

Henri Kastarinen

Betonin vaurioituminen

Insinööri (AMK)

Rakennus- ja yhdyskunta-
tekniikka

Kevät 2019



**KAMK • University
of Applied Sciences**

Tiivistelmä

Tekijä(t): Henri Kastarinen

Työn nimi: Betonin vaurioituminen. Case Uusikummun koulun yläpohjalaatta.

Tutkintonimike: Insinööri (AMK), rakennus- ja yhdyskuntatekniikka

Asiasanat: betonin vauriot, raudoitteiden korroosio, betonin rapautuminen, betonirakenteiden kunnan tutkimusmenetelmät

Tämä opinnäytetyö tehtiin yhteistyössä Pöyry Finland Oy:n kanssa. Opinnäytetyön tarkoituksena oli käydä lävitse betonirakenteiden vaurioitumisilmiöitä, kunnan tutkimusmenetelmiä, korjausmenetelmiä sekä kohteen yläpohjalaatasta löydettyjä vaurioita ja niiden korjaamista.

Betonirakenteiden yleisimpiä vaurioiden aiheuttajia ovat raudoitteiden korroosio ja betonin rapautuminen. Yleisin syy raudoitteiden korroosiolle on betonin karbonatisoituminen, jossa raudoitteiden ympärillä oleva betoni on menettänyt sille ominaiset suojaominaisuudet. Yleisin syy betonin rapautumiselle on pakkasrapautuminen, missä betonin suojahuokosverkostossa oleva vesi on päässyt jäätymään. Jäätymisen seurauksena vesi laajenee ja pääsee aiheuttamaan vaurioita betoniin.

Yleisimpiä raudoitteiden korroosion tutkimisen tapoja ovat karbonatisoitumissyvyyden mittaaminen, raudoitteiden suojabetonikerroksien kartoittaminen sekä betonirakenteiden kloridipitoisuuksien määrittäminen. Yleisimpiä betonirakenteiden rapautumisen tutkimisen tapoja ovat vasarointi, mikrorakennetutkimukset, vetokokeet sekä suojahuokossuhteiden määrittäminen.

Betonirakenteiden korjaamisessa on erotettava toisistaan korjausperiaatteet ja korjaustavat. Korjausperiaatteet määräytyvät sen mukaan, millä tavoin korjaukset vaikuttavat rakenteen fysikaaliseen toimintaan tai toimivuuteen. Korjaustavat edustavat erilaisia käytännön toteutustapoja, joilla saadaan aikaan erilaisen korjausperiaatteiden mukaiset vaikutukset. Yleisiä betonirakenteiden korjaustapoja ovat erilaiset laastipaikkaukset, valukorjaukset, peittävät korjaukset sekä purkavat korjaukset.

Tässä työssä tarkasteltiin Espoossa sijaitsevan Uusikummun koulun yläpohjalaatan vaurioita ja kuntotutkimustoimenpiteitä. Kuntotutkimuksen oli suorittanut suunnittelutoimisto Alinikula. Kuntotutkimuksen tarkoituksena oli ollut selvittää yläpohjarakenteiden kunto rakenneavauksin, materiaalinäytteiden, kosteusmittausten sekä karbonatisoitumiskokeita hyödyntäen.

Kuntotutkimuksen tulokset osoittivat, että teräsbetoninen yläpohjalaatta oli päässyt kosteuden aiheuttamien jälkien kohdalta karbonatisoitumaan merkittävästi. Karbonatisoitumisesta johtuen yläpohjalaatassa olevat teräkset olivat päässeet lievästi ruostumaan.

Korjausvaihtoehtoina olivat vaurioituneen betonin purkaminen ja uuden tekeminen tilalle tai rakenteen vahvistaminen. Teräsbetonilaatan kantavuus oli tarkistettava laskennallisesti ennen korjaustavan valitsemista. Tarkistuksen suoritti Pöyry Finland Oy. Laskelmien perusteella pystyttiin toteamaan, että yläpohjalaatta ei kestäisi uusia kuormituksia. Korjaustavaksi oli valittava yläpohjalaatan vahvistaminen.

Vahvistukseen vaihtoehtoina olivat hiilikuidulla tai teräksellä tehtävät vahvistukset. Hiilikuidulla tehtävät vahvistukset olisivat tulleet liian kalliiksi, joten tilaaja päätti valita teräksellä tehtävät vahvistukset.

Abstract

Author(s): Henri Kastarinen

Title of the Publication: Damage in concrete structures. Case: Roof Slab of a School Building

Degree Title: Bachelor's Degree in Construction Engineering

Keywords: damages of concrete, corrosion of reinforcement bars, decaying of concrete, condition research methods of concrete structure

This thesis was made in cooperation with Pöyry Finland Oy. The purpose of the thesis was to go through the damaging phenomena of concrete structures, condition research methods, repairing methods, and damages found in the roof slab in the target building, as well as how to repair them.

The most common causes of damage in concrete structures are corrosion of reinforcement bars and decaying of concrete. The most common reason for the corrosion of reinforcement bars is the carbonation of concrete, where the concrete around the reinforcement has lost its protective abilities. The most common reason for concrete decay is frostbite, where the water in the concrete pores network has frozen. Because of freezing, the water expands and causes damage to the concrete.

The most common ways to investigate corrosion of reinforcement bars are to measure the depth of carbonation, to check the protective concrete layers of reinforcement bars, and to determine the chloride content of concrete structures. The most common ways of investigating the decay of concrete structures are hammering, microstructure studies, tensile tests, and defining pores.

In repairing of concrete structures, a distinction must be made between repair principles and repair methods. The repair principles are determined by the way the repairs affect the physical functioning or functionality of the structure. Corrective methods represent various practical implementation methods that produce effects according to different repair principles. Common repair methods for concrete structures include various mortar patches, repairs made with concrete by casting, overlay repairs, and demolition repairs.

In this thesis, I examined the damages found in the roof slab and procedures of condition research made to Uusikummun koulu school building's roof slab. The school is located in Espoo. The condition research was made by design agency Alinikula. The purpose of the condition research was to find out the condition of the roof structures using structural openings, material samples, moisture measurements and carbonation experiments.

The results of the condition research showed that the reinforced concrete roof slab had been carbonated significantly from the traces of moisture. Due to carbonation, the reinforcement bars in the roof slab had rusted slightly.

The repair options were to dismantle the damaged concrete and cast a new one or reinforce the structure. The load-bearing capacity of the reinforced concrete slab had to be checked computationally before selecting the repairing method. Capacity was checked by Pöyry Finland Oy. Based on the calculations, it was found that the roof slab did not withstand new loads. The repairing method of choice had to be reinforcing.

Reinforcements with carbon fiber or steel were the alternatives. The carbon fiber reinforcements would have become too expensive, so the customer decided to choose steel reinforcements.

Sisällys

1	Johdanto	1
2	Betonirakenteiden vaurioituminen	2
2.1	Raudoitteiden korroosio	2
2.1.1	Karbonatisoituminen	5
2.1.2	Klorideista johtuva vaurioituminen	8
2.2	Betonin rapautuminen	9
2.2.1	Pakkasrapautuminen	9
2.2.2	Ettringiittireaktio	12
2.2.3	Alkalikiviainesreaktio	12
3	Betonirakenteiden kunnan tutkimusmenetelmät	14
3.1	Raudoitteiden korroosion tutkimusmenetelmät	14
3.1.1	Karbonatisoitumissyvyyden mittaaminen	15
3.1.2	Raudoitteiden suojabetonikerroksen kartoittaminen	17
3.1.3	Betonirakenteiden kloridipitoisuuden määrittäminen	19
3.2	Betonirakenteiden rapautumisen tutkiminen	20
3.2.1	Vasarointi	21
3.2.2	Mikrorakennetutkimus	21
3.2.3	Vetokoe	23
3.2.4	Suojahuokossuhteen määrittäminen	25
3.3	Muut tutkimukset	26
4	Betonirakenteiden korjaamisessa käytettäviä tapoja	27
4.1	Laastipaikkaus	28
4.2	Valukorjaukset	29
4.3	Peittävät korjaukset	31
4.4	Purkavat korjaukset	32
5	Uusikunnan koulu	33
5.1	Kuntotutkimus	35
5.1.1	Kuntotutkimuksessa suoritettavat toimenpiteet	35
5.1.2	Kuntotutkimuksen havainnot	35
5.1.3	Kuntotutkimuksen johtopäätökset	41

5.2	Korjausratkaisu.....	41
6	Pohdinta	46
	Lähteet	48

1 Johdanto

Opinnäytetyöni käsittelee ilmastosta johtuvia betonirakenteiden vaurioitumisilmiöitä, betonirakenteiden tutkimusmenetelmiä, korjausmenetelmiä sekä kohteen yläpohjalaatasta löydettyjä vaurioita ja niiden korjaamista. Työn tavoitteena oli tehdä betonirakenteiden korjaamisen parissa työskenteleville suunnittelijoille kertaava dokumentti betonirakenteiden vaurioiden syntymisestä sekä auttaa korjausmenetelmän valinnassa.

Tämä työ tehtiin yhteistyössä Pöyry Finland Oy:n kanssa. Pöyry on yksi suomen suurimmista konsultointi- ja suunnittelutoimistoista. Kohteena työssä on Outokumpu-konsernin entinen pääkonttori Espoon niittykummussa, jonka Espoon kaupunginhallituksen tila- ja asuntojaosto vuokrasi 20 vuodeksi Keskinäiseltä työeläkeyhtiöltä Varmalta. Kohteeseen suoritettiin käyttötarkoituksen muutos täyssaneerauksen yhteydessä. Projektille tuli nimeksi Uusikummun koulu, jossa Pöyry toimi rakennesuunnittelijan roolissa.

Työ jakautuu teoriaosuuteen ja käytännön osuuteen. Teoriaosuudessa kerrotaan betonirakenteiden vaurioista, vaurioiden tutkimusmenetelmistä sekä korjausmenetelmistä. Käytännön osuudessa kerrotaan kohteessa yläpohjalaatalle suoritetusta kuntotutkimuksesta sekä korjausratkaisusta.

Kuntotutkimuksen suoritti suunnittelutoimisto Alinikula. Kuntotutkimuksessa havaitut vauriot osoittautuivat edenneen odotettua pidemmälle. Yläpohjalaatan kantavuuden tarkisti Pöyry laskennallisesti. Laskelmien tulokset osoittivat, että pelkkien vaurioituneiden kohtien korjaaminen ei olisi riittävää vaan yläpohjalaattaa tulee vahvistaa.

Työn teoriaosuuden tekemisessä on käytetty hyödyksi betonirakenteiden vaurioitumisesta, kuntotutkimisesta sekä korjaustavoista kertovaa kirjallisuutta. Käytännön osuuden tekemisessä on käytetty hyödyksi Pöyryn rakennesuunnitelmia ja dokumentteja sekä suunnittelutoimisto Alinikulan tekemää kuntotutkimusraporttia.

2 Betonirakenteiden vaurioituminen

Tässä kappaleessa käsitellään yleisempiä ilmastosta johtuvia vaurioita betonirakenteissa.

Säälle tai muille rasituksille alttiina olevat betonirakenteet ja niiden johdosta tapahtuvat muutokset rakenteessa heikentävät rakenteiden ominaisuuksia. Rasitustekijöitä voivat olla esimerkiksi säteily, lämpö, kosteus, erilaiset haitalliset aineet, tuuli sekä pakkasrasitukset. Rasitustekijöiden vaikutukset vaihtelevat riippuen esimerkiksi rakennuksen sijainnista, ympäristöstä, korkeudesta, ilmansuunnasta ja rakenteiden yksityiskohdista. Aluksi vauriot ovat vain ulkonäöllisiä, mutta pitkälle edennyt vaurioituminen voi aiheuttaa myös turvallisuusriskejä. [1, s. 18.]

Suomessa merkittävimmät ilmastosta johtuvat betonirakenteiden vaurioitumisilmiöitä ovat betonin pakkasrapautuminen ja raudoitteiden korroosio betonin karbonatisoitumisesta tai kloridirasituksista johtuen. Muita merkittäviä vaurioitumisilmiöitä voivat olla rakenteen kosteustekniset toimivuuspuutteet, pintatarvikkeiden vauriot, pintakäsittelyjen vauriot, halkeilu, muodonmuutokset ja kiinnityksien, kannatusten sekä sidontojen vauriot. [1, s. 18.]

2.1 Raudoitteiden korroosio

Yleensä betonin ympäröivät raudoitteet ovat hyvin suojattuna korroosiolta. Tämä johtuu betonin korkeasta alkalisuudesta. Alkalisuuden seurauksena teräksen pinnalle muodostuu ohut oksidikalvo, joka estää sähkökemiallisen korroosion eli teräksen passivoitumisen. Riittävän paksu ja tiivis suojabetonikerros estää myöskin aggressiivisten aineiden kuten hapon ja kloridien pääsyn kosketuksiin raudoitteiden kanssa. [1, s. 20.]

Betonin sisällä olevien teräksien passiivisuus voidaan menettää ja täten korroosioreaktio pääsee alkamaan. Korroosioreaktio pääsee alkamaan pääasiassa kahden tekijän vaikutuksesta, jotka ovat betonin karbonatisoituminen ja kloridien läsnäolo raudoituksia ympäröivässä betonissa. [1, s. 20.]

Korroosion käynnistymisvaiheeksi kutsutaan aikaa, jonka kuluessa betonin suojauskyky menetetään. Tässä vaiheessa teräksien korroosionopeus on passivoitumisesta johtuen erittäin pieni. Käynnistymisvaiheen pituus riippuu suurimmaksi osaksi ympäristöolosuhteista, betonin laadusta

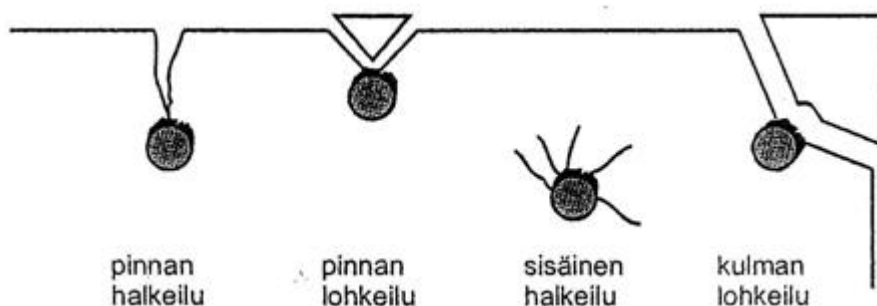
ja suojabetonikerroksen paksuudesta. Aktiiviseksi korroosioksi sanotaan aikaa korroosion käynnistymisestä siihen, kun rakenteen kelpoisuus on menetetty tai korjaustoimenpiteet on aloitettava. [1, s. 20.]

Aktiivinen korroosion vaihe ennen näkyvien korroosioaurioiden syntymistä voi kestää monta vuotta siitä, kun karbonatisoituminen on saavuttanut betonissa olevat raudoitteet, ellei raudoitteet ole aivan rakenteen pinnassa. Aktiivisen korroosion nopeuteen erityisesti vaikuttavat betonin kosteus- ja lämpötila. Esimerkiksi sateelle alttiissa pinnoissa aktiivinen korroosio etenee nopeammin kuin sellaisissa pinnoissa, jotka ovat sateelta suojassa. [1, s. 27.]

Korroosion seurauksena raudoituksen pinnasta pääsee liukenemaan materiaalia. Materiaalin liukeneminen johtaa raudoituksen poikkileikkausalan pienenemiseen. Raudoituksen poikkileikkausalan pieneneminen johtaa rakenteen heikkenemiseen ja kantokyvyn laskemiseen. Yleisimmin korroosion vaikutukset näkyvät ensimmäisenä raudoitteita peittävässä betonissa betonin halkeamina ja lohkeiluna (kuva 1), koska korroosioreaktiosta syntyvät korroosiotuotteet vaativat huomattavasti suuremman tilavuuden kuin alkuperäinen tilanne. Korroosio voi myöskin aiheuttaa rakenteessa sisäistä halkeilua (kuva 2). [1, s. 20...21.]



Kuva 1. Korroosion seurauksena lohkeillutta betonia. [2]



Kuva 2. Korroosion aiheuttamia vaurioita betonirakenteessa. [1, s. 22]

Halkeaman syntymiseen vaikuttavat muun muassa raudoitteen halkaisija ja suojabetonikerroksen paksuus. Rakenteen ulkokuoren pinnan läheisyydessä olevat raudotteet eivät välttämättä edes aiheuta syöpyessään lainkaan halkeamia ulkokuoren pintaan. Halkeamien syntymisen jälkeen korroosio yleensä kiihtyy. [1, s. 27.]

