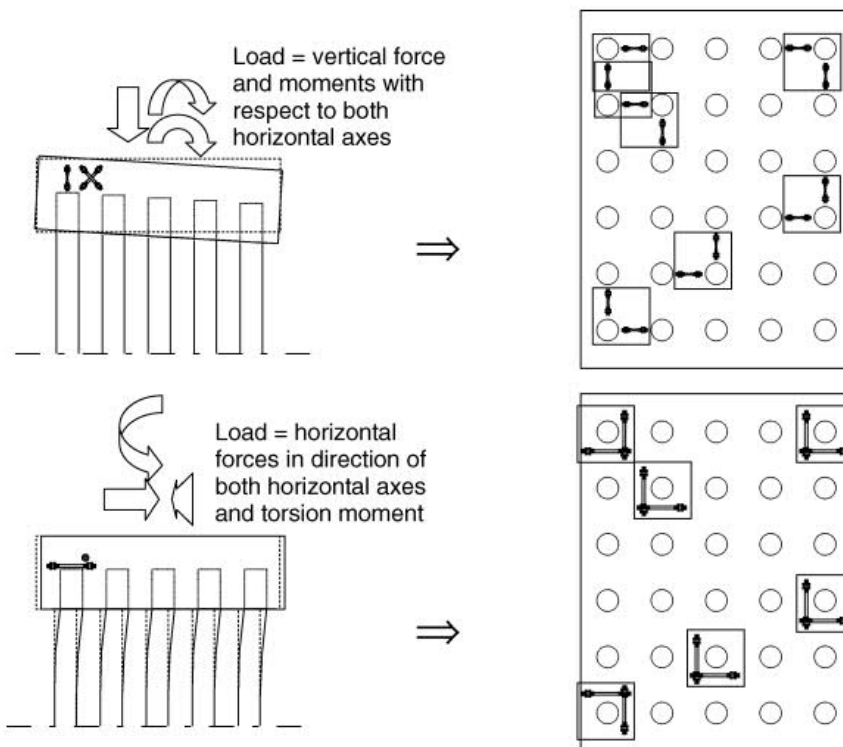
Myös vaakasuuntaisia inklinometrejä on mahdollista asentaa samankaltaisissa tapauksissa pohjalaatan alla tai pohjalaatassa oleviin suojaputkiin. Pohjalaattaan asennettavilla inklinometreilla on mahdollista arvioida pohjalaattaan kohdistuvia taivutusmomenteja inklinometrin painumaprofiilista. (Liew et al. 2002). Toisin kuin painumaprofiilianturin mittaukset, inklinometrimittaukset on myös mahdollista automatisoida automaatti-inklinometreilla tai Shape Array-mittalaitteilla. Kokemuksia vaakasuuntaisen inklinometrin soveltuvuudesta korkean rakentamisen pohjalaatan monitorointiin on kuitenkin vähän tai ei ollenkaan.

7.2.2 Venymämittaukset

Pohjalaatan venymämittauksilla voidaan tarkastella kuormien jakautumista paaluille. Pohjalaatta oletetaan yleensä äärettömän jäykäksi rakenteeksi, jolloin yläpuoliselta rakenteelta tulevat kuormat jakautuvat paaluille lineaarisesti. Laatta ei kuitenkaan todellisuudessa ole äärettömän jäykkä, esimerkiksi raskaan raudoituksen tai pienen paalujen välisen etäisyyden vuoksi. Laatan kuormitustilat voidaan

määrittää epäsuorasti paalujen mittauksista, mutta joitain osia laatasta on kuitenkin hyvä seurata suoraan laatan venymämittauksilla. Esimerkiksi kohtia, missä on voimakkaita vetojännityksiä. (Glisic & Inaudi 2007).

Vetojännityksiä odotetaan esiintyvän pohjalaatassa lähellä aksiaalisesti kuormitettujen paalujen päitä leikkausvoimien seurauksena. Vaakakuormitettujen paalujen tapauksissa, vetojännitykset esiintyvät vaakatasossa. Paalujen määrän ollessa suuri, on suositeltavaa valita venymämittauksiin kuormituksen ja jäykkyyden kannalta kriittisimmät kohdat. Aksiaalisesti kuormitettujen paalujen läheisyydessä voidaan seurata leikkausmuodonmuutoksia ja vaakakuormitettujen paalujen läheisyydessä vaakasuuntaisia muodonmuutoksia. Alla olevassa kuvassa 37 on esitetty joitain esimerkkejä venymäpisteiden valintaan pohjalaatassa eri kuormitustilanteissa. (Glisic & Inaudi 2007).



Kuva 37: Esimerkkejä venymäpisteiden valintaan pohjalaatan monitoroinnissa (Glisic & Inaudi 2007).

Pohjalaatan venymämittauksiin voidaan soveltaa samoja venymämittaussuunnitelmia kuin paalujen monitoroinnissa, kuten esimerkiksi elektronisia, värähdyslanka- tai kuituoptisia venymäantureita. Alla olevassa kuvassa 38 on asennettuna Venäjällä Pietarissa sijaitsevan Lakhta Centerin pohjalaatan raudoitukseen värähdyslankavenymäantureita (Travush et al. 2018). Anturit on asennettu kohtisuorasti toisiinsa nähden oleviin pääraudoituksiin, jotta venymämittauksista voidaan määrittää jännitysjaumat laatasta. (Travush et al. 2018).



Kuva 38: Esimerkki pohjalaattaan asennetuista värähdyslankavenymäantureista (Travush et al. 2018).

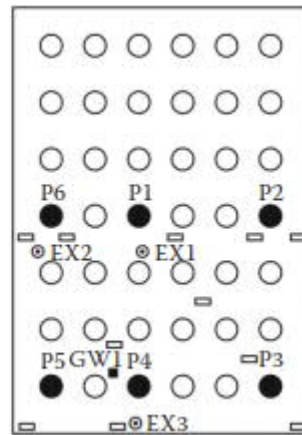
7.2.3 Kontaktipaine ja huokosvedenpaine

Maaperän ja laatan välisen rajapinnan jännitystiloja voidaan seurata laatan alle asennettavilla maanpaineantureilla. Tämä on usein kiinnostuksenkohteena ainakin yhdistettyjen paalulaattaperustusten tapauksissa, joissa paalujen lisäksi myös laatta siirtää osan rakennuksen kuormista maaperään. Maanpaineanturit asennetaan suoraan betonisen pohjalaatan alle, jotta kontaktipaine voidaan määrittää. (Katzenbach & Moormann 2003).

Alla olevassa kuvassa 39 on esitetty Saksassa sijaitsevan yli 30 kerrosta korkean Messe Torhaus rakennuksen monitorointilaitteistoa. Rakennus oli Saksan ensimmäinen yhdistetylle paalulaattaperustukselle perustettu rakennus ja maanpaineantureilla tutkittiin yhdessä monitorointilaitteilla varustettujen paalujen kanssa rakennuksen kuormien jakautumista paalujen ja laatan kesken. (Katzenbach et al. 2017).

Maanpaineantureiden lisäksi pohjalaatan alla olevaan maaperään voidaan asentaa myös pietsometrejä. Pietsometreillä voidaan seurata kuormituksesta johtuvaa huokosvedenpaineiden kehitystä laatan alla. Tämän perusteella voidaan arvioida konsolidaatioprosessia pohjalaatan alapuolella. (Poulos 2017). Pietsometrejä on myös käytetty paljon esimerkiksi Saksan eri korkean rakennuksien paalutettujen laattaperustusten monitoroinnissa, mikä nähdään taulukosta 7 tai kuvista 33 ja 39.

- R1-R11 Pressure cells
- ⊙ EX1-EX3 Extensometers
- GW1 Piezometers
- P1-P6 Instrumented piles



Kuva 39: Esimerkki Messe Torhaus rakennuksen perustusten monitorointilaitteistosta (Katzenbach et al. 2017).

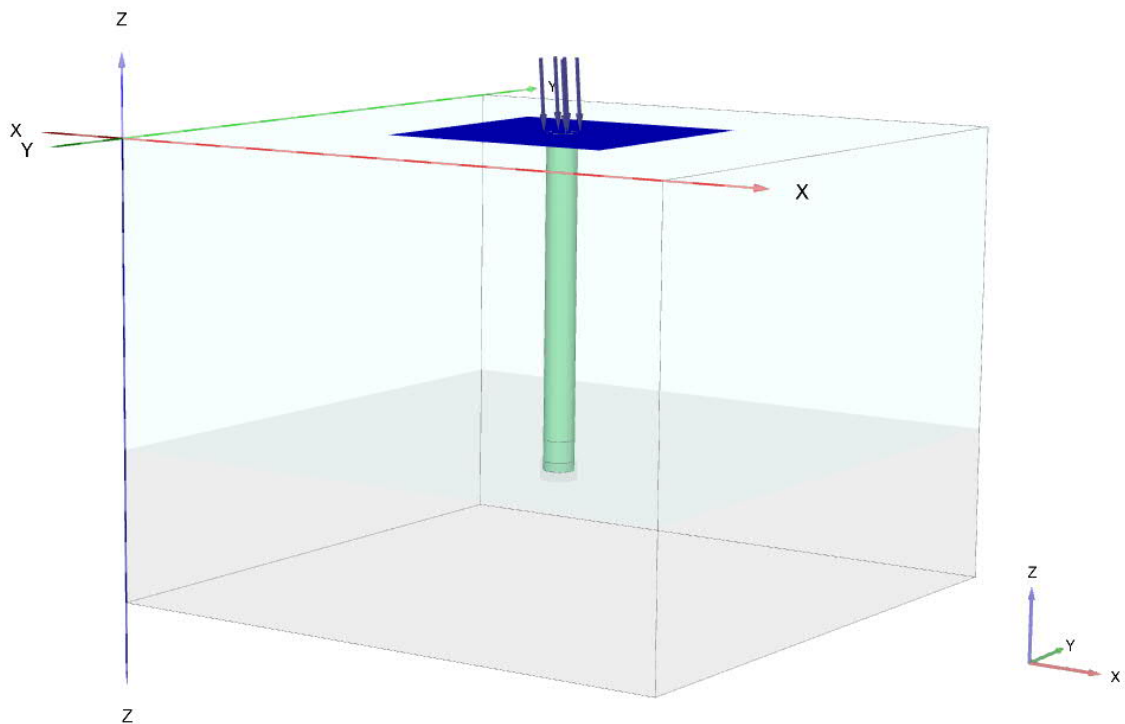
8 Paalurasitusten laskenta

Tässä osiossa käsiteltiin paalun mittaustulosten työstämistä ja laskettiin paalurasituksia simuloituista venymä- ja siirtymämittaustuloksista. Plaxis 3D FEM-ohjelmalla mallinnettiin tukipaalu yksikerroksisessa maaperässä. Paalua kuormitettiin, jotta siihen saatiin aikaiseksi venymiä sekä sivuttaissiirtymiä. Tämän jälkeen FEM-laskennan tuloksista poimittiin paalun pystysuuntaiset venymät sekä sivuttaissiirtymät. Näistä laskettiin kappaleessa 6 esitetyillä menetelmillä takaisin paaluun kohdistuvat rasitukset käyttäen apuna taulukkolaskentaohjelmaa Exceliä. Takaisinlaskettuja paalun rasituksia verrattiin Plaxiksesta saatuihin arvoihin.

8.1 Lähtötiedot

Mallinnetussa maaperämallissa on 10 metrin savikerros kallion päällä. Savi on tasojen 0 ja -10 välillä. Kallio on tasojen -10 ja -15 välillä. Paalu mallinnettiin tilavuutena tähän maaperämalliin. Paalun halkaisija on 1m ja pituus 11m. Paalu mallinnettiin 1 m kalliopinnan alle, mikä kuvastaa porattua tukipaalua. Paalu asettuu tasojen 0 ja -11 väliin. Paalun jäykkyyden oletettiin pysyvän vakiona koko paalun pituudella. Malli on esitetty kuvassa 40 ja eri materiaalien parametrit taulukossa 9.

Paalun päälle mallinnettiin 8m x 8m laatta paksuudeltaan 0,8m, jotta paalun pään kiertymät olisivat pääosin estetty. Rakenteelle kohdistettiin pystykuormaa z-suunnassa 8000 kN ja vaakakuormaa x-suunnassa 400 kN ja y-suunnassa 200 kN.



Kuva 40: Laskentamalli

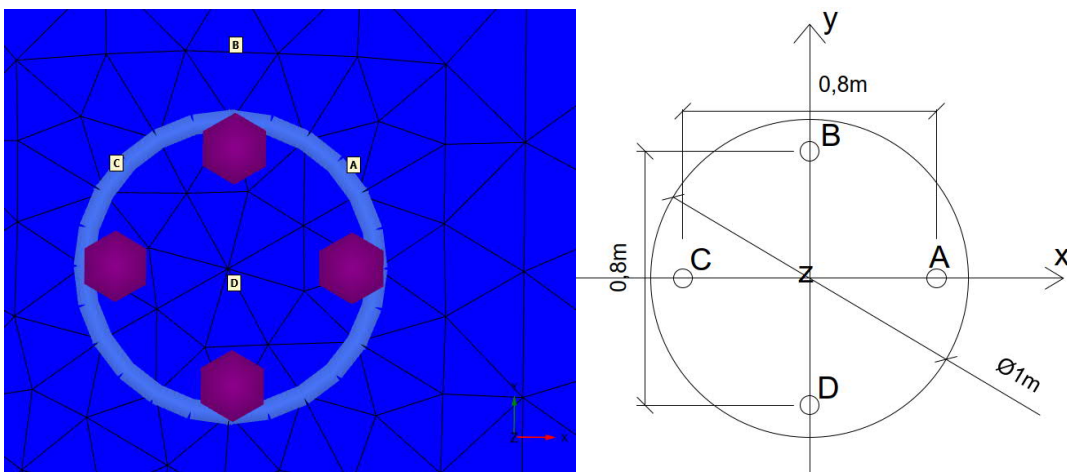
Taulukko 9: Laskennassa käytetyt parametrit

	Savi	Kallio	Paalu
Materiaalimalli	Mohr-Coulomb	Hoek-Brown	Linear elastic
γ_{unsat} (kN/m ³)	16	24	25
γ_{sat} (kN/m ³)	20	24	25
E', E_{rm}, E (kN/m ²)	1,00E+04	3,00E+07	2,00E+07
ν', ν	0,2	0,2	0,18
$S_{u,\text{ref}}$ (kN/m ²)	10	-	-
$ \sigma_{\text{ci}} $ (kN/m ²)	-	1,50E+05	-
m_i	-	33	-
GSI	-	80	-
D	-	0	-

8.2 Simuloidut mittaustulokset

8.2.1 Venymät

Venymät poimittiin Plaxis-laskennan tuloksista paalun poikkileikkauksesta alla olevan kuvan 41 esittämällä tavalla. Pisteet A ja C ovat samalla akselilla x-suunnassa 0,8m etäisyydellä toisistaan ja pisteet B ja D samalla akselilla y-suunnassa 0,8m etäisyydellä toisistaan. Tämä asetelma havainnollistaa neljän venymäanturin symmetristä asetelmaa paalun poikkileikkauksessa, jolloin paalun aksiaalinen voima voidaan määrittää pisteiden A ja C, pisteiden B ja D tai kaikkien neljän pisteen avulla. Paaluun kohdistuvat momentit voidaan määrittää y-suuntaisen akselin ympäri pisteiden A ja C avulla sekä x-suuntaisen akselin ympäri pisteiden B ja D avulla. Venymät poimittiin 14 eri syvyydeltä. Venymäpisteitä oli paalun päissä 0,5 metrin välein ja muutoin yhden metrin välein. Simuloidut venymämittaustulokset eri syvyyksillä on esitetty taulukossa 10. Plaxis-laskennan tuloksia on esitetty lisää liitteessä 1.



