

Tampereen teknillinen yliopisto. Rakennustekniikan laitos. Rakennetekniikka.

Tutkimusraportti 162

Tampere University of Technology. Department of Civil Engineering. Structural Engineering.
Research Report 162

Jukka Lahdensivu, Satu Huuhka, Petri Annila, Jussa Pikkuvirta,
Arto Köliö & Toni Pakkala

Betonelementtien uudelleenkäyttömahdollisuudet



Tampereen teknillinen yliopisto. Rakennustekniikan laitos. Rakennetekniikka.
Tutkimusraportti 162
Tampere University of Technology. Department of Civil Engineering. Structural Engineering.
Research Report 162

Jukka Lahdensivu, Satu Huuhka, Petri Annila, Jussa Pikkuvirta,
Arto Köliö & Toni Pakkala

Betonielementtien uudelleenkäyttömahdollisuudet

ISBN 978-952-15-3461-4
ISSN 1797-9161

Tampereen teknillinen yliopisto. Rakennustekniikan laitos

Lahdensivu Jukka, Huuhka Satu, Annila Petri, Pikkuvirta Jussa, Arto Köliö, Toni Pakkala

Betonelementtien uudelleenkäyttömahdollisuudet

Tutkimusraportti 162, 78 s.

Tampere 2015

Hakusanat: Betonelementtirakenteet, Purkaminen, Uudelleenkäyttö

Tiivistelmä

Rakennusten purkamisen keskittyä Suomessa kasvukeskuksiin: sitä enemmän puretaan mitä enemmän rakennetaan. Suurin osa 2000-luvulla purettujen betonirakennusten neliömetreistä on peräisin teollisuus- ja varastohalleista sekä liike- ja toimistorakennuksista. Asuinkerrostalojen purkamisen on toistaiseksi ollut vähäistä. On kuitenkin todennäköistä, että betonirakennusten purkamisen määrä lisääntyy tulevaisuudessa. Betonirakentamisen volyymin johtuen pienikin kasvu betonirakennusten purkamisessa lisää betonijätteen määrää ja prosenttiosuutta huomattavasti.

EU:n jätedirektiivi vuodelta 2008, jonka mukaisesti Suomen jätelakia muutettiin 2011, määrittelee, että kokonaisten tuotteiden valmistelu uudelleenkäyttöön on asetettava murskaavan materiaalikierrätyksen edelle. Vaikka useimpia elementtijärjestelmiä ei ole erityisesti suunniteltu elementtien ehjänä purkamista ja uudelleenkäyttöä silmällä pitäen, on erilaisissa koehankkeissa saatu siitä myös positiivisia kokemuksia.

Suomen varsin nuoresta rakennuskannasta huolimatta siinä esiintyy huomattavasti korjaustarvetta. Tällaisten sääle alttiina olleiden rakenteiden uudelleenkäyttö on aina selvitettävä tapauskohtaisesti. Sellaisenaan niillä ei ole mahdollista saavuttaa nykyisin yleisesti vaadittavaa vähintään 50 vuoden käyttöikää. Sen sijaan rakennusten sisäolosuhteissa olevat rungot ovat yleensä moitteettomassa kunnossa. Rakennusten sisäilmaongelmat ovat jo pitkään olleet yksi merkittävä korjaustarvetta ja usein myös rakennusten purkamiseen johtava tekijä. Sisäilmaongelmat ovat hyvin tyypillisesti paikallisia ja ne syntyvät usean eri tekijän yhteisvaikutuksesta. Rakennosien uudelleenkäytön kannalta huomionarvoista on, että sisäilmaongelmaisissakin rakennuksissa on yleensä lukuisia rakennosia, joissa ei ole minkäänlaisia kosteus- tai mikrobivaurioita.

Rakennosien uudelleenkäyttöön vaikuttaa merkittävästi rakennuksen ja sen materiaalien ikä, rakennuksen käyttötarkoitus ja rasitus, jolle rakenteet ovat altistuneet sekä uusi käyttötarkoitus. Suurin uudelleenkäyttöpotentiaali on sellaisilla betonelementeillä, jotka voidaan irrottaa ja uudelleen asentaa helposti. Uudelleenkäyttöä suunniteltaessa pitää ottaa huomioon, että betonirakenteet, jotka on alun perin suunniteltu sisäympäristöön, eivät saa altistua uudessa käyttötarkoituksessa alkuperäistä ankarammalle rasitukselle. Runkorakenteiden merkittävin vaurioitumisriski on purkamisen ja kuljettamisen sekä muun käsittelyn aikana. Erityisesti aukollisten elementtien purkamisessa vaurioitumisriski on suuri.

Betonelementtirakentamista ohjaavat normit ja ohjeet ovat muuttuneet useasti elementtirakentamisen alkuajoista lähtien. Kuormitukset ja rakenteiden kapasiteetit on tarkistettava aina tapauskohtaisesti ja tarvittaessa suunniteltava rakenteiden vahvistukset. Nykyiset lämmöneristysmääräykset edellyttävät myös lisälämmöneristystä vanhoihin ulkoseinäelementteihin.

Pilari-palkkirunkoisen hallin hiilijalanjälkitarkastelut puoltavat hallin rungon uudelleenkäyttöä, sillä merkittävimmän hiilidioksidipäästöt syntyvät betonelementtien valmistamisesta. Elementtien kuljettamisen päästöt ovat vähäisiä verrattuna elementin valmistukseen, mutta ne on otettava huomioon hallin uudelleenkäytön hiilijalanjälkitarkasteluissa.

Tampere University of Technology. Department of Structural Engineering

Lahdensivu Jukka, Huuhka Satu, Annila Petri, Pikkuvirta Jussa, Arto Köliö, Toni Pakkala

Reuse possibilities of pre-cast concrete panels

Research report 162, 78 p.

Tampere 2015

Keywords: Precast concrete, demolition, reuse

Abstract

The demolition of existing buildings is in Finland highly concentrated in growth areas where also new construction is most active. Majority of the demolished buildings consist of industrial and warehouse buildings as well as office buildings. However, the demolition of residential buildings has to date been minor. It can be foreseen that more buildings will be subject to demolition in the future. Due to the high volume of concrete construction even a small increase will result in high increase in demolition waste.

The European waste framework directive (2008), in which also the national legislation is based, promotes the reuse of products instead of crushing material recycling. Although most of the structural unit systems have not been deliberately intended and designed for partial dismantling and reuse, various pilot projects have proven it feasible.

Especially the weather exposed structures in the existing building stock usually have some extent of repair needs due to environmental loading or indoor air pollution. This leads to the need to assess the reuse potential of these structures individually. It is thereby unlikely to achieve the common service life requirement of 50 years using these reused parts. On the other hand the building frame usually located inside the building envelope is in most cases in good condition. In the case of indoor air polluted buildings, the uncontaminated parts of the building pose potential for reuse.

The reuse of structure members is affected by the age and purpose of the existing building and its materials, the loading they are subjected to during their lifetime and the intended purpose of the reused parts. Structure parts that can be easily detached and reassembled have the highest reuse potential. One of the greatest risks for damaging the reuse parts are in fact involved in its detaching, handling and transportation.

The concrete codes that give regulations for material properties and loading have changed regularly since the beginning of precast concrete construction. It has to be looked after that the reused parts are not subjected to greater mechanical or environmental loading than in the present structure. Also the existing thermal insulation of the external walls is not sufficient to the current code and will require added insulation.

Carbon footprint calculations of the reuse of an obsolete warehouse with a column-beam frame support reuse of structures from the environmental point of view. Even though the carbon footprint of the transportation of reused structures has to be taken into account in reuse feasibility analysis, it is minor compared to the fabrication of new members.

ALKUSANAT

EU:n jätedirektiivi ja Suomen jätelaki asettavat rakennus- ja purkujätteelle 70 % kierrätystavoitteen painossa mitattuna. Direktiivin mukaan jätelainsäädännössä on noudatettava jätehierarkiaa, jossa jätteen välttäminen ja rakennusosien uudelleenkäyttö on asetettu murskaavan materiaalkierrätyksen edelle. Käyttökelpoisten kantavien rakennusosien murskaaminen olisi monessa tapauksessa vältettävissä, mutta se vaatii nykyistä syvällisempää tietoa kierrätettävien rakennusosien laadusta ja historiasta, purkumenetelmien kehittämistä, uudelleenkäytettävien rakennusosien sertifiointia sekä mahdollisten käyttökohteiden ja markkinoiden osoittamista.

Rakennuselementtien uudelleenkäyttö (ReUSE) -hankkeen tavoitteena oli tuottaa em. tietotarpeisiin ja auttaa rakennusalaa 70 % kierrätystavoitteen saavuttamisessa. Tähän raporttiin on koottu betonielementtien uudelleenkäyttöön liittyen tietoa yleisesti käytetyistä rakenteista ja liitoksista sekä niiden uudelleenkäyttöpotentiaalista.

ReUSE-tutkimus on tehty Tampereen teknillisen yliopiston (TTY) ja VTT:n yhteishankkeen, jossa rahoittajina edellisten lisäksi ovat olleet Ympäristöministeriö, Finnish Wood Research Oy ja Ekokem Oy.

TTY:llä tutkimus on tehty Arkkitehtuurin ja Rakennustekniikan laitosten yhteistyönä. Tutkimukseen ovat osallistuneet tekn. toht. Jukka Lahdensivu, arkkite. Satu Huuhka, dipl.ins. Petri Annala, dipl.ins. Arto Köliö, dipl.ins. Toni Pakkala ja tekn. yo. Jussa Pikkuvirta. Haluamme kiittää kaikkia tutkimukseen osallistuneita yritysten, ministeriön ja ohjausryhmän edustajia sekä tutkimuksen toteuttamiseen osallistuneita henkilöitä.

Tampereella 15.1.2015

Tekijät

Sisällysluettelo

1	JOHDANTO	8
2	ELEMENTTIJÄRJESTELMÄT JA NIIDEN KÄYTTÖKOHTEET	9
2.1	RUNKOJÄRJESTELMÄT	9
2.2	TÄYS- JA OSAELEMENTTIRAKENTEET	12
3	ELEMENTTITYYPIT	14
3.1	SEINÄT	14
3.1.1	<i>Sandwich-elementti</i>	14
3.1.2	<i>Eriytetty/yhdistelmä-seinäelementti</i>	14
3.1.3	<i>Väliseinät</i>	15
3.2	PARVEKKEET	15
3.2.1	<i>Parveketornit</i>	15
3.2.2	<i>Ulokeparvekkeet</i>	15
3.2.3	<i>Sisäänvedetyt parvekkeet</i>	15
3.2.4	<i>Ripustetut parvekkeet</i>	15
3.3	PILARIT	16
3.4	PALKIT	16
3.4.1	<i>Suorakaidepalkki ja leukapalkki</i>	16
3.4.2	<i>I-palkit ja HI-palkit</i>	16
3.5	LAATAT	17
3.5.1	<i>Ontelolaatta</i>	17
3.5.2	<i>Nilcon-laatta</i>	18
3.5.3	<i>Massiivilaatta</i>	18
3.5.4	<i>Kuorilaatta</i>	18
3.5.5	<i>TT-laatta ja HTT-laatta</i>	19
4	RAKENTEIDEN VAURIOT	20
4.1	BETONIRAKENTEIDEN VAURIOT	20
4.1.1	<i>Raudoitteiden korroosio</i>	20
4.1.2	<i>Betonin rapautuminen</i>	26
4.1.3	<i>Rakenteiden kosteustekniset puutteet</i>	32
4.1.4	<i>Rakenteiden halkeilu</i>	34
4.1.5	<i>Betonirakenteiden vaurioiden merkitys uudelleenkäytön kannalta</i>	36
4.2	TERVEYDELLE JA YMPÄRISTÖLLE HAITALLISET AINEET	36
4.2.1	<i>PCB- ja lyijy-yhdisteet</i>	36
4.2.2	<i>Asbesti</i>	36
4.2.3	<i>Mikrobit</i>	37
4.3	KOSTEUS JA MIKROBIVAURIOT	37
4.3.1	<i>Kosteus- ja mikrobivauriot eri rakenteissa</i>	37
4.3.2	<i>Yhteenvedo</i>	44
5	NORMIEN MUUTOKSET	45
5.1	RAKENTEIDEN KUORMITUS JA VARMUUS	45
5.2	BETONIN PURISTUSLUJUUS JA SÄILYVYYSSOMINAISUUDET	45
5.2.1	<i>Raudoitteiden betonipeitepaksuudet</i>	46
5.2.2	<i>Betonin pakkasenkestävyys</i>	47
5.2.3	<i>Laadunvarmistus</i>	47
5.2.4	<i>Betoniteollisuuden omia ohjeita</i>	47
5.3	LÄMMÖNERISTYS	49
5.4	ÄÄNENERISTYS	51
5.5	RAKENTEEN ILMATIIVEYS	52

6	ASENNUS JA LIITOKSET	53
6.1	ELEMENTTIEN LIITOKSET RUNKOON JA TOISIINSA	53
6.1.1	<i>Asuinkerrostalot</i>	<i>53</i>
6.1.2	<i>Teollisuus- ja varastorakennukset</i>	<i>58</i>
6.2	ALKUPERÄISTEN LIITOSTEN PURETTAVUUS	63
6.3	ELEMENTTIEN PUHDISTAMINEN	64
6.4	ELEMENTTIEN NOSTO	64
6.4.1	<i>Alkuperäiset nostolenkit</i>	<i>64</i>
6.4.2	<i>Muut nostomahdollisuudet</i>	<i>64</i>
6.5	UUELLEENLIITTÄMINEN	65
6.5.1	<i>Alkuperäisten liitosten käyttö</i>	<i>65</i>
6.5.2	<i>Upotus betoniin</i>	<i>65</i>
6.5.3	<i>Pinnalliset uudet liitososat</i>	<i>65</i>
6.5.4	<i>Upotetut uudet liitososat</i>	<i>65</i>
7	RAKENNEOSIEN UUELLEENKÄYTTÖPOTENTIALI	66
8	CASETUTKIMUS - ELEMENTTIRAKENTEISEN HALLIN HIILIJALANJÄLKITARKASTELU	68
8.1	TAUSTA	68
8.2	TULOKSET	69
8.3	PÄÄTELMÄT HIILIJALANJÄLKITARKASTELUISTA	72
9	PÄÄTELMÄT JA JATKOTUTKIMUSTARPEET	73
9.1	RAKENTEIDEN VAURIOITUMISEN VAIKUTUSUUELLEENKÄYTTÖÖN	73
9.2	UUELLEENKÄYTETTÄVÄT RAKENTEET	73
9.3	NORMIEN MUUTOKSET	73
9.4	UUELLEENKÄYTÖN HIILIJALANJÄLKI	74
9.5	LISÄTUTKIMUSTARPEET	74

1 JOHDANTO

Suomalainen rakennuskanta on varsin nuorta: siitä 70 % on rakennettu vuoden 1960 jälkeen. Betoni on tuon rakennuskannan huomattavin rakennusmateriaali, ja sille on tyypillistä korkea esivalmisteisuusaste. Rakennuksia myös puretaan verrattain nuorina: 2000-luvulla purettujen asuinrakennusten keski-ikä on ollut 58 vuotta ja muiden rakennusten 43 vuotta, joissakin rakennustyypeissä jopa lähempänä 30 vuotta (Huuha & Lahdensivu 2014). Vaikka betonin ja puun osuus Suomen rakennusjätteistä on suurin piirtein sama - kumpikin noin kolmannes - ovat puretut betonirakennukset tyypillisesti kooltaan noin 13 kertaa niin suuria kuin puurakennukset. Niinpä pienikin kasvu betonirakennusten purkamisessa lisää betonijätteen määrää ja prosenttiosuutta huomattavasti. Kun suomalaisen rakennuskannan koostumus huomioidaan, on todennäköistä, että betonirakennusten purkaminen vain lisääntyy tulevaisuudessa.

Suurin osa 2000-luvulla purettujen betonirakennusten neliömetreistä on ollut peräisin teollisuus- ja varastohalleista sekä liike- ja toimistorakennuksista. Noin puolet asuin kerrostaloista puretuista neliöistä on sijainnut betonitaloissa, mutta kaiken kaikkiaan asuin kerrostaloja ei ole purettu vielä kovinkaan paljoa. Näin on siitäkin huolimatta, että erityisesti lähiöiden purkaminen on viime vuosina noussut esiin mediassa toistuvasti. Rakennusten purkaminen keskittyy Suomessa kasvukeskuksiin: sitä enemmän puretaan, mitä enemmän rakennetaan. Noin puolessa rakennuksista purkamisen syyksi on ilmoitettu uudisrakentaminen. (Huuha & Lahdensivu 2014).

Ympäristötietoisuuden kasvaminen luo jatkuvasti uusia vaatimuksia myös rakennusten purkamiselle ja kierrättämiselle. EU:n jätedirektiivi vuodelta 2008, jonka mukaisesti Suomen jätelaki muutettiin 2011, määrittelee, että kokonaisten tuotteiden valmistelu uudelleenkäyttöön on asetettava murskaavan materiaali kierrätyksen edelle. Tavoitteen voi ymmärtää esimerkiksi vertailemalla betonielementtien uudelleenkäytön ja uusiorunkoainebetonin hiilijalanjälkiä. Siinä missä jälkimmäinen on ilmastonäkökulmasta jopa tavanomaista valmisbetonia huomattavasti vaihtoehto, on betonisen sandwich-elementin uudelleenkäytön laskettu pienentävän ilmaston lämpenemispotentiaalia 98 % (Asam 2006).

Betonirakennusten elementtirakenteisuus on siis eduksi EU:n jätedirektiivin etusija-järjestyksen saavuttamisessa rakennusalalla. Vaikka useimpia elementtijärjestelmiä ei ole erityisesti suunniteltu elementtien ehjänä purkamista ja uudelleenkäyttöä silmällä pitäen, on erilaisissa koehankkeissa saatu siitä myös positiivisia kokemuksia (Huuha 2010; Huuha et al. 2015). Hallirakennusten siirtäminen ei ole ennenkuulumatonta Suomessakaan. Tämä julkaisu pyrkii osaltaan vastaamaan siihen, minkälaisia betonielementtirakenteita suomalaisessa rakennuskannassa on käytetty, mitkä ovat tekniset lähtökohdat niiden uudelleenkäytölle ja mitä seikkoja tulisi ottaa huomioon uudelleenkäyttöä suunniteltaessa. Lopuksi esitetään arviot eri elementtityyppien uudelleenkäyttöpotentiaalista sekä hiilijalanjälkilaskelma case-kohteena toimineelle satamahallille.

2 ELEMENTTIJÄRJESTELMÄT JA NIIDEN KÄYTTÖKOHTEET

2.1 Runkojärjestelmät

Rakentamisessa käytettävät runkojärjestelmät ovat vakioituneet hyvin pitkälle suunniteltavan rakennuksen käyttötarkoituksen ja tyyppin mukaan. Runkojärjestelmän vakioitumiseen vaikuttavat erityisesti rakennuksen käytön asettama tilatarve sekä rakennettavuus ja rakennustavat. Runkojärjestelmä määrittää käytännössä mitkä rakenteet toimivat kantavina pystyrakenteina, mitkä vaakarakenteina sekä rakenteen jäykistystavan. Taulukossa 2.1 on esitetty tyyppilliset runkojärjestelmät käyttökohteittain.

Taulukko 2.1 Rakennusten tyyppilliset runkojärjestelmät käyttökohteittain. (Betoniteollisuus 2014a).

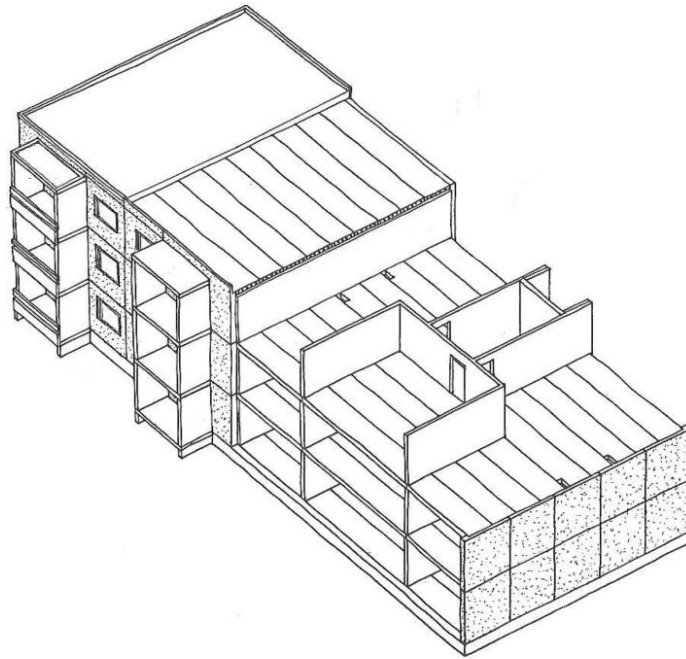
Käyttökohde	Runkojärjestelmä	Rakennuselementit
Asuinrakennukset	Kantavat (väli)seinät laatat	sandwich-elementit, väliseinäelementit, ontelolaatat, massiivilaatat, porrashuone- elementit, parveke-elementit
Toimisto- ja liikerakennukset	Pilari-palkki, kantavat julkisivut	Elementtipilarit, suorakaidepalkit, leukapalkit, ontelolaatat, sandwich- elementit
Teollisuus- ja varastorakennukset	Pilari-palkki	Elementtipilarit, I- ja HI-palkit, Ontelolaatat (yläpohja), TT-laatat
Pysäköintilaitokset	Pilari-palkki	Elementtipilarit, I- ja leukapalkit, Ontelolaatat, kuorilaatat
Maatalousrakennukset	Pilari-palkki, kantavat julkisivut	Elementtipilarit, elementtipalkit, TT- laatat, ontelolaatat, sandwich- elementit

Runkojärjestelmän rakentamista ohjataan vahvasti standardoitujen mittojen mukaan. Suomalaisen rakentamisen mittajärjestelmä on kehitetty elementtirakentamisen kehitystyön yhteydessä (Seppänen & Koivu 1970). Ennalta asetetut mitat antavat vaatimuksia myös käytettäville rakenteille ja rakennepaksuuksille, koska tietyn kantokyvyn ja jännevälän aikaansaamiseksi on käytettävissä vain rajallinen rakenteen paksuus/korkeus.

Asuinrakennusten yleisin runkojärjestelmä Suomessa muodostuu kantavista seinistä ja välipohjalaatoista, kuva 2.1. Tyyppillisesti runkojärjestelmä on järjestetty niin, että rakennusten välipohjat tukeutuvat kantaville väli- ja päätyseinille. Välipohjaelementtien suuntaiset julkisivut ovat tyyppillisesti ei-kantavia, eli kantavat vain oman painonsa. Kantavina pystyrakenteina toimivat teräsbetoniset väliseinät sekä osin julkisivuelementtien kantavat sisäkuoret. Vaakarakenteina käytetään kantaviin seiiniin tukeutuvia laattoja.

Asuinrakennusten alimmissa kerroksissa on yleistä varsinkin keskusta-alueilla käyttää myös pilari-palkkirunkoa, joka mahdollistaa tilojen vapaamman käytön. Tällöin asuinkerrostalon runkojärjestelmä koostuu pilari-palkkirungon ja kantava seinät-laatat järjestelmien yhdistelmästä.

Rakennusrunko jäykistetään pystysuunnassa ulokkeena toimivilla perustuksiin tukeutuvilla betoniseinillä sekä tyyppillisesti porrashuoneella. Jäykistys edellyttää elementtirakenteisten välipohjien jäykistämistä vaakasuuntaan raudoituksen ja saumavalujen avulla.



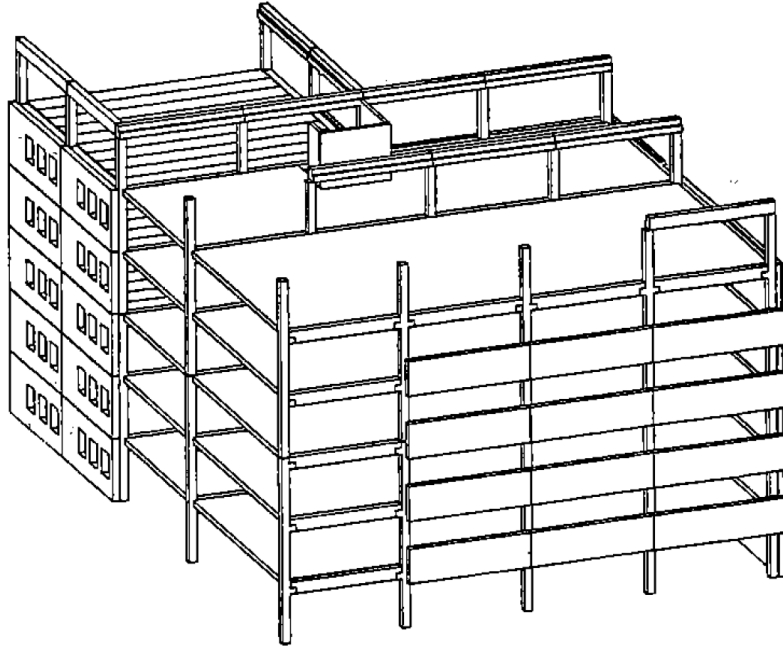
Kuva 2.1 Tyypillinen asuinkerrostalon rakennejärjestelmä, jossa väliseinät toimivat kantavana rakenteena. (Mäkiö 1994)

Asuinrakennusten parvekkeet voidaan tukea joko ripustamalla ne rakennuksen kantavasta rungosta tai rakentamalla ne omille perustuksilleen parveketorniksi.

Hyvä esimerkki mittajärjestelmän asettamista rajoituksista on kerroskorkeus. Asuinrakennusten minimi kerroskorkeus on 3000 mm ja minimi huonekorkeus 2500 mm. Tästä syystä, suunniteltaessa minimivaatimusten mukaan, välipohjarakenteelle ja tekniikalle on käytettävissä 500 mm. (Betoniteollisuus 2014a).

Toimisto- ja liikerakennusten yleisimmin Suomessa käytetty runkojärjestelmä on pilari-palkkirunko, jossa palkkilinjat kulkevat rakennuksen pituussuunnassa, kuva 2.2. Pystyrakenteena järjestelmässä ovat tyypillisesti useamman kerroksen korkuiset betonielementtipilarit ja vaakarakenteena betoniset suorakaide- ja leukapalkit tai teräksiset delta- ja wq-palkit sekä ontelolaatat.

Toimisto- ja liikerakennusten runkojärjestelmänä voidaan käyttää myös kantavat julkisivut runkojärjestelmää, jossa välipohjan vaakarakenteet tuetaan rakennuksen syvyysuunnassa kantavien ulkoseinien varaan. Näin ollen laatan kantokyky antaa rajoituksia rakennuksen käytettävissä olevalle runkosyvyydelle. Pilari-palkkirunkojärjestelmässä palkkilinjoja voidaan lisätä runkosyvyyden kasvaessa tai käyttää näiden kahden järjestelmän yhdistelmää.

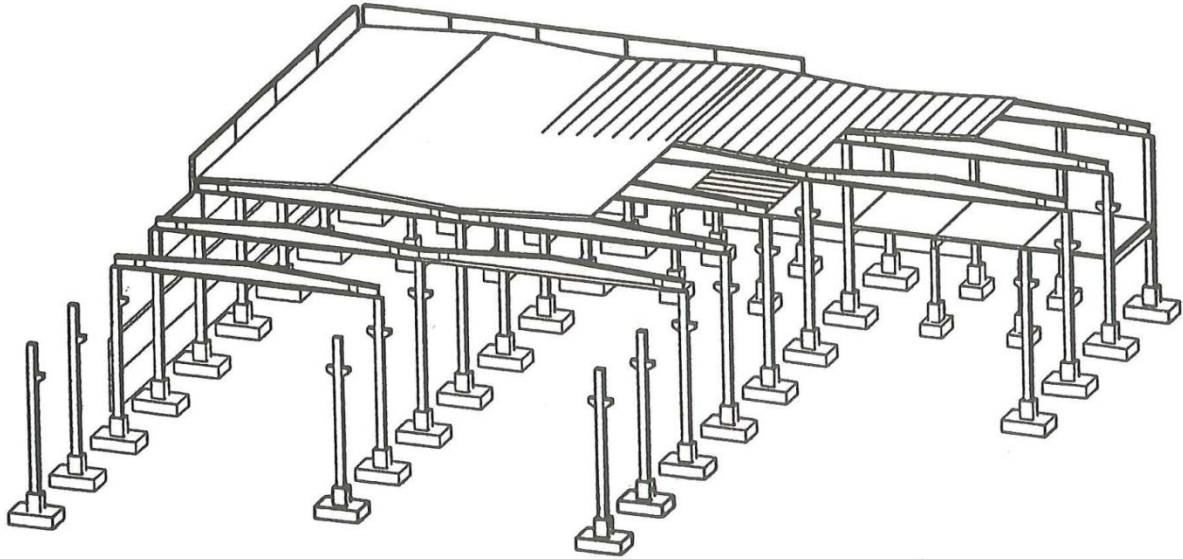


Kuva 2.2 Esimerkki toimisto- ja liikerakennuksen pilari-palkkirungosta, jonka pilari-palkkiliitokset on toteutettu betonikonsoleilla. Julkisivut pääasiassa nauhaelementtejä sekä osittain ruutuelementtejä. (Rakennustuoteteollisuus 1995a)

Teollisuus- ja varastorakennusten runko on yleensä pilari-palkkirunko. Näiden rakennusten runko koostuu tyypillisesti pilarien ja palkin muodostamista kehistä. Pilarilinjojen ja kehien lukumäärää kasvatetaan hallin mittojen mukaan. Tyypillisesti teollisuus- ja varastorakennukset ovat korkeita yksikerroksisia halleja, joihin voi liittyä useampikerroksisia muita tiloja. Näille rakennuksille tyypillistä on, että jännevälit ovat pitkiä tarvittavan vapaan tilan mukaan sekä rakenteiden kantamat kuormat ovat suuria.

Elementtirakenteisten teollisuus- ja varastorakennusten kantava runko on ollut yleisesti pilaripalkkirunko, kuva 2.3. Vaakarunko koostuu jännitetyistä tai tavanomaisista teräsbetonipalkeista ja palkkeihin tukeutuvista laatoista. Pitkillä jänneväleillä käytetään jännebetonisia I-palkkeja sekä vesikatoissa HI-palkkeja. Väli- ja yläpohjalaatat ovat jännitetyjä ontelo- tai TT-laattoja. (Rakennustuoteteollisuus 1995a)

Teollisuus- ja varastorakennusten rungon jäykistämiseen käytetään yleensä kantavia pilareita, jotka toimivat perustuksiin jäykästi tuettuina mastoina.



Kuva 2.3 Tyypillinen teollisuusrakennuksen pilari-palkkirunko, jonka päädyssä on kaksikerroksinen runko-osuus toimisto- ja sosiaalityötiloille. (Rakennustuoteteollisuus 1995a)

Pysäköintilaitoksen mitoitukselle on tyypillistä, että sekä vapaa tila että pysäköintipaikkojen määrä pyritään yleensä maksimoimaan käytössä olevaan tilaan nähden. Tyypillinen rakennejärjestelmä on pilari-palkkirunko, jossa pilariruutu määräytyy pysäköintipaikkojen ja kulkuväylien mukaan. Julkisivut ovat tyypillisesti avoimia ja nauhamaisia. Julkisivuelementti toimii usein myös kaiteena, jolloin se on mitoitettu törmäyskuormille rakenteen ja liitosten osalta.

Pystyrakenteina ovat pilarit, jotka voivat olla poikkileikkaukseltaan pyöreitä, neliön tai suorakaiteen muotoisia. Pilarit ovat tyypillisesti kerrospilareita, eli mitoitettu kerroksittain nivelellisesti tuettuina. Tällöin rakennusrungon jäykistykseen täytyy käyttää erillisiä seinä- tai ristikkorakenteita.

Vaakarunko muodostuu palkeista ja palkeille tukeutuvista laatoista. Lähes poikkeuksetta käytetään esijännitettäviä betonielementtejä. Vaakarakenteet voidaan toteuttaa ontelolaatoilla, kuorilaatoilla tai TT-laatoilla.

2.2 Täys- ja osaelementtirakenteet

Varhaisimpia teräsbetonin käyttökohteita Suomessa olivat rakennusten perustukset sekä 1920-luvulta alkanut asuinrakennusten puisten välipohjien korvaaminen teräsbetonisilla rakenteilla. Vähitellen betoni korvasi osia ulkoseinistä kevytbetonisina eristekerroksina. Elementtirakentamisen ajatus oli alun perin lähtöisin puurakentamisesta, jossa tätä rakentamistapaa oli kehitetty sotakorvaustuotannon yhteydessä. Varhaisimmat esivalmisteiset betonirakenteiden elementit olivat kevytbetonista tehtyjä eristelevyjä ja suurempia seinän osia. Teräsbetonisia tehdasvalmisteisia elementtejä käytettiin ensimmäisen kerran vuonna 1950 valmistuneen Hotelli Palacen julkisivuissa Helsingissä. Elementtitekniikkaa kokeiltiin sekä asuin- että teollisuusrakentamisessa suunnilleen samoihin aikoihin, mutta se vakiintui ensin teollisuusrakentamiseen. Asuinrakentamisessa täys-elementtirakentamiseen alettiin siirtyä vasta 1950-luvun lopussa. (Hytönen & Seppänen 2009).

Täyselementtirakenteisten asuinrakennusten keskeisimpiä rakennusosia sandwich-seinäelementtiä ja ontelolaattaa käytettiin Suomessa tietävästi ensimmäisen kerran 1950-luvun loppupuolella, vaikka ensimmäiset täyselementtitalot rakennettiin 1950- ja 1960-lukujen vaihteessa. Tähän asti elementtejä oli käytetty täydentämään perinteistä rakentamistapaa. Tämä osaelementtirakentaminen jatkui täyselementtirakentamisen rinnalla. Vuonna 1967 elementtirakentamisen osuus asuntotuotannossa oli 35 %, teollisuusrakentamisessa 40 % ja liike- ja toimistorakentamisessa 15 %. Vuoteen 1975 mennessä elementtirakentamisen osuus oli kasvanut 50 % asuinrakentamisessa, 60 % teollisuusrakentamisessa ja 55 % liike- ja toimistorakentamisessa. (Hytönen & Seppänen 2009).

Asuinkerrostalon rungossa elementtejä on käytetty jo 1960-luvun alussa lähes kaikissa runkotyypeissä täydentävissä rakennusosissa. Tyypillisiä varhain elementtinä toteutettuja rakennusosia ovat ei-kantavat julkisivut sekä rakennuksen päätyjulkisivut. Elementteinä on toteutettu myös hissikuiluja ja portaita. Kantavat väliseinät ja välipohjat ovat olleet asuinkerrostalon osaelementtiratkaisuissa pitkään tyypillisiä rungon paikallavalurakenteita. Kerrostaloihin on vaadittu rakennettavaksi väestönsuoja. Väestönsuoja on toteutettu usein paikallavaluna, vaikka muuten kyseessä olisikin täyselementtirakennus. Väestönsuoja on vaadittu aina kohteeseen, jossa on yli viisi asuntoa, eli käytännössä kaikkiin kerrostalokohteisiin. Taulukossa 2.2 on esitetty kirjahyllyrunгон elementtiaste. (Mäkiö 1994).

Taulukko 2.2 Kirjahyllyrunkoisen kerrostalon elementtiasteen kuvaus (Mäkiö 1994).

Elementtiaste	Kantavat väliseinät	Pitkät sivut	Päädyt	Välipohjat
täysin paikkallavalu	paikkallavalu*	paikkallavalu	paikkallavalu	paikkallavalu
osaelementti	paikkallavalu*	elementti	paikkallavalu	paikkallavalu
	paikkallavalu*	elementti	elementti	paikkallavalu
	paikkallavalu*	elementti	elementti	elementti
	elementti	elementti	elementti	paikkallavalu
täyselementti	elementti	elementti	elementti	elementti

* Osa seinistä, esimerkiksi hissikuilu, voivat olla elementtirakenteisia.

3 ELEMENTTITYYPIT

3.1 Seinät

3.1.1 Sandwich-elementti

Sandwich-seinäelementti koostuu betonisista sisä- ja ulkokuoresta, jotka on sidottu toisiinsa teräsansaiden tai pistokkaiden avulla, sekä kuorten väliin asennettavasta lämmöneristeestä. Lämmöneristeenä on yleisimmin käytetty mineraalivillaa (lasi- tai kivivillaa), jonka nimellispaksuus on vaihdellut välillä 70-150 mm rakennusmääräysten kulloinkin edellyttämien U-arvojen mukaisesti. Sisempi betonikuori toimii kuormia välittävänä rakenteena ja ulompi kuori säältä suojaavana julkisivupintana. Sandwich-elementin ulkokuoren nimellispaksuus on yleisesti vaihdellut välillä 40-85 mm. Rakennepaksuuteen ovat vaikuttaneet erityisesti valmistusajankohta ja julkisivun pintatyyppi. Käytännössä ulkokuoren paksuus on vaihdellut huomattavasti myös saman tuotantoerän kesken. Syinä ovat olleet mm. lämmöneristeiden kokoonpuristuminen, erilaiset työvirheet ja betonin notkeuden vaihtelut. Sisäkuoren paksuus on tyypillisesti kantavissa rakenteissa 150-160 mm ja ruutuelementeissä 70-100 mm.

Sandwich-elementtejä on käytetty rakennusten julkisivuissa ikkunallisina ruutuelementteinä, umpinaisina päätyseinän elementteinä sekä nauhajulkisivujen elementteinä (nauhaelementteinä). Tyypillisesti kantavia sandwich-elementtejä on käytetty rakennusten päädyissä ja rakennuksen ruutuelementtejä pitkillä sivuilla. Elementit liitetään toisiinsa valusaumojen sekä teräsosien avulla. Ulkokuorien välisiin saumoihin asennetaan elastinen saumanauha tai -massa, joka mahdollistaa lämpöliikkeet.

Tyypillisesti sandwich-elementeissä on ulkokuoren raudoituksena keskeinen verkko ja sen lisäksi reunoilla ja aukkojen pielissä pysty- ja vaakasuuntaiset pieliteräkset. Varsinaisen raudoituksen lisäksi ulkokuoreen on sijoitettu sideansaiden paarteet sekä erilaisia sideteräksiä ja nostolenkkejä. Ulkokuoren rauditus on tyypillisesti ollut tavanomaista ruostuvaa harjaterästä. Vain sideansaiden diagonaalit ovat olleet ruostumatonta terästä pääasiassa jo 1960-luvun lopusta lähtien. Ruostumattomat rauditteet koko ulkokuoren raudoituksessa ovat yleistyneet 1990-luvun lopulla. Nostolenkit ovat kuitenkin usein edelleen ruostuvasta teräksestä valmistettuja.

3.1.2 Eriytetty/yhdistelmä-seinäelementti

Eriytetyssä/yhdistelmäjulkisivussa seinän rakennekerrokset kootaan erillisinä, jolloin esimerkiksi seinän sisäkuori ja lämmöneriste voidaan asentaa yhtenä kokonaisuutena, jonka jälkeen säältä suojaavan ulkokuoren rakenne voi olla rappaus, verhouk tai kuorielementti. Eriytetyn julkisivun etuina on nähty mahdollisuus järjestää riittävä tuuletus julkisivurakenteeseen, vapaus kutistuma- ja lämpöliikkeille sekä se, että ulkokuoren ja sisäkuoren mitat eivät ole sidoksissa toisiinsa (Betoniteollisuus, 2014b).

Kuorielementtejä on tyypillisesti käytetty rakennusten kantavissa päädyissä sekä sandwich-elementtien kanssa ylimmäisenä ns. ullakkokerroksen elementtinä. Kuorielementit muodostuvat yhdestä betonilevystä. Levyn paksuus on tyypillisesti vaihdellut välillä 60–120 mm. Tyypillinen paksuus on 80 mm. Eristemateriaalina kuorielementtiseinissä on käytetty korkkia, lastuvillalevyä (ts. lastuvillasementtilevyä), kevytsorabetonia ja mineraalivillaa. Eristepaksuudet ovat vaihdelleet mm. eristemateriaalista ja ajankohdasta riippuen.