Teräsbetonirakenteissa raudoituksien suojaaminen korroosiolta on poikkeuksetta tehty betonin suojavaikutusta käyttäen. Käytännössä tämä tarkoittaa sitä, että korroosiosta johtuneessa vaurioitumisessa on kohteessa suojabetonikerroksen paksuus jäänyt puutteelliseksi. [1, s. 21.]

Terästen korroosionopeuteen karbonatisoituneessa ja/tai kloridipitoisessa betonissa vaikuttaa pääasiassa viisi tekijää. Nämä tekijät ovat betonin huokosverkoston kosteuspitoisuus, mikä vaikuttaa toisaalta elektrolyytin määrään ja toisaalta hapen saantiin, betonin kloridipitoisuus, rakenteen lämpötila, minkä kohoaminen nopeuttaa korroosiota, betonin tiiveys ja raudotteiden suojabetonikerroksen paksuus. Suojabetonikerroksen paksuus toisaalta vaikuttaa kosteuspitoisuuteen ja käytettävissä olevan hapen määrään. [1, s. 26.]

Betonin huokosverkoston suhteellisen kosteuden kasvaminen vaikuttaa betonin sähkönjohtavuuden nousemiseen huomattavasti. Terästen korroosio alkaa yleensä, kun betonin suhteellinen kosteus ylittää arvon 65–70 %RH. Korroosion nopeus kasvaa merkittävästi, kun betonin suhteellinen kosteus ylittää arvon 80–85 %RH. Betonin huokosverkoston täyttyminen vedellä pienentää hapen diffuusiota rakenteeseen, mutta toisaalta korroosion jatkumisen kannalta sitä on kuitenkin aina riittävästi tarjolla. [1, s. 26.]

Yleensä ulkona olevissa betonirakenteissa vallitsee usein sellaiset olosuhteet, joissa teräksien korroosio voi olla käynnissä. Kuitenkin ulkoilman kosteuspitoisuudessa on jatkuvasti muutoksia eikä sen perusteella pystytä tekemään päätelmiä betonirakenteiden kosteustiloista. Betonirakentei-

den sisällä vallitsevaan kosteuspitoisuuteen vaikuttavat useat erilaiset tekijät, kuten muut kosteuslähteet, esimerkiksi sade ja rakenteen kuivumisolosuhteet, esimerkiksi rakenteen lämpötila verrattuna ulkona vallitsevaan lämpötilaan, tuulen nopeus, auringon paiste sekä mahdolliset pintakäsittelyt. [1, s. 26...27.]

Raudoitteita pystytään suojaamaan korroosiota vastaan erilaisilla tavoilla. Yleisin suojaustapa on käyttää riittävän paksua ja hyvälaatuista suojabetonikerrosta. Raudoitteita voidaan suojata estämällä veden, hiilidioksidin ja/tai kloridien tunkeutumista rakenteeseen erilaisten pinnoitteiden avulla. Pinnoitteet vaativat huolto- ja uusintakäsittelyjä aika ajoin. Betonissa voidaan käyttää sellaisia raudoitustuotteita, jotka eivät ruostu. Ruostumattomien raudoitteiden käytöllä saavutetaan myös suojavaikutus kloridipitoisessa betonissa. Voidaan käyttää epoksinnoitettuja raudoitteita mutta epoksinnoitetut raudoitteet eivät anna kloridipitoisessa betonissa täyttä suojavaikutusta, koska pinnoite ei ole täysin yhtenäinen. On mahdollista käyttää sinkittyjä raudoitteita, mutta sinkityt raudoitteet antavat suojavaikutuksen vain karbonatisoituneessa betonissa. On myöskin mahdollista käyttää katodista suojausta, jolla saavutetaan suojavaikutus varsinkin kloridipitoisessa betonissa. [1, s. 21.]

2.1.1 Karbonatisoituminen

Karbonatisoitumiseksi kutsutaan betonin neutralisoitumisreaktiota. Neutralisoitumisreaktion seurauksena betonin huokosveden pH-arvo laskee. Neutralisoitumisreaktion aiheuttavat ilman sisältämä hiilidioksidin tunkeutuminen betoniin. [1, s. 22.]

Karbonatisoituminen etenee vähitellen rintamana betonin pinnasta alkaen. Kemialliset reaktiot tapahtuvat vyöhykkeessä, johon pääsee kulkeutumaan rakenteen sisältä hydroksideja ja rakenteen ulkopuolelta hiilidioksidia. Betonin pH-arvo laskee noin arvoon 8,5 karbonatisoituneella vyöhykkeellä. [1, s. 22.]

Karbonatisoitumisen etenemisnopeuteen vaikuttaa pääasiassa kolme eri tekijää. Nämä tekijät ovat betonin ja sen pinnan diffuusiovastus hiilidioksidin tunkeutumista vastaan, ympäröivän ilman hiilidioksidipitoisuus ja karbonatisoituvan aineen määrä. [1, s. 22.]

Betonin huokosrakenne ja kosteuspitoisuus vaikuttaa siihen, kuinka nopeasti hiilidioksidi pääsee tunkeutumaan betoniin. Betonin huokosrakenteeseen ja tiiveyteen vaikuttaa suuresti betonin ve-

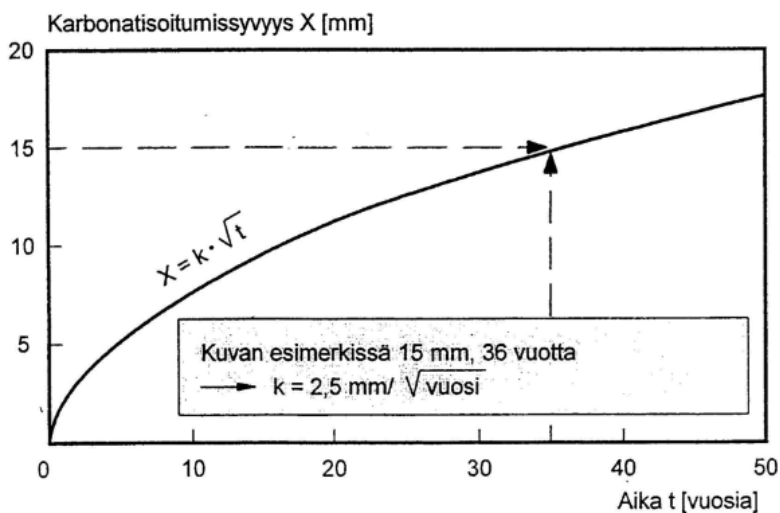
sisementtisuhte ja hydratoitumisaste. Vesisementtisuhteen alentuessa ja samalla betonin lujuu- den kasvaessa betonin tiiveys lisääntyy voimakkaasti. Karbonatisoitumisen edetessä syvemmälle rakenteessa vaikeutuu hiilidioksidin tunkeutuminen karbonatisoitumisvyöhykkeelle. Tämän takia karbonatisoitumisnopeus hidastuu jatkuvasti ja tiiviissä betonirakenteessa karbonatisoituminen voi lähes pysähtyä. Halkeamat rakenteessa voivat nopeuttaa karbonatisoitumista, koska halkea- mista hiilidioksidi pääsee paikallisesti paremmin tunkeutumaan rakenteeseen. [1, s. 22.]

Betonin kosteuspitoisuus vaikuttaa karbonatisoitumiseen. Betonin huokosverkoston täytyessä vedellä hiilidioksidin tunkeutuminen rakenteeseen vähenee. Esimerkiksi parvekelaattojen yläpin- tojen karbonatisoituminen on tyypillisesti erittäin hidasta, koska sadevesi pääsee parvekelaatto- jen yläpintaan kostuttamaan rakennetta. Toisaalta hyvin kuivissa olosuhteissa karbonatisoitumi- nen pysähtyy, koska reaktio pääsee tapahtumaan vain vesiliuoksessa. Karbonatisoitumisen py- sähtymiseen täytyy RH arvon olla alle 30 %. [1, s. 23.]

Karbonatisoituvan aineen, lähinnä kalsiumhydroksidin, määrän kasvu betonissa hidastaa kar- bonatisoitumista. Kalsiumhydroksidien ja kalsiumsilikaattihydraatin määrään vaikuttavat beto- nissa vaikuttavan sideaineen määrä ja laatu sekä betonin hydratoitumisaste. Sementtimäärän ja hydratoitumisasteen kasvaessa betonin karbonatisoitumisnopeus hidastuu. [1, s. 23.]

Karbonatisoitumisnopeuden hajonta voi olla suurta. Karbonatisoitumisnopeuteen vaikuttavat monet tekijät, joiden vaihtelu voi olla merkittävän suurta jo esimerkiksi kohteen samantyyppisissä elementeissä tai jopa mahdollisesti yhden elementin alueella. Karbonatisoitumisnopeuteen vai- kuttavia rakenteellisia tekijöitä voivat olla rakenteessa käytetyt pinnoitteet ja pintatarvikkeet, jotka voivat ehkäistä hiilidioksidin tunkeutumista betoniin. Esimerkiksi tiiviillä keraamisilla laa- toilla päällystetyt julkisivujenpinnat karbonatisoituvat hyvinkin hitaasti koska valuvaiheessa laatat imevät betonimassasta vettä, jolloin betonista tulee tiiviimpää. Erilaisten suojaavien pinnoittei- den on havaittu hidastavan karbonatisoitumista merkittävästi. Kuitenkin tulee ottaa huomioon, että pinnoitteiden tehollinen käyttöikä on rajallinen, mikä täytyy ottaa huomioon rakenteen kun- nossapitotoimissa. On havaittu, että karbonatisoituminen tapahtuu nopeammin sellaisissa pin- noissa, jotka on käsitelty tuoreena, eli harjatuissa ja hiertopintaisissa rakenteissa. [1, s. 23...24.]

Karbonatisoitumisen jatkuvasti hidastuvaa etenemistä kuvataan yleensä niin sanotulla neliöjuu- rimallilla (kuva 3).



Kuva 3. Karbonatisoitumisen neliöjuurimalli. [2]

Karbonatisoitumisen etenemistä betonissa voidaan tarkastella laskemalla. Jotta laskennallinen tarkastelu on mahdollista, tulee tietää rakenteen ikä sekä betonista ottaa poranäyte (kuva 4), josta käy ilmi, kuinka pitkälle karbonatisoitumisvyöhyke on kerennyt edetä.



Kuva 4. Parvekelaatasta otettu poranäyte. Karbonatisoitumaton betoni vaihtaa väriä, kun betonin pintaan levitetään fenoliftaleiiniliuos. [2]

Kun tiedetään, kuinka pitkälle karbonatisoitumisvyöhyke on kerennyt edetä, tulee kaavasta 1 ratkaista karbonatisoitumiskerroin.

$$x = k \cdot \sqrt{t} \rightarrow k = \frac{x}{\sqrt{t}} \quad (1)$$

k = karbonatisoitumiskerroin, x = karbonatisoitumissyvyys ja t = rakenteen ikä vuosissa.

Kun tiedetään karbonatisoitumiskerroin, voidaan tarkastella kuinka monta vuotta karbonatisoitumisvyöhykkeellä kestää saavuttaa betonissa olevat teräkset kaavalla 2. Voidaan myös tarkastella kuinka syväälle karbonatisoitumivyöhyke etenee tietyssä ajassa kaavalla 3.

$$\sqrt{t} = \frac{x}{k} \rightarrow t = \left(\frac{x}{k}\right)^2 \quad (2)$$

$$x = k \cdot \sqrt{t} \quad (3)$$

2.1.2 Klorideista johtuva vaurioituminen

Betonissa oleva tarpeeksi korkea, niin sanottu kynnyksarvon ylittävä kloridipitoisuus voi mahdollisesti käynnistää betonissa olevien raudotteiden korroosion, vaikka betoni ei olisikaan karbonatisoitunut. Tämä kynnyksarvo on noin 0,03...0,07 p-% kloridipitoisuutta betonin painosta. Sekaanuksien välttämiseksi tulee huomioida, että kriittinen kloridipitoisuus voidaan myös ilmoittaa p-%:na sementin painosta. [1, s. 25.]

Voi olla mahdollista, että joidenkin rakenteiden valmistuksessa on voitu käyttää kiihdyttävää lisäainetta kuten kalsiumkloridia. Kalsiumkloridia voidaan käyttää kiihdyttimenä esimerkiksi julkisivuja parveke-elementeissä. Yleensä käytettävä kalsiumkloridi aiheuttaa sen, että rakenteessa on moninkertainen määrä klorideja verrattuna terästen korroosion kynnyksarvoon. Klorideja voi päästä rakenteeseen myöskin ulkoisista rasituslähteistä, esimerkiksi jään sulattamisena käytetyistä suoloista ja rannikkoseudulla tuulien kuljettamasta merivedestä. [1, s. 25.]

Klorideista johtuvalle korroosiolle on ominaista, että raudotteiden korroosio tapahtuu pistemäisesti ja hyvin voimakkaasti, erityisesti jos kloridit ovat päässeet tunkeutumaan kovettuneeseen betoniin. Kloridikorroosioista syntyvät korroosiotuotteet ovat liukoisempia betonin huokosveteen kuin karbonatisoitumisesta johtuvassa korroosiossa. Tästä syystä kloridien aiheuttama korroosio voi edetä pitkälle ennen kuin korroosioista johtuvia vaurioita voidaan havaita päällepäin. Kloridikorroosio voi myöskin tapahtua normaalia alemmassa rakenteen kosteuspitoisuudessa ja lämpötilassa. Karbonatisoituminen kiihdyttää kloridikorroosiota, koska karbonatisoitumisessa vapautuu sementtikiveen sitoutunutta kloridia betonin huokosveteen. [1, s. 25.]

2.2 Betonin rapautuminen

Betoni voi päästä rapautumaan (kuva 5) kolmen turmeltumisilmiön vaikutuksesta. Nämä turmeltumisilmiöt ovat pakkasrapautuminen, ettringiittireaktio ja alkalikiviainesreaktio. Suomessa vallitsevissa olosuhteissa erilaisissa ulkoilmassa olevissa rakenteissa pakkasrapautuminen on selvästi suurin rapautumisilmiö. Yksittäistapauksina muutkin rapautumisilmiöt voivat olla mahdollisia. Eri rapautumisilmiöistä johtuvat vauriot ovat erittäin samankaltaisia, joten rapautumisen mahdollista syytä on vaikeaa tunnistaa silmämääräisesti tutkimalla. Rapautumisilmiöillä yhdistävänä tekijänä on niiden vaatima korkea kosteusrasitus rakenteessa. [1, s. 29.]



Kuva 5. Betonin rapautumisesta johtuva betonirakenteen vaurio. [2]

2.2.1 Pakkasrapautuminen

Pakkasrasitus aiheutuu betonin huokosverkostossa olevasta veden jääytymisestä. Vesi jäätyessään aiheuttaa jäätymislaajeneman, joka synnyttää huokosverkostossa painetta. Paine kasvaa, kun jääkiteen tilavuus kasvaa lämpötilan jälleen noustessa. [1, s. 29.]

Vapaa vesi laajenee jäätyessään noin 9 tilavuusprosenttia. Kuitenkaan kaikki huokosverkostossa oleva vesi ei jäädy samalla hetkellä, kun lämpötila laskee veden jäätympisteen alapuolelle, vaan huokosveden jäätympiste alenee huokossäteen pienetessä. Mikäli jäätymisestä syntyvä laajeneminen ei vaurioittaisi betonia, on betonissa oltava ilmahuokosia, jotka eivät pääse täyttymään vedellä kapillaarivoimien vaikutuksesta, ja johon laajeneva vesi pääsee tunkeutumaan. Niin sanottujen suojahuokoisten keskinäinen etäisyys on oltava riittävän pieni. Suojahuokosia on oltava tasaisesti jakautuneena sementtikivessä. [1, s. 29...30.]

Pakkasenkestävyyden kannalta riittävän tiheä suojahuokosten jakautuminen saadaan aikaan vain käyttämällä lisähuokostusainetta betonissa. Betonissa olevat kapillaarihuokosia suuremmat ilmahuokokset eli suojahuokokset pysyvät täynnä ilmaa, vaikka betoni olisi pitkiäkin aikoja kosketuksissa veden kanssa. Suuruusluokaltaan noin $10\ \mu\text{m}$ ($10 \times 10^{-3}\ \text{mm}$) suurempia huokosia pidetään pakkasenkestävyyden kannalta hyödyllisinä. Käytännössä kuitenkin keskimääräisen suojahuokoksen halkaisija on suuruusluokkaa $150\text{-}300\ \mu\text{m}$ ($0,15\text{-}0,3\ \text{mm}$). [1, s. 30.]

