

**SAVONIA**

ammattikorkeakoulu

OPINNÄYTETYÖ - AMMATTIKORKEAKOULUTUTKINTO  
TEKNIIKAN JA LIIKENTEEN ALA

# ENNEN EUROKOODEJA SUUNNITELTUIJEN JA MITOITETTUIJEN KANTAVIEN HOLVIEN KÄYTTÖTARKOITUKSEN MUUTOS- SUUNNITTELU

TEKIJÄ: Ville Mustonen

Koulutusala Tekniikan ja liikenteen ala	
Tutkinto-ohjelma Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma	
Työn tekijä Ville Mustonen	
Työn nimi Ennen Eurokoodeja suunniteltujen ja mitoitettujen kantavien holvien käyttötarkoituksen muutossuunnittelu	
Päiväys 15.4.2024	Sivumäärä/Liitteet 61/14
Toimeksiantaja/Yhteistyökumppani(t) Insinööritoimisto SRT Oy	
Tiivistelmä <p>Tämän opinnäytetyön tarkoituksena oli syventyä betonisten holvirakenteiden muutossuunnitteluun ja perehtyä tarkemmin sen aiheuttamiin rakenteellisiin vaikutuksiin, jotka tulee korjaussuunnittelussa huomioida. Rakenteiden mitoitusohjeet ja eri materiaalien ominaisuudet ovat päivittyneet ja kehittyneet viime vuosisadalta tähän päivään mennessä useaan otteeseen. Rakennuksien korjaussuunnittelussa on olennaisen tärkeää tuntea rakennuksen rakennusaikaa vastaavat rakennusmääräykset, joilla rakenteet on aikoinaan suunniteltu, jotta ymmärretään tehdä oikeita päätöksiä rakenteiden korjaus- ja muutossuunnittelussa. Tässä työssä käytiin läpi merkittävimpien betonirakenteiden suunnitteluun vaikuttavien tekijöiden kehitystä ja muutosta ennen eurokoodeja.</p> <p>Työn alussa perehdyttiin ennen eurokoodeja voimassa olleisiin betonirakenteiden mitoitusta sääteleviin ohjeisiin ja määräyksiin sekä käytiin läpi yleistä mitoitusnormien sekä materiaalien kehitystä. Seuraavaksi käytiin läpi rakenteiden korjaus- ja muutossuunnittelua ohjaavia keskeisimpiä määräyksiä ja ohjeita sekä holvirakenteiden muutossuunnittelun kantavuuden tarkastelujen perusperiaatteita. Työn lopussa tehtiin esimerkit tyyppillisille holvirakenteiden muutossuunnittelun tarkasteluille. Työn tutkimusaineistona oli eri aikakausien voimassa olleiden mitoitusnormien materiaaleja sekä eri yhdistyksien julkaisemia kirjoja sivuten betonirakenteiden muutossuunnittelua.</p> <p>Opinnäytetyön tuloksena saatiin perusteellisen laajaa aineistoa betonisten holvirakenteiden korjaus- ja muutossuunnittelun prosessien tueksi. Työssä käytiin läpi yleisellä tasolla holvirakenteiden korjaussuunnittelun prosessia ja suunnittelussa huomioitavia asioita, joita tulee aina korjattavan rakenteen mukaan tapauskohtaisesti soveltaa.</p>	
Avainsanat Korjausrakennesuunnittelu, muutossuunnittelu, holvirakenteet, kantavuuden tarkastelu	

Field of Study Technology, Communication and Transport	
Degree Programme Degree Programme in Civil Engineering	
Author Ville Mustonen	
Title of Thesis Modification Design for Load-bearing Arches Designed and Sized Before Eurocodes	
Date 15 April 2024	Pages/Appendices 61/14
Client Organisation /Partners Insinööritoimisto SRT Oy	
<p><b>Abstract</b></p> <p>The purpose of this thesis was to study the redesign of concrete vault structures and to explore in more detail the structural impacts it causes, which must be considered in the redesign process. Design guidelines for structures and the properties of different materials have been updated and evolved several times from the last century to the present day. In the redesign of buildings, it is important to be familiar with the building regulations corresponding to the construction time of the building. It is important to know how the structures were originally designed to make informed decisions in the repair and redesign of structures. This work examined the development and changes of the most significant factors influencing the design of concrete structures before the Eurocodes.</p> <p>In the beginning of the thesis familiarizes itself with the guidelines and regulations governing the design of concrete structures before the Eurocodes as well as the general development of design standards and materials were studied. Next, the key regulations and guidelines guiding the redesign and repair of structures and the basic principles of assessing the load-bearing capacity of vault structures in redesign were discussed. At the end of the work, examples were made for typical inspections of alteration planning for vault structures. The research material used in the thesis included materials from different periods of applicable design standards and publications by various associations, addressing the redesign of concrete structures.</p> <p>As a result of the thesis, extensive material was produced to support the processes of redesigning and repairing concrete vault structures. The thesis provides an overview of the process of redesigning vault structures and of the matters to be considered in the design process, which must always be applied according to the structure being repaired.</p>	
<p><b>Keywords</b></p> <p>Repair construction design, change planning, vault structure, bearing capacity evaluation</p>	

## SISÄLTÖ

1	JOHDANTO .....	5
2	BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU .....	6
2.1	Betoninormien kehitys Suomessa .....	6
2.2	Rakentamismääräykset.....	9
2.3	Eurokoodit.....	10
2.4	Eurokoodit 2.....	12
3	SUUNNITTELUUN VAIKUTTAVAT TEKIJÄT .....	13
3.1	Rakenteiden kuormitusten kehitys.....	13
3.2	Betoniteräslaatuja kehitys.....	25
3.3	Betonilaatuja kehitys .....	28
3.4	Mitoitusmenetelmät.....	30
3.4.1	Sallittujen jännitysten menetelmä .....	31
3.4.2	Rajatilamenetelmä .....	31
4	BETONIRAKENTEIDEN KORJAUS- JA MUUTOSRAKENTAMINEN .....	33
4.1	Yleistä holvirakenteista .....	33
4.2	Kantavat rakenteet ja stabiliteetti.....	35
4.2.1	Betonirakenteiden vahvistaminen .....	41
4.3	Korjausrakentamisen lainsäädäntöä ja määräyksiä .....	44
4.4	Lisä- ja muutosrakentaminen .....	46
5	HOLVIEN MUUTOSSUUNNITTELU .....	49
5.1	Lähtökohdat .....	49
5.2	Rakenteelliset tarkastelut.....	50
5.3	Kantavat rakenteet.....	50
5.4	Holvin mitoitus-esimerkit .....	51
5.4.1	Tapauksen A esimerkki .....	52
5.4.2	Tapauksen B esimerkki .....	53
5.4.3	Tapauksen C esimerkki .....	55
6	YHTEENVETO JA POHDINTA .....	58
	LÄHTEET .....	59
	LIITTEET.....	62

## 1 JOHDANTO

Rakennuksien korjaus- ja muutossuunnittelussa on keskeisessä osassa tuntea rakennuksen rakentamisaikaa vastaavat säädökset ja määräykset, joilla rakenteet on alkujaan suunniteltu ja mitoitettu. Tässä opinnäytetyössä käydään läpi betonirakenteiden mitoituksen määräyksiä ja ohjeita sekä betonirakennusmateriaalien kehitystä, jotka ovat olennaisessa osassa rakennuksen muutossuunnittelun hankkeissa. Rakenteiden mitoituksessa esiintyvät statiikan ja lujuusopin periaatteet ovat pysyneet muuttumattomina sekä suunnittelussa keskeisessä osassa olevat luonnonvakiot ovat myös pysyneet pääosin ennallaan. Merkittävimmät betonirakenteiden suunnittelua koskevat muutokset ja kehitysaskeleet ovat tapahtuneet eri materiaalien kehityksen osalta.

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena on tutkia betonisten holvirakenteiden muutossuunnittelun aiheuttamia erilaisia rakenteellisia vaikutuksia, joita suunnittelussa on huomioitava. Rakennuksen muutossuunnittelun seurauksena rakenteiden kuormat saattavat usein muuttua, jolloin joudutaan tekemään erilaisia kestävyys tarkasteluja kantavien ja jäykistävien rakenteiden kapasiteettien osalta. Työssä tullaan syventymään muutosrakentamisen merkittävämpiin vaikutuksiin ja koostamaan keskeisimpiä muutossuunnittelua käsitteleviä asioita selkeäksi raportiksi, jota voidaan myöhemmin käytännössä tapauskohtaisesti soveltaa. Työstä saaduilla tuloksilla pyritään helpottamaan rakennuksien muutossuunnittelun prosessia entistä tehokkaammaksi ja selkeämmäksi.

Insinööritoimisto SRT Oy on Kuopiossa vuonna 1984 perustettu rakennesuunnittelutoimisto, joka tunnettiin aiemmin nimellä Insinööritoimisto Savon Rakennetekniikka. Yrityksen päätoimiala on rakennesuunnittelu sekä siihen liittyvä tutkimus- ja kehitystoiminta. Yrityksen päätoimipiste sijaitsee Kuopiossa sekä SRT:llä on toimipiste myös Vantaalla. Yrityksessä työskentelee tällä hetkellä yhteensä 24 työntekijää. Yrityksen tämänhetkisiin palveluihin kuuluvat rakennesuunnittelu, elementtisuunnittelu, tietomallintaminen, tuotekehitys, jännitetyt rakenteet sekä rakennesuunnitelmien ulkopuolinen tarkastaminen. Korjaus- tai saneerauskohteet eivät ole SRT:n päätoimialaa, mutta vahvana betonirakenteiden asiantuntijayrityksenä toimeksiantoja betonirakenteiden korjaus- ja muutossuunnitteluun tulee ajoittain vastaan etenkin yrityksen pitkän historian alkupään kohteiden osalta.

