

Opinnäytetyö AMK

Insinööri (AMK), Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka

2025

Tiina Kivimäki

Asuinkerrostalon perustusten vahvistamisen suunnittelu

– korjaushankkeen geo- ja rakennesuunnittelu



Opinnäytetyö AMK | Tiivistelmä

Turun ammattikorkeakoulu

Insinööri (AMK), Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka

2025 | 68 sivua

Tiina Kivimäki

Asuinkerrostalon perustusten vahvistamisen suunnittelu

- korjaushankkeen geo- ja rakennesuunnittelu

Tässä opinnäytetyössä tarkastellaan kahden Turussa sijaitsevan puupaalutetun asuinkerrostalon perustusten vahvistamisen suunnittelua. Tammikuussa 2025 käynnistyneen korjaussuunnittelun taustalla olivat rakennusten epätasainen painumakäyttäytyminen ja rakenteissa havaitut vauriot.

Työn tavoitteena oli laatia hankkeen geo- ja rakennetekniset suunnitelmat sekä selvittää teräspaalutuksen yhteydessä toteutettavien kuormansiirtorakenteiden mitoitusta koskevat määräykset. Työn keskeisenä osana tarkastellaan kohteeseen suunniteltujen kuormansiirtopilastereiden liitosten kestävyyttä.

Urakkalaskentaa varten suunnitelmat laadittiin sekä teräspaalutukselle että suihkuinjektioinnille. Suihkuinjektointimenetelmässä maaperään ruiskutetaan korkealla paineella vesi-sementtisuspensiota, jolloin muodostuu kantavia maabetonipilareita.

Asiasanat:

perustusten vahvistaminen, geosuunnittelu, rakennesuunnittelu, teräspaalutus, suihkuinjektointi

Bachelor's Thesis | Abstract

Turku University of Applied Sciences

Engineer (AMK), Construction and Civil Engineering

2025 | 68 pages

Tiina Kivimäki

Design of Foundation Reinforcement for Residential Apartment Buildings

- Geotechnical and Structural Design in a Renovation Project

This thesis examines the design of foundation reinforcement for two timber-piled apartment buildings located in Turku. The repair design process, which started in January 2025, was initiated due to uneven settlement behavior and structural damage observed in the buildings.

The aim of the thesis was to prepare the geotechnical and structural engineering plans for the project and to investigate the regulations concerning the dimensioning of load transfer structures implemented in connection with steel piling. The central focus of the work is on the durability of the joints in the load transfer pilasters designed for the site.

For tender calculation, plans were prepared for both steel piling and jet grouting. In the jet grouting method, a water-cement suspension is injected into the soil at high pressure to form soilcrete columns.

Keywords:

foundation reinforcement, geotechnical design, structural design, steel piling, jet grouting

Sisältö

1 Johdanto	6
2 Perustusrakenteet ja niiden vahvistaminen	8
2.1 Perustusrakenteiden historiaa	8
2.2 Perustusrakenteiden vaurioitumisen syyt ja seuranta	9
2.3 Yleisimmät perustusten vahvistamistavat	10
3 Geotekninen suunnittelu	12
3.1 Perustusrakenteiden kuntotutkimukset ja seurantamittaukset	12
3.2 Maaperätutkimukset	14
3.3 Teräspaalun kestävyys	17
3.4 Suihkuinjektointipilarin kestävyys	23
3.5 Geoteknisten suunnitelmien sisältö	23
4 Rakennetekninen suunnittelu	25
4.1 Rakennusten kuormat	27
4.2 Teräspaalutus	28
4.2.1 Paalukartta ja kuormansiirtopiirustus	28
4.2.2 Kuormansiirtopilasterin mitoitus	30
4.3 Suihkuinjektointikartta ja kuormakaavio	47
4.4 Rakenneleikkaukset	49
4.5 Kellarin purku- ja muutostyöt	52
5 Suunnittelutyön asiakirjat	53
5.1 Rakennusluvan liitteet	53
5.2 Työselostus	53
6 Yhteenveto ja johtopäätökset	54
Lähteet	56

Liitteet

Liite 1. Teräspaalun kestävyys

Liite 2. Kuormansiirtopilasterin (KS1) mitoitus

Kuvat

<i>Kuva 1. Rakennuksen 3 pohjoispäädyn tutkimuspisteiden sijainnit</i>	14
<i>Kuva 2. Pohjatutkimuskartta sisältäen geoteknisen mitoituksen</i>	15
<i>Kuva 3. Leikkaus L4-L4</i>	16
<i>Kuva 4. Leikkauspiirustuksen selitteet</i>	17
<i>Kuva 5. Teräspaalun kestävyys PileCalc- ohjelmalla (apps.ssab.com)</i>	22
<i>Kuva 6. Rakennuksen 1 pesutilat (Lukkaroinen Arkkitehdit Oy)</i>	26
<i>Kuva 7. Paalukartta rakennuksen 1 eteläpäädyistä (Turun kaupungin arkisto)</i>	28
<i>Kuva 8. Paalukartta rakennuksen 1 eteläpäädyistä</i>	29
<i>Kuva 9. Kuormansiirtopiirustus rakennuksen 1 eteläpäädyistä</i>	30
<i>Kuva 10. Kuormansiirtopilasteri (Chat GPT)</i>	31
<i>Kuva 11. Vaarnattu betonipinta (EN 1992-1-1, 92)</i>	42
<i>Kuva 12. Pilasterin ja seinän välisen rajapinnan leikkauskestävyys</i>	43
<i>Kuva 13. Paalun esijännitys</i>	47
<i>Kuva 14. Kuormakaavio rakennuksen 1 eteläpäädyistä</i>	47
<i>Kuva 15. Suihkuinjektointikartta rakennuksen 1 eteläpäädyistä</i>	48
<i>Kuva 16. Suihkuinjektointipilarin levitys</i>	49
<i>Kuva 17. Teräspaalutuksen rakenneleikkaus rakennuksen 1 pohjoispäädyistä</i>	50
<i>Kuva 18. Teräspaalutuksen rakenneleikkaus rakennuksen 1 eteläpäädyistä</i>	50
<i>Kuva 19. Suihkuinjektoinnin rakenneleikkaus rakennuksen 1 pohjoispäädyistä</i>	51
<i>Kuva 20. Suihkuinjektoinnin rakenneleikkaus rakennuksen 1 eteläpäädyistä</i>	51

Taulukot

<i>Taulukko 1. Rajapinnan karheudesta riippuva kerroin kitkalle (Hilti, 18)</i>	40
<i>Taulukko 2. Vaarnavaikutuksen kerroin (Hilti, 18)</i>	40
<i>Taulukko 3. Rajapinnan karheudesta riippuvat kertoimet (EN 1992-1-1, 92)</i>	42
<i>Taulukko 4. Yhteisvaikutusdiagrammi (Betoniteollisuus, 15)</i>	45

1 Johdanto

Opinnäytetyössä tarkastellaan kahden puupaaluilla perustetun rakennuksen perustusten vahvistamisen suunnittelua, joka eteni tammikuussa 2025 käynnistyneen projektin myötä. Tarkastelun kohteena olevat asuinkerrostalot on pääosin perustettu puupaaluilla kantavan pohjakerrostuman varaan. Epätasaisen painumakäyttäytymisen, rakenteissa havaittujen vaurioiden sekä tehtyjen tutkimusten perusteella on todettu, että perustusten vahvistaminen on tarpeen.

Työn tavoitteena oli tuottaa vahvistushankkeen geo- ja rakennetekniset suunnitelmat sekä päivittää toimeksiantajan käytössä olleet laskennan työkalut vastaamaan nykymääräyksiä. Urakkalaskentaa varten suunnitelmat laadittiin kahdelle Suomessa yleisimmin käytetylle vahvistusmenetelmälle, joita ovat teräspaalaus ja suihkuinjektointi. Teräspaaluksen suunnitteluun sisältyvät myös kuormansiirtorakenteet, joiden tehtävänä on siirtää rakennuksen kuormat vanhoilta puupaaluilta uusille teräspaaluille. Työssä syvennyttään erityisesti kohteeseen suunniteltujen paalujen ja betonisten kuormansiirtopilastereiden mitoitukseen, tarkastellaan erilaisia laskennan vaihtoehtoja ja mitoitusta koskevien määräyksiä.

Suunnitelmat laadittiin As Oy Nummenkorvan kahden asuinkerrostalon perustusten vahvistusurakkaa varten. Kerrostalot sijaitsevat Turussa, Nummen kaupunginosassa, osoitteessa Hakapellonkatu 4–6. Yhtiössä on yhteensä kuusi vuosina 1959–1960 valmistunutta nelikerroksista asuinrakennusta, joista rakennukset 1 ja 3 toimivat vahvistushankkeen kohteena. Rakennusten 5 ja 6 perustukset on vahvistettu jo aiemmin vuonna 2003 ja rakennusten 2 ja 4 perustusvahvistus on toteutettu vuonna 2007.

Opinnäytetyön toimeksiantajana oli hankkeen rakennesuunnittelusta vastaava korjausrakentamiseen erikoistunut suunnittelutoimisto Blääni Oy. Vahvasti työn toteuttamisessa mukana oli myös hankkeen geosuunnittelusta vastaava geotekniikkaan ja pohjarakentamiseen erikoistunut insinööritoimisto Geo-Master Oy. Yhteistyössä molempien rakentamisen osa-alojen asiantuntijoiden kanssa

muodostui kokonaiskuva siitä, mitä kaikkea suunnittelutyö pitää sisällään ja miten tärkeää suunnittelijoiden tiivis yhteistyö vahvistushankkeessa on.

Perustusten vahvistaminen on korjaustoimenpiteenä erittäin vaativa ja laaja suunnittelukokonaisuus. Suunnitteluryhmä koostuu talonrakentamisen eri osa-alojen asiantuntijoista. Geo- ja rakennesuunnittelussa tulee koko suunnitteluprosessin ajan ottaa huomioon rakennus-, LVI- ja sähkösuunnittelun edellyttämät vaatimukset sekä tilaajan ja rakennuttajan hankkeelle asettamat tavoitteet.

Turun seudun haastavat geologiset olosuhteet ja alueella sijaitsevat noin 400 puupaalutettua rakennusta tekevät vahvistamisen suunnittelusta alueellisesti merkittävää. Vaikka lähes puolet alueen rakennuksista on jo vahvistettu, työtä riittää vielä pitkälle tulevaisuuteen. Vahvistushankkeen korjaussuunnittelu ei sisältynyt rakennesuunnittelun opintoihin, minkä vuoksi aihe soveltui hyvin opinnäytetyössä tarkasteltavaksi ja tarjosi mahdollisuuden perehtyä täysin uuteen osa-alueeseen.

Opinnäytetyön lähdemateriaalina käytettiin aiheeseen liittyvää kirjallisuutta ja alan asiantuntijoilta saatuja tietoja. Esitetyt laskelmat perustuvat Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry:n suunnitteluohjeisiin, Suomen standardisoimisliitto SFS ry:n eurokoodeihin ja Ympäristöministeriön rakentamismääräyskokoelmiin siltä osin, kun julkaisuissa esitettyä tietoa on voitu soveltaa. Laskentamenetelmissä hyödynnettiin myös oppikirjoista ja muista lähteistä löytyviä laskentateorioita. Suunnittelutyön laajuuden vuoksi joitain osa-alueita on jätetty työn ulkopuolelle, kuten suihkuinjektointipilarin mitoitus ja rakennusten kuivatussuunnittelu. Aiheen yhteydessä esitetään kuvia keskeisimmistä piirustuksista ja tehdyt laskelmat on esitetty liitteissä. Toimeksiantajan toiveesta julkaistusta versiosta on lisäksi rajattu pois teräspaalutuksen yhteydessä kohteeseen suunniteltujen kuormansiirtorakenteiden yksityiskohtaiset rakennepiirustukset.

2 Perustusrakenteet ja niiden vahvistaminen

2.1 Perustusrakenteiden historiaa

Rakennusten perustusrakenteet tehtiin Suomessa 1900-luvun alkuun asti päällekkäin ladottavista luonnonkivistä. Kivilatomukset rakennettiin usein suoraan maa- tai kalliopohjalle. Pehmeille maapohjille rakennettaessa kivilatomuksen alle rakennettiin usein kahdesta tai kolmesta ristikkäin ladotusta hirsikerroksesta arina. Hirsiarinan tehtävä oli jakaa rakennuksen kuormat mahdollisimman tasaisesti ja laajasti maapohjalle. (Mäkiö 2003, 26.)

Suuria yli kolme kerroksisia rakennuksia perustettaessa kantavaa maapohjaa tavoiteltiin yleensä arinan alle lyödyillä puupaaluilla. Lyönti kuitenkin tapahtui usein liian kevyellä järkäleellä, minkä takia varsinkin paksuilla savikoilla ei aina saavutettu kovaa pohjaa, jolloin puupaalun kantokyky perustui paalun ja saven väliseen koheesioon. (Lehtonen 2006, 15.)

1900-luvulle tultaessa alkoi betonin käyttö perustusrakenteissa yleistyä. Perustusrakenteissa betonia käytettiin ensin rakennusten anturoissa, mutta hyvin pian myös laatoissa ja paaluissa. Vuosikymmen eteenpäin oli betoni lähes kokonaan syrjäyttänyt hirsiarinan ja puupaalujen päälle valettiin betoniantura. Yhtenäisen alapohjalaatan valamisesta tuli myös pian suosittu perustamistapa ja ensimmäinen teräsbetonilaatalla perustettu kerrostalo rakennettiin vuonna 1912 Turussa Eerikinkadulla. Vuotta aiemmin vuonna 1911 Helsingissä Mannerheimintien ja Kaivokadun kulmassa tehtiin Suomen ensimmäinen teräsbetonipaalutus. (Mäkiö 2003, 29–30.)

Vaikka betonin käyttö perustusrakenteissa yleistyi kovaa vauhtia jo 1900-luvun alkupuolella, on puupaaluja käytetty talonrakentamisessa laajalti vielä 1960-luvulle asti (Lehtonen 2006, 9). Turussa puupaaluilla perustettuja rakennuksia on yhteensä noin 400 ja Helsingin keskustan alueella noin 90 (Mäkiö 2003, 28).

Puupaalutettujen rakennusten korjaustyöt ovat työllistäneet Turussa urakoitsijoita jo pitkään, sillä vahvistamishankkeita on kaupungissa toteutettu yli

150. Vahvistushankkeet muodostavatkin yhden maailman laajimmista kohdekokonaisuuksista. Turun ammattikorkeakoulu on kehittänyt DATU-tietokannan (Database on Turku Underpinning Projects), johon kerätään tietoa Turussa toteutetuista vahvistuskohteista. (Datu+, 2024)

2.2 Perustusrakenteiden vaurioitumisen syyt ja seuranta

Perustusrakenteiden vauriot johtuvat usein rakennuksen epätasaisesta painumisesta, joka voi olla seurausta useista eri tekijöistä. Vanhan rakennuksen lähistöllä tapahtuva rakennustoiminta ja pohjaveden pinnan aleneminen ovat keskeisiä tekijöitä, jotka voivat vaikuttaa maaperän tai perustusrakenteiden kantavuuteen ja aiheuttaa rakennuksen painumista. (Lauttalammi 2005, 19.)

Puupaalutettujen rakennusten vaurioituminen on usein seurausta pohjavedenpinnan alenemisesta. Puupaalujen yläpäiden jäädessä vedenpinnan yläpuolelle, paaluja ympäröivät olosuhteet muuttuvat puulle epäsuotuisiksi. Hapellisissa olosuhteissa puuta lahottavat sienet ja bakteerit alkavat lisääntyä, mikä johtaa puun vaurioitumiseen ja lopulta kantokyvyn menetykseen. (Lauttalammi 2005, 20.)

Pohjavedenpinta laskee maanpinnan jatkuvan kohoamisen seurauksena, mutta suurempi vaikutus on ihmisten toiminnalla. Rakennetuilla alueilla pintavedet johdetaan usein hulevesiverkostoon, jolloin veden imeytyminen maaperään vähenee, eikä uutta pohjavettä tällöin pääse muodostumaan. Myös syvät kaivannot voivat aiheuttaa paikallista pohjaveden pinnan alenemistä. (Lauttalammi 2005, 20.)

Puupaalujen yläpäiden hyvä vesitilanne ei aina kuitenkaan takaa paalujen säilymistä, vaan säilymiseen vaikuttavat lisäksi myös pohjaveden laatu ja lämpötila. Pohjaveden saastuessa esimerkiksi rikkoutuneen viemäriputken seurauksena, voivat likaveden mukana maaperään päässeet bakteerit alkaa lahottamaan puuta. (Lauttalammi 2005, 21.)

Puupaalujen yläpäiden olosuhteita ja rakennuksen painumakäyttäytymistä voidaan seurata orsivesimittausten ja painumaseurannan avulla. Tarkempaa tietoa perustusrakenteiden kunnosta saadaan koekuoppatutkimuksilla.

Orsivedellä tarkoitetaan varsinaisen pohjaveden yläpuolella, heikosti vettä läpäisevän maakerroksen, kuten savikerroksen päällä esiintyvää vettä. Orsiveden pinnan korkeutta voidaan seurata rakennuksen sisä- tai ulkopuolelle asennettavien orsivesiputkien avulla. Putket ovat tyypillisesti halkaisijaltaan alle 50 mm ja varustettu siiviläkärjellä, joka mahdollistaa veden pääsyn putkeen. Mittaus suoritetaan laskemalla anturilla varustettu mittanauha havaintoputkeen. (Jääskeläinen 2014, 42–43.)

Rakennusten painumaseuranta toteutetaan kantaviin rakenteisiin kiinnitettävien pulttien ja tarkkavaaituskojeen avulla. Tarkkavaaituskoje on tavallista vaaituskojetta tarkempi ja sillä päästään hyvin tarkkoihin, alle yhden millimetrin tarkkuuksiin. (Lehtonen 2006, 16.)

Koekuoppatutkimuksiin päädytään vasta, kun halutaan saada tarkempaa tietoa perustusten kunnosta. Tutkimus voidaan toteuttaa kaivamalla kuoppa rakennuksen ulkopuolelle tai poraamalla reikä lattialaatan ja anturan läpi sisätiloissa. Koekuopasta tehtävien havaintojen lisäksi puupaalusta otetaan yleensä näyte tarkempia tutkimuksia varten. (Lehtonen 2006, 16.)

2.3 Yleisimmät perustusten vahvistamistavat

Teräspaalaus on Suomessa eniten käytetty perustusten vahvistamistapa. Paalujen asennusmenetelminä voidaan käyttää kaikkia uudisrakentamisessakin käytössä olevia menetelmiä, mutta lyöntipaalutuksesta aiheutuvan tärinän ja melun vuoksi käytetään yleensä joko pora- tai puristuspaalutusta. Muihin paalumateriaaleihin verrattuna teräspaalutuksen etuja ovat paalujen pienet mitat suhteessa paalun kantavuuteen sekä syrjäyttävän maan pieni osuus. Teräspaalujen jatkamisen helppous korostuu myös korjausrakentamisessa, koska paalaus joudutaan usein tekemään matalissa ja ahtaissa sisätiloissa.

Matalissa kellaritiloissa asennettavien paalujen jatkokset ovat tyypillisesti vain 1...1,5 metriä pitkiä. (Lehtonen 2006, 22.)