Kuitenkaan riittävä ilmamäärä betonimassassa ei takaa, että huokosten välimatka on pakkasenkestävyyden kannalta katsottuna riittävän pieni. Tietyllä määrällä ilmaa on pyrittävä tuottamaan paljon pieniä ilmahuokosia sen sijaan, että tuotettaisiin vähemmän isompia huokosia. Keskimääräistä suojahuokosten välimatkan puolikasta kutsutaan etäisyystekijäksi tai huokosjaksi. Pakkaskestävyyden kannalta katsottuna turvallisena arvona etäisyystekijälle pidetään yleisesti $0,20\text{-}0,25\ \text{mm}$. [1, s. 30.]

Esimerkiksi betonijulkisivurakenteissa sekä parvekkeissa ei ole käytetty lisähuokostamista systemaattisesti ennen 1970-luvun puoliväliä. Tästä syystä ennen 1980-lukua valmistuneissa julkisivuja parvekerakenteissa suojahuokostus on puutteellinen. Varsinkin pesubetonisissa ja klinkkerilaattaisissa julkisivurakenteissa sekä parvekkeiden pielissä suojahuokostaminen on epäonnistunut. Vanhat rakenteet, joita ei ole huokostettu, voivat kuitenkin kestää niihin kohdistuvat pakkasrasitukset, mikäli betoni on riittävän tiivistä sekä kosteusrasitukset ovat pysyneet riittävän alhaisina. [1, s. 30.]

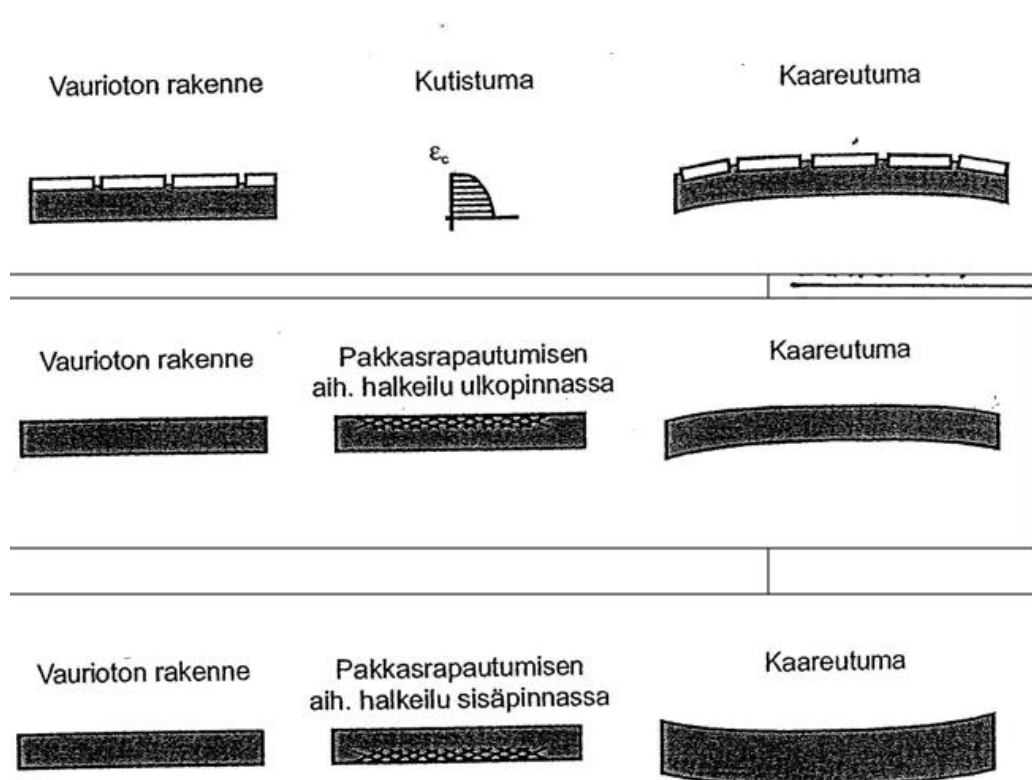
Betonirakenteiden pakkasenkestävyyteen vaikuttaa oleellisesti betonin tiiveys lisähuokostamisen ohella. Rakenteen alhainen vesisementtisuhde eli rakenteessa olevan betonin korkea lujuus pienentää vedenimukykyä ja veden imeytymisen nopeutta. Kun betoniin ei pääse imeytymään vettä, tarkoittaa se sitä, että rakenteessa on vähemmän vettä, joka voi päästä jäätyämään. [1, s. 31.]

Betonin lujuuden nostattaminen rakenteissa aina lujuusluokkaan K45 asti on herättänyt keskustelua, että onko betonia tarvetta enää lisähuokostaa vai onnistutaanko lujuuden nostamisella

saavuttamaan riittävä pakkasenkestävyys rakenteessa. Tämän hetkisten tietojen mukaan on betonin lisähuokostaminen kuitenkin välttämätöntä betonin suojaamiseksi pakkasvaurioilta. [1, s. 31.]

Vauroiden syntymiseen vaikuttavat oleellisesti myöskin betonirakenteen rasitusolosuhteet ja rasitus syklien määrä eikä pelkästään betonin laatu. Esimerkiksi rannikkoseudun ja Etelä-Suomen pakkasrasitusolosuhteet ovat korkeasta sademäärästä johtuen rankemmat kuin sisämaassa ja Pohjois-Suomessa. [1, s. 31...32.]

Pakkasen aiheuttama vaurioituminen ilmenee betonissa betonin säröilyinä. Betonin säröily heikentää betonin lujuutta ja kiihdyttää veden imeytymistä rakenteeseen. Pitkälle edennyt pakkasrapautuminen näkyy muun muassa rakenteen pinnan halkeamina, elementtien kaareutumisena (kuva 6) sekä lopulta betonipinnan lohkeiluna. [1, s. 32]



Kuva 6. Pakkasrapautumisen aiheuttamia vaurioita rakenteeseen. [1, s. 46.]

Pakkasrapautumista ei voi havaita silmämääräisesti tai rakennetta vasaroimalla pakkasrapautumisen alkuvaiheessa, vaan sen havaitseminen edellyttää tarkempia tutkimustoimenpiteitä. Pakkasrapautumisen havaitseminen sen alkuvaiheessa on erittäin tärkeää, jotta pakkasrapautumisesta syntyviä rasituksia voidaan ruveta korjaamaan riittävän ajoissa. [1, s. 32.]

Pakkasrapautuminen aiheuttaa betonissa vetolujuuden ja puristuslujuuden heikentymistä sekä raudoituksien tartuntojen heikkenemistä. Rapautumisen vaikutus rakenteiden kantavuuteen ja turvallisuuteen tulee selvittää huolellisesti. [1, s. 32.]

2.2.2 Ettringiittireaktio

Ettringiittimateriaalia harvoin tavataan luonnossa, mutta sitä on betonissa luonnostaan. Ettringiittimateriaali on tärkeä Portlandsementin hydrataatiotuote, joka vaikuttaa lyhyellä aikavälillä betonin lujuuden kehitykseen ja pidempiaikaisesti betonin stabiiliuteen. Tästä johtuen ettringiittimateriaalia on betonissa luonnostaan. Ettringiittireaktio on kovettuneessa sementtikivessä tapahtuva sulfaattimineraalien kemiallinen reaktio ja reaktioon liittyy reaktiotuotteiden suuri tilavuudenkasvu. Kiteytyneen kiinteän ettringiitin tilavuuden suureminen voi olla jopa 130-140 % lähtöaineiden tilavuuteen verrattuna. [1, s. 33.]

Yleisin syy ettringiittireaktiolle on betonin liian vahva lämpökäsittely betonin kovettumisen aikana. Tämä aiheuttaa häiriöitä sementin kovettumisreaktiossa. Tästä syystä ettringiittireaktion mahdollisuus on merkittävin sellaisissa elementtityypeissä, joita on lämpökäsitelty voimakkaasti ja jotka joutuvat voimaikkaisiin kosteusrasituksiin. [1, s. 33.]

Reaktiossa syntyvä ettringiittimineraali kiteytyy betonissa olevien ilmatäytteisten suojahuokosten seinämille, milloin suojahuokosten tilavuus pienenee ja betonin pakkasenkestävyysominaisuudet heikkenevät. Ettringiittireaktio voi siten johtaa rapautumiseen joko pakkasrapautumisen kautta tai mahdollisesti jopa siten, että huokosten täyttymisen seurauksena syntyvä paine aiheuttaa säröjä betoniin. Ettringiittireaktion edellytyksenä on runsas kosteusrasitus rakenteessa. Ettringiittireaktiosta johtuva rapautuminen muistuttaa ulkoasultaan aivan normaalia pakkasrapautumista. Betonin huokosten seinämiin kiteytynyt ettringiittimineraali pystytään havaitsemaan betonista tehdyllä ohuthieen mikroskooppitarkastelulla. [1, s. 34.]

2.2.3 Alkalikiviainesreaktio

Alkalikiviainesreaktio on betonin kiviaineksessa tapahtuva sementtikiven alkalisuudesta johtuva paisumisreaktio, joka voi mahdollisesti rapauttaa betonia. Alkalikiviainesreaktio pystytään jaka-

maan yleensä alkali-piidioksidi-, alkali-silikaatti- ja alkali-karbonaattireaktioon reagoivan kiviaineksen mukaan. Alkalikiviainesreaktio pääsee tapahtumaan, mikäli seuraavat edellytykset ovat kaikki olemassa betonirakenteessa. Nämä edellytykset alkalikiviainesreaktiolle ovat sementin sisältäminen runsaasti alkaleja, kiviaineksessa on huonosti alkalisuutta kestäviä mineraaleja ja betonin tarpeeksi korkea kosteuspitoisuus. [1, s. 35.]

Alkalikiviainesreaktiosta kärsiville betonirakenteille on yleistä pinnan kosteudesta johtuva laikkuus, epäsäännöllinen verkkohalkeilu ja paisuminen sekä halkeamista ulos tunkeutuva geelimäinen reaktiotuote. Alkalikiviainesreaktiosta johtuvat vauriot ovat erittäin samannäköisiä kuin pakkasrapautumisesta aiheutuvat halkeamat ja esiintyvät usein samanaikaisesti. Suurin ero alkalikiviainesreaktion ja pakkasrapautumisen välillä vaurioissa ovat syntyvän halkeilun rakenne, mikä pakkasvaurioissa on voimakkainta rakenteen ulkopinnan läheisyydessä ja heikkenee syvemmälle mennessä rakenteessa. Alkalikiviainesreaktiossa halkeamat syntyvät syvemmällä rakenteessa aiheuttaen tasaisemman halkeiluverkoston koko betonirakenteessa. [1, s. 35.]

Yleensä suomalaiset tiiviit syväkivilajit kestävät hyvin kemiallisesti. Tästä syystä alkalikiviainesreaktio on Suomessa varsin harvinainen ilmiö. Lisääntyvä murskatun kiviaineksen käyttäminen voi kasvattaa alkalikiviainesreaktion mahdollisuuksia, sillä mahdolliset vaihtelut kallioperässä ovat homogenisoituneet irtomaalajeissa. Ulkomaisten kiviaineksien käyttäminen lisää myös alkalikiviainesreaktion mahdollisuutta. [1, s. 35.]

Keski-Euroopassa ja Skandinaviassa pääasiallisesti alkalikiviainesreaktiota esiintyy massiivisissa betonirakenteissa, kuten silloissa ja padoissa. Suomalaisissa betonirakenteissa kuten julkisivuissa ja parvekerakenteissa on havaittu ainoastaan yksittäisiä alkalikiviainesreaktion aiheuttamia vaurioita. Syynä tähän voi olla muun muassa vaurioiden samankaltaisuus ja yhtäaikainen ilmeneminen pakkasrapautumisen kanssa sekä molempien vaurioiden samankaltaiset korjausmekanismit. [1, s. 35...36.]

Alkalikiviainesreaktion tunnistaminen vaatii aina ohuthieanalyysin. Käytännössä kuitenkin korjaustavan kannalta on aika lailla sama, korjataanko betonin pakkasrapautumista vaiko alkalikiviainesreaktiosta johtuvia vaurioita. Kuitenkin esimerkiksi parvekerakenteiden osalla täytyy tietää, kumpaa vauriota korjataan, koska alkalikiviainesreaktio voi mahdollisesti jatkua korjauksen jälkeenkin. [1, s. 36.]

3 Betonirakenteiden kunnan tutkimusmenetelmät

Tässä kappaleessa käsitellään yleisempiä kuntotutkimuksessa käytettäviä betonirakenteiden kunnan tutkimusmenetelmiä.

Kuntoarviossa tehtävänä on ottaa selville rakenteen kunto ja siinä esiintyvät mahdolliset vauriot sekä niiden laajuus. Kuntoarviota tehdessä käytetään pääasiassa aistinvaraisia, kokemusperäisiä ja ainetta rikkomattomia menetelmiä. Kuntoarvion pohjalta voidaan laatia mahdollinen korjaussuunnitelma tai tehdä päätös kuntotutkimuksesta. Betonirakenteissa vauriot ovat yleensä sellaisia, että niitä ei voi havaita kunnolla kuntoarviossa käytettävillä menetelmillä, vaan tarvitaan tarkempaa rakenteiden kuntotutkimusta. [3, s. 3.]

Kuntotutkimuksessa otetaan selville tarkemmin rakenteiden ominaisuuksia. Kuntotutkimuksen tavoitteena on tuottaa luotettavaa, mittauksiin perustuvaa tietoa rakenteiden kunnosta ja vaurioista. Tarkastelu tehdään rakenteittain ja turmeltumisilmiöittäin. Kuntotutkimuksessa käytettävät menetelmät voivat olla rakenteita rikkovia tai rikkomattomia menetelmiä. [3, s. 3.]

Betonirakenteiden kunnan tutkimusmenetelmät voidaan eritellä kenttätutkimusmenetelmiin ja laboratoriossa tehtäviin menetelmiin. Esimerkiksi betoniraudoitteiden suojabetonikerroksen ja karbonatisoitumissyvyyden mittaaminen tehdään kentällä ja betonirakenteiden kloridipitoisuuden määrittäminen tehdään laboratoriossa.

Yleensä betonirakenteiden kunnan tutkimisessa käytetään kuntotutkimusta. Kuntotutkimusta käytetään, koska betonirakenteiden vauriot eivät välttämättä näy betonirakenteen pinnassa vaan vaativat tarkempaa tutkimista.

3.1 Raudoitteiden korroosion tutkimusmenetelmät

Raudoitteiden korroosiota voidaan tutkia betonin karbonatisoitumissyvyyttä mittaamalla, suojabetonikerroksen paksuuksia kartoittamalla ja betonin kloridipitoisuuksia määrittämällä.

3.1.1 Karbonatsoitumissyvyyden mittaaminen

Betonirakenteiden karbonatsoitumissyvyyttä mittaamalla on tarkoituksena määrittää, kuinka syvälle betoni on neutralisoitunut eli toisin sanoen menettänyt raudotteita korroosiolta suojaavan ominaisuuden. Karbonatsoitumissyvyyttä mitataan pH-indikaattorilla, millä pystytään erottamaan karbonatsoitunut (pH noin 8) ja karbonatsoitumaton betoni (pH 13...14). [1, s. 97.]

Kuntotutkimuksen yhteydessä tehtävissä mittauksissa fenoliftaleiiniliuoksen koostumukseksi on vakiintunut seuraava yhdistelmä: 1 g fenoliftaleiinijauhetta, 50 g etanolia (denaturoitua spriiä) ja 50 g tislattua vettä. Mittaaminen suoritetaan tavallisesti joko poralieriön pinnalta melko nopeasti poraamisen jälkeen, mielellään samana päivänä tai lieriön tuoreelta lohkopinnalta myöhemmin. Mittaaminen voidaan suorittaa myös betoniin tehdyn avauksen tai betoniin poratun reiän reunoilta. [1, s. 98.]

Tuore lohko- tai sahauspinta tulee puhdistaa mahdollisimman huolellisesti mahdollista porauksen tai piikkauksen jälkeen jättämistä jätteistä. Puhdistamisen jälkeen pinta käsitellään indikaattoriliuoksella, joka voidaan ruiskuttaa tai töpöttää näytteen pintaan kostutetulla tupolla. Jos näytteet ovat varsin märkiä, on suositeltavaa antaa näytteiden kuivua ennen mittaamista. Käytettävä fenoliftaleiini värjää näytteestä karbonatsoitumattoman betonin punaiseksi (kuva 7). Karbonatsoituneessa betonissa ei pääse värjäytymistä tapahtumaan. Näytteestä karbonatsoitumissyvöhykkeen edennyt matka yleensä mitataan työntömitalla. [1, s. 98.]