## 2 BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU

Rakentamista Suomessa ohjaavat useat eri määräykset, standardit, ohjeet ja normit sekä lait. Olenaisimpana asetuksena rakentamista ohjaa Maankäyttö- ja rakennuslaki, jonka tavoitteena on toteuttaa ja edistää hyvää yhdyskuntarakennetta, joka on asumiseen kaikille turvallinen, terveellinen ja viihtyisä elinympäristö. Maankäyttö- ja rakennuslaissa määritellään perusteet ja periaatteet maankäytön suunnittelulle, rakentamiselle, kaavoitukselle sekä alueiden käytön ohjeistukselle. (Maankäyttö- ja rakennuslaki 132/1999.)

Kantavien rakenteiden suunnittelua ohjaavat ympäristöministeriön asetuksen mukaan yhteiseurooppalaiset suunnittelustandardit eli eurokoodit sekä ympäristöministeriön niille laatimat kansalliset liitteet. Ympäristöministeriön asetuksen mukaan kantavien ja jäykistävien rakenteiden tärkeimmät rakennetekniset vaatimukset täyttyvät, kun rakenteet suunnitellaan ja toteutetaan eurokoodien sekä niille asetettujen kansallisten liitteiden mukaisesti. Lisäksi kantavien rakenteiden suunnittelua ohjaa merkittävästi ympäristöministeriön asetuksen mukaan Suomen rakentamismääräyskokoelman (RakMK) mukaiset standardit sekä määräykset. Rakentamismääräyskokoelma käsittää suunnittelua koskevat merkittävimmät tekniset vaatimukset. (Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista 477/2014.)

Betonirakenteiden rakentamista ohjaavat suunnitteluohjeet sekä määräykset ovat vaihtuneet ja kehittyneet Suomessa useaan otteeseen vuosien saatossa. Betonirakentamisen teknologia kehittyy jatkuvasti, joten vanhoja ohjeita ja määräyksiä on pitänyt päivittää vastaamaan ajankohtaisinta tutkimustietoa. Vanhojen mitoitusohjeiden uusiminen sekä päivittäminen auttaa varmistamaan rakenteiden turvallisuuden, kestävyuden sekä rakennustehokkuuden rakentamishankkeissa. Vanhoihin betonirakentamisen suunnitteluohjeisiin perehtyminen johdattaa suunnittelijoita tekemään oikeita valintoja rakennusten korjaus- ja muutossuunnittelussa.

### 2.1 Betoninormien kehitys Suomessa

Ensimmäiset viralliset kansalliset betonirakenteiden suunnittelua ohjaavat normit tulivat Suomeen vuonna 1929, kun Valtioneuvosto hyväksyi Suomen Betoniyhdistyksen asettamat Betoni- ja rautabetonirakenteiden määräykset. Ennen Valtioneuvoston myöntämiä virallisia kansallisia normeja oli Helsingin rakennustarkastuskonttori kuitenkin laatinut jo vuonna 1913 raudoilla jäykistettyä ja jäykistämätöntä rakennustyötä käsitteleviä määräyksiä ja ohjeita, joita oli myös päivitetty sekä täydennetty vuosina 1926 ja 1929. Nämä Helsingin rakennustarkastuskonttorin vuonna 1913 laatimat määräykset koskivat vain Helsingin kaupunkia, mutta ne painettiin mm. tuolloiseen Rakentajain Kalenteriin ja näin vaikuttivat todennäköisesti ohjeellisesti koko Suomen betonirakentamisen käytäntöihin. Suomen Betoniyhdistys perustettiin vuonna 1925 ja sen merkittävin tehtävä oli alkujaan muodostaa kansalliset betonirakentamista säätelevät normit Suomeen, joka toteutui vuonna 1928, kun valtioneuvosto hyväksyi ehdotuksen betoninormeista. Määräykset tarkastelivat betonirakentamista koko Suomessa ja olivat vahvasti saksalaisvaikutteisia. (Neuvonen 2002, 147; Suomen Betoniyhdistys ry.)

Seuraavat betonirakentamista säätelevät betoninormit julkaistiin vuonna 1936, kun valtioneuvosto antoi päätöksen betoni- ja rautabetonirakenteista. Vuoden 1936 betoninormeissa määrätyt mitoitusohjeet pohjautuivat kimmoteoriaan. Betonin kuutiolujuuden tuli tuolloin olla vähintään 14 MN/m<sup>2</sup>,

jotta sallittuja jännityksiä voitiin käyttää. Myös tätä korkeampilaatuisia betoniluokkia voitiin käyttää, mutta sen edellytyksenä oli, että käytettävän betonin kuutiolujuuden näytettiin ennakkokokeilla olevan vähintään  $18 \text{ MN/m}^2$  28 päivän ikäisenä. Teräsbetonin sallittu puristusjännityksen arvo oli  $3,5 \text{ MN/m}^2$  sekä epäkeskeisen normaalivoiman tai taivutuksen määrätessä  $4,0 \text{ MN/m}^2$ . Betonirakenteita koskevia rakenteellisia määräyksiä sisältyi vuoden 1936 betoninormeihin reilusti, jotka koskivat pääasiassa laatta- ja palkkirakenteita käsitteleviä hyötykorkeuksien määrättyjä raja-arvoja. Teräsbetonirakenteissa käytetty minimisementtimäärä on vuoden 1936 betoninormeista lähtien ollut  $270 \text{ kg/m}^3$ . (Mäkiö 2016a, 206–207.)

Betoninormien merkittävä kokonaisuudistus tehtiin vuonna 1946 toisen maailman sodan jälkeen, jolloin otettiin merkittävä askel kohti betonin ja teräksen monipuolisempaa hyväksikäyttöä. Kyseisissä määräyksissä betoni- ja teräsbetonirakenteet jaettiin ensimmäistä kertaa kolmeen eri laatu-luokkaan laadunvalvonnan perusteella, joita olivat tuolloin A-, B- ja C-betonit. Edellisiin vuoden 1936 betoninormeihin verrattuna sallitut jännitykset kasvoivat huomattavasti, mutta ne olivat kuitenkin edellisiin normeihin verrattuna edelleen riippuvaisia mm. rakenteen paksuudesta. C-betoni vastasi aikaisempaa vuoden 1936 normien mukaista tavallista betonia, jolla lujuuden vaatimuksen tuli olla  $15 \text{ MN/m}^2$ . B-betonin laatu puolestaan vastasi aikaisempia vuoden 1936 korotettujen betonien jännityksiä, joilla lujuuden arvon tuli olla  $20 \text{ MN/m}^2$ . A-betoni oli tuolloin täysin uusi käyttöön otettu betonilaatu, jonka lujuuden vaatimuksen tuli olla  $40 \text{ MN/m}^2$ . Rakenteelliset laatta- ja palkkirakenteita koskevat hyötykorkeuksien määräykset laadittiin samalla tavalla kuin edellisissä vuoden 1936 betoninormeissa. (Mäkiö 2016a, 207–208.)

Betoninormien seuraava isompi uudistus tehtiin vuonna 1954, kun alan normistoa koettiin tarpeelliseksi kehittää voimakkaasti 1950-luvulla kasvaneen betonin käytön seurauksena. Muutoksena edellisiin normeihin näissä oli nyt ensimmäistä kertaa mahdollisuutena siirtyä varmuuskertoimien käyttöön rakenteiden mitoituksessa ennen käytetyn sallitun jännitysten menetelmästä rajatilamitoitukseen. Merkittävänä lisäyksenä vuoden 1954 betoninormeissa olivat harjateräksen tulo keskeiseksi teräslaaduksi sekä raudoittamattoman betoniseinän suunnittelun mahdollistaminen. Edellisiin normeihin keskeisenä lisäyksenä näissä betoninormeissa betonitöiden laadunvarmistamiseen kiinnitettiin erityistä huomioita. Betonilaadut jaoteltiin ensimmäistä kertaa selvästi eri lujuusluokkiin ja eri betonilaatujen merkinnöissä siirryttiin käyttämään kuutiolujuuksien esittämiseen K-luvuilla. Vuoden 1954 betoninormien mukainen betonien laatuluokitus oli edellisten normien tapaan kolmijakoinen A-, B- ja C-betoni, mutta uudistuksena edellisiin normeihin näissä määräyksissä eri lujuusluokkia voitiin käyttää lisäksi B- ja C-luokissa. Tämä tarkoittaa käytännössä sitä, että sallittu jännitys ei riippunut betonin lujuusluokasta. Näissä betoninormeissa rakenteellisia määräyksiä esitettiin aikaisempaa käytäntöä tarkemmin eri betonirakenteille yksityiskohtiin saakka. (Mäkiö 2016a, 209–210.)

Vuonna 1958 kulkulaitosten ja yleisten töiden ministeriö julkaisi ensimmäiset normit sekä teknilliset ohjeet koskien esijännitettyjä betonirakenteita. Normien mukaan esijännitetyissä betonirakenteissa oli käytettävä A-luokan betonia sekä lujuusluokan tuli olla vähintään K30. Normit sisälsivät yleisiä ohjeita esijännitettyjen betonirakenteiden suunnittelusta sekä niihin sisältyi määräyksiä ja ohjeita rakennusaineista, työn suorituksesta sekä laskemien perusteista. (Mäkiö 2016a, 210.)

Kulkulaitosten ja yleisten töiden ministeriö julkaisi vuonna 1963 betonisten elementtien normit. 1960-luvulla voimakkaasti kasvanut betonisten elementtien yleistymisen sekä elementtitekniikan kehittyminen vaativat kehittämään alan normistoa, joka konkretisoitui ministeriön päätöksellä julkaista betonisten elementtien käyttöä sekä valmistusta ohjaavat alan normit. Näissä normeissa annettiin merkittäviä poikkeuksia koskien edellisten normien ohjeita mm. suojabetonista. Edellisistä normeista poiketen, näissä elementtejä koskeissa normeissa ei annettu minimimittoja rakenteille, vaan ne määräytyivät laskennallisten lujuusopillisten ja muodonmuutoksien asettamien vaatimuksien sekä terästen betonikerrosten suojaetäisyyksien mukaisesti. Elementtinormien mukaan käyttäessä betonia K30 tai alemmaa laatuluokkaa tuli terästen suojaetäisyyksien olla vähintään 75 % normien mukaisista terästen suojaetäisyyksien vaatimuksista. Käyttäessä betonilaatua K35 tai korkeampi laatuista betonia sai terästen suojaetäisyydet olla 60 % sallituista suojaetäisyyksistä. Terästen suojaetäisyyden tuli olla kuitenkin vähintään 10 mm, mutta poikkeuksena sallittiin 5 mm betonipeite, mikäli betonipeite työmaalla vielä kasvaisi vähintään 20 mm vahvuisella kerroksella. (Mäkiö 2016b, 247.)