Kuva 41: Venymäpisteiden asetelma paalun poikkileikkauksessa

Taulukko 10: Plaxiksesta saadut venymät eri syvyyksillä

Z (m)	ϵ_A	ϵ_B	ϵ_C	ϵ_D
0	-3,61E-04	-4,15E-04	-5,90E-04	-5,32E-04
-0,5	-3,94E-04	-4,34E-04	-5,69E-04	-5,25E-04
-1	-4,20E-04	-4,50E-04	-5,49E-04	-5,15E-04
-2	-4,57E-04	-4,71E-04	-5,08E-04	-4,96E-04
-3	-4,86E-04	-4,85E-04	-4,83E-04	-4,84E-04
-4	-5,04E-04	-4,94E-04	-4,66E-04	-4,77E-04
-5	-5,14E-04	-5,02E-04	-4,57E-04	-4,71E-04
-6	-5,17E-04	-5,01E-04	-4,53E-04	-4,70E-04
-7	-5,17E-04	-5,01E-04	-4,54E-04	-4,70E-04
-8	-5,15E-04	-5,00E-04	-4,56E-04	-4,71E-04
-9	-5,09E-04	-4,98E-04	-4,60E-04	-4,72E-04
-10	-5,06E-04	-4,66E-04	-4,68E-04	-4,38E-04
-10,5	-2,11E-04	-2,15E-04	-2,09E-04	-2,07E-04
-10,9	-1,38E-04	-1,39E-04	-1,39E-04	-1,37E-04

8.2.2 Vaakasiirtymät

Inklinometrimittaustuloksia havainnollistavat vaakasiirtymät poimittiin paalun keskilinjalta x-akselin suuntaan yhden metrin syvyydvälein. Sivuttaissiirtymät olivat suurempia x-suunnassa suuremman kuormituksen vuoksi tässä suunnassa ja nämä valittiin tästä syystä jatkotarkasteluun. Siirtymät on esitetty alla olevassa taulukossa 11. Plaxis-laskennan tuloksia on esitetty lisää liitteessä 1.

Taulukko 11: Plaxiksesta saadut vaakasiirtymät eri syvyyksillä

Syvyyys (m)	u_x (mm)
0	2,90
-1	2,65
-2	2,22
-3	1,77
-4	1,32
-5	0,90
-6	0,58
-7	0,32
-8	0,15
-9	0,04
-10	0,00
-11	0,00

8.3 Venymämittausten tulkinta

Simuloituista venymämittaustuloksista laskettiin paaluun aksiaalinen voima sekä taivutusmomentit kappaleessa 6 esitetyillä menetelmillä. Näiden lisäksi tutkittiin mittaustulosten kohinan vaikutusta laskentaan, lisäämällä sattumanvaraista vaihtelua simuloituihin mittaustuloksiin.

8.3.1 Laskenta suoraan simuloituista venymistä

Aksiaalinen voima laskettiin valituilla syvyyksillä jokaisesta neljästä Plaxiksesta poimitusta venymäpisteestä. Kappaleen 6 kaavoja 1 ja 11 käyttämällä saadaan:

$$N = \frac{1}{4}(\varepsilon_A + \varepsilon_B + \varepsilon_C + \varepsilon_D) \cdot EA \quad (18)$$

Taivutusmomentit laskettiin paalun poikkileikkauksessa vastakkaisista venymäpisteistä. Kappaleen 6 kaavoilla 2 ja 12 saadaan taivutusmomenteille M_2 ja M_3 laskentakaavat:

$$M_2 = \frac{1}{d}(\varepsilon_A - \varepsilon_C) \cdot EI \quad (19a)$$

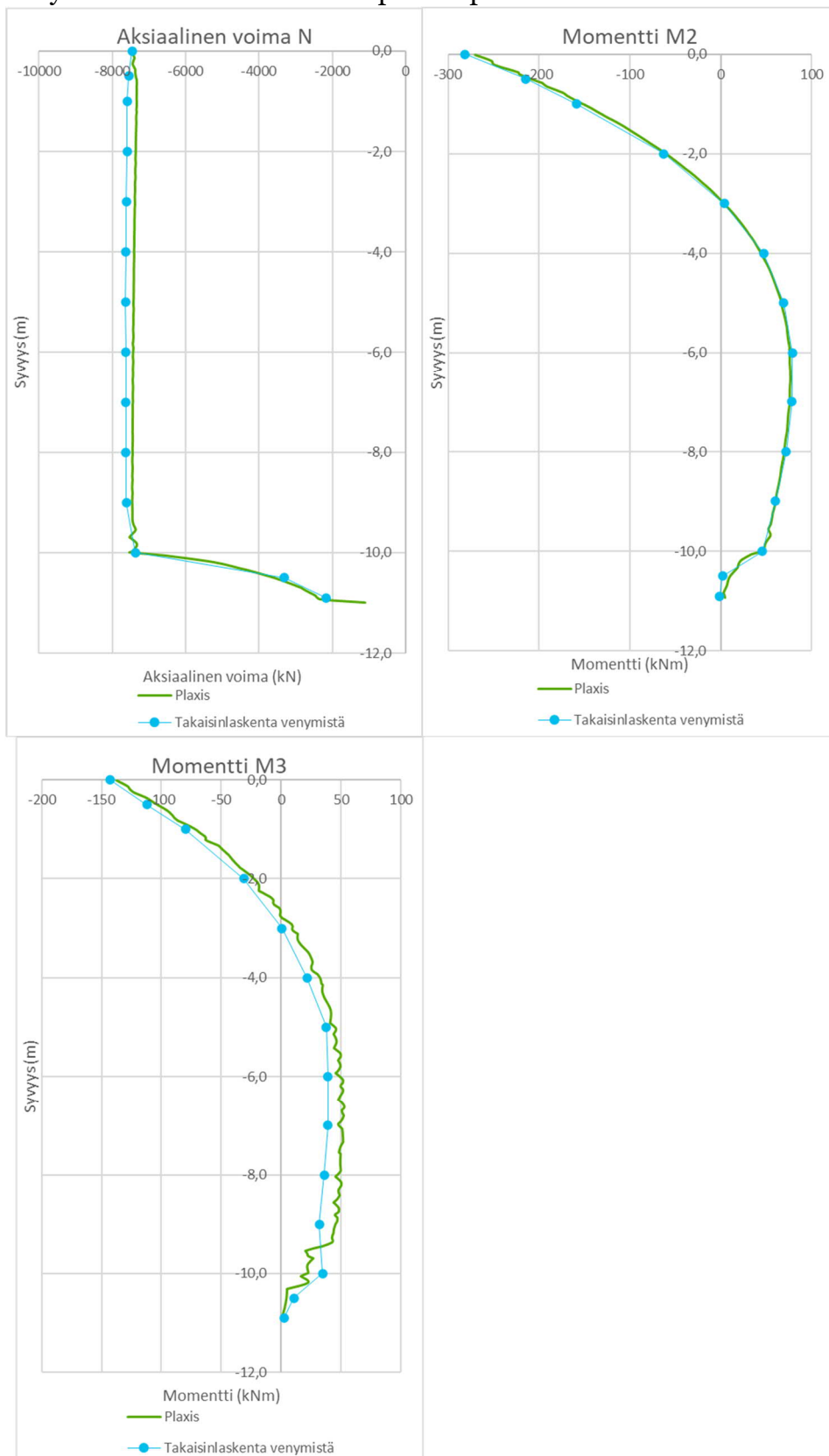
$$M_3 = \frac{1}{d}(\varepsilon_B - \varepsilon_D) \cdot EI \quad (19b)$$

d on tässä tapauksessa 0,8m. Paalun aksiaalisena- sekä taivutusjäykkyysinä käytettiin samoja arvoja, kuin Plaxis-laskelmassa. Paalun jäyhyysmomenttina I käytettiin ympyränmuotoisen poikkileikkauksen jäyhyysmomenttia ja poikkipinta-alan oletettiin pysyvän vakiona eri syvyyksillä.

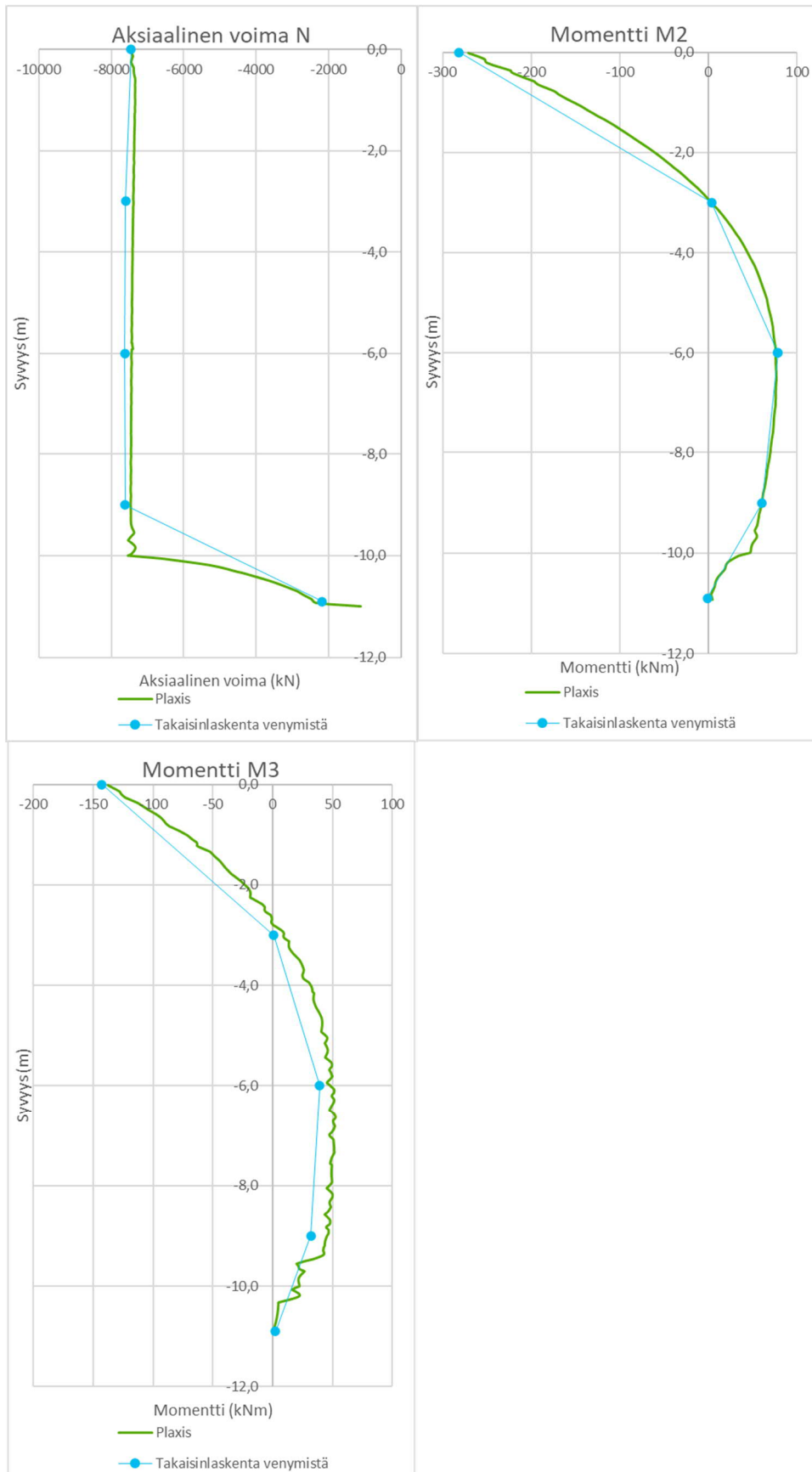
Kuvassa 42 on laskettu aksiaalinen voima ja taivutusmomentit jokaiselta 14 valitulta syvyydeltä. Venymistä takaisinlasketut rasitukset vastasivat melko hyvin Plaxiksesta saatuja arvoja. Hyödyntämällä kaikkia valittuja venymäpisteitä onnistuttiin paalun rasitusten vaihtelut kuvaamaan eri syvyyksillä. Vaikka paalun aksiaalisessa voimassa ei tapahtunutkaan paljon muutoksia saven kohdalla ensimmäisen 10 metrin matkalla, tiheämpi venymäpisteiden asetelma paalun kärjessä mahdollisti voiman siirtymisen tarkastelun mallinnettuun kallioon. Tuloksista voidaan nähdä, että paalun ei juurikaan tässä laskentamallissa mobilisoitunut vaippavastusta. Paalun taivutusmomenteissa vaihtelua kuitenkin tapahtui syvyyden funktiona ja 1 metrin välein asetetuilla venymäpisteillä tämä onnistuttiin kuvaamaan melko hyvin. Taivutusmomentin M_3 takaisinlasketut tulokset ovat suhteessa epätarkempia verratessa taivutusmomenttiin M_2 , pienemmästä y-suuntaisesta vaakakuormituksesta johtuen.

Kuvassa 43 venymäpisteiden jakoa pystysuunnassa on harvennettu, venymäpisteiden ollessa noin 3 metrin välein. Harvennetulla venymäpisteiden jaolla onnistuttiin melko hyvin kuvaamaan paalun rasitusten vaihtelut eri syvyyksillä lukuun ottamatta saven ja kallion rajapintaa. Näistä tuloksista voidaan päätellä, että venymäantureiden sijoitusta paalun pituussuunnassa kannattaa arvioida alustavien maaperätietojen mukaan. Venymäantureita kannattaa asentaa tiheämmin paalun päähän arvioidun kalliopinnan tasolle, jotta voimien siirtymistä kallioon voidaan arvioida tarkemmin. Lisäksi, jos maaperässä on useampia kerroksia ja näiden ominaisuudet vaihtelevat paalun vaippavastuksen tai sivuvastuksen kannalta, voisi venymäantureita asentaa tarvittaessa paikoitellen tiheämmin. Venymäantureita ei kuitenkaan kannata asentaa liian tiheästi kohtiin, jossa suurempaa vaihtelua ei ole

odotettavissa. Hajautetuilla optisilla kuiduilla ei tarvitse huomioida tätä asiaa, sillä venymät voidaan mitata koko paalun pituudelta.