Korjausrakentamisessa teräspaalutuksen yhteydessä joudutaan rakentamaan myös kuormansiirtorakenteita. Kuormansiirtorakenteella tarkoitetaan uutta rakennetta, jonka tehtävänä on siirtää rakennuksesta tulevat kuormat vanhoilta puupaaluilta uusille teräspaaluille. Kuormien siirto voidaan toteuttaa erityyppisin rakentein. Betoniset pilasterit ja erilaiset teräspalkkirakenteet ovat perustusten vahvistamisessa yleisesti käytettyjä. (Lehtonen 2006, 27).

Suihkuinjektointi on toinen yleisesti Suomessa käytettävä perustusten vahvistamistapa. Suihkuinjektoinnissa maahan porataan tanko, jonka kärkiosassa sijaitsevien suuttimien kautta maaperään suihkutetaan kovalla paineella vesi-sementtisuspensiota. Suihkuituksen aikana tankoa nostetaan samanaikaisesti pyörittäen, jolloin sementti sekoittuu maa-aineksen kanssa ja lopputuloksena syntyy maabetonipilari. (Lehtonen 2006, 46.) Pilarin halkaisija on tyypillisesti 600...1600 mm ja syvyys maksimissaan 20 metriä.

Suihkuinjektoinnissa pilarit voidaan suihkuttaa suoraan vanhojen anturoiden alle, eikä teräspaalutuksessa käytettäviä tilaa vieviä kuormansiirtorakenteita tarvita. Työn toteutus on nopeaa, eikä toteutuksen aikana synny tärinää. Rakennesuunnittelun näkökulmasta menetelmä on myös joustava ja mahdollistaa helpon muokkaamisen työn edetessä. Toteutuksessa syntyvän lietteen käsittely työmaalla on kuitenkin oma haasteensa. (Lehtonen 2006, 46.)

3 Geotekninen suunnittelu

3.1 Perustusrakenteiden kuntotutkimukset ja seurantamittaukset

As Oy Nummenkorvan rakennusten perustusrakenteiden toimivuutta on selvitetty Geo-Master Oy:n toimesta jo vuodesta 2000 lähtien. Alueen orsivedenpinnan tasoa sekä rakennusten painumakäyttäytymistä on seurattu vuosittain tehtävin mittauksin ja koekuoppatutkimuksiin on päädytty vuosina 2006 ja 2024.

Vuonna 2006 Geo-Master Oy:n tekemästä raportista selviää, että puupaaluista otettujen näytteiden pintaosissa on jo tuolloin havaittu pieniltä osin 4...10 mm syvyydellä pehmeyttä, mutta ei haitallisia muutoksia. Raportissa on todettu paalujen yläpäiden olosuhteet tyydyttäväksi ja tilanteen on kuvattu mahdollistavan puupaaluissa bakteeri- ja lahottajasienitoiminnan hitaan etenemisen. Vallitsevissa olosuhteissa paalujen karkeaksi käyttöiksi on vuonna 2006 arvioitu 15...20 vuotta. (Geo-Master Oy raportti, 2006.)

Asiantuntijalausunnossa on myös kerrottu, että mahdollisen aerobisen lahottajasienitoiminnan käynnistyessä paalut voivat kokemusperäisesti tuhoutua täydellisesti jopa 3...7 vuodessa. Raportissa on suositeltu tehtäväksi kohteessa vesisyöttökokeita. Kokeilla selvitetään, onko jatkuvalla vedensyötöllä perustuksiin mahdollista kohottaa orsivedenpintaa ja näin ollen parantaa paaluja ympäröiviä olosuhteita. Kokeet on toteutettu vuonna 2007 ja saatujen mittaustulosten perusteella on todettu, että vedensyötöllä ei voitaisi täysin estää sellaisen olosuhteen muodostumista, joka mahdollistaa lahottajasienitoiminnan nopean etenemisen. Muihin toimenpiteisiin ei vielä vuonna 2007 ole ollut tarpeen ryhtyä vaan seurantaa on jatkettu vuosittain tehtävin orsivesi- ja tarkkavaaitusmittauksin. (Geo-Master Oy:n raportti, 2006.)

Orsivedenpinnan tason seuraamista on jatkettu neljä kertaa vuodessa suoritettavin mittauksin. Rakennukseen 1 on aikoinaan asennettu kaksi orsivedenpinnan havaintoputkea ja rakennuksessa 3 putkia on yhteensä kolme.

Putkien sijainnit on suunniteltu niin, että saadaan mahdollisimman laaja käsitys orsiveden pinnan tasosta rakennusten koko alueella. Vuosien aikana tehtyjen orsivesihavaintojen perusteella molempien rakennusten kohdalla vedenpinnan tasossa on ollut vaihtelua ja vesitilanne on ollut enimmäkseen heikko.

Kohteen molempiin rakennuksiin on kiinnitetty neljä tarkkavaaituspulttia. Pultit on sijoitettu lähelle rakennusten nurkkia, jolloin tuloksista nähdään painumisen epätasaisuus. Painumamittaukset on suoritettu tarkkavaaituskojeen avulla kaksi kertaa vuodessa. Viimeisen 16 vuoden aikana rakennus 1 on painunut 1...3 mm ja rakennus 3 taas 1...21 mm. Rakennuksen 3 painuminen on ollut epätasaista ja kiihtyvää. Painuminen on ollut suurinta rakennuksen 3 pohjoispäädyssä ja sen seurauksena myös kellaritilojen seinärakenteisiin on syntynyt silmin nähtäviä halkeamia.

Viime vuosina kiihtyvän epätasaisen painumisen ja siitä aiheutuneiden rakennevaurioiden perusteella vuonna 2024 on alettu selvittämään perustusrakenteiden kuntoa uusilla koekuoppatutkimuksilla. Tehdyt koekuoppatutkimukset on toteutettu rakennusten sisätiloissa. Molempiin rakennuksiin on timanttiporaamalla tehty kolme koekuoppaa. Tutkimuksilla on selvitetty alapohjan rakenne, mahdollinen anturan alla oleva tyhjä tila, puupaalun sijainti ja yläpään taso sekä orsivesitilanne. Lisäksi koekuopista on otettu puupaalunäytteitä.

Otettuja näytteitä tutkimalla on saatu kuva puupaalujen kunnosta. Paalujen pintaosissa on havaittu puun lujuutta heikentäviä lahovaurioita. Asiantuntijoiden tekemien tutkimusten perusteella on ollut selvää, että rakennusten perustusten vahvistaminen on tarpeen, jotta rakenteisiin ei synny enempää vaurioita.

Kuvassa 1 on esitetty rakennuksen 3 pohjoispäätyyn asennettujen orsivesiputkien ja tarkkavaaituspulttien sijainnit sekä tehtyjen koekuoppien sijainnit. Kuvassa näkyvät myös anturoiden, vanhojen puupaalujen ja kantavien seinärakenteiden sijainnit.

vaativa pohjarakennuskohde, jossa suositellaan käytettäväksi luokan 2 tavoin vähintään kahta kairausmenetelmää (RIL 254-2016, 38). Eurokoodissa 1997–1 annetaan lisäksi tarkentavia määräyksiä luokkaan 3 kuuluvissa kohteissa tehtävien pohjatutkimusten osalta.

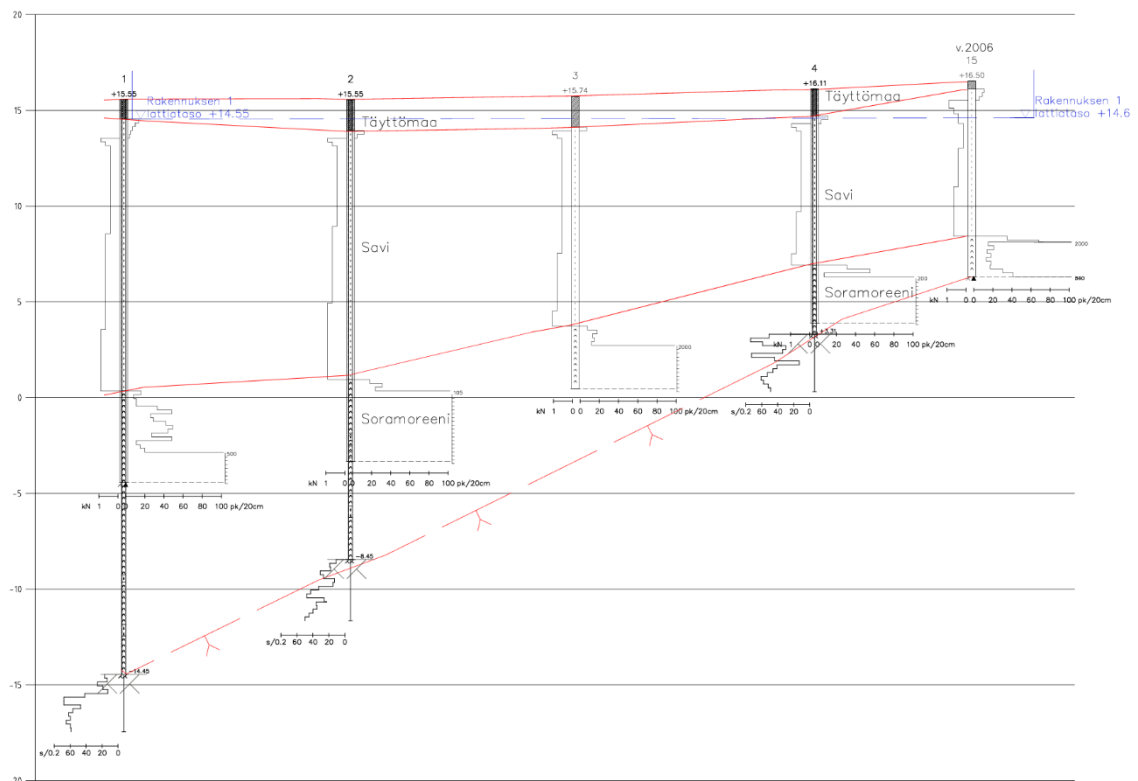
Vahvistushankkeen geosuunnittelua varten tarvittavat tiedot alueen maaperästä saatiin suorittamalla kohteessa 16 painokairausta ja 11 porakonekairausta. Painokairauksilla saatiin tieto tiiviydeltään erilaisten maakerrosten rajoista sekä kantavan pohjakerroksen sijainti. Porakonekairauksilla varmistettiin kalliopinnan taso. Pohjatutkimustuloksista tehtiin pohjatutkimuskartta, jossa esitetään tutkimuspisteiden sijainnit sekä leikkauspiirustukset, joissa tutkimustulokset on esitetty kairausdiagrammeina. Kuvassa 2 on esitetty yhdistettynä piirustuksena tutkimuskartta ja vahvistusmenetelmien geotekninen mitoitus. Vasemmalla kuvassa on rakennus 1 ja oikealla rakennus 3, joiden välissä on jo aiemmin vahvistettu rakennus 2.



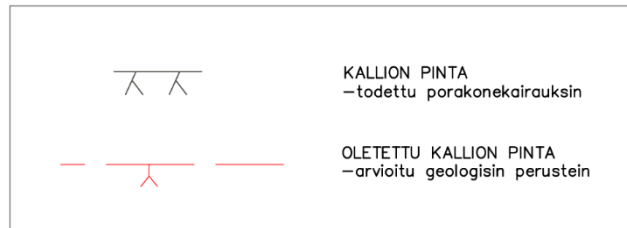
Kuva 2. Pohjatutkimuskartta sisältäen geoteknisen mitoituksen

Geoteknisellä mitoituksella tarkoitetaan suihkuinjektointipilarien ja teräspaalujen alapäiden arvioituja syvyyksiä. Suihkuinjektointipilarien alapäiden on arvioitu ulottuvan soramoreeniin 1 metrin matkalla ja porapaalujen poraussyvyudeksi kallioon on arvioitu 1 metri. Kuvassa 2 syvyydet on esitetty korkomerkintöinä ja maanpinnan korko alueella vaihtelee välillä +15.0...16.5.

Tutkimustuloksista saatiin tieto, että kallion pinnan syvyys alueella vaihtelee suuresti. Rakennusten eteläpäässä kallion pinta on vain muutamien metrien syvyydellä maanpinnasta, kun taas pohjoispäädyssä kallion pinta on syvimmillään 30 metriä maanpinnasta. Soramoreenin paksuus kallion päällä vaihtelee välillä 1,0...14,8 metriä ja savikon paksuus alueella on 3,0...15,6 metriä. Pintakerroksena on täyttömaata 1,0...2,0 metriä. Kuvassa 3 on esitetty leikkauslinjalle L4-L4 sijoittuvat kairausdiagrammit, josta hahmottuu hyvin myös alueen kallion pinnan suuri kaltevuus. Kuvassa 4 kerrotaan selitteet kallion pinnan merkinnöille.



Kuva 3. Leikkaus L4-L4



Kuva 4. Leikkauspiirustuksen selitteet

Suunnittelun alkuvaiheessa saatu tieto savikerroksen paksuudesta määrittä sen, että suihkuinjektointia voitiin pitää vaihtoehtoisena vahvistusmenetelmänä. Savikon paksuuden ollessa alle 20 metriä, on vahvistus mahdollista toteuttaa suihkuinjektoinnilla. Urakkalaskentaa varten vahvistussuunnitelmat tehtiin sekä suihkuinjektoinnille että teräspaalukselle. Paalutus suunniteltiin toteutettavaksi porapaaluilla, jotka soveltuvat parhaiten vahvistuskohteessa käytettäväksi.

3.3 Teräspaalun kestävyys

Paalun kantavuuteen vaikuttavat paalun geotekninen kestävyys sekä rakenteellinen kestävyys. Paalun geotekninen kestävyys käsittää maaperän riittävän kantavuuden ja rakenteellisella kestävyydellä tarkoitetaan paalun poikkileikkauksen kestävyyttä. (Jääskeläinen 2009, 53.)

Kohteessa teräspaalutus suunniteltiin toteutettavaksi kallioon porattavilla teräspaaluilla. Porapaaluja käytettäessä geotekninen kestävyys voidaan varmistaa poraamalla paalu ehjään kallioon vähintään mitan $3\emptyset$ syvyyteen tai hyvin kaltevan kallion (>30 astetta) ollessa kyseessä vähintään $4\emptyset$ syvyyteen. Minimiporaussyvyys ehjään kallioon on aina kuitenkin vähintään 0,5 metriä. Jos paalutettavan alueen kallio ei ole ehjäksi luokiteltua, geoteknisen kestävyuden varmistaminen määritetään tapauskohtaisesti. Porapaalun mitoitus tapahtuu siis yleensä paalun rakenteellisen nurjahdusmurtokestävyuden perusteella. (RIL 254-2016, 70–72.)

Paalujen nurjahdusmurtokestävyys on tarkistettava aina olosuhteissa, joissa riittävän sivutuen puuttuessa paalut saattavat nurjautaa. Sivutuen katsotaan olevan riittämätön paalujen ollessa osittain tai kokonaan ilmassa, vedessä tai

sellaisessa maakerroksessa, jonka redusoitu leikkauslujuus on alle 20 kN/m². Teräksiset porapaalut suunnitellaan eurokoodin SFS EN 1993-5 mukaisesti. Eurokoodissa esitetään suunnittelua koskevat periaate- ja soveltamissäännöt. (RIL 254-2016, 105–106.)

Tarkasteltaessa aksiaalisesti kuormitetun teräspaalun murtokestävyyttä nurjahduksen suhteen, kestävyys saavutetaan, kun paalun poikkileikkauksen taivutusmurtokestävyys ylittyy ja paalun taipumasta aiheutuva sivupaine ylittää maan sivuvastuksen murtoarvon. Mikäli normaalivoiman lisäksi paalua kuormittaa ulkoinen leikkausvoima tai taivutus-/vääntömomentti, on kestävyys tarkastettava kaikkien voimien yhdistetylle rasitukselle. (RIL 254-2016, 108.)

Paalun nurjahdusmurtokestävyyden mitoitukseen on paaluja valmistavalla SSAB:lla oma mitoitusohjelma PileCalc. Ohjelmaan syötetään teräspaalun tyyppi, koko, teräksen lujuus, korroosiovara, suunniteltu käyttöikä, geometrinen alkutaipuma, saven leikkauslujuus sekä alustaluvun kerroin ja sivuvastuksen ääriarvokerroin. Saven leikkauslujuus ja maan alustaluvun kerroin vaikuttavat paalun nurjahduspituuteen. Paalun kokonaispituus ei vaikuta kestävyteen. Ohjelmasta voidaan lisäksi valita teräspaalulle betonitäyttö. Teräspaalut suunnitellaan usein täytettäväksi betonilla, koska betonointi suojaa paalun sisäpintaa korroosiolta. Pelkän betonoinnin vaikutus paalun kestävyteen on kuitenkin vähäinen.