Vuonna 1965 julkaistiin seuraavat uudet ja päivitettyt merkittävät betoninormit, koska betonitekniikan sekä uusien rakennusmenetelmien edistyminen edellytti normien perusteellista päivittämistä. Betonirakentamisen elementtitekniikan korkea kehittyminen ja yleistymisen edellytti betoninormien voimakasta kehitystä 1960-luvulla. Normeissa esitetyt oleellimmat sisällöt oli jaoteltu kahteen eri jaostoon. Ensin esitettyjen varsinaisten määräyksiä jälkeen tarkennettiin määräyksiin liittyviä ohjeita pienemmällä tekstityypillä. Normien merkittävimmät muutokset koskivat betoniterästen luokittamista, betonin soveltuvuutta ja betonitöiden työnjohtoa sekä laadunvalvontaa. Voimakkaan elementtirakentamisen kehittymisen myötä normeissa oli ensi kertaa mukana valmisbetonia käsittelevät määräykset. Uutena päivityksenä betoniteräkset jaoteltiin neljään eri laatuluokkaan myötörajojen perusteella. Jokaiseen teräksen laatuluokkaan sisältyi yksi tai useampia eri teräslaatuja, joiden sallitut jännitykset sekä laatuvaatimukset määriteltiin kullekin laadulle erikseen. Betoniteräksiä koskeneet laatuvaatimukset sekä valvonta- ja käsittelyohjeet julkaistiin silloin Suomen Betoniyhdistys ry:n hyväksyminä SFS-standardeina. Betonin laadun toteamiseksi tehtävät laatuvaatimukset olivat pakollisia vuoden 1965 normien mukaan. Betoni töissä käyttäessä A- ja B-luokkien betonilaatua oli aina tehtävä koekappaleet käytetyn lujuuden toteamisen varmistamiseksi. Koekappaleista tehtiin viralliset puristuslujuusotokset 28 vrk:n ikäisenä, jotta voitiin todentaa käytetyn betonin olevan vähintään suunnittelulujuuden suuruinen. Betoninormeissa esitettyjä rakenteellisia määräyksiä uudistettiin merkittävästi erityisesti betoniseinien sekä -pilareiden osalta mahdollistaen entistä taloudellisemman toteutuksen. Näissä vuoden 1965 normeissa otettiin myös käyttöön betonivalvonnan tehostettu työnjohto, mikä toi varmuutta lopulliseen betoninlaatuun. (Mäkiö 2016b, 247–248.)

Aikaisempiin, vuonna 1965 julkaistuihin betoninormeihin sekä vuoden 1963 betonielementtien normeihin tehtiin pienempiä muutoksia sekä lisäyksiä useaan otteeseen. Varsinaiset normit pysyivät kuitenkin lähes koskemattomina ennen vuonna 1975 julkaistuja merkittävästi uudistettuja normeja. (Mäkiö 2016b, 249–250.)

Vuoden 1975 tammikuussa betoninormeihin tehtiin keskeisiä muutoksia sisäasiainministeriön ja valtioneuvoston päätöksillä. Tuolloin julkaistiin myös ohjeet betoni- ja teräsbetonirakenteiden rajatila-



mitoituksesta sisäasiainministeriön toimesta. Merkittävästi uudistetuissa vuoden 1975 betoninormeissa otettiin käyttöön aikaisempaa lujempi uusi teräslaatu A600H sekä terästen nipputangot otettiin käyttöön. Betonin lujuusluokissa siirryttiin käyttämään SI-yksiköitä, jolloin betonilujuuksien merkinnöistä putosi viimeinen nolla pois. Uusina betonilaatuina otettiin tuolloin käyttöön betonin lujuusluokat K35 ja K40. Betonin puristuskokeeseen hyväksyttiin tuolloin myös 150 mm särmäinen kuutio. Betonissa käytettävät lisäaineet hyväksyttiin tuolloin muidenkin hyväksymillä selvityksillä kuin Suomen Betoniyhdistyksen myöntämällä käyttöluvulla. Vuoden 1975 betoninormien voimassaoloaika jäi lopulta kuitenkin hyvin lyhyeksi, kun ne päätettiin valtioneuvoston toimesta kumota jo saman vuoden marraskuussa. Vuoden 1975 betoninormit kumoutuivat lopullisesti vuoden 1976 heinäkuussa ensimmäisen Rakentamismääräyskokoelman astuessa voimaan. (Mäkiö 2016b, 250.)

Taulukkoon 1 on koostettu luettelo eri aikakausina voimassa olleista betonirakentamista säätelevistä määräyksistä, standardeista ja ohjeista. Betonirakenteita käsitteleviä erilaisia ohjeistuksia on julkaistu virallisina viranomaismääräyksinä sekä eri järjestöjen laatimina epävirallisina standardeina, normeina ja ohjeina, joista keskeisimmät on esitetty taulukossa 1. Taulukossa on esitetty vain merkittävimmät määräykset eikä esitettyjen määräyksien muutoksia ole tarkemmin eritelty taulukon selkeyttämisen vuoksi.

Taulukko 1. Eri aikakausina voimassa olleet betonirakenteiden määräykset. (Neuvonen 2002, 145; Mäkiö 2016a, 220–222; Mäkiö 2016b, 272–275; Ympäristöministeriö rakentamismääräykset; Eurokoodi help desk)

Vuosi	Betonirakentamista säätelevä määräys, standardi tai ohje
1913	Helsingin kaupungin rakennustarkastuskonttori, Raudoilla jäykistettyä ja jäykistämätöntä betonityötä koskevat säädökset
1929	VNp betoni- ja rautabetonirakenteiden määräyksistä 182/29
1936	VNp sis. määräykset betoni- ja rautabetonirakenteista 315/36
1946	VNp betoni- ja teräsbetonirakenteiden normaalimääräyksistä RIY A3 739/46
1954	VNp betoni- ja teräsbetonirakenteiden normaalimääräyksistä 188/54
1958	Esijännitetyjen betonirakenteiden normit RIY A32
1963	Betonisten rakennuselementtien normit
1965	VNp betoni- ja teräsbetonirakenteiden määräykset RIY A46
1967	VNp betoni- ja teräsbetonirakenteiden määräyksistä RIL 53
1976	Suomen rakentamismääräyskokoelma B-osa
2014	SFS EN 1992 Betonirakenteet + kansalliset liitteet

## 2.2 Rakentamismääräykset

Suomen rakentamismääräyskokoelma (RakMK) asetettiin voimaan vuonna 1976 sisäasiainministeriön toimesta sen aikaisen rakennusasetuksen sivulle. Rakentamismääräyskokoelma muodostuu teknisistä määräyksistä ja ohjeista, joiden tavoitteena on varmistaa turvallinen ja toimiva asuinympäristö. Rakentamismääräykset päivittyivät vuosien varrella useaan otteeseen rakentamisen tekniikan ja uuden tutkimustiedon kehittyessä. Rakentamismääräyskokoelman asetukset korvautuivat vuoden 2018 alussa ympäristöministeriön laatimilla korvaavilla asetuksilla. (Ympäristöministeriö rakentamismääräykset.)

Vuonna 1977 sisäasiainministeriö julkaisi tarkempia betonirakenteiden suunnittelua koskevia erinäisiä määräyksiä rakentamismääräyskokoelman B-sarjassaan. Tuolloin julkaistussa rakentamismääräyskokoelmassa julkaistiin B-osassa betonirakentamista koskevat osat: B7 Betonirakenteiden rajatilamitoitus, B8 Betonirakenteiden valmistus ja B9 betonin kelpoisuuden toteaminen. Nämä betonirakenteiden suunnittelua ohjaavat ohjeet pohjautuivat vahvasti aikaisempiin vuoden 1975 betoninormeihin. (Sisäasiainministeriö 1977a; Sisäasiainministeriö 1977b.)

Betonirakenteita koskevat määräykset uudistuivat seuraavan kerran vuonna 1981 rakentamismääräyskokoelman betonirakenteita käsittelevässä osassa B4, jossa betonirakenteita käsittelevät osat koottiin samaan ohjeeseen. Tämä uudistus korvasi edelliset vuoden 1977 betonirakenteita määräyksiä käsittelevät eri osat. Näissä vuoden 1981 määräyksissä esitettiin ohjeet kantavien betonirakenteiden suunnitteluun rajatilamitoituksella ja sallittujen jännityksen menetelmällä sekä menetelmät betonirakenteiden varmistamiseksi. Rakenneosat, jotka toimivat yhtenä kokonaisuutena tuli mitoittaa samaa mitoitusmenetelmää käyttäen. (Sisäasiainministeriö 1981.)