Kuorielementtien kiinnitystapoja on ollut monia erilaisia. Kuorielementit on kiinnitetty kantavaan teräsbetonirakenteeseen joko kantavan rakenteen valun yhteydessä tai jälkikiinnityksin vasta

valun jälkeen. Lämmöneristeen ja kuoren välille voitiin jälkimmäisessä tapauksessa jättää ilmarako rakenteen tuuleutusta varten, eikä eristemateriaalin tarvinnut olla valupaineen kestävä.

3.1.3 Väliseinät

Kantavat väliseinät ovat tyypillisesti 180 mm paksuja raudoittamattomia massiivibetonielementtejä. Seinä on mitoitettu tyypillisesti kerroksittain nivelellisesti toimivana levynä. Nostoa, kuljetusta ja asennusta varten elementin reunoja kiertävät reunateräkset sekä elementtiin on asennettu nostolenkit. Lisäksi seinäelementit on varustettu teräsvarnoilla ja lenkeillä tai erillisillä liitososilla. Väliseinät toimivat tyypillisessä asuinkerrostalojen runkojärjestelmässä kantavina ja jäykistävinä rakenneosina.

3.2 Parvekkeet

3.2.1 Parveketornit

Elementtiparvekkeet on usein tuettu kantavien pieliseinien, pilarien tai ulkoseinän kantavan ulkokuoren välityksellä perustuksilleen. Näin muodostuva parveketorni voi olla rakennuksen rungosta ulkoneva tai sisäänvedetty. Rakennuksen ulkopuoliset parveketornit ovat olleet yleisin parvekerakenne 1960-luvun lopulta alkaen. Elementtiparvekkeissa kaikki rakenneosat on tyypillisesti toteutettu betonielementeistä. Parveke voi tällöin muodostua erillisistä laatta- ja kaide-elementeistä tai laatta ja kaide on voitu valmistaa yhteenvaltuina. Parveketornit on sidottu sivusuunnassa kaatumisen estämiseksi kerroksittain pieliseinistään poikittaisiin väliseiniin tai parvekelaatoista välipohjalaattoihin. (Pentti et al. 1998)

3.2.2 Ulokeparvekkeet

Ulokeparvekkeet voivat olla rakennuksen rungosta ulkonevia tai sisäänvedettyjä. Ne on tavallisesti kannatettu paikallavalettuun välipohjalaataan tukeutuvien ratakiskojen tai muototeräspalkkien varaan, ja nekin ovat yleensä paikallavalettuja. Joissakin parvekkeissa teräsbetoni-laatta tai -palkit voivat jatkua läpi ulkoseinän tai laatan pääteräkset voivat mennä välipohjaan eristehalkaisun läpi. Paikallavaletut parvekkeet ovat tavallisesti samaa betonia kuin rakennuksen rungon valu. (Pentti et al. 1998)

3.2.3 Sisäänvedetyt parvekkeet

Sisäänvedetyt parvekkeet ovat tyypillisesti elementtiparvekkeita. Vanhemmassa 1960-luvun rakennuskannassa esiintyy tosin myös joko kokonaan tai osittain sisäänvedettyjä parvekkeita myös paikallavalettuina. Tyypillisesti ne ovat silloin porrashuoneiden kohdilla ns. tuuletusparvekkeita. Parvekkeet on voitu tukea kantavaan runkoon seinän eristetilan läpi parvekelaattaelementin päissä olevien lyhyiden ratakiskojen tai muototerästen avulla. (Pentti et al. 1998)

3.2.4 Ripustetut parvekkeet

Ripustetut parvekkeet ovat tyypillisesti elementtirakenteisia, joko konttiparvekkeita tai pieliseinistä kannatettuja parvekkeita. Ns. konttiparvekkeissa laatta, kaide ja seinät muodostavat yhden elementin, joka on ripustettu teräskorvakkein (esimerkiksi I-profiili) pieliseinien ylä- tai alanurkista ulko- tai väliseinän tai välipohjan reunan varaan. Pieliseinistä kannatetut parvekkeet on koottu erillisistä kaide-, laatta- ja pielielementeistä, mutta koko parvekerakenne on ripustettu rakennuksen runkoon pielielementtien tartunta teräksillä sekä pysty- että vaakavoimille. (Pentti et al. 1998)

3.3 Pilarit

Pilari-elementit ovat tyypillisesti neliö-, suorakaide- tai ympyräpoikkileikkauksen muotoisia, ja niiden korkeus voi vaihdella 1-4 kerroksen korkuisiksi. Yhden kerroksen korkuisia pilareita nimitetään kerrospilareiksi, ja useamman kerroksen korkuiset pilarit ovat tyypillisesti toiminnaltaan mastopilareita. Pilarin suositeltu poikkileikkaus on neliö, mutta mastopilariin kohdistuessa tuulen ja jäykistyksen vuoksi myös vaakakuormia, on perusteltua käyttää myös rasi- tai rasi- ja rasi-tyyppisissä suunnassa leveämpää suorakaidepoikkileikkausta. Jos rakennuksen jäykistys järjestetään erillisillä seinillä tai ristikoilla, voidaan pilareina käyttää kerrospilareita. Pilaripoikkileikkaukset noudattavat moduulimitoitusta. Suositeltavat neliöpoikkileikkaukset ovat 3M–6M (280–580 mm). Suorakaidepoikkileikkauksessa pilarin toinen mitta voi tyypillisesti vaihdella 780 mm asti. (Betoniteollisuus 2014b).

Pilarien sijoituksessa rakennejärjestelmään noudatetaan moduuliverkkoa. Moduuliverkon tarkoitus on selkeyttää rakennejärjestelmää palkkilinjojen sijoittelun sekä pilari- ja palkkilinjoille tulevien kuormitusten laskennan kannalta.

Palkkien liitokset pilareihin tehdään joko betonisten pilariulokkeiden (konsoleiden) tai teräksisten piiloulokkeiden avulla. Pilari varustetaan tarvittavilla ulokkeilla valmistuksen yhteydessä. Ulokkeet ovat tyypillisesti raskaasti raudoitettuja. Piiloulokkeita käytetään tapauksissa, joissa pilariuloketta ei haluta jättää näkyviin. Teollisuus- ja varastorakennuksissa nosturirata tuetaan tyypillisesti kantavien mastopilarien pilariulokkeiden varaan. (Betoniteollisuus 2014b).

3.4 Palkit

3.4.1 Suorakaidepalkki ja leukapalkki

Betoniset elementtipalkit voivat olla tavanomaisia teräsbetonipalkkeja tai jännitettyjä betonipalkkeja. Palkkien käyttökohteet ovat pilari-palkkirunkoisten rakennusten kantavina vaakarakenteina, joiden varaan on tuettu muut ala-, väli- ja yläpohjien vaakarakenteet kuten laatat, sekä yleisesti aukonylityksissä. Yksittäisessä rakennuksessa on pyritty mahdollisimman pitkälle käyttämään samoja palkkien poikkileikkauksia, jolloin elementtien valmistussarjoja on saatu pidennettyä. Palkkien poikkileikkausten valmistusmitat noudattavat yleisesti moduulimitoitusta vähennettynä 20 mm, jossa suositellut leveydet ovat 2M-5M (180–480 mm) ja vastaavat korkeudet 3M-10M (280–980 mm).

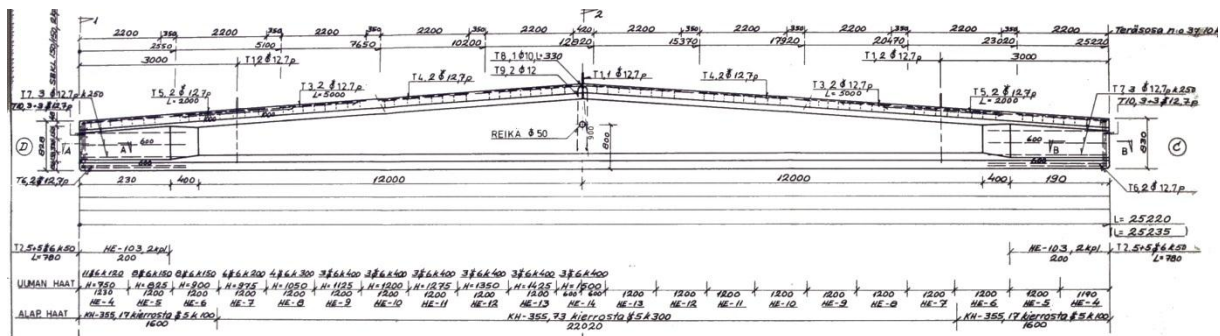
Käytettäessä suorakaidepalkkia sen yläpuoliset vaakarakenteet tuetaan palkin päälle. Tällöin välipohjan korkeus muodostuu käytetyn palkin korkeudesta sekä päällisen rakenteen korkeudesta. Jos välipohjan korkeutta on tarve rajoittaa esimerkiksi tilantarpeen vuoksi, voidaan valita leukapalkki, jossa laatasto tuetaan palkin kylkeen muodostetun leuan varaan.

Teräsbetonipalkissa pääraudoitus sijaitsee palkin poikkileikkauksen alaosassa. Lisäksi laatan poikkileikkauksen yläosassa kulkevat työteräkset. Varsinaista yläpinnan puristusraudoitusta ei tyypillisesti käytetä. Palkin leikkausrasitukset otetaan palkin koko matkalle jaetuilla hakateräksillä. Jännitetyissä betonipalkkeissa pääraudoitus on korvattu jänneteräksillä. Jännitettyjen betonipalkkien käytöllä voidaan lisätä palkin maksimijänneväliä ja kantokykyä. Jännitetyissä rakenteissa on otettava huomioon esijännitysvoiman aiheuttama kaareutuminen ylöspäin, viruma ja asennustoleranssit sekä asennus- ja työtavat.

3.4.2 I-palkit ja HI-palkit

I- ja HI-palkkien poikkileikkaus muodostuu kahdesta raskaasti raudoitettusta laipasta sekä ohuesta uumasta muodostaen I:n muotoisen profiilin. Muoto on pyritty optimoimaan niin, että

mahdollisimman pienellä materiaalimenekillä voidaan saavuttaa mahdollisimman pitkiä jännevälejä. I-palkit ovat yksiaukkoisia jännitettyjä betonirakenteita, joissa jänneteräket sijaitsevat pääosin alalaipassa. Tuen läheisyydessä jänneteräksiä on voitu käyttää myös ylälaipassa. HI-palkissa, ks. kuva 3.1, jänneteräksiä on sijoitettu sekä ala- että ylälaippaan. Näiden palkkien tyypillisiä käyttökohteita ovat teollisuus- ja varastorakennusten sekä myymälätilojen yläpohjat. Tasakorkeita I-palkkeja voidaan käyttää myös ala- ja välipohjissa. I- ja HI-palkkien tyypilliset leveydet ovat 350 mm, 380 mm tai 480 mm. I-palkkien korkeudet vaihtelevat välillä 900–2380 mm ja HI-palkkien harjakorkeudet välillä 1050–2700 mm. Esijännityksestä ja pitkistä jänneväleistä aiheutuvien suurten jännitysten vuoksi aukotusten tekemistä I- ja HI-palkkeihin (esim. talotekniikkaan varten) on rajoitettu. Tämä tulee ottaa huomioon myös näiden palkkien uudelleenkäytön suunnittelussa.



Kuva 3.1 HI-palkin elementtipiirustus vuodelta 1980.

3.5 Laatat

3.5.1 Ontelolaatta

Ontelolaatta on yleisesti käytetty asuin-, toimisto- ja liike- sekä teollisuusrakennusten ala-, väli- ja yläpohjarakenne, joka on kevennetty pituussuuntaan laatasta kulkevien onteloiden avulla. Ontelolaatta valmistetaan esijännitettyinä liukuvaluna hyvin jäykän nk. maakostean betonimassan avulla. Betonin lujuusluokka on korkea C40–C70. Laatan korkeudet on vakioitu, ja liikkuvat välillä 150–500 mm. Yleisin 1960-, 1970- 1980-lukujen asuinrakennuksissa käytetty laatan korkeus on ollut 265 mm (Hytönen & Seppänen 2009). Tämän jälkeen mm. vaadittavan askeläänieristykseen vuoksi on käytetty 320 mm ja 370 mm korkeata laattaa. Toimisto- ja liikerakennuksissa sekä teollisuusrakennuksissa käytettävien ontelolaattojen korkeudet ovat tyypillisesti 400 mm tai 500 mm. Laatan korkeudella sekä jännepunosten määrällä säädeltävissä oleva maksimijänneväli ontelolaatalla on 10–20 m. Laatan leveys on aina 1200 mm.

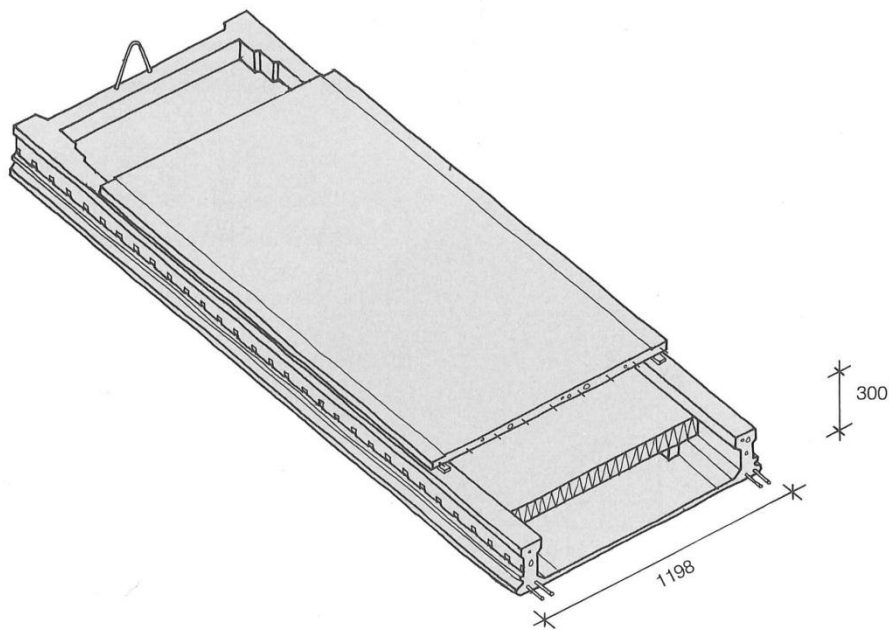
Ontelolaattaholvi kootaan yksiaukkoisina kentinä kantavalta seinältä tai palkilta kantavalle seinälle tai palkille. Ontelolaatasto valetaan yhtenäiseksi laataksi saumavaluilla. Saumoihin asennetaan laattojen suuntaiset teräket sekä koko laatasta kiertävät rengasteräket. Esijännitettyyn ontelolaattaan liittyy esikorotus, eli laatta on alkutilanteessaan ennen lopullista hyötykuormaa kaareutunut ylöspäin. Esikorotus tasataan holvin päälle valettavalla pintavalulla. Lisäksi esijännityksen vuoksi ontelolaatta tulee nostaa paikalleen (ja purettaessa) tukemalla se molemmista päistään nostorakseihin (ei keskeltä).

Ontelolaattoihin voidaan tehdä pieniä aukotuksia muokkaamalla laattoja tuoreena valmistuslinjastolla. Erityisesti teollisuusrakennuksissa pienemmät aukot on yleensä tehty jälkikäteen timanttiporaamalla. Koko laatan leveän aukon tapauksessa on tyypillisesti käytetty erillistä kuormansiirtorakennetta, joka kannattaa laatan ympäröivien laattojen tai

rakenteiden varaan. Nämä asiat on otettava huomioon ontelolaattojen uudelleenkäyttöä ja kokonaisuena purkamista suunniteltaessa.

3.5.2 Nilcon-laatta

Nilcon-laatta (U-laatta) on moduulimitoitettu välipohjaelementti, jonka rakenne perustuu alalaattapalkistoon, ks. kuva 3.2. Elementti koostuu U:n muotoisesta kotelolaatasta, joka koottiin valmiiksi laataksi tehtaalla. Nilcon-laatta oli elementtirakentamisen kehitystyön aikaan ontelolaatan kanssa kilpaileva välipohjaelementti. Leveys on ontelolaatan tavoin 1200 mm Nilcon-laatta koostuu molemmissa laidoissa kulkevista esijännitetyistä reunapalkeista, sekä niiden päälle asennetusta ohuesta kansilaatasta. Nilcon-laatan huonoja puolia ontelolaattaan verrattuna olivat varovaista käsittelyä edellyttävä rakenne, rakennusaikaisen kosteuden pääsy elementin sisään, monivaiheinen liitostapa sekä erilaiset lämpölaajenemisliikkeet. Nilcon-laattaa valmistettiin Suomessa vuosina 1971–1983, jonka jälkeen elementtivalipohjat ovat olleet lähes yksinomaan ontelolaattarakenteita. (Mäkiö 1994).



Kuva 3.2 Nilcon-laatta (U-laatta). Laatan nimellisleveys on 1200 mm ja kokonaiskorkeus 300 mm. Alalaatan paksuus on 25 mm. Reunapalkit ovat esijännitetyjä. (Mäkiö 1994).

3.5.3 Massiivilaatta

Massiivilaattaelementti on massiivibetonista valmistettu joko jännitetty tai tavanomaisesti raudoitettu laatta. Massiivilaatalle on tyypillistä lyhyt jänneväli. Elementin kokoa rajoittaa sen paino. Massiivilaattaelementtejä on tyypillisesti käytetty asuinkerrostalojen porrashuoneiden kerrostaso- ja välitasolaattoina, mutta myös koko välipohja on voitu tehdä käyttäen massiivilaattoja. Suositeltu laatan leveys on 3 m ja maksimipituus 8 m.

3.5.4 Kuorilaatta

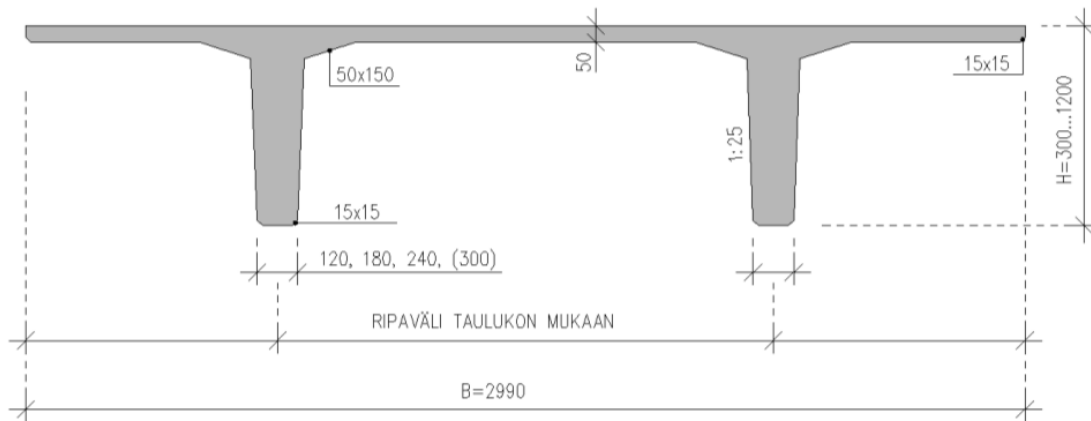
Kuorilaattavälipohja muodostuu liittorakenteena ohuista esijännitetyistä betonilaattaelementistä (kuorilaatat) sekä niiden päälle paikalla valetusta teräsbetonilaatasta. Kuorilaatat toimivat siis samalla paikallavalun valumuottina. Liittovaikutus kuorilaattojen ja paikallavalun välille varmistetaan kuorilaatoista ulkonevien ansaiden avulla. Yleisiä kuorilaatan käyttökohteita ovat teollisuus- ja asuinrakennusten sekä pysäköintilaitosten välipohjat.

3.5.5 TT-laatta ja HTT-laatta

TT-laatta on jännitetty betonirakenne, jonka käyttökohteet ovat hyvin pitkän jännevälin (luokkaa 25 m) väli- ja yläpohjat, joilta vaaditaan korkeaa kantokykyä. TT-laattoja käytetään yleisesti teollisuus- ja varastorakennusten yläpohjissa, mutta myös myymälärakennusten ja paikoitustalojen ala-, väli- ja yläpohjissa. TT-laatta muodostuu kahdesta uumasta, joihin esijännityspunokset on sijoitettu, sekä ohuesta laattaosasta, ks. kuva 3.3. Käytetty betoni on tyypillisesti lujuusluokaltaan C40. (Betoniteollisuus 2014b).

TT-laattojen tyypilliset korkeudet ovat 300–1200 mm ja ripaleveydet (uuman paksuus) 120 mm, 180 mm ja 240 mm. TT-laattojen nimellisleveys on vakio 3000 mm.

Harja-TT-laatta (HTT) on TT-laatta, johon vesikaton viisteet on muodostettu valmiiksi. Käyttökohteet ovat yksinomaan vesikatoissa. HTT-laamalla voidaan saavuttaa vielä pidempiä jännevälejä kuin tavallisella TT-laamalla.



Kuva 3.3 TT-laatan poikkileikkaus. (Betoniteollisuus 2014b).

4 RAKENTEIDEN VAURIOT

4.1 Betonirakenteiden vauriot

Säälle alttiissa betonirakenteissa voi erilaisten olosuhde- ja muiden rasitustekijöiden vaikutuksesta tapahtua muutoksia, jotka heikentävät rakenteen ominaisuuksia ja aiheuttavat siten eriasteista korjaustarvetta. Betonijulkisivuissa ja -parvekkeissa esiintyvät tyypilliset korjaustarvetta aiheuttavat tekijät (vaurioitumistavat) voidaan luokitella esim. seuraavasti:

- betonissa olevien terästen korroosio betonin karbonatisoitumisen seurauksena tai klorideista johtuen
- betonin rapautuminen pakkasen vaikutuksesta, ettringiitin muodostuksesta tai alkalikiviainesreaktiosta johtuen
- kiinnitysten, kannatusten ja sidontojen heikkeneminen
- rakenteiden kosteustekniset toimivuuspuutteet
- pintatarvikkeiden vaurioituminen (tiili- ja klinkkerilaatat)
- pintakäsittelyjen vaurioituminen
- betonin halkeilu ja rakenteiden muodonmuutokset
- käytön aiheuttama vaurioituminen
- terveydelle ja ympäristölle haitallisten aineiden esiintyminen.

Rakenteiden ikääntyessä tapahtuva vaurioituminen johtuu pääosin ilmaston aiheuttamasta säärasituksesta, joka saa aikaan materiaalien ominaisuuksien heikkenemistä eli turmeltumista. Turmeltuminen voi olla haitallisen nopeaa, mikäli käytetyt materiaalit tai työnsuoritus ovat olleet heikkolaatuisia tai rakenneratkaisut virheellisiä tai huonosti toimivia. Säärasitus käynnistää useita rinnakkaisia turmeltumisilmiöitä, jolloin betonirakenteen vaurioituminen tapahtuu yleensä useiden turmeltumisilmiöiden yhteisvaikutuksesta. Turmeltumisilmiöt ovat alkuvaiheessa hitaasti eteneviä, mutta vaurioiden edetessä turmeltumisnopeus yleensä kiihtyy. Lämpimissä sisätiloissa ja muissa kosteus- ja kemikaalirasituksilta suojatuissa betonirakenteissa vaurioituminen on selvästi harvinaisempaa ja vähäisempää kuin säälle alttiissa rakenteissa.

Betonirakenteen kestävyys säärasituksia vastaan määräytyy suunnittelu- ja toteutusvaiheessa. Rakenteen valmistuttua niitä ei enää ole mahdollista muuttaa. Tästä syystä suunnittelu- ja toteutusohjeilla on aivan keskeinen asema pitkäikäisten rakenteiden aikaansaamisessa.

4.1.1 Raudoitteiden korroosio

Betonissa olevat raudoitteet ovat yleensä hyvin korroosiolta suojassa, koska betonin korkean alkalisuuden ($\text{pH} > 13$) ansiosta terästen pinnalle muodostuu ns. passiivikalvo, joka estää korroosion. Korroosiosuojaus on virheettömässä rakenteessa hyvin pysyvä, koska passiivikalvo on itseään jatkuvasti korjaava ja terästä suojaava betonikerros hidastaa tiiviydellään ja yhtenäisyydellään erilaisten korroosioita aiheuttavien aineiden (hapot, kloridit, sulfaatit) pääsyä raudoitteiden pinnalle. (Page 1988, Parrott 1987). Korroosio saattaa kuitenkin käynnistyä, jos suojabetonin tiivys ja/tai paksuus ovat puutteellisia.

Betonin karbonatisoituminen

Betonin karbonatisoitumiseksi kutsutaan betonin neutraloitumista, joka aiheutuu ilman hiilidioksidin reaktioista betonin alkalisten yhdisteiden kanssa. Betonin karbonatisoitumista kuvaava pääasiallinen tapahtuma on betonin sisältämän alkalisen kalsiumhydroksidin ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) reaktio happaman hiilidioksidin (CO_2) kanssa, jolloin syntyy neutraalia kalsiumkarbonaattia (CaCO_3). Reaktio voidaan esittää yksinkertaistettuna muodossa (Bakker 1988):

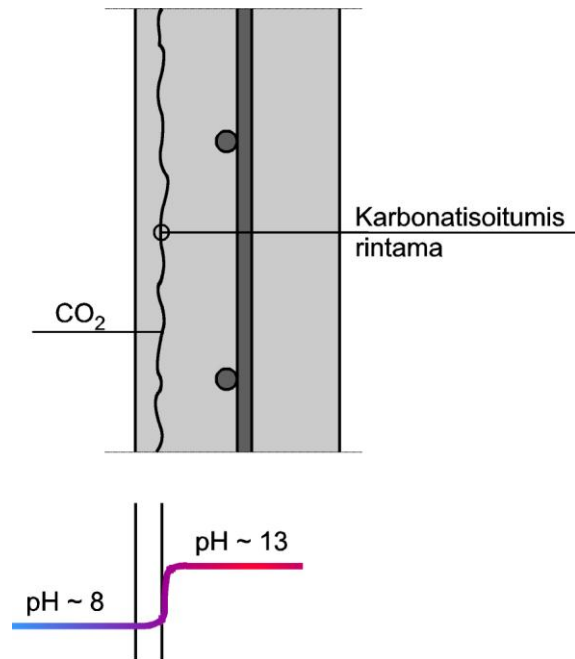


Karbonatisoitumisen seurauksena betonin huokosveden pH alenee tasolta 13-14 noin tasolle 8. Karbonatisoituminen alkaa betonin pinnasta ja etenee rintamana hitaasti syvemmälle betoniin. Karbonatisoituminen on suhteellisen hidasta, koska hiilidioksidin tunkeutuminen betonin huokosverkostoon on hidasta, karbonatisoituvaa ainesta (Ca(OH)_2) on runsaasti ja koska ilman CO_2 -pitoisuus on alhainen, noin 0,04 - 0,1 tilavuus-%. Betonin tiiviyteen hiilidioksidin tunkeutumista vastaan vaikuttavat betonin huokoisuus ja kosteuspitoisuus. Betonin huokoisuuteen vaikuttavat pääasiassa betonin vesisementtisuhte ja sementin hydrataatioaste. Vesisementtisuhteen aletessa ja samalla betonin puristuslujuuden yleensä kasvaessa myös huokoisuus vähenee ja tiiviys kasvaa voimakkaasti. (Bakker 1988, Parrot 1987, Tuutti 1982).



Kuva 4.1 Karbonatisoitumisen eteneminen voidaan todeta pH-indikaattoriliuoksella esim. halkaistun poranäytteen pinnalta. Kuvassa fenoliftaleiini on värjännyt vielä alkalisen betonin punaiseksi ja karbonatisoitunut betoni on värjäytymätöntä.

Betonin tiiviyteen hiilidioksidin tunkeutumista vastaan vaikuttavat betonin huokoisuus ja kosteuspitoisuus (Parrott 1987). Betonin huokoisuuteen vaikuttavat pääasiassa betonin vesisementtisuhte ja sementin hydrataatioaste. Vesisementtisuhteen aletessa ja samalla betonin puristuslujuuden yleensä kasvaessa myös huokoisuus vähenee ja tiiviys kasvaa voimakkaasti.



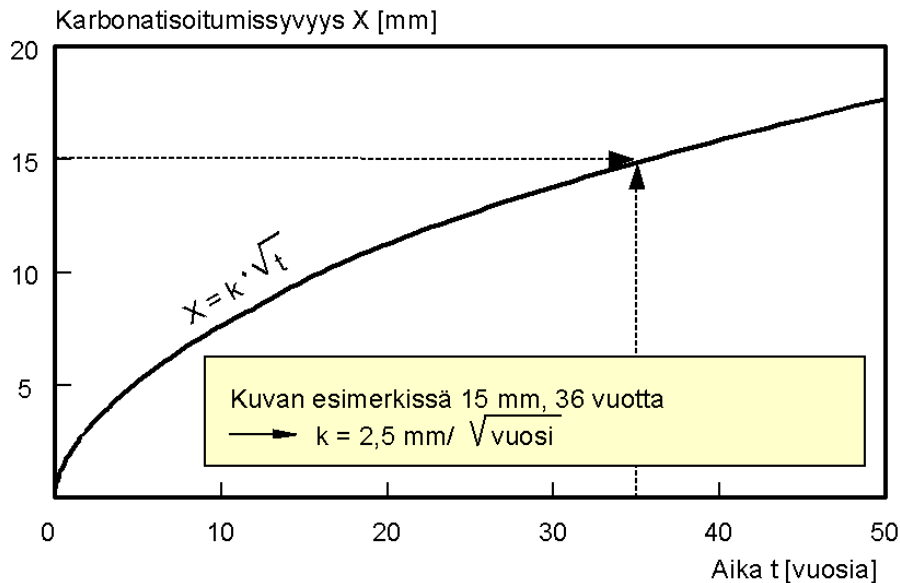
Kuva 4.2 Karbonatisoituminen etenee rintamana betonirakenteen sisällä.

Betonin karbonatisoituminen tapahtuu rakenteen pinnalta alkaen (kuva 4.2). Tästä syystä pinnan tiiviydellä on suuri merkitys. Pinnan tiiviyteen vaikuttavat mm. käytettyjen muottien imukyky sekä erityisesti betonin huolellinen jälkihoito niillä pinnoilla, jotka eivät ole muottipintoja. Halkeamat ja puutteellisesti tiivistyneet kohdat voivat nopeuttaa hiilidioksidin tunkeutumista huomattavasti.

Betonin kosteuspitoisuus vaikuttaa siten, että betonin huokosten täyttyminen vedellä vaikeuttaa hiilidioksidin samanaikaista tunkeutumista betoniin (Bakker 1988). Tästä syystä sateelta suojatut pinnat (esim. elementtiparvekkeiden laattojen alapinnat) karbonatisoituvat noin kolmanneksen nopeammin kuin keskimääräisessä saderasituksessa olevat pinnat. Vastaavasti voimaakkaalle sateelle altistuvat pinnat (esim. räystäättömän julkisivun yläosat) karbonatisoituvat keskimääräistä hitaammin.

Karbonatisoituvan aineen määrän (sementtimäärän) kasvu betonissa hidastaa karbonatisoitumista. Karbonatisoitumisnopeus pienenee sementtimäärän ja hydrataatioasteen kasvaessa. Karbonatisoitumisnopeuksien hajonta on suurta jo yksittäisessä elementissä mutta erityisesti eri elementtien välillä (Lahdensivu 2012). Tämä tarkoittaa, että saman elementin eri kohdista mitattaessa saadaan tulokseksi erilaisia karbonatisoitumissyvyyksiä. Rakenteen ilmansuunnalla ei ole merkittävää vaikutusta karbonatisoitumisen nopeuteen.

Karbonatisoituminen etenee betoniin hidastuvalla nopeudella, koska hiilidioksidin tunkeutuminen betoniin vaikeutuu karbonatisoitumisrintaman siirtyessä yhä syvemmälle betoniin. Karbonatisoitumisen etenemistä kuvataan yleensä ns. neliöjuurimallilla $x = k\sqrt{t}$, jossa x on karbonatisoitumissyvyys, k karbonatisoitumiskerroin ja t aika (Bakker 1988, Tuutti 1982) (kuva 4.3).



Kuva 4.3 Betonin karbonatisoitumisrintaman eteneminen neliöjuurimallin mukaan tavanomaisessa julkisivubetonissa.

Neliöjuurimallin $x = k\sqrt{t}$ mukaan arvioituna julkisivuelementtien ulkopinnan karbonatisoitumiskertoimet asettuvat tyypillisesti välille $k = 1,5 - 3,5 \text{ mm}/\sqrt{\text{vuosi}}$ (Lahdensivu 2012), mikä johtaa noin 8 - 18 mm karbonatisoitumiseen 25 vuodessa.

Karbonatisoitumisnopeuteen vaikuttavia rakenteellisia tekijöitä ovat lähinnä betonin pintakäsittelyt ja pintatarvikkeet, jotka voivat estää hiilidioksidin tunkeutumista betoniin. Keraamisilla laatoilla päällystetyt julkisivupinnat karbonisoituvat hyvin hitaasti edellyttäen, että laatat ovat lujasti kiinni betonissa. Karbonatisoituminen on hidasta myös tiililaattojen alla, vaikka huokoisen tiilimateriaalin vaikutustapa onkin toisenlainen. Tavanomaiset betonijulkisivuilla käytetyt maalipinnoitteet eivät vaikuta merkittävästi betonin karbonatisoitumisnopeuteen. Pesubetonipintaisten elementtien karbonatisoituminen on hieman keskimääräistä nopeampaa, ja myös karbonatisoitumisnopeuksien hajonta on pesubetonissa tavallista betonia suurempaa. (Lahdensivu 2012, Sulankivi 1993).

Kloridit

Raudoitteiden passiivisuuteen perustuva korroosiosuojaus voidaan menettää myös, jos teräksen pinnalle pääsee haitallisessa määrin klorideja. Kloridit voivat jo hyvin pieninä pitoisuuksina aiheuttaa suojaavan passiivikalvon tuhoutumisen, jolloin raudoitteiden korroosio voi käynnistyä alkalisessakin (karbonatisoitumattomassa) betonissa. Raudoitteiden korroosion kannalta haitallisena kloridipitoisuutena pidetään noin 0,03 p-% kokonaiskloridipitoisuutta betonin painosta (BY 42 Betonijulkisivun kuntotutkimus 2013). Haitallinen kloridipitoisuus riippuu kuitenkin lukuisista tekijöistä, joten esitetty kynnyсарvo ei ole täysin yksikäsitteinen. Kirjallisuudessa sille esitetään eri lähteissä arvoja välillä 0,17-2,5 p-% sementin painosta olosuhteista riippuen (Taylor et al. 1999, Alonso et al. 2000).

Betonijulkisivuissa ja parvekkeissa on mahdollista, että betonimassaan on valmistuksen yhteydessä sekoitettu klorideja nopeuttamaan betonin kovettumista (Bakker 1988, Pentti et al. 1998 Gjørv 2009). Klorideja on käytetty lähinnä 1960-luvulla työmaavaluissa ja -valimoissa kylmänä vuodenaikana, jolloin betonin kovettuminen on hidasta. Joissakin tapauksissa kloridia on esiintynyt kuitenkin jopa 1980-luvulla rakennetuissa rakennuksissa. Kiihdyttimenä käytetyn suolan määrä on yleensä moninkertainen korroosion kynnyсарvoon verrattuna. Julkisivuissa ja parvekkeissa kloridien esiintyminen on kuitenkin hyvin harvinaista (Lahdensivu 2012).

Klorideja voi tunkeutua myös kovettuneeseen betoniin, mikäli betonipinta altistuu ulkoiselle kloridirasitukselle esim. liukkaudentorjunta- tai pölynsidontasuolojen tai merivesiroiskeiden vaikutuksesta (Bakker 1988, Gjørv 2009). Betonijulkisivujen ja parvekkeiden osalta nämä kloridirasitustekijät ovat suhteellisen harvinaisia ja vaikutuksiltaan yleensä paikallisia.

Betoniterästen kloridikorroosiolle on ominaista, että korroosio tapahtuu pistemäisesti hyvin voimakkaana (Treadaway 1988). Koska kloridikorroosiossa syntyvät korroosiotuotteet ovat liukoisempia betonin huokosveteen kuin karbonatisoitumisesta johtuvassa korroosiossa syntyvät korroosiotuotteet, korroosio voi edetä pitkälle ennen kuin korroosiota voi silmämääräisesti havaita päällepäin (Page 1988). Lisäksi korroosio voi tapahtua normaalia alemmassa kosteuspitoisuudessa, koska kloridit ovat hygroskooppisia. Korroosio voi myös edetä alemmissa lämpötiloissa, koska suolat alentavat jonkin verran veden jäätymispistettä (Pentti et al. 1998).

Karbonatisoituminen vapauttaa kloridipitoisessa betonissa sementtikiveen sitoutunutta kloridia huokosveteen, minkä johdosta kloridipitoisen betonin karbonatisoituminen kiihdyttää kloridikorroosiota merkittävästi.

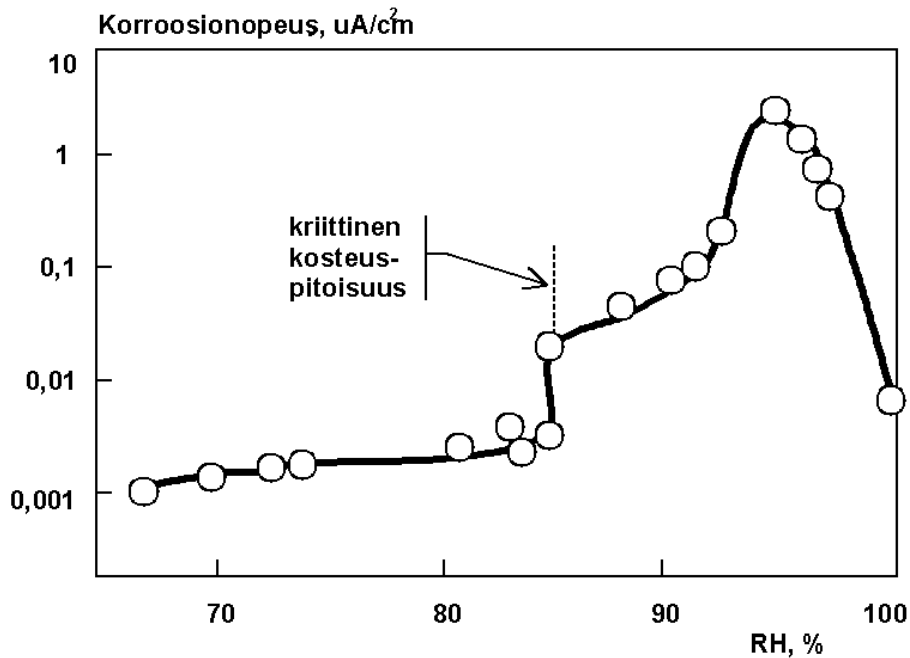
Terästen korroosionopeus ja aktiivinen korroosio

Betoniterästen korroosio voi käynnistyä vasta, kun teräksiä korroosiolta suojaava passivointi on tuhoutunut joko kloridien tai betonin karbonatisoitumisen vaikutuksesta (Bakker 1988, Gjørv 2009). Korroosio voi edetä huomattavankin pitkään ennen kuin se näkyy suojabetonipeitteen rikkoutumisena. Korroosiotuotteet eivät ole vesiliukoisia, joten ne kerääntyvät teräksen pinnalle anodisen alueen läheisyyteen. Tästä aiheutuu betonin sisään painetta, koska korroosiotuotteiden tilavuus on 4–6 kertaa alkuperäistä terästä suurempi (Tuutti 1982). Näkyviä korroosiovaurioita esiintyy ensimmäisenä alueilla, joissa raudotteiden peitepaksuus on pienin ja kyseiset betonipinnat altistuvat sade- tai muulle kosteusrasitukselle.