Paalutusohjeessa RIL 254-2016 on esitetty käsin laskentamenetelmä paalun nurjahdusmurtokestävyydelle. Menetelmän sisältämät kaavat ottavat huomioon samoja asioita kuin PileCalc -ohjelma. Laskennassa tarkastetaan paalun poikkileikkauksen taivutusmurtokestävyys sekä taipuneen paalun nurjahdusmurtokestävyys tilanteessa, jossa paalun taipumasta aiheutuva sivupaine ylittää maan sivuvastuksen murtoarvon ja maa murtuu. Näistä pienempi arvo on suunnittelussa käytettävä paalun rakenteellinen kestävyys:

$$R_d = \min (F_{d,s}, F_{d,p})$$

Taipuneen paalun nurjahdusmurtokestävyys maan murtuessa lasketaan paalutusohjeen RIL 254-2016 (2016, 108) mukaisesti kaavasta:

$$F_{d,s} = \frac{F_{cr}}{1 + \frac{k_s \delta_g}{\rho_m}}$$

jossa

F_{cr} on suoran paalun nurjahdusmurtokestävyys (kN), joka saadaan kaavasta:

$$F_{cr} = \sqrt{k_s d_{eff} E_s I_s}$$

k_s on maan alustaluvun mitoitusarvo (kPa/m), joka saadaan kaavasta:

$$k_s = A_k \frac{C_{uk}}{d_{eff}}$$

A_k on alustaluvun kerroin, joka savimaan pitkäaikaisessa kuormituksessa on välillä 20...50 (RIL 254-2016, 100)

C_{uk} on saven suljettu leikkauslujuus (kPa)

d_{eff} on teräsputken hyödyllinen halkaisija (mm), jossa on huomioitu korroosiovara

E_s on teräksen kimmokerroin, jonka suunnitteluarvo on 210 GPa

I_s on teräsputken jäyhyysmomentti (mm^4), joka saadaan kaavasta:

$$I_s = \frac{\pi(d_{eff}^4 - d_c^4)}{64}$$

d_c on teräsputken halkaisija (mm)

δ_g on paalun geometrinen alkutaipuma (mm), joka jatketuilla porapaaluilla on yleensä nurjahduspituus L_{cr} jaettuna 300...600 (RIL 254-2016, 107)

ρ_m on maan sivuvastuksen murtoarvo (kPa), joka saadaan kaavasta:

$$\rho_m = B_k \frac{C_{uk}}{\gamma_{Re}}$$

B_k on sivuvastuksen ääriarvokerroin, joka pysyville kuormille on 6 ja lyhytaikaisille kuormille 9 (RIL 254-2016, 92)

γ_{Re} on maan kestävyuden osavarmuusluku (EN 1997-1 RakMk, 41)

Paalun poikkileikkauksen taivutusmurtokestävyys lasketaan paalutusohjeen RIL 254-2016 (2016, 109) mukaisesti kaavasta:

$$F_{d.p} = \frac{B}{2} - \sqrt{\frac{B^2}{4} - C}$$

jossa

B ja C ovat aputermejä, jotka saadaan kaavoista:

$$B = F_{cr} + F_{c.u} + 0,5F_{cr}\delta_0 \frac{F_{c.u}}{M_u}$$

$$C = F_{cr}F_{c.u}$$

$F_{c.u}$ on paalun poikkileikkauksen puristuskestävyys murtorajatilassa (kN), joka saadaan kaavasta:

$$F_{c.u} = A_s f_{yd}$$

A_s on paalun teräksen poikkileikkauspinta-ala (mm^2), joka saadaan kaavasta:

$$A_s = \frac{\pi(d_{eff}^2 - d_c^2)}{4}$$

M_u on paalun taivutuskestävyys (kNm), joka saadaan kaavasta:

$$M_u = \eta W f_{yd}$$

η on muotokerroin, joka putkiprofiilin poikkileikkausluokan ollessa 2 on enintään 1,2 (RIL 254-2016, 110)

W on teräsputken taivutusvastus (mm^3), joka saadaan poikkileikkausluokan 2 putkiprofiilille kaavasta:

$$W = \frac{\pi(d_{eff}^4 - d_c^4)}{32d_{eff}}$$

f_{yd} on teräksen myötölujuuden mitoitusarvo (MPa)

δ_0 on paalun alkutaipuma (mm), sisältäen geometrisen alkutaipuman δ_g ja fiktiivisen alkutaipuman δ_f , saadaan kaavasta:

$$\delta_f = 0,0013L_{cr}$$

L_{cr} on paalun kriittinen nurjahduspituus (m), joka saadaan kaavasta

$$L_{cr} = \pi \sqrt[4]{\frac{E_s I_s}{k_s d_{eff}}}$$

Kohteeseen suunnitellun teräspaalun RD/140/8/b rakenteellinen kestävyys laskettiin PileCalc -ohjelmalla sekä paalutusohjeessa RIL 254-2016 esitetyjä kaavoja käyttäen. Kun PileCalc -ohjelmasta valittiin vaihtoehto, jossa teräspaalu jätetään sisältä betonoimatta, olivat laskennan tulokset lähes samat. Käsien laskenta ei huomioi betonoinnin vaikutusta ja kun PileCalc -ohjelmassa lisättiin paalulle betonitäyttö, paalun kestävyys parani hieman.

Saven suljetun leikkauslujuuden määrittämiseksi tehdään yleensä siipikairauksia. Kohteessa ei kuitenkaan siipikairauksia suoritettu, vaan laskelmissa käytetyt lujuusarvot perustuvat geosuunnittelijan kokemukseen ja alueen maaperäolosuhteiden tuntemukseen. Laskelmissa liHAVAN saven osalta leikkauslujuuden arvona käytettiin 10 kPa ja kuivakuorisaven osalta käytettiin arvoa 25 kPa (Geo-Master Oy:n edustaja, keskustelu 3/2025).

Eurokoodissa EN 1997-1 esitetään korroosiosta aiheutuvan teräseinämän paksuuden ohenemisen suositeltavat arvot. Sadan vuoden suunnitellulle käyttöäälle häiriintymättömissä luonnonmaissa korroosiovaraksi suositellaan käytettävän 1,2 mm. Geosuunnittelijan mukaan liHAVAN saven osalta käytetään

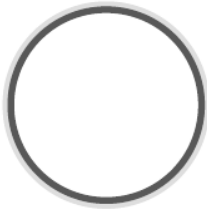
kuitenkin yleensä aina vähintään 2 mm ja kuivakuorisaven osalta 3,3 mm (Geo-Master Oy:n edustaja, keskustelu 3/2025).

Paalutusohjeessa RIL 254-2016 kerrotaan, että jatkettujen porapaalujen geometriseksi alkutaipumaksi voidaan arvioida nurjahduspituus L_{cr} jaettuna 300...600. Suunnittelijalta saadun kokemuseräisen tiedon perusteella paalun mitoituksessa käytettiin taipuman kaarevuussäteenä 300 metriä, joka vastaa laskennassa geometristä alkutaipumaa $L_{cr}/950$ (Geo-Master Oy:n edustaja, keskustelu 3/2025).

Laskenta suoritettiin erikseen kuivakuorisaven ja liHAVAN saven osalta. Vaikka kuivakuorisaven leikkauslujuus on suurempi, on sen osalta huomioitava isompi korroosiovara, jolloin paalun tehollinen seinämäpaksuus pienenee. Pienempi kestävyys saatiin kuivakuorisaven arvoilla ja paalun RD/140/8/b kestävyudeksi määritettiin käsin laskennassa 760 kN ja PileCalc -ohjelmalla 766 kN. Kuvassa 5 on esitetty PileCalc -ohjelmalla saadut tulokset ja käsin laskenta on esitetty liitteessä 1.

Input data

Pile type	RD micropiles		
Structure type	Empty steel pile		
Outer pipe	RD140/8 S460MH		
Corrosion, outer / inner	3.3 mm / 0 mm		
Design type	Plastic		
Local buckling of Class 4	Considered if relevant		
Design service life	100 years		
Undrained shear strength, c_{uk}	25 kPa	Long-term load part	0.5
Coefficient for subgrade reaction, A	50	Coefficient for ultimate soil pressure, B	6
Critical buckling length of pile, L_{cr}	2.83 m		



Structural resistance

Design value of buckling resistance of pile cross-section	$F_{d,p}$	766 kN
Design value of buckling resistance as soil is exceeded	$F_{d,s}$	1544 kN
Design value of buckling resistance	F_d	766 kN

Summary

Design value of buckling resistance	F_d	766 kN
Design value of compression resistance of the pile	R_d	766 kN

The presented calculations are valid only for the CE-marked SSAB steel piles.

Kuva 5. Teräspaalun kestävyys PileCalc- ohjelmalla (apps.ssab.com)

3.4 Suihkuinjektointipilarin kestävyys

Suomessa ei ole käytössä omaa suihkuinjektoitua rakennetta koskevaa standardia. Teiden, ratojen ja vesirakenteiden mitoituksessa noudatetaan saksalaista standardia DIN 4093 (Bemessung von verfestigten Bodenkörpern – Hergestellt mit Dsenstrahl-, Deep-Mixing- oder Injektions-Verfahren), joka koskee syvästabiloidun tai suihkuinjektoidun rakenteen mitoitusta eurokoodin EN 1997-1 mukaisesti. Liikenneviraston suihkuinjektointiohjeessa on esitetty poimintoja standardista DIN 4093 sekä joitain Suomessa noudatettavia standardista poikkeavia ohjeistuksia. (Suihkuinjektointiohje 2018, 23.)

Talonrakentamisen osalta suihkuinjektoidun rakenteen mitoitukseen ei Suomessa ole erillistä ohjetta. Perustusten vahvistamista käsittelevän Turun ammattikorkeakoulun oppimateriaaleihin kuuluvan kirjan mukaan suihkuinjektointipilarit mitoitetaan yleensä kuten tukipaalut ja kärkekantavuus voidaan laskea käyttäen esimerkiksi paalutuskaavoja. (Lehtonen 2006, 19).

Paalutusohjeessa RIL 254-2016 on esitetty erilaisia mitoitusmenetelmiä paalun geoteknisen puristuskestävyyden laskentaan. Kestävyys voidaan määrittää pohjatutkimustulosten, koekuormitusten tai paalutuskaavojen perusteella. Käytettäessä paalutuskaavoja kestävyuden lasketaan, tulee niiden paikkansapitävyyden perustua vastaavanlaisissa pohjasuhteissa samantyyppisillä paaluilla tehtyihin koekuormituksiin (RIL 254-2016, 76).

Suihkuinjektointipilarin mitoitusta ei sen tarkemmin tässä opinnäytetyössä tarkastella. Kohteessa suunniteltiin käytettäväksi suihkuinjektointipilareita, joiden halkaisijat ovat 800 mm ja 1000 mm. Halkaisijaltaan 800 mm pilarille määritettiin sallituksi kuormaksi 650 kN ja vastaavasti 1000 mm pilarille 850 kN.

3.5 Geoteknisten suunnitelmien sisältö

Vahvistushankkeen geoteknisissä suunnitelmissa esitetään tiedot kohteessa tehdyistä tutkimuksista ja alueen maaperäolosuhteista. Suunnitelmat ohjaavat pohjarakennustöiden toteutusta. Aineisto koostuu työselostuksesta ja siihen

liittyvistä piirustuksista ja taulukoista. Suunnitelmiin sisältyvät seuraavat piirustukset ja taulukot:

- Kaksi eri tutkimuskarttaa:
 - o Ensimmäisessä kartassa esitetään koekuoppien, orsivesiputkien ja tarkkavaaituspulttien sijainnit kuvan 1 mukaisesti.
 - o Toisesta kartasta nähdään pohjatutkimuspisteiden sijainnit, jotka on esitetty kuvassa 2.
- Leikkauspiirustukset pohjatutkimustuloksista, joissa esitetään:
 - o Vuosina 2006 ja 2025 tehtyjen maaperätutkimusten tulokset kairausdiagrammeina. Leikkaus L4-L4 on esitetty kuvassa 3.
- Vahvistusmenetelmien geotekninen mitoitus, joka on tässä työssä yhdistetty kuvan 2 pohjatutkimuskarttaan, mutta voidaan selkeyden vuoksi esittää myös omana piirustuksena. Piirustukseen sisältyy:
 - o Suihkuinjektointipilarien alapäiden arvioiduista koroista tehty käyrästä, jossa arvioitu ulottuvuus soraan on yksi metri.
 - o Vastaavanlainen korkeuskäyrästä porapaalujen alapäiden arvioiduista koroista, jossa arvioitu poraussyvyys kalliioon on metri.
- Pohjarakennuspiirustus, joka sisältää työntoteutusta koskevat ohjeet.
- Piirustukset tehdyistä koekuopista.
- Tyyppi- ja tyypipiirustukset putkijohtojen perustamisesta ja sokkelirakenteen kuivatusolosuhteista.
- Taulukot orsivesi- ja painumamittausten tuloksista.
- Laskentataulukko teräspaalun sekä suihkuinjektointimassan arvioidusta materiaalimenekistä.

Pohjarakennuspiirustuksen, koekuoppapiirustusten ja tyyppi- ja tyypipiirustusten sisältöä ei sen tarkemmin tarkastella tässä opinnäytetyössä. Materiaalimenekin laskenta on myös jätetty työn ulkopuolelle.

4 Rakennetekninen suunnittelu

Vahvistushankkeen rakennesuunnittelu käynnistyi arkistotietojen selvityksellä. Suunnittelutyössä hyödynnettiin Turun kaupunginarkistosta saatuja vanhoja rakennepiirustuksia, kuten paalukarttaa, perustusleikkauksia sekä kellarin lattian ja ensimmäisen kerroksen tasopiirustuksia. Rakennusten alkuperäisistä paalukartoista nähtiin anturoiden, puupaalujen ja kantavien rakenteiden suunnitellut sijainnit sekä puupaalujen määrä ja yhden paalun kantokestävyys.

Kohteen rakennukset on perustettu vuonna 1960 suurelta osin puupaaluilla kantavan pohjakerrostuman varaan. Rakennuksen 3 eteläpäädyssä kantavan pohjakerrostuman ollessa lähellä maanpintaa, on rakennus alkuperäisen piirustuksen mukaan siltä osin suunniteltu perustettavaksi rengasuppokaivoilla kallion varaan. Myöhemmin päivityssä muutospirustuksessa rengasuppokaivot on kuitenkin korvattu soramoreenin varaan perustettavilla neliöanturoilla.

Maaperätutkimuksista saatujen tietojen perusteella sekä suihkuinjektointia että teräspaalutusta pidettiin toteutuskelpoisina vahvistusvaihtoehtoina.

Urakalaskentaa varten laadittiin suunnitelmat molemmille vahvistusmenetelmille. Arkistosta saatujen tietojen lisäksi suunnitelmien tekemisen pohjalle saatiin arkkitehdin laatima piirrosluonnos kellaritilojen mahdollisista tilamuutoksista. Suunnittelutyön edetessä suunnitelmia muokattiin eri suunnittelualojen tarpeet huomioiden.

Suunnittelutyötä helpottamaan hankkeen rakennussuunnittelusta vastaava arkkitehtitoimisto toteutti kohteessa Matterport 3D kuvauksen ja koko suunnitteluryhmä sai käyttöönsä kellaritiloista tehdyn virtuaalimallin. Sekä suihkuinjektointiin että teräspaalutuksen suunnittelussa oli tilojen ahtaus ja käyttötarkoitus sekä olemassa olevan talotekniikan sijainnit otettava huomioon. Virtuaalimallin avulla voitiin jo suunnittelun alkuvaiheessa suunnitelmiin merkitä kohdat, joihin ei uusia rakenteita voitu suunnitella sijoitettavaksi. Kuvassa 6 on esitetty otos rakennuksen 1 pesutiloissa kuvatusta virtuaalimallista.



Kuva 6. Rakennuksen 1 pesutilat (Lukkaroinen Arkkitehdit Oy)

Vahvistushankkeen rakennesuunnitelmat muodostavat laajan kokonaisuuden, jotka ohjaavat suunniteltujen rakenteiden toteutusta. Suunnitelmilla varmistetaan rakenteiden turvallisuus, toimivuus ja kestävyys koko suunnitellun 100 vuoden käyttöajan ajan. Vahvistusvaihtoehdoille laadittiin yhteinen työselostus ja vahvistusmenetelmäkohtaiset piirustukset.

Suihkuinjektioinnin rakennesuunnitelmiin sisältyvät seuraavat piirustukset:

- Kuormakaavio
- Suihkuinjektointikartta
- Rakenneleikkaukset
- Rakennedetaljit
- Purku- ja muutostyöpiirustus

Teräspaalutuksen suunnitelmiin sisältyvät:

- Paalukartta
- Kuormansiirtopiirustus
- Rakenneleikkaukset
- Rakennedetaljit
- Kuormansiirtojen yksityiskohtaiset piirustukset
- Purku- ja muutostyöpiirustus

Vahvistushankkeen yhteydessä rakennusten ympärille suunniteltiin asennettavaksi salaojat. Rakennusten kuivatussuunnittelu on osa rakennesuunnittelua, mutta sitä ei tarkastella tässä opinnäytetyössä.

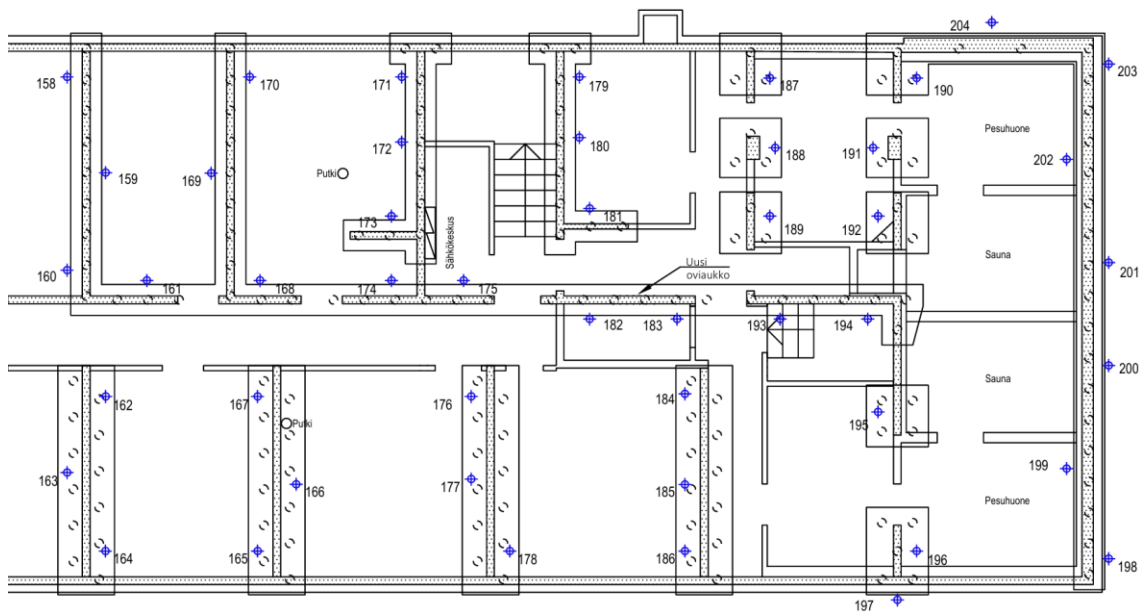
4.1 Rakennusten kuormat

Rakennesuunnittelu aloitettiin perustuksille tulevien kuormien määrittämisellä. Rakennusten vanhoissa paalukartoissa yhden puupaalun kestävyudeksi on ilmoitettu 100 kN. Puupaalut on aikoinaan mitoitettu rakennuksen kuormille, mutta tämän päivän määräyksistä poiketen perustamisvuonna kuormiin ei ole lisätty varmuutta. 1960-luvulla varmuutta on lisätty ainoastaan pienentämällä materiaalin ominaislujuutta. Uusien perustusrakenteiden kestävyuden varmistamiseksi otettiin huomioon nykymääräykset, joiden mukaan myös rakennuksen ominaiskuormia kasvatetaan. Lisäämällä riittävästi varmuutta puupaalun kestävyudeksi ilmoitettuun arvoon ja kertomalla arvo anturassa olevien puupaalujen määrällä, saatiin anturalle tuleva mitoituskuorma.

Rakentamismääräyskokoelmassa on esitetty kaksi eri laskentakaavaa mitoituskuormien määrittämiseen, joista valitaan aina epäedullisemmän tuloksen antava kaava. Toisessa kuormitusyhdistelmässä huomioidaan vain pysyvät kuormat, korottaen niiden ominaisarvoja varmuuskertoimella. Toinen yhdistelmä taas sisältää sekä pysyvät että muuttuvat kuormat, antaen molemmille oman varmuuskertoimen. Kohteen rakennusten kuormien jakauma pysyvien ja muuttuvien kuormien osalta ei ollut tiedossa, joten määräykset huomioiden kokonaiskuormille valittiin varmallalla puolella oleva varmuuskerroin.