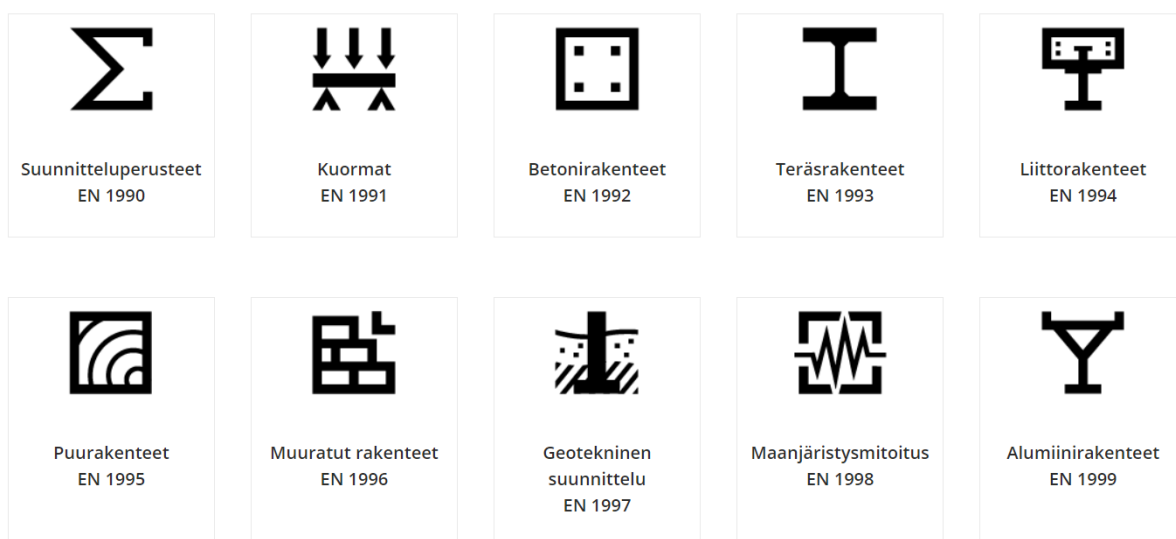
Rakentamismääräyskokoelman vuonna 1981 asettamaa betonirakenteita koskevaa julkaisua ”B4 Betonirakenteet, ohjeet” päivitettiin ja uudistettiin vuosina 1987, 1993, 2000, 2005 ja 2009. Näissä uudistetuissa betonirakenteiden suunnittelua ohjaavissa painoksissa muutokset olivat hyvin minimaalisia vuonna 1981 asetettuihin ohjeisiin. Merkittävimpänä muutoksena näissä uudistuksissa oli sallittujen jännitysten mitoitusmenetelmän poistuminen vuoden 1993 ohjeista, jonka jälkeen kaikki betonirakenteiden mitoitusta koskevat suunnittelut on ollut tehtävä rajatilamitoituksella. (Ympäristöministeriö rakentamismääräykset.)

### 2.3 Eurokoodit

Suomessa eurokoodien käyttö alkoi vuonna 2007, kun ensimmäiset ympäristöministeriön julkaisemat eurokoodien kansalliset liitteet julkaistiin ja siitä eteenpäin alkoi siirtymävaihe, missä eurokoodeja otettiin hiljalleen käyttöön sitä mukaan, kun kansallisia liitteitä valmistui. Siirtymävaihe eurokoodien käyttöön saatiin valmiiksi vuonna 2014 ja siitä eteenpäin kantavat rakenteet tulee suunnitella eurokoodien sekä niille asetettujen kansallisten liitteiden mukaisesti. Eurokoodien siirtymävaiheen aikana eurokoodeja käytettiin rakentamismääräyskokoelman B-osan kanssa rinnakkain ja tuona ajankohdana suunnitellut rakennukset tuli suunnitella loppuun alussa valitun normin mukaan. (Eurokoodi help desk.)

Eurokoodit ovat kokoelma kantavien rakenteiden suunnittelua ohjaavia ja määräviä yhteiseurooppalaisia mitoitusnormeja. Eurokoodeissa määritellään rakenteiden suunnitteluperusteet kantaville rakenteille yksityiskohtiin saakka. Eurooppalaisen standardijärjestö CENin teknillinen komitea on laatinut sekä ylläpitää nykyisellään eurokoodeja. Eurokoodit perustettiin Euroopassa vuonna 1975, kun niiden tarkoitus oli saada yhdenmukaiset tekniset ohjeet rakennusten suunnitteluun. Nykyisellään eurokoodeja on käytössä 10 standardien päälukua, joissa on yhteensä 58 eri osaa. Eurokoodien standardien pääluvut on esitetty kuvassa 1. Eurokoodien standardit ovat käytössä lähes kaikissa Euroopan maissa, mutta niiden käyttö on vapaaehtoista. Suomessa eurokoodien käyttö ei ole pakollista, mutta ympäristöministeriön asetuksessa asetetut kantavien rakenteiden olennaiset vaatimukset täytyvät, kun rakenne suunnitellaan eurokoodien ja sen kansallisten liitteiden mukaan. (Eurokoodi help desk.)

#### EUROKOODIN OSAT



KUVA 1. Eurokoodien eri standardien osat. (Eurokoodi help desk)

Eurokoodien käyttö sen jäsenmaissa edellyttää kansallisten liitteiden (NA) laatimista jokaiselle eri osa standardille. Eurokoodeissa on erikseen määritelty ne kohdat, joihin kansallisia arvoja voidaan maakohtaisesti erikseen antaa. Eurokoodeissa ei olla päästy yhteisymmärrykseen kaikkien suunnitteluparametrien kohdalta, joten tätä varten on lisätty maakohtaiset kansalliset valinnat. Kansallisia mitoitusarvoja voidaan määritellä maakohtaisesti kolmeen kohtaan: kansallinen varmuustaso, paikalliset ilmasto-olosuhteet sekä rakentamisen kustannustasoon. Suomessa kansalliset liitteet laativat talonrakennuksen osalta ympäristöministeriö Rakennusmääräyskokoelmalla, infrarakentamisen osalta Liikenne- ja viestintävirasto sekä siltarakenteiden osalta väylävirasto. (Eurokoodi help desk.)

Betonirakenteiden suunnittelua keskeisimmin ohjaa Eurokoodi 2 Betonirakenteiden suunnittelu. Betonirakenteiden suunnittelua ohjaavaan päästandardiin sekä kansallisiin liitteisiin kuuluvat keskeisimmät osat on esitetty tarkemmin kuvassa 2.

### EN 1992 BETONIRAKENTEET

EN 1992-1-1 Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt	●
EN 1992-1-2 Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus	●
EN 1992-2 Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Betonisillat. Mitoittaminen ja yksityiskohtien suunnittelu	●
EN 1992-3 Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 3: Nestesäiliöt ja silot	●
EN 1992-4 Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 4: Betonirakenteissa käytettävien kiinnikkeiden suunnittelu	●
EN 13670 Betonirakenteiden toteuttaminen	●
Ympäristöministeriön kansallinen liite	●
Väyläviraston soveltamisohje ja LVM:n kansallinen liite	●
Betonirakenteisiin liittyvä materiaali	●

KUVA 2. EN 1992 standardin ja kansallisten liitteiden eri osat. (Eurokoodi help desk)

## 2.4 Eurokoodit 2

Eurokoodien toisen sukupolven, eli nykyisten eurokoodien sekä näiden kansallisten liitteiden uudistaminen on tällä hetkellä parhaillaan käynnissä, ja osa päivitetyistä eurokoodien osista on jo julkaistuna, mutta ne eivät ole vielä käytössä. Uudistuksessa on tarkoituksena päivittää kattavasti nykyisiä eurokoodeja sekä myös julkaista kokonaan uusia eurokoodin osia. Eurokoodien uudistuksen perimmäisenä tarkoituksena on yksinkertaistaa nykyisiä eurokoodeja, kuten vähentää maakohtaisia kansallisia liitteitä sekä selkeyttää eurokoodien käytettävyyttä. Toisen sukupolven eurokoodien suunnittelun valmistelu on aloitettu jo vuonna 2015 ja niiden on tarkoitus valmistua julkaistavaksi vuosien 2022–2027 välisenä aikana. Eurokoodien merkittävää uudistusta edistetään eurooppalaisten erityisasiantuntijoiden toimesta ja myös suomen seurantaryhmät ovat mukana uudistuksen kehityksessä. (Eurokoodi help desk.)

### 3 SUUNNITTELUUN VAIKUTTAVAT TEKIJÄT

Rakentamisteknologian laadunvalvonnan ja valmistusmenetelmien kehittyminen ovat mahdollistaneet mitoituksessa käytettävien varmuuskertoimien pienentämisen, joka puolestaan mahdollistaa rakenteiden tarkemman mitoituksen ja entistä hoikemmat rakenteet. Teknologian kehittymisen johdosta materiaalien ominaisuuksia on pystytty hyödyntämään entistä paremmin ja tämän seurauksena rakentamisessa on saatu aikaan materiaalisäästöjä, jotka pienentävät rakentamishankkeiden kokonaiskustannuksia. Betonirakenteiden korjaus- ja muutossuunnittelun näkökulmasta on erityisen tärkeää tuntea keskeisimmät kuormitustietojen sekä materiaaliominaisuuksien kehitykset.

#### 3.1 Rakenteiden kuormitusten kehitys

Ensimmäiset rakenteiden kuormitusta ohjaavat ohjeet tulivat Suomeen vuonna 1913, kun Helsingin kaupungin rakennustarkastuskonttori julkaisi määräyksen ”Ohjeet noudatettaviksi kuormitusten ja luovallisten rakennusainepaineiden laskemisessa”. Ohjeet eivät olleet tuolloin koko Suomen valtakunnallisia määräyksiä vaan ne koskivat vain Helsingin asuinrakennuksia. Helsingin kaupungin vuoden 1913 määräyksissä peltikatteisen vesikaton kuormitus annettiin kokonaiskuormituksena arvolla 2,0 kN/m<sup>2</sup> sisältäen peltikatteen omapainon sekä lumi- ja tuulikuormat. (Neuvonen 2002, 146.)

Ensimmäiset virallisesti koko Suomea käsittelevät rakennusten kuormitusnormit tulivat Suomessa voimaan vuonna 1932, kun sisäasiainministeriö julkaisi päätöksen eräistä huonerakenteista. Nämä vuonna 1932 julkaistut sisäasiainministeriön kuormitusnormit sekä vuonna 1913 Helsingin kaupungin toimesta julkaisemat kuormitusohjeiden mukaiset rakennusten hyötykuormat on esitetty tarkemmin kuvassa 3. Tuolloin julkaistut kuormitusnormit ja niihin aikanaan tehdyt muutokset julkaistiin Suomen Asetuskokoelmassa. Sen lisäksi tuolloin voimassa olleet rakentamista koskevat määräykset sekä normit kirjattiin vuosittain mm. Rakentajain Kalenteriin. Aikakauden kuormitusnormeissa esitettiin kattavat luettelot eri rakennusaineiden tilavuuspainoista. Rakennusaineiden joukossa oli myös materiaaleja, joita ei enää valmisteta, kuten luginomassa ja riksilevy. (Mäkiö 2016a, 205.)