Kuva 7. Poralieriönäyte. Karbonatsoitumaton betoni värjäytynyt punaiseksi. [4]

Karbonatisoitumissyvyys pystyy vaihtelevaan merkittävästi jo näytteen matkalla. Yleensä pyritään arvioimaan betonin keskimääräinen karbonatisoitumissyvyys näytteen matkalla. Yksittäiset, rakenteen halkeamista tai tiivistyspuutteista aiheutuneet poikkeuksellisen suuret karbonatisoitumissyvytykset tulee kirjata erikseen ylös, mutta ne tulee jättää huomioimatta, kun keskimääräistä syvyyttä arvioidaan. Karbonatisoitumissyvytyksen vaihtelu kertoo jokseenkin betonointityön laadusta. [1, s. 99.]

Karbonatisoitumissyvyyttä ei voida kuitenkaan mitata edellä mainitulla tavalla valkosementtibetonista, koska jotkin valkosementtibetonit voivat värjäytyä koko näytteen matkalta punaiseksi. Tästä syystä valkosementtibetonista karbonatisoitumisen mittaaminen tulee tehdä mikrorakennetutkimuksilla. [1, s. 99.]

On tärkeää huomioida, että karbonatisoitumissyvyyksissä voi olla huomattavaa vaihtelua jopa yhden rakenteen kohdalla sekä samanlaisten rakenteiden kesken. Tämän lisäksi karbonatisoitumissyvytykset vaihtelevat erilaisten rakennetyyppien välillä. Tästä syystä on erittäin tärkeää, että mittauksia tehdään tarvittavan paljon. Esimerkiksi jos halutaan tutkia korroosiotilassa olevien teräksien määrää julkisivuelementissä, voidaan pitää kuutta rinnakkaista mittausta kustakin tutkittavasta rakenteesta tai pintatyyppistä ehdottomasti vähimmäismääränä. Kuitenkin tällä näytemäärällä korroosiomäärä voi poiketa todellisesta määrästä huomattavasti. Tästä syystä onkin suositeltavaa ottaa useampi näyte varmistaakseen mittausten luotettavuus, etenkin jos tutkittava rakenne muodostaa suurimman osan tutkittavasta kohteesta. Rakenteissa, joita on selkeästi vähemmän tai joissa on vähän teräksiä, riittää pienempikin näytteiden määrä. Näytteiden määrää arvioidessa tulee myöskin ottaa huomioon myöskin näkyvien vaurioiden määrä. Mikäli korjaussuunnittelua tehdessä näytteistä saatu tieto on ristiriitaista, voidaan tarvittaessa ottaa lisää näytteitä. [1, s. 99.]

Mittauskohdat tulee valita siten, että niiden perusteella saadaan edustava käsitys tutkittavan rakenteen karbonatisoitumissyvyydestä. Kohtia valitessa on pyrittävä valitsemaan mittauskohdat keskimääräistä saderasitusta edustavista kohdista, koska saderasituksen vaikutus korroosiovaurioiden nopeuteen on suhteellisen pieni ja sateelta suojatuissa pinnoissa karbonatisoituminen etenee nopeasti mutta teräksien korroosio on hidasta. [1, s. 99.]

3.1.2 Raudoitteiden suojabetonikerroksen kartoittaminen

Raudoitteiden suojabetonikerroksia kartoitetaan sen takia, jotta tiedettäisiin, kuinka suuri osa rakenteen raudoitteista on riskialttiilla vyöhykkeellä karbonatisoitumisesta tai kloridien tunkeutumisesta johtuvan korroosion suhteen. Kartoitusten avulla pyritään arvioimaan, kuinka paljon on odotettavissa tulevaisuudessa rakenteen korroosiovaurioita. [1, s. 100.]

Suojabetonikerrosten paksuuksia pystytään mittaamaan ainetta rikkomatta peitepaksuusmittarilla (kuva 8). Peitepaksuusmittarin toiminta perustuu sähkömagneettisiin induktioihin. Peitepaksuusmittarilla voidaan havaita tavanomaiset magneettiset raudoitteet. Esimerkiksi austentivisiä ruostumattomia raudoitteita, alumiinisia tai harjakuparisiasiteita ei pystytä havaitsemaan. [1, s. 100.]



Kuva 8. Suojabetonikerroksen määrittämisessä käytettävä peitepaksuusmittari. [2]

Oikeiden mittausarvojen saamiseksi edellytetään, että mitattavan raudoitteen halkaisija tiedetään ja se syötetään laitteeseen ja että mittari on kalibroitu tarpeeksi tarkasti ennen mittausten aloittamista. Raudoitteiden halkaisijat yleensä voidaan selvittää elementti- tai muista piirustuksista. [1, s. 100.]

Suojabetonikerroksien mittaaminen suoritetaan mittaamalla raudoitteiden suojabetonikerroksia satunnaisotantana tutkittavilla pinnoilla. Kaikki saadut tulokset kirjataan muistiin, ja näin voidaan saada hyvä käsitys siitä, että kuinka suuri osa raudoitteista on korroosiovaarassa. [1, s. 101.]

Suojabetonikerroksia mitattaessa valitaan edustavia osia yksittäisestä rakenteesta. Esimerkiksi sandwich-elementeistä suojakerroksia on suositeltavaa mitata käyttäen jaotteluna elementtien

neljänneksiä, jolloin kooltaan samanlaiseen otokseen saadaan havaintoja neljä kertaa suuremmasta elementtijoukosta kuin vain mitattaessa yksittäisiä elementtejä. Kaikkia mittauksia ei kannata tehdä samalta korkeudelta, koska tällöin voi jäädä mahdolliset ajalliset laadunvaihtelut havaitsematta. Oikea mittausväli on luokaltaan 150-200 mm. [1, s. 101.]

Yksittäisiä suojabetonikerroshavaintoja tulee olla paljon kustakin rakenne- ja raudoitetyypistä. Suositeltava mittausten määrä on 100-200 kappaletta, jotka on mitattu vähintään kuudesta, mielellään jopa useammasta eri elementistä rakennusosien mahdollisen laadun vaihtelun aiheuttamien virheiden pois saamiseksi. Tarvittaessa erikseen voidaan mitata korroosiovaurioiden kohdat ja kirjata muistiin vaurioiden määrät sekä sijainnit. Jos suojabetonikerrokset todetaan välittömästi puutteellisiksi mittausten alkaessa, voidaan mittauksien määrää alentaa huomattavasti. [1, s. 101.]

Suojabetonikerroksien mittaukset on tehtävä jokaisesta suojabetonikerrokseltaan oletettavasti erilaisesta elementti- ja rakennetyypistä. Esimerkiksi ruutuelementin ulkokuoresta, umpielementin ulkokuoresta, parvekekaiteesta, parvekelaatasta ja parvekkeenpielistä. Mittaukset on myöskin erikseen tehtävä erilaista pintatyypeistä, joissa suojabetonikerrokset voivat vaihdella. Esimerkiksi harjatuista pinnoista, muottipintaisista ja laattapintaisista pinnoista. Lisäksi on myöskin tutkittava erilaiset raudoitustyyppit, joiden suojabetonikerrokset oletetaan olevan erilaisia. Tällaisia raudoituksia voivat olla esimerkiksi julkisivuelementtien reunateräkset ja verkkoraudoitteet. Myös saman rakenneosan eri pinnat tulee selvittää erikseen, esimerkiksi parvekekaiteiden hakateräksien suojabetonikerrokset ovat erilaisia ulko- ja sisäpinnoissa. Reunateräksiä mitattaessa on otettava huomioon, että raudoitteiden suojabetonikerroksien paksuudet voivat olla pieniä myöskin elementin reunaa päin. [1, s. 101...102.]

Suojabetonikerrosten mittausten tulokset voidaan kirjata joko suoraan peitepaksuusmittarin muistiin, merkitsemällä numeroarvoina elementtiipirustuksiin tai sitten perinteisellä tukkimiehen kirjanpidolla. Jälkimmäisen tavan etuna on, että tuloksista nähdään välittömästi jakauman muoto, otoksien laajuus, pienten suojabetonikerroksien karkea osuus sekä jakauman muoto. [1, s. 102.]

3.1.3 Betonirakenteiden kloridipitoisuuden määrittäminen

Betonissa olevat kloridit pystyvät jo pieninä määrinäkin aiheuttamaan betonissa olevien raudoitteiden korroosion, vaikka betonin alkalisuus olisi tallessa. Korroosion kannalta kriittisenä kloridipitoisuutena pidetäänkin noin 0,03-0,07 paino-% happoliukoista kloridipitoisuutta betonin painosta. Käytännössä kuitenkin kynnyksarvo vaihtelee suurestikin riippuen muun muassa betonin tiiveydestä, alkalisuudesta ja sementtimäärästä. Esimerkiksi karbonatisoituminen kiihdyttää klorideista johtuvaa korroosiota, koska karbonatisoituminen vapauttaa klorideja betoniin. [1, s. 102.]

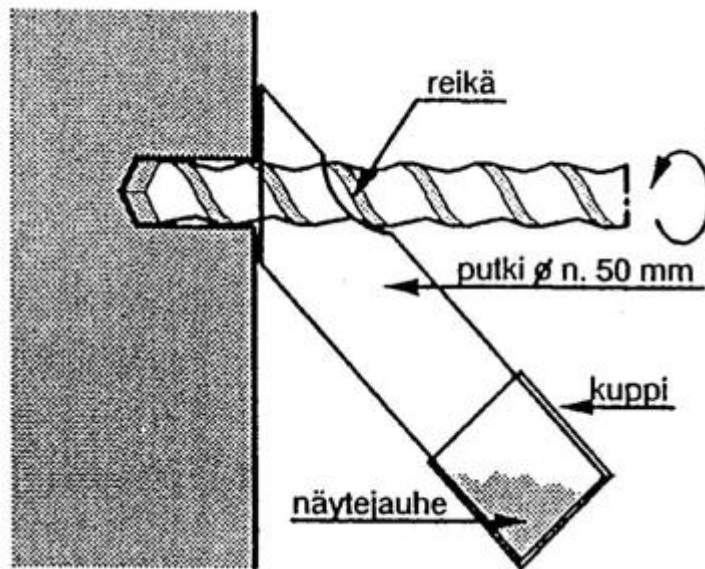
Klorideista johtuvassa korroosiossa yleensä joudutaan valitsemaan raskas korjausmenetelmä. Tästä syystä on tärkeää, että betonin kloridipitoisuus tutkitaan aina ainakin pistokoetyyppisesti. Näin on tehtävä, vaikka rakenteessa ei olisi merkkejä klorideista johtuvasta korroosioista, koska kloridit nopeuttavat karbonatisoitumisen käynnistämää korroosiota erittäin paljon. Klorideista johtuvaa korroosiota ei pysty tunnistamaan ilman rakenneavauksia. [1, s. 102.]

Betonin kloridipitoisuus mitataan jauhenäytteestä, joka otetaan yleisimmin poraamalla porasaralla reikä betoniin ja keräämällä porauksesta syntynyt jauhe talteen. Varsinkin meren rannalla saattaa olla aiheellista selvittää, ovatko kloridit peräisin valmistuksesta vaiko ulkoisista rasituksista, koska valmistuksesta tullut kloridipitoisuus pysyy likimain samana riippumatta näytteenotto-syvyydestä ja ulkoisista rasituksista tullut kloridipitoisuus heikkenee rakenteessa syvemmälle mentäessä. Tällöin näytteenotto tulee suorittaa vaiheittain ja jauhe otettava talteen erikseen eri syvyyksiltä. [1, s. 102.]

Perusmenetelmä kloridipitoisuuden määrittämiseen on titraus. Määrittämisen edellyttää jauhenäytettä, minkä maksimirakekoko on alle 0,1 mm. Jauhenäytteessä tulee vähintään olla kaksi grammaa sementtiä, jotta titraus onnistuu. Esimerkiksi betonissa, jonka sementti määrä on 250 kg/m^3 , tarkoittaa tämä näytemäärää, joka vastaa halkaisijaltaan 15 mm ja syvyydeltään 45 mm syvää porausreikää. Kuitenkin käytännössä jauhetta kannattaa ottaa samalla kertaa enemmän titrausta varten, jotta voidaan tarvittaessa titraus suorittaa uudelleen. [1, s. 103.]

Kloridipitoisuuden selvittäminen tehdään yleensä perusmenetelmää soveltaen käyttäen laboratoriokäyttöön tarkoitettua laitetta. Markkinoilla on olemassa kuitenkin kenttäkäyttöön soveltuvia laitteita, mutta kentällä kloridipitoisuuden määrittäminen liittyy lähinnä korjausvaiheeseen. [1, s. 103.]

Mittauksen luotettavuuden kannalta on tärkeää, että betonista porattu jauhenäyte on mahdollisimman hyvä. Näytteeseen on tärkeää saada kaikki porareistä tuleva jauhe talteen. Esimerkiksi mikäli näytettä pyritään keräämään avonaiseen astiaan, jo vähäinenkin tuulen vire voi mahdollisesti kuljettaa näytteen hienointa, juuri kloridipitoista sementtikiveä sisältävää jauheen osaa pois. Apuna näytteen otossa voidaan käyttää muoviputkesta valmistettua apuvälinettä (kuva 9), jonka avulla saadaan kaikki porausjauhe talteen.



Kuva 9. Jauhenäytteen ottaminen muoviputkea apuna käyttäen. [2]

Mikäli betoni sisältää suuria runkoainesrakeita, on mahdollista, että otettuun, yksittäiseen näytteeseen tulee melkein ainoastaan betonin runkoainejauhetta. Tällöisissä tapauksissa tulee varmuuden vuoksi ottaa näytteitä useammasta rinnakkaisesta porausreiästä, jotta virheiden mahdollisuudet ovat mahdollisimman pienet. [1, s. 104.]

3.2 Betonirakenteiden rapautumisen tutkiminen

Betonirakenteiden rapautumisen tutkimukset voidaan jakaa kentällä tehtäviin tutkimuksiin ja laboratoriossa tehtäviin tutkimuksiin. Kentällä tehtävä tutkimusmenetelmä on vasarointimenetelmä. Laboratoriossa tehtäviä menetelmiä ovat mikrorakennetutkimus, vetokoheet ja suoja-
huokossuhteen määrittäminen.

3.2.1 Vasarointi

Vasarointia käytetään pääasiallisesti betonijulkisivujen kunnontutkimisessa. Esimerkiksi päälle päin hyvässä kunnossa olevassa julkisivussa voi kuitenkin olla yksittäisiä elementtejä, jotka ovat voineet päästä rapautumaan erittäin pitkälle. Korjausmenetelmän valinnan kannalta on hyvin tärkeää, että kuntotutkimuksessa löydetään tällaiset elementit ja saadaan niiden osuus selville. [1, s. 104.]

Rapautuneen rakenteen löytämiseksi on ainakin julkisivun ja parvekkeiden rasitetuimmat kohdat käytävä huolellisesti läpi vasaroimalla betonipinnat raskaalla vasaralla eli moskalla, joka painaa noin yhden kilon verran. Vasarointi toimii hyvin, koska rapautuneet betonipinnat aiheuttavat paljon matalamman koputusäänen ja vasaran normaalia vaimeamman kimpoamisen betonin pinnasta. Karkeasti harjatuilla ja pesubetonipinnoilla vasaroinnin tarkkuus on paljon heikompaa verrattuna sileisiin pintoihin, koska vasaran isku voi murskata pinnan kohoumia. [1, s. 104.]

Vasarointia suorittaessa on hyvä suorittaa myös rakenteiden tarkempi silmämääräinen tarkastelu ja selvittää, onko rakenteessa mahdollisesti pakkasrapautumaan viittaavia merkkejä. Tällaisia merkkejä voi olla elementtien kaareutuminen, halkeilu, kalkkihärmevalumat tai saumojen koonpuristumat. [1, s. 105.]

3.2.2 Mikrorakennetutkimus

Betonin rapautuminen aiheutuu, kun betoniin syntyy säröjä sekä halkeamia. Halkeamien ja säröjen määrä vain kasvaa rapautumisen edetessä. Betonin rapautumisen tutkimisessa käytetty perusmenetelmä on betonin mikrorakennetutkimus, jossa betonin rapautuminen tutkitaan mikroskoopilla. Kuitenkin rapautumisen tilanne on syytä tarkistaa hietutkimuksella, jos betonirakenteen rapautumisen tilanne on kriittisessä asteessa rakenteen korjaamisen kannalta. Rapautuminen ei ole selkeästi havaittavissa muilla tutkimusmenetelmillä kuin hietutkimuksella. [1, s. 107.]