Kuva 42: Paalurasitusten takaisinlaskenta simuloituista venymämittaustuloksista, venymäpisteet 14 eri syvyydeltä



Kuva 43: Paalurasitusten takaisinlaskenta simuloituista venymämittaustuloksista, venymäpisteet 5 eri syvyydeltä

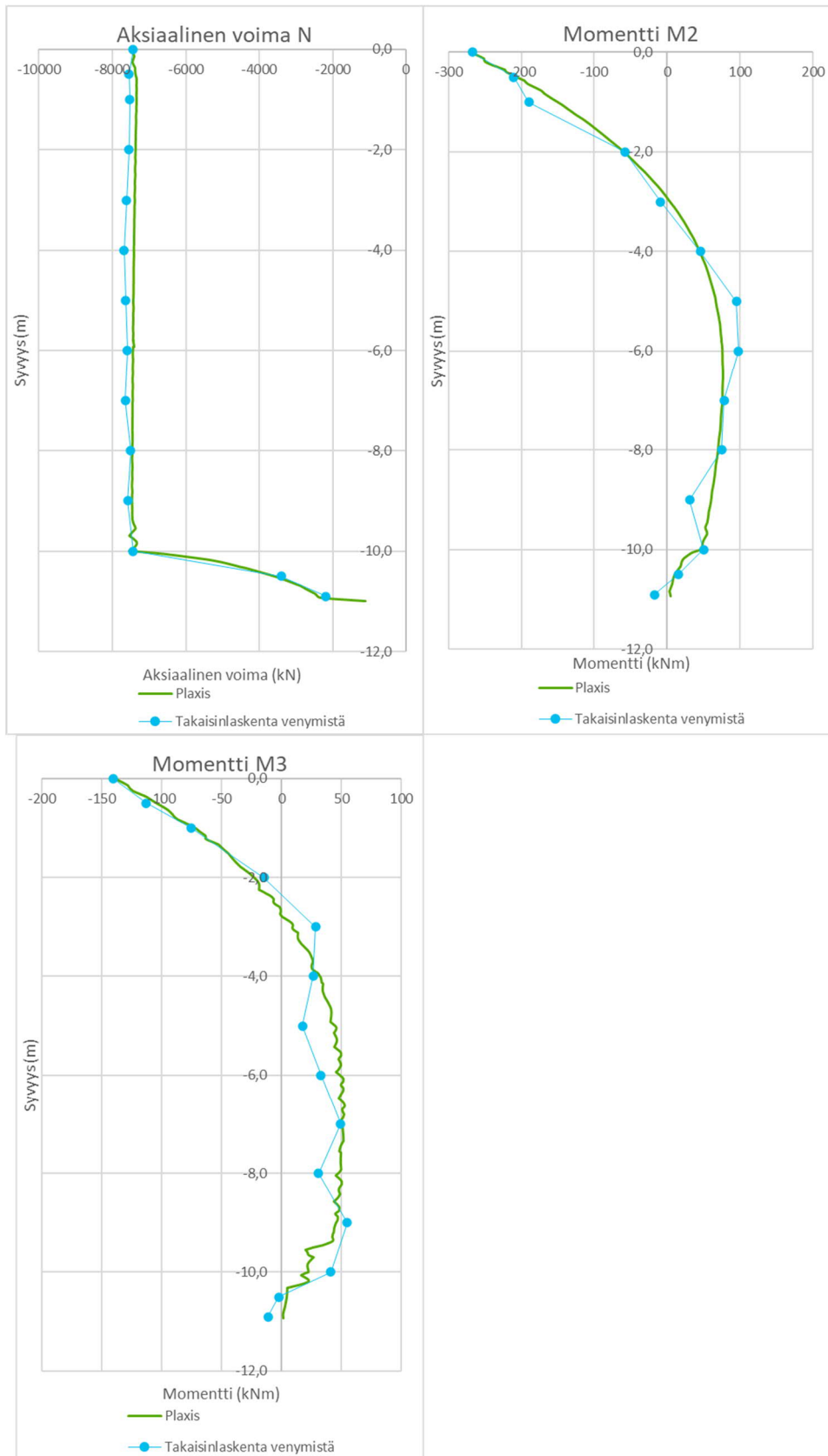
8.3.2 Venymämittausten kohinan vaikutus paalurasitusten laskentaan

Todellisuudessa mittaustuloksissa saattaa olla jonkin verran sattumanvaraista vaihtelua, mitä kutsutaan kohinaksi. Kohinaa voi aiheutua esimerkiksi jonkin laitteen, komponentin tai materiaalin fysiikasta. (SGY 2017). Plaxiksesta saatuihin venymiin lisättiin sattumanvaraista vaihtelua havainnollistamaan kohinan vaikutusta paalurasitusten laskennassa venymämittauksista. Taulukon 10 venymiin lisättiin poikkeamia Excelin satunnaislukufunktiolla, poikkeaman ollessa maksimissaan 15 $\mu\epsilon$ ja minimissään -15 $\mu\epsilon$. Maksimipoikkeama on tällöin noin 2-4% alkuperäisistä venymistä. Venymät kohinan lisäyksen jälkeen on esitetty taulukossa 12.

Kuvassa 44 on esitetty simuloitujen venymämittausten kohinan vaikutus paalurasitusten laskentaan. Simuloituihin mittaustuloksiin lisätyn kohinan vaikutus näkyy taivutusmomenttikuvaajissa selvemmin molemmin puolisenä vaihteluna Plaxiksesta saatujen momenttien ympärillä. Aksiaalisen voiman tapauksessa kohinan vaikutus on suhteessa pienempi. Tämä saattaa johtua siitä, että paalun aksiaalinen kuormitus on huomattavasti suurempi sivuttaiskuormitukseen nähden. Taivutusrasitusten ollessa suuruusluokaltaan pienempiä, on ne vaikeampi määrittää yhtä tarkasti venymämittauksista.

Taulukko 12: Venymät kohinan lisäyksen jälkeen

Z (m)	ϵ_A	ϵ_B	ϵ_C	ϵ_D
0	-3,69E-04	-4,12E-04	-5,87E-04	-5,27E-04
-0,5	-3,83E-04	-4,45E-04	-5,55E-04	-5,37E-04
-1	-4,09E-04	-4,41E-04	-5,64E-04	-5,03E-04
-2	-4,57E-04	-4,74E-04	-5,04E-04	-4,86E-04
-3	-4,84E-04	-4,94E-04	-4,91E-04	-4,71E-04
-4	-5,07E-04	-5,01E-04	-4,70E-04	-4,80E-04
-5	-5,28E-04	-4,90E-04	-4,51E-04	-4,75E-04
-6	-5,22E-04	-4,98E-04	-4,42E-04	-4,71E-04
-7	-5,17E-04	-5,09E-04	-4,53E-04	-4,69E-04
-8	-5,02E-04	-4,95E-04	-4,41E-04	-4,70E-04
-9	-4,98E-04	-5,02E-04	-4,73E-04	-4,57E-04
-10	-5,16E-04	-4,68E-04	-4,75E-04	-4,34E-04
-10,5	-2,24E-04	-2,15E-04	-2,11E-04	-2,17E-04
-10,9	-1,24E-04	-1,43E-04	-1,38E-04	-1,52E-04



Kuva 44: Venymämittausten kohinan vaikutus paalurasitusten laskentaan

8.4 Vaakasiirtymämittaustulosten tulkinta

Simuloituihin inklinometrimittaustuloksiin kokeiltiin kappaleessa 6 esitettyjä käyränsovitusmenetelmiä. Menetelmiksi valikoitu seitsemännen asteen polynomin sovitukset koko inklinometridataan sekä kolmannen asteen polynomin sovitukset paloittain inklinometridataan. Sovitukset tehtiin x-suuntaisiin sivuttaissiirtymiin ja tämän jälkeen näistä laskettiin paalun taivutusmomentti sekä leikkausvoima, joita verrattiin Plaxiksen vastaaviin arvoihin. Kohinan vaikutusta laskentaan tutkittiin myös tässä tapauksessa.

8.4.1 Seitsemännen asteen polynomin sovitus koko inklinometridataan

Tässä menetelmässä Plaxiksesta saatiin vaakasiirtymiin sovitettiin seitsemännen asteen polynomi, mikä on muotoa:

$$u_x(z) = a_7z^7 + a_6z^6 + a_5z^5 + a_4z^4 + a_3z^3 + a_2z^2 + a_1z + a_0 \quad (20)$$

Poiketen kaavoista 14 – 17 syvyyttä on merkittävässä laskennoissa muuttujalla z muuttujan x sijaan, sillä myös Plaxis-mallissa syvyyttä kuvattiin muuttujalla z . Polynomin vakiot $a_0 - a_7$ ratkaistiin pienimmän neliösumman menetelmällä käyttäen taulukkolaskentaohjelmaa Exceliä ja lähtötietona Plaxiksesta saatuja vaakasiirtymiä eri syvyyksillä (taulukko 11). Kun vakiot oli ratkaistu, derivoitiin sovitetusta polynomista kappaleen 6 kaavojen 15-17 mukaan ja saadaan alla olevat kaavat kuvaamaan siirtymän kulmakerrointa, momenttia ja leikkausvoimaa:

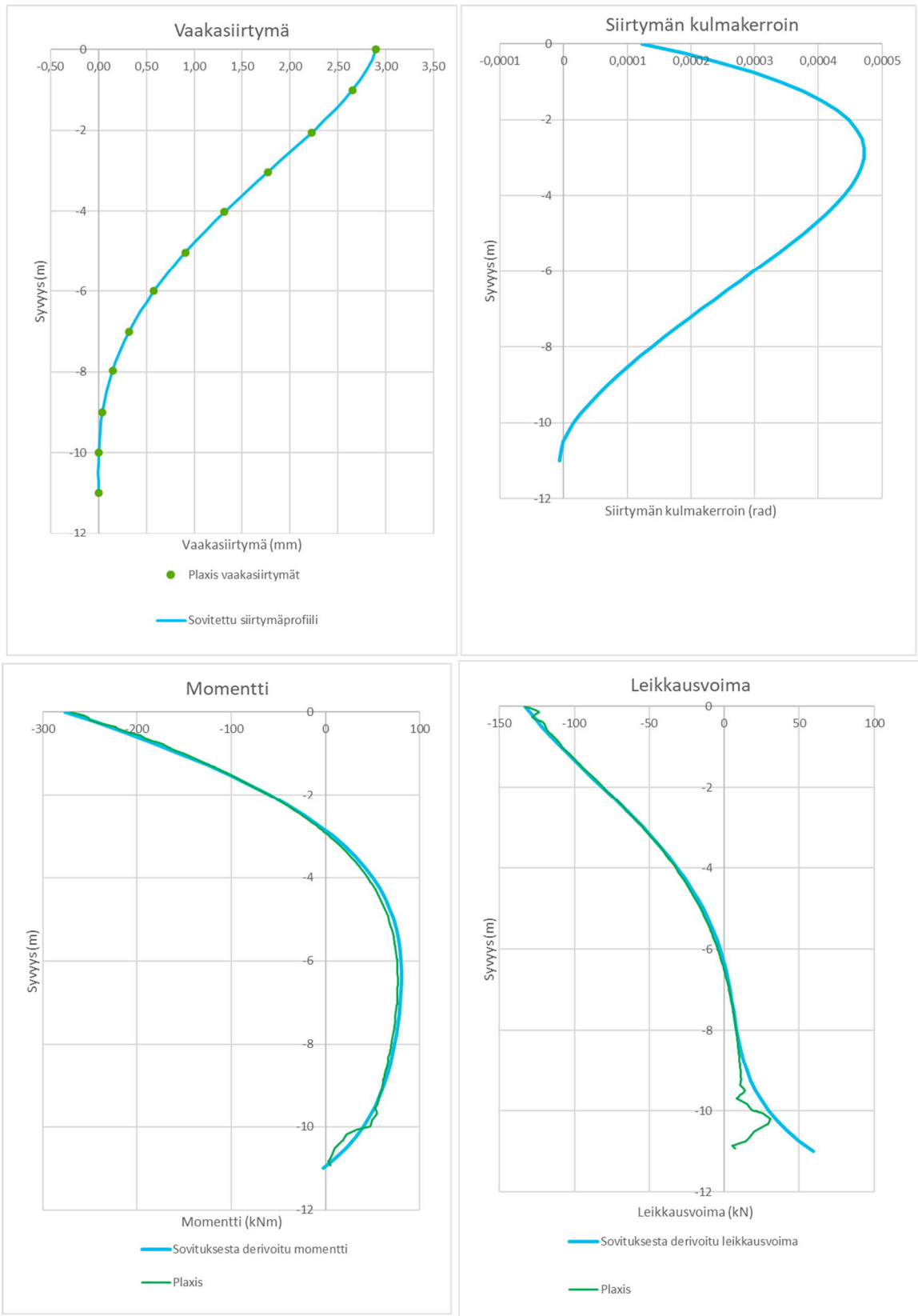
$$\theta(z) = 7a_7z^6 + 6a_6z^5 + 5a_5z^4 + 4a_4z^3 + 3a_3z^2 + 2a_2z + a_1 \quad (21)$$

$$M(z) = (42a_7z^5 + 30a_6z^4 + 20a_5z^3 + 12a_4z^2 + 6a_3z + 2a_2) \cdot EI \quad (22)$$

$$V(z) = (210a_7z^4 + 120a_6z^3 + 60a_5z^2 + 24a_4z + 6a_3) \cdot EI \quad (23)$$

Takaisinlaskennassa paalun kimmokertoimena E käytettiin 20GPa, mikä on sama kuin Plaxis-laskennassa. Paalun jäyhyysmomenttina I käytettiin ympyränmuotoisen poikkileikkauksen jäyhyysmomenttia. Leikkausvoiman kohdalla ei ole huomioitu aksiaalisen voiman vaikutusta, sillä tällä on odotettu olevan vähäinen vaikutus siirtymien muutosten ollessa niin pieniä. Vaakasiirtymiin sovitettu käyrä ja tästä derivoidut vaakasiirtymän kulmakerroin, paalun taivutusmomentti ja leikkausvoima on esitetty alla olevassa kuvassa 45.

Kuvan 45 kuvaajista voidaan nähdä, että vaakasiirtymistä takaisinlasketut momentti ja leikkausvoima vastaavat melko hyvin Plaxiksen arvoja saven kohdalla tasoilla 0...-10. Kohdattaessa kallio tasolla -10 Plaxiksen arvoissa tapahtuu selvä muutos, mutta takaisinlasketuissa arvoissa tätä ei näy. Huomioitavaa on kuitenkin, että vaikka sovitukset vastasi pääosin melko hyvin Plaxiksen arvoja, oli maaperä pääosin homogeenista, paalun taivutusjäykkyys oli vakio sekä simuloidut mittaustulokset olivat tarkkoja arvoja suoraan Plaxiksesta. Todellisuudessa maaperäolosuhteet ovat usein monimutkaisempia, paalun taivutusjäykkyys saattaa vaihdella paalun eri kohdissa etenkin teräsbetonipaalujen tapauksissa ja mittaustuloksissa saattaa muutenkin olla jonkin verran kohinaa. Nämä saattavat vaikuttaa paalun taipumakäyttäytymiseen ja aiheuttaa suurempaa vaihtelua sivuttaissiirtymien arvoon tehden sovituksesta vaikeampaa. Kohdassa 8.4.3 on tutkittu korkeamman asteen funktion herkkyyttä kohinalle.