Kuormitusnormeista vuonna 1932 julkaistun sisäasiainministeriön päätöksen mukaan asuin- ja toimistohuoneistojen sallittiin käyttää hyötykuorman arvoa 2,5 kN/m<sup>2</sup>, puurakenteissa sallittiin kuitenkin käyttää arvoa 2,0 kN/m<sup>2</sup>. Ullakkohuoneiden hyötykuormana käytettiin tuolloin arvoa 1,5 kN/m<sup>2</sup>. Vuoden 1932 kuormitusnormeissa nykyistä tungoskuormaa vastaavaa arvoa 4,0 kN/m<sup>2</sup> käytettiin tuolloin kokous- yms. huoneistojen sekä portaiden hyötykuormana. Rakennusten kuormien vähentämistä kerroksittain monikerroksisissa rakennuksissa oli ilmaistu selkeinä hyötykuormaprosentteina huomioiden kuormitusalojen suuruutta. Mikäli rakennuksen kerrokset kuormittuivat useammasta kuin yhdestä tasosta sai hyötykuorman vähennyksen asuin- ja toimistorakennuksien kohdalla laskea seuraavasti: lähimpänä rakennetta olevan kerroksen hyötykuorma huomioitiin kokonaisuudessaan ja rakennetta seuraavien kerrosten hyötykuormien arvoa sai pienentää peräkkäin 15, 30, 40 ja jäljelle jäävien 50 %:lla. Vuonna 1932 julkaistuissa kuormitusnormeissa lumikuorma esitettiin karkeasti Uudellamaalla sekä silloisissa Porin ja Turun läänissä 1,0–1,5 kN/m<sup>2</sup>, ja toisaalla Suomessa tuli käyttää arvoa 1,5–2,0 kN/m<sup>2</sup>. Tuulikuorma tuli tuolloin huomioida tuuli paineena pystysuoraa pintaa vastaan sisämaassa arvolla 1,0 kN/m<sup>2</sup> sekä rannikko alueella arvolla 1,25 kN/m<sup>2</sup>. (Mäkiö 2016a, 205–206.)

## Hyötykuormat

	(1913 Helsinki), 1932 (koko maa)
Asuinhuoneet *	250 kg/m <sup>2</sup>
Myymälät ja varastohuoneet**	350 kg/m <sup>2</sup>
Kokoussalit, portaat ja porrastasot	400 kg/m <sup>2</sup>
Ullakot	150 kg/m <sup>2</sup>
Pihat kellarien päällä	500 kg/m <sup>2</sup>

\* Puurakennuksissa voitiin käyttää arvoa 200 kg/m<sup>2</sup>. Vuoden 1932 päätöksessä mainitaan erikseen arvon 250 kg/m<sup>2</sup> koskevan myös toimistohuoneita.

\*\* Vuoden 1932 päätöksessä arvon mainitaan koskevan nimenomaan myymälöiden välittömässä yhteydessä olevia varastohuoneita. Varsinaisissa varastohuoneissa arvo 500 kg/m<sup>2</sup>.

KUVA 3. Rakennusten hyötykuormat Sisäasiainministeriön vuoden 1932 määräyksissä (Neuvonen 2002, 146)

Vuonna 1941 kuormitusnormeja päivitettiin sisäasiainministeriön toimesta tekemällä lisäys, jossa asuin- ja toimistohuoneistojen hyötykuorman arvona sallittiin käyttää arvoa 2,0 kN/m<sup>2</sup> edellyttäen, että rautabetoniset välipohjarakenteet oli toteutettu joko massiivisena laattarakenteena tai ylälaattalla toteutettuna palkistona. Tämän päätöksen seurauksena lähes kaikki vuosina 1940–1960 suunnitellut kerrostalojen asuin- ja toimistohuoneistojen kantavat rakenteet on suunniteltu käyttäen välipohjissa hyötykuorman arvoa 2,0 kN/m<sup>2</sup>. (Mäkiö 2016a, 205.)

Seuraavat Suomea koskeneet rakenteiden kuormitusmääräykset (RKM) Rakennusinsinööriyhdistys ry:n julkaisi vuonna 1955 julkaisusarjassaan numerolla RIY A26. Rakenteiden kuormitusmääräyksillä pyrittiin huomioimaan kaikki insinööriyössä huomioitavat kuormitukset riippumatta siitä, mistä rakenteesta tai rakennusaineesta oli kyse. Tällöin päädyttiin ottamaan käyttöön uusia nimityksiä, jotka käsittelivät ainoastaan kuormaa eivätkä vaikuttanut mitoitettavaan rakenteeseen. Kuormitusmääräyksiä sisältö oli kaksijakoinen, jossa ohjeistettiin, kuinka kuormat tulisi määrittää sekä annettiin kuormille eri vähimmäisarvot. Kuormien laskennan perustana määräyksissä oli todellisen kuorman määrittäminen ja esitettyjä vähimmäiskuormia sallittiin käytettäväksi vain silloin, kun laskennallisesti todennettu kuorma oli vähimmäiskuormaa pienempi. Rakenteiden kuormitusmääräyksiä mukaan rakenteelle tuli suunnitteluvaiheessa asettaa todellista käyttöä vastaavat kuormitukset. Suunnittelussa käytettyjen kuormien tuli perustua rakenteen todelliseen omapainoon, todenmukaisesti käyttöaikaisiin olosuhteisiin sekä niihin kuormiin, joita rakennukselle todellisuudessa asetettiin tai saatiin asettaa. Edellisistä vuoden 1932 kuormitusnormeista eroten hyötykuorma jaoteltiin erikseen rakenteiden kuormitusmääräyksissä oleskelu-, väkijoukko-, tavara- ja liikennekuormiin. (Mäkiö 2016a, 214.)

Yksityisasunnoissa ja toimistotiloissa hyötykuormana tuli käyttää samaa oleskelukuorman arvoa kuin aikaisemmissa määräyksissä oli määrätty 2,0 kN/m<sup>2</sup>. Asuinrakennuksien säilytysullakkotiloissa hyötykuormana tuli käyttää arvoa 1,5 kN/m<sup>2</sup> sekä portaissa arvoa 3,0 kN/m<sup>2</sup>. Parvekkeiden väkijoukko kuormaksi määrättiin käytettävän arvoa 4,0 kN/m<sup>2</sup>. Rakenteiden kuormitusmääräyksissä käytetyt lumikuorman arvot maamme eri osissa on esitetty kuvassa 4, jotka seurasivat pääosin sisäministeriön vuonna 1932 julkaistua ohjetta. Näissäkin kuormitusmääräyksissä määrittäessä rakennukseen kohdistuvaa suunnittelukuormaa sai rakennukseen kohdistuvassa hyötykuormassa käyttää vähennyksiä, mitkä olivat suorassa yhteydessä kantavan kuormituspinnan pinta-alaan seuraavasti: pinta-

alan ollessa 0–40 m<sup>2</sup> oli vähennys 0–40 % ja pinta-alan ollessa 40–80m<sup>2</sup> oli vähennys 40–60 %. Suunnittelussa huomioitu kokonaisvähennyksen suuruus ei kuitenkaan saanut ylittää 30 % koko rakenteeseen kohdistuneesta kuormituksesta mukaan luettua rakenteen omapaino. (Mäkiö 2016a, 214.)

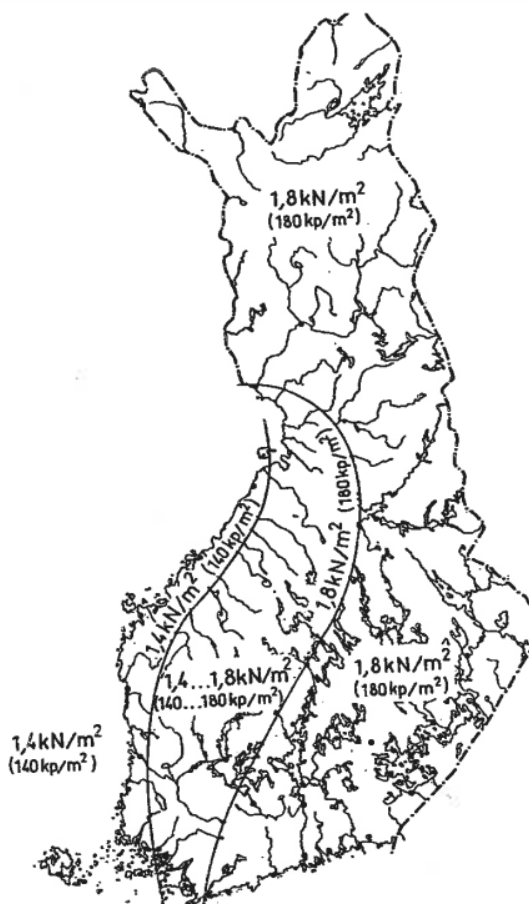


KUVA 4. RIY A26:n lumikuorman arvot maamme eri osissa vuosina 1955–1969. (Mäkiö 2016b, 244)

Ennen vuonna 1973 julkaistuja sisäasiainministeriön julkaisemia määräyksiä rakennusten vähimmäiskuormista, ei Suomessa ollut voimassa virallisia rakennuksien kuormituksia koskevia viranomaismääräyksiä. Vuonna 1932 julkaistujen sisäasiainministeriön kuormitusnormien virallisuudesta ja voimassaolosta nousi eriäviä mielipiteitä 1950-luvun lopulla rakennuslain julkaisemisen jälkeen vuonna 1958, joten kyseisiä sisäasiainministeriön laatimia kuormitusnormeja ei käytetty rakennusten suunnittelussa 1950-luvun lopulla sekä 1960-luvulla. Erikoistapauksissa vuoden 1932 kuormitusnormeja tuolloin kuitenkin vielä käytettiin, kuten eräissä remonteissa. (Mäkiö 2016b, 242–243.)