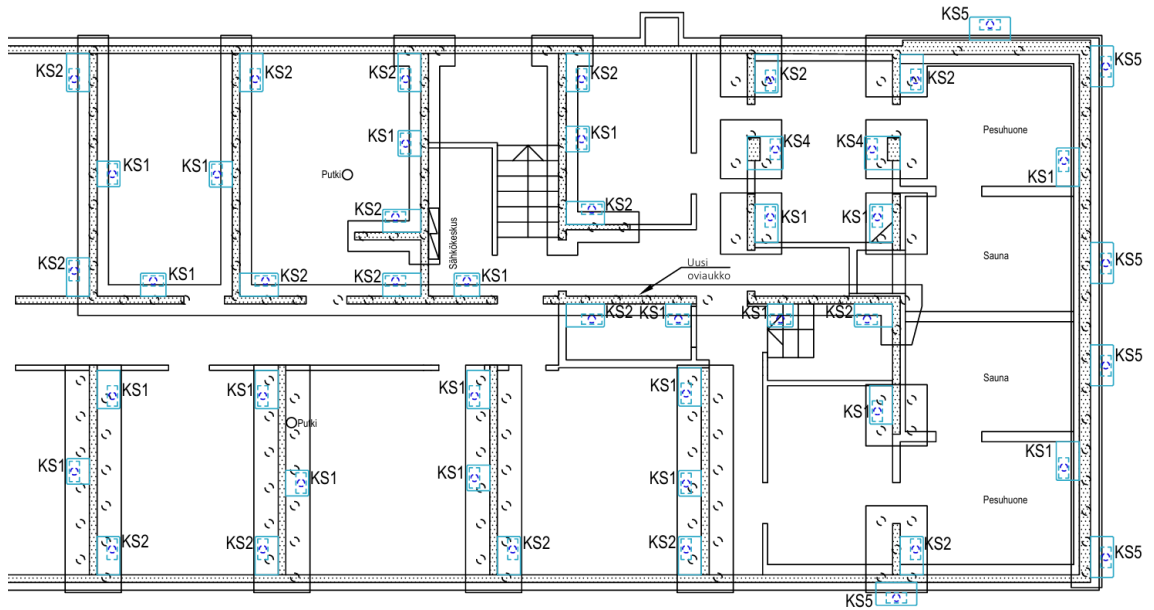
Pelkät pysyvät kuormat huomioivassa laskentakaavassa varmuuskerroin on 1,35. Toisessa kaavassa pysyvät kuormat kerrotaan varmuuskertoimella 1,15 ja muuttuvat kuormat varmuuskertoimella 1,5. (EN 1990 RakMk, 21.) Esitetyt kertoimet huomioiden käytettiin kaikkien kuormien osalta varmuuskerrointa 1,4, jolloin saatiin varmuudella riittävä mitoituskuorma.

rakennusten kaikissa kohdissa kuitenkin muodostunut mitoittavaksi tekijäksi, vaan sijoittelussa oli huomioitava myös paalujen välinen etäisyys toisiinsa. Paalusta tulevan tukireaktion aiheuttaman puristusvoiman katsotaan leviävä 45 asteen kulmassa paalun reunasta ylöspäin (EN 1992-1-1, 162). Kestävyyden varmistamiseksi paalutus suunniteltiin niin, että vierekkäisten paalujen puristetut alueet risteävät keskenään. Rakennuksen 1 eteläpäätyyn suunniteltujen porapaalujen sijainnit on esitetty numeroituna paalukartassa kuvassa 8.



Kuva 8. Paalukartta rakennuksen 1 eteläpäädyssä

Kohteessa kuormien siirto puupaaluilta teräspaaluille suunniteltiin toteutettavaksi betonisten kuormansiirtopilastereiden välityksellä. Kuormansiirtopilastereiden sijoittuminen rakennuksen 1 eteläpäätyyn on esitetty kuormansiirtopiirustuksessa kuvassa 9. Rakennukseen suunniteltiin hieman toisistaan poikkeavia kuormansiirtoja ja numeroinnilla KS1...KS5 kartassa viitataan tietynlaisiin kuormansiirtoihin, joista tehtiin yksityiskohtaiset piirustukset.



Kuva 9. Kuormansiirtopiirustus rakennuksen 1 eteläpäädyssä

Suunnitelmien teossa oli kuormituksen lisäksi otettava huomioon useita muita työn toteuttamisen ja tilankäytön kannalta oleellisia asioita. Rakennusten kellaritilat ovat ahtaat ja kuormansiirtopilastereiden viemä tila oli paalujen sijoittelussa huomioitava. Paaluja ei esimerkiksi suihkuinjektointipilarien tapaan voitu sijoittaa kapeille käytäville. Tavoitteena oli jakaa kuormitus mahdollisimman tasaisesti paaluille, sijoittaen mahdollisuuksien mukaan paalut vuorotellen kantavan seinärakenteen molemmin puolin.

4.2.2 Kuormansiirtopilasterin mitoitus

Tässä opinnäytetyössä tarkastellaan kohteeseen suunniteltujen betonisten kuormansiirtopilastereiden mitoitusta. Pilasteri valetaan teräspaalun päälle ja kiinnitetään vanhaan anturaan sekä seinärakenteeseen. Sisätiloissa kiinnitys tehdään myös kellarin kattoon. Kuormansiirtopilastereiden mitoituksessa tarkastetaan, että kuormien siirto vanhasta rakenteesta pilasterille tapahtuu rakenteen vaurioitumatta ja varmistetaan pilasterin riittävä rauditus. Uuden ja vanhan rakenteen välisten liitosten tulee siis pystyä välittämään kuormat

vanhalta rakenteelta uudelle rakenteelle. Kuvassa 10 on esitetty tekoäyllä luotu luonnos valmiista kuormansiirtopilasterista.



Kuva 10. Kuormansiirtopilasteri (Chat GPT)

Vanhan rakenteen ja pilasterin välisissä liitoksissa suunniteltiin käytettäväksi harjateräsvaarvoja. Olemassa olevaan anturaan kiinnitettävät ripustusankkurit mitoitettiin niihin syntyvälle vedolle ja seinään kiinnitettävät vaarnat leikkausvoimalle. Kuorman epäkeskisyydestä aiheutuva taivutusmomentti otettiin huomioon kellarin kattoon kiinnitettävien vaarnoin. Seinävaarvojen kiinnityksessä voidaan käyttää juotosbetonia tai injektointiin sopivaa kemiallista ankkurointimassaa. Kattoon kiinnitettävien vaarvojen osalta kiinnitys tehdään kemiallisella massalla.

Betonirakenteet mitoitetaan eurokoodin EN 1992-1-1 ja sen kansallisten liitteiden mukaan. Eurokoodissa EN 1992-4 esitetään betonirakenteissa käytettävien kiinnikkeiden mitoitusmenetelmät. Laskennassa on sovellettu eurokoodeja siltä osin, kun niissä esitettyä tietoa on ollut mahdollista soveltaa.

Kuormien siirto pilasterille tapahtuu suurelta osin seinärakenteeseen kiinnitettävien vaarvojen välityksellä, jota voidaan pitää rakenteen kestävyuden kannalta tärkeimpänä mitoituksen osana. Leikkausrasitettujen vaarnaliitosten kestävyuden laskentaan soveltuvaa menetelmää ei eurokoodissa esitetä. Tässä opinnäytetyössä tarkastellaan eri lähteistä saatuja toisistaan eroavia laskentamenetelmiä. Tuloksia vertailemalla selvitettiin menetelmien soveltuvuutta kyseisen rakenteen mitoitukseen.

Mitoitettaessa vanhasta rakenteesta pilasterille siirtyviä kuormia tulee varmistaa, että seuraava ehto täyttyy:

$$F_d \leq R_{d,j}$$

jossa

F_d on paalulle tuleva mitoituskuorma (kN)

$R_{d,j}$ on pilasterin ja vanhan rakenteen liitosten kokonaiskestävyys (kN), joka saadaan kaavasta:

$$R_{d,j} = N_{rd,j} + V_{rd,j}$$

$N_{rd,j}$ on pilasterin ja anturan välisten ripustusankkureiden vetokestävyys (kN)

$V_{rd,j}$ on pilasterin ja seinän välisten liitosten leikkauskestävyys (kN)

Betonin materiaaliosavarmuusluvun γ_c arvo Suomessa on 1,5 ja betoniteräksen osavarmuusluku γ_s on 1,15 (EN 1992-1-1 RakMk, 15). Materiaalien ominaislujuudet jaetaan osavarmuuslukujen arvoilla, jolloin saadaan seuraavaksi esitettävien kaavojen sisältämät mitoitusarvot.

Anturaan kiinnitettävät ripustusankkurit

Anturaan kiinnitettävät ripustusankkurit mitoitetaan betonin ja teräksen väliselle tartunnalle. Lisäksi on tarkistettava, että terästangon vetolujuus ei ylity. Ankkureina käytettävien harjaterästankojen määrää ja pituutta rajoittavat kuormansiirtopilasterin leveys sekä vanhan anturan paksuus. Mitoitus tehdään eurokoodissa EN 1992-1-1 esitetyn pääraudoituksen ankkuroinnin mukaan.

Terästangon vetolujuuden mitoitusarvo saadaan kaavasta:

$$f_{td} = \pi r^2 f_{yd}$$

jossa

πr^2 on terästangon poikkileikkauspinta-ala (mm²)

f_{yk} on teräksen myötölujuuden ominaisarvo (MPa)

Harjaterästankojen tartuntalujuuden mitoitusarvo saadaan eurokoodissa 1992-1-1 (2004, 132) esitetystä kaavasta:

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd}$$

jossa

η_1 on tartuntaolosuhteista riippuva kerroin, joka olosuhteiden ollessa 'hyvät' on 1 ja muissa tapauksissa 0,7

η_2 on tangon halkaisijasta riippuva kerroin, joka halkaisijan ollessa 32 mm tai pienempi on 1 ja halkaisijan ollessa yli 32 mm saadaan kerroin kaavasta $(132 - \frac{d}{100})$

f_{ctd} on betonin vetolujuuden mitoitusarvo (MPa)

Eurokoodissa esitetään kaava ankkurointipituudelta vaadittavan perusarvon määrittämiseen. Anturan paksuus rajoittaa ankkurointipituutta, jolloin rakenteen salliman pituuden mukaan saadaan eurokoodissa EN 1992-1-1 (2004, 133) esitetystä kaavasta johdettua tartunnan vetokestävyyden kaava:

$$N_{rd} = f_{bd} \frac{l_b}{0.25\emptyset} A_s$$

jossa

l_b on ankkurointipituus (*mm*)

\emptyset on tangon halkaisija (*mm*)

A_s on tangon poikkileikkauspinta-ala (*mm²*)

Kertomalla yhden ripustusankkurin vetokestävyys kiinnitettävien harjaterästen kokonaismäärällä, saadaan ripustusankkuroinnilla vanhasta rakenteesta uuteen rakenteeseen siirrettävän kuorman suuruus $N_{rd,j}$.

Pilasterin korkeus ei rajoita ankkurointipituutta, joten ripustusankkurin vähimmäispituus pilasterissa voidaan vielä määrittää teräksen täydelle myötövoimalle kaavalla:

$$l_{b.rqd} = 0.25\emptyset \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

Seinään kiinnitettävät vaarnat

Ripustusankkureilla ankkuroitavan voiman laskennan jälkeen mitoitetaan seinään kiinnitettävien vaarnaliitosten sallittu leikkausvoima ja niiden yhteenlaskettu tulos on liitosten kokonaiskestävyys $R_{d,j}$. Mitoitus ei ole yksiselitteinen sillä eurokoodit eivät ota kantaa betoniteräsvaarujen välityksellä siirrettävien leikkausvoimien laskentaan.

Eurokoodissa EN 1992-1-1 tarkastellaan ainoastaan eri aikaan valettujen betonien rajapinnan leikkauskestävyyttä. Laskentamenetelmä ottaa huomioon rajapintaan syntyvän koheesion ja kitkan sekä rajapinnan ylittävän raudoituksen. Laskentamenetelmässä rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen

poikkileikkausalalla A_s tarkoitetaan leikkausraudoitusta, joka on ankkuroitu riittävästi rajapinnan molemmin puolin. Kaavaa käytettäessä sellaisenaan on siis varmistettava, että täysi ankkurointipituus $l_{b,rqd}$ täyttyy.

Kuormansiirtorakenteen vaarnat kiinnitetään 150 mm...350 mm paksuun seinään, joten täyttä ankkurointipituutta ei rakenteessa saavuteta.

Laskentamenetelmän puuttuessa eurokoodista, on vertailemalla eri lähteistä saatuja vaarnatappiliitoksen kestävyiden kaavoja selvitetty, voidaanko toimeksiantajan käytössä ollut kaava pitää edelleen luotettavana. Vertailuun otettiin lisäksi mukaan eurokoodissa esitetty kaava sovellettuna sekä kemiallisia ankkureita valmistavan Hiltin kehittämä laskentamenetelmä. Hiltin menetelmä on tarkoitettu käytettäväksi siltojen, tunneleiden ja maarakenteiden betonipintojen vahvistamisen suunnittelussa. Eurokoodin ja Hiltin laskentamenetelmät eivät siis suoranaisesti ole tarkoitettu kahden eri rakenteen välillä siirrettävien voimien tarkasteluun. Molemmissa menetelmissä on kyse kuitenkin vanhan ja uuden betonin rajapinnan leikkauskestävyydestä, jolloin kaavat ottavat huomioon rajapinnan ylittävien terästen vaikutuksen sekä rajapintaan syntyvän leikkautumista vastustavan voiman. Vaarnatappikaavoissa kestävyys perustuu ainoastaan yhden liitoksen kykyyn välittää leikkausvoimia.

Suomen betoniyhdistyksen julkaisemassa betonirakenteiden suunnittelusta ja mitoituksesta kertovassa kirjassa (by210 2008, 283–284) on esitetty kaksi erilaista kaavaa teräsvaarnaliitoksen kestävyydelle, joista toinen on Rasmussenin (1962) kaava:

$$V_{si.Rk} = 1,35 \left(\sqrt{1 + 9\varepsilon^2} - 3\varepsilon \right) \phi^2 \sqrt{f_{yk} f_{ck.cube}} \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_s}{f_{yk}} \right)^2}$$

Kaavassa esiintyvä ε ottaa huomioon liittymäpintojen välisen halkeamaleveyden vaikutuksen ja se lasketaan kaavasta:

$$\varepsilon = \frac{e_V}{\phi} \sqrt{\frac{f_{ck.cube}}{f_{yk}}}$$

jossa

$$e_V = \frac{w_i}{2}, \text{ jossa } w_i \text{ on liittämepintojen välinen halkeamaleveys (mm)}$$

$f_{ck.cube}$ on betonin kuutiolujuuden ominaisarvo (MPa)

σ_s on terästangon vetojännitys (MPa)

f_{yk} on teräksen myötölujuus (MPa)

Pilasterin ja seinän väliin ei jää rakoa, eikä rakenteeseen kohdistu vaarnejen suuntaista vetoa, joten mitoituksessa käytettävä kaava yksinkertaistuu. Kaava ei myöskään ota huomioon eurokoodin mukaisia materiaalien osavarmuuksia, joten muuttamalla lisäksi materiaalien ominaislujuudet mitoituslujuuksiin muodostuu seuraavanlainen kaava:

$$V_{sd.Rd} = 1,35\phi^2 \sqrt{f_{yd}f_{cd.cube}}$$

Toinen kirjassa esitetty kaava on lähtöisin CEB mallinormista (1990) ja perustuu edelliseen Rasmussenin kaavaan, mutta on tarkoitettu lyhyiden vaarnejen mitoitukseen. Kaava ottaa edellisen kaavan mukaisesti betonipintojen välissä olevan raon sekä tangon ulkoisesta vetovoimasta aiheutuvan jännityksen huomioon, mutta niiden puuttuessa kaava yksinkertaistuu muotoon:

$$V_{sd.Rd} = \frac{1,3}{\gamma_V} \phi^2 \sqrt{f_{yd}f_{cd}}$$

jossa

γ_V on leikkausliitoksen osavarmuusluku

Eurokoodissa 1992–4 esitetään suositusarvot kiinnikkeiden kestävyysosavarmuusluuille. Esitettyihin suositusarvoihin vaikuttavat kuitenkin tarkasteltava murtumistapa, eikä kokonaisvarmuusluku leikkausliitokselle ole eurokoodissa annettu. Suomen betoniyhdistyksen kirjassa leikkausliitoksen osavarmuuslukuna γ_V on toisen asian yhteydessä käytetty arvoa 1,25, jota käytettiin myös vertailulaskelmissa.

Kansainvälisen asiantuntijaorganisaation Federation Internationale du Betonin (*fib* 2008, 206) julkaisussa on esitetty betonielementtien vaarnaliitosten kestävyydelle aiempia kaavoja vastaava kaava:

$$V_{sd.Rd} = \alpha_0 \phi^2 \sqrt{f_{yd} f_{cd}}$$

jossa

$\alpha_0 = \sqrt{\frac{\beta_c}{3}}$, jossa termi β_c ottaa huomioon betonin kolmiaksaalisen paikallisen jännitystilän. Suunnittelussa kertoimelle α_0 voidaan käyttää arvoa 1,0

Kerroin α_0 voidaan myös määrittää kokeellisesti. Højlund-Rasmussenin vuonna 1963 tekemässä kokeessa kertoimen arvoksi saatiin 1,16 ja vuonna 1972 Dulácskan tekemässä kokeessa 1,15. Tehdyissä kokeissa huippukuormitus mitattiin betonin murtumishetkellä, kun taas Engströmin vuonna 1990 tekemässä kokeessa tulos perustui hetkeen, jolloin rakenteessa saavutettiin plastisia muodonmuutoksia. Engströmin kokeessa kertoimen arvo jäi pienemmäksi ja tulokseksi saatiin 1,03. (*fib* 2008, 207.)

Rasmussenin, CEB mallinormin sekä *fib*:n kaavat eroavat tässä tarkastelussa toisistaan lähinnä vain edessä olevan kertoimen arvolla. CEB mallinormin kaava on Rasmussenin kaavasta johdettu lyhyille vaarnatapeille tarkoitettu kaava, joka soveltuu tässä yhteydessä paremmin käytettäväksi ja kaavassa on lisäksi käytetty betonin lujuutena yleisimmin laskennassa käytettyä lieriölujuutta. *Fib*:n julkaisussa kerrotaan, että CEB mallinormissa käytetään periaatteessa samaa menetelmää ja suunnittelussa suositellaan käytettäväksi yleistä kerrointa α_0 , mutta kerroin sisältää täydentävän osakertoimen 1,3. (*fib* 2008, 207.) Euroopan Betonikomitea CEB on yhdistynyt vuonna 1998 järjestön FIP kanssa, jolloin kansainvälinen organisaatio *fib* on saanut alkunsa (Suikka 2015, 76). Vuonna 2010 on julkaistu *fib*:n mallinormi, mutta siinä tarkastellaan vain kahden eri aikaan valetun betonin rajapinnan leikkauskestävyyttä, kuten eurokoodissa.