Kuva 45: Seitsemännen asteen polynomin sovitus vaakasiirtymiin ja tästä paalurasitusten derivointi

8.4.2 Kolmannen asteen polynomin sovitus paloittain

Tässä menetelmässä kolmannen asteen polynomi sovitettiin paloittain Plaxiksesta saatuihin vaakasiirtymiin. Tämä tarkoittaa käytännössä sitä, että toisin kuin seitsemännen asteen polynomin sovituksessa koko dataan, nyt sovitus tehtiin liikkuvaan viiden datapisteen ikkunaan. Tällöin jokaiselle viidelle vierekkäiselle pisteelle saatiin polynomi, joka on muotoa:

$$u_x(z) = a_3z^3 + a_2z^2 + a_1z + a_0 \quad (24)$$

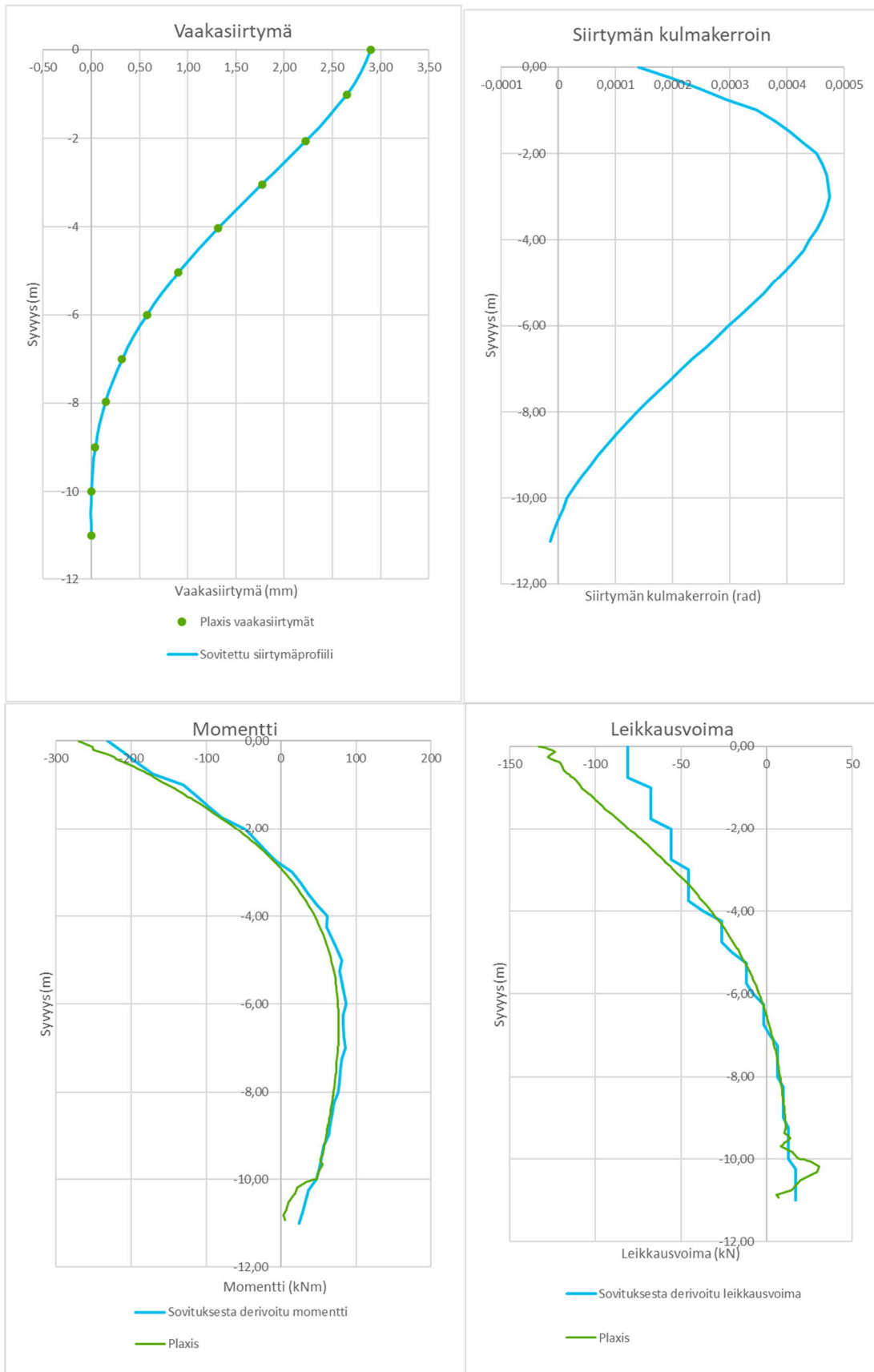
Vakiot $a_0 - a_3$ ratkaistiin samaan tapaan pienimmän neliösumman menetelmällä käyttäen taulukkolaskentaohjelma Exceliä ja lähtötietona Plaxiksesta saatuja vaakasiirtymiä eri syvyyksillä (taulukko 11). Vaakasiirtymäpisteitä ollessa yhteensä 12 kappaletta, koko siirtymäprofiilia kuvaamaan saatiin yhteensä kahdeksan kolmannen asteen polynomia, joilla jokaisella oli omat vakiot. Useamman polynomin kuvattaessa samaa pistettä tietyllä syvyydellä, otettiin useammasta polynomista lasketusta arvosta keskiarvo. Kolmannen asteen polynomilla siirtymän kulmakerroin, momentti ja leikkausvoima saa seuraavat kaavat:

$$\theta(z) = 3a_3z^2 + 2a_2z + a_1 \quad (25)$$

$$M(z) = (6a_3z + 2a_2) \cdot EI \quad (26)$$

$$V(z) = 6a_3 \cdot EI \quad (27)$$

Kolmannen asteen polynomin paloittainen sovitus Plaxiksesta saatuihin sivuttaissiirtymiin ja tästä derivoidut siirtymän kulmakerroin, momentti ja leikkausvoima on esitetty kuvassa 46. Kuvaajista voidaan nähdä, että sovituksesta laskettu taivutusmomentti vastaa melko hyvin Plaxiksen antamia arvoja lukuun ottamatta saven ja kalliopinnan rajapintaa. Sovituksesta derivoitu leikkausvoimakuvaaja eroaa hieman Plaxiksen antamista arvoista paalun yläpäässä. Kuten korkeamman asteen polynomin tapauksessa on myös tässä huomioitava, että sovitus on tehty Plaxiksesta saatuihin tarkkoihin sivuttaissiirtymiin ja todellisuudessa inklinometrin mittauspisteissä saattaa olla enemmän hajontaa. Tästä syystä myös tämän menetelmän herkkyyttä on tutkittu kohdassa 8.4.3.



Kuva 46: Kolmannen asteen polynomin sovitus vaakasiirtymiin paloittain ja tästä paalurasitusten derivointi

8.4.3 Kohinan vaikutus käyränsovitukseen

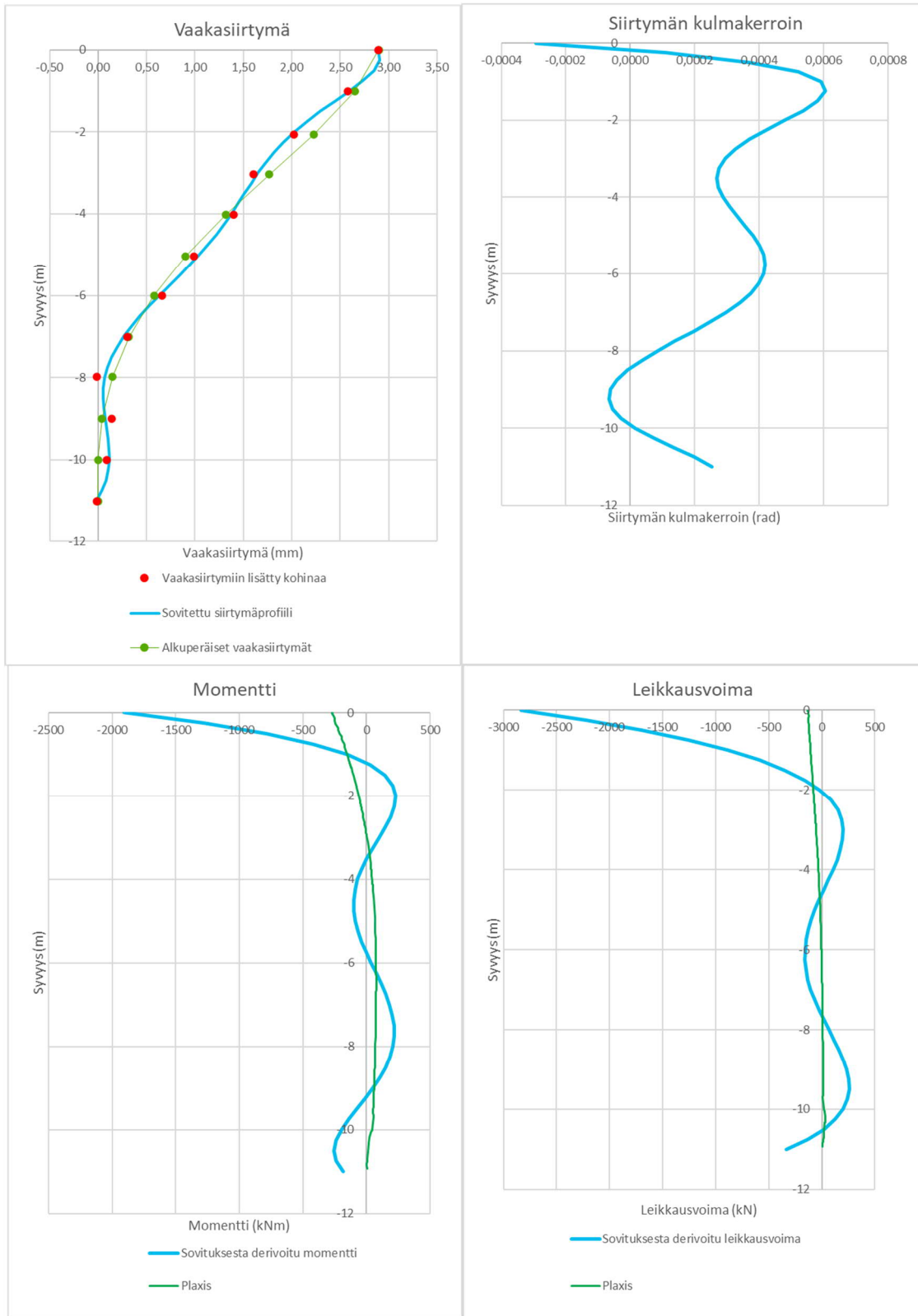
Tässä osiossa tutkittiin kahden edellä kuvatun käyränsovitusmenetelmä herkkyyttä sovituksessa käytettävien vaakasiirtymäpisteiden vaihtelulle. Plaxiksesta saatuihin vaakasiirtymiin lisättiin molemmin puolin sattumanvaraisesti vaihtelua havainnollistamaan kohinan vaikutusta. Taulukon 11 pisteisiin lisättiin poikkeamia Excelin satunnaislukufunktiolla, poikkeaman ollessa maksimissaan 0,2mm ja minimissään -0,2mm. Maksimipoikkeama on tällöin noin 6-7% alkuperäisistä maksimisivuttaissiirtymistä.

Kuvassa 47 on esitetty kohinan vaikutus seitsemännen asteen polynomin sovitukseen ja kuvassa 48 kohinan vaikutus kolmannen asteen polynomin paloittaiseen sovitukseen. Kuvaajista voidaan todeta, että seitsemännen asteen polynomi on hyvin herkkä mittaustulosten vaihtelulle etenkin paalun päissä. Tämä voidaan nähdä paalun takaisinlasketuista taivutusmomentti- sekä leikkausvoimakuvajista. Kerralla koko sivuttaissiirtymädatajoukkoon sovitettava korkeamman asteen polynomi saattaa paikoitellen kiertyä ja muuttua voimakkaasti. Tämä aiheuttaa suurempia virheitä, kun sovitetusta siirtymäprofiilista derivoidaan momentti tai leikkausvoima.

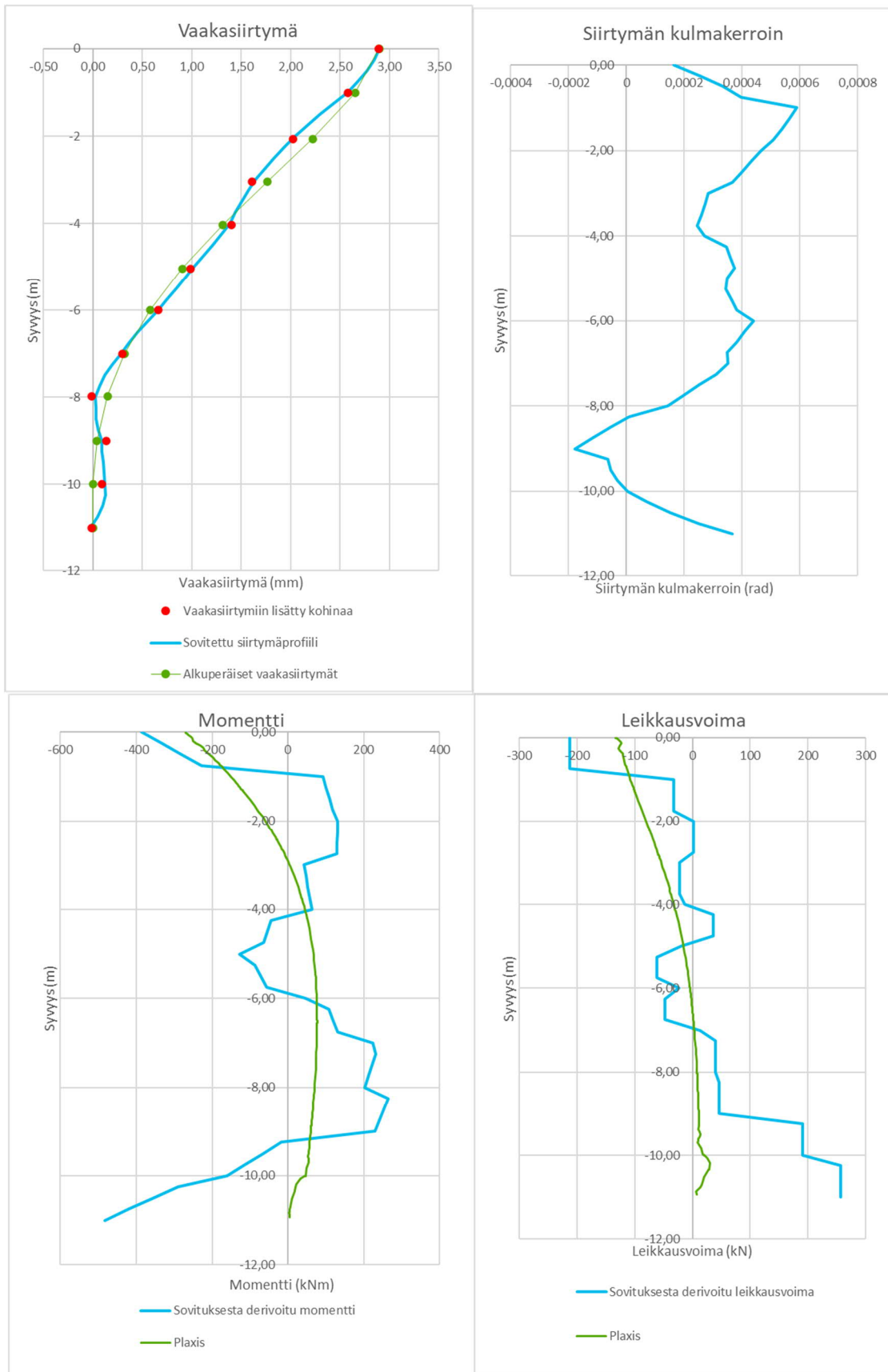
Tähän verrattuna kolmannen asteen polynomin paloittainen sovitus käyttäytyy kuitenkin hieman maltillisemmin. Vaikka sovituksesta takaisinlasketuissa tuloksissa on vaihtelua verrattaessa Plaxiksesta saatuihin momenttiin ja leikkausvoimaan, on tulokset kuitenkin suuruusluokaltaan samankaltaisia. Suurimmat poikkeamat takaisinlasketuissa ja Plaxiksen antamissa tuloksissa näyttäisi keskittyvän kohtiin, missä mittaustuloksiin lisätty kohina on myös suurin. Kolmannen asteen paloittaisessa sovituksessa ei tule yhtä suuria paikallisia poikkeamia kuin koko datajoukkoon sovitetussa korkeamman asteen polynomissa, sillä useampi polynomi kuvaa paikoitellen paalun sivuttaissiirtymiä. Tällöin paikoittaiset suuret poikkeamat eivät vaikuta yhtä voimakkaasti koko sivuttaissiirtymäprofiiliin.