Vuonna 1969 Suomen Rakennusinsinöörin Liitto RIL:n julkaisi uudet rakenteiden kuormitusnormit nimellä RIL 59 ohjaamaan rakenteiden kuormitusten suunnittelua. Näissä RIL:n julkaisemissa kuormitusnormeissa rakennusten hyötykuormat luokiteltiin henkilökuormaan, tavarakuormaan ja liikennevälinekuormaan. Kuormitusnormien mukainen henkilökuorma eriteltiin vielä kolmeen eri alaluokkaan, joita olivat oleskelu-, kokoontumis- ja tungoskuormat. Kuormiin sisältyi tuolloin alueellinen pystysuora pintakuorma sekä alustaa rajoittuviin alueisiin kohdistuva viivakuorma. Asuintiloja käsittelevä oleskelukuorman pintakuorman arvo pieneni tuolloin 0,5 kN/m<sup>2</sup> yksikköä edellisistä kuormamääräyksistä arvoon 1,5 kN/m<sup>2</sup>. Toimistotiloja, portaita ja käytäviä käsittelevä kokoontumistilan pintakuorman arvo oli tuolloin 2,5 kN/m<sup>2</sup>. Tungoskuorman arvona tuli käyttää pintakuormaa 4,0 kN/m<sup>2</sup>. (Mäkiö 2016b, 256–257.)

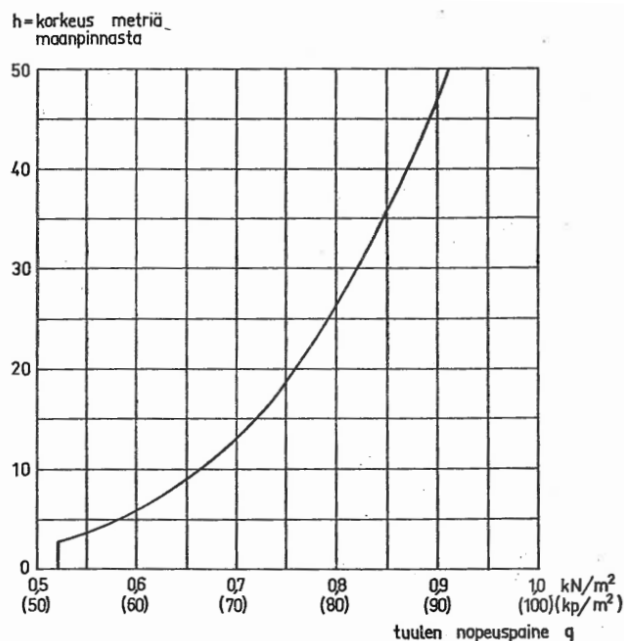
RIL:n vuonna 1969 julkaisemissa kuormitusnormeissa RIL 59 Suomen alueelliset lumikuormat koki merkittävän muutoksen. Rakennusten kattorakenteisiin kohdistuvista lumikuormista tehtiin tuolloin perusteelliset lumikuormatutkimukset, joiden mukaan kuvassa 5 esitetyt uudet lumikuormat määräytyivät. Nämä uudet lumikuorman määräykset poikkesivat edellisistä RIY A26 vuonna 1955 asetetuista määräyksistä siten, että lumikuorman arvot kasvoivat Suomen länsi- ja etelärannikolla ja taas pienuivät pääpiirteissään keskisessä ja pohjoisessa osassa maataamme. Lumikuormatutkimuksen tuoma merkittävä muutos kuvaa hyvin esimerkiksi lumikuorman arvon nousu Helsingissä noin 80 prosenttia edellisiin määräyksiin verrattuna. (Mäkiö 2016b, 244.)



KUVA 5. RIL 59:n mukaiset lumikuormat Suomessa vuosina 1969–1998. (Sisäasiainministeriö 1976, 9)

Rakennukseen ja rakenteisiin kohdistuvat tuulikuormat laskettiin tuolloin tuulen enimmäisnopeuksien mukaisen nopeuspaineen ja tuulen suunnasta sekä rakennuksen muodosta muodostuvia muoto- ja painekertoimia käyttämällä. Tuulikuorman määrittämisessä käytettävän nopeuspaineen arvo määritettiin kuvan 6 mukaan, riippuen rakennuksen korkeudesta. (Mäkiö 2016b, 244.)





KUVA 6. SisMp:n mukainen tuulen nopeuspaine vuonna 1973. (Mäkiö 2016b, 245)

Sisäasiainministeriön päätös rakennusten vähimmäiskuormista tuli Suomessa voimaan marraskuussa 1973, jotka mukailivat suurelta osin vuoden 1969 RIL:n kuormitusnormeja. Ohjeessa rakennusten hyötykuormat määriteltiin oleskelukuormaan I ja II, kokoontumiskuormaan, tungoskuormaan ja tavarakuormaan, jotka on esitetty tarkemmin kuvassa 7. Oleskelukuormalla I tarkoitettiin tiloja, joissa esiintyy normaalia asumiseen verrannollista käyttötapaa, kuten asunnot, ullakkotilat, säilytystilat ja vierashuoneet. Oleskelukuormalla II tarkoitettiin tuolloin tiloja, kuten toimistohuoneita, luokkahuoneita ja käyttötarkoitukseltaan näitä vastaavia tiloja. Kokoontumiskuormalla tarkoitettiin tiloja, joissa esiintyi kokoontumista, kuten neuvotteluhuoneet sekä luentosalit. Tungoskuormalla tarkoitettiin tiloja, joissa olisi kokoontumisen lisäksi myös mahdollista tungosta, kuten myymälät, juhlasalit ja parvekkeet. Kevyiden väliseinien kuormitusta ei huomioitu kyseisissä määräyksissä, joten ne on otettava suunnittelussa erikseen huomioon. (Mäkiö 2016b, 243.)

Kuormaryhmä	Kuorman vaikutussuunta ja -tapa			
	pystysuora		vaakasuora	
	pintakuorma kN/m <sup>2</sup> (kp/m <sup>2</sup> )	pistekuorma kN (kp)	viivakuorma kN/m (kp/m)	pistekuorma kN (kp)
Oleskelukuorma I	1,5 (150)			
Oleskelukuorma II	2,0 (200)			
portaajat ja käytävät	2,5 (250) <sup>1)</sup>	1,5 (150) <sup>2)</sup>	0,4 (40)	0,3 (30)
Kokoontumiskuorma	2,5 (250)			
portaajat ja käytävät	4,0 (400)			
Tungoskuorma	4,0 (400)		0,8 (80)	
Tavarakuorma				
varasto- ja tuotantotilat	5,0 (500)	20 (2000)	0,4 (40)	0,3 (30) <sup>3)</sup>
h-autojen suojat ja paikoitustasot	2,5 (250)	10 (1000)	–	5 (500) <sup>4)</sup>
muut autosuojat ja paikoitustasot	4,0 (400)	20 (2000)	–	10 (1000) <sup>4)</sup>
katto- ja välitasot, joiden liikennettä ei ole rajoitettu	8,0 (800)	40 (4000)	–	20 (2000)

1) Asuntojen sisäisten portaiden pintakuormaksi saadaan otaksua 1,5 kN/m<sup>2</sup> (150 kp/m<sup>2</sup>)  
2) Portaissa 2,0 kN (200 kp)  
3) Mikäli tiloissa käytetään trukkikuormaajia, on vaakasuoraksi pistekuormaksi otaksuttava 5 kN (500 kp)  
4) Ei koske yhden auton syvyisiä yksikerroksisia suojia.

KUVA 7. SisMp rakennusten hyötykuormien vähimmäisarvoista vuodelta 1973. (Mäkiö 2016b, 243)

Sisäasiainministeriön vuonna 1973 määrättyissä rakennusten vähittäiskuormissa sai useampi kerroksiseen rakennukseen kohdistuvaa oleskelu- ja kokoontumiskuormaa pienentää kuvan 8 mukaisesti, mikäli rakenteelle kohdistui oleskelu- tai kokoontumiskuormia kahdesta tai useammasta eri kerroksesta. Lumi- ja tuulikuorman vaikuttaessa rakenteeseen yhtäaikaaisesti, sai niistä toisen olettaa kohdistuvan pienennetyllä kertoimella 0,50. Mikäli rakennuksen hyötykuormitukseen sisältyi lumi- ja tuulikuorman lisäksi myös oleskelu- tai kokoontumiskuormia, sai niistä tällöin pienentää toisen pienennyskerroimella 0,80 ja toisen puolestaan kertoimella 0,50. (Mäkiö 2016b, 243–244.)

Rakenteen kannattamien oleskelu- tai kokoontumiskuorman kuormittamien kerrosten lukumäärä	2	3	4	5	6	7	8	≥9
Oleskelu- ja kokoontumiskuormien summan pienennyskerroin	0,90	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50

KUVA 8. SisMp:n mukaiset useampikerroksisten rakennusten oleskelu- ja kokoontumiskuormien pienennykset vuoden 1973 mukaan. (Mäkiö 2016b, 244)

Vuonna 1976 suomen rakentamismääräyskokoelman astuessa voimaan julkaistiin tuolloin uudet rakenteiden kuormitusta säätelevät ohjeet sisäasiainministeriön toimesta julkaisulla ”B1 Rakennusten vähimmäiskuormat”. Rakennusmääräyskokoelman julkaisussa rakennusten vähittäiskuormista esitettiin hyöty- ja luonnonkuormien vähimmäisarvot, joita kantavien rakenteiden suunnittelussa tuli käyttää. Nämä vuoden 1976 rakennusten vähimmäiskuormien määräykset kumosivat aiemmin voimassa olleet vuoden 1973 määräykset rakennusten kuormituksista. Rakennusten hyötykuormat jaoteltiin eri kuormaluokkiin käyttötarkoituksen perusteella vastaavasti kuin edellisissä vuoden 1973 kuormitusnormeissa sekä hyötykuormien arvot pysyivät aiempia määräyksiä vastaavina. Luonnonvoimista

aiheutuvat rakennusten lumi- ja tuulikuormat pysyivät aiempia kuormitusmääräyksiä vastaavina. Useampikerroksisten rakennusten oleskelu- ja kokoontumiskuormaa ohjeistettiin pienentämään vastaavalla tavalla kuin vuoden 1973 määräyksissä ohjeistettiin. (Sisäasiainministeriö 1976, 5–13.)