Toimeksiantajalla käytössä ollut vaarnatappikaava eroaa edellä esitetystä kaavoista vain edessä olevan kertoimen arvolla. Kaava on muotoa:

$$V_{sd.Rd} = 1,2\phi^2 \sqrt{f_{yd}f_{cd}}$$

Kaavassa oleva kerroin 1,2 vastaa Betoninormikortissa 23 (BNK 23EC 2022, 22) esitettyä elementtiliitosten palomitoituksessa käytettävää vaarnatappikaavaa. Palomitoituksessa materiaaliosavarmuusluvut eroavat kuitenkin murtorajatilatarkastelussa käytettävistä arvoista. Palomitoituksessa käytettävä vaarnatappikestävyyden kaava on esitetty muodossa:

$$V_{sd.Rd} = \frac{1,2\phi^2 \sqrt{f_{yk}f_{ck}}}{\gamma_{M.fi}}$$

jossa

$\gamma_{M.fi}$ on materiaaliominaisuuden osavarmuusluku palotilanteessa, joka eurokoodin EN 1992-1-2 (2008, 15) mukaan on 1

Opinnäytetyössä yritettiin selvittää mistä kerroin 1,2 on lähtöisin, mutta täyttää varmuutta asiaan ei saatu. Kaava on voitu johtaa CEB mallinormin kaavasta, jolloin leikkausliitoksen osavarmuuslukuna γ_V olisi aikoinaan käytetty arvoa 1,1. Osakerroin 1,3 jaettuna arvolla 1,1 saadaan kokonaiskertoimeksi pyöristettynä 1,2. Toinen vaihtoehto on, että *fib*:n kaavassa käytetyn kertoimen α_0 arvona olisi käytetty jotain kokeellisesti saatua arvoa. Vuosina 1963 ja 1972 tehdyistä kokeista saadut tulokset 1,15 ja 1,16 pyöristyvät arvoon 1,2. Palomitoituksessa käytettävän kaavan kerroin on täysin sama 1,2, joten kolmantena vaihtoehtona on voitu kyseiseen kaavaan lisätä varmuutta murtorajatilatarkastelun osavarmuuslukuja käyttäen. Kaava on ollut hyvin pitkään toimeksiantajan käytössä ja on mahdollista, että sen sisältämä kerroin tai CEB mallinormin kaavaan sisältyvä leikkausliitoksen osavarmuusluku on aikoinaan esitetty rakentamismääräyskokoelmassa.

Käytettäessä edellä esitettyjä vaarnatappikaavoja, tulee laskennassa saatu kestävyys kertoa vielä pilasterin ja seinärakenteen väliin asennettavien

vaarnejen kokonaismäärällä, jolloin saadaan vaarnejen välityksellä rakenteelta toiselle siirrettävän voiman suuruus $V_{rd,j}$.

Vaarnatappimienetelmät ottavat huomioon ainoastaan vaarnavaikutuksen eli kuormituksen katsotaan siirtyvän vaarnejen välityksellä. Betonipintojen ollessa karheita syntyy uuden ja vanhan betonin rajapintaan lisäksi leikkautumista vastustavaa koheesiota ja kitkaa. Kitkavoiman suuruuteen vaikuttaa rajapintaan syntyvä poikkisuuntainen puristava voima. Tässä tapauksessa rajapintaan ei kohdistu ulkoista puristusta, mutta liitoksen sisäiset puristusvoimat syntyvät tyypillisesti poikkisuuntaisten vaarnejen ulosvetovastuksesta, joka aktivoituu liitoksen altistuessa leikkausliukumalle. Hiltin laskentamenetelmä ottaa kitkavaikutuksen huomioon vaarnaan syntyvän pienimmän teräsännityksen mukaan, joka saadaan eurokoodissa EN 1992-4 esitetyistä liitoksen vetomurtokestävyyden tarkastelun kaavoista. Rajapinnan leikkauskestävyys saadaan Hiltin kaavasta viivarasituksena eli tulos on N/m. Tulos on siis vielä kerrottava pilasterin korkeudella, jolloin saadaan koko rajapinnan leikkauskestävyys. Vahvistetun betonipinnan leikkauskestävyys saadaan Hiltin laskentaoppaassa (Hilti, 17) esitetystä kaavasta:

$$V_{Rd} = \left\{ \mu_h (\sigma_n + \rho \min(\sigma_A, K_{1h}\sigma_s)) + K_{2h} \rho \sqrt{f_{yd}f_{cd}} \right\} b_j$$

jossa

μ_h on Hiltin määrittämä kitkakerroin, joka saadaan kaavasta:

$$\mu_h = 0,3 \sqrt[3]{\left(\frac{f_{cd}}{\sigma_c + \sigma_n}\right)^2}$$

$$\sigma_c = \rho \sigma_s$$

ρ on rajapinnan ylittävien terästen raudoitussuhde

σ_s on tehollinen jännitys vaarnassa (MPa), saadaan kaavasta $\frac{\sigma_A}{0,8}$

σ_A on liitoksen pienin teräsännitys (MPa), saadaan kaavasta

$$\sigma_A = \frac{\min(N_{Rd.c}, N_{Rd.p}, N_{Rd.s} \dots)}{A_s}$$

$N_{Rd.c}, N_{Rd.p}, N_{Rd.s} \dots$ ovat liitoksen eri murtumistarkasteluiden ominaiskestävyyksiä (kN), saadaan eurokoodista EN 1992-4 (2018, 47–60)

σ_n on alhaisin rajapinnassa vaikuttava puristusjännitys (MPa)

K_{1h} on rajapinnan karheudesta riippuva kerroin kitkalle, saadaan taulukosta 1

K_{2h} on vaarnan tartuntamatkan suhteesta halkaisijaan riippuva kerroin vaarnavaikutukselle, saadaan taulukosta 2

b_j on rajapinnan leveys (mm)

Taulukko 1. Rajapinnan karheudesta riippuva kerroin kitkalle (Hilti, 18)

Kerroin kun $6\phi < l_{emb} < 20\phi$	K_{1h}
Mekaanisesti karhennettu, normaali betoni	0,6
Mekaanisesti karhennettu, kevytbetoni tai korkean lujuusluokan betoni	0,4
Sileä pinta	0,4
Todella sileä pinta, teräsmuottia vasten valettu	0,2
Todella sileä pinta, kevytbetoni	0,2
Todella sileä pinta, ei koheesiota	0,1
Karhea pinta, ulkoinen puristusjännitys	0,7
Sileä pinta, ulkoinen puristusjännitys	0,5
Hammastettu pinta	0,8

Taulukko 2. Vaarnavaikutuksen kerroin (Hilti, 18)

Kerroin	K_{2h}
$\frac{h_{ef}}{\phi} > 8$	0,7
$6 \leq \frac{h_{ef}}{\phi} \leq 8$	$0,1 \frac{l_{emb}}{\phi} - 0,1$
$\frac{h_{ef}}{\phi} = 6$	0,5
Rajapinnan jäännöskestävyys	$0,5k_2$

l_{emb} on vaarnan upotussyvyys (mm)

h_{ef} on efektiivinen vaarnan tartuntamatka (mm)

Hiltin menetelmässä kaavan ensimmäinen osa ottaa huomioon kitkavaikutuksen ja jälkimmäinen kaavan osa vaarnavaikutuksen. Menetelmän käyttö edellyttää suunnittelijalta vaarnatapin kiinnityksessä käytettävän kemiallisen ankkurimassan määrittämistä, sillä ankkurimassan ominaiskestävyys vaikuttaa laskentaan. Lisäksi suunnitelmissa tulee määrittää vanhan betonipinnan puhdistus, karhennus ja kostutus, jotta pinnan laskennallinen kitkavaikutus saadaan aikaan.

Viimeisimpänä tarkasteltavana laskentamenetelmänä on eurokoodissa esitetty kaava kahden eri aikaan valetun betonin rajapinnan leikkauskestävyydelle. Kaava ottaa Hiltin menetelmän tavoin huomioon rajapinnan karheuden sekä rajapinnan ylittävän raudoituksen. Menetelmässä oletetaan kuitenkin täysi tartunta vaarnoille rajapinnan molemmin puolin, minkä takia kaava ei sellaisenaan ole vertailukelpoinen. Tässä opinnäytetyössä kaavaa on sovellettu redusoimalla teräksen myötölujuutta käytettävän tartuntapituuden suhteessa täyteen tartuntapituuteen. Kaavasta tulos saadaan rajapintaa syntyvänä leikkausjännityksenä, joten liitospinnan leikkauskestävyyden saamiseksi, tulos on vielä kerrottava rajapinnan pinta-alalla. Rajapinnan leikkauskestävyys lasketaan eurokoodin EN 1992-1-1 (2015, 91–92) mukaisesti kaavasta:

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin(\alpha) + \cos(\alpha))$$

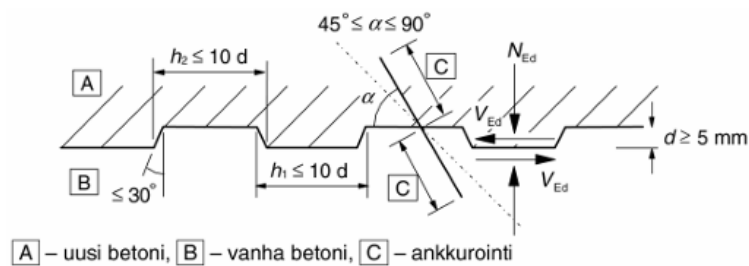
jossa

c ja μ ovat rajapinnan karheudesta riippuvia kertoimia, saadaan taulukosta 3

α on vaarnan asennuskulma

Taulukko 3. Rajapinnan karheudesta riippuvat kertoimet (EN 1992-1-1, 92)

Rajapinna karheus	c	μ
Hyvin sileä pinta: valettu teräs-, muovi- tai erikoiskäsiteltyä muottia vasten	0,025...0,10	0,5
Sileä pinta: liukuvalettu pinta tai ekstruuderipinta tai tärytyksen jälkeen jälkikäsittelemättä jätetty vapaa pinta	0,20	0,6
Karhea pinta, jossa vähintään 3 mm karheus noin 40 mm välein; saavutetaan urituksella, paljastamalla kiviaines tai muilla vastaavan ominaisuuden saavutettavilla menetelmillä	0,40	0,7
Vaarnattu pinta, jossa kuvan 11 mukainen hammastus	0,50	0,9



Kuva 11. Vaarnattu betonipinta (EN 1992-1-1, 92)

Sovellettaessa kaavaa tässä tarkasteltavaan tarkoitukseen tulee täysi ankkurointipituus $l_{b,rqd}$ myös laskea. Laskentakaava on esitetty ripustusankkurin mitoituksen yhteydessä. Laskennassa käytettävä teräksen redusoitu myötölujuus saadaan kaavasta:

$$f_{yd,r} = \frac{h_{ef}}{l_{b,rqd}} f_{yd}$$

jossa

h_{ef} on rakenteen sallima ankkurointipituus (mm)

Pilasterin ja seinärakenteen välillä siirtyviä leikkausvoimia tarkasteltiin kaikilla edellä esitetyillä laskentamenetelmillä kohteessa eniten käytetyn kuormansiirtopilasterin (KS1) osalta. Rasmussenin kaava ja palomitoitukseen tarkoitettu kaava voitiin ensimmäisenä sulkea pois mitoitukseen käytettävistä laskentavaihtoehdoista. Rasmussenin kaavasta oli jo johdettu lyhyen vaarnatapin kestävyden laskentaan tarkoitettu kaava ja palomitoituksessa kestävyden osavarmuus on murtorajatilatarkastelua pienempi. CEB

mallinormin, *fib*:n julkaisun ja toimeksiantajan kaavoista saatiin hieman toisistaan poikkeavia tuloksia, johtuen kaavojen edessä olevien kertoimien pienistä eroista. Toimeksiantajan kaavassa kerroin on suurin, jolloin kestävydeksikin saatiin näiden kolmen kaavan vertailussa eniten. Hiltin kaava ja eurokoodin sovellettu kaava antoivat laskennassa hyvin samanlaiset tulokset, vaikka laskenta on erilainen. Kaavat eroavat vaarnatappikaavoista merkittävästi, koska kaavoissa otetaan huomioon myös vanhan ja uuden betonin rajapintaan syntyvä leikkautumista vastustava voima. Laskennassa saadut kestävyudet olivat vaarnatappikaavoista saatuja tuloksia parempia. Kuvassa 12 on tarkasteltu saatuja tuloksia ja tehdyt laskelmat on kokonaisuudessaan esitetty liitteessä 2.

Leikkauskestävyyden tarkastelu:

Rasmussenin kaava

$$V_{Rd1} = 773 \text{ kN}$$

CEB mallinormin kaava lyhyille vaarnoille

$$V_{Rd2} = 501 \text{ kN}$$

Federation Internationale du Betonin kaava

$$V_{Rd3} = 482 \text{ kN}$$

Toimeksiantajan kaava

$$V_{Rd4} = 579 \text{ kN}$$

Palomitoituksen kaava

$$V_{Rd5} = 824 \text{ kN}$$

Hiltin kaava vahvistetulle betonipinnalle

$$V_{Rd6} = 814 \text{ kN}$$

Eurokoodin sovellettu kaava vahvistukselle

$$V_{Rd7} = 831 \text{ kN}$$

Anturan ja seinän vaarnaliitosten sallittu kuorma

$$R_{d,j} := N_{Rd} + V_{Rd4} = 790.2 \text{ kN}$$

Käyttöaste

$$\frac{F_d}{R_{d,j}} = 0.96 < 1.0$$

Kuva 12. Pilasterin ja seinän välisen rajapinnan leikkauskestävyys

Kattoon kiinnitettävät vaarnat

Kattoon kiinnitettävät vaarnat mitoitetaan seinään kiinnitettävien vaarnojen mukaisesti yläpäähän syntyvälle leikkausvoimalle. Mitoituksessa on tarkastettava, että seuraava ehto täyttyy:

$$V_{Ed} \leq R_{d,r}$$

V_{Ed} on epäkeskisyydestä syntyvä leikkausvoima (kN)

$R_{d,r}$ on katon rajapinnan liitosten leikkauskestävyys (kN)

Pilasterin yläpään leikkausvoima saadaan kaavasta:

$$V_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h}$$

jossa

M_{Ed} on epäkeskisyydestä syntyvä momentti, saadaan kaavasta:

$$M_{Ed} = F_d e$$

e on kuorman epäkeskisyyden (mm)

h on pilasterin korkeus (m)

Leikkauskestävyys $R_{d,r}$ saadaan seinään kiinnitettävien vaarnojen mitoituksessa käytettävällä kaavalla. Lisäksi on huomioitava, että kiinnitys kattoon joudutaan tekemään kemiallista ankkurimassaa käyttäen. Käytettäessä vaarnatappikaavaa, on kemiallisen massan leikkauskestävyys varmistettava vielä tuotevalmistajan teknisestä tuoteselosteesta.

Pilasterin raudoitus

Pilasterin mitoituksessa tulee varmistaa, että pilasteriin tuleva raudoitus on riittävä, eikä määrä ylitä sallittua enimmäisraudoitusta. Pilasterin raudoituksessa noudatetaan eurokoodissa EN 1992-1-1 ja sen kansallisessa liitteessä pilarin raudoitukselle annettuja määräyksiä. Pilarille on määritetty pää- ja hakaraudoituksena käytettävien terästen vähimmäiskoot, pääraudoituksen vähimmäis- ja enimmäisalut sekä hakaraudoituksen maksimi jakovälin.

Pilasteriin tulevan raudoitusalan määrittämisessä käytettiin betonirakenteiden suunnitteluohjeessa RIL 202-2011 (96–97) esitettyjä yhteisvaikutusdiagrammeja. Mitoitusdiagrammit on tarkoitettu symmetrisesti raudoitettavan suorakaidepoikkileikkauksen raudoitusalan määrittämiseen. Laskennassa määritetään ensin tehottoman poikkileikkauksen suhde pilasterin

koko poikkileikkaukseen $\frac{d'}{h}$ ja laskennassa käytettävä diagrammi määräytyy sen mukaan. Sen jälkeen määritetään suhteellinen momentti μ ja suhteellinen normaalivoima ν , joiden mukaan taulukosta saadaan raudoitussuhde ω . Kun raudoitussuhde tiedetään, voidaan raudoitusala laskea seuraavasta kaavasta:

$$A_s = \omega b h \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

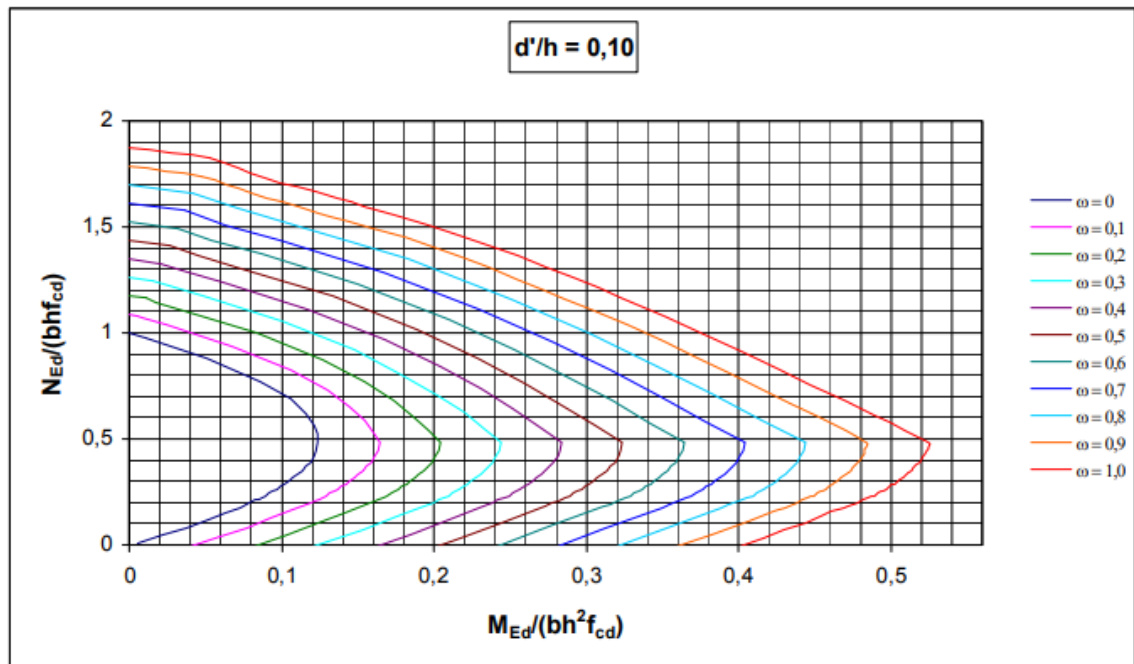
jossa

ω on taulukosta saatava raudoitussuhde

b on lyhyempi sivumitta

h on pidempi sivumitta

Taulukko 4. Yhteisvaikutusdiagrammi (Betoniteollisuus, 15)



Saadun poikkileikkausalan perusteella voidaan määrittää pääraudoitustankojen koko ja määrä, huomioon ottaen eurokoodissa määritetty tangon vähimmäishalkaisija. Halkaisijan tulee olla vähintään 16 mm.

Hakaraudoituksena käytettävän tangon vähimmäishalkaisija saadaan kaavasta:

$$\phi = \max(0,25\phi, 6\text{mm})$$

Eurokoodissa EN 1992-1 (160) määritetty hakojen enimmäisjakoväli saadaan kaavasta:

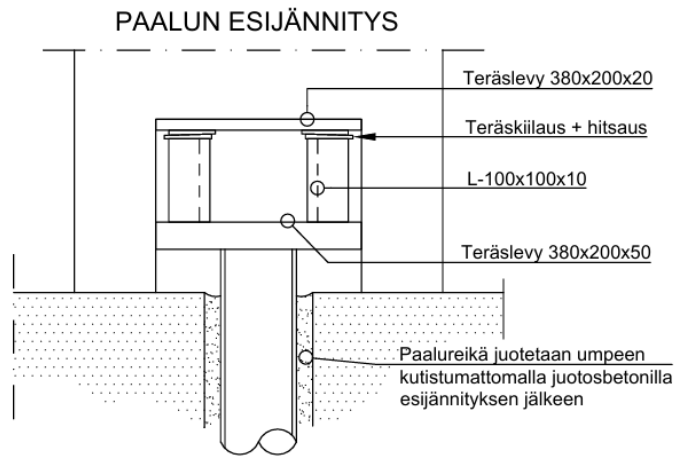
$$S_{cl,max} = \min(15\phi, \min(b, h), 400\text{mm})$$

Poikkileikkauksen osalta, joka on enintään pilarin suuremman poikkileikkausmitan etäisyydellä laatasta tai palkista, enimmäisjakoväliä pienennetään kertoimella 0,6. Pilasterin ala- ja yläosaan hakaraudoitus tulee siis keskiosaa tiheämmin.