Teräksen korroosion nopeuteen karbonatisoituneessa ja/tai kloridipitoisessa betonissa vaikuttavat pääasiassa seuraavat tekijät:

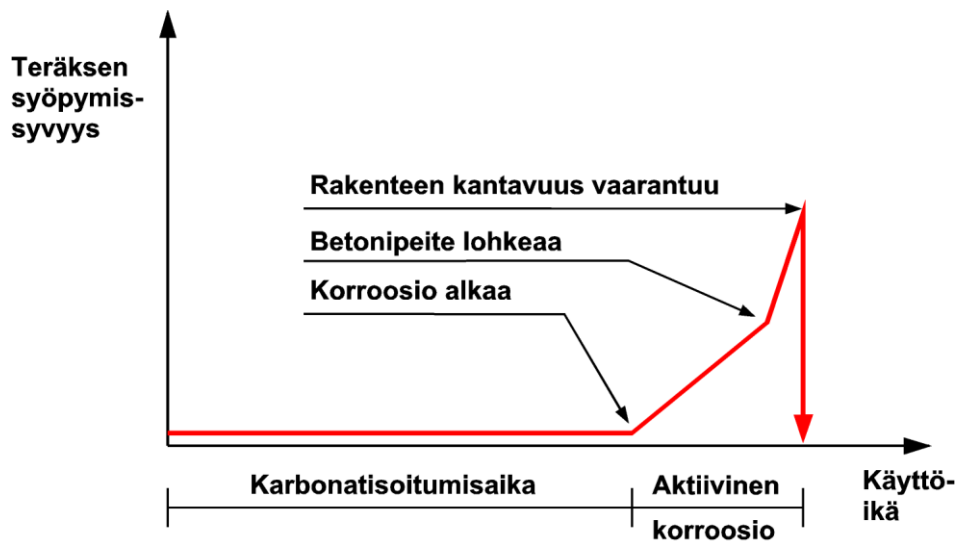
- betonin kosteuspitoisuus, joka vaikuttaa elektrolyytin määrään ja hapen saantiin (kosteassa korroosio on nopeaa, ks. seuraava kuva)
- lämpötila, jonka kohoaminen nopeuttaa korroosiota, mutta toisaalta voi myös edistää rakenteen kuivumista,
- betonin kloridipitoisuus.

Huokosverkoston suhteellisen kosteuden lisääntyessä betonin sähkönjohtavuus kasvaa huomattavasti. Huokosverkoston täyttyminen vedellä toisaalta myös vähentää hapen diffuusiota rakenteeseen. Karbonatisoitumisen käynnistämä teräksen korroosion katsotaan yleisesti alkavan, kun suhteellinen kosteus betonissa ylittää 65-70 %. Korroosionopeus kasvaa merkittävästi suhteellisen kosteuden noustessa yli 80-85 % tason (kuva 4.4). (Tuutti 1982). Kloridien aiheuttama korroosio alkaa jo alemmilla kosteuspitoisuuksilla ja on usein selkeästi nopeampaa kuin karbonatisoitumisen käynnistämä korroosio.



Kuva 4.4 Karbonatsoituneessa betonissa olevan teräksen korroosionopeuden riippuvuus suhteellisesta kosteudesta. (Tuutti 1982).

Aktiivinen korroosiovaihe voi kestää useita vuosia sen jälkeen, kun teräksen pinnassa oleva passiivikalvo on rikkoutunut joko betonin karbonatsoitumisen tai kloridien vaikutuksesta. Aktiivisen korroosion aikaan vaikuttavat raudoitteen betonipeitteen paksuus suhteessa raudoitteen halkaisijaan sekä betonin kosteuspitoisuus ja lämpötila. Korroosionopeus kasvaa merkittävästi betonin suhteellisen kosteuden noustessa yli 80 %. Näin sateelle alttiissa pinnoissa aktiivinen korroosio etenee nopeammin kuin sateelta suojatuissa pinnoissa (Tuutti 1982).



Kuva 4.5 Korroosioprosessin vaiheet. Betonin karbonatsoitumisvaiheen aikana rakenteeseen ei synny vaurioita. Rakenteen vaurioituminen alkaa aktiivisen korroosiovaiheen aikana. Rakenteen käyttöikä päättyy silloin, kun se korjataan joko teknisten tai ulkonäöllisten syiden vuoksi. (Tuutti 1982).

Halkeamien vaikutus

Betonin halkeilu vaikuttaa raudotteiden korroosiorisktiin, koska halkeamat lisäävät betonin läpäisevyyttä. Korroosion kannalta haitalliset aineet (hiilidioksidi, kloridit, sulfaatit, vesi) voivat tunkeutua halkeamien kautta helposti syvälle betoniin, mahdollisesti suoraan raudoitteen pinnalle (Bakker 1988). Halkeamien haitallisuus korroosion kannalta riippuu halkeamien leveydestä ja niiden ulottumasta rakenteeseen sekä rakenteen rasitusoloista (kosteus, kloridit). Karbonatisoitumisesta johtuvan korroosion tapauksessa haitattomana halkeaman enimmäisleveytenä pidetään 0,30 mm ja kloridikorroosion tapauksessa 0,10 mm (Tuutti 1982).

4.1.2 Betonin rapautuminen

Betonin rapautumiseksi kutsutaan vaurioitumista, jossa betonin rakenteeseen syntyy säröjä ja halkeamia säärasituksen seurauksena. Rapautuminen johtaa edetessään lopulta betonin lujuuden ja koossapysyvyyden menetykseen.

Säälle alttiissa sekä voimakkaalle kosteusrasitukselle altistuvilla betonirakenteilla rapautumista voi tapahtua seuraavien rapautumisilmiöiden vaikutuksesta:

- pakkasrapautuminen
- ettringiittireaktio ja
- alkalikiviainesreaktio.

Suomen olosuhteissa ja suomalaisissa betonirakenteissa pakkasrapautuminen on selvästi merkittävin rapautumisilmiö. Muut rapautumisilmiöt ovat huomattavasti harvinaisempia, mutta yksittäistapauksissa kuitenkin mahdollisia. Eri rapautumisilmiöiden aiheuttamat näkyvät vauriot ovat hyvin samankaltaisia, joten rapautumisen syyn tarkempi selvittäminen edellyttää laboratoriotutkimuksia.

Pakkasrapautuminen

Pakkasrapautuminen aiheutuu betonin huokosverkostossa olevan veden jäätymislaajenemisen aiheuttamasta hydraulisesta paineesta. Huokosverkostoon pääsee vettä esimerkiksi viistosateen ja sulavan lumen vaikutuksesta. Talvikautena rakenteen kuivuminen on hidasta alhaisesta lämpötilasta, korkeasta ilman suhteellisesta kosteudesta ja vähäisestä auringon säteilystä johtuen. Lämpötilan aleneminen alapuolelle voi olla nopeaa.

Pakkasrapautumisen teoreettisia malleja

Vapaa vesi laajenee jäätyessään noin 9 tilavuusprosenttia. Vesi ei käyttäydy huokoisen materiaalin huokosrakenteessa samalla tavalla kuin ns. vapaa vesi, vaan materiaalin sisältämät eri kokoluokan huokokset vaikuttavat oleellisesti siihen, miten vesi materiaalin sisällä käyttäytyy mm. toistuvassa jäätymisessä ja sulamisessa. Tämä johtuu siitä, että lämpötilavaihteluihin liittyvät veden fysikaaliset ja kemialliset ilmiöt ovat suhteessa veden pintakemialliseen ja -fysikaaliseen käyttäytymiseen erilaisissa huokosissa. Huokoisen materiaalin pakkasvaurioitumiselle on esitetty maailmassa yli 15 erilaista teoreettista mallia tai selitystä, joista useimmat on kehitetty betonille (Kuosa & Vesikari 2000). Useat kehitetyt teoriat ja mallit ovat toisiaan tukevia ja täydentäviä.

Edellä esitetty yleinen malli veden jäätyksen laajenemisesta ei ota huomioon kaikkia veden jäätyessä tapahtuvia ilmiöitä, kuten jäätyksen aiheuttamaa veden siirtymistä huokosverkostoon. Tämän lisäksi huokosrakenteessa oleva vesi ei jäädy heti lämpötilan laskettua nollan alapuolelle, vaan jäätyminen tapahtuu ensin suuremmissa gravitaatio- ja kapillaarihuokosissa. Pienempien, adsorptiohuokosten, vesi alkaa jäätyä vasta likimain -15 - -20 °C lämpötilassa. (Pigeon & Pleau 1995).

Tunnetuin pakkasvaurioitumisteoria lienee Powersin vuonna 1949 julkaisema hydraulisen paineen teoria. Teorian mukaan vaurioitumisen katsotaan tapahtuvan, kun vesi jäätyessään laajenee ja aiheuttaa hydraulisen paineen huokoisen materiaalin huokosrakenteessa. Paine syntyy, kun veden täyttämän kapillaarihuokosen vedestä osa jäätyy ja laajenee samanaikaisesti jäätymättömän veden puristuessa huokosesta pois. Veden siirtyminen aiheuttaa materiaaliin paikallisia sisäisiä jännityksiä, jolloin materiaalin lujuus voi ylittyä ja syntyä säröilyä. (Powers 1949).

Mikroskooppisten jäälinsien kasvun teoria kehitettiin täydentämään hydraulisen paineen teoriaa (Powers & Helmuth 1953). Huokoisen materiaalin jäätyessä ilmenevä vaurioituminen selittyy osin sillä, että kapillaarihuokosiin kehittyy mikroskooppisia jäälinssejä, jotka pyrkivät kasvamaan. Jäälinsien kasvu johtuu siitä, että veden kemiallinen potentiaali on näissä alhaisempi kuin alijäähtyneen veden potentiaali pienemmissä geelihuukosissa. Mikäli jääkiteiden kasvulle ei ole riittävästi tyhjättilaa, aiheuttaa niiden kasvu paineen huokosten seinämiin ja edelleen huokosrakenteen rikkoutumisen. Mikroskooppisten jäälinsien kasvulle on ominaista, että se ei pysähdy, vaikka lämpötilan lasku jäädytysvaiheessa pysähtyisikin.

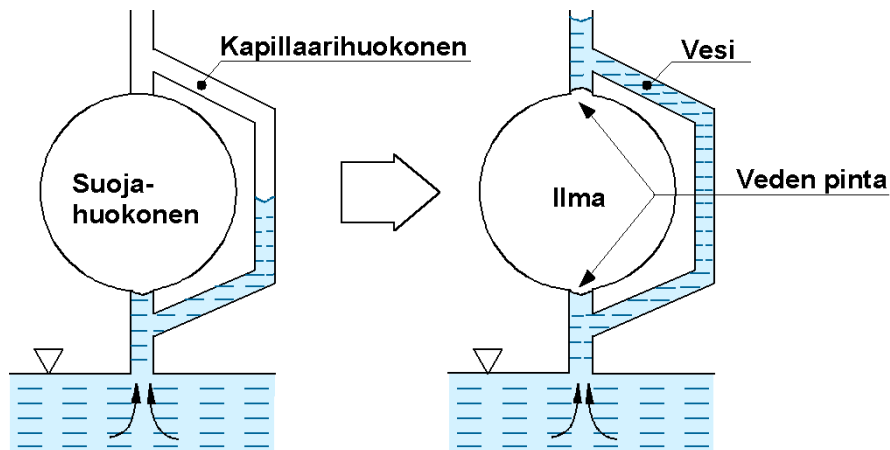
Eräs suuria paineita materiaalin huokosverkostossa aiheuttava tekijä on Vesa Penttalan mallin mukaisesti julkisivun lämpenemisestä aiheutuva jään lämpölaajeneminen ja siitä aiheutuvat huokosverkoston paineet. Lämpötilan ensin laskiessa jää kutistuu enemmän kuin laasti, jolloin huokosverkostossa oleva vesi pääsee kapillaarisesti virtaamaan huokoseen muodostuneeseen tyhjiin tilaan ja jäätyy nopeasti. Lämpötilan jälleen noustessa jäätä on huokosessa nyt enemmän, joten se tarvitsee myös enemmän tilaa kuin ennen aiheuttaen merkittävän hydraulisen paineen laastin huokosverkostoon. (Penttala 1998). Jään pituuden lämpötilakerroin on $50 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$, eli se on noin 5 - 10 kertaa suurempi kuin poltetulla tiilellä ja kalkkilaastilla (Hedlund & Jonasson 2000, Mäkinen 2010).

Osmoottisen paineen teoria täydentää kahta edellistä teoriaa ottamalla huomioon myös huokosvedeen liuenneena olevat kemikaalit. Huokosvedessä liuenneena olevat suolat laskevat veden jäätymislämpötilaa ja kasvattavat niiden konsentraatiota jäätä ympäröivässä jäätymättömässä vedessä. Konsentraatioerojen pyrkiessä tasoittumaan, syntyy huokosseinämiin osmoottinen paine. (Pigeon & Pleau 1996).

Lisähuokostus

Pakkasväröilyn syntyminen voidaan estää ns. lisähuokoistuksella, joka tarkoittaa, että betonimassaan voidaan valmistusvaiheessa muodostaa suhteellisen suurikokoisia ns. suojahuokosia (ks. kuva 4.6) jotka pysyvät kaikissa olosuhteissa ilmatäytteisinä ja joihin veden jäätymisen aiheuttama paine voi purkautua aiheuttamatta vaurioita (Kuosa & Vesikari 2000). Tällaista lisähuokoistettua betonia kutsutaan pakkasenkestäväksi betoniksi, joka kestää toistuvaa jäätymistä ja sulamista vaurioitumatta.

Pakkasenkestävyyden kannalta riittävän tiheä suojahuokostus saadaan aikaan käyttämällä betonin valmistuksen yhteydessä lisähuokostusainetta. Suuruusluokaltaan noin 10 µm suurempia huokosia voidaan pitää pakkasenkestävyyden kannalta hyödyllisinä. Käytännössä keskimääräinen suojahuokosten halkaisija on suuruusluokkaa 150–300 µm. Suojahuokosten toimivuuden kannalta niitä tulee olla riittävän tiheästi, jolloin niiden keskinäinen maksimivälimatka on noin 500 µm. (Neville 1995, Pigeon & Pleau 1995, Pentti et al. 1998).



Kuva 4.6 Suojahuukosten periaate veteen kosketuksessa olevassa betonissa. (BY 32 1992).

On syytä huomata, että edellä kuvattujen pakkasvaurioiden syntyyn ei riitä pelkästään se, että betoni ei ole (normien mukaan) pakkasenkestävää. Tämän lisäksi pakkasrasitustason (kosteusrasituksen) on oltava riittävän korkea sekä rakenteen sellainen, että kosteusrasitus saa aikaan betonin korkean kosteuspitoisuuden jäätymistilanteessa.

Betonirakenteissa lisähuukostus on otettu käyttöön vasta 1970-luvun lopussa. Tätä aiemmin valmistetuissa ns. ei-pakkasenkestävissä betoneissa betonin pakkasenkestävyyteen vaikuttaa erityisesti vesisementtisuhde. (Pentti et al. 1998). Alhainen vesisementtisuhde saa aikaan betonin suuremman lujuuden ja tiivyyden, jotka pienentävät veden imeytymisnopeutta betoniin sekä alentavat jäätyvän veden kokonaismäärää. Vanhat pakkasta kestävämmät betonirakenteet ovat monissa tapauksissa kestäneet sen pakkasrasituksen, jolle ne ovat altistuneet, kun betonin laatu on ollut riittävän hyvä.

Betonin laadun ohella vaurioiden syntymiseen vaikuttavat julkisivun rasitusolosuhteet. Etelä-Suomen rannikkoseuduilla, jossa viistosateet ovat talvikausina Sisä-Suomea yleisempiä, pakkasvaurioita on enemmän kuin sisämaassa. Viistosaderasitus on runsainta avoimella paikalla, korkeiden rakennusten yläosissa ja nurkissa. Rakenteen pakkasrasitukseen vaikuttavat myös rakenteelliset tekijät, kuten:

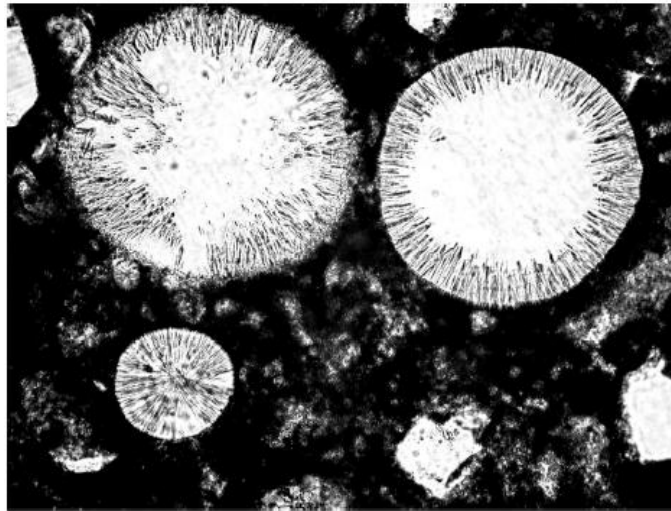
- rakenteen liitosten ja yksityiskohtien, kuten saumojen, pellitysten, ulokkeiden yms. toimivuus, koska ne ohjaavat sadeveden kulkua,
- räystäskourujen ja syöksytörmien yms. toimivuus ja vuodot,
- lämpövirta rakenteen läpi, millä on rakennetta kuivattava vaikutus,
- pintakäsittelyt, jotka vaikuttavat veden imeytymiseen ja liikkumiseen pinnalla ja kosteuden haihtumiseen rakenteesta,
- parvekkeissa vedeneristys ja sen kunto sekä vedenpoiston toimivuus.

Huonosti toimivista tai vaurioituneista rakenteista ja saumoista seinän eristetilaan päässyt vesi liikkuu painovoimaisesti alaspäin, ja tämä voi lisätä paikallisesti betoniulkoseinän pakkasrasitusta huomattavasti. Kosteusrasitusta kasvattaa myös talvella rakenteeseen tiivistynyt sisäilmasta kertynyt ns. diffuusiokosteus. Rakenteen kuivuminen on hidasta, koska toimivaa tuuletusta ja vedenpoistoreittejä ei yleensä ole olemassa. Kosteuden on poistuttava hitaasti ulkokuoren läpi, mikä lisää pakkasrasitusta.

Ettringiittireaktio

Ettringiittireaktio on kovettuneessa sementtikivessä tapahtuva sulfaattimineraalien kemiallinen reaktio. Ettringiittireaktioon liittyy reaktiotuotteiden voimakas tilavuudenkasvu eli paisuminen, sillä ettringiitin tilavuus on noin 130-140 % suurempi kuin lähtöaineiden tilavuus (Deng & Tang 1994). Syntyvä ettringiittimineraali kiteytyy ilmatäytteisten huokosten

seinämille, jolloin suojahuokosten tilavuus pienenee ja betonin pakkasenkestävyys heikkenee. Ettringiittireaktio voi johtaa betonin rapautumiseen joko pakkasrapautumisen seurauksena tai siten, että huokosten täyttymisen seurauksena syntyvä paine aiheuttaa säröjä betoniin.



Kuva 4.7 Ettringiitin täyttämiä suojahuokosia.

Ettringiittireaktioon on yleensä syynä betonin liallinen lämpökäsittely betonin kovettumisen aikana (Clark et al. 2008, Escalleidas et al. 2007). Tämän johdosta ettringiittireaktion mahdollisuus on suurin niissä elementtityypeissä, joita on lämpökäsitelty voimakkaasti.

Ettringiittiä voi muodostua myös vanhoissa betonirakenteissa silloin, kun rakenne altistuu pitkäaikaiselle ja korkealle kosteusrasitukselle (Escalleidas et al. 2007). Alkuvaiheessa ettringiitin muodostumisesta ei yleensä ole haittaa betonirakenteelle. Ongelmaksi kiteytyminen muodostuu silloin, jos se etenee niin pitkälle, että betonin suojahuokokset alkavat täyttyä ja betonin huokosvedelle ei enää ole riittävästi tilaa jäätymistilanteessa. Tämä heikentää betonin pakkasenkestävyyttä.

Alkalikiviainesreaktio

Betonin alkalikiviainesreaktio on kiviaineksen kemiallinen rapautumisreaktio, mikä on ensimmäistä kertaa tunnistettu Yhdysvalloissa 1940-luvulla. Alkalikiviainesreaktiosta tunnistetaan kolme eri tyyppiä reaktiotavan mukaan: alkalipiidioksidireaktio, alkalisilikaattireaktio ja alkalikarbonaattireaktio (Gjørsv 2009). Kaikissa alkalikiviainesreaktioissa yhteisenä tekijänä ovat korkeassa alkalipitoisuudessa reagoivat kivilajit, suhteellisen suuri määrä alkali-ioneita liuenneena hydratoituneen betonin huokosverkostossa sekä betonin suhteellinen kosteus vähintään 80 % (Punkki & Suominen 1994).

Alkalipiidioksidireaktio on yleisin alkalikiviainesreaktion muoto. Se voi tapahtua sellaisissa betoneissa, missä kiviaines sisältää huonosti alkalista ympäristöä kestäviä mineraaleja ja betonin huokosvedeen on sekoittuneena natrium- ja kaliumoksidia (Na_2O ja K_2O). Kemiallisen reaktion seurauksena muodostuva geeli imee itseensä runsaasti vettä ympäristöstään aiheuttaen voimakasta tilavuuden kasvua, minkä seurauksena betonin huokosverkoston paine kasvaa. Kun muodostuneen geelin tilavuuden kasvun seurauksena betonin vetolujuus ylittyy seurauksena betonin sisäistä säröilyä ja halkeamia. Halkeamien kautta suhteellisen pehmeä geeli työnny ulos betonista (Neville 1995).

Alkalisilikaattireaktio on edellä kuvatun alkalipiidioksidireaktion kaltainen, reaktiomekanismi on sama kuin paisuvassa alkalipiidioksidireaktiossa, mutta geelin fysikaalisessa ja kemiallisessa toiminnassa ja muiden muodostuvien reaktiotuotteiden välillä on eroja. Rapautumisreaktio on kuitenkin huomattavasti hitaampi, joten sitä kutsutaan myös hitaaksi alkalipiidioksidireaktioksi. (Pyy et al. 2012).

Alkalikarbonaattireaktio tapahtuu hydroksyylin ja alkali-ionien välillä savipitoisissa dolomiittikivissä. Reaktio aiheuttaa dolomiitin hajoamista, eli kalsiuminkarbonaatin ja magnesiumkarbonaatin yhtäaikaista hajoamista betonin alkaliliuoksessa. Paisuminen tapahtuu hyvin nopeasti ja aiheuttaa voimakasta betonin halkeilua, joka ei kuitenkaan johdu paisuvan geelin muodostumisesta vaan saven paisumisesta. Paisuminen aiheutuu pääasiassa saven mineraalien imiessä vettä (Pyy et al. 2012).

Yleensä alkalikiviainesreaktio tarkoittaa betonin hidasta rapautumista. Vaurioitumisnopeuteen vaikuttavat oleellisesti vallitsevat olosuhteet (betonin suhteellinen kosteus sekä lämpötila), kiviaineksen laatu (reagoivat mineraalit) sekä käytetty sementti. Alkalikiviainesreaktio tapahtuu nopeimmin piitä sisältävissä kivilajeissa, luokkaa 2-5 vuodessa, kun hitaammin reagoivia kiviä, kuten hiekkakiveä ja kalkkikiveä, sisältävissä betoneissa reaktion kehittyminen kestää 10–20 vuotta. Alkalikiviainesreaktiota on havaittu maailmalla myös hyvin stabiileina pidetyissä kivilajeissa, kuten graniitti, kvartsiitti ja hiekkakivi. (Gjørsv 2009).

Olemassa olevissa betonirakenteissa on suurimmalta osin käytetty portland-sementtiä (CEM I), minkä johdosta suomalaisten betoneiden alkalisuus on hyvin korkea. Portland-sementtiklinkkerin alkalipitoisuus koostuu natriumista ja kaliumista, jotka ovat peräisin raakamateriaalista sekä klinkkerinpolton epäpuhtauksista. Sementin alkalipitoisuus ilmoitetaan yleensä $\text{Na}_2\text{O}_{\text{EQ}}$ -ekvivalenttina [%]:

$$\text{Na}_2\text{O}_{\text{EQ}} = \text{Na}_2\text{O} \% + 0,658 \text{K}_2\text{O} \% \quad (1)$$

Suomalaisen portland-sementin $\text{Na}_2\text{O}_{\text{EQ}}$ on välillä 0,80-0,95 %, kun ulkomaisissa ohjeissa alkalikiviainesreaktoriskin kannalta ylärajana pidetään 0,6 %. Seossementeillä tehdyissä betonirakenteissa alkalikiviainesreaktiota on havaittu vähemmän kuin portland-sementeillä tehdyissä rakenteissa pienemmän reagoivan alkalimäärän vuoksi (Punkki & Suominen 1994).

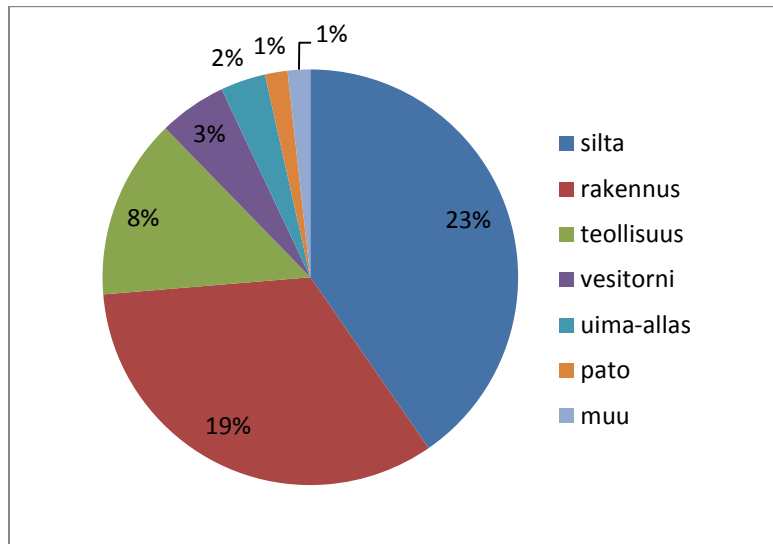
Alkalikiviainesreaktion yleisyys Suomessa

Yleisesti suomalaista betonissa käytettävää kiviainesta on pidetty fysikaalisesti ja kemiallisesti lujana ja kestäväenä ja siitä syystä on yleisesti uskottu, ettei alkalikiviainesreaktiota esiinny Suomessa. Tästä syystä myös alkalikiviainesreaktion tuntemus Suomessa on heikkoa eikä sen huomioon ottamiseen ole olemassa mitään oheistusta.

Suomen kallioperä on pääasiassa prekambrikan syväkiveä ja metamorfisia kivilajeja. Peruskallion päällä on viimeisen jääkauden aikana muovautunut irtomaa-aines, joka edustaa hyvin peruskallion koostumusta. Graniitti ja granodioriitti ovat tyypillisimmät kivilajit peruskalliossa ja maaperässä. Luonnonsora koostuu 60 % näistä kivilajeista loppuosan ollessa gneissiä ja liuskekiveä. (Pyy et al. 2012). Geologisesta näkökulmasta Suomen ja Ruotsin maaperässä on paljon yhteistä: kallioperä on pääosin yhtä vanhaa ja irtomaa-aines on jääkauden muovaamaa sekä kivilajit pääosin samoja. Tämä on sikäli merkittävää, koska Ruotsissa alkalikiviainesreaktiosta on raportoitu jo noin 30 vuotta sitten ja ongelma on siten ollut tiedossa jo pitkään. Osa Ruotsin reaktiivisista kivilajeista on samoja, joita tavataan Suomessa. (Lagerblad & Trägårdh 1992).

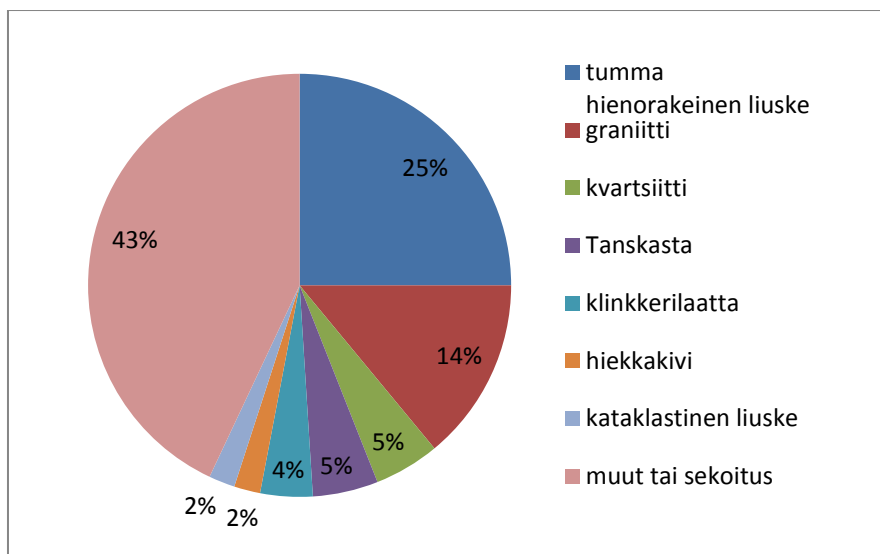
Muutamien viimeisten vuosien aikana alkalikiviainesreaktiosta on saatu havaintoja myös Suomessa. Vuonna 2011 betonin ohuthietutkimuksia tekeville laboratorioille suunnatun kyselyn perusteella löytyi 56 selkeää alkalikiviainesreaktion aiheuttamaa vauriotapausta Suomessa viimeisen 15 vuoden ajalta.

Suurin osa tehdyistä alkalikiviainesreaktiohavainnoista oli silloista (41 %) ja rakennuksista (34 %). Teollisuuden betonirakenteita havainnoista oli 8 %. Sen sijaan varsin suurelle kosteusrasitukselle altistuvista vesitorneista, uima-altaista ja padoista havainnoista oli vain 3 %, 4 % ja 2 % vastaavassa järjestyksessä, ks. kuva 4.8.



Kuva 4.8 Raportoidut alkalikiviainesreaktiot rakenteittain (Pyy et al. 2012).

Kyselyn perusteella suurimmassa osassa tapauksia reagoiva kiviaines ei kuulunut vain yhteen kiviainestyyppiin tai kiviainestyyppi oli epäselvä tai sitä ei ollut määritetty, ks. kuva 4.9. Yksittäisistä määritellyistä kivilajeista hienorakeiset liuskeet, graniitti sekä kvartsiitti olivat aiheuttaneet eniten alkalikiviainesreaktiota. Esiselvityksestä ei selvinnyt betonirakenteiden ikää vaurion havainnointihetkellä. (Pyy et al. 2012). Alkalikiviainesreaktion on todettu esiintyvän vasta noin 30-40 vuoden ikäisissä betonirakenteissa (Pyy & Holt 2010).



Kuva 4.9 Reagoivat kiviaines (Pyy et al. 2012).

Kaiken kaikkiaan alkalikiviainesreaktio on kuitenkin varsin harvinainen suomalaisissa betonirakenteissa. Esimerkiksi lähteen Lahdensivu 2012 tutkimusaineistossa olleista vuosina 1960-1996 valmistuneista betonijulkisivuista ja parvekkeista tehdyistä 2435 ohuthienäytteestä ei havaittu yhdestäkään merkkejä alkalikiviainesreaktiosta. Betonin pakkasrapautumisen aiheuttama säröily esiintyy tyypillisesti betonin pintakerroksissa kun taas alkalikiviainesreaktion aiheuttama ohuthieessä havaittava säröily esiintyy yleisimmin melko syvällä rakenteessa (Pyy & Holt 2010). Keski-Euroopassa ja Skandinaviassa havaitut alkalikiviainesreaktiotapaukset ovat olleet tyypillisimmin massiivisissa betonirakenteissa, kuten silloissa ja padoissa (Punkki & Suominen 1994). Suomalaiset betonijulkisivut ovat tyypillisesti enintään 80 mm ja parvekerakenteet 200 mm paksuja, joten siinä mielessä ne eivät ole mitenkään massiivisia betonirakenteita.

4.1.3 Rakenteiden kosteustekniset puutteet

Julkisivujen ja parvekkeiden rakenteet altistuvat sääolosuhteiden vaikutuksesta voimakkaalle kosteusrasitukselle. Lisäksi ulkoseinien osalla myös sisätilasta tuleva kosteusvirta saattaa olla merkittävä etenkin märkätilojen kohdilla. Kosteusrasituksen tasolla on merkittävä vaikutus useimpien vauriomekanismien käynnistymiseen ja etenemiseen eli käytännössä julkisivujen ja parvekkeiden kestävyys.

Useimpiin julkisivujen ja parvekkeiden osiin liittyy rakenteita tai kerroksia, joiden tehtävänä on hallita kosteuden kulkua, eli kastumista ja kuivumista, siten, että kosteusrasituksesta aiheutuu mahdollisimman vähän haittaa rakenteen käytölle ja itse ulkoseinä ja parvekerakenteille. Tällaisia osia ovat mm.:

- elementtien väliset erilaiset kitti- ja laasti- yms. saumat mukaan lukien ikkuna- ja oviliitokset sekä liitokset muihin rakenteisiin ym.,
- rakenteiden tuulettavuuteen ja eristetilojen vedenpoistoon liittyvät rakenteet,
- erilaiset pellitykset,
- räystäsrakenteet,
- betonipintojen erilaiset maalaus- ja pinnoituskäsittelyt,
- parvekkeiden vedenpoistoon liittyvät järjestelyt,
- parvekelasitukset.

Näiden osien kunto ja toimivuus vaikuttavat merkittävästi rakenteiden kosteusrasitustasoon ja kosteuden poistumisnopeuteen.

Julkisivujen kosteustekniseen toimivuuteen liittyviä tavallisia puutteita ovat erilaisten liitosten, kuten elementtisaumojen, ikkuna- ja räystäspellitysten, parveke- ja ikkunaliitosten, perusmuuriliitosten, heikko sadevedenpitävyys, betonin pintakäsittelyn kunto ja yhtenäisyys, ja puutteet eristetilojen vedenpoistossa ja tuulettavuudessa.

Parvekerakenteissa tärkeitä kosteusteknisiä yksityiskohtia ovat laatan yläpinnan toimiva vedeneristys ja sen liitokset ympäröiviin rakenteisiin, kallistukset ja vedenpoitajärjestelyt sekä erilaiset laastisaumat, jotka ovat usein heikkolaatuisia ja johtavat helposti sade- ja sulamisvesiä rakenteen sisään.

Elastiset saumat

Saumojen sadevedenpitävyydellä on keskeinen merkitys seinän kosteusrasitukseen, koska julkisivun pinnalla liikkuvaa vettä pääsee vuotavan sauman kautta rakenteen sisälle. **Elastisten saumojen** kestävyys vaikuttavat mm. seuraavat asiat:

- ulkoiset rasitusolosuhteet
- saumausmassan laatu
- sauman liikkeet suhteessa sauman leveyteen

- massakerroksen paksuus ja sauman poikkileikkauksen muoto
- saumattavien pintojen materiaali, laatu, esikäsitteleminen, puhtaus ja kosteus, jotka vaikuttavat massan tartuntaan
- työolosuhteet.



Kuva 4.10 Betonielementtien välisiä elastisia kittisaumoja. Saumojen taustatilan tuuletus ja vedenpoisto on järjestetty ns. tuuletusputkien avulla.

Saumoissa tapahtuu liikkeitä mm. elementtien ulkokuorien lämpötila- ja kosteusmuodonmuutosten seurauksena. Sauman leveys on valittava saumassa tapahtuvien liikkeiden mukaan. Sauman leveyteen vaikuttavat lisäksi valmistus- ja asennustoleranssit. Valittavan saumaussmassan muodonmuutoskyvyn tulee olla riittävä. Saumaussmassakerroksen vähimmäispaksuus, johon vaikutetaan mm. pohjatäytenauhan asennussyvyyden avulla, riippuu sauman leveydestä. Pohjatäytenauhan avulla saadaan saumaussmassakerrokselle myös oikea muoto.

Saumattavien pintojen materiaali, eheys, karkeus, puhtaus, kosteus ja lämpötila vaikuttavat saumaussmassan tartuntaan. Epätasaisuudet voidaan poistaa hiomalla tai tasoittamalla. Pinnat on tarvittaessa puhdistettava esimerkiksi muottiöljystä. Tartunnan parantamiseksi ja saumattavilla pinnoilla olevan pölyn sitomiseksi voidaan käyttää pohjusteainetta eli primeria.

Saumojen sijoittamista eri materiaalien rajapintaan (kuten tiililaattapintaisen elementin saumapintaan, jossa laatat ulotetaan elementin reunaan asti) tulee välttää, koska rajapinnassa on usein valupurseita ym. epätasaisuuksia. Sauma voidaan tässä tapauksessa sijoittaa syvemmälle saumarakoon pelkän betonipinnan kohdalle.

Saumaolosuhteilla ja saumaustyöllä on suuri vaikutus sauman sadevedenpitävyyteen ja sen pitkäaikaiskestävyyteen.

Karkeasti voidaan todeta, että suhteellisen nopeasti syntyneet saumavauriot johtuvat yleensä työvirheistä ja huonoista työolosuhteista, noin 5-10 vuoden iässä syntyvät saumojen halkeamat taas liian suurista muodonmuutoksista (kapeista saumoista) ja yli 15 vuoden ikäisten saumojen vauriot massan kovettumisesta, jolloin massa ei enää kestä sauman liikkeitä.

4.1.4 Rakenteiden halkeilu

Betonirakenne halkeaa, kun rakenteen todellinen vetojännitys ylittää betonin vetolujuuden. Vetojännityksiä voivat synnyttää monet syyt. Tällaisia ovat esimerkiksi plastisen ja kovettumisvaiheen kutistumat, kovettuneen betonin kuivumiskutistuma ja kutistumaerot, rakenteen ulkoinen kuormitus, tukien siirtymät, lämpötilan muutokset, pakkasrapautuminen ja raudoitteen korroosion aiheuttama sisäinen paine. **Betonin murtovenymä on pieni, noin 0,15 %_o, joten estetty kutistuminen johtaa yleensä aina halkeiluun.**

Halkeamien haittavaikutukset ovat verrannollisia halkeamaleveyteen. Halkeamaleveys mitataan usein ainoastaan rakenteen pinnalta. Haittavaikutusten kannalta olisi tärkeätä tietää, miten halkeama jatkuu rakenteen sisällä ja ulottuuko se esimerkiksi teräksiin asti. Tätä on kuitenkin käytännössä vaikea selvittää ilman ainetta rikkovia tutkimuksia. Halkeamista voi aiheutua **säilyvyshaittaa sekä rakenteellista ja esteettistä haittaa**. Riittävän isojen halkeamien kautta haitalliset aineet (kuten kloridit tai hiilidioksidi) voivat tunkeutua betoniin aina terästen syvyydelle saakka aiheuttaen paikallista korroosiota. Halkeamien liikkeet aiheuttavat pintakäsittelyyn halkeamia, mikäli pintakäsittely ei ole erittäin joustava. Halkeamien esteettiset haitat riippuvat halkeamien leveydestä, pinnan laadusta (näkyvyys) ja likaantumisesta (lika ja ruostevalumat).

Halkeilun rajoittamiskeinoista tärkein on raudoittaminen, joka vaikuttaa rakenteen jäykkyyteen, syntyviin venymiin ja halkeamaväliin. Raudoituksen lisääminen tihentää halkeamaväliä, joten halkeamaleveys pienenee.