Taulukko 13: Kohinan lisäys sivuttaissiirtymiin

Syvyyys (m)	u_x (mm)	kohina (mm)	uusi u_x (mm)
0	2,90	-0,01	2,89
-1	2,65	-0,07	2,58
-2	2,22	-0,20	2,02
-3	1,77	-0,16	1,61
-4	1,32	0,09	1,40
-5	0,90	0,08	0,99
-6	0,58	0,08	0,66
-7	0,32	-0,02	0,30
-8	0,15	-0,16	-0,01
-9	0,04	0,10	0,14
-10	0,00	0,09	0,09
-11	0,00	-0,01	-0,01



Kuva 47: Kohinan vaikutus seitsemännen asteen polynomin käyränsovituksessa



Kuva 48: Kohinan vaikutus kolmannen asteen polynomin paloittaisessa käyräsovituksessa

9 Johtopäätökset

Suomessa yleistyvän korkean rakentamisen haasteisiin voidaan vastata monitoroinnilla. Perustusten toiminnan monitorointia voidaan hyödyntää osana korkean rakentamisen projektia riskienhallinta- sekä laadunvarmistustyökaluna. Monitoroimalla perustusten toiminnan kannalta tärkeitä parametrejä voidaan esimerkiksi varmistaa suunnitelmaoletukset toimiviksi, ennakoida perustusrakenteiden ei-toivottuihin muutoksiin, arvioida toteutuksen onnistumista sekä osoittaa rakenteet toimiviksi.

Geoteknisessä monitoroinnissa on lukuisia eri mittausmenetelmiä ja suurinta osaa näistä on mahdollista hyödyntää korkean rakennuksen perustusten toiminnan monitoroinnissa tavalla tai toisella. Työssä tutkituista kolmesta vaihtoehtoisesta menetelmästä kuituoptiset mittausmenetelmät vaikuttivat lupaavimmilta perustusten toiminnan monitoroinnin kannalta, sillä radiopohjaisen etäisyyden mittauksen ja fotogrammetrian sovellukset rajoittuisivat maanpäällisten kohteiden seurantaan. Kuituoptisten mittausmenetelmien käyttöä rajaa kuitenkin niiden korkea hintataso.

Monitoroinnin huolellinen suunnittelu auttaa monitoroinnin toteutuksessa ja lisää monitoroinnilla saavutettavia hyötyjä. Monitoroinnin suunnitteluprosessissa on tärkeä määritellä alussa geotekniset kysymykset, joihin haetaan vastauksia monitoroinnilla. Geoteknisten kysymysten kautta määritellään monitoroinnin tarkoitus ja tämän perusteella on mahdollista käydä läpi järjestyksessä mittauksen, seurannan ja raportoinnin kannalta kaikki oleelliset asiat.

Paalujen suunniteltu toiminta on mahdollista varmistaa monitoroimalla perustuksen edustavimpia paaluja ja perustusrakenne voidaan tällä tavoin osoittaa toimivaksi. Suomessa paalujen monitorointi on vielä vieraampaa, mutta ulkomaisesta kirjallisuudesta löytyi monia käytännön esimerkkejä paalujen monitoroinnista. Paalun päiden kuormitustiloja voidaan seurata suoraan tähän tarkoitettuilla paineantureilla, joita on sovellettu paljon esimerkiksi Saksassa eri korkeiden rakennusten kohteissa.

Paalujen venymämittausten kautta voidaan määrittää paalujen aksiaaliset voimat ja vaakakuormitusten tai epäkeskisten kuormien tapauksessa taivutusmomentit. Paalujen venymämittauksissa on käytetty paljon esimerkiksi värähdyslankavenymääntureita, jotka ovat yleensä todettu luotettaviksi pitkäaikaisissa monitoroinneissa. Tällaiset venymäänturit antavat venymämittaustuloksia kuitenkin paalussa vain tietyissä valituissa pisteissä, kun taas hajautetut optiset kuidut antaisivat venymätuloksia koko paalun pituudelta.

Paalujen vaakasiirtymiä on mahdollista seurata inklinometrillä, josta on mahdollista arvioida myös paalun taivutusmomentteja sekä leikkausvoimia. Paalun taivutusmomentteja on arvioitu inklinometrimittaustuloksista paljon ulkomailla paalujen vaakakuormituskokeissa niin sanotuilla käyränsovitusten menetelmillä. Osana tätä tutkimusta kokeiltiin kahta eri käyränsovitusten menetelmää FEM-laskennoilla simuloituilla paalun inklinometrimittaustuloksilla ja huomattiin, että menetelmät olivat melko herkkä mittaustulosten kohinalle. Toimiessaan menetelmät voisivat kuitenkin antaa hyödyllistä lisätietoa vaakakuormitettujen paalujen tulkinnessa venymämittausten tueksi. Inklinometrin vaakasiirtymämittaustulosten tulkintaan on

olemassa monia muitakin menetelmiä, ja nämä olisivatkin hyviä jatkotutkimusten aiheita.

Perustusten paalujen lisäksi myös pohjalaatan monitorointi voi auttaa ymmärtämään koko perustusrakenteen toimintaa. Pohjalaatan painumiseen on ainakin tärkeä kiinnittää huomiota korkeassa rakentamisessa ja painumaseurantaa voidaan tehdä esimerkiksi geodeettisillä mittausmenetelmillä, radiopohjaisella etäisyyden mittausmenetelmällä, erilaisilla vesivaaitusantureilla, ekstensometreilla tai vaakasuuntaisilla inklinometreilla. Pohjalaatan venymiä seuraamalla saadaan tietoa kuormien siirtymisestä rakenteelta paaluille. Tapauksissa, joissa myös pohjalaatta on paalujen lisäksi kantava, voidaan tutkia pohjalaatan ja alapuolisen maaperän kontaktipainetta maanpaineantureilla. Tämän lisäksi voidaan laatan alapuolista huokosvedenpaineen kehittymistä seurata laatan alle asennettavilla pietsometreilla.

Mittausmenetelmiä on siis monia, jotka soveltuvat eri tilanteisiin riippuen siitä mitä asiaa halutaan monitoroida. Kaikkia menetelmiä ei kuitenkaan kannata soveltaa kerralla, jos niillä ei saavuteta huomattavaa hyötyä. Seurattavaksi kannattaa valita tilanteesta riippuen perustusten toiminnan kannalta oleelliset tai suunnittelussa mahdollisesti epävarmat tai kriittiset parametrit, jolloin mittausmenetelmät määräytyvät näiden mukaan.

Simuloimalla FEM-laskennoilla paalun mittaustulokset ja tutkimalla mittaustulosten kohinan vaikutusta tulosten tulkintaan huomattiin, että mittaustulosten tulkinta hankaloituu huomattavasti kohinan vaikutuksesta. Tästä syystä useammat päällekkäiset mittausjärjestelyt voisivat nostaa mittaustulosten luotettavuutta. Mittaamalla kahdella tai useammalla eri mittausmenetelmällä samaa parametria saadaan mittaustuloksia useasta eri lähteestä, joita voidaan verrata toisiinsa.

Lähteet

Aalto, J. Rak-54.1200 Rakenteiden lujuusoppi. Luentomoniste. Osa II: Rakenteiden lujuusopin perusteita. Aalto-Yliopisto. [viitattu 17.11.2021]. Saatavissa: http://rmseura.tkk.fi/opetusmonisteita/RLP_L.pdf.

Ahti-Virtanen, J. 2019. Suomessa korkea on maltillista [verkkoaineisto]. [viitattu 4.10.2021]. Saatavissa: <https://www.projektuutiset.fi/suomessa-korkea-on-maltillista/>.

ASTM. 2021. Subcommittee D18.11 on Deep Foundations [verkkoaineisto]. [viitattu 7.10.2021]. Saatavissa: <https://www.astm.org/COMMIT/SUBCOMMIT/D1811.htm>.

Bado, M.F. & Casas, J.R. 2021. A Review of Recent Distributed Optical Fiber Sensors Applications for Civil Engineering Structural Health Monitoring. *Sensors*. 2021, 21(5), 1818. <https://doi.org/10.3390/s21051818>.

Beth, M. et al. 2018. Development of international standards for geotechnical monitoring under ISO. International symposium on field measurements in geomechanics. Rio de Janeiro, Brazil. July 16-20. Field Measurements in Geomechanics 2018. saatavissa: <https://www.issmge.org/publications/publication/development-of-international-standards-for-geotechnical-monitoring-under-iso>

Bicocchi, N. 2011. Structural and geotechnical interpretation of strain gauge data from laterally loaded reinforced concrete piles. PhD Thesis. University of Southampton. Saatavissa: <https://eprints.soton.ac.uk/210949/>.

Brecciaroli, F. & Kolisoja, P. 2004. Stabilitetiltaan kriittiset ratapenkereet, Esitutkimus. Helsinki. Ratahallintokeskus, kunnossapitoyksikkö. 107 s. Ratahallintokeskuksen julkaisu A 8/2004. ISBN 952-445-113-1.

Bäcklund, J. 2013. Geotekninen monitorointi Suomessa. Diplomityö. Aalto-yliopisto, Insinöörیتieteiden korkeakoulu. Rakennustekniikan laitos. Espoo.

Cheng-Yu, H. & Yi-Fan, Z. & Guo-Wei, L. & Meng-Xi, Z. & Zi-Xiong, L. 2017. Recent progress of using Brillouin distributed fiber optic sensors for geotechnical health monitoring. *Sensors and Actuators A: Physical*. 258:1, May. 2017. <https://doi.org/10.1016/j.sna.2017.03.017>.

Cheng-Yu, H. & Yi-Fan, Z. & Meng-Xi, Z. Gordon, L.L.M. & Li-Qiang, L. 2016. Application of FBG sensors for geotechnical health monitoring, a review of sensor design, implementation methods and packaging techniques. *Sensors and Actuators A: Physical*. 244:15, June. <https://doi.org/10.1016/j.sna.2016.04.033>.

Council on Tall Buildings and Urban Habitat. 2021. Tall building height criteria [verkkoaineisto]. [viitattu 4.10.2021] Saatavissa: <https://www.ctbuh.org/resource/height>.

de Battista, N. & Kechavarzi, C. & Soga, K. 2016. Distributed fiber optic sensors for monitoring reinforced concrete piles using Brillouin scattering. Proc. SPIE 9916, Sixth European Workshop on Optical Fibre Sensors, 99160U (30 May 2016). <https://doi.org/10.1117/12.2236633>.

Dimense Oy. 2014. Ahvenkosken sillan monitorointi, S115 (esittelykalvot). [verkkoaineisto]. [viitattu 5.7.2021]. Saatavissa: https://dimense.fi/site/assets/files/1358/ahvenkosken_sillan_monitorointi.pdf.

Doherty, P. et al. 2015. Field validation of fibre Bragg grating sensors for measuring strain on driven steel piles. Géotechnique Letters 5. July. 2015. <http://dx.doi.org/10.1680/geolett.14.00120>.

Dunnicliff, J. & Marr, W. A. & Standing, J. 2012. Chapter 94: Principles of geotechnical monitoring. Teoksessa: Burland, J. et al. ICE manual of geotechnical engineering: Volume II. London, UK: ICE Publishing. S. 1363 – 1377. ISBN: 978-0-7277-5709-8.

Dunnicliff, J. 2012. Chapter 95: Types of geotechnical instrumentation and their usage. Teoksessa: Burland, J. et al. ICE manual of geotechnical engineering: Volume II. London, UK: ICE Publishing. S. 1379 – 1403. ISBN: 978-0-7277-5709-8.

Durham Geo Slope Indicator. 2004. Guide to Geotechnical Instrumentation. 50 s. Saatavissa: <http://www.durhamgeo.com/pdf/documents/course%20material/guide-to-instrumentation.pdf>.

Ekinci, A. & Muturi, T. & Ferreira, P.M.V. 2021. Aerial Close-Range Photogrammetry to Quantify Deformations of the Pile Retaining Walls. J Indian Soc Remote Sens 49, 1051–1066. <https://doi.org/10.1007/s12524-020-01275-5>.

Englund, M. & Mitrunen, A. & Lehtiniemi, P. & Ipatti, A. 2008. Kuituoptiset anturit siltarakenteiden mittauksissa. 36 s. Saatavissa: https://julkaisut.vayla.fi/silat/julkaisut/kuituoptiset_anturit_2008.pdf.

Galagoda, M. et al. 2015. Performance of Tanks Supported on DMM Columns in the Gulf Coast: Hydrotest Monitoring and Settlement Analysis. IFCEE 2015. San Antonio, Texas, USA. March 17–21, 2015. <https://doi.org/10.1061/9780784479087.055>.

Gawedzki, W. & Tarnowski, J. 2015. Design and Testing of the Strain Transducer for Measuring Deformations of Pipelines Operating in the Mining-deformable Ground Environment. Measurement Science Review. 15:5. DOI:10.1515/msr-2015-0035.

Geo Instruments. 2021. Hydrostatic Level Cells [verkkoaineisto]. [viitattu 3.1.2022]. Saatavissa: <https://www.geo-instruments.com/technology/hydrostatic-level-cells/>.

Geo Instruments. 2019. Vibrating wire strain gauges [verkkoaineisto]. [viitattu 29.6.2021]. Saatavissa: <https://www.geo-instruments.com/wp-content/uploads/strain-gauges.pdf>.

Geokon. 2019. Rod-type Borehole Extensometers [verkkoaineisto]. [viitattu 30.6.2021]. Saatavissa: https://www.geokon.com/content/datasheets/A3_A4_A5_Borehole_Extensometers.pdf.

Geokon. 2012. GEOKON/Ealey Tape Extensometer [verkkoaineisto]. [viitattu 30.6.2021]. Saatavissa: https://www.geokon.com/content/datasheets/1610_Tape_Extensometer.pdf.

Geosense. 2021. Vibrating wire strain gauges [verkkoaineisto]. [viitattu 17.11.2021]. Saatavissa: <https://www.geosense.co.uk/wp-content/uploads/2021/04/VWStrainGaugeManualV1.8.pdf>.

Glisic, B. & Inaudi, D. & Lau, J.M. & Fong, C.C. 2013. Ten-year monitoring of high-rise building columns using long-gauge fiber optic sensors. *Smart Materials and Structures*. 22:18, April. 2013. DOI:10.1088/0964-1726/22/5/055030.

Glisic, B. & Inaudi, D. 2007. *Fibre optic methods for structural health monitoring*. Chichester, United Kingdom: John Wiley and Sons. 262 s. ISBN 978-0-470-06142-8.