Kohteeseen suunnitellut kuormansiirtopilasterit mitoitettiin yllä esitettyjä kaavoja käyttäen. Seinävaarujen mitoitukseen valittiin yksinkertainen vaarnatappikaava. Opinnäytetyön lopussa esitetään perustelut tehdyille valinnalle. Rakennuksiin suunniteltiin yhteensä viisi erilaista hieman toisistaan poikkeavaa kuormansiirtopilasteria, jotka mitoitettiin kaikki erikseen. KS2 suunniteltiin hieman leveämmäksi kuin KS1 ja kiinnitettäväksi kahdelta sivulta sekä sisä- että ulkoseinärakenteeseen. KS3 ulottuu lattialaatan alapuolelle rakennusten pohjoispäädyssä, jossa anturat ovat syvemmillä. KS4 suunniteltiin rakennusten eteläpäädyssä olevien pilarien ympärille rakennettavaksi, jolloin kuormansiirto asettuu kahdelta sivulta pilarin ympärille. KS5 suunniteltiin rakennusten ulkopuolelle niin, että kuormansiirto jää maanpinnan alapuolelle kokonaisuudessaan. Suunnitelmissa yleisimmin esiintyvän pilasterin (KS1) mitoitusta tarkasteltiin kaikilla edellä esitetyillä kaavoilla ja tehdyt laskelmat on esitetty liitteessä 2.

Toteutusvaiheessa ennen kuormien siirtoa puupaaluilta teräspaaluille, teräspaalut esijännitetään. Esijännittämisen tarkoituksena on eliminoida paalujen käytön aikaista kimmoista kokoonpuristumista. Rakennesuunnittelija määrittää urakan toteutusvaiheessa esijännitysvoiman suuruuden, joka tyypillisesti vastaa rakennuksen pitkäaikaiskuormitusta. (Lehtonen 2006, 27.) Kuormansiirtopilasteria valettaessa esijännittämistä varten teräspaalun yläpuolelle jätetään kuvan 13 mukainen aukko, jossa esijännitys tehdään hydraulitunkkia käyttäen. Kuvassa esitetyt teräslevyt toimivat työn aikaisina

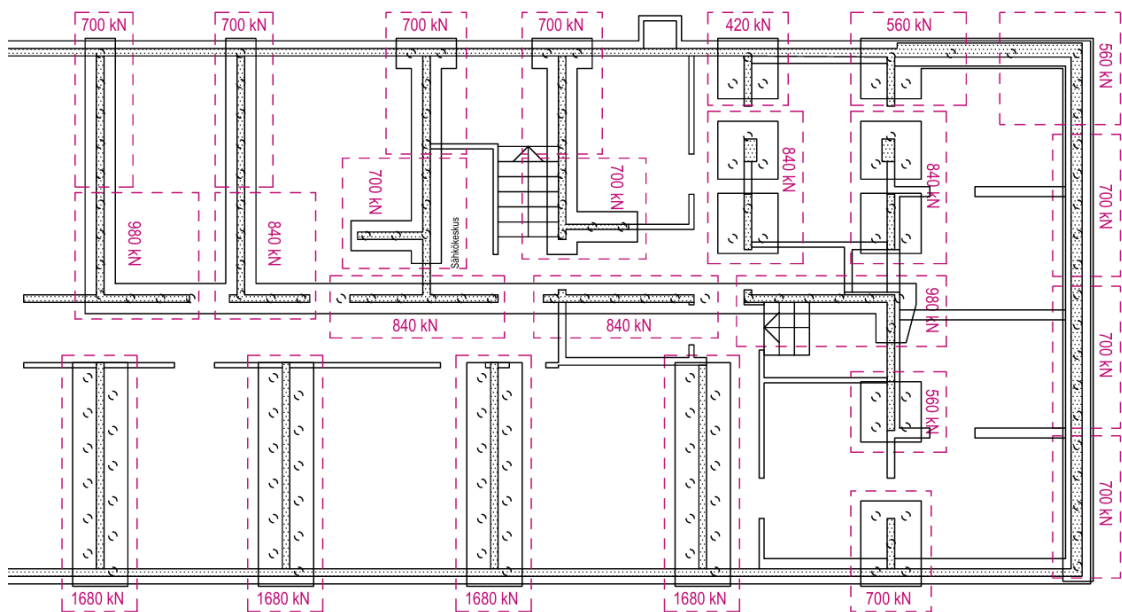
tukina ja jännittämisen jälkeen aukko valetaan umpeen. Teräslevyt on mitoitettu kestäämään niille tuleva jännitys. Mitoitusta ei tarkastella tässä opinnäytetyössä.



Kuva 13. Paalun esijännitys

4.3 Suihkuinjektointikartta ja kuormakaavio

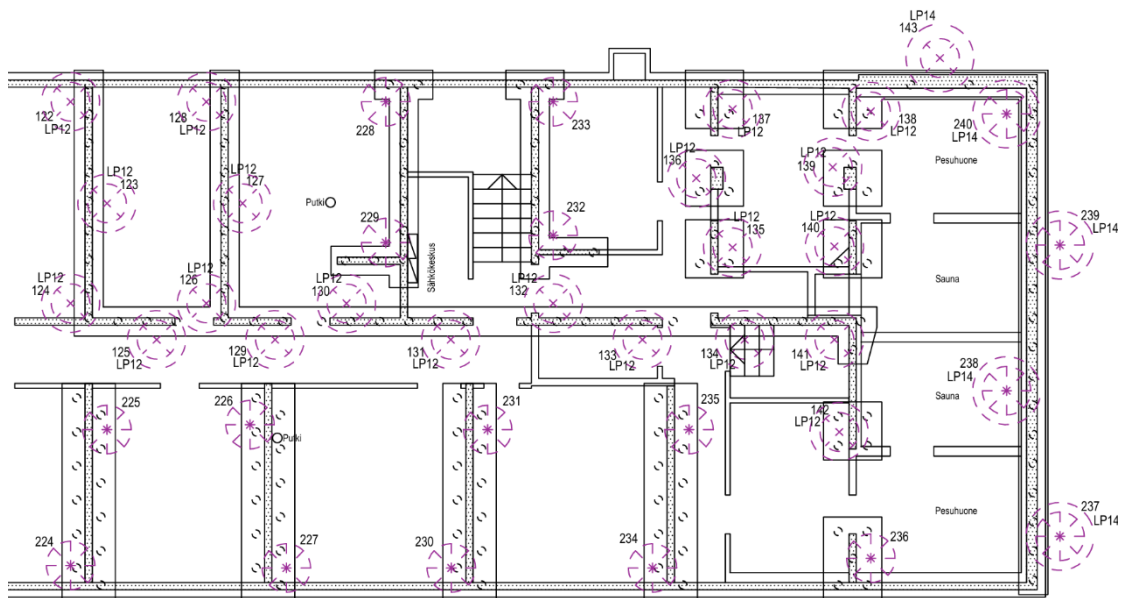
Kuormakaavio on tasopiirustus, jossa esitetään rakennuksesta tulevat mitoituskuormat kaavioittain. Rakennuksen 1 eteläpäädyistä on esitetty kuormakaavio kuvassa 14.



Kuva 14. Kuormakaavio rakennuksen 1 eteläpäädyistä

Suihkuinjektointikarttaan pilarien sijainnit suunniteltiin siten, että työn toteuttaminen kellaritiloissa on mahdollista ja pilarin sallittu kuorma ei ylitä. Pilarien sijoittelussa teräspaalujen tapaan otettiin huomioon kuormien mahdollisimman tasainen välittyminen anturalta suihkuinjektointipilareille. Pilarit pyrittiin mahdollisuuksien mukaan sijoittamaan vuorotellen seinärakenteen molemmin puolin. Rakennuksen 1 eteläpäätyyn sijoitettujen pilarien sijainnit on esitetty suihkuinjektointikartassa kuvassa 15.

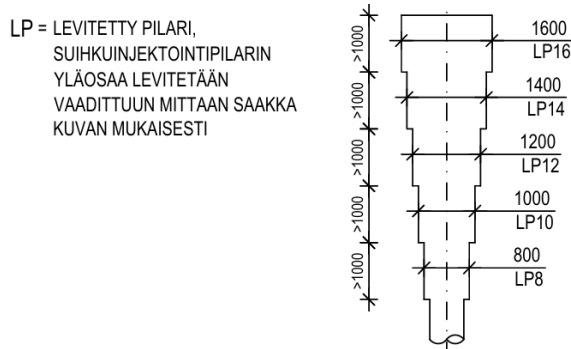
Piirustusten tekstiosiossa kerrotaan yksittäisten pilarien sallitut kuormat 650 kN ja 850 kN sekä suihkuinjektointirakenteelta vaadittava puristuslujuus 5 MPa. Urakan aikana valmiista pilareista otetaan näytteitä laadunvarmistuskokeisiin. Kokeilla varmistetaan, että rakenne saavuttaa suunnitelmissa määritetyn puristuslujuuden.



Kuva 15. Suihkuinjektointikartta rakennuksen 1 eteläpäädyssä

Työvaiheessa pilarien yläosaa voidaan tarvittaessa levittää niin, että pilarin yläosan halkaisijaksi saadaan maksimissaan 1600 mm. Levitys ei vaikuta sallitun kuorman arvoon, mutta voi olla tarpeen esimerkiksi kapeiden anturoiden kohdalla tai seinän ollessa hyvin leveä suhteessa anturan leveyteen. Esimerkkinä kohteessa oleva 600 mm leveä antura, jonka keskellä on 150 mm leveä seinä, jolloin anturan reunan etäisyys seinästä on vain noin 225 mm.

Suihkuinjektointin toteutuksen minimietäisyys seinästä on 300 mm, jolloin 800 mm leveä pilari ulottuu vain noin 325 mm anturan alle. Levittämällä pilarin yläosaa leveyteen 1400 mm, ulottuu pilari noin 525 mm anturan alle ja kokonaisuudessaan seinärakenteen alle. Levityksen periaate ja levitettyjen pilarien numerointi (LP) on esitetty kuvassa 16.



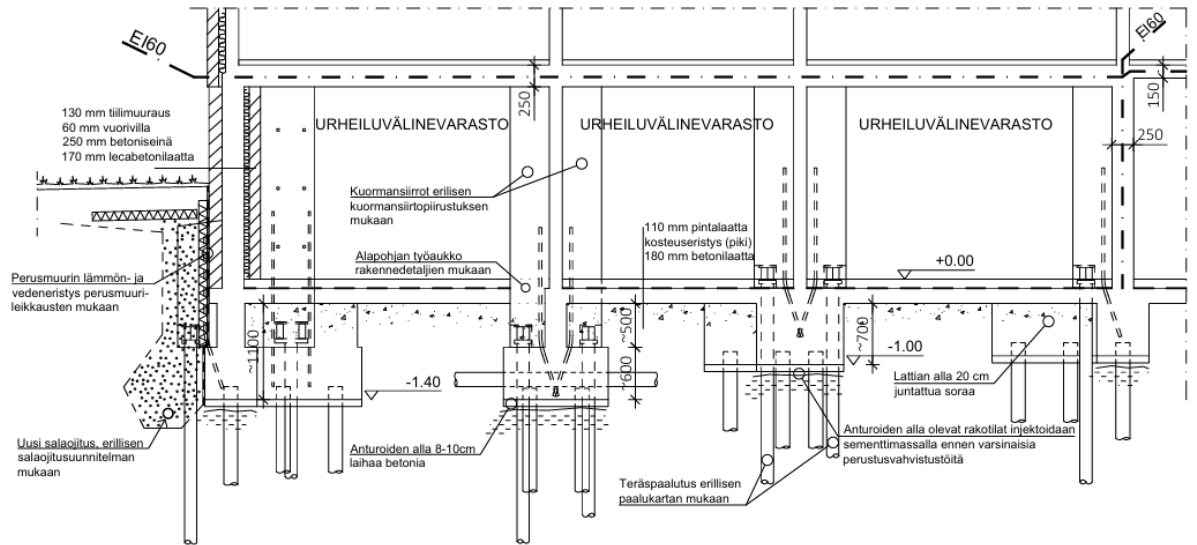
Kuva 16. Suihkuinjektointipilarin levitys

4.4 Rakenneleikkaukset

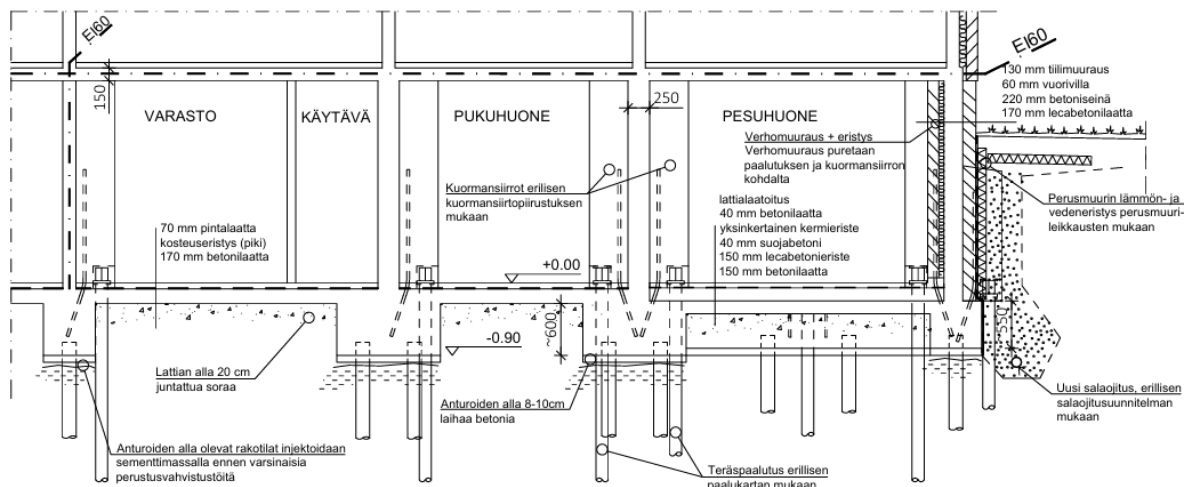
Rakenneleikkaukset tehtiin vanhojen arkistosta saatujen rakennepiirustusten ja tehtyjen koekuoppatutkimusten pohjalta. Leikkauspiirustuksissa esitetään yleisimmät rakenteet sekä niistä selkeästi poikkeavat rakenteet, jotka urakoitsijan tulee ottaa huomioon työn suorittamisessa. Molempien vahvistusmenetelmien osalta leikkaukset tehtiin samoista kohdin rakennuksia, erona ainoastaan vahvistamistavan mukaiset uudet rakenteet.

Vanhoista piirustuksista nähtiin, että molemmissa rakennuksissa alapohjalaatta on suurelta osin valettu suoraan anturan päälle. Rakennusten pohjoispäädystä anturat sijaitsevat paikoin syvemmällä ja anturan päällä on seinämäinen rakenne, jonka päälle laatta tukeutuu. Vanhojen piirustusten välillä havaittiin anturoiden syvyyksissä joitain ristiriitaisuuksia. Myös koekuoppatutkimuksista saadut tiedot rakenteiden todellisista mitoista poikkesivat vanhoissa suunnitelmissa esitetyistä arvoista. Suunnittelussa otettiin huomioon epäedullisin vaihtoehto, jossa antura ei ole suoraan laattarakenteen alla. Anturan syvämpi sijainti aiheuttaa urakoitsijalle lisätyötä, mikä puolestaan

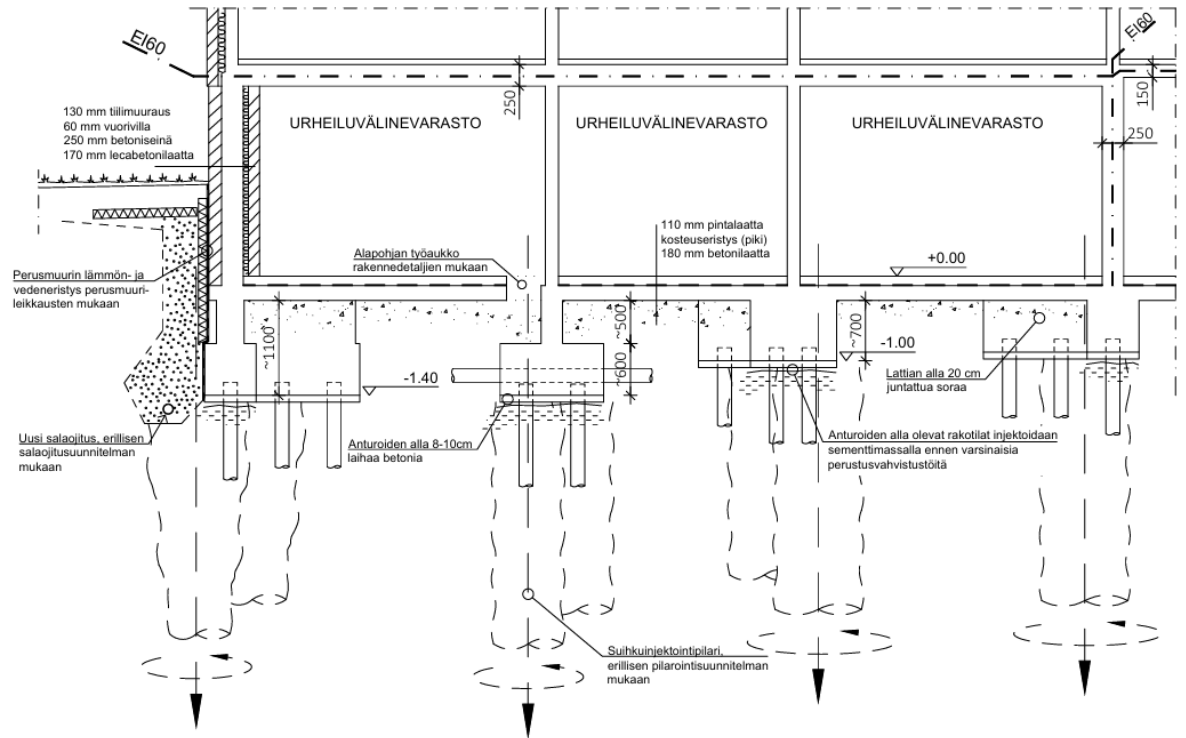
kasvattaa hankkeen kustannuksia. Rakennuksesta 1 tehdyt pituussuuntaiset rakenneleikkaukset molemmilla vahvistamistavoilla esitetään kuvissa 17–20.