Betonin mikrorakennetutkimus tehdään laboratoriossa yleensä ohut- tai pintahieestä. Hienäytteen mikroskooppitarkastelussa saadaan haluttaessa erittäin yksityiskohtaista informaatiota betonin laadusta ja kunnosta. Mikrorakennetutkimuksessa on tarkoituksena selvittää betonin pakaskestävyys eli lisähuokostuksen olemassaolo, syntyneet säröt ja halkeamat sekä niiden suuntaisuus, joista voidaan päätellä syy halkeilulle ja rapautumisen aste, huokosten täytteisyys (vain ohuthietutkimus) ja mahdolliset haitalliset reaktiot kuten ettringiitti- ja alkalirunkoainereaktio

(vain ohuthietutkimus). Lisäksi voidaan halutessa selvittää betonin laatu, karbonatisoitumisvyvyys, pintakäsittelyjen ja tarvikkeiden tartuntatila ja mahdollisen maalin kuitupitoisuus. [1, s. 107.]

Hienäytettä varten betonista tulee irrottaa näyte. Näytteen irrottaminen tehdään yleisimmin timanttiporaamalla. Näytteestä valmistetaan hie yleensä ulkopinnasta alkaen kohtisuoraan rakenteen ulkopintaa vastaan. Tällöin saadaan parhaiten näkyviin mahdollinen pakkashalkeilu. Pakkashalkeilu on yleensä jäätymisrintaman eli rakenteen pinnan suuntaista. Ohuthienäyte (kuva 10) tehdään hiomalla näyte hyvin ohkaiseksi, noin 25-30 µm paksuiseksi. Pintahienäyte hiotaan yhdestä suunnasta, eikä sille tehtävää mikroskooppitarkastelua tehdä näytteen läpi. [1, s. 108.]



Kuva 10. 75 mm pitkiä ohuthienäytteitä erilaisista julkisivurakenteista. [5]

Mikrorakennetutkimukset suositellaan kohdentaa seuraavasti. Mikäli muilla tutkimustavoilla ei ole saatu rapautumiseen viittaavaa tietoa, näytteet tulee ottaa kohdasta, josta rapautuminen suurimmalla todennäköisyydellä alkaa. Tällöisiä ovat kohdat, joissa on voimakkain pakkasrasitus sekä kohdat, joita on todennäköisesti jouduttu lämpökäsittämään voimakkaasti. Mikäli havaitaan merkkejä mahdollisesta rapautumisesta, suositellaan näytteiden ottoa niistä kohdista, jotta saadaan selville, onko rapautumaa päässyt tapahtumaan ja mistä syystä sitä on päässyt tapahtumaan. Mikäli havaitaan selkeää paikallista rapautumaa, esimerkiksi voimakkaalle veden vuodolle altistunut kohta, näyte tulee ottaa näkyvän rapautuman lähistöltä vielä ehjälle vaikuttavasta kohdasta. Näin voidaan arvioida mahdollista rapautumisen paikallisuutta. Mikäli havaitaan laajamittaista ja selkeää rapautumista, näytteet otetaan selkeästi kevyimmin rasitetusta kohdasta

rapautumisen laajuuden selville saamiseksi. Mikäli halutaan saada tietää pelkästään rapautumisen syy, on näytteet otettava rapautuneesta kohdasta, kuitenkin niin sanotusti ehjästä betonista, joka on mahdollisimman lähellä rapautumisesta johtuvaa vauriota. [1, s. 108...109.]

Mikrorakenneanalyysien tarvittavaa lukumäärää ei voida tarkasti ohjeistaa, koska se riippuu useasta kohdekohtaisesta tekijästä. Tämmöisiä tekijöitä ovat muun muassa silmämääräinen rapautumistilanne, pakkasrasitustaso, tutkimukselta haluttu luotettavuus, rapautumisen kriittisyys, erilaisten rakennetyyppien määrä ja näytteen kattavuus. Kuitenkin yleisohjeena voidaan todeta, että mikäli rapautumaa ei selkeästi ole havaittavissa silmämääräisesti tai koputtelemalla, on syytä tehdä vähintään kahdesta kolmeen hiettä rapautumisen vaurioalttiudeltaan suurimpien rakennetyyppien kohdista. Tällä tavoin voidaan varmistua, että rapautumaa ei ole päässyt tapahtumaan. Mikäli rapautumaa on kuitenkin havaittavissa, ohuthieiden määrää on aina harkittava erikseen. Kuitenkin jos rapautuminen on ilmiselvää ja laajaa, ei välttämättä ole tarvetta suorittaa ohuthietutkimusta ollenkaan. [1, s. 109.]

3.2.3 Vetokoe

Rapautumisesta betonirakenteisiin syntyy mikrohalkeamia. Nämä mikrohalkeamat alentavat betonin lujuutta. Halkeamat eivät merkittävästi alenna betonin puristuslujuutta vaan ne heikentävät betonin vetolujuutta paljon enemmän. Tästä syystä betonin rapautumisen tilannetta voidaan arvioida tekemällä betonille vetolujuusmittauksia. Vetolujuusmittauksien avulla voidaan arvioida myöskin betonin laatua ja korjattavuutta yleisesti. Vetolujuusmittausten avulla pystytään arvioimaan paikkauslaastien tartuntaa ja uusien pintarakenteiden kiinnitysvarmuutta. Voidaan myöskin selvittää erilaisten pintatarvikkeiden tartuntalujuuksia. [1, s. 109.]

Vetokokeita varten tulee porata betonista näytelieriöitä, jotka koestetaan laboratoriossa. Vetolujuuden mittaaminen voidaan tehdä myöskin kentällä. Kuitenkin käytettäessä rakenteen läpiporrattua näytettä voidaan saada käsitys betonin vetolujuudesta koko paksuudelta. Vetokoekappaleen valmistuksessa on kummassakin tapauksessa varmistuttava siitä, että veto tapahtuu keskeisenä. [1, s. 109.]

Näytteiden ottaminen vetokokeita varten suoritetaan samoilla periaatteilla kuin ohuthietutkimustakin varten. Vetokappaleen on oltava mahdollisimman suuri betonissa käytetyn runkoai-

neen kokoon verrattuna. Koekappaleen tulee halkaisijaltaan olla vähintään kolme kertaa runkoaineena käytetyn kiviaineksen maksimiraekoosta. Käytännössä näytteen halkaisijaksi on vakiintunut noin 50 mm tai 75 mm. [1, s. 110.]

Vetokokeiden tulosten tulkinnessa voidaan käyttää apuna taulukon 1 arvoja. Taulukon käyttämisen edellytyksenä on, että näytteen murtuminen ei ole tapahtunut esimerkiksi suuren tiivistys- huokosen, kiven tai teräksen tai muun vastaavan kohdalta. Johtopäätöksiä ei pystytä tekemään kaavamaisesti tai yksittäisen vetokokeen perusteella, vaan näytteitä tulee olla vähintään muutamia. Rinnakkaisista näytteistä tulee saada samankaltaisia tuloksia, jotta tuloksia voidaan pitää luotettavina.

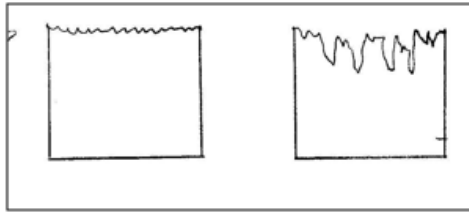
Vetolujuus	Todennäköinen rapautumistilanne
n. 0,1 MPa	Näytteessä pitkälle edennyttä rapautumaa
n. 0,5 MPa	Näytteessä jonkin verran rapautumaa
n. 1,0 MPa	Näytteessä voi olla alkavaa rapautumaa
n. > 1,5 MPa	Rapautuminen epätodennäköistä

Taulukko 1. Betonin vetokokeissa apuna käytettäviä vetoljuuksia. [2]

Täytyy myös huomioida, että alhainen vetolujuus voi johtua muustakin syystä kuin betonin rapautumisesta. Tällaisia syitä voivat olla käytetyn runkoaineen laatu, betonin alhainen lujuustaso ja betonissa olevista kuormituksista tai vaikuttavista pakkovoimista johtuva halkeilu. Tästä syystä vetokokeiden tulokset, varsinkin alhaisten vetoljuuksien syy, on tarvittaessa varmistettava esimerkiksi hietutkimuksilla. [1, s. 110.]

Rapautumista voidaan myös arvioida koekappaleen murtotavan perusteella (kuva 11). Jos murto tapahtuu pääsääntöisesti runkoaineiden pintoja pitkin, rapautumisen todennäköisyys on suuri. Rapautumattomassa näytteessä murtopinta on yleensä melko suora ja suuria runkoainerakeita rikkova. [1, s. 110...111.]

Rapautumaton Rapautunut



Kuva 11. Rapautumattoman ja rapautuneen koekappaleen murtumisen ero. [2]

Kertaalleen koestettujen näytteiden puoliskot pystytään myös helposti liimaamaan yhteen ja koestamaan uudelleen, jos mitattu vetolujuus oli pienehkö. Näin pystytään selvittämään, johtuiko alhainen vetolujuus yksittäisestä halkeamasta tai muusta paikallisesta virheestä, millä ei ole yhteyttä rapautumiseen. [1, s. 111.]

Vetokokeita käytetään pääsääntöisesti muiden menetelmien tuloksia täydentävinä tutkimuksina. Vetokokeet soveltuvat hyvin, kun tutkitaan rapautuman laajuutta. Esimerkiksi parvekekohtaisen korjattavuuden arvioimiseksi, jolloin näytteiden määrät ovat suuria ja vetokokeella päästään selvästi alempaan yksikkökustannukseen kuin hietutkimuksia tekemällä. [1, s. 111.]

3.2.4 Suojahuokossuhteen määrittäminen

”Betonissa olevien suojahuokosten suhteellista osuutta kuvaava suojahuokossuhde ilmoittaa, kuinka suuri osa betonin kokonaishuokostilavuudesta pysyy ilmatäytteisenä vesisäilytyksessä normaalipaineessa. Pakkaskestävyyden rajana on pidetty 0,20 suojahuokossuhdetta.” [1, s. 111.]

Suojahuokossuhde pystytään mittaamaan laboratoriossa betoninäytteestä käyttämällä erilaisia menetelmiä. Mittaus on melko yksinkertainen. Mittaaminen onnistuu punnitsemalla eri tavoin vedellä kyllästettyjä näytteitä. Kuntotutkimuksien yhteydessä yleensä käytetään alipainemenetelmää, missä huokosten täyttäminen tapahtuu alipaineen avulla. Etuna tälle menetelmälle on lähinnä sen alhaiset kustannukset ja soveltuvuus pienille näytteille. Standardin mukaisessa koeksessa suojahuokokset täytetään vedellä käyttäen suurta painetta, joka soveltuu huonosti pienikokoisille näytteille, joita kuntotutkimuksissa käytetään. Suojahuokossuhteen määrittäminen voidaan tehdä myöskin niin sanotulla vedenimukokeella, jolla selvitetään myös pakkasrapautumiseen tarvittava vesikosketuksen pituus. [1, s. 111.]

Eri menetelmillä saadaan toisistaan hieman poikkeavia suojahuokossuhteen arvoja. Tulosten epätarkkuus tulee tarvittaessa tuoda esille tutkimustuloksia raportoitaessa. Esimerkiksi alipainemenetelmällä tehty mittaus antaa standardin mukaiseen kokeeseen verrattuna hieman alempia tuloksia suojahuokossuhteeksi riippumatta betonin laadusta. Tulokset ovat kuitenkin niin sanotusti varmalla puolella ja selkeästi puutteellinen lisähuokostus tulee ilmi. [1, s. 111.]

Suojahuokossuhde kuvaa ainoastaan kokeessa kapillaarisesti täyttymättömien huokosten tilavuusosuutta kokonaishuokosmäärästä. Suojahuokossuhde ei kuvaa, onko suojahuokosia riittävän tiheässä tai ovatko suuret huokokset todella pakkaselta suojaavia suojahuokosia vai esimerkiksi puutteellisesta tiivistyksestä aiheutuneita suuria huokosia. Suojahuokossuhteen perusteella ei pystytä toteamaan varmaksi, onko betoni pakkasenkestävää. Kokeen perusteella sen sijaan pystytään toteamaan, onko betoni suojahuokostettua vai ei. Käytännössä on todettu, että suojahuokossuhteen määrittäminen käytettynä täydentämään mikrorakenneainetutkimuksia antaa hyvän kuvan betonin pakkasenkestävyydestä ja varsinkin sen vaihteluista. [1, s. 112.]

3.3 Muut tutkimukset

Kuntotutkimuksissa on myös käytössä monia menetelmiä kuin vain edellä mainitut menetelmät. Monet menetelmät eivät kuitenkaan sovellu yksityisten vaurioiden tutkimiseen niin kuin edellä mainitut menetelmät. Useiden menetelmien käyttöön myöskin liittyy selkeitä rajoituksia, joita ei ole kentällä välttämättä aina tiedostettu riittävästi.

Erilaisia muita tutkimusmenetelmiä voivat olla esimerkiksi betonin puristuslujuuden määrittäminen, kosteusmittaukset, tähytys, lämpökuvaukset, raudoitteiden potentiaalimittaaminen, betonin kimmoasaramittaukset ja koekuormitukset. [1, s. 120...122.]

4 Betonirakenteiden korjaamisessa käytettäviä tapoja

Tässä kappaleessa käydään lävitse muutamia betonirakenteiden korjausmenetelmiä, joilla voidaan korjata edellä mainittuja betonin erilaisia vaurioita.

Kuntotutkimuksella on tarkoitus hankkia tietoa rakenteen kunnosta sekä korjaustarpeesta rakenteen korjaustavan ja -ajankohdan valitsemiseksi. Korjaustavan valinta on riippuvainen siitä, kuinka pitkälle rakenne on päässyt vaurioitumaan. Myös suuri vaikutus korjaustavan valintaan on myös se, että onko korjaustapa teknisesti mahdollinen sekä onko se taloudellisesti kannattava suorittaa. [1, s. 50.]

Kirjassa Betonirakenteiden korjausohjeet by41 todetaan että: ”Betonirakenteiden korjaamisessa on erotettava toisistaan korjausperiaatteet ja korjaustavat. Korjausperiaatteet määräytyvät sen mukaan, millä tavoin korjaus vaikuttaa rakenteen fysikaaliseen toimintaan tai toimivuuteen. Korjaustavat taas edustavat erilaisia käytännön toteutustapoja saada aikaan eri korjausperiaatteiden mukaisia vaikutuksia. Yhden korjausperiaatteen toteuttamiseksi voidaan tarvittaessa käyttää kahden tai useamman korjaustavan yhdistelmää.” [6, s. 13.]

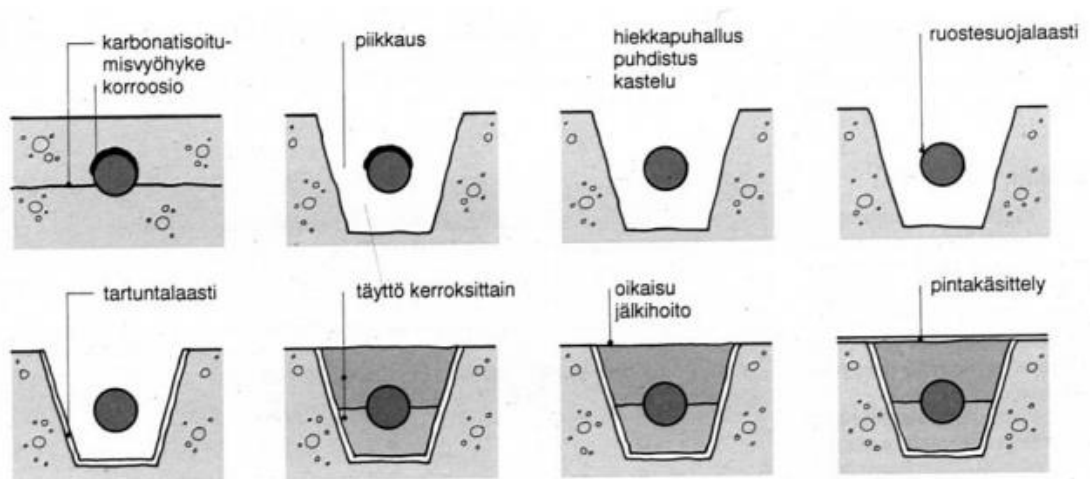
Esimerkiksi korjausperiaatteena voi olla betonin korjaus. Korjaustapoja, joilla periaatteeseen päästään, voivat olla laastipaikkaukset, valaminen uudelleen betonilla tai laastilla, ruiskubetonointi tai jopa elementtien uusiminen. [6, s. 13.]

Sillä, mitä korjausperiaatteiden- ja tapojen jaottelua käytetään, ei ole juurikaan merkitystä korjaushankkeen tai korjaussuunnittelun onnistumisen kannalta. Oleellista on, että korjauskäsittely valitaan sellaiseksi, että se eliminoi vaurioiden jatkumisen ja poistaa vaurioiden aiheuttamat haitat sekä ei muuta rakenteessa vallitsevia olosuhteita siten, että rakenteessa pääsee käynnistymään uusia haitallisia turmeltumisilmiöitä. [6, s. 14.]