Glisic, B. & Inaudi, D. & Lau, J.M. & Mok, Y.C. & Ng C.T. 2005. Long-term monitoring of high-rise buildings using long-gage fiber optic sensors. 7th International conference on multi-purpose high-rise towers and tall buildings. Dubai, UAM, December 10-11, 2005. Saatavissa: <https://smartec.ch/wp-content/uploads/sites/2/2017/01/c125.pdf>.

Glötzl. 2017. Load Cell for pile forces [verkkoaineisto]. [viitattu 17.11.2021]. Saatavissa: http://www.gloetzl.de/fileadmin/produkte/1%20Messwertaufnehmer/2%20Kraft%20und%20Ankerkraft/Englisch/P_43.50_Kraftmessgeber_Pfahlinstrumentierung_KLP_en.pdf.

Han, F. et al. 2019. Validation of Pile Design Methods for Closed-Ended Driven Pipe Piles. Eighth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. Philadelphia, Pennsylvania. March 24–27, 2019. S. 98 – 110. DOI:10.1061/9780784482094.010.

Han, F. et al. 2016. Axial Resistance of Closed-Ended Steel-Pipe Piles Driven in Multilayered Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 143:3, March, 2017. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001589](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001589)

Heiskanen, M. 2019. Rakentaminen myöhästyi, vesivahinko vaurioitti – SRV:n 35-kerroksinen tornitalo on viimein muuttovalmis, ja tältä se nyt näyttää [verkkoaineisto]. [viitattu 5.10.2021]. Saatavissa: <https://www.talouselama.fi/uutiset/rakentaminen-myohastyi-vesivahinko-vaurioitti-srvn-35-kerroksinen-tornitalo-on-viimein-muuttovalmis-ja-talta-se-nyt-nayttaa/a558fb96-a7a9-4af6-9d5d-628541f15d66>.

Helsingin kaupunki. 2018. Korkean rakentamisen rakentamistapaohje 2018. Ohjekortit. Helsinki 14.12.2018.

Helsingin kaupunki. 2011. Korkea rakentaminen Helsingissä. 70 s. Helsingin kaupunkisuunnitteluviraston kaavoitusosaston selvityksiä 2011:4. ISSN 1235-4104.

Institution of Civil Engineers (ICE). 2017. ICE Specification for Piling and Embedded Retaining Walls, Third edition. ICE Publishing. ISBN 978-1-5231-2469-5.

ISO. 2021. STANDARDS BY ISO/TC 182: Geotechnics [verkkoaineisto]. [viitattu 7.10.2021]. Saatavissa: <https://www.iso.org/committee/54054/x/catalogue/p/o/u/1/w/o/d/o>.

Katzenbach, R et al. 2017. Foundation Systems for High-Rise Structures. Boca Raton, FL: CRC Press, Taylor Francis Group. 275 s. ISBN 9781498744775

Katzenbach, R. & Choudhury, D. 2013. ISSMGE Combined Pile-Raft Foundation Guideline. Darmstadt, Germany. Technische Universität Darmstadt. International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 23 s. ISBN: 978-3-942068-06-2.

Katzenbach, R. & Moormann, Ch. 2003. Instrumentation and monitoring of combined piled rafts (CPRF): state-of-art report. Field Measurements in Geomechanics Proceedings of the 6th International Symposium, Oslo, Norway, September 23-26, 2003. S. 161 – 178. ISBN 9789058096029.

Kinnunen, J. 2015. Ajan vaikutus kitkapaalujen geotekniseen kestävyYTEEN. Helsinki. Liikennevirasto. 122 s. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 49/2015. ISBN 978-952-317-141-1.

Kraus, K. Photogrammetry - Geometry from Images and Laser Scans (2nd Edition). 2007. Berlin: De Gruyter, 476 s. ISBN 978-1-68015-261-6.

Kutz, M. Handbook of Measurement in Science and Engineering, Volume 1. 2013. Hoboken, New Jersey, USA: John Wiley & Sons. 1024 s. ISBN 978-0-470-40477-5.

- Laine, A. 2018. Seurantamittaukset takymetri- ja tarkkavaaituskalustolla. Insinööriyö. Metropolia Ammattikorkeakoulu, Maanmittaustekniikka. 41 s.
- Lam, C. & Jefferis, S. A. 2011. Critical assessment of pile modulus determination methods. Canadian Geotechnical Journal. 48:10, September. DOI:10.1139/t11-050
- Laurila, P. 2012. Mittaus- ja kartoitustekniikan perusteet. 4. painos. Rovaniemi: Rovaniemen ammattikorkeakoulu. 407 s. ISBN 978-952-5923-44-5.
- Leppänen, K. 2021. Koherent Oy. Haastattelu ja sähköpostikeskustelu.
- Li, J. & Correia, R.P. & Chehura, E. & Staines, S. & James, S.W. & Tatam, R. & Butcher, A.P & Fuentes, R. 2009. Field monitoring of static, dynamic, and static pile loading tests using fibre Bragg grating strain sensors. Proc. SPIE 7503, 20th International Conference on Optical Fibre Sensors, 75034O (5 October 2009); <https://doi.org/10.1117/12.835360>.
- Liew S. S. et al. 2002. Design and instrumentation results of a reinforcement concrete piled raft supporting 2500 ton oil storage tank on very soft alluvium deposits. Ninth international conference on piling and deep foundations. Nice. June 3–5. https://gnpgroup.com.my/wp-content/uploads/2017/03/2002_01.pdf.
- Liikennevirasto. 2016. Siltojen monitorintikäsi kirja. Helsinki. Liikennevirasto. 86 s. Liikenneviraston oppaita 2/2016. ISBN 978-952-317-322-4.
- Liikennevirasto. 2011. Siirtymä- ja huokospainemittausten sekä paalujen koekuorituksen menetelmäkuvaukset. Helsinki. Liikennevirasto. 24 s. Liikenneviraston ohjeita 6/2011. ISBN 978-952-255-641-7.
- Luhmann, T. & Robson, S. & Kyle, S. & Harley, I. 2006. Close Range Photogrammetry : Principles, Techniques and Applications. Scotland, UK: Whittles Publishing, 510 s. ISBN 9780470106334.
- Lyöri, V. 2021. EHP Environment LTD. puhelinhaastattelu 2.7.2021.
- Machan, G. & Bennett, V. G. 2008. Use of Inclinometers for Geotechnical Instrumentation on Transportation Projects, State of the Practice. Washington, DC. Transportation Research Board. 79 s. Transportation Research Circular Number E-C129. Saatavissa: <https://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/circulars/ec129.pdf>.
- Mahdi, H. A. 2013. Monitoring of the Vertical Settlement In Heavy Structures By Precise Levelling. Journal of Engineering. 19:9. September, 2013. Saatavissa: <https://www.researchgate.net/publication/337312940>.

Marr, W. A. 2007. Why monitor performance? Seventh international symposium on field measurements in geomechanics. Boston, Massachusetts, USA. September 24 - 27. 2007 American Society of Civil Engineers. 28 s.
[https://doi.org/10.1061/40940\(307\)4](https://doi.org/10.1061/40940(307)4).

Measurand. 2021. SAAV Manual User Manual. [verkkoaineisto]. [viitattu 22.11.2021]. Saatavissa: <https://userfiles-kb.s3.amazonaws.com/userfiles/5656/9082/manual.pdf>.

MML. Satelliittipaikannus [verkkoaineisto]. [viitattu 30.6.2021]. Saatavissa: <https://www.maanmittauslaitos.fi/tutkimus/teematietoa/satelliittipaikannus>.

Moffat, R. et al. 2019. Monitoring a 28.5 m High Anchored Pile Wall in Gravel Using Various Methods. *Sensors* 2020. 20(1):80. December, 2019.
<https://doi.org/10.3390/s20010080>.

Mohamad H. et al. 2011. Performance Monitoring of a Secant-Piled Wall Using Distributed Fiber Optic Strain Sensing. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 137:12, December, 2011.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000543](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000543).

Mohamad H. et al. 2009. Fibre optic installation techniques for pile instrumentation. 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Alexandria, Egypt. October 5–9, 2009. S. 1873 – 1876. doi:10.3233/978-1-60750-031-5-1873.

Negro Jr, A. & Karlsrud, K. & Srithar, S. & Ervin, M. & Vorster, E. 2009. Prediction, monitoring and evaluation of performance of geotechnical structures. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. DOI:10.3233/978-1-60750-031-5-2930.

Nousiainen, A. 2021. Helsingin kaupunki, Rakennusvalvontavirasto. puhelinhaastattelu. 31.8.2021.

Nylund, S. 1971. Vaakavoiman ja taivutusmomentin rasittaman paalun laskeminen. *Rakenteiden mekaniikka* 4:1. Helsinki. Rakenteiden mekaniikan seura. Saatavissa: http://rmseura.tkk.fi/rmlehti/1971/nro1/RakMek_4_1_1971_2.pdf.

Ooi, P. S. K. & Ramsey, T. L. 2003. Curvature and Bending Moments from Inclinator Data. *International Journal of Geomechanics*. 3:1, September, 2003.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2003\)3:1\(64\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2003)3:1(64)).

Patel, D. 2012. Chapter 100: Observational method. Teoksessa: Burland, J. et al. *ICE manual of geotechnical engineering: Volume II*. London, UK: ICE Publishing. S. 1489 – 1501. ISBN: 978-0-7277-5709-8.

- Pine, T. L. 2016. Measurement and prediction of the load distribution and performance of continuous flight auger piles. Master's thesis, Degree of Master of Engineering Science. University of Western Australia. School of Civil, Mining, and Environmental Engineering. 130 s. Saatavissa: https://api.research-repository.uwa.edu.au/ws/portalfiles/portal/15601060/THESIS_MASTER_BY_RESEARCH_PINE_Thomas_Leon_2016.pdf.
- Poulos, H. G. 2017. Tall Building Foundation Design. Boca Raton, FL: CRC Press, Taylor Francis Group. 532 s. ISBN 9781498796088.
- Poulos, H. G. 2012. Foundation Design for Tall Buildings. GeoCongress 2012. Oakland, California, USA. March 25-29. 2012 American Society of Civil Engineers. S. 786 – 809. <https://doi.org/10.1061/9780784412138.0028>.
- Poulos, H. G. 2005. Pile Behavior—Consequences of Geological and Construction Imperfections. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 131:5. DOI:10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:5(538).
- Puhakka, M. 2017. Korkeiden asuinrakennusten suunnittelun perusteita. Opinnäytetyö. Kaakkois-Suomen ammattikorkeakoulu, Rakennustekniikka.
- Pulkkinen, A. 2020. Korkean rakentamisen suunnittelun johtaminen hankekehitysvaiheessa. Diplomityö. Tampereen yliopisto. Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma.
- Pyrhönen, J. 2021. Modarcom Oy. puhelinhaastattelu 2.7.2021
- Rakennustieto. 2019. RT 103132 - Fotogrammetrian käyttö rakennushankeessa. Rakennustieto. 9s. RT-ohjekortit.
- Reese, L. C. et al. 2006. Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations. Hoboken, N.J: John Wiley & Sons, Inc. 574 s. ISBN: 0471431591.
- Riihimäki, T. 2016. RIL 254-2016 Paalutusohje 2016: PO-2016. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörin Liitto RIL ry. 296 s. ISBN: 978-951-758-615-3.
- Roh, Y. et al. 2019. Lessons Learned from Field Monitoring of Instrumented Piled-Raft Bearing in Rock Layer. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 145:8, August, 2019. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002078](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002078).
- RST Instruments. 2019. Vibrating Wire Embedment Strain Gauge (VWSG-E) Manual [verkkoaineisto]. [viitattu 17.11.2021]. Saatavissa: <https://rstinstruments.com/wp-content/uploads/embedment-vw-strain.pdf>.

Savikurki, S. 2010. Ratapenkereen stabiliteettiin liittyvät seurantamittaukset ja niiden prosessointi. Helsinki. Liikennevirasto. 85 s. Liikenneviraston tutki-muksia ja selvityksiä 40/2010. ISBN 978-952-255-584-7.

SFS-EN 1997-1. 2014. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset sää-nöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS ry. 161 s.

SFS-EN ISO 18674-1. 2015. Geotechnical investigations and testing. Geotechnical monitoring by field instrumentation. Part 1: General rules. Helsinki. Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. 27 s.

SFS-EN ISO 18674-2. 2016. Geotechnical investigations and testing. Geotechnical monitoring by field instrumentation. Part 2: Measurement of displacements across a line: Extensometers. Helsinki. Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. 50 s.

SFS-EN ISO 18674-3. 2017. Geotechnical investigations and testing. Geotechnical monitoring by field instrumentation. Part 3: Measurement of displacements across a line: Inclinometers. Helsinki. Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. 42 s.

SFS-EN ISO 18674-4. 2020. Geotechnical investigations and testing. Geotechnical monitoring by field instrumentation. Part 4: Measurement of pore water pressure: Piezometers. Helsinki. Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. 59 s.

SFS-EN ISO 22477-1. 2018. Geotechnical investigation and testing. Testing of geotechnical structures. Part 1: Testing of piles: static compression load testing. Hel-sinki. Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. 30 s.

SGY. 2017. monitorointitoimikunta. Geoteknisen mittaamisen ja monitoroinnin olennaiset käsitteet ja periaatteet. 59 s. Saatavissa: [https://sgy.fi/wp-con-tent/uploads/2017/04/geoteknisen_mittaamisen_ja_monitoroinnin_olennai-set_kasitteet_ja_periaatteet_6-11-2017_julkaisu.pdf](https://sgy.fi/wp-content/uploads/2017/04/geoteknisen_mittaamisen_ja_monitoroinnin_olennai-set_kasitteet_ja_periaatteet_6-11-2017_julkaisu.pdf).

Smethurst, J. A. & Powrie, W. 2007. Monitoring and analysis of the bending be-haviour of discrete piles used to stabilise a railway embankment. Géotechnique. 57:8, October, 2007. <https://doi.org/10.1680/geot.2007.57.8.663>.

Soga, K. & Ewais, A. & Fern, J. & Park, J. 2019. Advances in Geotechnical Sensors and Monitoring. Teoksessa: Lu, N. & Mitchell, J. K. (toim.) Geotechnical Funda-mentals for Addressing New World Challenges. Cham, Switzerland: Springer, S. 29-65. ISBN 978-3-030-06248-4.

Sinnreich, J. 2020. Optimizing the Arrangement of Strain Gauges in Pile Load Testing. Geotechnical Testing Journal. 44:5, September, 2020. DOI:10.1520/GTJ20200033.

Sinnreich, J & Ayithy, A. 2014. Derivation of p–y Curves from Lateral Pile Load Test Instrument Data. *Geotechnical Testing Journal*. 37:6, November, 2014. DOI:10.1520/GTJ20130127.

Sylex Fiber Optics. 2014. FBG principle [verkkoaineisto]. [viitattu 2.7.2021]. Saatavissa: <https://www.sylex.sk/wp-content/uploads/2018/09/FBG-Principle.pdf>.

Tampereen kaupunki. 2012. Korkean rakentamisen selvitys Tampereen keskus-talueella. 75 s. Saatavissa: <https://www.tampere.fi/liitteet/k/6C92ilb5A/korkean-rakentamiseselvitys.pdf>.

Travush, V. et al. 2018. Lakhta Center: Automated Structural and Geotechnical Health Monitoring. *Scientific journal "ACADEMIA. ARCHITECTURE AND CONSTRUCTION"*. 4, December, 2018, s. 94-108. DOI: <https://doi.org/10.22337/2077-9038-2018-4-94-108>.