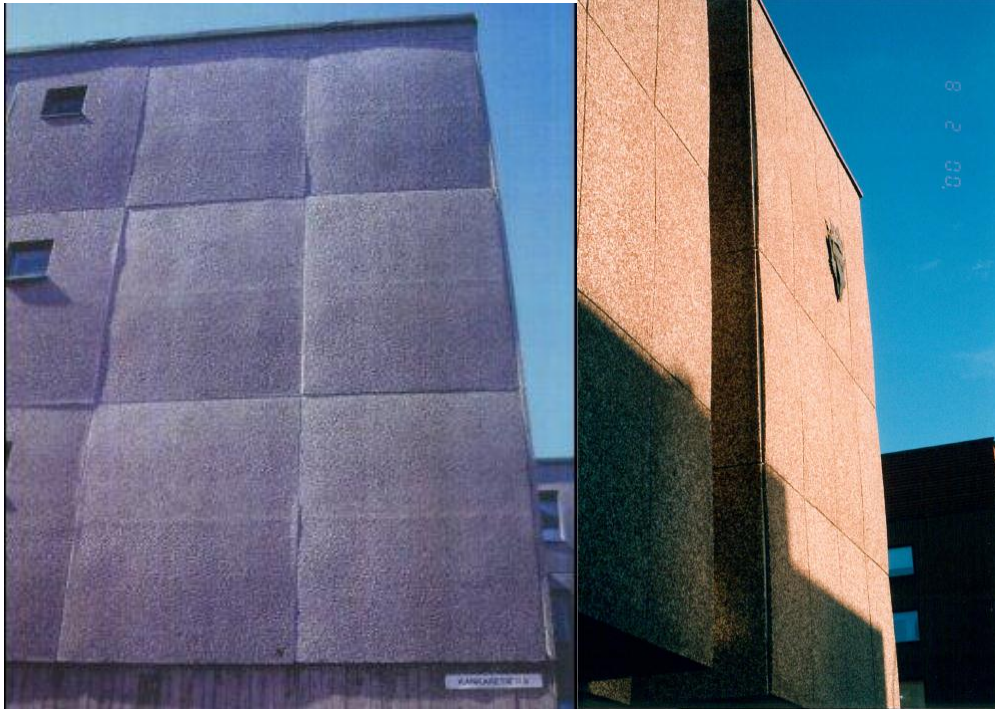
Julkisivut

Julkisivuelementteihin voi syntyä halkeamia jo **valmistuksen ja asennuksen aikaisista** rasituksista, kuten nostoista, siirroista, törmäyksistä ym. **Käytön aikaisista** rasituksista halkeamia voivat aiheuttaa mm. törmäykset ja erilaiset pakkovoimat. Pakkovoimia syntyy ansaiden ja muiden kiinnikkeiden pyrkiessä estämään ulkokuoren liikkeitä sisäkuoreen nähden tai estämään ulkokuoren kaareutumista. Käytännössä haitalliset halkeamat ovat useimmiten asennusaikaisten kolhujen tai jäykkien kiinnikkeiden ja betonin suuren kutistuman aiheuttamia. Kapeita pintahalkeamia betonipinnoissa on aina, mutta niiden vaikutus rakenteen säilyvyyteen ja ulkonäköönkin on vähäinen.

Raudoitteiden korroosio ja pakkasrapautuminen aiheuttavat myös pitkälle edetessään näkyvää, ilmiöille tyypillistä halkeilua.

Elementin kaareutumisen syynä ovat levyn paksuussuuntaiset kutistumiserot, jolloin kaareutuminen tapahtuu vähemmän kutistuvan pinnan suuntaan. Kaareutumiseen vaikuttavat myös elementin koko ja kiinnitystapa.

Pakkasrapautumisen aiheuttama betonin paisuminen voi johtaa kaareutumiseen eri suuntiin rapautumisen sijainnista riippuen (kuva 4.11). Jos esimerkiksi pesubetonikuoren taustabetoni rapautuu ja paisuu, saa se aikaan kaareutumisen sisäänpäin. Ulkokuoren liikkeitä, saumojen hammastusta yms. saa aikaan myös kiinnikkeiden myötääminen. Se, onko kaareutuminen systemaattista vai paikallista, antaa tietoa sen aiheuttajasta. Rasitetuimpiin kohtiin myöhemmin syntyvä kaareutuminen on todennäköisesti rapautumisen aiheuttamaa.



Kuva 4.41 Esimerkki pesubetonipintaisten elementtien kaareutumisesta pesumassan pakkasrapautumisen seurauksena. Kaareutuminen näkyy hyvin auringon paistaessa lähes julkisivun suuntaisesti.

Julkisivuelementin kuivuessa ulkokuoren ulkopinta kuivuu ennen ulkokuoren sisäpintaa, jolloin ulkokuori pyrkii kaareutumaan keskeltä sisäänpäin ja reunoilta ulospäin. Kaareutumista rajoittavat ansaat, joihin elementin reuna-alueilla syntyy vetoa ja keskialueella puristusta. Ansaisiin syntyvät voimat aiheuttavat elementin ulkokuoreen taivutusmomentin, joka muodostaa ulkopintaan vetojännityksen. Mikäli betonin kutistumistaipumus on suuri, yli 0,6 ‰, aiheuttavat nämä taivutusvetojännitykset helposti halkeamia, joiden syntymistä ei ulkokuoren keskeinen raudoitus pysty estämään.

Ulkokuoren paksuussuuntaiset lämpötilaerot, joita syntyy esimerkiksi auringon säteilyn vaikutuksesta, eivät aiheuta yhtä suurta muodonmuutoseroa ulkokuoren sisä- ja ulkopintojen välille, koska lämpötila tasaantuu betonissa suhteellisen nopeasti.

Pysyvää kaareutumista ulkokuoreen aiheuttavat betonimassan erottuminen sekä kaksikerroksisuus, esimerkiksi tiili- ja klinkkerilaattapinta tai pesubetonikerros, joiden kutistumisominaisuudet poikkeavat taustabetonin ominaisuuksista.

Sandwich-elementeissä ansaat rajoittavat kaareutumista aiheuttaen jännityksiä, kun taas kuorielementeissä kaareutuminen pääsee tapahtumaan vapaammin, jolloin taipumat voivat muodostua suuriksi.

Ulkokuoren tason suuntaiset lämpötila- ja kosteusliikkeet aiheuttavat myös voimia ansaisiin, mutta elementin ulkokuoren tason suuntainen jäykkyys on niin suuri, että tästä harvoin syntyy halkeamia, poikkeuksena ehkä kapeat ikkunapielet. Nämä liikkeet voivat kuitenkin aiheuttaa joidenkin sideterästen nurjahtamisen.

Elementin ulkokuoren reuna-alueiden kuivuminen voi tapahtua nopeammin kuin keskialueiden, jolloin reunoihin syntyy vetojännityksiä. Näiden jännitysten aiheuttamaa halkeilua pyritään rajoittamaan (jakamaan tiheämmäksi) elementin reunojen pieliteräksillä.

Parvekkeet

Parvekerakenteet ovat kokonaan ulkoilmassa, joten ne liikkuvat lämpötilan ja kosteuden vaihdellessa. Liike on sitä suurempi, mitä suurempi rakenne on. Esimerkiksi korkeiden parveketornien yläosien pystysuuntainen liike runkoon nähden on suurempi kuin alaosien. Parvekkeiden liikettä voivat estää rungosta parvekkeeseen ulottuvat siteet tai kannatuspalkit, jolloin tästä aiheutuvat jännitykset voivat olla hyvin suuria. Esimerkiksi pitkään paikallavalettuun parvekelaattaan voi ratakiskokannakkeista syntyä niin suuri vetovoima, että laatta katkeaa.

4.1.5 Betonirakenteiden vaurioiden merkitys uudelleenkäytön kannalta

Suomalaisten betonijulkisivujen ja parvekkeiden säilyvyysominaisuudet ovat varsin puutteellisia 1980-luvun lopulle saakka: betoni on yleisesti heikosti pakkasenkestävää ja raudotteet ovat osin liian lähellä ulkopintaa, jolloin niissä esiintyy raudotteiden korroosiota. Huonoista säilyvyysominaisuuksista huolimatta vaurioituminen on ollut varsin vähäistä. Tyypillisesti rakenteissa esiintyy vain paikallisia korroosio tai rapautumavaurioita. (Lahdensivu 2012). Tällaisten säälellettiina olleiden rakenteiden uudelleenkäyttö on aina selvitettävä tapauskohtaisesti. Sellaisenaan niillä ei ole mahdollista saavuttaa nykyisin yleisesti vaadittavaa vähintään 50 vuoden käyttöikää.

Sen sijaan rakennusten kantavat rakenteet ovat yleisesti olleet lämpimissä sisätiloissa tai muuten suojassa säärasituksilta ja ovat siten yleisesti moitteettomassa kunnossa. Näissä rakenteissa betonin karbonatisoituminen on hyvinkin voinut saavuttaa raudotteita, mutta koska rakenteet ovat sateelta suojassa, korroosio ei ole päässyt niissä etenemään. Rakennusten runkoelementit ovat siten hyvinkin käytettävissä uudelleen.

Runkorakenteiden merkittävin vaurioitumisriski on purkamisen ja kuljettamisen sekä muun käsittelyn aikana. Erityisesti aukollisten elementtien purkamisessa vaurioitumisriski on suuri.

4.2 Terveydelle ja ympäristölle haitalliset aineet

4.2.1 PCB- ja lyijy-yhdisteet

PCB- ja lyijy-yhdisteet ovat kummatkin sekä ympäristölle että terveydelle vaarallisia aineita. Rakennusten julkisivuissa elementtien saumaamiseen käytettyihin saumausmassoihin on lisätty PCB- ja lyijy-yhdisteitä parantamaan saumausmassan ominaisuuksia, lähinnä työstettävyyttä ja pitkäaikaiskestävyyttä. PCB:n on todettu levinneen ympäröiviin rakennusosiin (sandwich-elementtien ulkokuoren betoniin) sekä rakennusten seinustojen viereisiin maamassoihin. PCB-yhdisteitä on käytetty mahdollisesti vuoteen 1979 asti sekä lyijyä vuoteen 1989 asti.

PCB- ja lyijy-yhdisteet tulee ottaa huomioon korjaustöitä tehdessä. Saumausmassojen PCB- tai lyijy-yhdisteet eivät aiheuta ympäristölle ja terveydelle vaaraa kuin lähinnä erilaisten pölyävien työvaiheiden (esim. hionta) aikana.

4.2.2 Asbesti

Julkisivuilla käytetyissä pinnoitteissa on käytetty yleisesti asbestia. Asbesti toimii maalissa lujittavana kuituna ja parantaa maalin kestävyttä. Tärkeimmät asbestia sisältävät betoni-julkisivuilla käytetyt maalit ovat olleet sideaineeltaan alkydeja. Käytetyimmät tuotemerkit ovat olleet Lemminkäinen Oy:n Kenitex-tuotteet, jotka ovat sisältäneet asbestia vuoteen 1981 (Kenitex VK ja K) ja vuoteen 1984 (Kenitex EH) saakka. Lisäksi asbestia ovat sisältäneet Korkki-Kenitex sekä Tikkurila Oy:n Flekson.

Pinnoitteiden mahdollinen asbesti aiheuttaa ympäristölle ja terveydelle vaaraa lähinnä erilaisten pölyvien korjaustyövaiheiden aikana, jolloin asbestikuituja irtoaa ilmaan. Mikäli maalipintaa ei käsitellä, ei asbesti aiheuta vaaraa eikä sen esiintymisen vuoksi ole tarvetta ryhtyä toimenpiteisiin.

4.2.3 Mikrobit

Mikrobien esiintyminen betonisissa ulkoseinärakenteissa on periaatteessa mahdollista erityisesti tuulettumattomissa tai huonosti tuulettuvissa sandwich-elementeissä, joissa kosteuspitoisuudet voivat nousta ajoittain korkeiksi. Mikrobien esiintyminen betonisandwich-elementeissä on todettu varsin harvinaiseksi. Ulkokuorien purkamisen yhteydessä poistetaan myös lämmöneristeet, jolloin mikrobiongelmaa ei ole enää uudessa rakenteessa.

Mikrobien mahdollisen esiintymisen vuoksi ei normaalisti ole tarvetta ryhtyä rakenteen ulkokuoren purkavaan korjaukseen. Ensisijaisesti mikrobien pääsy sisäilmaan estetään poistamalla ilmapuodot rakenteen läpi ulkoilmasta sisäilmaan. Tämä edellyttää ulkoseinässä olevien epätiiviyyskohtien (elementtien saumat, ovi – ja ikkunaliitokset jne.) tiivistämistä sekä sisä- että ulkopuolelta sekä hallitun korvausilmareitistön rakentamista esim. raitisilmaventtiilien tai ikkunarakenteeseen rakennettavien tuloilmaventtiilien avulla.

Suomen rakennuskanta on rakennettu pääosin toisen maailmasodan jälkeen. uomen rakennuskanta on rakennettu pääosin toisen maailmasodan jälkeen.

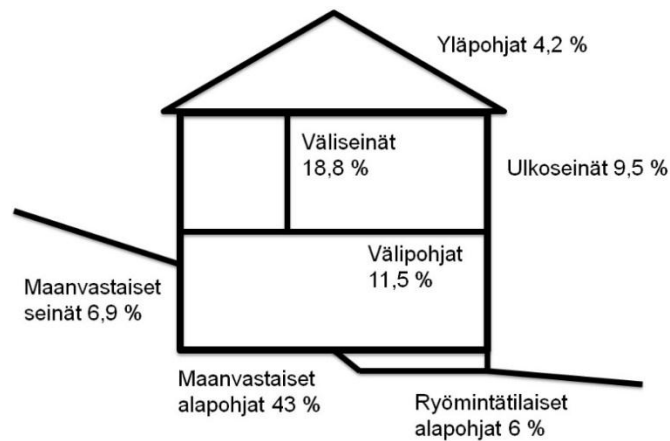
4.3 Kosteus ja mikrobivauriot

Rakennusten kosteus- ja mikrobivauriot ovat olleet laajasti esillä viime vuosina erityisesti Ympäristöministeriön *Kosteus- ja hometalkoot* -hankeen johdosta. Eri tutkimusten ja arvioiden mukaan kosteus- ja mikrobivauriot koskevat merkittävää osaa rakennuskannasta. Tuoreessa eduskunnan tarkastusvaliokunnan julkaisussa (Reijula et al. 2012) merkittäviä kosteus- ja homevaurioita esiintyy rakennuksen käyttötarkoituksesta riippuen 2,5–26 % rakennuksista. Asuintalojen kautta ongelmat koskevat arviolta 300 000–600 000 suomalaista.

Eduskunnan tarkastusvaliokunnan julkaisu perustuu pääosin tutkimuksiin, jossa rakennuksia on tarkasteltuna yhtenä kokonaisuutena, jolloin yksittäinenkin vaurio on johtanut tulkintaan siitä, että rakennus on kosteus- ja mikrobivaurioitunut. TTY:n kokemusten perusteella kosteus- ja mikrobivauriot koskevat usein vain suhteellisen pientä osaa rakennuksen rakenteista, vaikka sisäilmavaikutus voi olla laaja. Tällöin kohteesta löydettävä yksittäinen tai pienialainen vaurio ei tarkoita automaattisesti sitä, että kaikki rakenneosat olisivat käyttökelvottomia uudelleenkäytön näkökulmasta. TTY:llä on parhaillaan käynnissä kandidaatintyö, jossa TTY:n kuntotutkimusaineistosta tehdyn otoksen avulla lasketaan vaurioiden laajuutta yksittäisissä rakenneosissa kosteus- ja mikrobivaurioituneissa kuntakiinteistöissä. Työ valmistuu vuoden 2014 loppuun mennessä.

4.3.1 Kosteus- ja mikrobivauriot eri rakenteissa

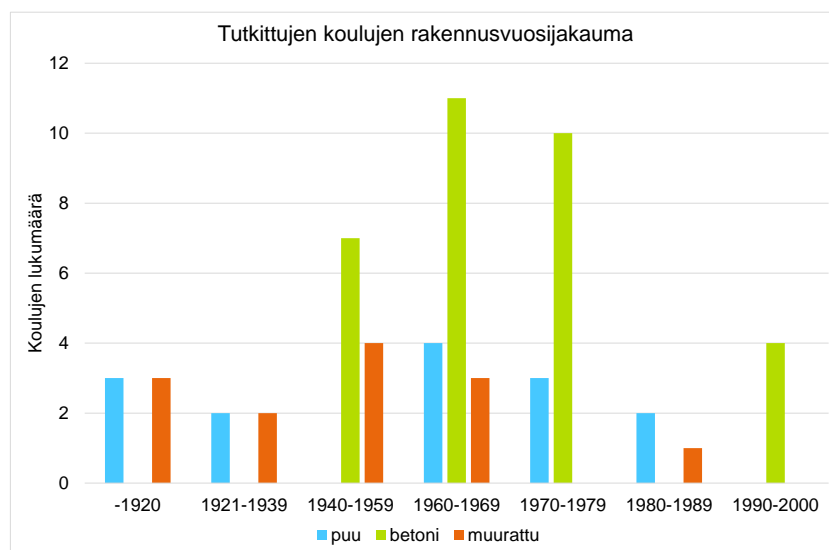
Tuoreessa tutkimuksessa (Annala et al. 2014) selvitettiin kosteus- ja mikrobivaurioiden kohdistumista koulurakennusten eri rakenteisiin. Tutkimus perustui 47 koulurakennuksen perusteelliseen kosteustekniseen kuntotutkimukseen, jotka oli suoritettu vuosien 2004 ja 2012 välillä. Tutkimuksen perusteella suurin osa vaurioista, yhteensä 55,9 % kohdistuu maanvastaisiin rakenneosiin: maanvastaisiin seiniin (6,9 %), maanvastaisiin alapohjiin (43 %) sekä ryömintätilaisiin alapohjiin (6 %). Karkeasti kolmasosa vaurioista sijaitsee rakennuksen sisällä väliseinissä (18,8 %) ja välipohjissa (11,5 %). Tutkimuksen mukaan yläpohjissa (4,2 %) ja ulkoseinissä (9,5 %) kosteus- ja mikrobivaurioita esiintyy lukumääräisesti suhteellisen vähän. Tutkimuksen tulokset on esitetty kuvassa 4.12.



Kuva 4.52 Kosteus- ja mikrobivaurioiden sijoittuminen 47 koulurakennuksen eri rakenteisiin.

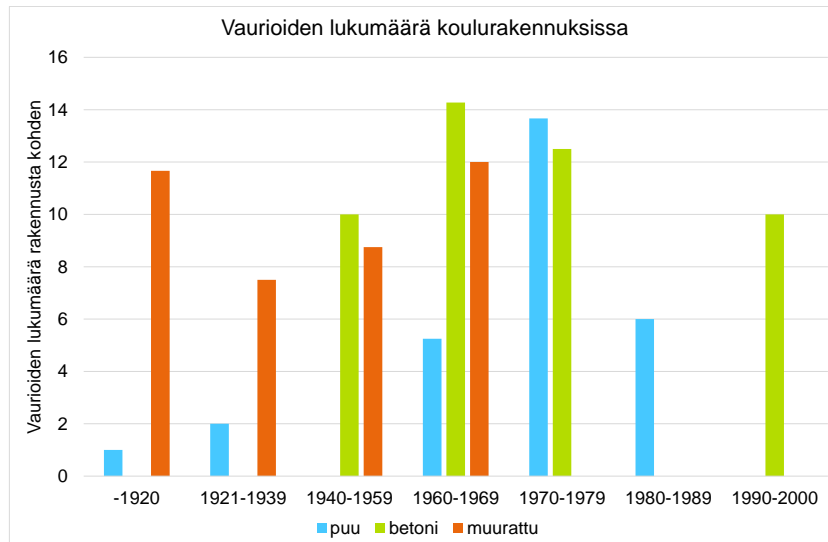
Aineistoa on kyseisen tutkimuksen jälkeen täydennetty ja tällä hetkellä se kattaa 59 koulurakennusta. Rakennukset on jaettu kantavan pystyrunkomateriaalin mukaan betonikouluihin, puukouluihin ja muurattuihin kouluihin. Aineisto muodostuu vain koulurakennuksista, mutta vastaavia rakenteita, materiaaleja ja järjestelmiä on käytetty yleisemminkin suomalaisessa rakentamisessa.

Aineistoon sisältyvien koulurakennusten rakennusvuosijakauma on esitetty kuvassa 4.13. Aikakausien määrittelyssä on käytetty tilastokeskuksen luokittelua. Suurin osa tutkituista rakennuksista keskittyy sotien jälkeisiin vuosikymmeniin, jolloin on myös rakennettu merkittävä osa kuntien rakennuskannasta (Vainio et al. 2006).



Kuva 4.63 TTY:n aineistoon sisältyneiden koulujen rakennusvuosijakauma.

Aineistossa on 594 yksittäistä kosteus- ja mikrobivauriota. Näiden jakautuminen eri runkomateriaaleista eri vuosikymmeniä rakennettuihin koulurakennuksiin on esitetty kuvassa 4.14. Betoni- ja puukoulujen ongelmat keskittyvät 60- ja 70-luvuille. Muuratuissa rakennuksissa ongelmat jakautuvat tasaisesti ennen 1970 rakennettuihin kouluihin.

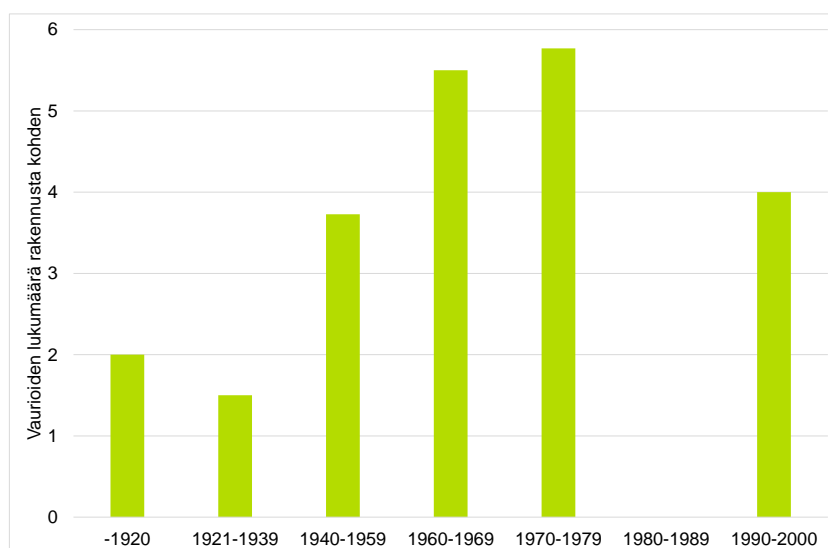


Kuva 4.74 Kosteus- ja mikrobivaurioiden jakautuminen koulurakennuksiin runkomateriaalin mukaan jaoteltuna.

Maanvastaiset alapohjat

Maanvastaisiin alapohjiin kohdistuu TTY:n aineiston perusteella merkittävä osa kaikista todetuista kosteus- ja mikrobivaurioista. Maanvastaiset alapohjarakenteet ovat yleisesti kaikissa rakennuksissa betonirakenteisia, jolloin jaottelu pystyrungon materiaalin mukaan ei ole kuvaava.

Todetut vauriot kohdistuvat 60- ja 70-lukujen rakennuksiin kuvan X mukaisesti. Tätä selittää osaltaan aikakauden rakennusten suuri lukumäärä sekä tutkimusaineiston painottuminen näihin vuosikymmeniin. Kyseisen aikakauden rakennuksista tiedetään että 60- ja 70-luvun rakennuksissa ei ole osattu huomioida maaperästä diffuusiolla ja kapillaarisesti rakenteisiin nousevaa kosteutta (Leivo & Rantala 2000 & 2002, Rantala 2005). Tämän aikakauden rakennuksissa on monesti jälkeinpäin muutettu kellaritiloja käyttötiloiksi sisäpuolisin lämmöneristein. Nämä sisäpuoliset lämmöneristeet ja puurakenteet ovatkin monin paikoin vaurioituneet.



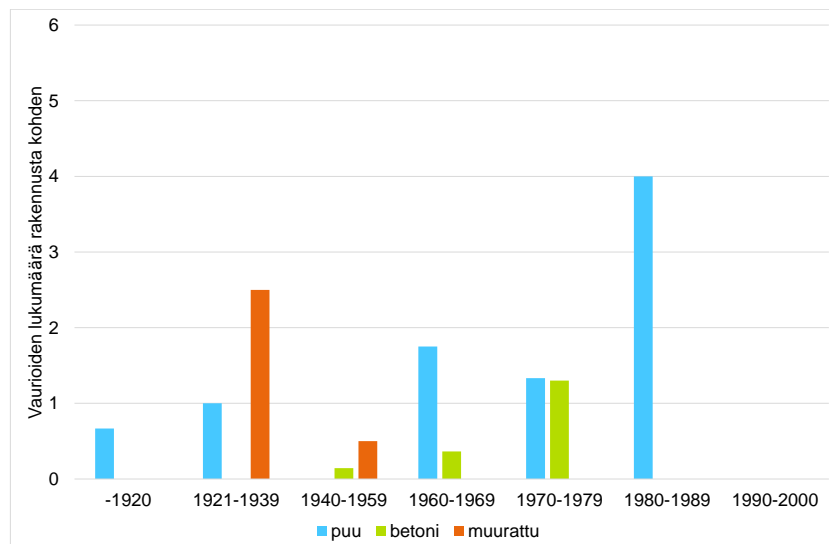
Kuva 4.85 Maanvastaisten alapohjarakenteiden vauriot.

Vauriot kohdistuvat pääosin muualle kuin kantavaan betonilaattaan. Pääosin paikalla valetut betonilaatat kuitenkin asettavat uudelleenkäytölle omat haasteensa.

Ryömintätilaiset alapohjat

Puurakenteisten ryömintätilaisten alapohjien ongelmat keskittyvät 80-lukujen koulurakennuksiin kuvan 4.16 mukaisesti. Tätä selittää todennäköisesti se, että vanhemmassa rakennuskannassa ryömintätilojen mahdolliset rakennusfysikaaliset toimivuuspuutteet ovat jo johtaneet pitkälle edenneisiin kosteus- ja mikrobivaurioihin, jolloin vanhemmat rakennukset on poistettu käytöstä tai niiden rakenteita on uusittu. Vanhemmasta rakennuskannasta ovat säilyneet parhaimmat rakenteet, minkä johdosta yksistään rakennuksen ikä ei kuvaa puurakenteisten ryömintätilaisten alapohjarakenteiden kuntoa. Vauriot koskevat yleensä vain osaa alapohjarakenteista ja niiden täyttömateriaaleista. Näin ollen vaurioista kärsivistä rakennuksista löydetään usein myös vaurioitumattomia kantavia alapohjapalkkeja.

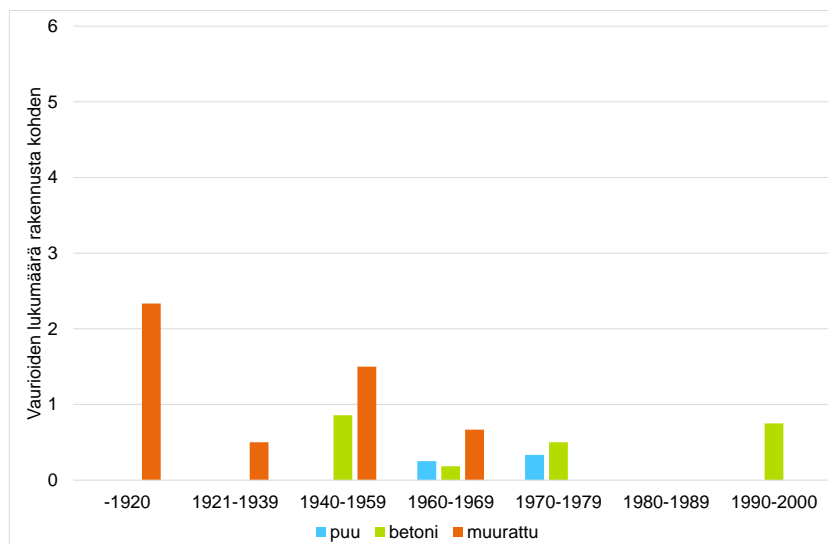
Muuratuissa rakennuksissa ryömintätilainen alapohja oli 20- ja 30-luvulla yleensä betonirakenteinen. Betonirakenteiset alapohjat ovat 80-luvulle asti enimmäkseen paikalla valettuja ja niissä ilmenevät vauriot kohdistuvat usein pintarakenteisiin ja -materiaaleihin.



Kuva 4.96 Ryömintätilaisten alapohjarakenteiden vauriot.

Maanvastaiset seinät

Ennen 20-lukua rakennetut kellarien maanvastaiset seinärakenteet ovat usein tiilistä ja luonnonkivistä muurattuja pystyrungon materiaalista riippuen. 20-luvun jälkeen betonirakenteiset maanvastaiset seinät yleistyivät. 80-luvulle asti maanvastaisten seinien ongelmat liittyvät usein veden kapillaariseen nousuun ja diffuusioon, kun näitä ei ole osattu huomioida rakenteiden suunnittelussa. Tämän johdosta ongelmat liittyvät yleisesti pintamateriaaleihin tai myöhemmin asennettuihin mahdollisiin sisäpuolisiin lämmöneristeisiin. Elementtitekniikan yleistyttyä maanvastaisia rakenteita on toteutettu myös elementeistä jolloin niiden vauriot useassa tapauksessa kohdistuvat saumarakenteisiin ja niiden vedeneristeen vaurioihin. Alapohjarakenteiden vaurioiden sijoittuminen eri aikakauden rakenteisiin on esitetty kuvassa 4.17.

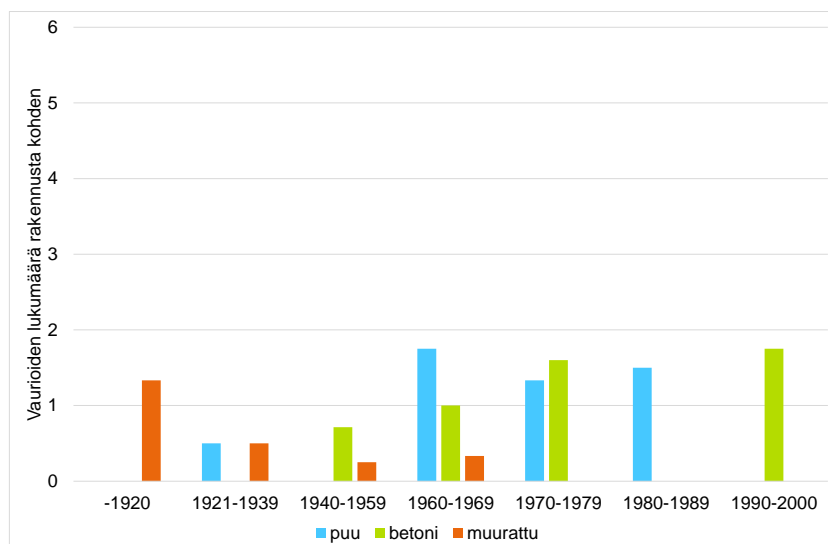


Kuva 4.107 Maanvastaisten seinärakenteiden vauriot.

Ulkoseinät

Ulkoseinärakenteet pintamateriaalista ei aina voida päätellä kantavan pystyrungon materiaalia: tavallinen esimerkki on puurunkoiset rakennukset, joissa on tiiliverhous. Tämän seurauksena kantavan rungon materiaali ei suoraan määrittele vaurioiden määrää.

Vauriot jakautuvat suhteellisen tasaisesti niille ajanjaksoille, jolloin kutakin rakennetta on käytetty. Tästä voidaan päätellä, että julkisivujen kosteus- ja mikrobivauriot eivät keskity tietyn aikakauden rakenteisiin. Jakauma on esitetty kokonaisuudessaan kuvassa 4.18.



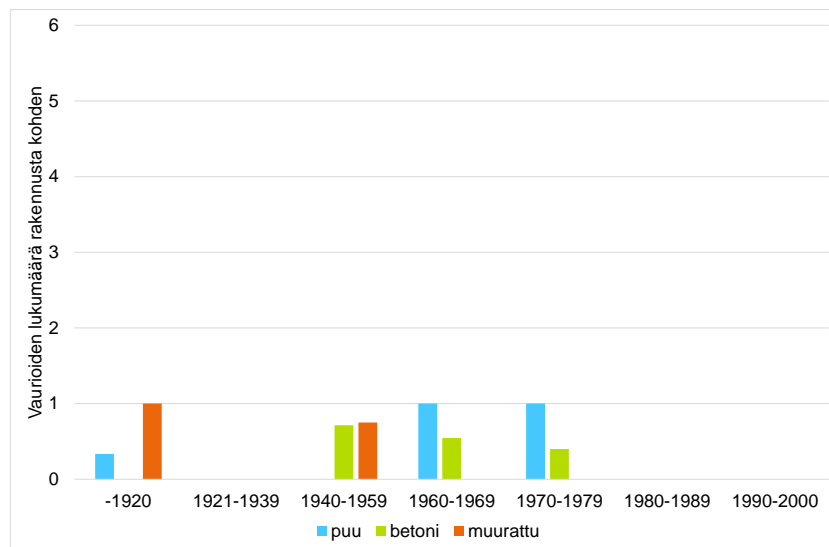
Kuva 4.118 Ulkoseinärakenteiden vauriot.

TTY on osallistunut 90-luvun lopulla tutkimukseen, jossa selvitettiin betonielementtijulkisivujen mikrobiologista toimintaa ja vaurioitumista. Tutkimukseen sisältyi laaja näyteotanta (1534 näytettä) ja vain 4,8 % näytteistä oli selkeästi mikrobikasvua (Pessi et al. 1999). Tulosten perusteella voidaan todeta, että betonielementtijulkisivujen vauriot kohdistuvat korkeintaan vain yksittäisiin elementteihin, jolloin suuri osa elementeistä on kosteus- ja mikrobivaurioiden kannalta tarkasteltuna soveltuvia uusiokäyttöön.

Rakennusmateriaalista riippumatta ulkoseinävauriot ovat suhteellisen harvinaisia (Annala et al. 2014).

Yläpohjat

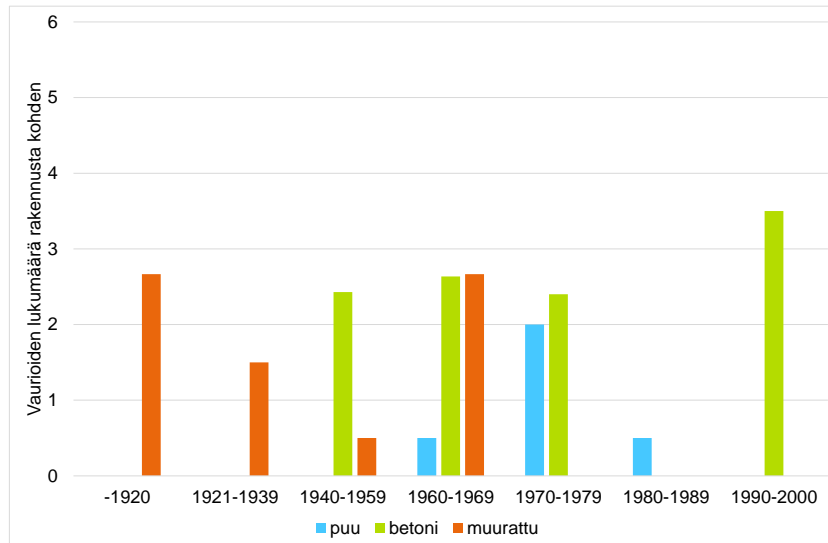
Yläpohjassa vauriot ovat suhteellisen vähäisiä (Annala et al. 2014), mikä johtuu todennäköisesti ainakin osittain siitä, että katon läpi vuotava vesi on rakennuksen käyttäjälle selvä viesti ongelman olemassa olost. Tämän johdosta kuntotutkimusraporteista yleensä voidaan lukea tehdyistä vesikattokorjauksista, jolloin akuuttien vaurioiden määrä jää alhaisemmaksi. Yläpohjavauriot eivät selvästi keskity tiettyyn aikakauteen tai tietyn materiaalin rakenteisiin. Yläpohjien kosteus- ja mikrobivauriot liittyvät useissa tapauksissa vedeneristeen vaurioihin tai läpivientien puutteelliseen tiivyyteen, jolloin vauriot saattavat olla hyvin paikallisia. Yläpohjavaurioiden jakauma on esitetty kuvassa 4.19.



Kuva 4.12 Yläpohjarakenteiden vauriot.

Väliseinät

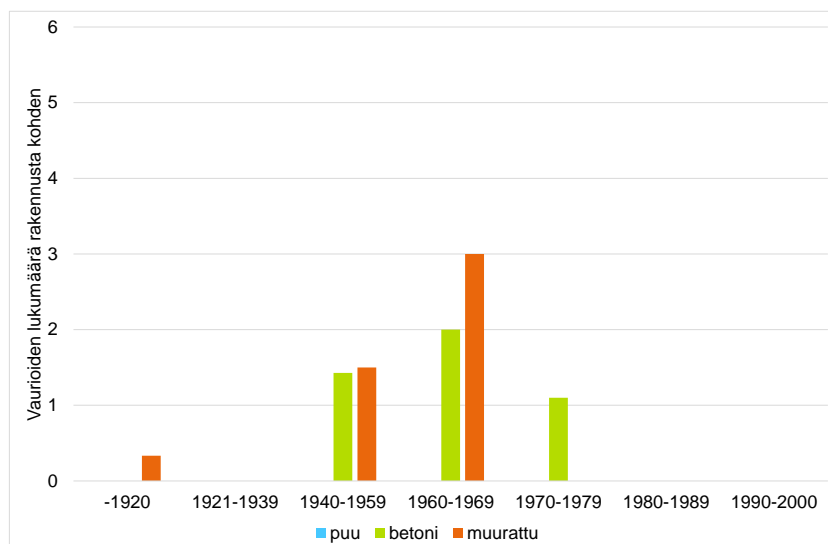
Väliseinävauriot keskittyvät usein vesipisteiden ja märkätilojen läheisyyteen (Annala et al. 2014). Ennen 80-lukua nämä liittyvät yleisesti rakenteiden puutteelliseen vedeneristykseen. Tästä johtuen vauriot ovat yleensä paikallisia ja koskevat vain pientä osaa rakennuksesta. Vaurioiden jakautuma eri vuosikymmenille on esitetty kuvassa 4.20. Väliseinämateriali ei ole pystyrungosta riippuvainen, joten pystyrungon mukainen luokittelu ei kuvaa väliseinämaterialia.



Kuva 4.20 Väliseinärakenteiden vauriot.

Välipohjat

Tutkimusaineiston puurakenteisissa kouluissa ei ollut todettu yhtään välipohjavauriota. Osittain tämä johtuu siitä, että pääosa puukouluista on yksikerroksia, jolloin niissä ei ole kerrosten välisiä välipohjia. Muuratuissa kouluissa välipohjarakenteet ovat usein betonirakenteisia. Yleisesti käytetty välipohjarakenne 80-luvulle asti oli alalaattapalkisto, jossa betonirakenteen sisäpuolen onkaloissa voi olla orgaanisia materiaaleja täyteaineina. Välipohjavauriot keskittyvätkin tähän rakennetyyppiin kuvan 4.21 mukaisesti.



Kuva 4.13 Välipohjarakenteiden vauriot.

80-luvulla yleistyneisiin elementtirakenteisiin välipohjiin ei aineiston perusteella kohdistu kosteus- ja mikrobivaurioita.

4.3.2 Yhteenveto

Rakennuksissa esiintyvät kosteus- ja mikrobivauriot syntyvät usein monen asian summana: syntymiseen vaikuttavat mm. käytetyt rakenteet ja materiaalit, säännölliset huolto- ja ylläpitotoimet sekä niiden laiminlyönti, rakennuksen käyttö ja kosteusrasituksen suuruus ja vaikutusaika. Näistä johtuen kosteus- ja mikrobivaurioiden laatu ja laajuus vaihtelee paljon rakennuksen ja sen yksittäisten tilojenkin välillä. Tästä johtuen kosteus- ja mikrobivaurioiden laajuuden selvittäminen edellyttää aina perusteellisen kosteusteknisen kuntotutkimuksen suorittamista.