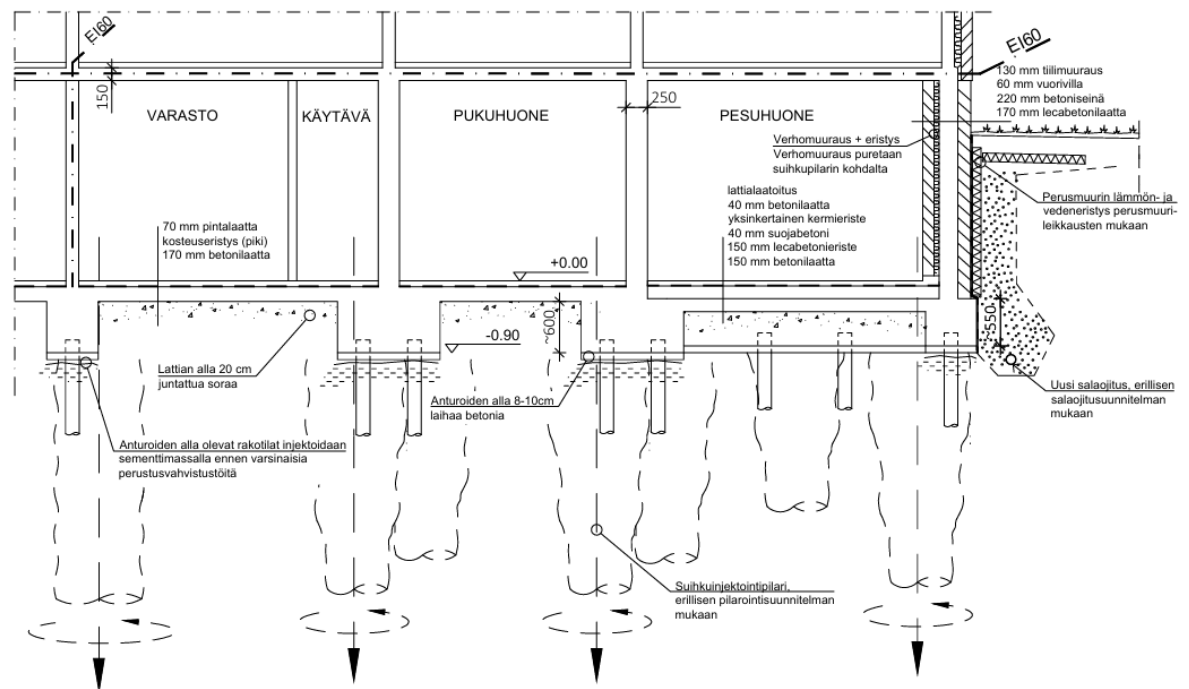
Kuva 17. Teräspaaluksen rakenneleikkaus rakennuksen 1 pohjoispäädystä



Kuva 18. Teräspaaluksen rakenneleikkaus rakennuksen 1 eteläpäädystä



Kuva 19. Suihkuinjektioinnin rakenneleikkaus rakennuksen 1 pohjoispäädystä



Kuva 20. Suihkuinjektioinnin rakenneleikkaus rakennuksen 1 eteläpäädystä

4.5 Kellarin purku- ja muutostyöt

Vahvistusrakassa voidaan joutua tekemään melko laajojakin purku- ja muutostöitä, jotta koneet mahtuvat liikkumaan kellaritiloissa ja uudet vahvistusrakenteet saadaan asennettua suunnitellusti. Suunnitteluvaiheessa tarkastellaan yleensä myös, onko tilojen käyttötarkoituksia tarpeen muuttaa ja arvioidaan mahdollisia talotekniikan korjaus- tai uusimistarpeita. Kantaviin rakenteisiin tehtävistä purku- ja muutostöistä vastaa rakennesuunnittelija.

Vahvistusrakan yhteydessä suunniteltiin rakennuksen 3 vanhojen sauna- ja pesutilojen muuttamista harrastetila käyttöön. Lisäksi rakennuksen 1 pohjaviemärissä ilmenneiden ongelmien ja molemmissa rakennuksissa teetettyjen viemärikuvausten perusteella viemärien uusiminen katsottiin tarpeelliseksi. Muita rakenteisiin tehtäviä purku- ja muutostöitä aiheuttavat muun muassa osittain oviaukon kohdalle suunnittelussa sijoittuneet kuormansiirtorakenteet ja kantavien rakenteiden saavutettavuuden takia rakenteisiin tehtävät työaukot.

5 Suunnittelutyön asiakirjat

5.1 Rakennusluvan liitteet

Haettaessa rakennuslupaa rakennusten kellaritiloihin suunnitelluille muutostöille, toimitettiin lupahakemuksen liitteinä lausunto suunnitelluista korjaustoimenpiteistä sekä geo- että rakennesuunnittelun osalta. Geoteknisen suunnittelun lausunnossa kerrottiin maaperätutkimusten tuloksista ja korjaustoimenpiteen vähäisistä vaikutuksista alueen pohja- ja orsivesiolosuhteisiin. Rakennesuunnittelun lausunnossa kuvattiin korjausmenetelmän toteutustapa ja kuormien siirtyminen olemassa olevilta rakenteilta uusille.

Lisäksi rakennesuunnitteluun liittyen toimitettiin purkujäteilmoitus, jossa arviointiin purettavista rakenteista syntyvien jätteen määrä ja asiakirja, jossa esitettiin suunnittelun ja toteutuksen perusteet. Kosteudenhallintaselvitys sisältyi myös toimitettuihin liitteisiin osana geoteknistä suunnittelua.

5.2 Työselostus

Työselostus on hankekohtainen asiakirja, joka yhdessä piirustusten ja muiden asiakirjojen kanssa kuvaa rakennuskohteessa tehtävät työt ja niiden laajuuden. Työselostus toimii ohjeistuksena työn suorittamiselle ja siinä esitetään laadulliset ominaisuudet, työtekniset vaatimukset, työmenetelmät ja työvaiheet.

Aiemmasta poiketen hankkeessa tehtiin yhteinen työselostus geo- ja rakenneteknisen suunnittelun osalta. Molempien rakentamisen osa-alojen työselosteisiin on aiemmin sisältynyt tietyissä osissa päällekkäisyyksiä. Asiakirjan selkeyden parantamiseksi, päätettiin laatia yhdistetty työselostus, jonka mahdollisti suunnittelijoiden jatkuva ja tiivis yhteistyö.

6 Yhteenveto ja johtopäätökset

Opinnäytetyön tavoitteena oli tuottaa vahvistusurakan geo- ja rakennetekniset suunnitelmat. Tavoitteeseen päästiin ja toteutuskelpoiset vahvistussuunnitelmat teräspaalutukselle ja suihkuinjektioinnille saatiin valmiiksi ennen opinnäytetyön valmistumista. Vahvistusurakan suunnittelutyön laajuuden vuoksi opinnäytetyön ulkopuolelle jätettiin kokonaan tai osittain joitain suunnitteluun sisältyviä osa-alueita, kuten suihkuinjektointipilarin mitoitus ja rakennusten kuivatussuunnittelu.

Kuormansiirtopilasterin mitoitus osoittautui työn haastavimmaksi osaksi, koska eurokoodeissa ja niiden kansallisissa liitteissä ei esitetä kaavoja sen kaikkiin mitoituksen osa-alueisiin. Haaste havaittiin työn edetessä, jolloin lähdettiin selvittämään mitoitukseen parhaiten soveltuvaa laskentamenetelmää.

Eurokoodeissa esitettyä tietoa voitiin jossain määrin laskennassa soveltaa, mutta kuormansiirtopilasterin ja seinärakenteen välisten liitosten tarkastelussa vertailtiin muista lähteistä saatuja kaavoja. Vertailulaskelmien avulla tehtiin erilaisia päätelmiä ja valittiin mitoitukseen sopiva kaava. Aiemmin toimeksiantajan käytössä olleen kaavan alkuperää ei saatu selville, mutta tehdyn vertailun perusteella kaava valittiin mitoitukseen parhaiten sopivaksi. Kaavalla saatiin lyhyiden vaarnatappikaavojen vertailussa suurin kestävyys, mutta rajapintaan syntyvän kitkan ja koheesion huomioon ottavilla kaavoilla päästiin vielä parempiin tuloksiin, mikä osaltaan vaikutti tehtyyn valintaan.

Eurokoodissa esitetty kaava eri aikaan valettujen betonien rajapinnan leikkauskestävyydelle haluttiin ottaa vertailuun mukaan, koska kaava oli ainut eurokoodissa esitetyistä kaavoista, joka soveltui vertailussa käytettäväksi. Redusoimalla teräksen myötölujuutta saatiin lähes sama tulos kuin Hiltin menetelmällä, joka huomioi muita kaavoja enemmän lujuuteen vaikuttavia tekijöitä. Vaarnan tehollista tartuntamatkaa pidennettäessä eurokoodin kaavalla saatu kestävyys kasvoi huomattavasti enemmän suhteessa Hiltin menetelmästä saatuihin tuloksiin. Hiltin menetelmän ottaessa useita lujuuteen vaikuttavia tekijöitä huomioon, voitiin siitä saadun tuloksen päätellä vastaavaan parhaiten

todellisuutta silloin kun vanhan rakenteen betonipinta on työstetty huolellisesti. Vahvistusurakassa pilastereita valetaan kymmenittäin ja huolellinen betonipinnan työstö vie aikaa, joten voimien laskennallinen siirto rakenteelta toiselle haluttiin saavuttaa pelkkien vaarujen välityksellä. Rajapintaan syntyy jossain määrin joka tapauksessa leikkautumista vastustavia voimia, joten todellinen kestävyys on parempi kuin pienin vaarnatappikaavoilla saatu tulos. Laskennassa aiemmin käytettyä kaavaa voitiin siis tulosten perusteella pitää luotettavana ja mitoitukseen soveltuvana.

Työn tavoitteena oli myös päivittää toimeksiantajan käytössä olleet laskennan työkalut vastaamaan tämän päivän määräyksiä. Opinnäytetyössä selvitettiin kuormansiirtopilasterin mitoitusta koskevat uusimmissa eurokoodeissa ja niiden kansallisissa liitteissä esitetyt määräykset ja suositukset. Selvitetyt tiedot sisällytettiin uusiin laskentapohjiin.

Opinnäytetyö osoitti hyvin korjaussuunnittelun vaativuuden ja sen, miten paljon eri asioita suunnittelussa tulee ottaa huomioon. Suunnittelutyön edetessä rakennesuunnitelmiin tehtiin useita muutoksia, joita alussa ei osattu huomioida. Esimerkiksi rakennukseen 1 sijoitettiin ensin vahvistusrakenteet niin, että sauna- ja pesutilat tultaisiin säilyttämään. Pian kuitenkin selvisi, että pesutiloista pukuhuoneisiin asti ulottuva lattialämmitysputkisto tulisi vahvistusurakassa joka tapauksessa rikkoutumaan, eikä pesutilojen säilyttäminen olisi mahdollista.

Opinnäytetyön yhteydessä suunnitelmille laadittiin aiemmasta käytännöstä poiketen yhteinen geo- ja rakennetekninen työselostus. Laadittua raporttipohjaa voidaan hyödyntää vastaavanlaisissa hankkeissa tulevaisuudessakin.

Ennen opinnäytetyön valmistumista vahvistusurakkaa ei ehditty kilpailuttaa. Maaperätutkimuksista saatujen tulosten ja suunnittelutyön aikana tehtyjen havaintojen perusteella suihkuinjektointimenetelmä arvioitiin todennäköisemmäksi toteutusvaihtoehdoksi.

Lähteet

Betoniteollisuus. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 5. Pilarit. https://www.eurocodes.fi/wp-content/uploads/1992/sahkoinen1992/Leaflet_5_Pilarit.pdf

Datu+ – Database on Turku Underpinning and Energy Pile Projects. <https://www.turkuamk.fi/projekti/datu-database-on-turku-underpinning-and-energy-pile-projects/>

Federation Internationale du Beton (*fib*). 2008. Structural connections for precast concrete buildings. Guide to good practice. Bulletin 43. https://www.afgc.asso.fr/app/uploads/2010/07/fib_Bull43_NMG.pdf

Geo-Master Oy. 2006. Raportti perustusrakenteiden toimivuudesta. Yksityinen asiakirja.

Hilti. Strengthening and rehabilitation with concrete overlays for bridges, tunnels and civil structures. Structural principles and design for redundant systems. <https://files-ask.hilti.com/original/ju/juhaxyhx6i.pdf>

Jääskeläinen, R. 2014. Geotekniikan perusteet. 4., uudistettu painos. Tampere: Tammertekniikka / Amk-Kustannus Oy.

Jääskeläinen, R. 2016. Pohjarakennuksen perusteet. 4., uudistettu painos. Tampere: Tammertekniikka / Amk-Kustannus Oy.

Lauttalammi, A.; Lehtonen, J. & Laine, K. 2005. Talojen korjausrakentaminen – johdatus perusteisiin. Turun ammattikorkeakoulun oppimateriaaleja 23. Turku: Turun ammattikorkeakoulu.

Lehtonen, J. 2006. Perustusten vahvistaminen. Näkymätöntä korjaustyötä. Turun ammattikorkeakoulun oppimateriaaleja 34. Turku: Turun ammattikorkeakoulu.

Leskelä, M. V. 2008. By 210: Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.

Lukkaroinen Arkkitehdit Oy. 2025. Matterport 3D kuvaus. Turku.

Mäkiö, E. 2003. Pientalon perustusten korjaus. Museoviraston korjauskortisto. Helsinki: Museovirasto.

Nykyri, P. 2015. By 211: Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2. 2014. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.

RIL 201-1-2017. 2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörin Liitto RIL ry.

RIL 202-2011. 2011. Betonirakenteiden suunnitteluohje. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörin Liitto RIL ry.

RIL 207-2017. 2017. Geotekninen suunnittelu. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörin Liitto RIL ry.

RIL 254-2016. 2016. Paalutusohje 2016 PO-2016. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörin Liitto RIL ry.

SFS-EN 1990. 2006. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry.

SFS-EN 1990 Kansallinen liite. 2019. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Kantavien rakenteiden suunnitteluperusteet. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Helsinki: Ympäristöministeriö.

SFS-EN 1992-1-1. 2015. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry.

SFS-EN 1992-1-1 Kansallinen liite. 2019. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Rakenteiden palomitoitus. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Helsinki: Ympäristöministeriö.

SFS-EN 1992-1-2. 2015. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–2: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry.

SFS-EN 1992-4. 2018. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 4: Betonirakenteissa käytettävien kiinnikkeiden suunnittelu. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry.

SFS-EN 1993-1-1. 2005. Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry.

SFS-EN 1997-1. 2014. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry.

SFS-EN 1997-1 Kansallinen liite. 2018. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Pohjarakenteiden suunnittelu. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Helsinki: Ympäristöministeriö.

SSAB. PileCalc -mitoitusohjelma. <https://apps.ssab.com/PileCalc>

Suihkuinjektointiohje. 2018. Liikenneviraston ohjeita. Helsinki: Liikennevirasto.

Suikka, A. 2015. *Fib* – Betonirakenteiden Kansainvälinen organisaatio. https://betoni.com/lehti/wp-content/uploads/sites/4/2015/03/BET1501_76-79.pdf

Teräspaalun kestävyys

Teräspaalun RD140/8/b S460MH kestävyys

Paalun teräslaji S460MH	$f_{yk} := 460 \text{ MPa}$
Teräksen osavarmuusluku	$\gamma_{M0} := 1.0$
Teräksen mitoituslujuuden arvo	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 460 \text{ MPa}$
Teräksen kimmomoduuli	$E_s := 210 \text{ GPa}$
Putken halkaisija	$d := 140 \text{ mm}$
Putken seinämäpaksuus	$t := 8 \text{ mm}$
Korroosiovara	$t_{korroosio} := 3.3 \text{ mm}$
Putken hyödyllinen halkaisija	$d_{eff} := d - 2 \cdot t_{korroosio} = 133.4 \text{ mm}$
Putken sisähalkaisija	$d_c := d - 2 \cdot t = 124 \text{ mm}$
Putken hyödyllinen seinämäpaksuus	$t_{eff} := t - t_{korroosio} = 4.7 \text{ mm}$
Paalun poikkileikkausluokkaan vaikuttava kerroin	$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{\frac{f_{yk}}{\text{MPa}}}} = 0.7$
Putkiprofiilin poikkileikkausluokka (SFS EN 1993-1-1, 47)	$PL := \left(\begin{array}{l} \text{if } \frac{d_{eff}}{t_{eff}} \leq 50 \cdot \varepsilon^2 \\ \parallel 1 \\ \text{also if } 50 \cdot \varepsilon^2 \leq \frac{d_{eff}}{t_{eff}} \leq 70 \cdot \varepsilon^2 \\ \parallel 2 \\ \text{also if } 70 \cdot \varepsilon \leq \frac{d_{eff}}{t_{eff}} \leq 90 \cdot \varepsilon^2 \\ \parallel 3 \end{array} \right) = 2$
Teräspotken taivutusvastus	$W := \frac{\pi \cdot (d_{eff}^4 - d_c^4)}{32 \cdot d_{eff}} = 59067.2 \text{ mm}^3$
Paalun teräksen poikkileikkauspinta-ala	$A_s := \frac{\pi \cdot (d_{eff}^2 - d_c^2)}{4} = 1900.3 \text{ mm}^2$
Teräspotken jäyhyysmomentti	$I_s := \frac{\pi \cdot (d_{eff}^4 - d_c^4)}{64} = 3939782 \text{ mm}^4$
Paalun puristuskestävyys	$F_{c,u} := A_s \cdot f_{yd} = 874.1 \text{ kN}$

Muotokerroin poikkileikkausluokassa 2	$\eta := 1.2$
Paalun taivutuskestävyys	$M_u := \eta \cdot W \cdot f_{yd} = 32.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Maaperän tiedot:	
Saven leikkauslujuus	$c_{uk} := 25 \text{ kPa}$
Maan kestävyden osavarmuusluku	$\gamma_{Re} := 1.5$
Alustaluvun kerroin	$A_k := 50$
Maan alustaluvun mitoitusarvo	$k_s := A_k \cdot \frac{c_{uk}}{d_{eff}} = 9370.3 \frac{\text{kPa}}{\text{m}}$
Sivuvastuksen ääriarvon kerroin	$B_k := 6$
Maan sivuvastuksen mitoitusarvo	$p_m := B_k \cdot \frac{c_{uk}}{\gamma_{Re}} = 100 \text{ kPa}$
Paalun nurjahdusmurtokestävyys:	
Paalun kriittinen nurjahduspituus	$L_{cr} := \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{E_s \cdot I_s}{k_s \cdot d_{eff}}} = 2.8 \text{ m}$
Paalun geometrinen alkutaipuma	$\delta_g := \frac{L_{cr}}{950} = 3 \text{ mm}$
Geometrisen alkutaipuman kaarevuussäde	$R := 300 \text{ m}$ Asetetaan geometrinen alkutaipuma tai siitä aiheutuva kaarevuussäde
Paalun geometrinen alkutaipuma	$\delta_g := \frac{L_{cr}^2}{8 \cdot R} = 3 \text{ mm}$ Kaarevuussädettä käytettäessä alkutaipuma (RIL 254-2016, 107)
Fiktiivinen alkutaipuma	$\delta_f := 0.0013 \cdot L_{cr} = 3.7 \text{ mm}$
Paalun alkutaipuma	$\delta_0 := \delta_g + \delta_f = 7 \text{ mm}$
Suoran paalun nurjahdusmurtokestävyys	$F_{cr} := 2 \cdot \sqrt{k_s \cdot d_{eff} \cdot E_s \cdot I_s} = 2033.9 \text{ kN}$
<u>Taipuneen paalun nurjahdusmurtokestävyys maan murtuessa</u>	$F_{d,s} := \frac{F_{cr}}{1 + \frac{k_s \cdot \delta_g}{p_m}} = 1548 \text{ kN}$
Laskennan aputermit B ja C	$B := F_{cr} + F_{c,u} + 0.5 \cdot F_{cr} \cdot \delta_0 \cdot \left(\frac{F_{c,u}}{M_u} \right) = 3099.7 \text{ kN}$ $C := F_{cr} \cdot F_{c,u} = 1.8 \text{ MN}^2$
<u>Paalun taivutusmurtokestävyys</u>	$F_{d,p} := \frac{B}{2} - \sqrt{\frac{B^2}{4} - C} = 760 \text{ kN}$
Paalun rakenteellinen kestävyys	$R_d := \min(F_{d,s}, F_{d,p}) = 760 \text{ kN}$