Tung, S.H. & Weng, M.C. & Shih, M.H. 2013. Measuring the in situ deformation of retaining walls by the digital image correlation method. *Engineering Geology* 166:116-126. November. 2013. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.09.008>.

Valença, J. & Júlio, E. & Araujo, H. 2011. Applications of Photogrammetry to Structural Assessment. *Experimental Techniques* 36(5):71-87. April. 2011. <https://doi.org/10.1111/j.1747-1567.2011.00731.x>.

Vantaan kaupunki. 2020. Korkea rakentaminen Vantaalla. Selvitys 2020. Kaupunkiympäristön toimiala. 25 s. Saatavissa: https://www.vantaa.fi/instancedata/prime_product_julkaisu/vantaa/embeds/vantaawwwstructure/153868_korkea_rakentaminen.pdf.

Vasilopoulos, K. 2020. Penetration of driven piles into pre-crushed blasted rock: Case Jätkäsaari. Diplomityö. Aalto-yliopisto, Insinööritieteiden korkeakoulu. Rakennustekniikan laitos. Espoo.

Venkata Krishna, G. & Kumar, R. 2018. Issues in design of tall concrete buildings in India with reference to IS 16700:2017 code. *International Conference on Advances in Construction Materials and Structures (ACMS-2018)*. Roorkee, Uttarakhand, India. March 7-8. saatavissa: https://www.researchgate.net/publication/324497785_ISSUES_IN_DESIGN_OF_TALL_CONCRETE_BUILDINGS_IN_INDIA_WITH_REFERENCE_TO_IS_16700_2017_CODE.

Wu, L. & Liu, X. & Chen, M. & Yu, C. 2019. Monitoring Instantaneous Dynamic Deformation of A High-rise Building by Digital Photography. *IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci.* Vol. 358 Iss. 4. doi:10.1088/1755-1315/358/4/042034.

Yang, Y. 2020. Technical Code for Monitoring of Building Structures. Singapore: Springer Singapore. ISBN 978-981-15-1049-6. Saatavissa: <https://www.springer.com/gp/book/9789811510489#aboutBook>.

Yang, Y. et al. 2017. Specifications and applications of the technical code for monitoring of building and bridge structures in China. Advances in Mechanical Engineering. Vol. 9(1) 1–10. DOI: 10.1177/1687814016684272.

YIT. 2021. Trigoni - Pasilan pilvenpiirtäjät, Helsinki [verkkoaineisto]. [viitattu 5.10.2021]. Saatavissa: <https://www.yit.fi/projektit/trigoni>.

Ympäristöministeriö. 2018. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Pohjarakenteiden suunnittelu. 45 s. Saatavissa: <https://ym.fi/rakentamismaaraykset>.

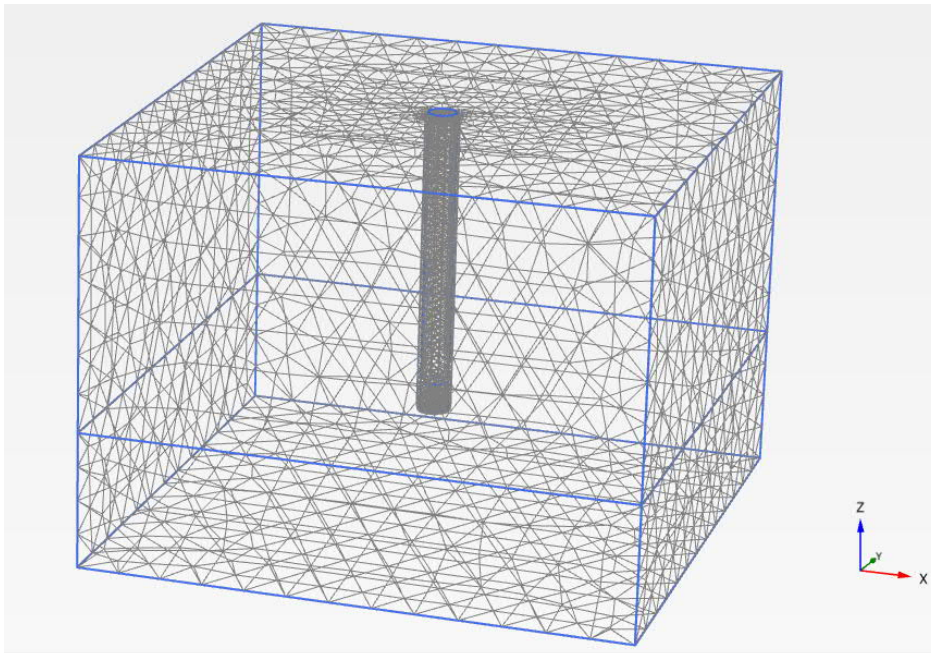
Zhang, L. and Ng, A.M.Y. 2006. Limiting tolerable settlement and angular distortion for building foundations. In: Geotechnical Special Publication No. 170, Probabilistic Applications in Geotechnical Engineering, ASCE.

Liitteet

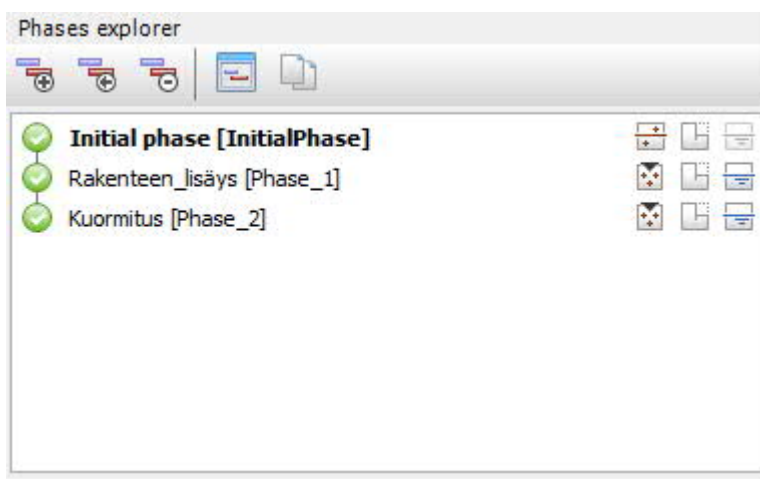
Liite 1. Plaxis 3D -laskennan tuloksia

Liite 1. Plaxis 3D -laskennan tuloksia

FEM- laskennassa käytettiin 10-noded medium verkkoa, mikä muodostui 20 387 elementistä ja 33 657 solmusta. FEM-laskenta suoritettiin kolmessa vaiheessa. Ensiksi laskettiin maaperän alkuperäiset jännitystilat. Tämän jälkeen maaperään lisättiin rakenne. Viimeisessä vaiheessa rakennetta kuormitettiin. FEM-laskennassa käytetty verkko ja laskennan vaiheet esitetty alla.

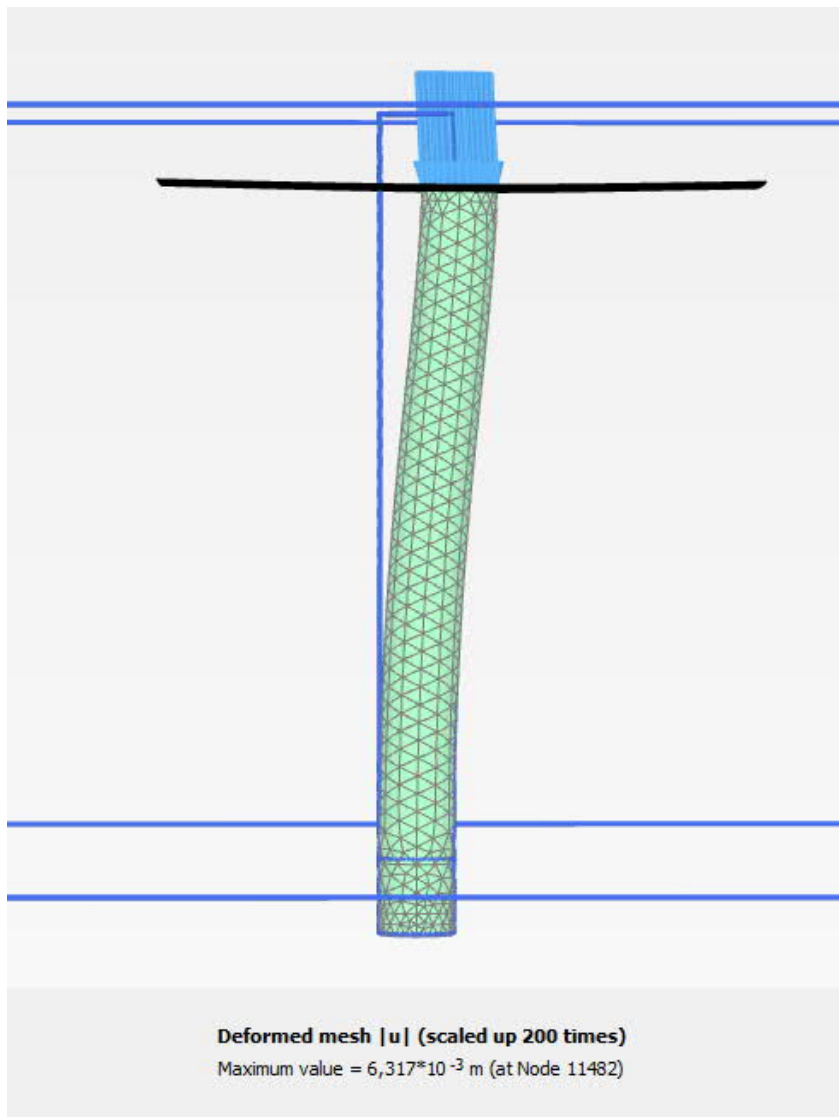


Kuva 1: FEM-laskennassa käytetty verkko: 10-noded medium mesh, 20387 elements, 33657 nodes

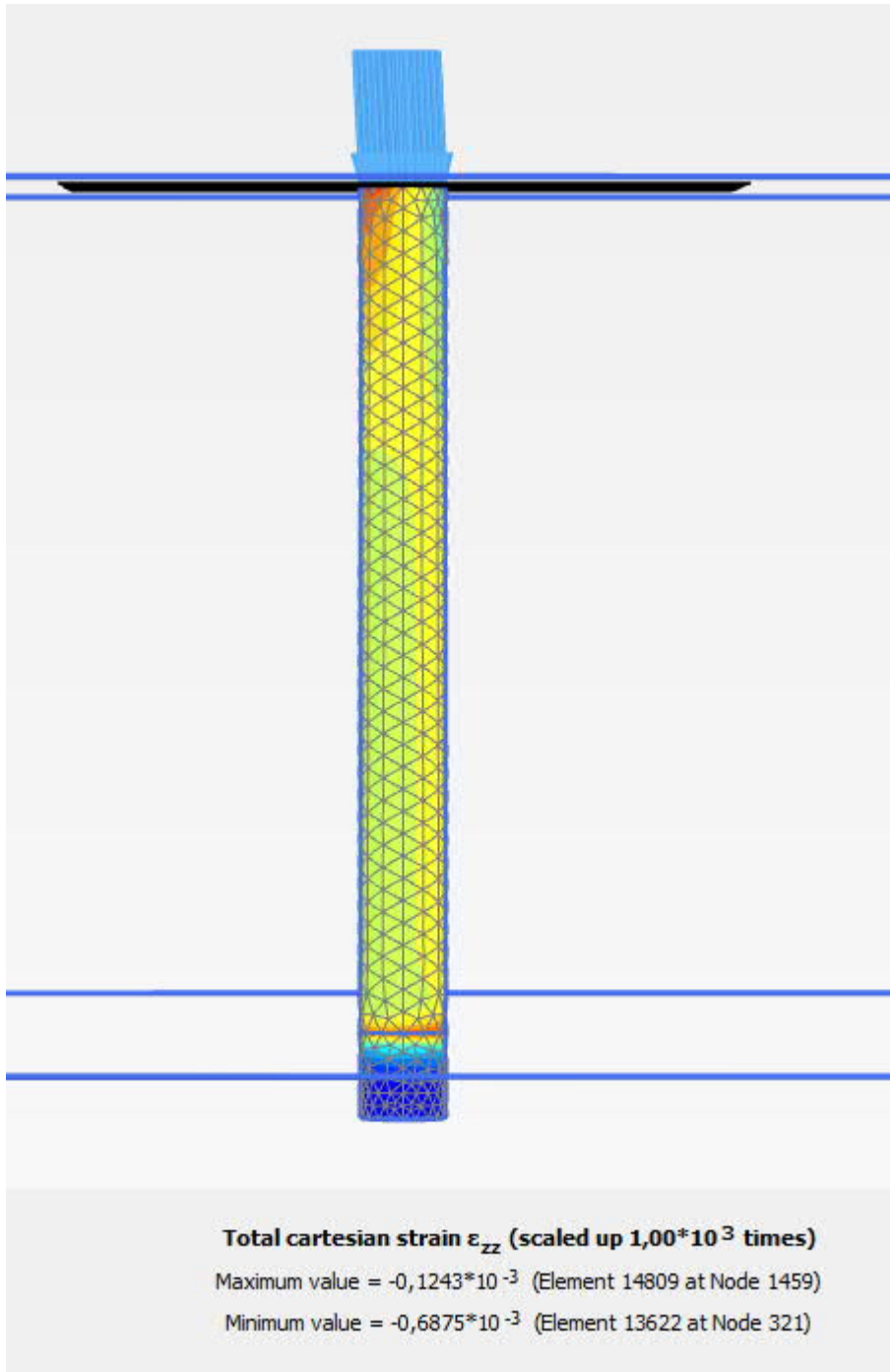


Kuva 2: FEM-laskennan vaiheet

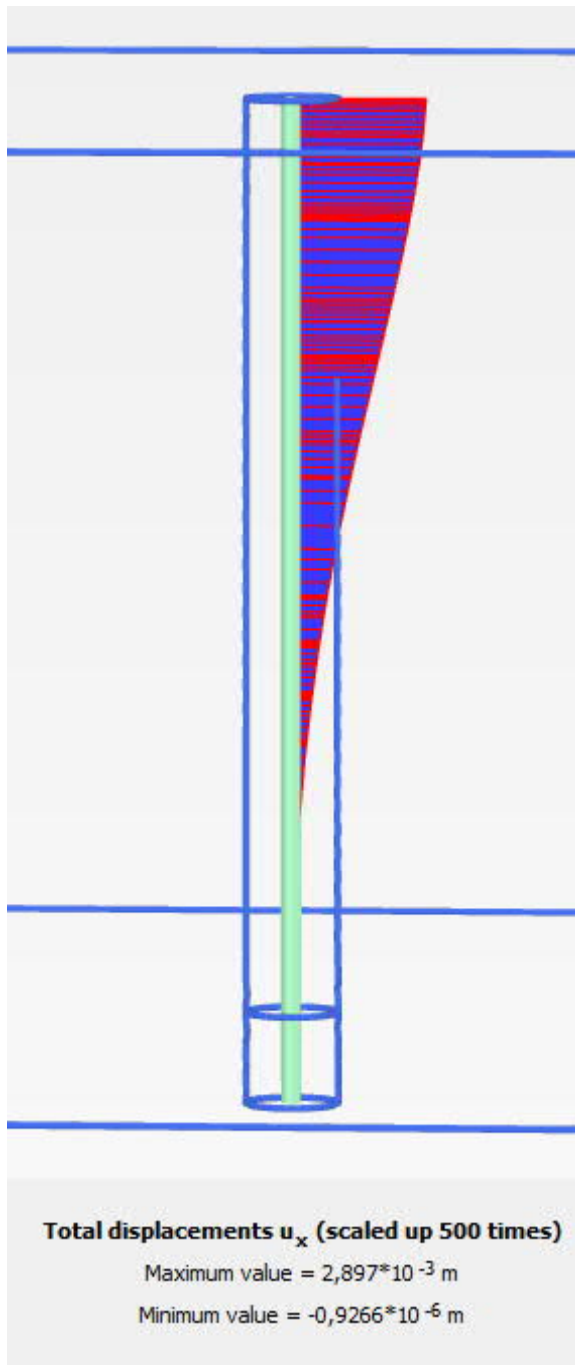
Alla on esitetty laskentatuloksia kuormituksen (Phase_2) jälkeen.