Kuntotutkimusaineisto kuitenkin osoittaa, että vaikka rakennuksessa on vakavia sisäilmaongelmia, kohdistuu kosteus- ja mikrobivauriot teknisesti tarkasteltuna suhteelliseen pieneen osaan rakennuksen rakenteista. Tämän johdosta vakavistakin sisäilmaongelmista on löydettävissä rakenneosia, jotka ovat soveltuvia uudelleenkäyttöä silmällä pitäen. Lisäksi rakenteet kohdistuvat kosteudelle herkempiin materiaaleihin, joihin kuuluvat useissa tapauksissa mm. pintamateriaalit. Tämän seurauksena kantava rakenneosa voi olla täysin vaurioitumaton vaikka se sijaisi välittömästi vaurion läheisyydessä.

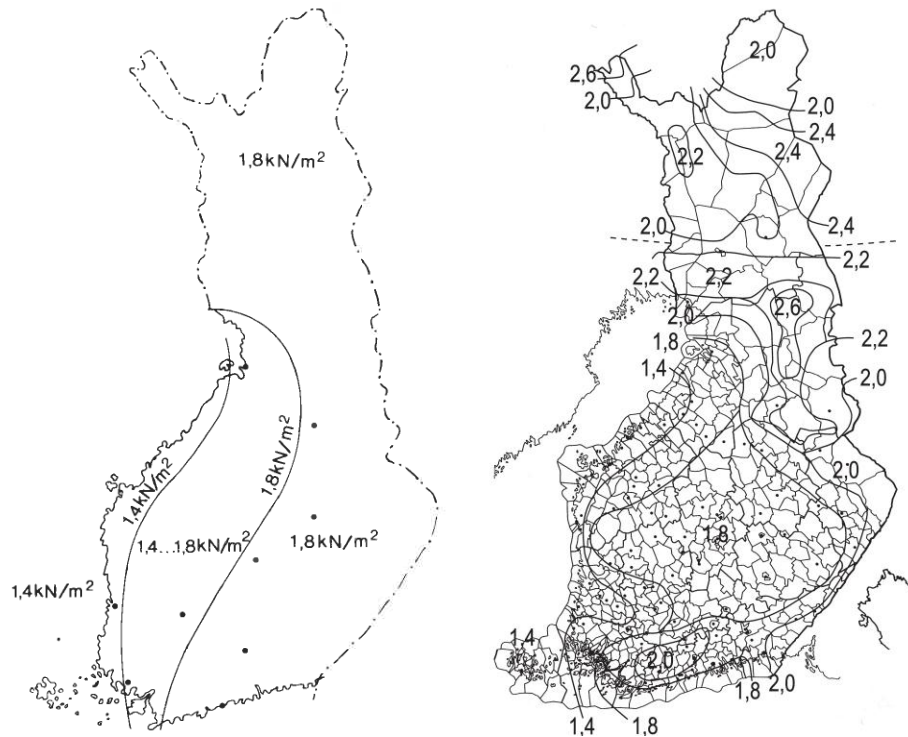
Kosteus- ja mikrobivaurioiden korjaaminen on usein kallista ja korjausten onnistumiseen liittyy edelleen epävarmuustekijöitä. Tämän johdosta vakavista sisäilmaongelmista kärsivissä kohteissa yhdeksi potentiaaliseksi vaihtoehdoksi nousee vanhan rakenteen purkaminen ja uuden rakentaminen, koska se voi kokonaiskustannuksiltaan muodostua edullisemmaksi vaihtoehdoksi. Edelleen näistä kohteista on suurella todennäköisyydellä löydettävissä kantavan rungon rakenneosia, joihin kosteus- ja mikrobivauriot eivät ole vaikuttaneet. Samasta epävarmuudesta johtuen kosteus- ja mikrobivaurioituneiden rakenneosien uudelleenkäytön tulee olla erityisen harkittua.

Monet kosteus- ja mikrobivaurioista ovat seurausta virheellisistä korjaustoimenpiteistä. Tyypillinen esimerkki on vanhat maanvastaiset rakenneosat, jotka ovat tilojen käyttötarkoituksen muututtua otettu käyttöön ja eristetty sisäpuolelta, jolloin ongelmat ovat nousseet esille korjauksen jälkeen. Vanhojen rakenneosien uudelleenkäytössä tulee huomioida uuden rakennuksen rakennusfysikaalinen toiminta suhteessa vanhaan, jotta muuttuvat olosuhteet eivät vaurioita rakenneosaa uudessa käyttökohteessaan.

5 NORMIEN MUUTOKSET

5.1 Rakenteiden kuormitus ja varmuus

Rakenteiden suunnittelukuormista on annettu ohjeita erilaisissa normeissa ja ohjeissa sekä vuodesta 1978 lähtien Suomen rakentamismääräyskokoelmassa. Lähes koko betonielementtirakentamisen ajan on ollut voimassa kuvan 5.1 mukaiset kattojen lumikuormat, jotka siis ovat erilaisia Suomen eri puolella. Kattokuormia korotettiin merkittävästi vuonna 1998. Betonielementtien uudelleen käytössä tulee ottaa huomioon rakennuksen alkuperäinen sijainti sekä suunnittelua ohjanneet lumikuormat.



Kuva 5.1. Kattojen lumikuormat. Vasemmalla kuormat 1969-1997, oikealla kuormat 1998 lähtien.

Rakennuksen runkoa muilta osin kuormittavat hyötykuormat ovat olleet samat koko maassa eikä niissä ole tapahtunut merkittäviä muutoksia. Rakenteet on mitoitettu yleisesti rajatilamenettelyä käyttäen vuoteen 2010 saakka, jolloin eurocode-mitoituksesta on tullut vallitseva käytäntö rakenteiden suunnittelussa. Tällöin myös kuormitukset määräytyvät eurocoden mukaan.

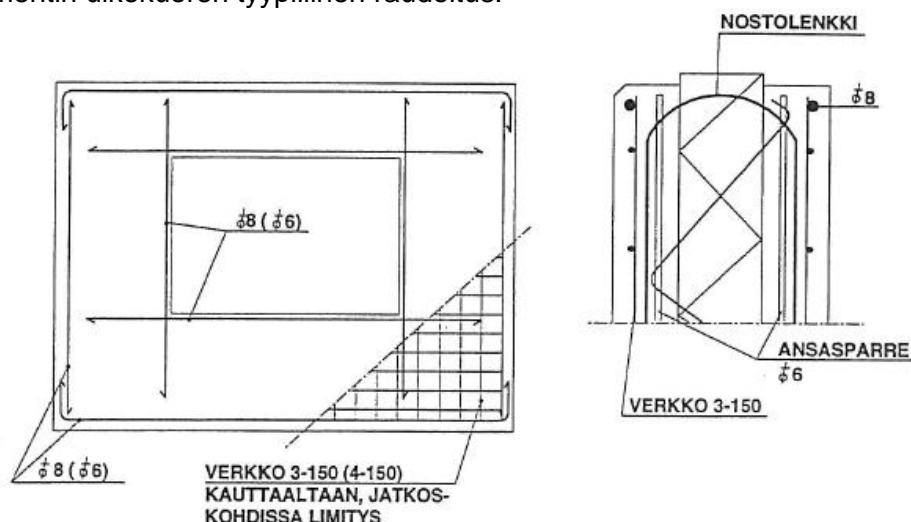
5.2 Betonin puristuslujuus ja säilyvyysominaisuudet

Raudoitteiden korrosio joko betonin karbonatisoitumisesta tai klorideista johtuen yhdessä betonin pakkasrapautumisen seurauksena ovat keskeisiä säärasitukselle alttiiden betonirakenteiden korjaamiseen johtaneita tekijöitä. Betonijulkisivujen ja -parvekkeiden säilyvyyteen vaikuttavat ensimmäiset suunnitteluohjeet ovat vuodelta 1954. Betoninormien kehitys oli voimakasta 1960-luvulla betonirakentamisen merkittävän kehityksen johdosta. Rakennusalan teknisten määräysten ja ohjeiden hoito keskitettiin Sisäasiainministeriölle 1970-luvulla ja vuonna 1976 julkaistu Suomen Rakentamismääräyskokoelma tuli viralliseksi rakentamisen ohjeistoksi kumoten kaikki aiemmat käytössä olleet normit. (Pentti et al. 1998).

Betonin puristuslujuus oli vuoden 1954 betoninormeissa määritelty olevan vähintään K20, mikä tarkoittaa 20 MPa:n puristuslujuutta 200 mm särmäisillä betonikuutioilla 28 vuorokauden iässä. Vuonna 1965 betonin lujuusluokka nostettiin vähintään K25:een missä se sitten olikin julkisivujen osalta aina vuoteen 1989 saakka, jolloin se nostettiin lujuusluokkaan K30 (Pentti et al. 1998). Julkisivubetonin puristuslujuusvaatimusta nostettiin vuonna 1992 uusituissa Betonirakenteiden säilyvyysohjeissa ja käyttöikämitoituksessa luokkaan K45, mistä tultiin hieman takaisinpäin jo seuraavana vuonna (K40) ja edelleen vuonna 1995 (K35), missä tasossa ollaan edelleen (BY 32, 1992). Merkittävä betonin lujuustason nosto tehtiin suurelta osin sementin lisäämisellä sekä sementin hienontamisella. Nämä yhdessä johtivat betonin merkittävään kuivumiskutistumisen lisääntymiseen ja sen seurauksena kaareutumisen- ja halkeilutaipumuksiin. Palaaminen julkisivubetoneissa lujuusluokkaan K35 vähensi merkittävästi kutistumahalkeilua. Betonin puristuslujuustasolla on epäsuora vaikutus betonin säilyvyyteen, sillä lujuustason nostaminen on yleisesti tarkoittanut sementtimäärän lisäystä, jolloin karbonatisoituvaa ainesta on enemmän ja eteneminen siten hitaampaa. Lujemmat betonilaadut ovat tyypillisesti myös tiiviimpiä, jolloin hiilidioksidin diffuusio sekä veden kapillaarinen tunkeutuminen betonin sisään on hitaampaa kuin alhaisen lujuustason betoneissa. Korkeamman puristuslujuustason betonissa myös vetolujuus on korkeampi, mikä tarkoittaa mm. betonin parempaa jäätymissulamisasituksen kestoaa.

5.2.1 Raudoitteiden betonipeitepaksuudet

Raudoitteiden suojapeitevaatimus oli vuoden 1954 normeissa 20 mm. Vuoden 1963 normeissa suojabetonipeitevaatimus määräytyi ainoastaan lujuusopillisten sekä muodonmuutosten asettamien vaatimusten sekä terästen suojabetonipeitevaatimusten mukaan. Tuolloin katsottiin, ettei sandwich-elementin ulkokuoren tarvitse ei-kantavana rakenteena täyttää rakenteellisen betonin suojabetonipeitevaatimusta. Näin ollen minimibetonipeitepaksuudeksi määräytyi 10 mm. Asia korjaantui vuoden 1965 normeissa harjaterästen osalta 20 mm:iin ja sileiden tankojen osalta 15 mm:iin. (A 46 1965). Vuoden 1977 betoninormeissa suojabetonipeitevaatimus nostettiin 25 mm:iin kosteissa sisä- ja ulkotiloissa oleville betonirakenteille. Vuonna 1980 betoninormeissa otettiin käyttöön erilaisia rasiustasoja kuvaavat ympäristöluokat. Julkisivut kuuluivat ympäristöluokkaan Y2, missä raudoitteiden betonipeitepaksuuden perusarvo oli 25 mm, mistä voitiin vähentää 10 mm lähinnä työraudoitteiden osalta. (BY 10 1977). Vuoden 1989 säilyvyysohjeista lähtien raudoitteiden betonipeitepaksuuden on tullut olla vähintään 25 mm kaikkien raudoitteiden osalta (BY 32 1989, BY 15 1993, BY 50 2004, BY 50 2012). Kuvassa 5.2 on esitetty julkisivuelementin ulkokuoren tyypillinen raudoitus.



Kuva 5.2. Tyypillinen betonisandwich-elementin raudoitus ja raudoituksen sijainti ulkokuoressa (Pentti et al. 1998).

5.2.2 Betonin pakkasenkestävyys

Betonin pakkasenkestävyyteen vaikuttavat ensimmäiset ohjeet on annettu vasta vuoden 1976 Betonin säilyvysohjeissa. Pakkasenkestävyys määriteltiin vedellä kapillaarisesti täyttymättömien huokosten suhteena betonin kokonaishuokoisuuteen. Julkisivubetonin ns. suojahuokossuhteen tuli olla vähintään 0,15 ja vaikeissa olosuhteissa 0,20. (Pentti et al. 1998, BY 10 1977). Jo vuonna 1969 betonin lisähuokostusta on käsitelty julkaisussa RIL 70 Betonin lisäaineiden käyttö, mutta mitään ohjeistusta tai vaatimusta betonin pakkasenkestävyyden parantamiseksi ei siinä esitetä (RIL 70 1969). Vuoden 1980 betoninormeissa julkisivubetoneille tuli aina asettaa pakkasenkestävyysvaatimus, mikä käytännössä tarkoitti vuonna 1976 annetun suosituksen muuttumista määräykseksi. Vuoden 1989 säilyvysohjeista lähtien betonin pakkasenkestävyyden osoittama suojahuokosvaatimus on ollut 0,20 aina vuoteen 2004 saakka. (RIL 70 1969). Tällöin suojahuokosuhdevaatimuksesta luovuttiin ja tilalle tuli huokosjakovaatimukset. Huokosjako tarkoittaa betonin suojahuokosten keskimääräisen etäisyyden puolikasta ja määritetään betonin mikrorakennetarkastelussa mikroskoopilla. Myös rasisluokat muuttuivat tässä yhteydessä eurooppalaisten standardien mukaisiksi. Julkisivubetoneiden huokosjaon tuli tästä eteenpäin olla $\leq 0,27$ mm (XF 1, 50 vuotta) tai $\leq 0,25$ (XF 1, 100 vuotta). Suojahuokosten välisen etäisyyden tulee kirjallisuuden mukaan olla < 500 μm , jotta huokosia on betonissa pakkasenkestävyyden kannalta riittävästi (Pigeon & Pleau 1995). Betonissa olevien suojahuokosten määrä ei itsessään kerro suojahuokosten koosta eikä niiden välisestä etäisyydestä. Tästä syystä suojahuokossuhteen mittaamisesta liian epätarkkana menetelmänä siirryttiin huokosjaon mittaamiseen. Suojahuokosuhde 0,20 vastaa tyypillisesti huokosjakoa 0,25 mm (Koskiahde 2004).

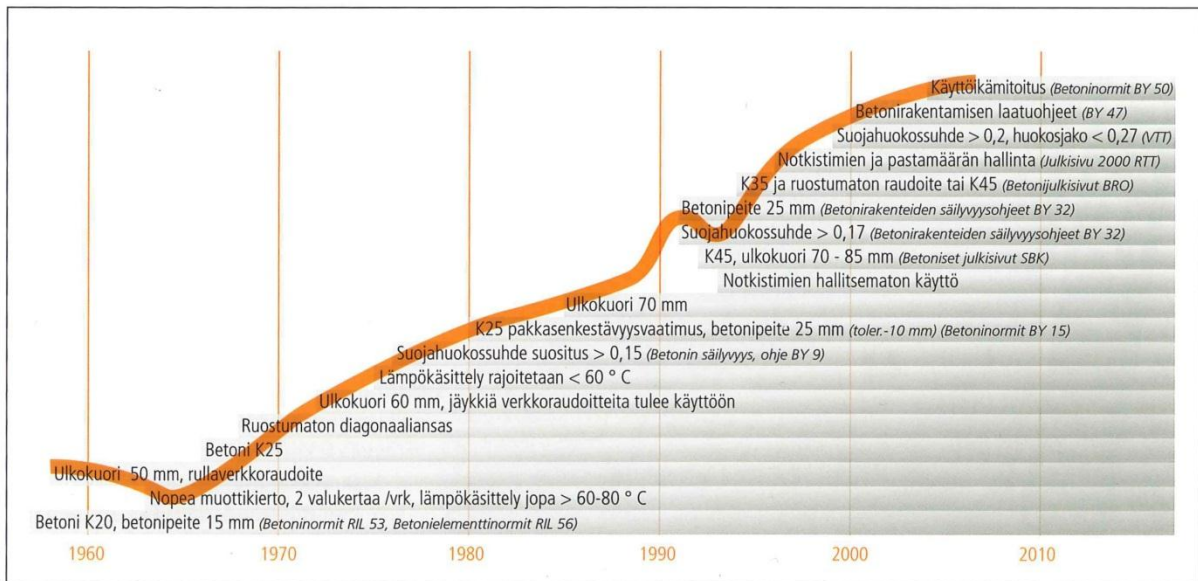
5.2.3 Laadunvarmistus

Betonin laadunvarmistukseen oli betoninormeissa kiinnitetty huomiota vuodesta 1941 lähtien erilaisten tuoreen ja kovettuneen betonin koestuksilla (Penttala 1991). Näitä laadunvarmistusmenetelmiä on vuosien varrella lisätty ja tarkennettu teknologian kehittyessä. Merkittävimmin laadunvarmistukseen puututtiin vuoden 1965 betoninormeissa, missä esitettiin vaatimuksia betonitöiden työnjohdolle sekä betonin kelpoisuuden toteutamiselle. Vuonna 1965 julkaistiin myös erilliset betonielementtinormit, joissa annettiin ohjeita betonin jälkihoitoon liittyen ennen muotista nostamista sekä muotistanostolujuusvaatimukset. Samoin annettiin ohjeet betonielementtien kuljettamiseen ja asentamiseen kylmällä säällä. (Pentti et al. 1998).

Betonissa olevien lisäaineiden käyttöä on rajoitettu monin eri tavoin. Alkuaikoina lisäaineiden käytöstä tuli ilmoittaa rakennustarkastajalle. Tämä oli ainoa betoninormien ohje vuoteen 1965, jolloin betonissa olevien kloridien määrä rajoitettiin 2 %:iin sementin painosta. (Pentti et al. 1998, A 46 1965) Betonissa olevilla klorideilla on haitallinen vaikutus betoniterästen säilyvyyteen. Seuraavan kerran kloridien määrää alennettiin 1,0 %:iin vuoden 1980 normeissa ja edelleen 1989 0,4 %:iin (Pentti et al. 1998, BY 15 1980, BY 32 1989). Vuonna 1992 sallittu kloridipitoisuus puolitettiin arvoon 0,2 % millä tasolla se on edelleenkin (BY 32 1992; BY 15 1993, BY 50 2004, BY 50 2012).

5.2.4 Betonteollisuuden omia ohjeita

Normien lisäksi betonteollisuus on laatinut omia suunnittelu- ja valmistusohjeita, joissa käsitellään betonijulkisivujen ja -parvekkeiden säilyvyyteen liittyviä asioita. Keskeisiä betonielementtien tekniseen laatuun ja säilyvyyteen liittyviä asioita on esitetty kuvassa 5.3.



Kuva 5.3 Betonijulkisivujen ja -parvekkeiden tekniseen laatuun ja säilyvyyteen liittyvien keskeisten tekijöiden kehitystä. (Hytönen & Seppänen 2009).

Julkisivuelementtien ulkokuoren kuten ei myöskään parvekekaiteiden rakennepaksuutta ole määrätty betoninormeissa. Näistä on kuitenkin ollut alan omat ohjeet ja suositukset. Kuten kuvasta 4 voidaan todeta, ulkokuoren paksuus on 1960-luvulla ollut varsin pieni, vain 50 mm (Hytönen & Seppänen 2009). Myös parvekekaiteet olivat varsin ohuita samoihin aikoihin, minimipaksuus on ollut 70 mm (Lahdensivu 2012). Näin ohuisiin rakenteisiin on ollut käytännössä mahdotonta saada rautoille riittäviä betonipeitepaksuuksia.

Julkisivuelementtien ulkokuoren kiinnikkeinä vakiintui ansasraudoitus 1960-luvun loppupuolella. Tätä ennen käytössä oli monenlaisia rakennesuunnittelijoiden terästyksiä, joiden korroosiosuojaus oli toteutettu sementtiin kastamalla, bitumoimalla tai valamalla niihin betonia ympärille. Vuoden 1965 betonielementtinormeissa oli annettu määräys tehdä syöpymisvaaralle alttiit kiinnikkeet korroosion kestävästä aineesta. (Pentti et al. 1998).

Betoninormeissa ei oteta kantaa betonirakenteiden käyttöikään ennen vuoden 2004 betoninormeja, missä tavoitekäyttöiän perusarvoksi asetetaan julkisivuilla 50 vuotta ja runkorakenteilla 100 vuotta (BY 50 2004). Tähän perustuen aina silloin tällöin julkisuudessa esiintyvälle väitteelle lähiökerrostalojen 30 vuoden suunnitellusta käyttöiästä ei normeista ja teknisistä suunnitteluohjeista löydy evidenssiä. Pikemminkin tilanne on päinvastainen: betonirakenteiden säilyvyyteen on kiinnitetty kokoajan aina enemmän ja enemmän huomiota, tosin merkittävässä määrin vasta 1980-luvulta lähtien. Oletettavasti tuo suhteellisen lyhyt lähiökerrostalojen käyttöikäolettamus juontaa juurensa BES-tutkimuksesta, missä elementtijärjestelmän kehittämisen tavoitteeksi asetettiin siirtojoustavuus. Rakennuksen tulisi olla purettavissa ja pystytettävissä kokonaisuudessaan uudelleen kehittyvien kaupunkien ennalta arvaamattomat uudet tilanteet esim. liikenne- tai saneerausjärjestelyiden vuoksi. (Seppänen & Koivu 1970). Näin ollen järjestelmän kehityksessä ei oletettu syntyvän ongelmia betonirakenteiden säilyvyyden suhteen, eihän vaurioituneita rakennuksia olisi voinut siirtää.

5.3 Lämmöneristys

Vuoden 1960 Rakentajain kalenterissa oli annettu lämmönläpäisyluvut (k-arvo) erikseen eri materiaaleista rakennetuille seinille. Lukuja tarkasteltaessa ei voi välttyä ajatukselta, että Rakentajain kalenteriin on pikemminkin kirjattu yleisesti käytössä olleiden rakenteiden toteutuneet lämmönläpäisyluvut, sillä annetut arvot ovat kovasti toisistaan poikkeavia. Lähiökerrostalojen kannalta oleellisempia lämmöneristyslukuja ovat Rakennusinsinööriyhdistys ry:n (RIY) vuonna 1962 julkaisemat ja sitä uudemmat lämmöneristysnormit (RIY A43), jotka on koottu taulukkoon 5.1.

Vuoden 1974 rakennushallituksen ohjeiden mukaiset rakennusosien suurimmat sallitut k-arvot ohjasivat varsin merkittävästi asuntolainoitettavaa rakennustuotantoa, sillä RIL 66b:ssä julkaistut ohjeet olivat velvoittavia, ks. taulukko 5.2.

Vuodesta 1976 lähtien rakennusten lämmöneristysmääräykset on esitetty Suomen Rakentamismääräyskokoelman osassa C3, missä on annettu eri rakennusosien lämmönläpäisykertoimien vertailuarvot, ks. taulukko 5.3.

Taulukko 5.1 Rakennusosien lämmönläpäisyluvut vuosien 1962 ja 1969 ohjeiden mukaan.

Rakennusosa	Rakennusosien lämmönläpäisyluvut [W/m ² °C]			
	RIY 1962		RIL 66 1969	
	Etelä-Suomi	Pohjois-Suomi	Etelä-Suomi	Pohjois-Suomi
Ulkoseinä	0,81	0,70	0,81	0,70
-poltetusta tiilestä	1,05	0,93	1,05	0,93
-kevyempi kuin 100 kg/m²	0,47	0,47	0,47	0,41
Katto				
-kiviaineinen	0,47	0,47	0,47	0,47
-puurakenteinen	0,41	0,41	0,41	0,35
Alapohja				
-alapuoli osittain lämm.	0,70	0,70	0,70	0,70
-alap. lämmittämätön	0,47	0,47	0,47	0,47
-ulkoilmaa vasten	0,41	0,41	0,35	0,35
-maanvarainen	-	-	0,47	0,47

Taulukko 5.2 Rakennusosien lämmönläpäisyluvut vuonna 1974 julkaistun RIL 66b mukaan.

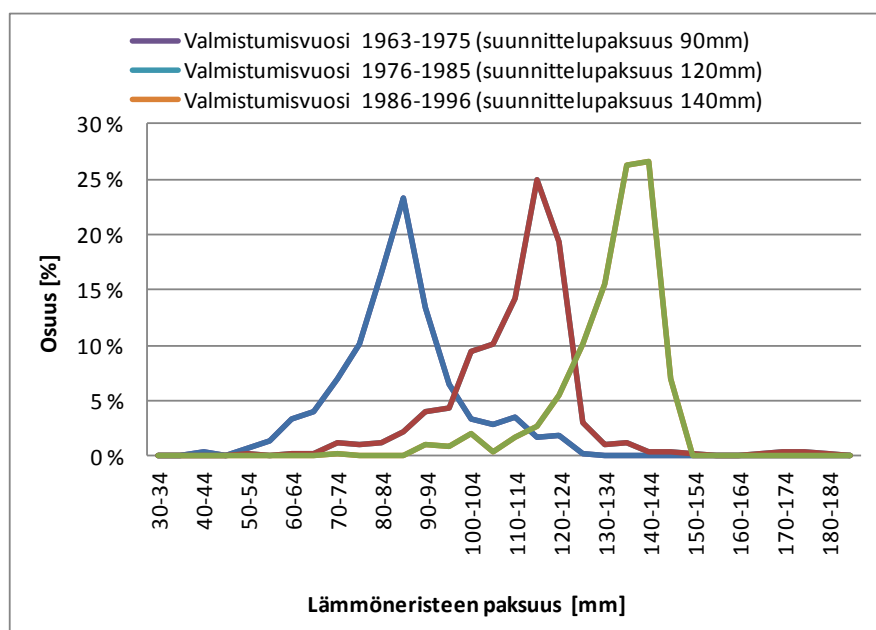
Rakennusosa	Rakennusosien lämmönläpäisyluvut [W/m ² °C]
Ulkoseinä	
-puurakenteinen	0,29
-kivirakenteinen	0,35
Yläpohja	
-puurakenteinen	0,23
-kivirakenteinen	0,29
Alapohja	
-maanvarainen	0,41
-ryömintätällainen	0,23 tai 0,29

Taulukko 5.3 Suomen rakennusmääräyskokoelman mukaiset rakennusosien lämmönläpäisykertoimen vertailuarvot 1976-2012.

Rakennusosa	Rakennusosien U-arvot [W/m ² °C]						
	C3 1976	C3 1978	C3 1985	C3 2003	C3 2007	C3 2010	D3 2012
Ulkoseinä	0,40	0,29	0,28	0,25	0,24	0,17	0,17
Yläpohja	0,35	0,23	0,22	0,16	0,15	0,09	0,09
Alapohja	0,40	0,40	0,36	0,25	0,24	0,16	0,16
Ikkunat	2,10	2,10	2,10	1,40	1,40	1,00	1,00
Ovet	0,70	0,70	0,70	1,40	1,40	1,00	1,00

Merkillepantavaa on, että ikkunoiden ja ovien lämmönläpäisylle ei ole annettu mitään määräyksiä tai ohjeita ennen vuoden 1976 Rakentamismääräyskokoelman julkaisua. Kuten taulukosta 5.3 voidaan todeta, ikkunoiden U-arvot ovat monikertaisia verrattuna ulkoseinien U-arvoihin. Asuinkerrostaloissa sekä toimistorakennuksissa, joissa ikkunapinta-alaa on julkisivujen kokonaispinta-alasta on paljon, joten ikkunoiden kautta tapahtuva lämpöhäviö on niissä merkittävä.

Lähiökerrostalorakentamiskauden aikana ulkoseinien U-arvovaatimukset ovat laskeneet 0,81 W/m²°C 0,29 W/m²°C. Tapahtunut muutos on ollut merkittävä sekä rakenteiden että lämmöneristeiden kehittymisen kannalta. Betonijulkisivujen kuntotutkimuksissa on tarkasteltu yhtenä asiana myös toteutuneita lämmöneristepaksuuksia, lämmöneristeen materiaalia sekä lämmöneristeen kuntoa kuntotutkimushetkellä näyteporareikien kautta. Kaikkiaan 2161 havainnon perusteella on voitu todeta, että pääasiassa betonielementeissä on käytetty lämmöneristeenä mineraalivillaa EPS:n ja lastuvillalevyjen ollessa yksittäistapauksia. Merkittävä havainto oli myös se, että lämmöneristeet olivat yleisesti tutkimushetkellä kuivia (Lahdensivu 2012).



Kuva 5.4 Mitatut betonielementtien lämmöneristepaksuudet rakennuksen valmistumisvuosien mukaan (n=2161) (Lahdensivu 2012).

Betonielementtien lämmöneristepaksuudet on tyypillisesti valittu täyttämään voimassaolevat lämmöneristysmääräykset. Lämmöneristepaksuuksissa esiintyy hajontaa suunnittelupaksuuden molemmin puolin, kuten kuvasta 5.4 voidaan todeta. Huomattavaa on, että alle 60 mm lämmöneristepaksuuksien osuus on kaikkiaan vain noin 3 %. Laskennallinen keskimääräinen ulkoseinien lämmönläpäisykerroin eli U-arvo on ennen vuotta 1976

rakennetuissa elementtikerrostaloissa 0,47 W/m²K, vuosina 1976-1985 0,37 W/m²K ja vuosina 1986-1996 rakennetuissa elementtikerrostaloissa 0,31 W/m²K (Lahdensivu 2012).

Sandwich-elementit on valmistettu vaakamuoteissa, jolloin toinen betonikerroksista valetaan lämmöneristeiden päälle, mistä aiheutuu eristeiden tasaista kokoonpuristumista. Betonin levitys on usein kuitenkin aiheuttanut paikallisesti enemmän eristeiden painumista, koska betoni on usein kaadettu elementin keskelle, josta se on sitten levitetty tasaiseksi lapiolla samalla eristekerroksen päällä seisten, josta on aiheutunut edelleen paikallisia saappaankokoisia painumia. Jälkimmäinen betonikerros on siten monin paikoin suunnittelupaksuutta jonkin verran paksumpi. Lämmöneristeiden kokoonpuristuminen on ollut suurempaa 1970-luvulla, jolloin käytettiin yleisesti pehmeämpiä mineraalivillalatuja kuin 1980-luvulla ja sen jälkeen.

Elementtien väliseen saumaan asennetuista tuuletuskoteloista ja tuuletusputkista huolimatta ilma ei käytännössä kierrä eristetilassa ollenkaan. Tämä voidaan päätellä betonisen ulkokuoren sisäpinnan karbonatisoitumattomuudesta, joka on välillä 0-1 mm rakenteiden iästä riippumatta (Lahdensivu 2012).

5.4 Ääneneristys

Rakennusosille on annettu ääneneristysvaatimuksia ja ohjeita sekä ilmäänen- että askeläänen eristykseen. Ensimmäiset lukuarvot ääneneristävydelle annettiin 1955. Tuolloin julkaistussa Kerrostalojen ääneneristystutkimuksessa (Ääneneristystutkimustoimikunta 1955) annettu vaatimustaso oli sekä ilma- että askelääneneneristävyden tapauksessa pienimmillään muiden aikakausien tasoon nähden. Tällöin ilmääneneneristyslusun vaatimustaso oli 51 dB ja askeläänitasolusun 62 dB. (Lietzén 2011).

Taulukkoon 5.4 on koottu eri aikojen rakentamismääräyksissä ja suosituksissa annetut ääneneristävyden vaatimustasot muunnettuna vuoden 1998 rakentamismääräysten määrittelemiä mittalukuja vastaaviksi. Vuosina 1955 ja 1960 annetut vaatimukset on muunnettu tapauksille, joissa vastaanottohuoneen tilavuus on 30 m³ ja tutkittavien rakenteiden pinta-alat ovat 10 m².

Taulukko 5.4 Vuoden 1998 menetelmiä vastaaviksi muunnetut vaatimustasot eri määräyksille ja suosituksille. (Lietzén 2011; Lietzén & Kylliäinen 2012).

Vuosi	Ilmääneneneristysluku R' _w vaakasuunnassa	Ilmääneneneristysluku R' _w pystysuunnassa	Askeläänitasoluku L' _{n,w}
1955	51 dB	51 dB	62 dB
1960	52 dB	52 dB	56 dB
1967	52 dB	53 dB	58 dB
1971	52 dB	53 dB	58 dB
1975	52 dB	53 dB	58 dB
1984	52 dB	53 dB	58 dB
1998	55 dB	55 dB	53 dB

Vuonna 1960, kun ehdotus ääneneristysmääräyksiksi (1960) julkaistiin, ilmääneneneristyslusun vaatimus nousi 52 dB:iin ja askeläänitasolusun tapauksessa 56 dB:iin. Vuosina 1967–1999 voimassa ollut askelääneneristykseen vaatimustaso oli vuoden 1960 vaatimustasoa 2 dB lievempi. Toisaalta vaatimus ilmääneneneristävydelle päällekkäisten huoneistojen välille kiristyi. Ilmääneneneristysvaatimus asuinhuoneistojen välille vaakasuuntaan pysyi samana. Ääneneristysnormeissa (RIL 55 1967) vuonna 1967 ilma- ja askelääneneristykselle esitetyt vaatimustasot pysyivät suuruudeltaan samoina vuoteen 1999 saakka. Tällä aikakaudella vaadittu ilmääneneneristävyys oli vaakasuuntaan 52 dB ja pystysuuntaan 53 dB. Välipohjan askeläänitasoluvuksi vaadittiin 58 dB. (Lietzén 2011)

Vaatimustaso sekä ilma- että askelääneneristävyydelle nousi ensi kerran yli 30 vuoteen, kun nykyiset Suomen rakentamismääräyskokoelman (RakMK C1 1998) määräykset tulivat voimaan vuonna 2000 nostaten ilmaääneneristyslukuksi asuinhuoneistojen välille 55 dB ja askeläänitasoluvuksi 53 dB. Tämä merkittävä askelääneneristysvaatimustason nosto aiheutti merkittäviä muutoksia asuinkerrostalojen välipohjarakenteille. Siihen asti yleisimmin käytetty 265 mm korkuinen ontelolaatta ei enää täyttänyt vaatimuksia, vaan välipohjalaattoja paksunnettiin merkittävästi.

5.5 Rakenteen ilmatiiveys

Kerrostalojen mitattu ilmanvuotoluku 50 Pa painerolla on ollut keskimäärin luokkaa 1,6 1/h. Keskimäärin pienempiä ilmanpitävyyksiä voitiin saavuttaa kerrostaloissa, joissa oli paikalla valettu välipohja (0,7 1/h). Kaiken kaikkiaan hajonta kerrostalojen ilmanpitävyydessä oli hyvin pientä ja kaikissa mitatuissa 56 kerrostalossa päästiin hyvään ilmanpitävyyteen. (Vinha et al. 2009).

Rakennusten ilmanpitävyydelle on annettu määräyksiä Suomen rakentamismääräyskokoelman osassa D3: Rakennusten energiatehokkuus 2012. Määräykset ja ohjeet. Näiden määräysten mukaan rakennuksen ilmanvuotoluku q_{50} saa olla enintään 4 1/h, mihin siis betonielementtirakennuksilla on päästy hyvinkin helposti. Käytännössä huolellisella rakenteiden suunnittelulla ja toteutuksella ilmanvuotoluku $\leq 1,0$ 1/h on täysin realistinen myös elementtien uudelleenikäytössä.