4.1 Laastipaikkaus

Laastipaikkauksella tarkoitetaan betonirakenteissa paikallisesti esiintyvien korroosio- ja rapautumavaurioiden sekä erilaisten kolhujen paikkaamista laastipaikkaustekniikoin. Korjaustyöhön liittyy huolellinen suunnittelu, korjattavien kohtien ennakkokartoitus ja korjaustyön laadunvarmistus. Korjaustyössä on myöskin pyrittävä kartoittamaan odotettavissa olevat korroosiovauriokohdat. Sellaiset korroosiotilassa olevat teräkset, joilla ei ole rakenteen kiinnitysten tai lujuuden kannalta merkitystä, pyritään poistamaan korjauksen yhteydessä. [1, s. 51.]

Perusteelliseen laastipaikkaustyöhön (kuva 12) sisältyy useita peräkkäisiä työvaiheita, joista useat ovat lopputuloksen kannalta kriittisiä. Tämän takia laastipaikkaaminen on korkeaa ammattitaitoa ja motivaatiota edellyttävä käsityö. [1, s. 52.]



Kuva 12. Laastipaikkauksen työvaiheita. [7, s. 9.]

Useasti laastipaikkaukseen liittyy korjatun betonirakenteen uudelleen pinnoittaminen. Vanha pinnoite tulee poistaa täydellisesti esimerkiksi vesihiekkapuhaltamalla. Vanha rakenteen pinta ylitasoitetaan tarvittaessa ja pinnoitetaan uudelleen. Uuden pinnoitteen valitsemisessa tulee ottaa huomioon vanhan rakenteen kosteusrasitus ja kosteuden kuivumisen mahdollisuudet. [1, s. 52.]

Huolellisesti ja riittävän laajasti sekä kosteusteknisesti oikein suoritettu laastipaikkaus ja pinnoitus hidastaa tehokkaasti terästen korroosiota. Laastipaikkauksen ja pinnoitteen korjaaminen soveltuu parhaiten, kun rakenteessa on vain vähän paikattavaa. Suurissa määrin tehtävän laastipaikkauksen kustannukset alkavat lähennellä jo halvimpien päälle tehtävien pintarakennevaihto-

ehtojen kustannuksia. Lisäksi laastipaikat saattavat erottua häiritsevästi muusta pinnasta, jos korjattua pintaa ei ylitasoiteta. Ylitasoittaminen jo itsessään nostaa korjauksen kustannuksia huomattavasti. [1, s. 53.]

Laastipaikkaus ei sovellu hyvin pesubetonipinnoille, koska paikatut kohdat erottuvat hyvin pesubetonipinnoista. Lisäksi sopivan pintakivian löytäminen on työlästä. Myöskin klinkkeri- ja tiililaattapintojen laastipaikkaaminen ovat kustannuksiltaan korkeita. [1, s. 53.]

Rakenteiden korjaamiseen, joissa on pakkasrapautumaa, ei pelkkä pinnoitustyyppinen korjausmenetelmä yleensä riitä, koska korjausmenetelmä ei hidasta vaurioiden etenemistä riittävästi. Tällöin on harkittava raskaampia ja tehokkaammin suojaavia menetelmiä. [1, s. 53.]

4.2 Valukorjaukset

Betonirakenteissa olevia vaurioita pystytään korjaamaan betonoimalla silloin, kun vauriot ovat paikallisia laajempia eikä paikkaaminen laastilla enää ole taloudellisesti kannattavaa tai muuten perusteltua. Mikäli korjattavat kohdat voidaan muotittaa, korjaamiseen voidaan käyttää tavanomaista valubetonia. Mikäli laajempia vaurioita sijaitsee rakenteiden pystypinnoilla tai alapinnoilla, voidaan korjaamiseen käyttää ruiskubetonointia. [6, s. 44.]

Yleensä valukorjauksia käytetään esimerkiksi parvekelaattojen ja pieliseinäelementtien korjaamiseen, kun rakenteen reunassa on pitkälle edennyttä raudotteiden korroosiota tai pakkasrapautumaa. Samoin muissa kantavissa rakenteissa tehtävät suuret korjaukset tehdään yleensä muotittamalla ja valamalla. [6, s. 44.]

Betonikorjauksissa vauriokohdat avataan yleensä suhteellisen järeällä kalustolla piikkaamalla. Kantavien rakenteiden purkamisessa tulee varmistaa, että rakenteet tuetaan töiden suorittamisen ajaksi kunnolla. [6, s. 44.]

Piikatun rakenteen kelpoisuus korjausalustaksi tulee tarkistaa vetokokein. Kelpoisena pidettävän betonin vetolujuuden määrittelee korjaussuunnittelija tapauskohtaisesti rakenteelle asetettavien lujuusvaatimuksien, betonin alkuperäisen lujuusluokan, kuntotutkimustulosten ja käytettävien korjaustuotteiden lujuusluokan perusteella. Vetolujuuden vähimmäisarvo tulee yleensä olla 1 MPa. Poikkeustapauksissa voidaan käyttää alemmaa arvoa, ei kuitenkaan alemmaa kuin 0,7 MPa. [6, s. 44.]

Valukorjauksissa rauditus toteutetaan yleensä niin että betoninormien mukaiset raudoituksien suojabetonikerrokset voidaan saavuttaa. Tällöin rauditusta ei ole välttämättä tarvetta puhdistaa tai käsitellä korroosiosuoja-aineella. Rauditus täytyy kuitenkin puhdistaa, jos rauditus on yhtenäisen ruostekerroksen ympäröimä tai jos korrosio on kloridien käynnistämää. [6, s. 44.]

Valukorjauksia tehtäessä muottien tulee olla niin tukevia ja tiiviitä, että ne säilyttävät muotonsa betonoitaessa ja että saumat eivät pääse vuotamaan. Juotosmassaa tai itsestään tiivistyvää betonia käyttäessä muotin tulee olla vesitiivis. [6, s. 45.]

Muotit tulee mitoittaa syntyvälle valupaineelle ja muottien kiinnitykset vanhaan rakenteeseen valupaineesta aiheutuville voimille. Käytettäessä itsestään tiivistyvää betonia muotit tulee mitoittaa hydrostaattiselle paineelle, ellei erikseen ole toisin osoitettu. [6, s. 45.]

Mikäli valukorjauksia tehdään sellaisille alueille, joissa muotin täytyminen on epävarmaa, tulee käyttää painelaatikkovalua tai itsestään tiivistyvää betonia, joka voidaan tarvittaessa pumpata letkulla alakautta muottiin. Muottien täytyminen tulee varmistaa betonointityön yhteydessä esimerkiksi muottia koputtelemalla tai muottiin jätettävistä tarkastusaukoista, jotka suljetaan, kun betonointi etenee. [6, s. 45.]

Valukorjauksissa tartunta uuden ja vanhan betonin välillä tehdään lähtökohtaisesti mekaanisilla tartunnoilla. Betonin tartuntapinnan tulee siltikin olla puhdas ja kiinteä, mutta tartuntalaasteja tai muita vastaavia käsittelyitä ei tarvita. Usein riittävä mekaaninen tartunta saadaan ulottamalla puretusta betonista paljastuneet tangot uuteen valuun. Tartuntapintaan tulee lisätä uusia mekaanisia tartuntoja, mikäli vanha rauditus on sillä tavoin vaurioitunut, että se ei pelkästään riitä tartunnaksi tai jos tankoja ei pystytä muusta syystä ulottamaan uuteen valuun. Tämä voidaan tehdä esimerkiksi juottamalla vanhaan rakenteeseen porattuihin reikiin uusia harjateräksiä. [6, s. 45.]

Yleensä vanha rauditus voidaan hyödyntää puhdistuksen jälkeen sellaisenaan, mikäli purettavasta rakenteesta paljastunut rauditus on edelleen käyttökelpoinen. Tämä tarkoittaa sitä, että tangot eivät ole haitallisesti syöpyneitä tai taipuneita ja tangoissa ei ole esimerkiksi kestävyyttä heikentäviä piikkauksesta johtuvia koloja. Jos rauditus on päässyt vahingoittumaan esimerkiksi piikkauksesta johtuen, vaurioituneet teräkset tulee korvata uusilla saman halkaisijan omaavilla tangoilla. [6, s. 46.]

Mikäli raudoituksien suojabetonikerros jää jostain syystä vajavaiseksi, valettavan osuuden raudoitusta pystytään korvaamaan joko osin tai kokonaan ruostumattomilla harjatangoilla. Sinkittyä tai muulla tavalla pinnoitettua raudoitusta ei tule käyttää. [6, s. 46.]

Purettujen kohtien betonointi toteutetaan tavanomaiseen tapaan. Erityistä huomiota tulee kuitenkin kiinnittää tartuntavyöhykkeiden tiivistämiseen. Tiivistys tehdään koneellisesti täryttämällä. Vähäisissä valuissa voidaan käyttää kuitenkin sullontaa ja muottien vasarointia suunnittelijan harkinnan mukaan. Itsestään tiivistyvää betonia ei tarvitse täryttää. [6, s. 46.]

Betonin pinta pyritään työstämään ympäröivän rakenteen mukaiseksi heti valutyön päätyttyä. Korkeissa valuissa on varauduttava siihen, että betonimassan plastisen vaiheen kutistuminen aiheuttaa valun pinnan painumista. Tämä voidaan kompensoida tarvittaessa jälkitärytyksellä ja betonimassan lisäämisellä muottiin ennen kuin massan sitoutumisaika on päättynyt. Mikäli pinnan laatuvaatimukset ovat erittäin korkeat, voidaan käyttää erillistä pinnoituslaastia. [6, s. 46.]

Valukorjaukset toimivat hyvin pakkasrapautumisesta ja raudoituksien korroosiosta johtuvien vaurioiden korjaamisessa, koska vaurioitunut betoni poistetaan ja tilalle valetaan uutta. Tästä syystä pakkasrapautuminen ja raudoitteiden korroosio korjatulla kohdalla pysähtyy.

Mikäli rakennetta halutaan vahvistaa, raudoitusta voidaan lisätä. Raudoituksen lisääminen myös rajoittaa paikan kutistumisesta johtuvaa halkeilua. [6, s. 46.]

4.3 Peittävät korjaukset

Peittävien korjausten periaatteena on, että vaurioitunut rakenne peitetään uudella pintaverhouksella. Useimmissa tapauksissa verhouksella pystytään vähentämään rakenteen kosteusrasituksia huomattavasti, jolloin betonin rapautuminen pysähtyy ja raudoitteiden korroosio hidastuu merkittävästi. Verhousöiden yhteydessä voidaan esimerkiksi julkisivurakenne lisälämmöneristää, mikä johtaa siihen, että rakenteelle saadaan parempi kuivumisvaikutus, koska vanhan rakenteen lämpötila kohoaa. Peittävän korjauksen yhteydessä olevia vaurioita ei ole yleensä tarpeen korjata, koska uusi verhous pysäyttää vaurioiden etenemisen. [1, s. 53.]

Niin sanotuissa kylmissä rakenteissa uudelleen verhous pysäyttää betonin rapautumisen. Terästen korroosio ei sen sijaan täysin pysähdy, koska erityisesti kloridien aiheuttamassa korroosiossa korroosio etenee myös ilmankosteusalueilla. [1, s. 53.]

Peittävää korjausmenetelmää käytetään yleensä, kun korroosio- tai rapautumisvaurioita on näkyvissä tai on erittäin runsaasti odotettavissa, että paikalliset korjaukset eivät ole enää teknisesti mahdollisia tai ovat kustannuksiltaan niin kalliita, ettei niitä kannata suorittaa. Peittävää korjausta käytetään usein myöskin silloin, kun esimerkiksi julkisivun ulkokuoren kiinnitykset ovat vaurioitumassa tai ovat jo osittain päässeet vaurioitumaan. [1, s. 54.]

4.4 Purkavat korjaukset

Rakenteen purkamisella ja uudelleenrakentamisella tarkoitetaan vaurioituneen rakenteen tai sen osan korvaamista uudella rakenteella. Purkava korjaus on varteenotettava vaihtoehto silloin, kun rakenteen vaurioituminen on kerennyt edetä pitkälle, eikä paikkaaminen tai uudelleen verhous ole enää teknisesti tai taloudellisesti järkevää. Rakenteen purkaminen voi tulla kyseeseen silloin, kun vanha rakenne ei ole enää kelvollinen uuden rakenteen alustaksi tai kun vanhan rakenteen purkaminen on helppoa ja uudella rakenteella saadaan selkeästi parempi ja riskittömämpi lopputulos. [1, s. 55.]

5 Uusikummun koulu

Kohde on Outokumpu-konsernin entinen pääkonttori Espoon Niittykummussa nimeltään Kiinteistö Oy Espoon Riihitonttu, jonka osoite on Riihitontuntie 7 B. Kiinteistön omistaa Keskinäinen työeläkeyhtiö Varma, jolta Espoon kaupunginhallituksen tila- ja asuntojaosto päätti vuokrata kiinteistön määräaikaisella kahdenkymmenen vuoden vuokrasopimuksella ajalle 1.1.2019-31.12.2039. Tilat tulevat sivistystoimen suomenkielisen opetuksen käyttöön. Kohteelle tuli nimeksi Uusikummun koulu ja kohteessa on tilat noin 500:lle alakoulun oppilaalle. Kohteen on määrä valmistua vuoden 2019 keväällä.

Kohteen käyttötarkoitus muutettiin toimistosta kouluksi. Käyttötarkoituksen muutoksen yhteydessä kohteeseen suoritettiin täyssaneeraus. Yhtenä osana täyssaneerausta oli betonisen yläpohjalaatan kunnan tutkiminen sekä mahdollisten vaurioiden korjaaminen.

Yläpohja käsittää kahdessa eri korkeudessa olevat tasot. Ylempi taso on kerroksen verran ylempänä kuin alempi taso (kuva 13). Tässä työssä käsittelen vain ylemmälle tasolle tehdyt toimenpiteet.



Kuva 13. Kiinteistö Oy Espoon Riihitonttu. Kuvasta voidaan todeta tasojen olevan eri korkeuksilla.

[8]

Kohteen alkuperäiset rakennesuunnitelmat ovat peräisin vuodelta 1966. Kohteeseen on tehty peruskorjaus vuonna 1996, jossa yläpohjan vesi- ja lämmöneristeet uusittiin vuoden 1996 suunnitelmien mukaisiksi. Rakennuksen rungon ikä on noin 53 vuotta ja peruskorjauksesta on noin 23 vuotta aikaa.

Vuoden 1996 piirustuksien perusteella yläpohjan sekä vesikaton rakenne on seuraava:

- Singeli
- Bitumikermi
- Ponttilaudoitus, 25 mm
- Tuuletusrako/puurunko, 100 mm
- Tuulensuoja, mineraalivilla 30 mm
- Lämmöneriste, mineraalivilla 2 x 100 mm
- Höyrynsulku, 0,2 mm muovikalvo
- Vanha teräsbetonirakenne

Yläpohja on paikallavalettu laattapalkkisto, jonka laatta on 100 mm paksuinen ja palkkien korkeus laatan yläpinnasta 580 mm. Käytetty betonilaatu on K25 ja raudoitusteräket ovat harjaterästä A400H, jotka vastaavat valmistumisen ajalle tyypillisiä laatuja

Kohteen ylemmän tason teräsbetonisessa laatussa oli kattokaivojen kohdilla silmin havaittavissa selkeitä kosteudesta johtuvia jälkiä (kuva 14). Tästä syystä yläpohjalaatalle suoritettiin kuntotutkimus.



Kuva 14. Kosteuden aiheuttama jälki ylemmän tason yläpohjalaatassa.