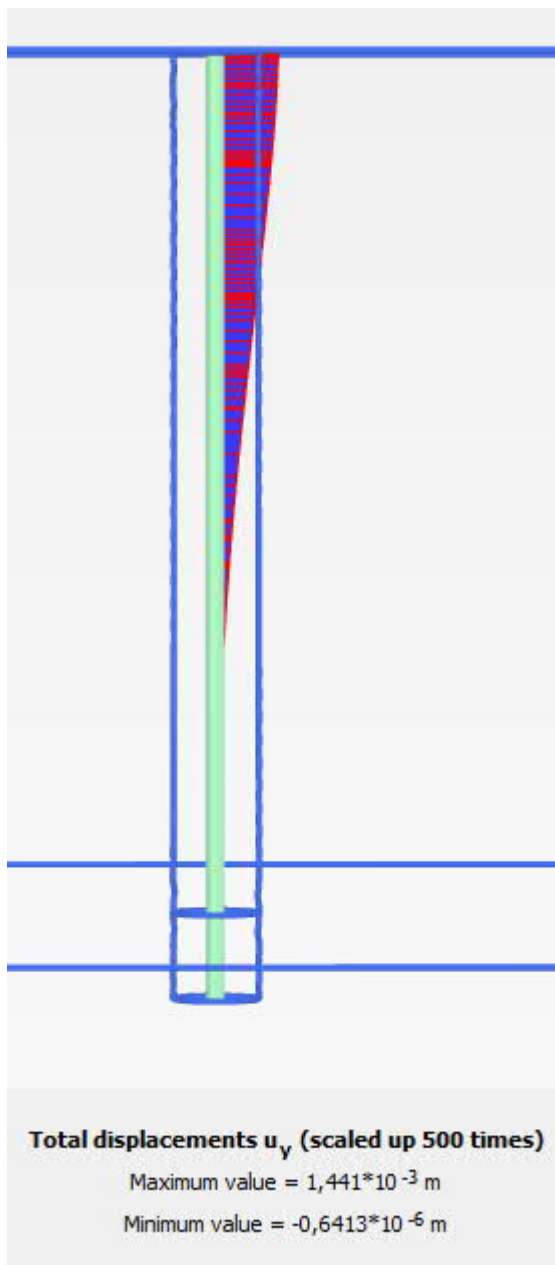
Kuva 3: Paalu kuormituksen jälkeen



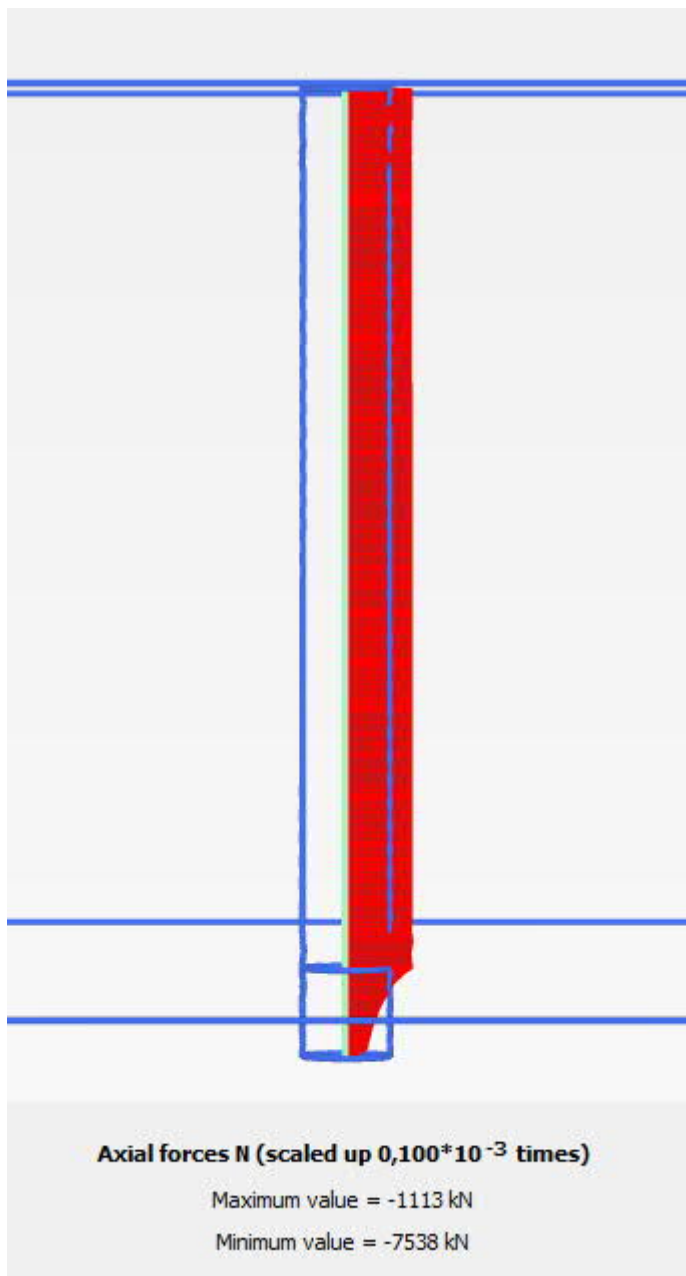
Kuva 4: Pystysuuntaiset venymät



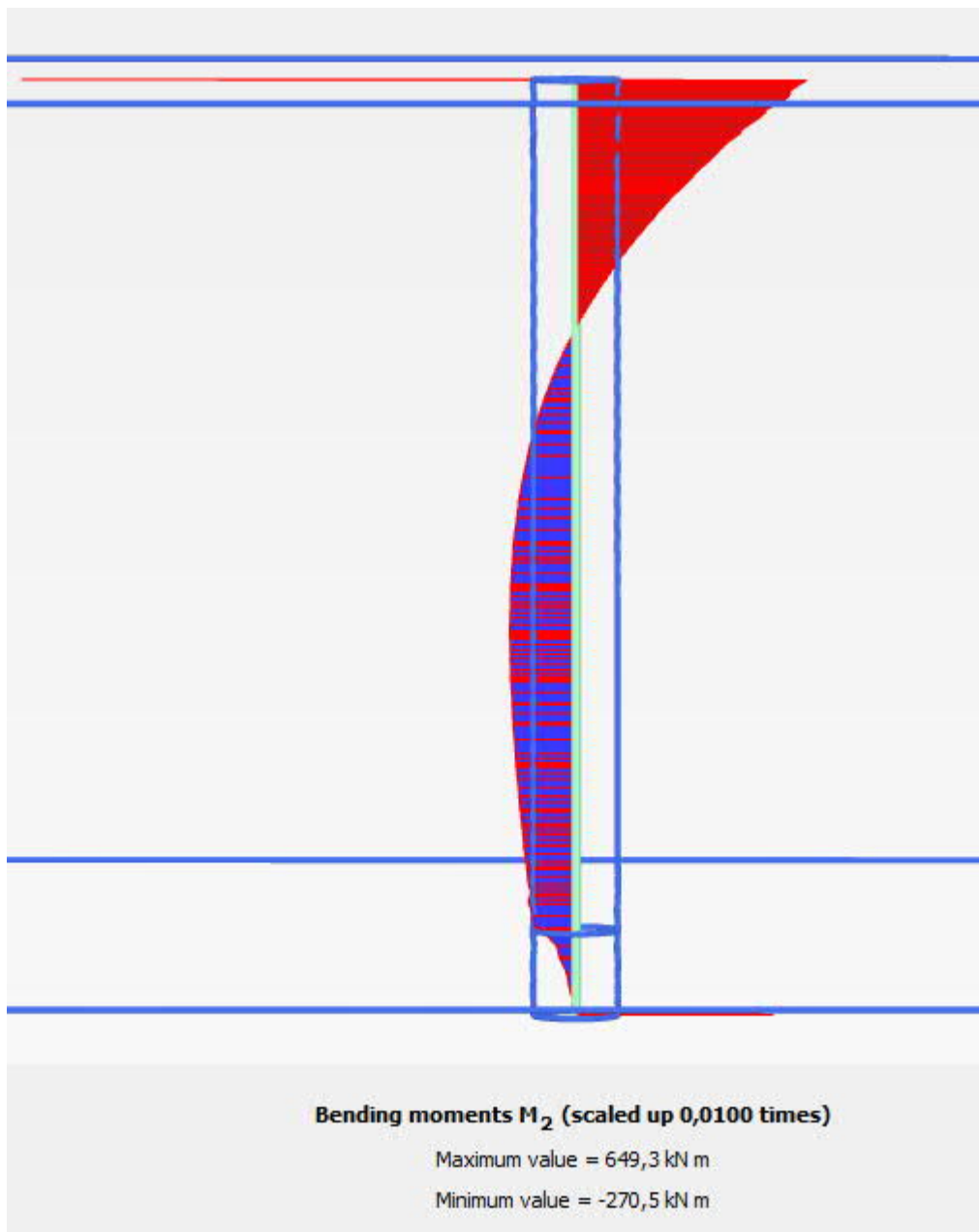
Kuva 5: Paalun keskilinjan vaakasiirtymät x-suunnassa



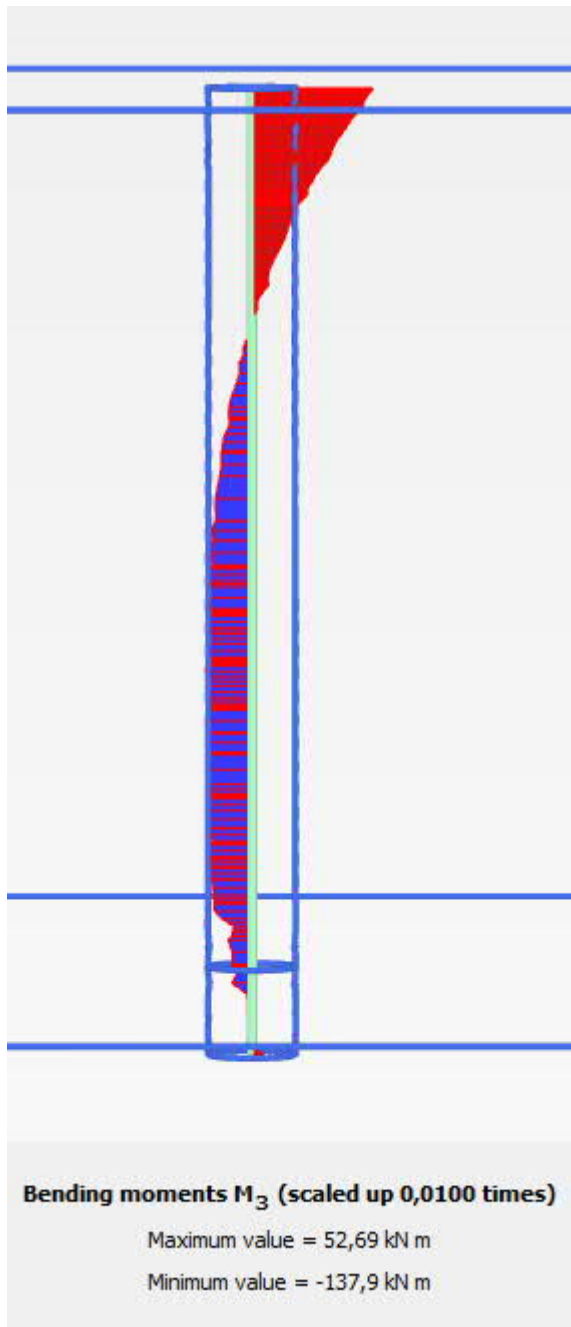
Kuva 6: Paalun keskilinjan vaakasiirtymät y-suunnassa



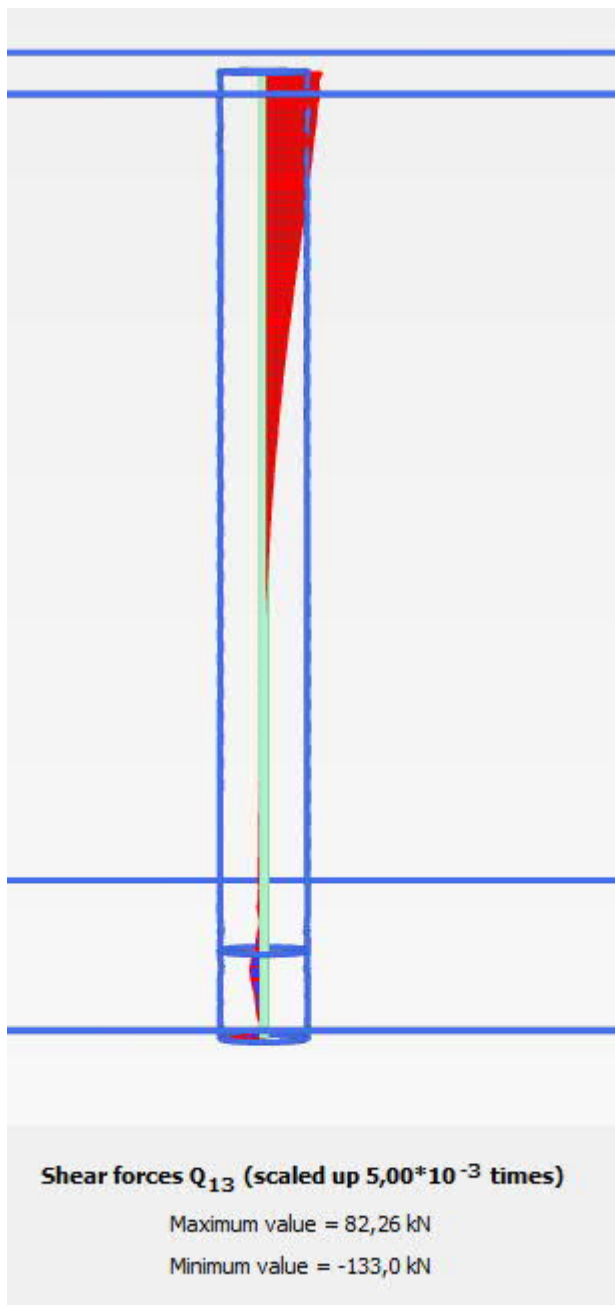
Kuva 7: Aksiaalinen voima N



Kuva 8: Momentti M_2



Kuva 9: Momentti M_3



Kuva 10: Leikkausvoima Q_{13}