6 ASENNUS JA LIITOKSET

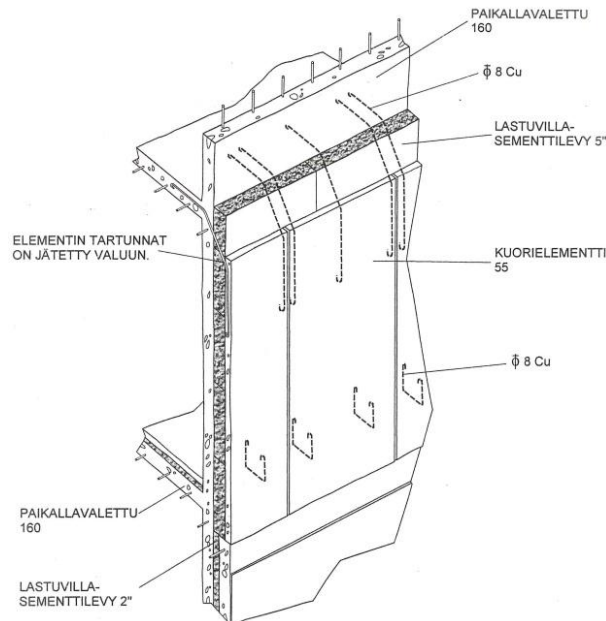
6.1 Elementtien liitokset runkoon ja toisiinsa

6.1.1 Asuinkerrostalot

Asuinkerrostalojen julkisivun betonielementtien liittyminen toisiinsa sekä rakennuksen muihin osiin on riippunut sekä kantavuudesta että aikakaudesta. 1960-luvulla julkisivujen ei-kantavat ruutuelementit tyypillisesti ripustettiin ylänurkistaan kantaviin poikittaisseiniin. Kannatustapoja oli useita, mutta yleisin oli olkaterästen käyttö, missä elementtiin valettu olkateräs sovitettiin kantavien poikittaisseiniin päissä olevien L- tai U-teräsosien muodostamille ”hyllyille”. Liitos välipohjaan oli joko kiinteä juotosvalu tai joustava mineraalivillakaista. Nauhaelementit kannatettiin samoin kantavista poikittaisseiniä tai välipohjalaatasta välipohjan reunapalkin avulla. (Pentti et al. 1998)

Kuorielementit

Kuorielementit kiinnitettiin kantavaan teräsbetonirakenteeseen joko kantavan rakenteen valun yhteydessä tai jälkikiinnityksin valun jälkeen. Ensimmäisessä tapauksessa elementin ylä- sekä alareunan kupariset tai teräksiset tartunnat valettiin usein kantavan sisäkuoren läpi välipohjaan (kuva 6.1). Jälkikiinnitystavassa kantavaan sisäkuoren valuuun jätettiin juotosvaluaukot välipohjien kohdille, joiden kautta kuorielementit ripustettiin. Tällöin elementin yläreuna kannateltiin usein yhden olkateräksen ja alareunan kiinnitys tapahtui elementin reunoista ohuilla ($\varnothing 5$ mm) tartuntateräksillä. (Pentti et al. 1998)

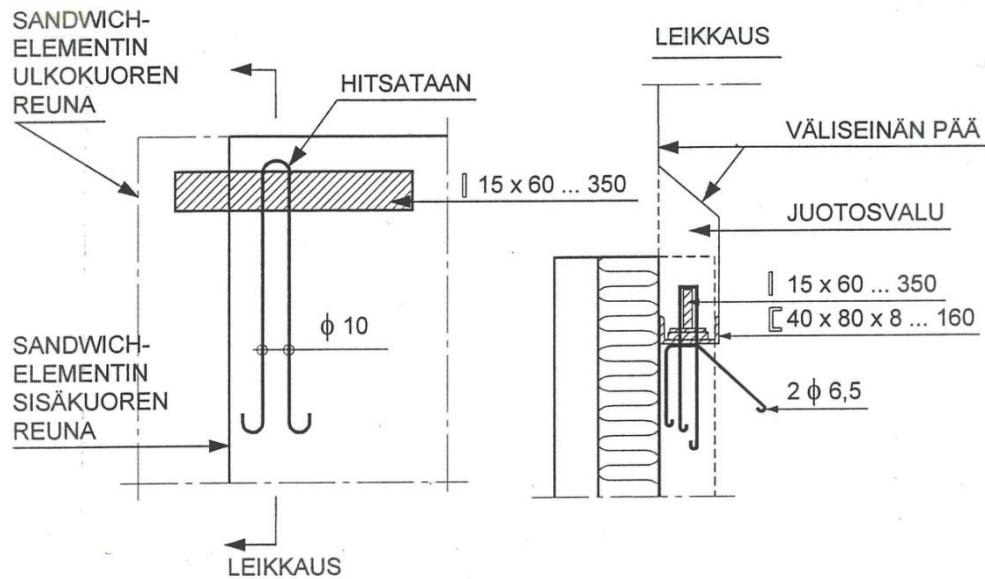


Kuva 6.1 Esimerkki kuorielementin kannatuksella ylä- ja alareunoista kuparisin tartunnoin. (Mäkiö 1994, s. 109)

Sandwich-elementit

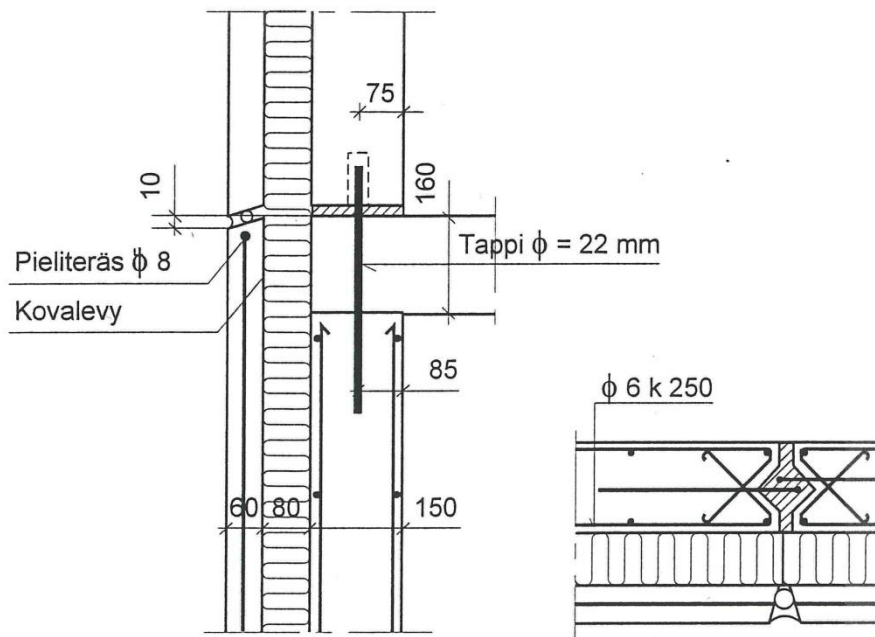
1970-luvulla BES-tutkimuksen (Seppänen & Koivu 1970) valmistuttua, sandwich-elementtien kiinnitystekniikka yhtenäistyi. BES-järjestelmän kantavana ajatuksena oli, että betoniset ei-kantavat julkisivuelementit ankkuroitiin kantavaan runkoon kiinni, mutta ne sijaitsivat kokonaan rakennuksen ulkopuolella. Esimerkiksi itsensä kantavat julkisivut tukeutuivat

suoraan perustuksiin ja sivustabilisointi hoidettiin ankkuroimalla ne välipohjiin. Kerroksittain kantavat betonielementit ripustettiin puukkoliitoksella poikittaisten kantavien seinien varaan kuten aiemminkin (kuva 6.2). (Pentti et al. 1998)



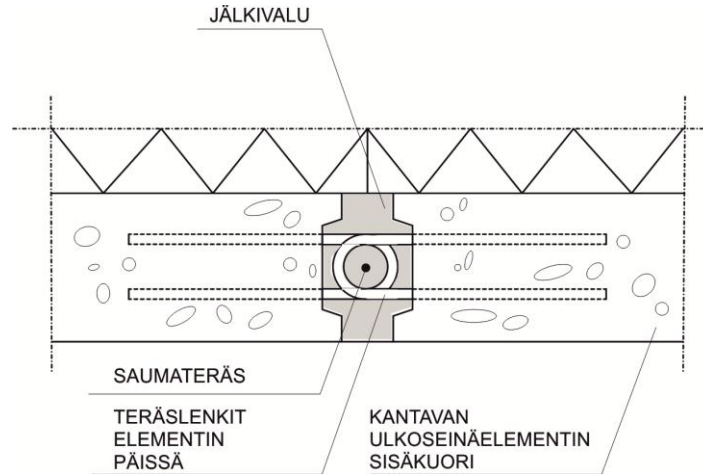
Kuva 6.2 Ruutulementin kannatus poikittaisten väliseinien päistä olkaterästen avulla. (Pentti et al. 1998, s. 32)

1960-luvulla kantavien julkisivuelementtien pystysuuntainen kiinnitys toisiinsa on toteutettu esimerkiksi sovittamalla alemman elementin sisäkuoren yläreunassa olevat tappit (kaksi / elementti) ylemmän elementin sisäkuoreen oleviin reikiin. Tappi lävistää tällöin myös sisäkuoren varaan valetun välipohjalaatan. Elementtivalmisteisessa välipohjassa on liitoskohdan kohdalla juotoskolo ja teräslenkki, jonka läpi tappi menee (kuva 6.3). Toinen tapa on ollut hitsausliitos elementtien alapään sekä välipohjan tartuntalappujen ja -rautojen välillä. Alemman elementin nostolenkki on tällöin jätetty paikallavaletun välipohjalaatan valuun tai hitsattu välipohjajaelementtien juotoskolojen tartuntateräksiin. (Pentti et al. 1998)



Kuva 6.3 Esimerkki kantavan julkisivuelementin tappikiinnityksestä. (Pentti et al. 1998, s. 33)

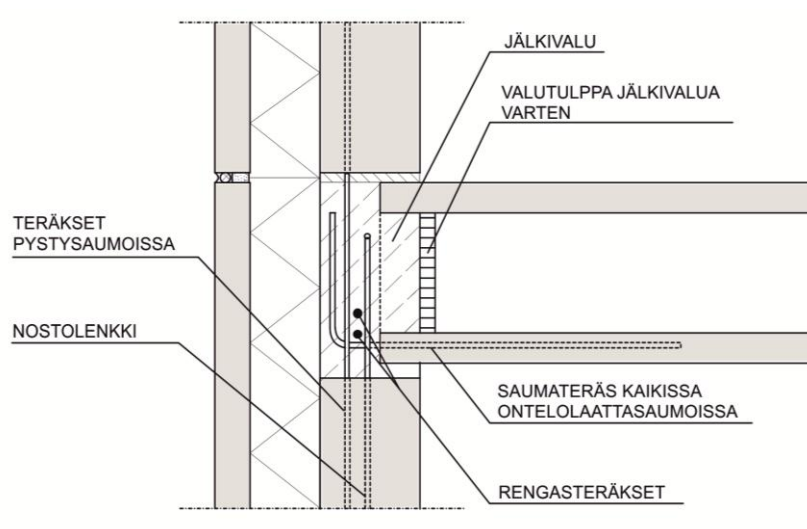
Sekä jäykistävät että kevyet ulkoseinäelementit on liitetty toisiinsa elementtien päissä olevien teräslenkkien läpi pujotettujen saumaterästen avulla (kuva 6.4). Teräslenkkien sijasta on käytetty myös elementtien päissä olevia juotossaumaan taivutettavia pyörö- tai harjaterästartuntoja, pystysaumateräksiä, betonivaarنویتusta sekä teräsvaijeria. (Pentti et al. 1998). Massiivisten väliseinien ja päätyelementtien liitoksessa on käytetty teräslenkkejä ja saumaterästä tai juotossaumaan taivutettavia terästartuntoja kuten ulkoseinäelementtien välisissä liitoksissa. (Mäkiö 1994)



Kuva 6.4 Esimerkki kantavien ulkoseinäelementtien kiinnityksestä toisiinsa teräslenkkien läpi pujotetun saumateräksen sekä jälkivalun avulla. (Pentti et al. 1998, s. 36)

Välipohjat

Ontelolaatat on yleensä tuettu kantavan ulkoseinän sisäkuoren päältä juotosbetonin, saumateräksen ja rengasrautojen avulla (kuva 6.5). Massiivisten kantavien väliseinien ja laattojen liitokset ovat useimmiten tehty saumabetonin avulla ilman muuta kiinnitystä alempaan elementtiin tai välipohjaan, jos kyseessä ei ole jäykistävä seinä. Jäykistävien väliseinien ja välipohjalaattojen liitoksen sen sijaan on tehty juotosvaluun upotettujen sideterästen avulla. Välipohjaelementit saattavat olla lisäksi hitsiliitoksella kiinni toisissaan väliseinien kohdalla. (Mäkiö 1994)

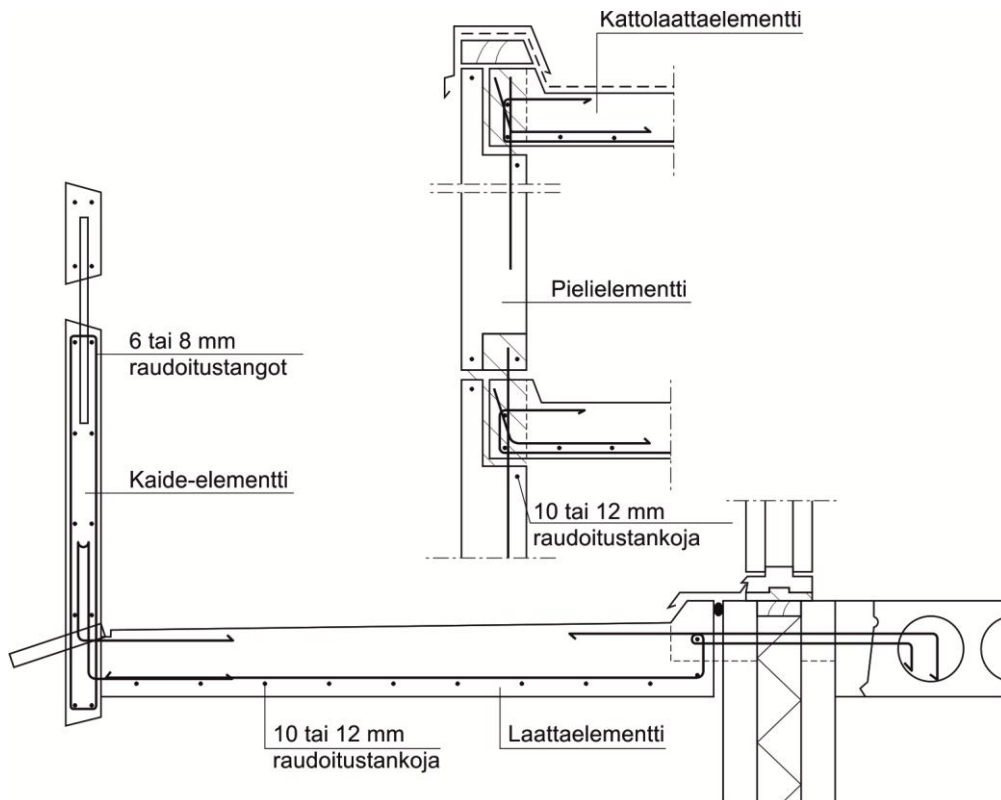


Kuva 6.5 BES-suosituksen mukainen kantavan julkisivuelementin ja välipohjan liitos. (Pentti et al. 1998, s. 34)

Parvekkeet

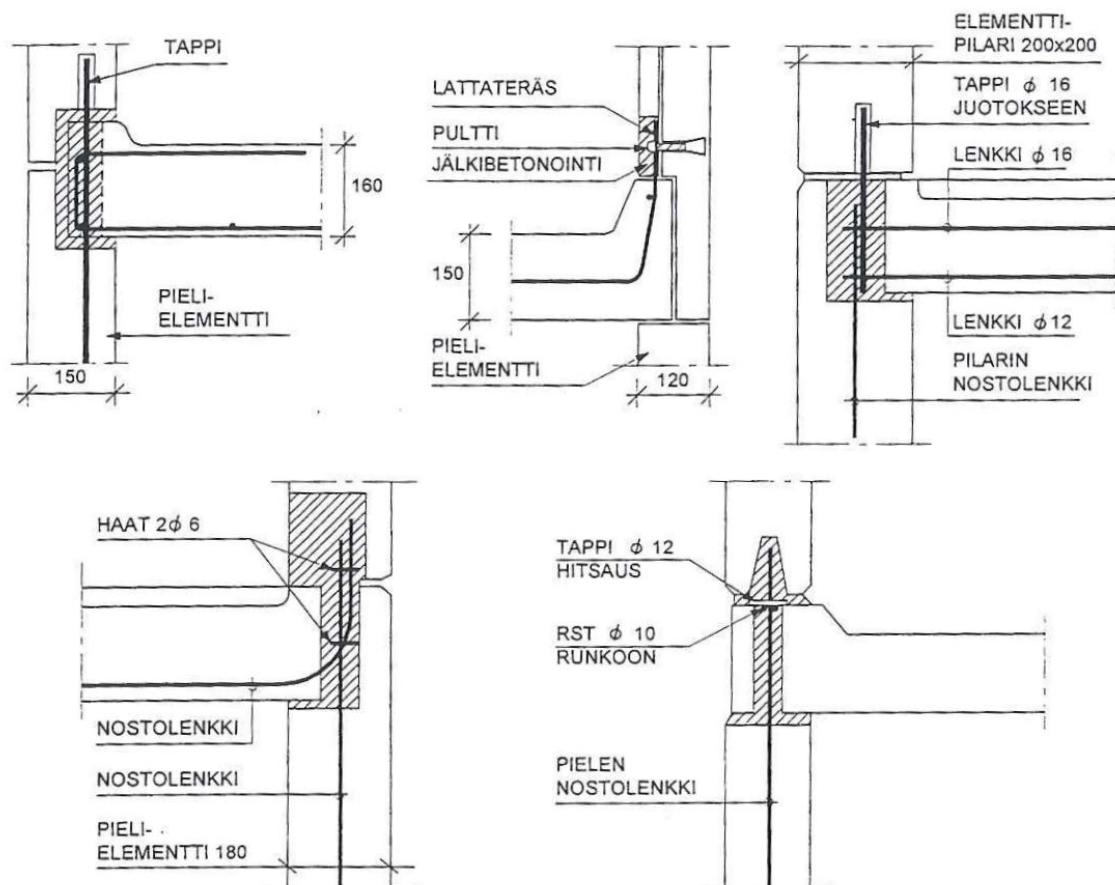
Huoneistoparvekkeissa ulkopuoliset parveketornit ovat olleet yleisin parvekerakenne 1960-luvun lopulta alkaen (kuva 6.6). Parvekelaatat on tyypillisesti tuettu pieliseiniin ja sidottu tappi- tai pulttiliitoksien, harjaterästartuntojen ja -lenkkien avulla tai hitsausliitoksien. Parvekelaattojen päät ovat joko pieliseiniin ulkopinnan tasalla tai tukeutuvat alapuolisen pielielementin yläpäähän muodostettuun hyllyyn, jolloin ne eivät näy ulospäin. Elementtiliitokset on juotettu notkealla betonilla tai sementtilaastilla.

Parveketornit on sidottu sivusuunnassa kaatumisen estämiseksi kerroksittain pieliseinistään poikittaisiin väliseiniin tai parvekelaatoista välipohjalaattoihin. Sidonta poikittaisiin väliseiniin on tehty hitsausliitoksien esimerkiksi lattateräsosien (ruostumattomiakin lattateräksiä on käytetty) tai harjaterästartunkojen avulla. Seostamattomien kiinnikkeiden eristetilassa oleva osuus voi olla esimerkiksi betonoitu. Parvekelaatan ja välipohjan välinen sidonta on voitu tehdä ulkoseinän läpi menevillä latta- tai pyöröteräskiinnikkeillä (esimerkiksi ruostumaton teräs) tai parvekesaranoilla (ruostumaton tai kuumasinkitty teräs). Parvekesarana siirtää siihen kohdistuvat vaakavoimat, mutta sallii lattateräskiinnikettä paremmin parvekkeen pystysuuntaiset liikkeet.



Kuva 6.6 Esimerkkikuva tyypillisistä parveketornielementeistä ja niiden liitoksista kantaviin rakenteisiin. (Pentti et al. 1994, s. 298)

Ulokeparvekkeet voivat olla rakennuksen rungosta ulkonevia tai sisäänvedettyjä. Ne on tavallisesti kannatettu paikallavalettuun välipohjalaattaan tukeutuvien ratakiskojen tai muototeräspalkkien varaan, ja nekin ovat yleensä paikallavalettuja. Joissakin parvekkeissa teräsbetoni-laatta tai -palkit voivat jatkua läpi ulkoseinän tai laatan pääteräkset voivat mennä välipohjaan eristehalkaisun läpi. Paikallavaletut parvekkeet ovat tavallisesti samaa betonia kuin rakennuksen rungon valu.



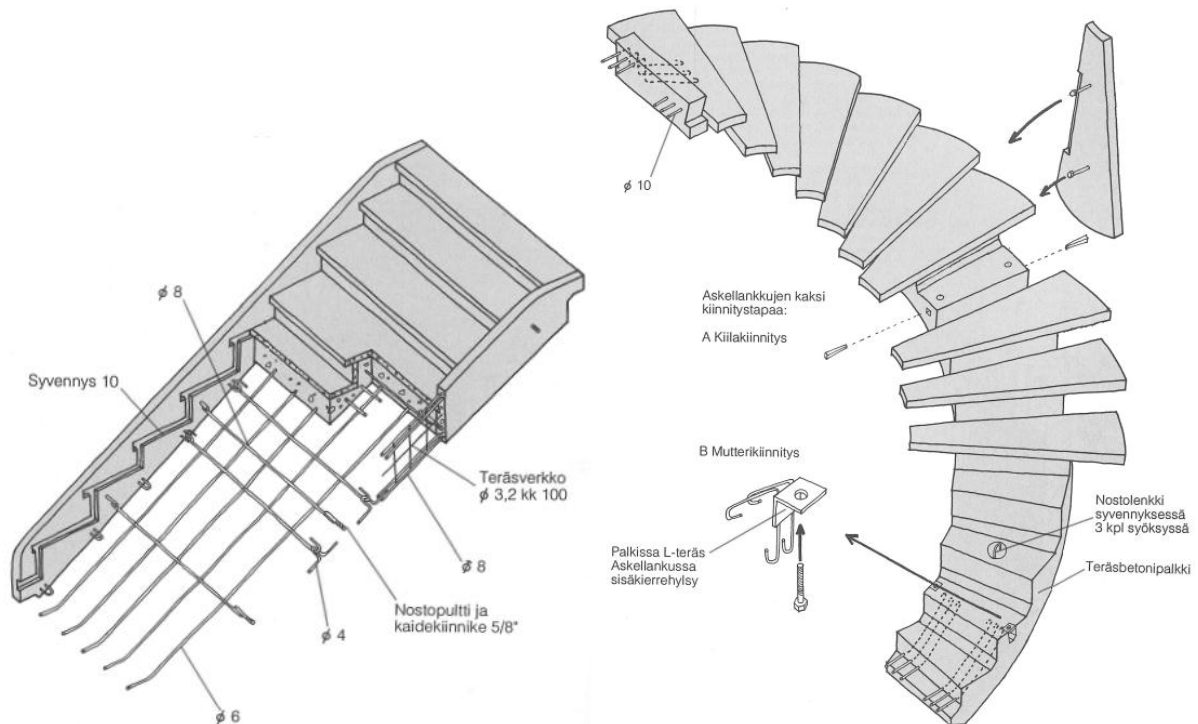
Kuva 6.7 Esimerkkejä parvekelaatan liitoksista pieliseinään ja pilariin. (Pentti et al. 1998, s. 40)

Parvekkeet on voitu tukea kantavaan runkoon seinän eristestilan läpi parvekelaattaelementin päissä olevien lyhyiden ratakiskojen tai muototerästen avulla. Parvekkeen taustaseinä voi tällöin olla paikallatehty tai sen ulkokuori tai koko rakenne voi olla elementti. Sisäänvedetty tuuletusparveke voi olla myös kannatettu esimerkiksi muototeräsulokkeilla porrashuoneen laatan varaan.

Ripustetuista parvekkeista ns. konttiparvekkeissa laatta, kaide ja seinät muodostavat yhden elementin, joka on ripustettu teräskorvakkein (esimerkiksi I-profiili) pieliseinien ylä- tai alanurkista ulko- tai väliseinän tai välipohjan reunan varaan. Pieliseinistä kannatetut parvekkeet sen sijaan on koottu erillisistä kaide-, laatta- ja pielielementeistä, mutta koko parvekerakenne on ripustettu rakennuksen runkoon pielielementtien tartunta teräksillä sekä pysty- että vaakavoimille. Kiinnitys on voitu toteuttaa esimerkiksi siten, että alin parveke-elementti kannattaa kaikki sen yläpuolella olevat parveke-elementit, jotka on sidottu ainoastaan vaakavoimia vastaan rakennuksen runkoon.

Porraselementit

Kerrostalojen porrassyökset olivat ensimmäisiä elementtirakenteita ja niiden valmistus alkoi jo 1950-luvulla. Yleisimmät käytetyt porrastyypit olivat alkuun kaksivartinen suora porras (kuva 6.8 vasemmalla) sekä ylä- ja alareunastaan hitsiliitoksella kerrostasoon liitetty kierreporras (kuva 6.8 oikealla). Ensin mainittu oli täyselementti, jonka tuenta kerrostasoon on tehty leukaliitoksella ja juotosbetonilla. Kierreportaan askellankut kiinnitettiin vasta työmaalla kiilakiinnityksellä tai mutterikiinnityksellä ja olivat siten myös erikseen irrotettavissa. Myöhemmin käyttöön tulleessa yksivartisessa suorassa portaassa askellankut liitettiin myös vasta työmaalla, mutta ne kiinnitettiin juotoskiinnityksellä. (Mäkiö 1994)



Kuva 6.8 Vasemmalla kaksivartinen suora porraselementti ja oikealla kierreporraselementti. Molempien kantava rakenne on teräsbetonia ja muut osat kuten askellankut ovat sementtimosaiikkia. (Mäkiö 1994, s. 88–89)

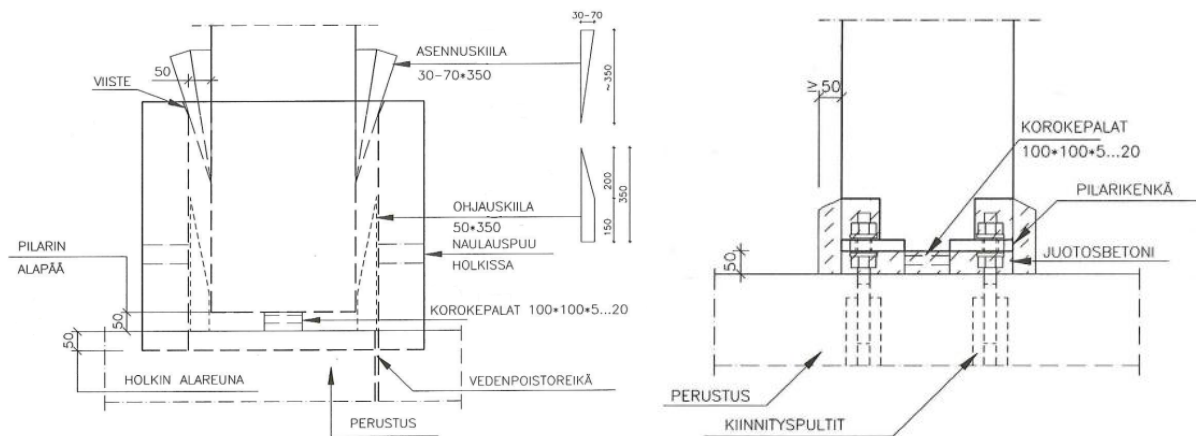
6.1.2 Teollisuus- ja varastorakennukset

Teollisuus- ja varastorakennuksissa rakennusrungon on sopeuduttava joustavasti erilaisiin tuotantotoiminnan- tai jopa käyttötarkoituksen muutoksiin. Elementtiratkaisuilla on ollut helppo varautua laajennuksiin ja muutoksiin. Esimerkiksi laajennuksiin on varauduttu siten, että laajennusosan vaakaranteet voidaan tukea laajennettavan osan olemassa olevaan runkoon ja ulkoseinärakenne on saatettu suunnitella helposti purettavaksi ja siirrettäväksi uuteen paikkaan. (Rakennustuoteteollisuus 1995a)

Julkisivuissa on käytetty usein kapeita nauhamaisia sandwich-elementtejä, jotka on tuettu päällekkäin ja sidottu pilareihin. Nauhat on voitu asentaa myös pystysuuntaisesti alapään tukeutuessa perustuksiin ja yläpään vaakasuunnassa yläpohjarakenteisiin. Kylmissä varastoissa on käytetty myös eristämättömiä kuorielementtejä. (Rakennustuoteteollisuus 1995a)

Pilarit

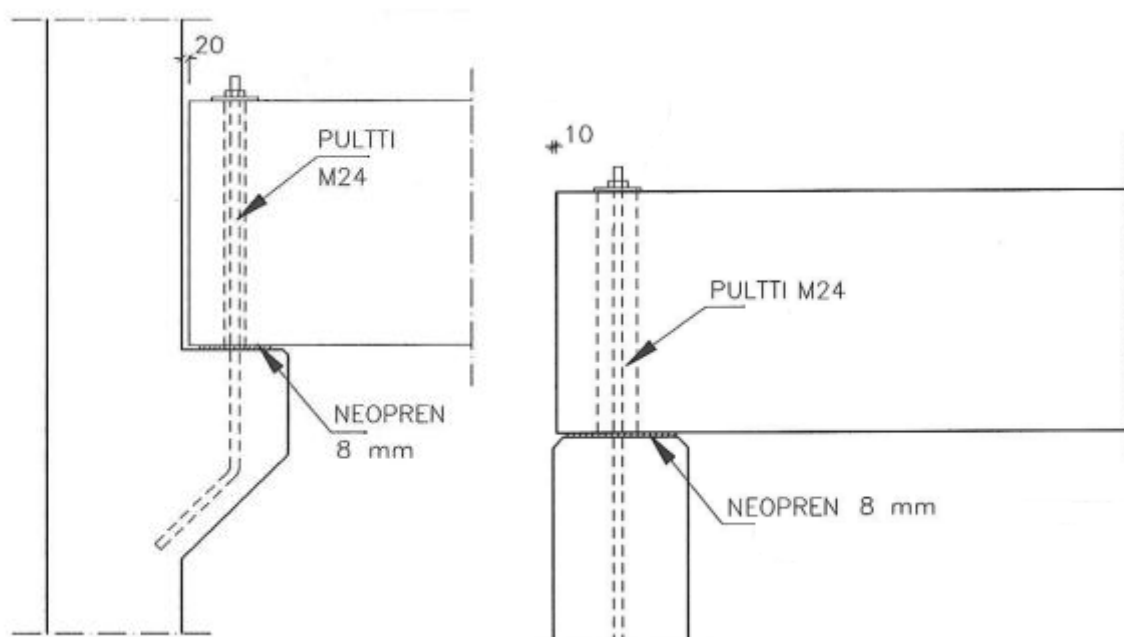
Betonisten mastopilarien liitos perustusrakenteisiin on usein ollut ns. holkki-liitos (kuva 6.9), missä elementtiholkki on upotettu paikallavalettuun anturaan. Toinen liitostapa on ollut pulttikiinnitys, jossa pilarikenkä pulttiliitoksineen on valettu juotosbetoniin. (Rakennustuoteteollisuus 1995b)



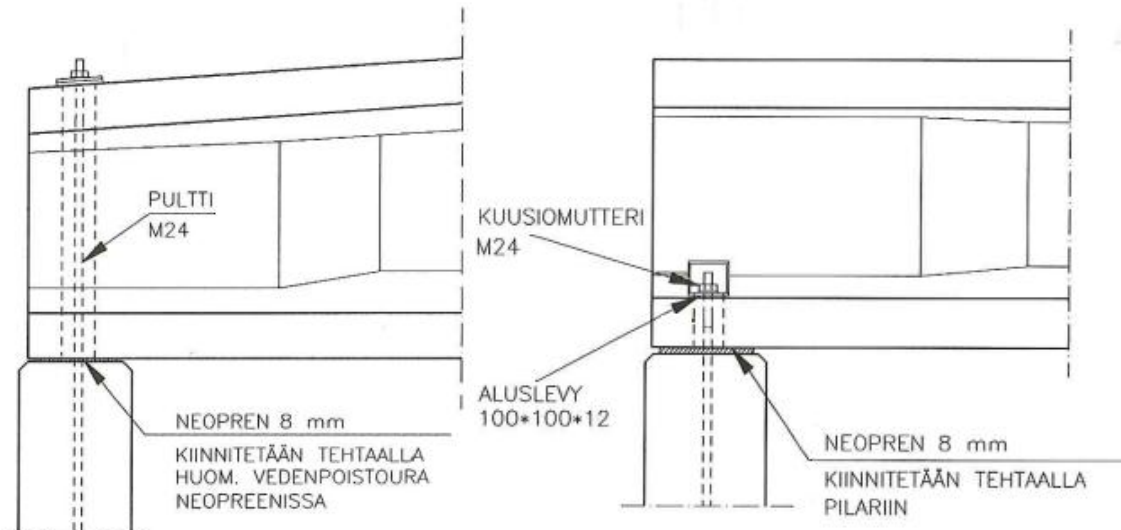
Kuva 6.9 Poikkileikkaukset betonipilarin ja anturan välisestä holkki (vas.) sekä pulttiliitoksesta. (Rakennustuoteteollisuus 1995b)

Pilari-palkki -liitos

Suorakaidepalkkien liitokset pilariin on teollisuus- ja liikerakennuksissa tehty yleensä välipohjalaattaa tukevien palkkien tapauksessa pilarikonsolin avulla ja yläpohjaan liittyen pulttiliitoksella (M24) pilarin päähän (kuva 6.10). Vesikattopalkkeina käytettyjen HI- ja I-palkkien liitoksen pilarin yläpäähän on tehty joko yhdellä tai korkean palkin tapauksessa kahdella pultilla (M24) (kuva 6.11). Pulttireikää (60 x 100 mm) ei yleensä ole juotettu, joskin juotosta on käytetty palosuojauksessa sekä suuria vaakakuormia siirrettäessä. (Rakennustuoteteollisuus 1995b)



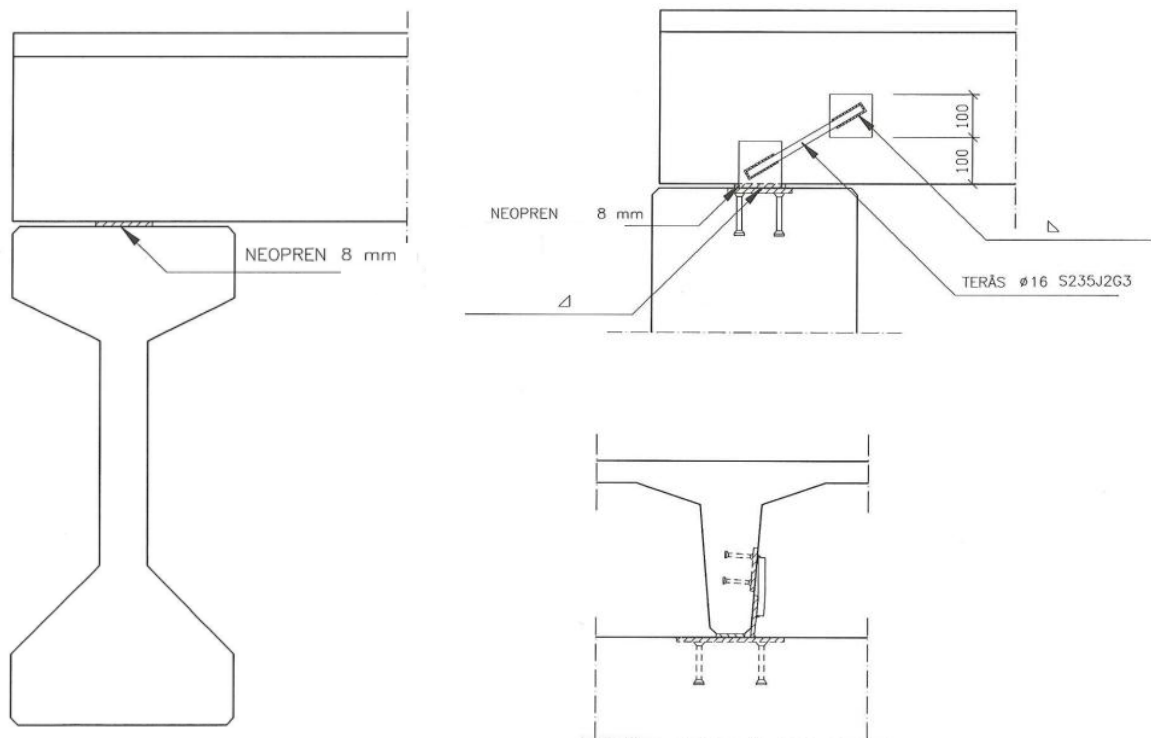
Kuva 6.10 Suorakaidepalkin liitos pilarikonsolin avulla (vas.) sekä pulttiliitoksella pilarin päähän. (Rakennustuoteteollisuus 1995b)



Kuva 6.11 HI-palkin yksipulttinen liitos (vas.) ja I-palkin kaksipulttinen liitos (oik.) mastopilariin. (Rakennustuoteteollisuus 1995b)

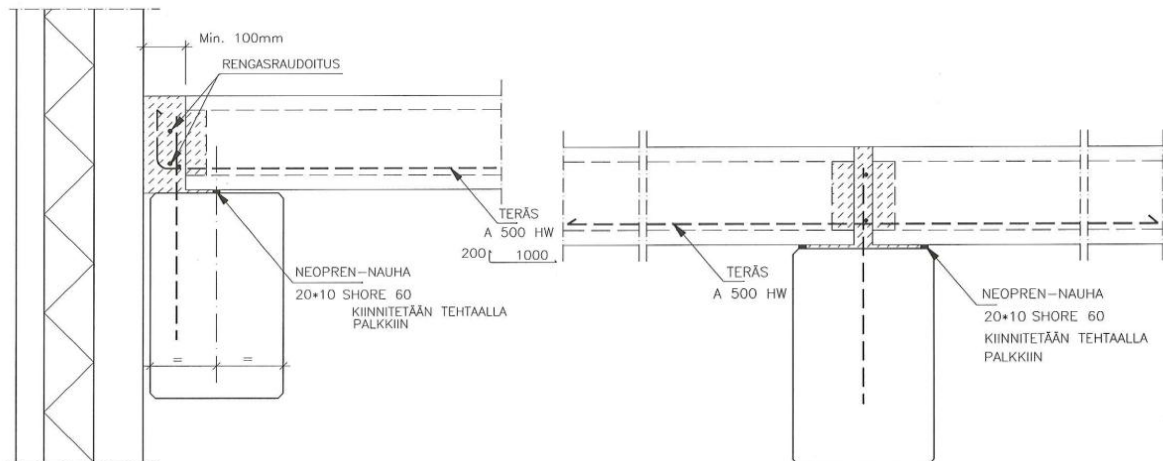
Laatta-palkki -liitos

TT-laatan liitokset HI-, I-, leuka- ja suorakaidepalkkeihin (sekä reuna- että keskipalkit) on usein tehty pelkän kitkaliitoksen avulla eli laatan pohjaan kiinnitetyn neopreenikumilevyn ja palkin betonin välinen kitka riittää siirtämään vaakavoimat (kuva 6.12 vasemmalla). Jos kuitenkin on tarvetta suurempien vaakavoimien siirtämiseen, on voitu käyttää voimaliitosta, missä palkkiin pultattu teräslevy on liitetty TT-laattaan pultattuun teräslevyyn hitsatun harjaterästangon avulla (kuva 6.9 oikealla). (Rakennustuoteteollisuus 1995b)

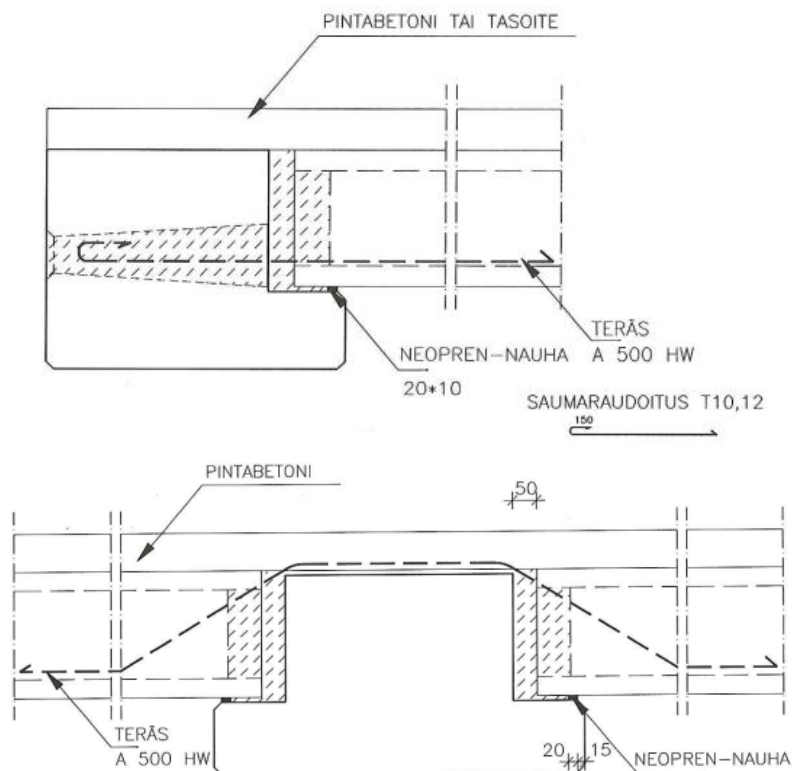


Kuva 6.12 TT-laatan kitkaliitos HI/I-palkkiin (vas.) sekä voimaliitos suorakaidepalkkiin (oik.). (Rakennustuoteteollisuus 1995b)

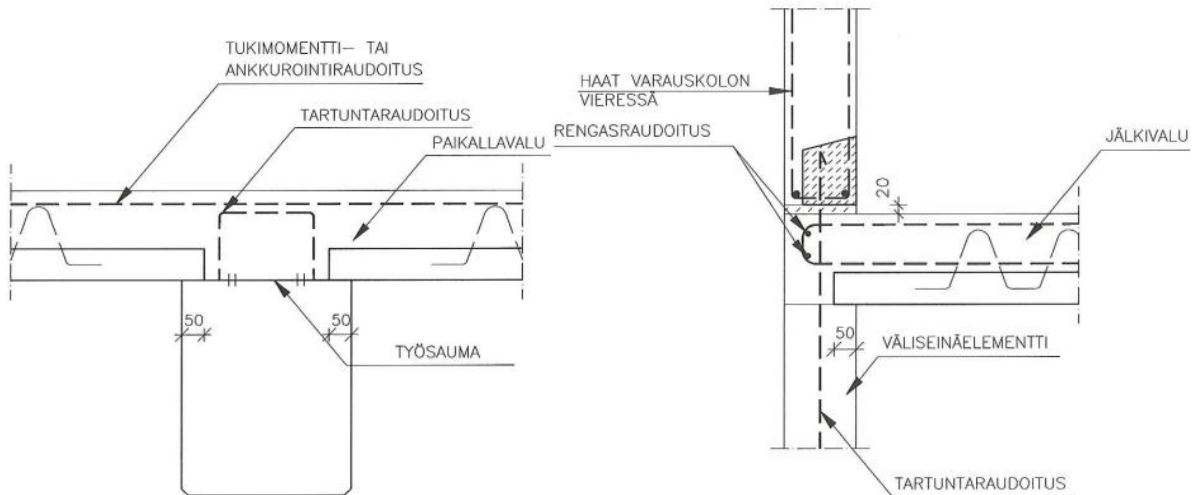
Ontelolaatan ja palkkien liitoksissa on käytetty juotosta ja saumateräksiä (kuva 6.13). Leukapalkin ja ontelolaatan liitoksessa saumaraudoitus on valettu leukapalkissa olevaan koloon ja keskipalkin tapauksessa usein kolon läpi toisen puolen laattaan. Toinen yleinen tapa on ollut vetää tartuntateräs pintavaluun palkin yli (kuva 6.14). Kuorilaatan liitos suorakaidepalkkiin sekä kantavaan väliseinään on sen sijaan käytetty tartuntateräksiä sekä paikallavalun tartuntaa (kuva 6.15). (Rakennustuoteteollisuus 1995b)



Kuva 6.13 Ontelolaatan liitos reunapalkkiin (vas.) sekä keskipalkkiin (oik.). (Rakennustuoteteollisuus 1995b)



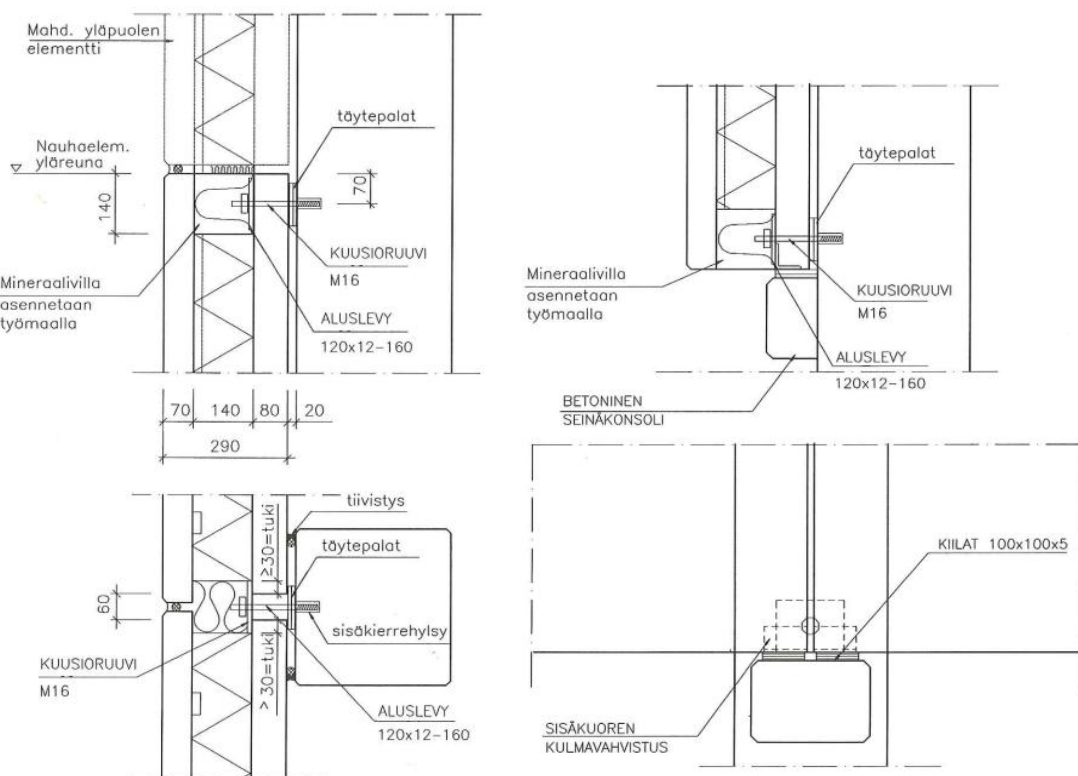
Kuva 6.14 Tyypilliset ontelolaatan ja leukapalkin liitokset reuna- ja keskipalkin tapauksissa.