5.1 Kuntotutkimus

Kenttätutkimus suoritettiin tammikuussa 2018 suunnittelutoimisto Alinikulan toimesta. Kuntotutkimuksen tarkoituksena oli selvittää yläpohjarakenteiden kunto rakenneavauksin, materiaalinäytteiden, kosteusmittausten ja betonin karbonatisoitumiskokeiden avulla. Kuntotutkimuksen aikana oli kohteessa menossa asbestipurkutyöt, joten aivan koko yläpohjaa ei ollut mahdollista tutkia. [8]

5.1.1 Kuntotutkimuksessa suoritettut toimenpiteet

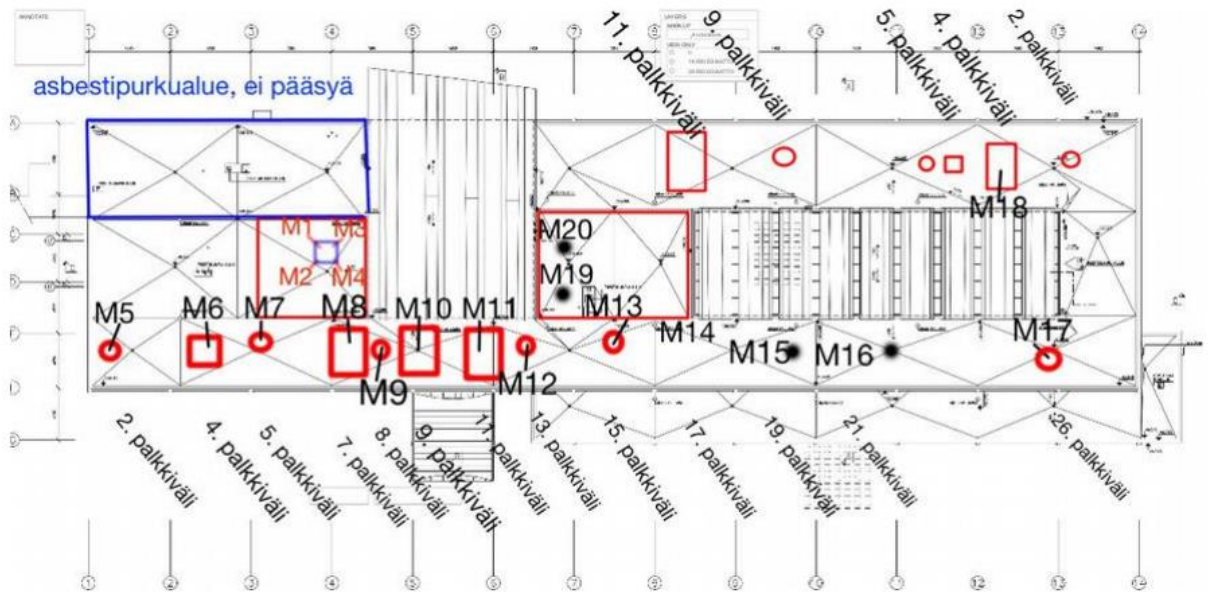
Yläpohjarakenteen kuntoa oli tutkittu yläpuolelta tekemällä rakenneavaus. Rakenneavauksesta oli tarkastettu lämmöneristeiden ja puurakenteiden kunto. Avatusta kohdasta oli myös mitattu teräsbetonilaatasta kosteuspitoisuudet neljästä reiästä porareikämenetelmällä sekä otettu 6 cm pitkä poranäyte. Kosteuspitoisuuksia oli myös mitattu teräsbetonilaatan alapuolelta 20 mittauspisteestä. [8]

Teräsbetonilaatan karbonatisoitumista oli tutkittu porareijistä sekä poranäytteistä käyttämällä fenoliftaleiini-indikaattoriliuosta. Poraukset oli suoritettu timanttiporaamalla. Betonin karbonatisoituminen oli mitattu 20 mittauspisteestä. Poranäytteistä oli myös tutkittu raudoitusteräksien kunto. [8]

Poranäytteiden avulla oli myös tarkastettu suojabetonikerroksien paksuus, betonin rapautumisen aste, betonin tiiveys, mahdolliset betonissa olevat halkeamat sekä rakenteen ja rakennekerrosten paksuudet. [8]

5.1.2 Kuntotutkimuksen havainnot

Kosteusmittaukset oli suoritettu yhteensä 24 eri kohdasta sekä karbonatisoitumisen mittaukset 20 eri kohdasta. Mittauspisteet sijoituivat eri puolille teräsbetonista yläpohjalaattaa (kuva 15). Rakenneavaus oli suoritettu kohdassa M1–M4. Kuvasta 15 voidaan todeta, millä alueilla yläpohjassa oli kohonneita suhteellisen kosteuden arvoja sekä karbonatisoitunutta betonia.



Kuva 15. Näytteidenottokartta. Punaisella merkitty alueet, joissa esiintyi karbonisoitunutta betonia sekä kohonneita suhteellisen kosteuden lukemia. Sinisellä merkitty asbestipurkualue. [8]

Rakenneavauksen kohta oli valittu katon kallistusten perusteella todennäköisimmin katon kosteusrasitetuimmasta kohdasta. Rakenneavauksen (kuva 16) perusteella oli voitu todeta, että rakenne poikkeaa vuoden 1996 suunnitelmista. Oli havaittu, että piirustuksiin merkittyä 30 mm tuulensuojamineraalivillaa ei ollut ollenkaan sekä höyrynsulkuna oli käytetty bitumihuopaa muovikalvon sijasta. [8]



Kuva 16. Katon rakenneavaus yläpuolelta. Kosteusmittauksen pisteet M1–M4. [8]

Karbonatisoitumisen aste oli todettu fenoliftaleiini-indikaattoriliuoksella poranäytteistä ja porausrei'istä. Karbonatisoitumaton betoni värjäytyy punaiseksi ja karbonatisoitunut betoni ei värjäynny punaiseksi (kuva 17). Karbonatisoitunut betoni ei enää suojaa teräksiä korroosiolta kuten kuvasta 17 voidaan todeta.



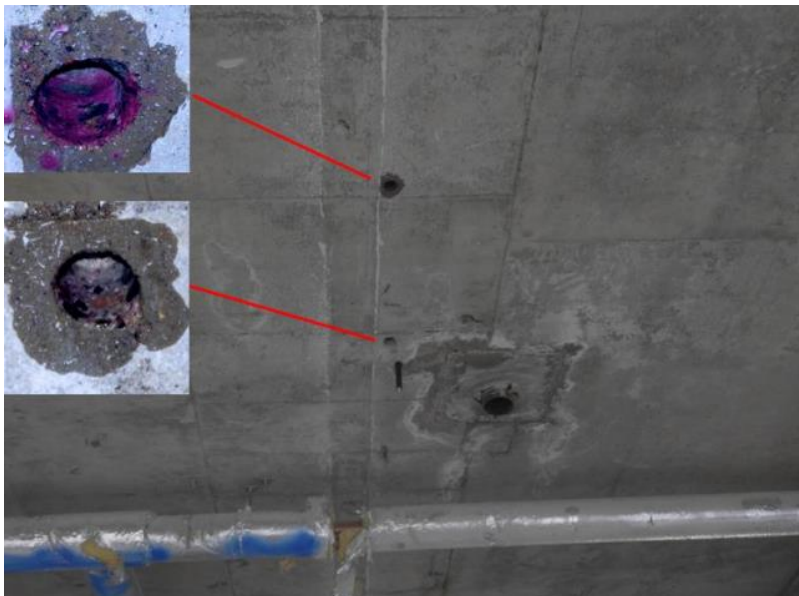
Kuva 17. Rakenneavauksesta otettu poranäyte. Poranäyte kokonaan karbonatisoitunut. Raudoituksen ympärillä havaittavissa ruostetta. [8]

Yläpohjan teräsbetoni-laatta oli päässyt läpi karbonatisoitumaan sellaisissa kohdissa, joissa oli selkeästi havaittavissa kuvan 14 tapaista kosteuden aiheuttamaa jälkeä. Pääasiassa tällöisiä jälkiä esiintyi kattokaivojen läheisyydessä, missä kosteus oli päässyt vuotavista kattokaivo rakenteista suoraan kosketuksiin teräsbetonisen laatan kanssa (kuva 18). Kosteusjälkiä esiintyi myös yläpohjalaatan halkeamien kohdilla, ei kuitenkaan niin paljoa kuin kattokaivojen kohdilla. Kosteuden aiheuttamien jälkien ulkopuolella ei pääasiassa esiintynyt karbonatisoitunutta betonia. [8]



Kuva 18. Kattokaivon kohdalla pienelle alueelle levinnyt kosteuden aiheuttama valkoinen jälki. Noin 5 cm päässä jäljestä ei enää karbonatisoitunutta betonia havaittu [8]

Pienelle alueelle levinneissä kosteusjäljissä esiintyi karbonatisoitunutta betonia vain olevaan kosteusjälkeen saakka, kuten kuvasta 18 voidaan todeta. Hieman laajemmalle alueelle levinneissä kosteusjäljissä karbonatisoitunutta betonia esiintyi vielä 5 cm päässä kosteusjäljestä, mutta ei kuitenkaan enää noin 50 cm päässä kosteusjäljestä (kuva 19). [8]



Kuva 19. Hieman laajemmalla alueella levinnyt kosteusjälki. Noin 50 cm etäisyydellä kosteusjäljestä ei karbonatisoitunutta betonia enää esiintynyt. [8]

Laajalle alueelle levinneissä kosteusjäljissä karbonatisoitunutta betonia esiintyi vielä jopa 50 cm päässä kosteusjäljistä. 50 cm päässä laajoista kosteusjäljistä yläpohjalaatta oli karbonatisoitunut kokonaan lukuunottamatta noin kahden sentin syvyydeltä laatan alapinnasta mitattua aluetta (kuva 20). [8]



Kuva 20. Laajalle alueelle levinnyt kosteusjälki. Karbonatisoitunutta betonia esiintyi vielä 50 cm päässä kosteusjäljistä. [8]

Betonilaatan alapuolisista palkeista ei laattaa vastaavia vaurioita havaittu ja palkkien betoni oli vielä karbonatisoitumatonta. [8]

Kosteusmittauksia oli suoritettu yhteensä 24 mittauspisteestä. Neljä kappaletta mittauksista oli mitattu rakenneavauksen kohdalta teräsbetonilaatan yläpuolelta, kuten kuvasta 15 voidaan todeta. Nämä mittauspisteet olivat M1–M4. Loput mittauksista oli tehty teräsbetonilaatan alapuolelta. Mittaukset oli suoritettu teräsbetonilaatan paksuuden puolesta välistä porareikämenetelmällä. Suhteellisen kosteuden mitatut arvot esitetty taulukossa 2. [8]

Mittauspiste	Suhteellinen kosteus	Lämpötila
M1	99,1	8,4
M2	100,0	7,6
M3	100,0	7,3
M4	100,0	7,3
M5	63,8	12,2
M6	70,2	14,9
M7	57,7	13,6
M8	42,0	16,3
M9	47,0	12,9
M10	61,7	13,7
M11	55,0	14,5
M12	52,2	15,8
M13	38,3	18,7
M14	29,2	15,9
M15	64,7	16,1
M16	58,8	14,7
M17	51,8	14,3
M18	53,7	15,2
M19	57,5	14,3
M20	51,8	14,8
M21	54,3	16,1
M22	39,5	14,2
M23	61,1	14,3
M24	55,1	14,8

Taulukko 2. Kosteusmittauksien tulokset. Punaisella merkitty kohonneet ja vaurioita indikoivat kosteuspitoisuudet. [8]

Kosteusmittauksen tulokset kertovat rakenteen kosteusrasitustasosta, mikäli suhteellisen kosteuden arvo on 80-85 %, tällöin on kyseessä kohonnut kosteusrasitus. Mikäli suhteellinen kosteus on enemmän kuin 90 %, on kyseessä kosteusvaurio. Kohonnut kosteus aiheuttaa pidemmällä aikavälillä kosteusvaurion, joka aiheuttaa välittömästi tai lähitulevaisuudessa ympäröivien rakenteiden ja tilojen vaurioitumista. [8]

Kosteusmittauksissa on useita virhetekijöitä, jotka voivat vaikuttaa mittauksien tuloksiin. Tällaisia tekijöitä voivat olla väärä mittaussyvyys, mittalaitteen väärin kalibrointi, ei anneta mittalaitteen tasaantua porareissä tarpeeksi pitkään, mittausreikä ei ole tasaantunut tarpeeksi, mittausreikä ei ole tarpeeksi tiivis tai puhdas, rakenne ei ole tarpeeksi lähellä sen tulevaa käyttölämpötilaa, ympäröivän ilman lämpötila ja sen vaihtelut mittauksen aikana sekä betonin lämpötila ja sen vaihtelut mittauksen aikana. [2]

Taulukosta 2 voidaan todeta, että rakenneavauksen kohdalta mitatut kosteuspitoisuudet osoittavat betonin olevan märkää sillä alueella. Muissa mitatuissa pisteissä betonin kosteuspitoisuudet olivat normaalilla tasolla. Kaikki mittaukset olivat kuitenkin suoritettu samalta syvyydeltä teräs-

betonilaatasta, joten voi olla mahdollista, että rakenneavauksesta tehtyihin mittauksiin on päässyt vaikuttamaan jokin edellä mainituista virhetekijöistä ja tästä syystä tulokset ovat poikkeuksellisen korkeat.

5.1.3 Kuntotutkimuksen johtopäätökset

Kohdat teräsbetonilaatassa, joissa oli kosteusvauriomerkkejä, betoni oli päässyt läpi karbonatisoitumaan. Ongelma-alueet olivat erityisesti rakennuksen eteläpäädyssä sekä rakennuksen keskellä olevien kattoikkunoiden välissä olevalla alueella. Lisäksi vaurioituneita alueita havaittiin modulien 8...14 välillä. [9]

Voidaan todeta, että karbonatisoituminen on edennyt ylhäältä alaspäin, joten tukien teräkset ovat karbonatisoitumisvyöhykkeellä. Todennäköisesti suurin osa karbonatisoitumisesta on päässyt tapahtumaan ennen vuoden 1996 peruskorjausta, koska peruskorjauksessa katolle oli lisätty teräsbetonilaatan päälle höyrynsulku, mikä vähentää hiilidioksidin tunkeutumista betoniin. Ajan saatossa vuotokohtien satunnaisesti kastuvat olosuhteet olivat kiihdyttäneet betonilaatan karbonatisoitumisen nopeutta. [9]

Betonin ollessa karbonatisoituneessa tilassa rauditus pääsee ruostumaan, koska betonin emäksinen korroosiosuoja on kokonaan hävinnyt. Betonilaatassa käytetyt teräkset ovat olleet pieniä, 6..8 mm tankoja ja pienemmät tangot ovat herkempiä korroosion aiheuttamille vaurioille, koska niiden poikkipinta-ala on pieni verrattuna tangon ympäröimään. Kuvasta 16 voidaan todeta, että betonilaatan teräkset ovat kärsineet korroosiosta merkityillä vaurioalueilla, jotka ovat kuvan 13 merkitty. Voitiin olettaa, että raudoituksien lujuus ja tartunta betoniin on suunniteltua heikompi korroosiosta johtuen sekä laatan kantavuus on vaurioituneissa kohdissa heikentynyt.

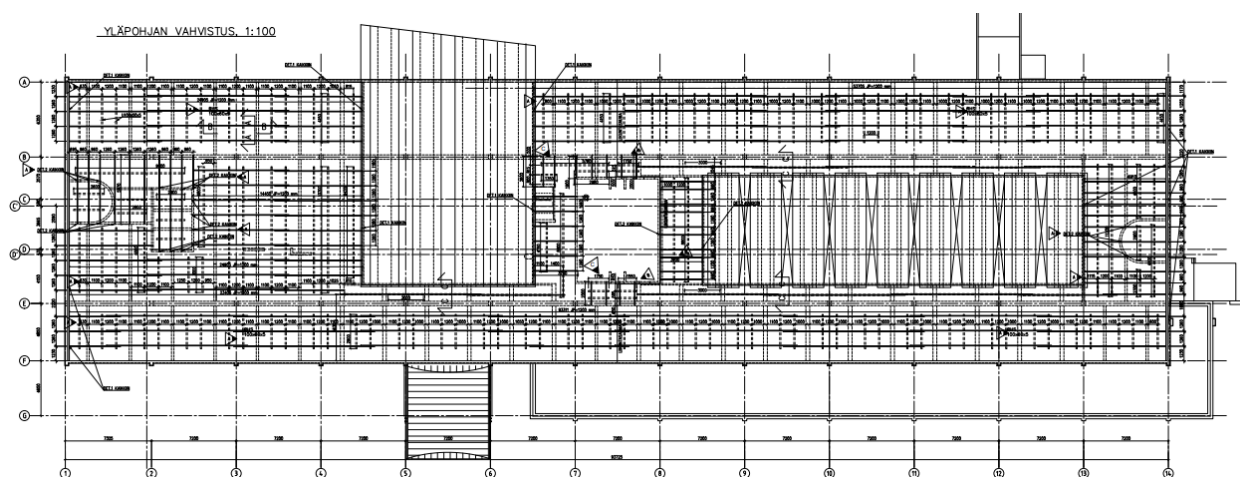
5.2 Korjausratkaisu

Kohteen teräsbetonisen yläpohjalaatan korjausvaihtoehtoina olivat vaurioituneen betonin poistaminen ja uuden tekeminen tilalle tai vaurioituneiden kohtien vahvistaminen. Ennen kuin voitiin valita oikea korjausvaihtoehto teräsbetoniselle yläpohjalaatalle, tuli teräsbetonilaatan kantavuus varmistaa.