Kuormaryhmä	Kuorman vaikutussuunta ja -tapa			
	pystysuora		vaakasuora	
	pinta- kuorma $\text{kN/m}^2$ ( $\text{kp/m}^2$ )	piste- kuorma kN (kp)	viiva- kuorma $\text{kN/m}$ ( $\text{kp/m}$ )	piste- kuorma kN (kp)
Oleskelukuorma I	1,5 (150)	1,5 (150) <sup>2)</sup>	0,4 (40)	0,3 (30)
-"- II	2,0 (200)			
portaat ja käytävät	2,5 (250) <sup>1)</sup>			
Kokoontumiskuorma	2,5 (250)	1,5 (150) <sup>2)</sup>	0,4 (40)	0,3 (30)
portaat ja käytävät	4,0 (400)			
Tungoskuorma	4,0 (400)		0,8 (80)	
Tavarakuorma				
varasto- ja tuotanto- tilat	5,0 (500)	20 (2000)	0,4 (40)	0,3 (30) <sup>3)</sup>
henkilöautojen suojat ja paikoitustasot	2,5 (250)	10 (1000)	-	5 (500) <sup>4)</sup>
muut autosuojat ja paikoitustasot	4,0 (400)	20 (2000)	-	10 (1000) <sup>4)</sup>
katto- ja välitasot, joiden liikennettä ei ole rajoitettu	10,0 (1000)	50 (5000)	-	25 (2500)

1) Asuntojen sisäisten portaiden pintakuormaksi saadaan otaksua  $1,5 \text{ kN/m}^2$  ( $150 \text{ kp/m}^2$ ).

2) Portaisissa  $2,0 \text{ kN}$  ( $200 \text{ kp}$ ).

3) Mikäli tiloissa käytetään trukkikuormaa, on vaakasuoraksi pistekuormaksi otaksuttava  $5 \text{ kN}$  ( $500 \text{ kp}$ ).

4) Ei koske yhden auton syvyisiä yksikerroksisia suojia.

Siirrettävien kantamattomien väliseinien vaikutus ei sisälly taulukossa esitettyihin arvoihin, joten se on otettava erikseen huomioon.

KUVA 9. Vuoden 1976 RakMK:n mukaiset hyötykuormien vähimmäisarvot. (Sisäasiainministeriö 1976, 7)

Rakentamismääräyskokoelman osaa B1 päivitettiin seuraavan kerran vuonna 1978 julkaisulla "B1 Rakenteiden varmuus ja kuormitukset". Julkaisussa kerrottiin ohjeet rakenteiden mitoitukseen murto- ja käyttörajatilan tarkasteluissa, mutta rakenteiden kuormitustiedot sekä kuormaluokkien jaottelu pysyi aikaisempien määräyksiä mukaisena. Päivityksessä otettiin käyttöön ensimmäistä kertaa kuormien osavarmuuskertoimien hyödyntäminen murto- ja käyttörajatilantarkasteluissa, jotka on esitetty tarkemmin kuvassa 10. Pysyvän kuorman osavarmuuskertoimena tuli käyttää arvoa 1,2 tai 0,9 määrittävämmän kuormituksen antavan tuloksen mukaisesti. Hyötykuormien osavarmuuskertoimena tuli

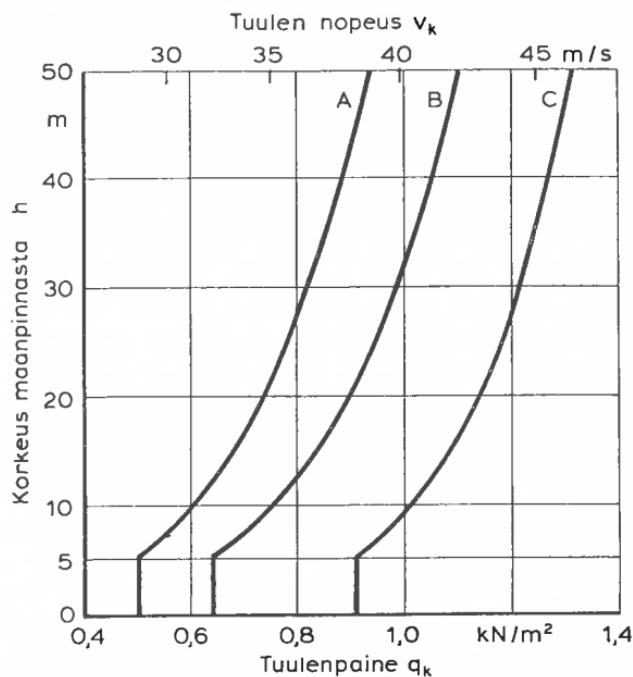
käyttää pääsääntöisesti arvoa 1,6. Useamman hyötykuorman vaikuttaessa sallittiin käyttää osavarmuuskertoimen arvoa 0,8 mikäli kuormitustapauksessa esiintyi useampaa kuin yhtä hyötykuormaa, jotka eivät olleet lumi- tai tuulikuormaa. (Sisäasiainministeriö 1978, 2–5.)

Kuorma		Osavarmuuskerroin
Pysyvä kuorma	$g^1)$	1,2 tai 0,9
Yksi muuttuva kuorma joka ei ole lumi- tai tuulikuorma	$q_k$	1,6
Lumi- tai tuulikuorma	$q_k$ (lumi (tuuli))	1,6
Muut muuttuvat kuormat	$q_k$	0,8

1) Rinnakkaisista pysyvän kuorman kertoimista valitaan koko rakenteelle se, joka antaa määrävän vaikutuksen.

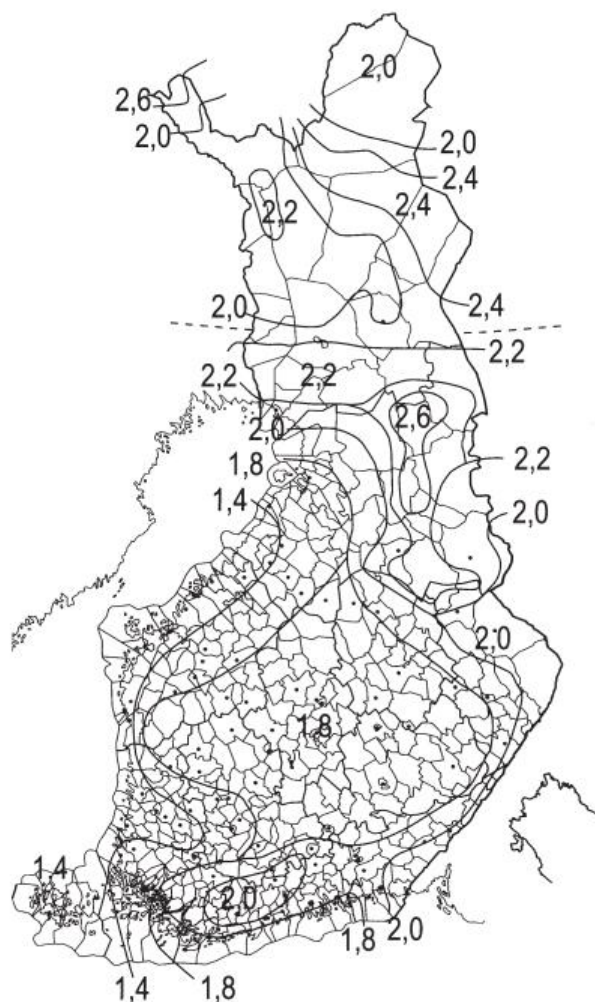
KUVA 10. Vuoden 1978 RakMK:n mukaiset kuormien osavarmuuskertoimet murtorajatilantarkaste- luissa. (Sisäasiainministeriö 1978, 3)

Seuraavan kerran rakentamismääräyskokoelman B1-julkaisua päivitettiin vuonna 1983. Päivityksessä rakennusten hyöty- ja lumikuormat sekä murtorajatilan osavarmuuskertoimet pysyivät aikaisempien määräyksien mukaisesti ennallaan. Tuulikuorman määrittämisessä otettiin ensimmäistä kertaa käyttöön alueelliset tuulikuorman nopeuspaineen luokat, jotka mukailevat hyvin nykyisiä tuulikuorman aluejakoja. Aluejaossa tuulenpaineen alueet jaoteltiin säätieteellisesti havaittujen tuulennopeuksien perusteella kolmeen eri alueluokkaan. A-alueeseen kuuluivat manneralue sekä sen välittömässä läheisyydessä sijaitsevat suuret saaret. B-alue käsitti meren rannikkoalueen ja Ahvenanmaan. C-alueeseen kuului merialueet. (Sisäasiainministeriö 1983, 2–5.)