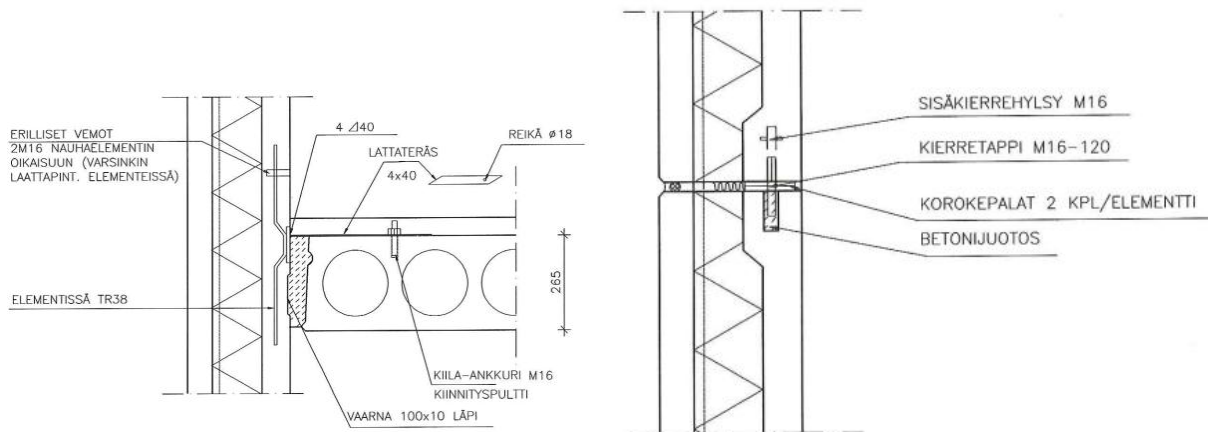
Kuva 6.15 Kuorilaatan liitos keskipalkkiin sekä kantavaan väliseinään.

Julkisivuelementit

Nauhaelementtien kiinnitys pilarirunkoon on perinteisesti tehty betonikonsolikannatuksella nauhaelementtien alareunasta ja yläreunan tuenta on hoidettu pulttikiinnityksellä (kuva 6.16). Myös työteknisesti hankalampaa hitsikiinnitys on käytetty sekä nauhaelementtien ylä- että alareunan tuennoissa, kiinnityksessä ontelolaattaan (kuva 6.17 vasemmalla) ja elementtien keskinäisissä kiinnityksissä. Yleisin keskinäinen kiinnitystapa on kuitenkin ollut tappikiinnitys (kuva 6.17 oikealla). (Rakennustuoteteollisuus 1995b)



Kuva 6.16 Nauhaelementin yläreunan pulttikiinnitys pilariin (vas.) sekä alareunan kannatus betonikonsolilla (oik.). (Rakennustuoteteollisuus 1995b)



Kuva 6.17 Vasemmalla nauhaelementin hitsauskiinnitys ontelolaattaan ja oikealla nauhaelementtien keskinäinen tappikiinnitys. (Rakennustuoteteollisuus 1995b)

6.2 Alkuperäisten liitosten purettavuus

Elementtien liitosten kiinnitysjärjestelmät liitoksia vahvistavine raudoituksineen ovat yleisesti tehty niin massiivisesti, että liitosten purkaminen vaatii erittäin järeitä purkumenetelmiä. Turvallinen ja tehokas purkaminen vaatii esimerkiksi julkisivuelementtien ja ontelolaattojen purkamisten tapauksessa saumojen lähes täydellisen aukipiikkaamisen tai -sahaamisen. Elementtien saumojen aukaisua ennen elementit on tuettava huolellisesti, jotta ne eivät aiheuta työturvallisuusrisiä. (Saastamoinen 2013)

Seinäelementtejä irrotettaessa tuetun elementin saumat piikataan auki ja teräskiinnikkeet katkaistaan. Koska elementtien liitokset saattavat kuitenkin olla voimakkaasti raudoitettua, saattaa usein olla järkevämpää suorittaa sahaus hieman toisen elementin puolelta, jotta elementti saadaan irrotettua paremmin ehjänä. (Saastamoinen 2013)

Samoin kuin seinien pystysaumoissa, laattojen tapauksessa sauman suuntaiset sauma- ja rengasteräkset vaikeuttavat sauman sahaamista. Tämän vuoksi myös laatat on usein suositeltavaa katkaista hieman tuen vierestä. (Saastamoinen 2013)

Elementtiparvekkeiden purkaminen on melko helppo toteuttaa parveketornien ja ripustettujen parvekkeiden tapauksissa joko piikkaamalla saumat auki ja katkaisemalla tartuntaraudoitukset tai timanttisahaamalla saumojen läheisyydestä. Ulokeparvekkeiden purkaminen ehjänä sen sijaan ei todennäköisesti onnistu järeiden liitosten ja paikallavalun vuoksi. Parvekkeilla purettavuuden hyödyllisyys sen sijaan on vähäistä, koska niiden uudelleenkäyttöpotentiaali on melko pieni ja varsinkin ennen 1990-lukua valmistetuissa parveke-elementeissä betonin laatu on ollut heikkoa ja siten elementit voivat olla pitkälle vaurioituneita.

Elementtiportaissa, joiden liitos kerrostasoihin on tehty juotosvalun avulla, purkaminen on yksinkertaista piikkaamalla juotosvalu auki. Hitsiliitosten tapauksissa helpoin tapa on timanttisahata liitoksen läheisyydestä elementin puolelta.

Pilari-palkkirunkoisissa teollisuus- ja varastorakennuksissa on suurin potentiaali alkuperäisten liitosten suhteelliseen yksinkertaiseen purkuun. Esimerkiksi HI- ja I-palkkien pulttiliitokset voidaan purkaa avaamalla pulttiliitos ja nostamalla palkki pois. Myös juotosvaluun tehty pulttiliitos voidaan yrittää purkaa piikkaamalla liitos esiin. Jos liitoksissa on käytetty hitsiliitosta ja usein myös juotosvaluun tehdyn pulttiliitoksen tapauksessa saattaa olla kuitenkin helpompaa katkaista elementti timanttisahalla liitoksen vierestä. Esimerkiksi

holkkiliitoksella anturaan kiinnitetty mastopilari voidaan katkaista paikallavaletun anturan yläpuolelta.

6.3 Elementtien puhdistaminen

Uudelleenkäytettävät rakenneosat on usein tarpeellista puhdistaa pintamateriaaleista ennen siirtämistä uuteen kohteeseen. Puhdistaminen kannattaa suorittaa rakenneosan irrottamisen yhteydessä. Puhdistuksen voidaan poistaa rakenneosassa olevat epäpuhtaudet ja/tai haitalliset aineet, kuten asbesti, PCB tai mahdolliset mikrobivaurioituneet materiaalikerrokset. Puhdistettaessa haitallisia aineita tulee huolehtia tarvittavista suojaustoimista, joilla estetään aineiden leviäminen ympäristöön. Lisäksi tulee huolehtia työntekijöiden riittävästä suojautumisesta. Puhdistustyö tai siinä syntyneiden jätteiden hävittäminen voivat vaatia erityistoimenpiteitä tai -lupia.

Rakenteiden puhdistaminen aloitetaan helposti irrotettavien pintamateriaalien poistolla. Tällaisia ovat esimerkiksi välipohjalaattojen pinnassa olevat lattiamateriaalit, laatat, laminaatit ja muovimatot. Tämän jälkeen uudelleenkäytettävät betonirakenteet puhdistetaan mekaanisesti. Soveltuvia menetelmiä ovat hiekkapuhallus, pintakerroksen hionta sekä harjaus teräsharjalla. Soveltuva menetelmä valitaan puhdistettavan rakenneosan ja siinä olevien materiaalien perusteella.

6.4 Elementtien nosto

6.4.1 Alkuperäiset nostolenkit

1960–70 luvuilla nostolenkki oli yleensä \varnothing 10 -15 mm taitettu pyöröteräs, joka joko jätettiin juotosvaluun tai hitsattiin juotuskolojen tartuntateräksiin. Nostolenkit on mahdollista piikata esiin juotosvalusta, jolloin niitä voidaan käyttää elementtien irrottamisen yhteydessä nostamiseen. Nostolenkkien kunto täytyy kuitenkin selvittää ennen nostoa. Nostolenkeissä voi olla kiinni sidontateräksiä varsinkin ulkoseinäelementtien yhteydessä. Kyseiset teräkset kannattaa katkaista esiinpiikkauksen jälkeen. (Saastamoinen 2013)

6.4.2 Muut nostomahdollisuudet

Jos alkuperäiset nostolenkit on katkaistu tai niitä ei voida muusta syystä käyttää, voidaan vaihtoehtoisesti joko käyttää seinän läpi porattuja reikiä tai elementtien aukkoja hyväksi, kunhan elementtien kestävyys varmistetaan. Oviaukkojen kohdalla saatetaan tarvita nostokohdasta riippuen veto- tai puristusvoimaa välittävä tuki, koska yleensä oviaukon alareunassa asennusvaiheessa ollut tuki on poistettu. (Saastamoinen 2013)

Porraselementtien alkuperäiset nostolenkit saadaan usein purkamisen yhteydessä piikattua esiin tai ne voivat olla esimerkiksi askellankun alla syöksyssä helposti esiin saatavissa.

Jos laattojen vanhat nostolenkit eivät ole käytettävissä, koska niitä ei ole mahdollista tai järkevää piikata esiin, voidaan laatat nostaa vaakatasossa nostoliinoilla laatan päistä tukemalla.

Pilareiden nostamisessa voidaan usein käyttää alkuperäisiä nostolenkkejä tai tarvittaessa käyttää esimerkiksi pilarikonsolia tukena nostoliinaa käytettäessä.

6.5 Uudelleenliittäminen

6.5.1 Alkuperäisten liitosten käyttö

Asuinkerrostalojen alkuperäisten liitosten hyödyntäminen onnistuu, jos elementtien saumat on saatu piikattua auki. Usein liitoksissa käytetyt raudoitukset on kuitenkin jouduttu katkaisemaan purun yhteydessä. Seinäelementtien puukkoliitokset ovat mahdollisesti helpoiten hyödynnettävissä uudestaan, jos ne saadaan irrotettua ehjänä purun yhteydessä. (Saastamoinen 2013)

Pilari-palkkirunkoisissa rakennuksissa pulttiliitoksella tehdyt liitokset, esimerkiksi HI- ja I-palkkien yksi- ja kaksipulttiset liitokset, voidaan purkaa aukaisemalla liitos ja käyttää uudestaan. Jos pilarien liittäminen anturaan on tehty pulttiliitoksella, voidaan myös sen tapauksessa mahdollisesti piikata juotosvalusta pulttiliitos esiin ja purkaa sekä uudelleenkäyttää.

6.5.2 Upotus betoniin

Jos pilari-palkkirunkoisen rakennuksen pilari on sahattu timanttisahalla pilarianturan ja pilarin rajalta esimerkiksi holkkiliitoksen yhteydessä, voidaan pilari mahdollisesti valaa uuteen anturaan. Tällöin tulee kuitenkin ottaa huomioon pilarin korkeuden lyheneminen sekä tarkistaa pilarin alapään hakojen tarve. Tarvittaessa tehdään pilariin vahvistuksia.

6.5.3 Pinnalliset uudet liitososat

Elementtien pintaan saattaa olla tarpeen kiinnittää uusia liitososia, esimerkiksi seinän kiinnittäminen ontelolaatastoon. Kantavan rungon toimintaan liittyvät uudet liitososat on mitoitettava myös palotilanteeseen, jolloin pintaan kiinnitettävät teräsosat on yleensä suojattava paloa vastaa.

6.5.4 Upotetut uudet liitososat

Yleisesti tulee pyrkiä sellaisiin jälkikäteen asennettaviin elementtien kiinnikkeisiin, jotka upotetaan rakenteen sisään. Esimerkkinä seinäelementtien tartuntateräkset, jotka juotetaan kiinni vanhaan elementtiin ja elementtien liitos jälkivaletaan, kuten se on tehty alun perinkin. Tällöin elementtien liitokset saadaan samalla palosuojattua.

7 RAKENNEOSIEN UDELLEENKÄYTTÖPOTENTIAALI

Rakenneosien uudelleenkäyttöön vaikuttaa merkittävästi rakennuksen ja sen materiaalien ikä, rakennuksen käyttötarkoitus ja rasitus, jolle rakenteet ovat altistuneet sekä uusi käyttötarkoitus. Yksittäisten rakennusten välillä voi näin olla suurta vaihtelua uudelleenkäyttöpotentiaalia silmällä pitäen. Oheisessa tarkastelussa rakennuskantaa tarkastellaan yhtenä kokonaisuutena. Tämän johdosta myöhemmin esitetystä taulukosta rakenneosa on voinut saada alhaisen uudelleenkäyttöpotentiaaliluokituksen, mutta soveltuvin osin sopivista kohdista irrotettuna kyseisellä rakenneosalla voi silti olla uudelleenkäyttöpotentiaalia.

Rakennusosan uudelleenkäyttöpotentiaalia on tarkasteltu rakennuksen kosteus- ja mikrobivaurioiden, betonin vaurioitumisen sekä elementtien irrotettavuuden suhteen, jotka ovat edellytyksiä elementtien uudelleenkäytölle. Tämän lisäksi on tarkasteltu erikseen elementtien uudelleenkäyttöpotentiaalia eri käyttötarkoituksissa riippumatta siitä, onko elementeissä jonkinasteisia vaurioita. Rakennusosien uudelleenkäyttöpotentiaali on esitetty taulukossa 7.1.

Taulukko 7.1. Betonirakenteiden uudelleenkäyttöpotentiaali.

	Kosteus- ja mikrobivauriot	Betonin vauriot	Irrotettavuus	Uudelleenkäyttöpotentiaali
Maanvastaiset paikalla valetut betonialapohjat	--	0	0	0
Ontelolaatat	0	0*	+	++
Kuorilaatat	0	0*	0	0
Massiivilaatat	0	0*	+	++
TT-/HTT-laatat	0	0*	++/++	++/+
Pilari – holkkiliitos	0	0*	++	+
Pilari - pulttiliitos	0	0*	++	+
Suorakaidepalkki	0	0*	++	+
Leukapalkki	0	0*	++**	+
I-/HI-palkki	0	0*	++/++	+/+
Kuorielementit	0	--	+	0
Kantava sandwich-elementti	-	--	+	+
Ei-kantava sandwich-elementti	-	--	+	+
Elementtiportaat	0	0	++	+
Väliseinäelementit	0	0	+	++****
Parveke-elementit	0	--	++***	+
Paikallavalurunko	0	0	0	0

* Voivat vaurioitua irrotettaessa.

** Ontelolaattojen irrottaminen saattaa olla hankalaa, vaatii tukemisen purkamisen ajaksi.

*** Ulokeparvekkeiden purkaminen ei onnistu ehjänä.

**** Voidaan käyttää esim. lisäeristettyinä ulkoseinäinä, ei voi käyttää säälle alttiissa rakenteissa puutteellisen pakkasenkestävyyden vuoksi.

Taulukossa 7.1 käytetty luokitus:

Kosteus- ja mikrobivauriot:

0 = ei vaurioita

- = vauriot harvinaisia

-- = paikallisesti vaurioituneita

Betonin vauriot:

- 0 = vauriot vähäisiä
- = vaurioita esiintyy, mutta ne eivät vaadi korjausta
- = vauriot vaativat korjausten ennen uudelleenkäyttöä (esim. korroosiosuojaus julkisivuissa)

Irrotettavuus:

- ++ = liitokset mahdollistavat helpon irrottamisen
- + = liitokset mahdollistavat irrottamisen
- 0 = rakenneosaa ei ole irrotettavissa ehjänä

Uudelleenkäyttöpotentiaali:

- ++ = uudelleenkäytettävissä uudessa ja nykyisessä käyttötarkoituksessa
- + = uudelleenkäytettävissä nykyisessä käyttötarkoituksessa
- 0 = vähäinen uudelleenkäyttöpotentiaali

Kuten taulukosta 7.1 voidaan havaita, merkittävin uudelleenkäyttöpotentiaali on ontelolaatoilla, massiivilaatoilla, TT-laatoilla ja väliseinäelementeillä, eli sellaisilla betonirungon osilla, jotka ovat olleet säärasituksilta suojassa rakennuksen sisällä ja joiden irrotettavuus on suhteellisen helppoa. Sen sijaan paikallavalurungoissa, jotka ovat olleet vastaavissa olosuhteissa ei sen sijaan ole minkäänlaista uudelleenkäyttöpotentiaalia, koska ne joudutaan käytännössä purkamaan palasiksi. Ontelolaattojen uudelleenkäyttöä rajoittaa nykyiset ääneneristysvaatimukset, joten kaikkein yleisin 265 mm korkuinen ontelolaatta ei sellaisenaan sovellu asuinkerrostalon välipohjaksi. Niitä voi toki käyttää hyvin esimerkiksi pientalojen välipohjissa, mutta volyymit eivät ole kovin suuria.

8 CASETUTKIMUS - ELEMENTTIRAKENTEISEN HALLIN HIILIJALANJÄLKITARKASTELU

Tapaustutkimuksen kohteena oli Kotkan kantasatamassa sijaitseva Pituuspaketointilaitos. Rakennus on vuonna 1977 rakennettu betonielementtinen varastohalli, jossa on pilari-palkkirunko. Kuvassa 11.1 on esitetty satelliittikuva kohderakennuksesta.

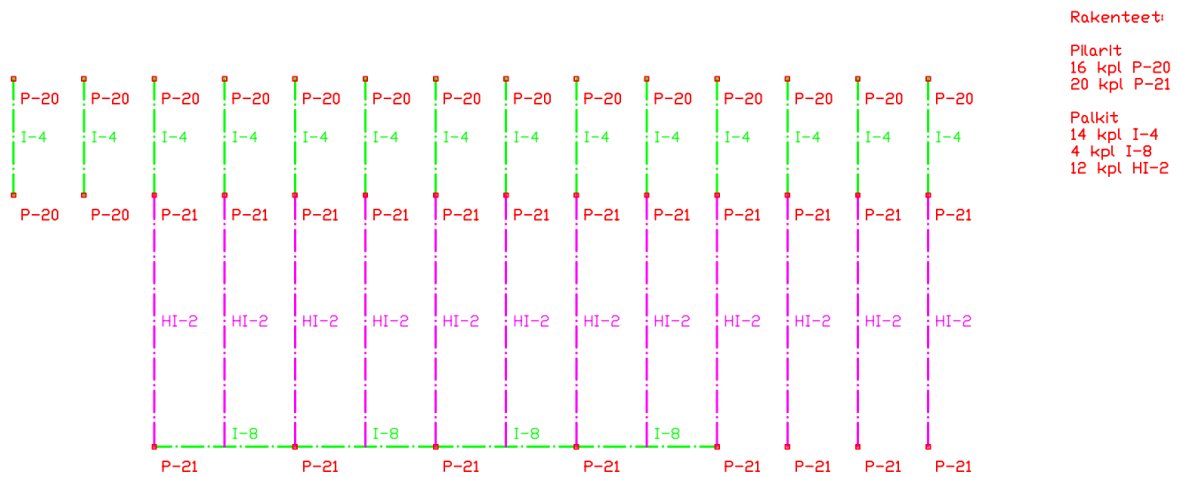


Kuva 8.1 Pituuspaketointilaitos, Kotka (kuva: google maps).

8.1 Tausta

Tutkimuksen tämän osion tavoitteena oli tarkastella referenssirakennusta vastaavan uuden betonielementtihallin elementtirungon sekä paikalla valettujen anturoiden ja massiivilaatan potentiaalisia ympäristövaikutuksia. Potentiaalisia ympäristövaikutuksia tässä tarkastelussa kuvattiin päästöillä ilmakehään ja laskennan yksikkönä oli kg CO₂-ekvivalentti. Toinen tavoite oli arvioida betonielementtien uudelleenkäytön mielekkyyttä ympäristönäkökulmasta. Kierrätyksen tarkastelun lähtökohtana oli, että rakenneosista betonielementit on mahdollista korvata kierrätetyillä osilla ja paikalla valetut rakenteet joudutaan toteuttamaan uudistuotantona. Tarkastelu keskittyi ainoastaan rakennuksen elinkaaren tuote- ja rakennusvaiheisiin, siten kuin ne on määritelty eurooppalaisessa standardissa (SFS-EN 15978). Rakennuksen käytön tai käytöstä poiston potentiaalisia ympäristövaikutuksia ei siis tarkasteltu.

Hallirakennuksen tarkasteltavista rakenteista tehtiin yksinkertaistettu malli rakennuspiirustusten perusteella. Hiilidioksidilaskentaa varten malliin sisällytetyille rakenteille suoritettiin määrälaskenta käytetyn betonin sekä raudoitteiden osalta. Määrälaskennan tulokset toimivat laskentamallin materiaalisyötteinä. Laskentamallissa tehtiin yksinkertaistuksia mallinnettavien elementtien lukumäärän suhteen. Rakennepiirustusten perusteella erilaisia elementtejä oli useampia, kuin malliin sisällytettiin, mutta elementtien välisten erojen katsottiin olevan lopputuloksen kannalta merkityksettömiä ja laskenta toteutettiin rajallisella määrällä mallinnettuja rakenteita. Yksinkertaistettu rakenneosamalli sisälsi kaksi eri elementtipilarityyppiä sekä kolme eri elementtipalkkityyppiä. Kaikki perustukset mallinnettiin rakennepiirustusten mukaan. Hallin pinta-alaksi laskettiin kirjallisten dokumenttien perusteella 1630 m². Massiivilaatan materiaalisyötteet määritettiin rakennepiirustusten ja laskennallisen pinta-alan mukaan. Kuvassa 11.2 on esitetty rakennemalli palkkien ja pilarien osalta.



Kuva 8.2 Malli pilareista ja palkeista.

Varsinainen CO₂-päästölaskenta suoritettiin GaBi 6.0 elinkaariohjelmistolla, jossa materiaalisyötteinä toimivat valmisbetoni, raudoitusteräket sekä paikallavaletuille betonirakenteille myös muottivaneri. Laskentaa varten jokainen yksittäisen betonirakenteen valmistus mallinnettiin erilliseksi prosessiksi. Referenssirakennusta vastaavan elementtihallin malli luotiin yhdistämällä rakenneosien valmistusprosessit ja lisäämällä syöte rakennusaikaiselle energialle.

Elementtituotantoon sisällytettiin materiaalisyötteiden lisäksi syöte elementin valmistusenergialle, jonka arvioitiin olevan 15 % betonituotannon kuluttamasta energiasta. Betoni- ja raudoitusterästuotannon kuluttama energia sisältyi mallissa suoraan betoninvalmistuksen prosessiin eikä sitä lisätty malliin erillisenä syöteenä. Materiaalisyötteet rakenneosien valmistusprosesseista valittiin GaBi:n tietokannasta. Laskennassa käytetyt materiaalien valmistusprosessit oli määritelty raaka-aineiden hankinnasta valmiiksi tuotteeksi noudattaen eurooppalaista standardia. Materiaalien hukka huomioitiin rakenneosien valmistuksessa. Hukkaprocentit eri rakenneosien valmistusprosesseissa on esitetty Taulukossa 11.1

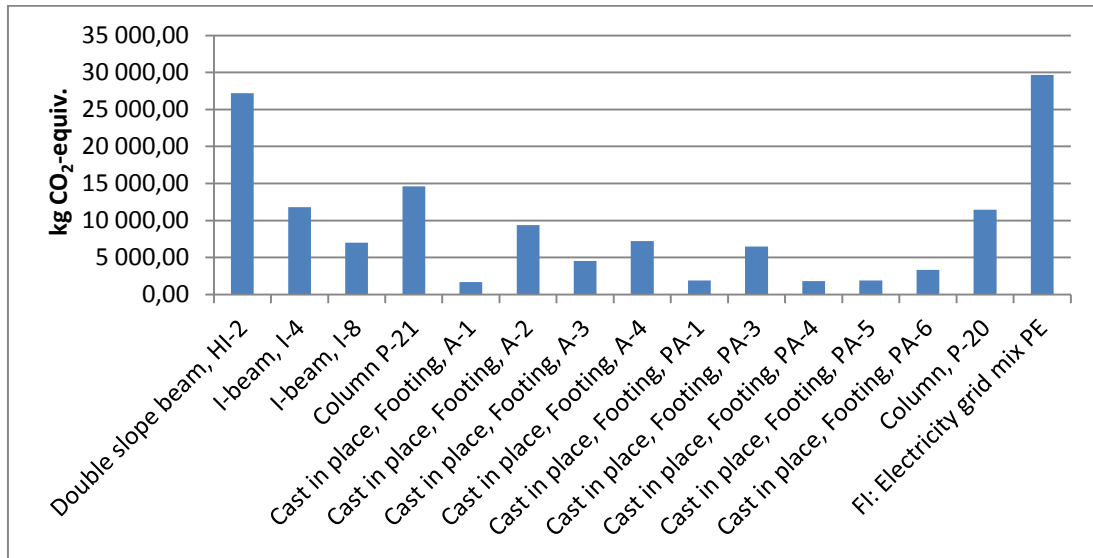
Taulukko 8.1 Materiaalihukka.

Prosessi	Hukka
Betonielementti	2 %
Paikalla valu, Antura	10 %
Paikallavalu, Massiivilaatta	5 %

Kuljetusmatkat rakennusmateriaaleille ja valmiille betonielementeille asetettiin 100 kilometriin. Lisäksi tarkasteltiin tilannetta, jossa betonielementin kuljetusmatka elementtitehtaalta työmaalle asetettiin 1000 kilometriin. Tämä tarkastelu tehtiin, jotta voitiin arvioida kuljetusmatkan merkittävyyttä suhteessa koko betonielementtirungon tuotannon ja pystytyksen potentiaalsiin ympäristövaikutuksiin.

8.2 Tulokset

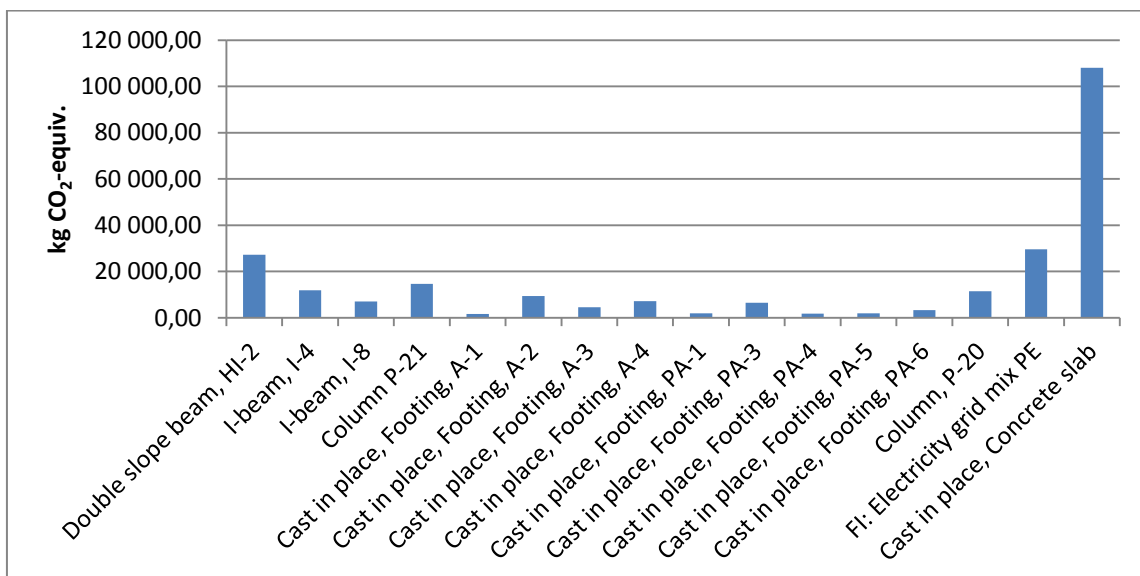
Kuvassa 11.3 on esitetty referenssihallia vastaavan uuden rakennuksen betoniosien valmistuksen ja asennuksen potentiaaliset ympäristövaikutukset tilanteessa, jossa massiivilaatan valua ei ole otettu huomioon. Potentiaaliset ympäristövaikutukset on esitetty yksikössä kg CO₂-ekvivalenttia.



Kuva 8.3 Potentiaaliset ympäristövaikutukset, runkorakenteet ja perustukset.

Tässä tapauksessa kokonaishiilidioksidipäästöt olivat 140000 kg CO₂-ekv. Betoniosien asennukseen ja valuun liittyvän työmaan energiankulutuksen vaikutukset edustivat potentiaalisilta ympäristövaikutuksiltaan suurinta yksittäistä päästölähdettä tässä tarkastelussa. Työmaan energiantuotanto käsitti 21,1 % kokonaisvaikutuksista. Mallinnetuista betonirakenteista potentiaalisilta ympäristövaikutuksiltaan suurinta edusti harjapalkkien tuotanto (kuvaajassa HI-2). Harjapalkkien tuotannon vaikutukset edustivat 19,5 % kokonaisvaikutuksista. Yhteensä betonielementtien tuotanto ja valmistus edustivat 51,5 % kaikista CO₂-päästöistä tarkastelussa, jossa ei ole otettu huomioon betonista massiivilaattaa.

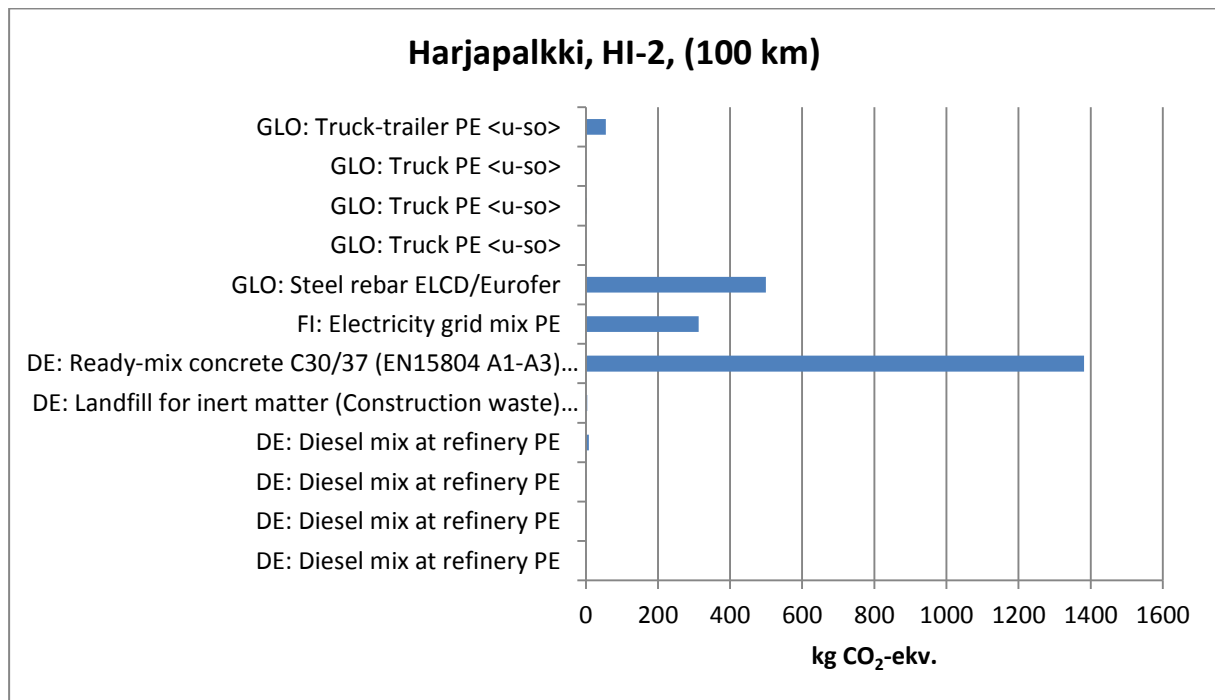
Kuvassa 11.4 on esitetty potentiaaliset ympäristövaikutukset tilanteessa, jossa myös betoninen massiivilaatta on mukana tarkastelussa.



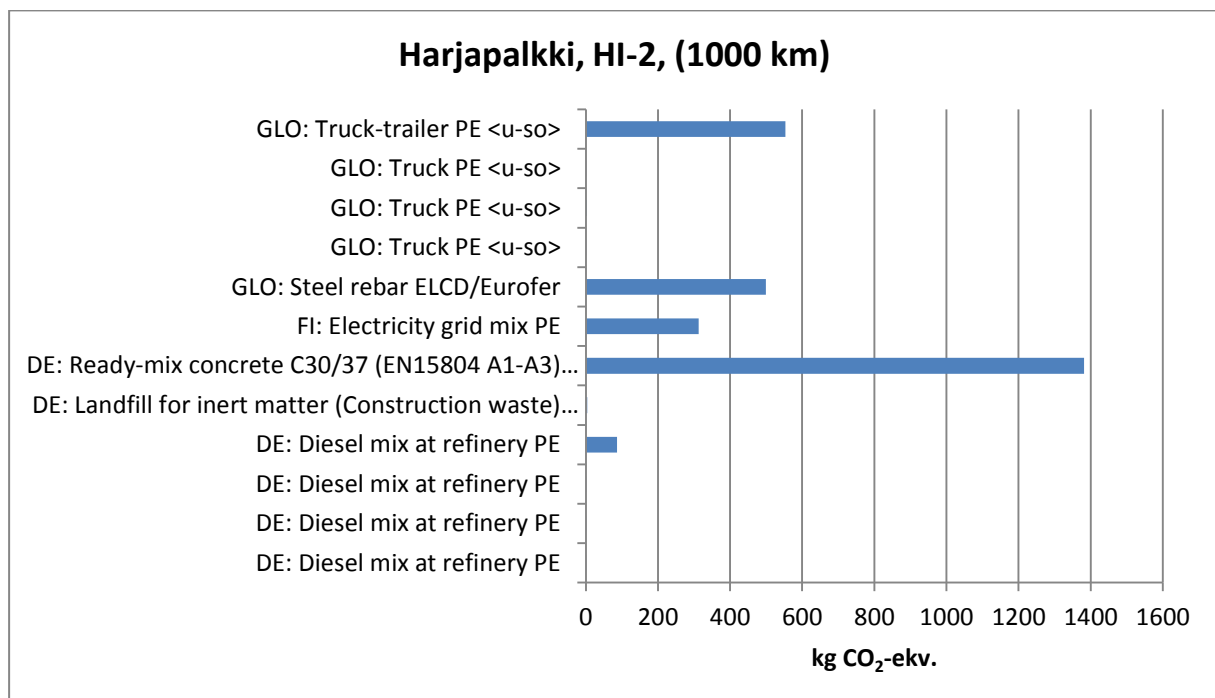
Kuva 8.4 Potentiaaliset ympäristövaikutukset, runkorakenteet, perustukset ja massiivilaatta.

Kokonaishiilidioksidipäästöt tilanteessa, jossa massiivilaatta on mukana tarkastelussa, ovat 248000 kg CO₂-ekv. Betonisen massiivilaatan valmistuksen CO₂-päästöt kattoivat 43,6 % kokonaispäästöistä. Betonielementtituotannon yhteenlasketut päästöt edustivat 29,1 % kokonaispäästöistä, kun massiivilaatta liitettiin mukaan tarkasteluun.

Kuljetusetäisyyden merkittävyyttä arvioitiin tarkastelemalla yksittäisen harjapalkin valmistusprosessia. Kuvissa 11.5 ja 11.6 on esitetty yksittäisen harjapalkin valmistuksen ja toimituksen potentiaaliset ympäristövaikutukset ja vaikutusten jakautuminen tilanteessa, jossa kuljetusetäisyys tehtaalta työmaalle oli joko 100 kilometriä tai 1000 kilometriä.



Kuva 8.5 Potentiaaliset ympäristövaikutukset, Harjapalkki HI-2 (100 km).



Kuva 8.6 Potentiaaliset ympäristövaikutukset, Harjapalkki HI-2 (1000 km).

8.3 Päätelmät hiilijalanjälkitarkasteluista

Arvioinnin perusteella betonielementtituotanto edustaa merkittävää osuutta mallirakennusta vastaavan hallirakennuksen rungon ja perustusten potentiaalisista ympäristövaikutuksista. Rakenteiden uudelleenkäytön potentiaaliset ympäristöhyödyt koskevat ainoastaan betonielementtejä, sillä mallinnetuista rakenneosista vain betonielementtipilareiden ja -palkkien voidaan katsoa olevan korvattavissa vanhoilla käytetyillä elementeillä. Mikäli uuden rakennuksen rungossa voidaan käyttää elementtejä jostakin toisesta kohteesta, vältetään kyseisten elementtien uudistuotantoon liittyviltä ympäristövaikutuksilta.