Yläpohjan teräsbetoni-laatan kantavuuden tarkisti Pöyry Finland Oy. Tarkistaminen suoritettiin laskemalla laatan lujuustekninen kapasiteetti ja vertaamalla sitä suunniteltuihin kuormiin ja niistä aiheutuviin voimasuureisiin. 1960-luvulla Helsinki alueella suunniteltuna lumikuormana on käytetty mitoituksessa vain 1 kN/m^2 suuruista kuormitusta. Nykyään Helsinki alueella käytetään mitoituksessa lumikuormalle $2,0\text{...}2,2 \text{ kN/m}^2$ suuruista kuormitusta, mikä on kaksinkertainen määrä verrattuna 1960-luvulla käytettyyn lumikuormaan. Laskelmista voitiin todeta, että teräsbetoninen laatta oli mitoitettu riittäväksi 1960-luvun kuormituksille, mutta ei kestäisi nykyisin käytettäviä laskennallisia kuormituksia. Ottaen huomioon nykyään käytettävät laskennalliset kuormitukset mitoituksessa sekä sen, että teräsbetoni-laatan kantavuus oli vaurioituneissa kohdissa heikentynyt, ei teräsbetoni-laatan kuormitusta ollut vara nostaa.

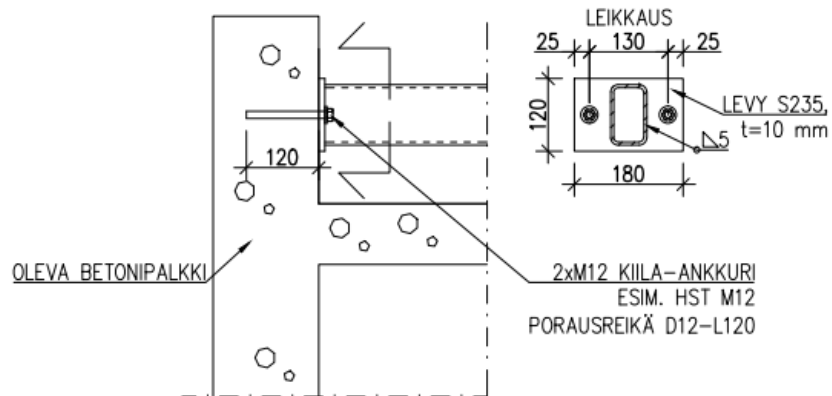
Projektin luonteen takia vaurioituneen teräsbetonin poistaminen ja uuden tekeminen ei ollut mahdollista, koska se olisi vienyt liikaa aikaa, ollut taloudellisesti liian kallis vaihtoehto sekä välttämättä pelkkien vaurioituneiden kohtien uusiminen ei olisi ollut riittävää. Pelkkien vaurioituneiden kohtien uusiminen ei olisi välttämättä ollut riittävää, koska oli teoreettinen riski olemassa, että katolle pääsee kertymään korjauksen jälkeen enemmän lunta kuin aikaisemmin, koska katon energiatehokkuutta piti parantaa ja lämpöhäviö ei enää sulattaisi niin paljon lunta pois kuin aikaisemmin. Myöskin tuli ottaa huomioon uudet ripustuskuormat, esimerkiksi uudesta talotekniikasta tulevat kuormitukset. Näistä syistä yläpohjan teräsbetoni-laattojen korjausvaihtoehdoksi tilaaja valitsi vahvistamisen.

Vahvistusvaihtoehtoina olivat hiilikuidulla tai teräksellä tehtävät vahvistukset. Vahvistettavana alueena oli ylempi taso kokonaan (kuva 21). Tilaaja päätyi valitsemaan teräksellä tehtävät vahvistukset, koska hiilikuidulla tehtävät vahvistukset olisivat tulleet kustannuksiltaan liian suuriksi.



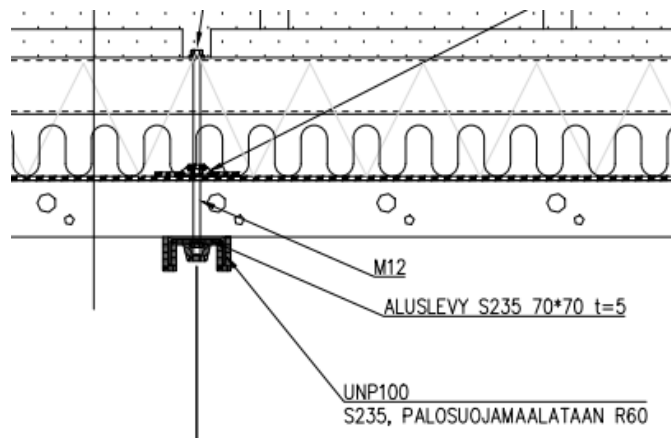
Kuva 21. Vahvistettava alue. [10]

Ylemmän tason vahvistaminen suoritettiin ripustamalla teräsbetonilaatta kierretangoilla putki-
profiileista, jotka menevät koko yläpohjalaatan pituudella pidemmän sivun mukaisesti. Putki-
profiilit kiinnitettiin yläpohjan päissä oleviin betonipalkkeihin (kuva 22).

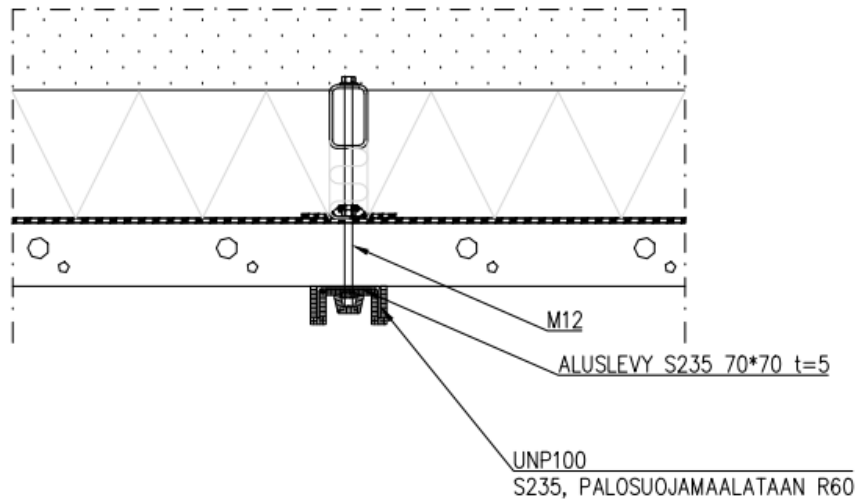


Kuva 22. Putkiprofiilien kiinnitys betonipalkkeihin. [10]

Kierretankojen päähän, teräsbetonilaatan alapuolelle asennettiin U-profiilin teräkset, jotka me-
nevät suurimmaksi osaksi rakennuksen leveysuunnassa (kuva 23). Poikkeuksena ovat kattoikkun-
noiden viereiset kohdat, joissa U-profiilit menevät samansuuntaisesti kuin teräsbetonilaatan ylä-
puolella olevat putkiprofiilit (kuva 24).

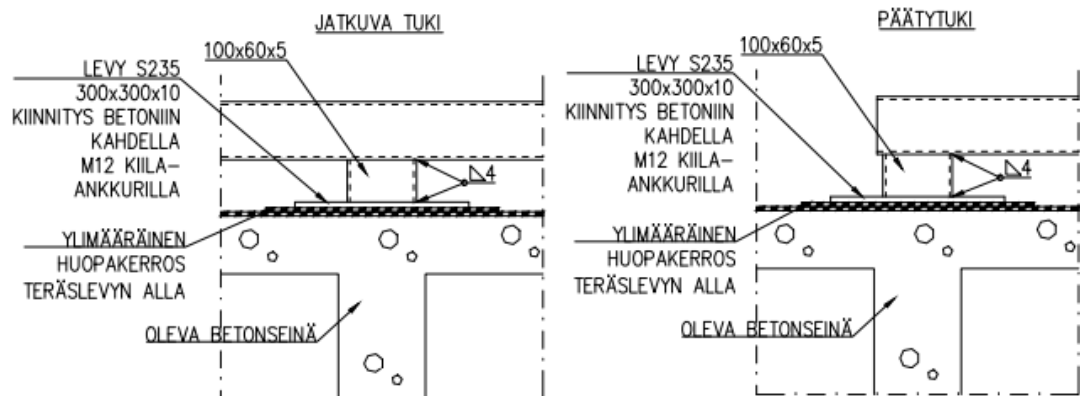


Kuva 23. U-profiili pääsääntöisesti rakennuksen leveysuuntaisesti. [10]

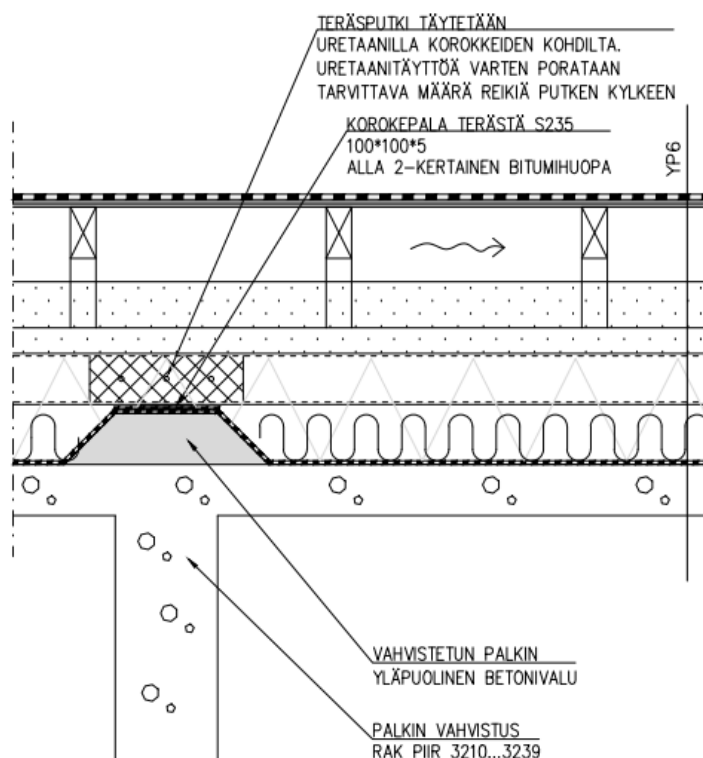


Kuva 24. Kattoikkunoiden vieressä U-profiili poikkeuksellisesti samansuuntainen putkiprofiilin kanssa. [10]

Putkiprofiilit tuettiin betoniseinien (kuva 25) sekä vahvistettujen pääpalkkilinjojen kohdalta (kuva 26), jotta itse teräsbetoni-laatalle ei tule kuormituksia.



Kuva 25. Putkiprofiilien tuenta betoniseinien kohdalla. [10]



Kuva 26. Putkiprofiilien tuenta vahvistettujen pääpalkkilinjojen kohdalla. [10]

Putkiprofiilien jatkokset suoritettiin momenttijäykällä pulttijatkoksilla, joissa pulttien soikeat reiät mahdollistavat pituussuuntaiset pakkoliikkeet. Liikuntasauvojen kohdalla, lähimpänä olevassa jatkoskohdassa käytettiin niin sanottua pulttien löysää sovitusta, mikä mahdollistaa putkiprofiilien pituussuuntaisen liikkeen liikuntasauvojen kohdalla.

Kun isomman yläpohjan teräbetonilaatta ripustettiin putkiprofiileista, kaikki kuormat menevät putkiprofiileille ja putkiprofiileilta vahvistetuille pääpalkkilinjoille sekä betoniseinille. Tällöin teräsbetonilaatta ei enää joudu kantamaan edes sen omaa painoa. Tällä tavoin varmistuttiin, että isomman yläpohjan teräsbetonilaatan tilanne on varman päälle hallussa.

6 Pohdinta

Opinnäytetyön tavoitteena oli tehdä Pöyryllä betonirakenteiden korjaamisen parissa työskenteleville suunnittelijoille kertaava dokumentti betonirakenteiden vaurioitumisilmiöistä sekä auttaa korjausmenetelmän valinnassa. Oma tavoitteeni oli kehittää tietämystäni betonirakenteiden vaurioista sekä erilaisista korjaustavoista, koska tulen tulevaisuudessa työskentelemään korjausrakentamisen parissa Pöyryllä.

Työn tekemisessä haasteellisinta oli se, että työn tilaajan puolelta ohjaaja työskentelee Pöyryn Vantaan konttorilla ja koulu sijaitsee Kajaanissa. Tämän takia työn ohjaus tilaajan puolelta tapahtui pääsääntöisesti sähköpostin sekä Skypen välityksellä eikä kasvokkain. Välillä vastauksia sähköposteihin sai odottaa muutaman päivän. Tämä hidasti työn tekemistä, mutta ei kuitenkaan merkittävästi vaikuttanut työn etenemiseen.

Itse kohteeseen suoritettiin täyssaneeraus, mikä tuotti ongelmia opinnäytetyön aiheen valinnan kanssa. Työtä aloittaessani tarkoituksena oli käydä lävitse monta sellaista osa-aluetta kohteesta, joista jo itsessään olisi pystynyt tekemään opinnäytetyön. Ensimmäisen kuukauden aikana kuitenkin kävi selväksi, että tämä ei ollut mahdollista ja työn laajuutta tulikin supistaa huomattavasti. Tämä ei kuitenkaan vaikuttanut liikaa aikataulullisesti työn tekemiseen.

Kuntotutkimuksen yhteydessä suoritettujen kosteusmittauksien tulokset mittauspisteiden M1–M4 vaikuttavat epäilyttäviltä, koska kaikki mittaukset oli suoritettu yläpohjalaatan paksuuden puolestavälisestä, eikä muualla yläpohjassa ollut samanlaisia kosteuspiitoisuuksia havaittavissa. Tämä saattoi johtua siitä, että mittaukset M1–M4 oli mitattu ulkona, missä lämpötila on ollut huomattavasti eri kuin sisätiloissa suoritetuissa mittauksissa. Kosteusmittauksien tuloksilla ei kuitenkaan ollut merkittävää vaikutusta korjaustavan valinnassa, koska koko yläpohja jouduttiin vahvistamaan, koska se ei olisi tullut kestäväksi uusien kuormitusten suhteen. Vahvistamalla onnistuttiin saavuttamaan yläpohjalle asetetut vaatimukset sen kantavuuden osalta.

Työn teoriaosuuteen olisi voinut lisätä tietoa erilaisista betonirakenteiden vahvistamisessa käytettävistä tavoista, koska kohteen korjausratkaisuksi kuitenkin valikoitui rakenteen vahvistaminen. Toisaalta rakenteen vahvistaminen ei ole periaatteessa korjaamista, koska korjaaminen tarkoittaa vioittuneen rakenteen tuomista sen alkuperäiseen kuntoon ja vahvistaminen tarkoittaa, että rakenteen kantavuuden kapasiteettia nostetaan siitä, mikä se on ollut uutena. Tästä syystä rakenteiden vahvistaminen jätettiin pois tästä työstä.

Työlle asetetut tavoitteet onnistuttiin saavuttamaan. Opinnäytetyön tekemisen aikana onnistuin kehittämään omaa tietämystäni betonirakenteiden vaurioitumisesta sekä erilaisista korjaustoista.

Lähteet

1. Suomen Betoniyhdistys ry. Betonijulkisivun kuntotutkimus, by 42. Suomen Betoniyhdistys ry, 2013.
2. Kajaanin ammattikorkeakoulun Lehtori Matti Tiaisen luentomateriaali kurssilta kuntoarviot ja -tutkimukset.
3. RT 82-10603, Julkisivun korjaustarpeen arviointi. Korjausrakentaminen, 1996 Rakennustieto
4. Karbonatisoituminen. Nettisivustolta: <https://www.ositum.fi/Karbonatisoituminen>. Katsottu 14.2.2019
5. Ohuthie kuntotutkimuksessa. Nettisivustolta: <https://www.ohuthiekeskus.fi/ohuthie-kuntotutkimuksissa>. Katsottu 4.3.2019.
6. Suomen Betoniyhdistys ry. Betonirakenteiden korjausohjeet, by 41. Suomen Betoniyhdistys ry, 2016.
7. RT 82-10604, Betonijulkisivut. Korjausrakentaminen, 1996 Rakennustieto.
8. Suunnittelutoimisto Alinikula. Yläpohjan kuntotutkimus Riihitontuntie 7 B. Tuomas Alinikula, 2018.
9. Pöyry Finland Oy. Uusikummun koulu, yläpohjarakenteen lausunto. Pöyry Finland Oy, 2018
10. Pöyry Finland Oy. Rakennepiirustus 3207. Pöyry Finland Oy, 2018.