Kuormansiirtopilasterin (KS1) mitoitus

Kuormansiirtopilasterin mitoitus

Luokat ja materiaaliosavarmuusluvut

Seuraamusluokka	CC2	Keskisuuret seuraamukset (EN 1990)
Toteutusluokka	2	CC2 --> Toteutusluokka väh. 2 (RakMK Betonirakenteet)
Toleranssiluokka	1	Mittapoikkeamien normaalitoleranssi (EN 13670)
Betonin osavarmuusluku	$\gamma_c := 1.5$	(EN 1992-1-1)
Teräksen osavarmuusluku	$\gamma_s := 1.15$	(EN 1992-1-1)
Kerroin	$\alpha_{cc} := 0.85$	Huomioi betonin lujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät. (RakMK Betonirakenteet)

Materiaaliosavarmuuslukuja voidaan pienentää vain toteutusluokan ollessa 3 ja toleranssiluokan ollessa 2, jolloin myös betonin laadunvalvonta on varmennettu. Pienennetyt kertoimet: $\gamma_c = 1.35$ ja $\gamma_s = 1.1$

Betonin tiedot

Betonirakenteen vanha lujuusluokka	K30
Betonirakenteen nykyinen lujuusluokka	C25/30 Vanhaa lujuusluokkaa vastaava luokka
Betonin puristuslujuuden ominaisarvo	$f_{ck} := 25 \text{ MPa}$
Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14.2 \text{ MPa}$
Betonin keskimääräinen vetolujuus	$f_{ctm} := 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \text{ MPa} = 2.6 \text{ MPa}$
Betonin vetolujuuden ominaisarvo 5% fraktiili	$f_{ctk} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.8 \text{ MPa} < C50/60 \text{ (EN 1992-1-1)}$
Kerroin	$\alpha_{ct} := 1$ Suositusarvo 1 (EN 1992-1-1)
Betonin vetolujuuden mitoitusarvo	$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1.2 \text{ MPa}$

Teräksen tiedot

Teräksen myötölujuus B500B	$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$
Teräksen mitoituslujuus	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \text{ MPa}$
Suojabetonin paksuus	$c_{nom} := 20 \text{ mm}$ Rasitusluokka XC1, kuiva tai pysyvästi märkä (EN 1992-1-1)

Pilasterin mitat

Pilasterin syvyys

$$a := 450 \text{ mm}$$

Pilasterin leveys

$$b := 500 \text{ mm}$$

Pilasterin korkeus

$$h := 2300 \text{ mm}$$

Kuomat

Paalun mitoituskuorma

$$F_d := 760 \text{ kN}$$

Paalun etäisyys seinästä

$$e := 300 \text{ mm}$$

Anturan ripustusankkuri

Ripustusankkurin halkaisija

$$\phi_f := 25 \text{ mm}$$

Ankkurin poikkileikkauksen pinta-ala

$$A_{s,f} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_f}{2}\right)^2 = 490.9 \text{ mm}^2$$

Teräksen vetolujuuden mitoitusarvo

$$f_{td} := A_{s,f} \cdot f_{yd} = 213.4 \text{ kN}$$

Ankkurointipituus

$$l_b := 500 \text{ mm}$$

Tartuntaolosuhteista riippuva kerroin

$$\eta_1 := 1 \quad \text{Hyvät tartuntaolosuhteet} = 1, \text{ muissa} = 0,7$$

Tankopaksuudesta riippuva kerroin

$$\eta_2 := \begin{cases} 1 & \text{if } \phi_f \leq 32 \text{ mm} \\ \frac{(132 - \phi_f)}{100} & \text{also if } \phi_f > 32 \text{ mm} \end{cases} = 1$$

Betonin tartuntalujuuden mitoitusarvo

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.7 \text{ MPa}$$

Ankkurin kestävyys

$$N_{Rd,f} := f_{bd} \cdot \frac{l_b}{0.25 \cdot \phi_f} \cdot A_{s,f} = 105.8 \text{ kN}$$

Ankkurien määrä

$$n_f := 2$$

Ankkurien kokonaiskestävyys

$$N_{Rd} := \min(f_{td}, n_f \cdot N_{Rd,f}) = 211.5 \text{ kN}$$

Tangon vähimmäispituus pilasterissa

$$l_{bd} := 0.25 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \cdot \phi_f = 1009 \text{ mm}$$

Ankkuroimatta oleva voima

$$F_{d,j} := F_d - N_{Rd} = 548.5 \text{ kN}$$

Seinän vaarnat

Seinävaarnan halkaisija

$$\phi_w := 32 \text{ mm}$$

Seinävaarnojen kokonaismäärä

$$n_w := 6$$

Rasmussenin (1962) kaava (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, by 210, 2008, 283):

Betonin kuutiolujuus

$$f_{ck.cube} := 30 \text{ MPa}$$

Vaarnaliitoksen leikkauskestävyys

$$V_{sd.Rd1} := 1.35 \cdot \phi_w^2 \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot \frac{f_{ck.cube}}{\gamma_c}} = 128.9 \text{ kN}$$

Vaarnaliitosten kokonaiskestävyys

$$V_{Rd1} := n_w \cdot V_{sd.Rd1} = 773.5 \text{ kN}$$

Lyhyille tapeille Rasmussenin kaavasta johdettu CEB mallinormin kaava (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, by 210, 2008, 284):

Liitoksen osavarmuusluku

$$\gamma_V := 1.25$$

Vaarnaliitoksen leikkauskestävyys

$$V_{sd.Rd2} := \frac{1.3}{\gamma_V} \cdot \phi_w^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} = 83.6 \text{ kN}$$

Vaarnaliitosten kokonaiskestävyys

$$V_{Rd2} := n_w \cdot V_{sd.Rd2} = 501.5 \text{ kN}$$

Elementtirakenteiden vaarnaliitosten kaava (Structural connections for precast concrete buildings, Fededation Internationale du Beton, 2008, 206):

Kerroin

$$\alpha_0 := 1.0$$

Vaarnaliitoksen leikkauskestävyys

$$V_{sd.Rd3} := 1.0 \cdot \phi_w^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} = 80.4 \text{ kN}$$

Vaarnaliitosten kokonaiskestävyys

$$V_{Rd3} := n_w \cdot V_{sd.Rd3} = 482.2 \text{ kN}$$

Toimeksiantajan käyttämä vaarnatappikaava:

Vaarnaliitoksen leikkauskestävyys

$$V_{sd.Rd4} := 1.2 \cdot \phi_w^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} = 96.4 \text{ kN}$$

Vaarnaliitosten kokonaiskestävyys

$$V_{Rd4} := n_w \cdot V_{sd.Rd4} = 578.6 \text{ kN}$$

Tappiliitoksen leikkauskestävyys onnettomuustilanteessa (Betoninormikortti 23EC, 2022, 22):

Osavarmuusluku onnettomuuskuormille

$$\gamma_{M,fi} := 1.0$$

$$V_{sd.Rd5} := \frac{1.2 \cdot \phi_w^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}}}{\gamma_{M.fi}} = 137.4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd5} := n_w \cdot V_{sd.Rd5} = 824.3 \text{ kN}$$

Hiltin kaava (Strengthening and rehabilitation with concrete overlays for bridges, tunnels and civil structures, 2018):

$$A_{s,w} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_w}{2}\right)^2 = 804.2 \text{ mm}^2$$

$$A_s := n_w \cdot A_{s,w} = 4825.5 \text{ mm}^2$$

$$A_i := h \cdot b = 1150000 \text{ mm}^2$$

$$\rho := \frac{A_s}{A_i} = 0.004$$

$$\rho > \rho_{min} := 0.12 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0.001 > 0.0005$$

$$h_{ef} := 200 \text{ mm}$$

$$l_{emb} := h_{ef} = 200 \text{ mm}$$

$$s := (b - 2 \cdot \phi_w) \cdot 0.5 = 218 \text{ mm}$$

$$c := 0.5 \cdot s = 109 \text{ mm}$$

Liitoksen murtumistavat pienimmän teräsännityksen määrittämiseen (EN 1992-4)

$$\text{Tuotekohtainen hyväksytyt osavarmuusluku} \quad \gamma_{inst} := 1$$

$$\text{Kartiomurron osavarmuusluku} \quad \gamma_{Mc} := \gamma_c \cdot \gamma_{inst} = 1.5$$

$$\text{Yhdistetyn ulosveto- ja betonimurron osavarmuusluku} \quad \gamma_{Mp} := \gamma_{Mc} = 1.5$$

$$\text{Teräsmurron osavarmuusluku} \quad \gamma_{Ms} := 1.4$$

Betonin kartiomurtokestävyys

$$k_1 := 7.7 \quad \text{Halkeillut betoni (halkeilemattomalle = 11)}$$

$$N_{Rk.c} := k_1 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \left(\frac{h_{ef}}{\text{mm}}\right)^{1.5} \text{ MPa} \cdot \text{mm}^2 = 108.9 \text{ kN}$$

$$N_{Rd.c} := \frac{N_{Rk.c}}{\gamma_{Mc}} = 72.6 \text{ kN}$$

Kemiallisen ankkurin ulosvetomurto ja betonimurtokestävyys

Kemiallisen ankkurin lujuus

$$\tau_{Rk.cr} := 7 \text{ MPa}$$

*HIT-HY 200 A V3,
halkeillut kuiva betoni 24C° /40C°*

Halkeilemattoman betonin sidoslujus

$$\tau_{Rk.ucr} := 14 \text{ MPa}$$

Yksittäisen ankkurin ulosveto- ja betonimurtokestävyys

$$N_{0Rk.p} := \tau_{Rk.cr} \cdot \pi \cdot \phi_w \cdot h_{ef} = 140.7 \text{ kN}$$

Ankkureiden välin ominaisarvo

$$s_{cr.Np} := \min \left(7.3 \cdot \phi_w \cdot \sqrt{\frac{\tau_{Rk.ucr}}{\text{MPa}}}, 3 \cdot h_{ef} \right) = 600 \text{ mm}$$

Ankkurin reunaetäisyyden ominaisarvo

$$c_{cr.Np} := \frac{s_{cr.Np}}{2} = 300 \text{ mm}$$

Yksittäisen ankkurin referenssivaikutusala

$$A_{0p.N} := s_{cr.Np} \cdot c_{cr.Np} = 180000 \text{ mm}^2$$

Todellinen tartunnan vaikutusala

$$A_{p.N} := \left(\min(s, s_{cr.Np}) \right)^2 = 47524 \text{ mm}^2$$

Betonin reunan häiriöt huomioiva kerroin

$$\psi_{s.Np} := 0.7 + 0.3 \cdot \left(\frac{c}{c_{cr.Np}} \right) = 0.81$$

Ulosveto- ja betonimurtokestävyysmitoitussarvo

$$N_{Rd.p} := \frac{N_{0Rk.p} \cdot \frac{A_{p.N}}{A_{0p.N}} \cdot \psi_{s.Np}}{\gamma_{Mp}} = 20 \text{ kN}$$

Teräksen vetomurtokestävyys

Teräksen murtolujuus

$$f_{uk} := 550 \text{ MPa}$$

Teräsmurtokestävyys

$$N_{Rk.s} := f_{uk} \cdot A_{s.w} = 442.3 \text{ kN}$$

Teräsmurron mitoitussarvo

$$N_{Rd.s} := \frac{N_{Rk.s}}{\gamma_{Ms}} = 316 \text{ kN}$$

Pienin liitoksen teräsännitys

$$\sigma_A := \frac{\min(N_{Rd.c}, N_{Rd.p}, N_{Rd.s})}{A_{s.w}} = 24.9 \text{ MPa}$$

Tehollinen jännitys vaarnassa

$$\sigma_s := \frac{\sigma_A}{0.8} = 31.1 \text{ MPa}$$

Suhteellinen jännitys

$$\sigma_c := \rho \cdot \sigma_s = 130.7 \text{ kPa}$$

Alhaisin rajapinnassa vaikuttava puristus

$$\sigma_n := 0 \text{ MPa}$$

Kitkakerroin

$$\mu_h := 0.3 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{f_{cd}}{\sigma_c + \sigma_n} \right)^2} = 6.82$$

Vaarnan pituus suhteessa halkaisijaan	$\frac{l_{emb}}{\phi_w} = 6.3$	
Rajapinnan karheudesta riippuva kerroin	$k_{1h} := 0.6$	
Vaarnavaikutuksen myötävaikutuskerroin	$k_{2h} := \text{if } \frac{h_{ef}}{\phi_w} > 8$ $\quad \parallel 0.7$ also if $6 \leq \frac{h_{ef}}{\phi_w} \leq 8$ $\quad \parallel 0.1 \cdot \frac{l_{emb}}{\phi_w} - 0.1$ also if $\frac{h_{ef}}{\phi_w} \leq 6$ $\quad \parallel 0.5$	$= 0.53$

Rajapinnan leikkauskestävyys

$$V_{Rd6} := (\mu_h \cdot (\sigma_n + \rho \cdot \min(\sigma_A, k_{1h} \cdot \sigma_s)) + k_{2h} \cdot \rho \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd}}) \cdot A_i = 813.9 \text{ kN}$$

Leikkauskestävyys eri aikaan valettujen betonien pinnassa (SFS EN 1992-1-1, 91)

Ankkurointipituus	$h_{ef} = 200 \text{ mm}$
Ankkurointipituuden perusarvo	$l_{b,rqd} := \frac{\phi_w}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = 1.3 \text{ m}$
Redusoitu teräksen lujuus	$f_{yd,r} := \frac{h_{ef}}{l_{b,rqd}} \cdot f_{yd} = 67.3 \text{ MPa}$
Rajapinnan karheudesta riippuvat kertoimet	$c := 0.4 \quad \mu := 0.7$
Vaarnan asennuskulma	$\alpha := 80^\circ$

Rajapinnan leikkajännitys

$$V_{Rd7} := (c \cdot f_{ctd} + \rho \cdot f_{yd,r} \cdot (\mu \cdot \sin(\alpha) + \cos(\alpha))) \cdot A_i = 831 \text{ kN}$$

Leikkauskestävyyden tarkastelu:

Rasmussenin kaava

$$V_{Rd1} = 773 \text{ kN}$$

CEB mallinormin kaava lyhyille vaarnoille

$$V_{Rd2} = 501 \text{ kN}$$

Federation Internationale du Betonin kaava

$$V_{Rd3} = 482 \text{ kN}$$

Toimeksiantajan kaava

$$V_{Rd4} = 579 \text{ kN}$$

Palomitoituksen kaava

$$V_{Rd5} = 824 \text{ kN}$$

Hiltin kaava vahvistetulle betonipinnalle

$$V_{Rd6} = 814 \text{ kN}$$

Eurokoodin sovellettu kaava vahvistukselle

$$V_{Rd7} = 831 \text{ kN}$$

Anturan ja seinän vaarnaliitosten sallittu kuorma

$$R_{d,j} := N_{Rd} + V_{Rd4} = 790.2 \text{ kN}$$

Käyttöaste

$$\frac{F_d}{R_{d,j}} = 0.96 < 1.0$$

Katon vaarnat

Vaarnan halkaisija

$$\phi_r := 20 \text{ mm}$$

Epäkeskisyydestä aiheutuva momentti

$$M_{Ed} := F_d \cdot e = 228 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Yläpään leikkausvoima

$$V_{Ed,r} := \frac{M_{Ed}}{h} = 99.1 \text{ kN}$$

Vaarnaliitoksen leikkauskestävyys

$$V_{sd,Rd,r} := 1.2 \cdot \phi_r^2 \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} = 37.7 \text{ kN}$$

Vaarnojen kokonaismäärä

$$n_r := 3$$

Vaarnojen sallittu kokonaiskuorma

$$V_{Rd,r} := n_r \cdot V_{sd,Rd,r} = 113 \text{ kN}$$

Käyttöaste

$$\frac{V_{Ed,r}}{V_{Rd,r}} = 0.88 < 1.0$$

Pilasterin raudoitus

Pääteräksen halkaisija

$$\phi_{c.p} := 16 \text{ mm}$$

Hakateräksen halkaisija

$$\phi_{c.h} := \max(0.25 \cdot \phi_{c.p}, 6 \text{ mm}) = 6 \text{ mm}$$

Pilasterin poikkileikkausala

$$A_c := a \cdot b = 225000 \text{ mm}^2$$

Pääraudoitus

Suhteellinen normaalivoima

$$v_c := \frac{F_d}{a \cdot b \cdot f_{cd}} = 0.2$$

Suhteellinen momentti

$$\mu_c := \frac{M_{Ed}}{a \cdot b^2 \cdot f_{cd}} = 0.1$$

Pilasterin tehollinen paksuus

$$d' := c_{nom} + 1.1 \cdot \phi_{c.h} + \frac{1.1 \cdot \phi_{c.p}}{2} = 35.4 \text{ mm}$$

Arvo taulukon valintaan

$$\frac{d'}{a} = 0.08$$

Raudoitusuhde

$$\omega := 0.2$$

Raudoitusala

$$A_s := \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 1466.3 \text{ mm}^2$$

Raudoituksen vähimmäisala

$$A_{s,i} := 1.5 \cdot \frac{f_{ctk}}{f_{yd}} \cdot A_c = 1393.7 \text{ mm}^2 \quad (\text{by 210})$$

Pääraudoituksen minimiala

$$A_{s,min} := \max\left(\frac{0.10 \cdot F_d}{f_{yd}}, 0.002 \cdot A_c\right) = 450 \text{ mm}^2$$

Pääraudoituksen enimmäisala

$$A_{s,max} := 0.06 \cdot A_c = 13500 \text{ mm}^2$$

Hakaraudoitus

Hakojen maksimi jakoväli

$$S_{cl,max} := \min(15 \cdot \phi_{c.p}, \min(a, b), 400 \text{ mm}) = 240 \text{ mm}$$

Hakojen maksimi jakoväli mitan
max(a,b) verran ylä- ja alapäästä

$$S_{cl,b,max} := 0.6 \cdot S_{cl,max} = 144 \text{ mm}$$