Tarkastelun perusteella elementtituotannossa suurimmat vaikutukset liittyvät elementeissä käytettävään betonin ja teräksen tuotantoon. Kuljetuksen osuus työmaalle toimitetun elementin potentiaalisista ympäristövaikutuksista oli pieni, kun kuljetusmatka asetettiin 100 kilometriin. Kun kuljetusetäisyyttä kasvatettiin 1000 kilometriin, nousi kuljetuksen osuus noin neljännekseen työmaalle toimitetun elementin ympäristövaikutuksista. Suomen mittakaavassa 1000 kilometrin kuljetusetäisyydet ovat kuitenkin poikkeuksellisen pitkiä ja on perusteltua olettaa, että todellisuudessa elementtien kuljetusetäisyys on lyhyempi.

Betonielementtien uudelleenkäytön potentiaaliset ympäristöhyödyt liittyvät tässä tarkastelussa mallinnetusta skenaariosta riippuen noin 30-50 %:iin kaikkien rakenneosien valmistuksen ja asennuksen päästöistä, mitä voidaan pitää merkittävänä osuutena. On kuitenkin otettava huomioon, että betonielementtien uudelleenkäyttöön liittyy ympäristökuormia aiheuttavia prosesseja, kuten elementtien irrottaminen, joilta vältetään uusia betonielementtejä käytettäessä. Lisäksi kierrätettävät elementit voidaan toimittaa uudelle työmaalle vain suoraan purettavasta kohteesta tai elementtien varastointipaikasta. Kuljetusetäisyyteen ei voida siten vaikuttaa samalla tavoin kuin käytettäessä uusia betonielementtejä, jolloin elementtien tuotantosijainti voidaan valita mahdollisimman läheltä toimituskohdetta. On siis perusteltua olettaa, että käytettäessä purettuja betonielementtejä kuljetusetäisyydet ovat todennäköisesti pidempiä. Laskennan perusteella on todettavissa, että Suomelle tyypillisillä etäisyyksillä kuljetuksen osuus työmaalle toimitettujen elementtien CO₂-päästöistä on kuitenkin selkeästi vähäisempi kuin elementteihin käytettävän betonin tuotannon osuus.

Betonielementtien uudelleenkäyttö vähentää uuden hallirakennuksen runkorakenteisiin tarvittavan uudisbetonin ja -teräksen määrää. Etenkin betonituotannon ympäristövaikutuksista johtuen, materiaalikulutuksen pienentäminen on niin merkityksellistä, että Suomen mittakaavassa pitkätkään kuljetusetäisyydet eivät tarkastelun perusteella kumoa elementtien uudelleenkäytön ympäristöhyötyjä.

Tarkastelussa keskityttiin ainoastaan ympäristönäkökohtiin eikä betonielementtien uudelleenkäyttöä tarkasteltu esimerkiksi taloudellisesta tai teknisestä näkökulmasta. On huomionarvoista todeta, että betonirakenteiden uudelleenkäyttöön voi liittyä rajoitteita, jotka estävät rakenteiden hyödyntämisen tai tekevät siitä taloudellisesti kannattamatonta. Esimerkiksi elementtien purkaminen ehjänä voi osoittautua mahdottomaksi, tai ne eivät vastaa uudessa kohteessa rakenteille asetettuja vaatimuksia. Mikäli uudelleenkäyttö kuitenkin on muilta osin mahdollista, on siitä tarkastelun perusteella havaittavissa selkeitä ympäristöhyötyjä, vaikka uudelleenkäyttö edellyttäisi pidempiä kuljetusmatkoja.

9 PÄÄTELMÄT JA JATKOTUTKIMUSTARPEET

9.1 Rakenteiden vaurioitumisen vaikutusuudelleenkäyttöön

Suomen varsin nuoresta rakennuskannasta huolimatta siinä esiintyy huomattavasti korjaustarvetta. Betonirakenteiden rakennusten merkittävimmät korjaustarpeet liittyvät julkisivujen ja parvekkeiden sekä muiden säälle alttiiden rakenteiden raudoitteiden korroosioon sekä betonin pakkasrapautumiseen. Huonoista säilyvyysominaisuuksista huolimatta vaurioituminen on kokonaisuutena ollut varsin vähäistä. Tällaisten säälle alttiina olleiden rakenteiden uudelleenkäyttö on aina selvittävä tapauskohtaisesti. Sellaisenaan niillä ei ole mahdollista saavuttaa nykyisin yleisesti vaadittavaa vähintään 50 vuoden käyttöikää. Sen sijaan rakennusten sisäolosuhteissa olevat rungot ovat yleensä moitteettomassa kunnossa. Runkorakenteiden merkittävin vaurioitumisriski on purkamisen ja kuljettamisen sekä muun käsittelyn aikana. Erityisesti aukollisten elementtien purkamisessa vaurioitumisriski on suuri.

Rakennusten sisäilmaongelmat ovat jo pitkään olleet yksi merkittävä korjaustarvetta ja usein myös rakennusten purkamiseen johtava tekijä. Rakennusten sisäilmaongelmat ovat hyvin tyypillisesti paikallisia ja ne syntyvät usean eri tekijän yhteisvaikutuksesta. Sisäilmaongelmaisissa rakennuksissa onkin yleensä lukuisia tiloja, joissa ei ole minkäänlaisia vaurioita.

9.2 Uudelleenkäytettävät rakenteet

Rakenneosien uudelleenkäyttöön vaikuttaa merkittävästi rakennuksen ja sen materiaalien ikä, rakennuksen käyttötarkoitus ja rasitus, jolle rakenteet ovat altistuneet sekä uusi käyttötarkoitus. Suurin uudelleenkäyttöpotentiaali on sellaisilla betonielementeillä, jotka voidaan irrottaa ja uudelleen asentaa helposti. Tästä johtuen pilari-palkkirungot sekä niihin liittyvät ontelo- ja TT-laatat helpoimmin käytettävissä sellaisinaan uudessa paikassa sekä uudessa käyttötarkoituksessa.

Asuinkerrostaloissa yleisimmin käytetty 265 mm korkuinen ontelolaatta ei täytä nykyisin voimassa olevia ääneneristysvaatimuksia sellaisenaan, mikä rajoittaa ko. ontelolaatan käyttöä kerrostaloasuntojen välipohjissa. Sen sijaan niitä on täysin mahdollista käyttää esimerkiksi pientalojen välipohjalaattoina.

Myös väliseinäelementit ovat melko helposti irrotettavissa ja siten käytettävissä uudelleen joko väliseinäelementtinä tai kokonaan uudessa käyttötarkoituksessa esimerkiksi verhoiltuna. Uudelleenkäyttöä suunniteltaessa pitää ottaa huomioon, että betonirakenteet, jotka on alun perin suunniteltu sisäympäristöön, eivät saa altistua uudessa käyttötarkoituksessa alkuperäistä ankarammalle rasitukselle.

9.3 Normien muutokset

Betonielementtirakentamista ohjaavat normit ja ohjeet ovat muuttuneet useasti elementtirakentamisen alkuajoista lähtien. Rakenteiden kantavuuden kannalta keskeisiä huomioon otettavia asioita ovat erilaiset lumikuormat Suomen eri osissa sekä rakenteille suunnitellut hyötykuormat. Kuormitukset ja rakenteiden kapasiteetit on tarkistettava aina tapauskohtaisesti ja tarvittaessa suunniteltava rakenteiden vahvistukset.

Nykyiset lämmöneristysmääräykset edellyttävät 150-200 mm lisälämmöneristystä vanhoihin ulkoseinäelementteihin, jotta rakenteella voidaan saavuttaa nykyinen vaatimustaso. Lisälämmöneristys on teknisesti täysin toteutettavissa, mutta sen taloudellisuus on tutkittava tapauskohtaisesti.

9.4 Uudelleenkäytön hiilijalanjälki

Pilari-palkkirunkoisen hallin hiilijalanjälkitarkastelut puoltavat hallin rungon uudelleenkäyttöä, sillä merkittävimmän hiilidioksidipäästöt syntyvät betonielementtien valmistamisesta. Elementtien kuljettamisen päästöt ovat vähäisiä verrattuna elementin valmistukseen, mutta ne on otettava huomioon hallin uudelleenkäytön hiilijalanjälkitarkasteluissa.

9.5 Lisätutkimustarpeet

Elementtien liitokset

Yleisesti betonielementtirakenteiden liitoksia ei ole suunniteltu elementtien uudelleenkäyttöä ajatellen. Tähän ei selvästikään ole aikoinaan nähty tarvetta. Nykyisessä toimintaympäristössä elementeille tulee kuitenkin suunnitella kierrätys, jossa uudelleenkäyttö on tulevaisuudessa yksi keskeisistä kierrätystavoista.

Uudisrakentamisessa käytettävien betonielementtien liitoksi tulee kehittää sellaisiksi, että ne mahdollistavat kustannustehokkaan purkamisen ilman nykyisten ominaisuuksien heikkenemistä.

Elementtikerrostalon kierrätyksen hiilijalanjälki

Tässä tutkimuksessa tarkasteltiin helpoiten uudelleenkäytettävän betonielementtihallin rungon hiilijalanjälkeä verrattuna uuteen vastaavaan halliin. Tulisi tehdä tarkasteluja myös asuinkerrostalojen uudelleenkäytön osalta sekä kokonaisuutena että siten, että osa elementeistä on kierrätettyjä ja osa uusia.

Hiilijalanjälkitarkastelujen lisäksi oleellista on ottaa tarkasteluihin mukaan myös kustannustarkastelut.

Lähteet

- A 46. 1965. Betoninormit. Helsinki. Suomen Betoniyhdistys ry. ja Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry. 102 s.
- Alonso, C., Andrade, C., Castellote, M., Castro, P. 2000. Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar. Cement and Concrete Research. Vol. 30. Pp. 1047-1055
- Annala, P.J., Suonketo, J., Pentti, M. (2014) Kosteus- ja mikrobivauriot koulurakennuksissa TTY:n suorittamien kosteusteknisten kuntotutkimusten perusteella. Sisäilmastoseminaari 13.3.2014 Helsinki, Suomi.
- Asam, C. 2006. Recycling prefabricated building components for future generations. IEMB Info 1/2006. Berlin. Institute for Preservation and Modernisation of Buildings at the TU Berlin.
- Bakker, R. 1988. Initiation period. In Schiessl, P. (ed.) Corrosion of steel in concrete. London. Chapman and Hall. Pp. 22-55
- Betoniteollisuus Ry. 2014a. Rakennejärjestelmät. [www, viitattu 24.10.2014]. www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat
- Betoniteollisuus Ry. 2014b. Runkorakenteet. [www, viitattu 24.10.2014]. www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet
- BY 10. 1977. Betoninormit. Helsinki. Suomen Betoniyhdistys ry. 202 s.
- BY 15. 1980. Betoninormit ja viranomaisohjeet. Helsinki. Suomen Betoniyhdistys ry. 130 s.
- BY 15. 1993. Betoninormit. RakMK B4 ja korkealujuuksisten betonien lisäohjeet. Helsinki. Suomen betoniyhdistys ry. 170 s.
- BY 32. 1989. Betonirakenteiden säilyvyysohjeet ja käyttöikämitoitus. Helsinki. Suomen Betoniyhdistys ry. 60 s.
- BY 32. 1992. Betonirakenteiden säilyvyysohjeet ja käyttöikämitoitus. Helsinki. Suomen Betoniyhdistys ry. 66 s.
- BY 42. 2013. Betonijulkisivun kuntotutkimus. Helsinki. Suomen Betoniyhdistys ry. 163 s.
- BY 50. 2004. Betoninormit 2004. Helsinki. Suomen Betoniyhdistys ry. 240 s.
- BY 50. 2012. Betoninormit 2012. Helsinki. Suomen Betoniyhdistys ry. 250 s.
- Clark, S. M., Colas, B., Kunz, M, Speziale, S., Monteiro, P. J. M. 2008. Effect of pressure on the crystal structure of ettringite. Cement and Concrete Research. Vol. 38. Pp. 19-26
- Deng, M., Tang, M. 1994. Formation and expansion of ettringite crystals. Cement and Concrete Research. Vol. 24. Pp. 119-126
- Escadeillas, G., Aubert, J.-E., Segerer, M., Prince, W. 2007. Some factors affecting delayed ettringite formation in heat-cured mortars. Cement and Concrete Research. Vol. 37. Pp. 1445-1452

- Gjørsv, O. E. 2009. Durability design of concrete structures in severe environments. Taylor & Francis. 220 p.
- Hedlund, H., Jonasson, J. E. 2000. Effect on stress development of restrained thermal and moisture deformation, In Baroghel-Bouny, V., Aïticin, P.-C. (ed.) Shrinkage of concrete, Shrinkage 2000. Cachan Cedex. RILEM Proceedings PRO17. Pp. 355-377
- Huuhka, S. 2010. Kierrätys arkkitehtuurissa. Betonielementtien ja muiden rakennusosien uudelleenkäyttö uudisrakentamisessa ja lähiöiden energiatehokkaassa korjaus- ja täydennysrakentamisessa. <http://URN.fi/URN:NBN:fi:ttty-201004161101>
- Huuhka, S., Lahdensivu, J. 2014. Statistical and Geographical Study on Demolished Buildings. Building Research and Information. In press. <http://dx.doi.org/10.1080/09613218.2014.980101>
- Huuhka, S., Naber, N., Asam, C., Caldenby, C. 2015. Urban Transformation Through Deconstruction and Reuse: The International Experience. Julkaisematon käsikirjoitus.
- Hytönen, Y, Seppänen, M. 2009. Tehdään elementeistä. Suomalaisen betonielementtirakentamisen historia. Helsinki. SBK-säätiö. 332 s.
- Koskiahde, A. 2004. An experimental petrographic classification scheme for the condition assessment of concrete in facade panels and balconies. Materials Characterization. Vol. 53. Pp. 327-334.
- Kuosa, H., Vesikari, E. 2000. Betonin pakkasenkestävyyden varmistaminen, Osa 1. Perusteet ja käyttöikämitoitus. Espoo, VTT tiedotteita 2056. 141 s.
- Lagerblad. B., Trägårdh, J. 1992. Alkalisilika reaktioner I svensk betong. Stockholm. Cement och Betong Institutet. Rapport 4:92. 74 s.
- Lahdensivu, J. 2012. Durability properties and actual deterioration of Finnish concrete facades and balconies. Tampere. Tampere University of Technology. Publication 1028. 117 p + app. 37 p.
- Leivo, V., Rantala, J. 2000. Maanvaraisten alapohjarakenteiden kosteuskäyttäytyminen. Julkaisu 106. Tampere, Tampereen teknillinen korkeakoulu, Talonrakennustekniikka. 124 s.
- Leivo, V., Rantala, J. 2002. Maanvastaisten alapohjarakenteiden kosteustekninen toimivuus. Julkaisu 120. Tampere, Tampereen teknillinen korkeakoulu, Talonrakennustekniikka. 106 s. + 13 liites.
- Lietzén, J. 2011. Asuinhuoneistojen välisen ääneneristyksen kehittyminen Suomessa vuosina 1955-2008. Kandidaatintyö. Tampere. Tampereen teknillinen yliopisto. Rakennustekniikan laitos.
- Lietzén, J., Kylliäinen, M. 2012. The development of sound insulation between Finnish dwellings from 1955 to 2008. Proceedings of the 8th European Conference on Noise Control Euroinoice 2012. Prague, June 10-13. Pp. 1459-1464.
- Mäkinen, K. 2010. Materiaalien lujuus ja fysikaaliset ominaisuudet, Rakentajainkalenteri 2011. Hämeenlinna. Rakennustieto Oy. Pp. 375-378
- Mäkiö, E. 1994. Kerrostalot 1960 – 1975. 1. painos. Helsinki. Rakennustieto Oy. 288 s.

- Neville, A. 1995. Properties of concrete. Essex. Longman Group. 844 p.
- Page, C. L. 1988. Basic Principles of Corrosion, In: Schiessl, P. (ed.), Corrosion of Steel in Concrete, London, Chapman and Hall. Pp. 3-21
- Parrott, L. J. 1987. Review of carbonation in reinforced concrete. Cement and Concrete Association. Wexham Springs. 42 p.
- Penttala, V. 1991. Betonitekniikan 100 ensimmäistä vuotta Suomessa. In Hurme, R., Häyrynen, M., Penttala, V., Putkonen, L., Soini, E. Betoni Suomessa 1860–1960. Helsinki. Suomen Betoniyhdistys ry. 195 s.
- Penttala, V. 1998. Freezing-induced strains and pressures in wet porous materials and especially in concrete mortars. Advanced Cement Based Materials 7/1998. Pp. 8–19
- Pentti, M. 1994. Vaipparakenteiden korjaus. Teoksessa: Kaivonen, J-A (toim.). Rakennusten korjaustekniikka ja talous. Saarijärvi. Rakennustieto Oy. Pp. 287–358
- Pentti, M., Mattila, J., Wahlman, J. 1998. Betonijulkisivujen ja parvekkeiden korjaus. Osa I: Rakenteet, vauriot ja kunnan tutkiminen. Tampere, Tampereen teknillinen korkeakoulu. Talonrakennustekniikka. Julkaisu 87. 157 s.
- Pessi A-M., Suonketo J., Pentti M., Rantio-Lehtimäki A. 1999. Betonielementtijulkisivujen mikrobiologinen toimivuus. Tampereen teknillinen korkeakoulu. Talonrakennustekniikka. Julkaisu 101. Tampere. 88 s. 6 liites.
- Pigeon, M., Pleau, R. 1995. Durability of concrete in cold climates. Suffolk. E & FN Spon. 244 p.
- Powers, T. C. 1949. The air requirement of frost-resistant concrete. Chicago: Portland Cement Association, Research and Development laboratories, Development Department. Bulletin 33.
- Powers, T. C., Helmuth, R. A. 1953. Theory of volume changes in hardened Portland cement pastes during freezing. In Proceedings of the Highway Research Board 32. Pp. 285-295
- Punkki, J., Suominen, V. 1994. Alkalikiviainesreaktio Norjassa – ja Suomessa? Betoni 2/1994. Helsinki. Suomen Betonitieto Oy. s. 30-32
- Pyy, H., Holt, E. 2010. Onko Suomessa alkalikiviainesongelmaa? Betoni 4/2010. Helsinki. Suomen Betonitieto Oy. s. 46-48.
- Pyy, H., Holt, E., Ferreira, M. 2012. Esitutkimus alkalikiviainesreaktiosta ja sen esiintymisestä Suomessa. VTT. Helsinki Asiakasraportti VTT-CR-00554-12/FI. 27 s.
- Rakennustuoteteollisuus ry. 1995a. Valmisosarakentamisen ohjeisto, Kansio I, C - Rakennussuunnittelu ja rakennejärjestelmät. Suomen Betonitieto Oy. Helsinki. 92 s.
- Rakennustuoteteollisuus ry. 1995b. Valmisosarakentamisen ohjeisto, Kansio II, M – Liitokset ja detaljit . Suomen Betonitieto Oy. Helsinki. 26 s. + 165 liites.
- Suomen rakentamismääräyskokoelma, osa C1: Ääneneristys ja meluntorjunta rakennuksessa – Määräykset ja ohjeet. 1998. Helsinki. Ympäristöministeriö.
- Suomen rakentamismääräyskokoelma, osa D3: Rakennusten energiatehokkuus – Määräykset ja ohjeet. 2012. Helsinki. Ympäristöministeriö.

RakMK C3. 1976, 1978, 1985, 2003, 2007, 2010. Rakennuksen lämmöneristys, määräykset. Suomen Rakentamismääräyskokoelma, osa C3. Helsinki, Ympäristöministeriö.

RakMK C4. 2012. Lämmöneristys, ohjeet 2012. Suomen Rakentamismääräyskokoelma, osa C4. Helsinki, Ympäristöministeriö.

Rantala, J. (2005). On Thermal Interaction between Slab-on-Ground Structures and Subsoil in Finland. Publication 542. Tampere, Tampere University of Technology. 151 p.

Reijula, K., Ahonen, G., Alenius, H., Holopainen, R., Lappalainen, S., Palomäki, E. ja Reiman, M. 2012. Rakennusten kosteus- ja homeongelmat. Eduskunnan tarkastusvaliokunnan julkaisu 1/2012.

RIL 55. 1967. Ääneneristysnormit. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 66. 1969. Asuinrakennusten lämmöneristysnormit. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 66b. 1974. Asuinrakennusten lämmöneristysnormit (1969). Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 70. 1969. Betonin lisäaineiden käyttö. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry. 41 s.

RIY A43. 1962. Asuinrakennusten lämmöneristysnormit. Rakennusinsinööriyhdistys, Helsinki. 29 s.

Saastamoinen, K. 2013. Lähiökerrostalon osittaisen purkamisen rakennetekniset haasteet. Tampere. Tampereen teknillinen yliopisto, Rakennustekniikan laitos. Diplomityö. 124 s. + 1 liites.

SFS-EN 15978. 2012. Sustainability of construction works. assessment of environmental performance of buildings. calculation method.

Seppänen, M., Koivu, T. (toim.) 1970. BES. Tutkimus avoimen elementtijärjestelmän kehittämiseksi. Helsinki. Suomen Betoniteollisuuden Keskusjärjestö ry. 88 s.

Sulankivi, H. 1993. Tiililaatan vaikutus betonin karbonatisoitumiseen. Tampere. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Talonrakennustekniikka. Diplomityö. 134 s. + 7 liites.

Taylor, P. C., Nagi, M. A., Whiting, D. A. 1999. Threshold chloride content for corrosion of steel in concrete: A literature review. Illinois. Portland Cement Association. PCA R& D Serial No. 2169. 32 p.

Treadaway, K. 1988. Corrosion period. In Schiessl, P. (ed.) Corrosion of steel in concrete. London. Chapman and Hall. Pp. 56-69

Tuutti, K. 1982. Corrosion of steel in concrete. Stockholm. Swedish Cement and Concrete Research Institute. CBI Research 4:82. 304 p.

Vainio, T., Jaakkonen, L., Nuuttila, H., Nippala, E. 2006 Kuntien rakennuskanta 2005. Kuntaliitto. Helsinki. 39 s. + 10 liites.

**Talonrakennustekniikan tutkimusraportit v. 1998 – 2015**

- 162 Lahdensivu, J., Huuhka, S., Annila, P., Pikkuvirta, J., Köliö, A., Pakkala, T., Betonielementtien uudelleenkäyttömahdollisuudet. TTY 2015. 78 s. (Julkaistaan vain pdf)
- 161 Heinisuo, M. & Partanen, M., Modeling of Car Fires with Sprinklers. TTY 2013. 63 p + 11 app. [\(pdf\)](#)
- 160 Lahdensivu, J., Suonketo, J., Vinha, J., Lindberg, R., Manelius, E., Kuhno, V., Saastamoinen, K., Salminen, K. & Lähdesmäki, K., Matalaenergia- ja passiivitalojen rakenteiden ja liitosten suunnittelu- ja toteutusohjeita. TTY 2012. 121 s. + 1 liites. 45 €. [\(pdf\)](#)
- 159 Vinha, J., Laukkarinen, A., Mäkitalo, M., Nurmi, S., Huttunen, P., Pakkanen, T., Kero, P., Manelius, E., Lahdensivu, J., Köliö, A., Lähdesmäki, K., Piironen, J., Kuhno, V., Pirinen, M., Aaltonen, A., Suonketo, J., Jokisalo, J., Teriö, O., Koskenvesa, A. & Palolahti, T., Ilmastonmuutoksen ja lämmöneristysten lisäyksen vaikutukset vaipparakenteiden kosteusteknisessä toiminnassa ja rakennusten energiankulutuksessa. TTY 2013. 354 s. + 43 liites. 90 €. [\(pdf\)](#)
- 158 Boström, S., Uotila, U., Linne, S., Hilliaho, K. & Lahdensivu, J., Erilaisten korjaustoimien vaikutuksia lähiökerrostalojen todelliseen energiankulutukseen. TTY 2012. 77 s. 34 €. [\(pdf\)](#)
- 157 Bzdawka, K. & Heinisuo, M., Optimization of Planar Tubular Truss with Eccentric Joint Modeling. TUT 2012. 29 p. + 1 app. 34 €. [\(pdf\)](#)
- 156 Ronni, H. & Heinisuo, M., Test Report, End Plate Joints of Steel Tubes, Biaxial Bending in Fire. TUT 2011. 34 p. + 5 app. 34 €. (in Finnish). [\(pdf\)](#)
- 155 Perttola, H. & Heinisuo, M., Test Report, End Plate Joints of Steel Tubes, Biaxial and Weak Axis Bending. TUT 2011. p. + 58 app. 17. 34 €. [\(pdf\)](#)
- 151 Salminen, M., Shear Buckling Resistance of Thin Metal Plate at Non-Uniform Elevated Temperatures. TUT 2010. 107 p. + 25 app. 34 €.
- 150 Piironen, J. & Vinha, J., Vakiotehoisen kuivanapitolämmityksen vaikutus hirsimökkien lämpö- ja kosteustekniseen toimintaan. TTY 2010. 79 s. + 16 liites. 34 €. [\(pdf\)](#)
- 149 Ronni, H. & Heinisuo, M., Test Report, End Plate Joints of Steel Tubes, Strong Axis Bending. TUT 2010. 33 p. + 19 app. 34 €. [\(pdf\)](#)
- 148 Lahdensivu, J., Varjonen, S., Köliö, A., Betonijulkisivujen korjausstrategiat. TTY 2010. 79 s. 34 €. [\(pdf\)](#)
- 147 Bzdawka, K., Composite column – calculation examples. TUT 2010. 54 p. 34 €. [\(pdf\)](#)
- 146 Bzdawka, K., Optimisation of a steel frame building. TUT 2009. 104 p. + 38 app. 34 €. [\(pdf\)](#)
- 145 Leivo, V., Ohje uimahallien ja kylpylöiden lattioiden liukkauden ehkäisemiseen. TTY 2009. 20 s. [\(pdf\)](#)
- 144 Leivo, V., Uimahallien laattalattioiden liukkaus. TTY 2009. 51 s. + 7 liites. [\(pdf\)](#)
- 143 Vinha, J., Viitanen, H., Lähdesmäki, K., Peuhkuri, R., Ojanen, T., Salminen, K., Paajanen, L., Strander, T. & Iitti, H., Rakennusmateriaalien ja rakenteiden homehtumisriskin laskennallinen arviointi. TTY 2013. Julkaisematon.
- 142 Rauhala, J. & Kylliäinen, M., Eristerapatun betoniseinän ilmäänen eristävyys. TTY 2009. 119 s. + 83 liites. 42 €.
- 141 Aho, H. & Korpi, M. (toim.), Vinha, J., Lindberg, R., Mattila, J., Lahdensivu, J., Hietala, J., Suonketo, J., Salminen, K. & Lähdesmäki, K., Ilmanpitävien rakenteiden ja liitosten toteutus



- asuinrakennuksissa. TTY 2009. 100 s. 42 €. [\(pdf\)](#)
- 140 Vinha, J., Korpi, M., Kalamees, T., Jokisalo, J., Eskola, L., Palonen, J., Kurnitski, J., Aho, H., Salminen, M., Salminen, K. & Keto, M., Asuinrakennusten ilmanpitävyys, sisäilmasto ja energiatalous. TTY 2009. 148 s. + 19 liites. 42 €. [\(pdf\)](#)
- 139 Leivo, V. & Rantala, J., Maanvastaisten rakenteiden mikrobiologinen toimivuus. TTY 2006. 57 s. + 55 liites. 34 €.
- 138 Heinisuo, M. & Aalto, A., Stiffening of Steel Skeletons Using Diaphragms. TUT 2006. 31 p. 7 app. 34 €.
- 137 Kylliäinen, M., Talonrakentamisen akustiikka. TTY 2006. 205 s. 42 €.
- 136 Varjonen, S., Mattila, J., Lahdensivu, J., Pentti, M., Conservation and Maintenance of Concrete Facades Technical Possibilities and Restrictions. TUT 2006. 29 p.
- 135 Heinisuo, M. & Ylihärsilä, H., All metal structures at elevated temperatures. TUT 2006. 54 p. + 37 app. 34 €.
- 134 Aho, H., Inha, T. & Pentti, M., Paloturvallinen rakentaminen EPS-eristeillä. TTY 2006. 106 s. + 38 liites. 42 €.
- 133 Haukijärvi, M., Varjonen, S. & Pentti, M., Julkisivukorjausten turvallisuus. TTY 2006. 25 s. + 111 liites.
- 132 Heinisuo, M. & Kukkonen, J., Design of Cold-Formed Members Following New EN 1993-1-3. TUT 2005. 41 p. 34 €.
- 131 Vinha, J., Korpi, M., Kalamees, T., Eskola, L., Palonen, J., Kurnitski, J., Valovirta, I., Mikkilä, A. & Jokisalo, J., Puurunkoisten pientalojen kosteus- ja lämpötilaolosuhteet, ilmanvaihto ja ilmatiiviyys. TTY 2005. 102 s. + 10 liites. 42 €. [\(pdf\)](#)
- 130 Vinha, J., Käkelä, P., Kalamees, T., Valovirta, I., Puurunkoisten ulkoseinärakenteiden lämpö- ja kosteustekninen toiminta diffuusion kannalta tarkasteltuna. Julkaisematon.
- 129 Vinha, J., Valovirta, I., Korpi, M., Mikkilä, A. & Käkelä, P., Rakennusmateriaalien rakennusfysikaaliset ominaisuudet lämpötilan ja suhteellisen kosteuden funktiona. TTY 2005. 101 s. + 211 liites. 42 €. [\(pdf\)](#)
- 128 Leivo, V., Rantala, J., Lattialämmitetyn alapohjarakenteen rakennusfysikaalinen toiminta. TTY 2005. 140 s. 34 €. [\(pdf\)](#)
- 127 Lahdensivu, J., Luonnonkiviverhottujen massiivitiiliseinien vaurioituminen ja korjausperiaatteet. TTY 2003. 156 s. + 9 liites. 34 €.
- 126 Leivo, V., Hirsirakennuksen yläpohjan tiiviyys – vaikutus lämpöenergiankulutukseen. TTY 2003. 63 s. [\(pdf\)](#)
- 125 Kylliäinen, M., Uncertainty of impact sound insulation measurements in field. TUT 2003. 63 p. + 50 app. 34 €. [\(pdf\)](#)
- 124 Myllylä, P. ja Lod, T. (toim.), Pitkäikäinen puurakenteinen halli, toimiva kosteustekniikka ja edullinen elinkaari. TTY 2003. 143 s. + 6 liites. 34 €.
- 123 Mattila, J., Pentti, M., Suojaustoimien tehokkuus suomalaisissa betonijulkisivuissa ja parvekkeissa. TTY 2004. 69 s. 42 €.
- 122 Leivo, V., Rantala, J., Moisture Behavior of Slab-on-Ground Structures. TUT 2003. 100 p. + 12 app. 34 €. [\(pdf\)](#)
- 121 Leivo, V., Rantala, J., Maanvastaiset alapohjarakenteet – kosteustekninen mitoittaminen ja korjaaminen. TTKK 2002. 33 s. + 11 liites. [\(pdf\)](#)



- 120 Leivo, V., Rantala, J., Maanvastaisten alapohjarakenteiden kosteustekninen toimivuus. TTKK 2003. 106 s. + 13 liites. 34 €. ([pdf](#))
- 119 Lindberg, R., Wahlman, J., Suonketo, J., Pauku, E., Kosteusvirta-tutkimus. TTKK 2002. 92 s. + 3 liites. 34 €. ([pdf](#))
- 118 Hietala, J., Kelluvan betonilattian kaareutuminen, osa II. TTY 2003. 58 s. + 12 liites. 30 €.
- 117 Vinha, J., Käkelä, P., Kalamees, T., Comparison of the Moisture Behaviour of Timber-Framed Wall Structures in a One-Family House. Julkaisematon.
- 116 Vinha, J., Käkelä, P., Kalamees, T., Puurunkoisten seinärakenteiden kosteusteknisen toiminnan vertailu omakotitalossa. TTKK 2002. 54 s. + 11 liites. 34 €. ([Vain pdf tiedostona](#))
- 115 Junttila, T., Venäjän rakennusalan säädöstö ja viranomaishallinto, osa I ja II TTKK 2001. 97 s. 34 €
- 114 Junttila, T. (toim.), Venäjän rakennusalan tuotekortit. TTKK 2001. 63 s. 34 €.
- 113 Junttila, T., Lod, T., Aro, J., Rakennusinvestointihankkeen toteuttaminen Moskovassa. TTKK 2001. 112 s. + 11 liites. 34 €.
- 112 Junttila, T. (toim.), Venäjän rakentamisen oppikirja. Osa B: Talonrakennustekniikka. TTKK 2001. 174 s. 34 €.
- 111 Junttila, T. (toim.), Venäjän rakentamisen oppikirja. Osa A: Liiketoimintaympäristö ja rakennushankkeen johtaminen. TTKK 2001. 173 s. + 21 liites. 34 €.
- 110 Юнттила, Т. (под ред.), Управление недвижимостью в России. Теория и практические примеры. Технический университет Тампере 2001. 356 стр. + приложения на 33 стр. 34 €.
- 109 Junttila, T., (toim.), Kiinteistöjohtaminen Suomessa ja Venäjällä. Edellytykset kiinteistöalan yhteistyölle. TTKK 2001. 293 s. + 54 liites. 34 €.
- 108 Hietala, J., Kelluvan betonilattian kaareutuminen. TTKK 2001. 80 s. + 7 liites. 34 €.
- 107 Binamu, A., Lindberg, R., The Impact of Air Tightness of The Building Envelope on The Efficiency of Ventilation Systems with Heat Recovery. TTKK 2001. 62 p. + 7 app. 25 €. ([pdf](#))
- 106 Leivo, V., Rantala, J., Maanvaraisten alapohjarakenteiden kosteuskäyttäytyminen. TTKK 2000. 124 s. 34 €. ([pdf](#))
- 105 Junttila, T. (toim.), Venäjän federaation kaavoitus- ja rakennuslaki. TTKK 2000. 49 s. 34 €.
- 104 Niemelä, T., Vinha, J., Lindberg, R., Carbon Dioxide Permeability of Cellulose-Insulated Wall Structures. TUT 2000. 46 p. + 9 app. 25 €. ([pdf](#))
- 103 Vinha, J., Käkelä, P., Water Vapour Transmission in Wall Structures Due to Diffusion and Convection. TUT 1999. 110 s. 34 €. ([Vain pdf tiedostona](#))
- 101 Pessi, A-M., Suonketo, J., Pentti, M., Raunio-Lehtimäki, A., Betonielementtijulkisivujen mikrobiologinen toimivuus. TTKK. 1999. 88 s. + 6 liites. 42 €. ([pdf](#))
- 100 Pentti, M., Haukijärvi, M., Betonijulkisivujen saumausten suunnittelu ja laadunvarmistus. TTKK 2000. 2. täydennetty painos. 78 s. + 3 liites. 42 €.
- 99 Torikka, K., Hyypöläinen, T., Mattila, J., Lindberg, R., Kosteusvauriokorjausten laadunvarmistus. TTKK 1999. 106 s. + 37 liites. 34 €.
- 98 Mattila, J., Peuhkurinen, T., Lähiökerrostalon lisärakentamishankkeen tekninen esiselvitysmenettely. Korjaus- ja LVIS-tekninen osuus. TTKK 1999. 48 s.
- 97 Kylliäinen, M., Keronen, A., Lisärakentamisen rakennetekniset mahdollisuudet lähiöiden asuinkerrostaloissa. TTKK 1999. 59 s. + 37 liites. 34 €.
- 96 Vinha, J., Käkelä, P., Vesihöyryn siirtyminen seinärakenteissa diffuusion ja konvektion



- vaikutuksesta. TTKK 2001. 3 painos. 81 s. + 29 liites. 34 €. ([Vain pdf tiedostona](#))
- 95 Leivo, V. (toim.), Opas kosteusongelmiin – rakennustekninen, mikrobiologinen ja lääketieteellinen näkökulma. TTKK 1998. 157 s. 25 €. ([pdf](#))
- 94 Pentti, M., Hyypöläinen, T., Ulkoseinärakenteiden kosteustekninen suunnittelu. TTKK 1999. 150 s. + 40 liites. 42 €. ([pdf](#))
- 93 Lepo, K., Laatuajurjestelmän kelpoisuus. TTKK 1998. 101 s. + 50 liites.
- 92 Berg, P., Malinen, P., Leivo, V., Internal Monitoring of The Technology Programme for Improving Product Development Efficiency in Manufacturing Industries – Rapid Programme. TUT 1998. 81 s. + 93 liites.
- 91 Berg, P., Salminen, K., Leivo, V., Nopeat tuotantojärjestelmät teknologiaohjelman painoalueet vuosille 1998-2000 sekä ohjelman arviointi- ja ohjaussuunnitelma. TTKK 1998. 55 s. + 37 liites.
- 90 Lindberg, R., Keränen, H., Teikari, M., Ulkoseinärakenteen vaikutus rakennuksen energiankulutukseen. TTKK 1998. 34 s. + 26 liites. ([pdf](#))
- 89 Pentti, M., Huttunen, I., Vepsäläinen, K., Olenius, K., Betonijulkisivujen ja parvekkeiden korjaus. Osa III Korjaushanke. TTKK 1998. 124 s. + 23 liites. 42 €.

Seminaarijulkaisut:

Vinha, J. & Aaltonen, A. (toim.) Rakennusfysiikka 2013. Uusimmat tutkimustulokset ja hyvät käytännön ratkaisut. 22.-24.10.2013, Tampere. Seminaarijulkaisu 3. Tampere, TTY, Rakennustekniikan laitos, Rakennetekniikka. 500 s. + 66 liites. 35 €

Vinha, J., Piironen, J. & Salminen, K. (editors) NSB 2011. Proceedings of the 9th Nordic Symposium on Building Physics NSB 2011 22 May- 2 June 2011. Volume 1, 2, 3 and CD. Tampere TUT, Department of Civil Engineering. Vol. 1 542 p., Vol. 2 968 p. and Vol. 3 1416 p. Kirjapaketti 60 €, CD 40 €.

Vinha, J. & Lähdesmäki, K. (toim.) Rakennusfysiikka 2009. Uusimmat tutkimustulokset ja hyvät käytännön ratkaisut. 27.-29.10.2009, Tampere. Seminaarijulkaisu 2. Tampere, TTY, Rakennustekniikan laitos, Rakennetekniikka. 502 s. + 40 liites. 30 €

Vinha, J. & Korpi, M. (toim.) Rakennusfysiikka 2007. Uusimmat tutkimustulokset ja hyvät käytännön ratkaisut. 18.-19.10.2007, Tampere. Seminaarijulkaisu 1. Tampere, TTY, Rakennetekniikan laitos. 370 s. + 39 liites. 25 €

Tutkimusraportin hinta: 20 €, ellei toisin ole mainittu. Oikeus hinnanmuutoksiin pidätetään. Hintoihin lisätään alv 10 %.

Myynti: Juvenes Teknillisen Yliopiston Kirjakauppa, TTY:n

Rakennustalo, Korkeakoulunkatu 5, 33720 Tampere, Puh. 0207 600 394 ty.kampuskauppa@juvenes.fi tai TTY-Säätiö, Elina Soininen, elina.soininen@tut.fi

Julkaisujen pdf linkit löytyvät www.tut.fi/rtek > RTEK Julkaisuluettelo 2013.pdf

Tampereen teknillinen yliopisto
PL 527
33101 Tampere

Tampere University of Technology
P.O.B. 527
FI-33101 Tampere, Finland

ISBN 978-952-15-3461-4
ISSN 1797-9161