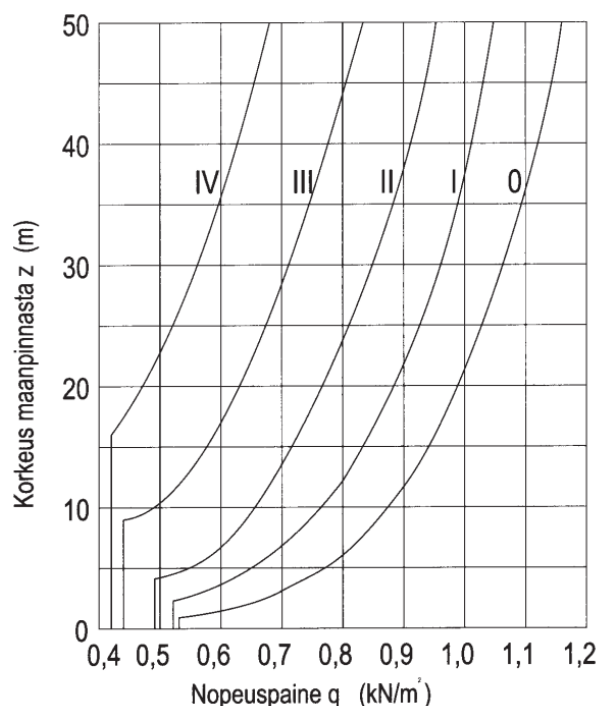


KUVA 11. Vuoden 1983 RakMK:n mukainen tuulenpaineen kuvaaja. (Sisäasiainministeriö 1983, 5)

Seuraavan kerran rakentamismääräyskokoelman B1-osiota päivitettiin vuonna 1998 ja tämä oli viimeinen päivitys ennen eurokoodien kansallisten liitteiden julkaisemista. Rakenteiden mitoituksessa käytettävät kuormien osavarmuus- ja pienennyskertoimet sekä laskentaperiaatteet pysyivät tässä päivityksessä ennallaan. Hyötykuormien kuormaryhmät sekä kuormien suuruudet pysyivät aikaisempien määräyksien mukaisesti pääosin ennallaan. Lumikuorman arvot maamme eri osissa kokivat merkittävän muutoksen, kun alueellisia lumikuorman arvoja tarkennettiin huomattavasti aikaisemmin ohjeistetuista määräyksistä. Lumikuorman arvot nousivat maamme pohjoisosissa merkittävästi ja alueellisia lumikuorman suuruuksia oli huomattavasti aikaisempaa enemmän. Lumikuorman arvot on esitetty kuvassa 12. Myös rakennuksien tuulikuorman määrityksiin tehtiin muutoksia edellisiin määräyksiin nähden. Tuulikuorman alueelliset aluejaot nousivat viiteen luokkaan aikaisemmin olleiden kolmen luokan sijasta. Maastoluokat jaoteltiin viiteen eri luokkaan alueellisten olosuhteiden perusteella, joita olivat O, I, II, III ja IV. Tuulen nopeuspaineen kuvaaja on esitetty kuvassa 13. (Sisäasiainministeriö 1998.)



KUVA 12. Vuoden 1998 RakMK:n mukaiset lumikuormat maamme eri osissa. (Sisäasiainministeriö 1998, 8)



KUVA 13. Vuoden 1998 RakMK:n mukainen tuulenpaineen kuvaaja. (Sisäasiainministeriö 1998, 10)

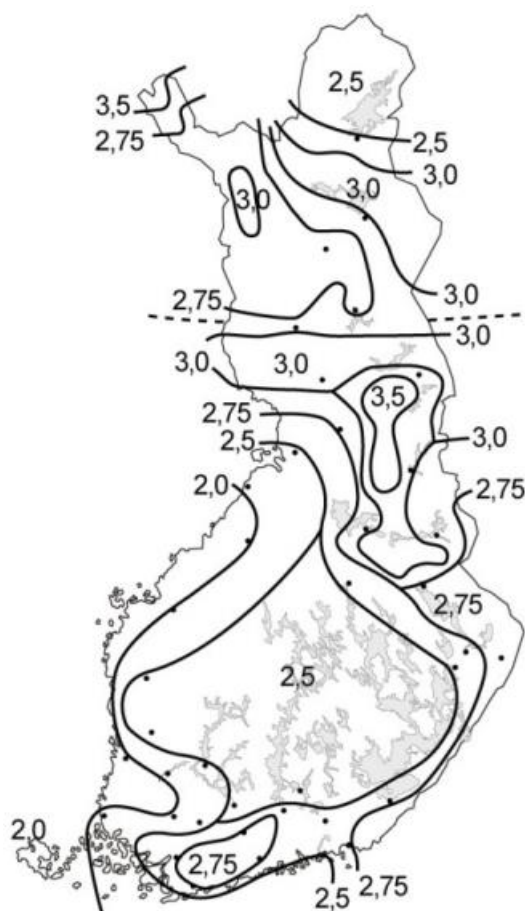
Eurokoodien ensimmäiset rakentamista säätelevät kansalliset liitteet julkaistiin ympäristöministeriön toimesta suomessa vuoden 2007 lopussa. Tästä alkoi siirtymävaihe eurokoodien ja kansallisten liitteiden täysimääräiseen käyttöön, joka lopulta toteutui vuoden 2017 alussa, kun täydelliset päivitetty eurokoodien kansalliset liitteet tulivat suomessa tuolloin voimaan. Eurokoodien käyttöönoton siirtymäaikana eurokoodeja voitiin käyttää aikaisempien rakentamista säätelevien ohjeiden eli rakentamismääräyskokoelman B-sarjan kanssa rinnakkain. (Eurokoodi help desk.)

Rakennuksiin kohdistuvat hyötykuorman ominaisarvot määritellään eurokoodeissa rakennuksen käyttötarkoituksen mukaisen käyttöluokan perusteella. Käyttöluokat on jaettu neljään eri luokkaan, joissa jokaiselle luokalle on määritelty hyötykuormien arvot välipohjille, portaille ja parvekkeille. Tarkemmat kuvaukset hyötykuormien eri luokista ja kuormien ominaisarvoista on esitetty kuvassa 14. (Ympäristöministeriö 2019, 5.)

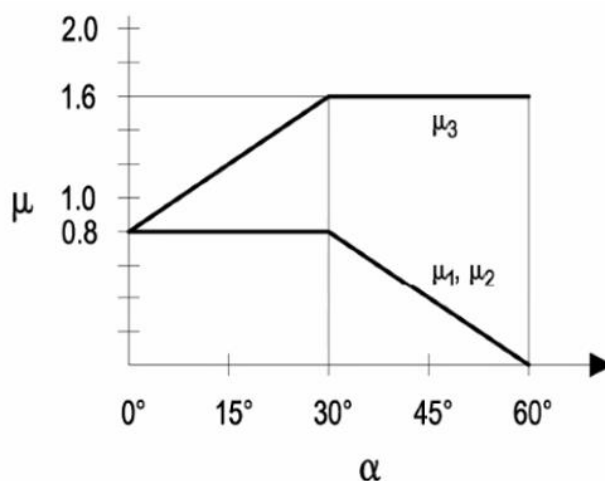
Kuormitettujen tilojen luokat	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]			$Q_k$ [kN]
	Välipohjat	Portaat	Parvekkeet	
Luokka A (asuin ja majoitustilat)	2,0	2,0	2,5	2,0
Luokka B (toimistotila)	2,5	3,0	2,5	2,0
Luokka C (kokoontumistilat)				
– C1 (tilassa pöytiä)	2,5	3,0	2,5	3,0
– C2 (tilassa kiinteät istuimet)	3,0	3,0	3,0	3,0
– C3 (ei liikkumista raj. esteitä)	4,0	3,0	4,0	4,0
– C4 (liikuntatilat)	5,0	3,0	5,0	4,0
– C5 (tungoskuorma yleisötilassa)	6,0	6,0	6,0	4,0
Luokka D (myymälätilat)				
– D1 (vähittäiskaupat)	4,0	3,0	4,0	4,0
– D2 (tavaratalot)	5,0	6,0	5,0	7,0

KUVA 14. Ympäristöministeriön asettamat rakennusten vähimmäishyötykuormat. (Ympäristöministeriö 2019, 5)

Eurokoodeissa ja niiden kansallisissa liitteissä lumikuorma esitettiin ominaisarvona maan pinnalla, kun taas aikaisemmissa rakentamismääräyskokoelman B-sarjan mukaisissa ohjeistuksissa lumikuorma oli esitettyä kuormana rakenteen katolla. Eurokoodien ja kansallisten liitteiden mukaista lumikuorman ohjeistusta tarkennettiin huomioimalla muun muassa rakennuksen muodosta johtuvat lämpö- ja tuulensuojaisuuskertoimet sekä katon lappeen kulmasta aiheutuva muotokerroin. Normaalissa tapauksissa katolla vaikuttava lumikuorma saadaan selville kertomalla maassa vaikuttavan lumikuorman arvo katon muotokertoimella. Muotokertoimen arvo perustuu siihen, että mitä jyrkempi katon lappeen kulma on sitä vähemmän katolle jää lunta. Nykyiset suomessa vaikuttavat eurokoodien kansallisten liitteiden mukaiset lumikuormat on esitetty kuvassa 15 ja katon lumikuorman muotokertoimet on esitetty kuvassa 16. (Ympäristöministeriö 2019, 14–19.) Vertaamalla eurokoodien mukaisia perustapauksien lumikuormia, joissa katon muotokertoimeksi saadaan 0,8 katon kulman ollessa alle  $30^\circ$  niin arvojen voidaan todeta olevan hiukan nousseet aikaisempiin vuoden 1998 lumikuormiin.

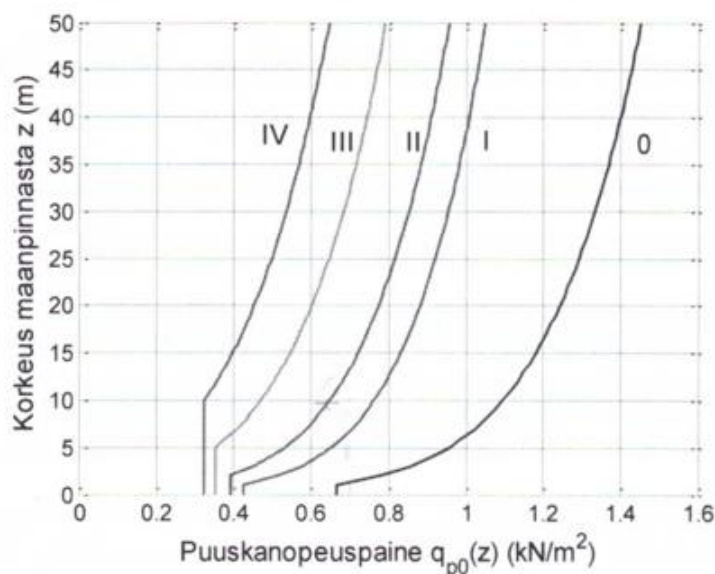


KUVA 15. Ympäristöministeriön asettamat lumikuorman vähimmäisarvot maanpinnalla. (Ympäristöministeriö 2019, 15)



KUVA 16. Lumikuorman muotokertoimet. (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 102)

Rakennusten tuulikuormien määrittämiseen eurokoodeissa ja niiden kansallisissa liitteissä on annettu kattavat ja perusteelliset ohjeet. Eurokoodeissa rakennusten maastoluokkien määrittämistä varten on annettu entistä tarkempia ohjeistuksia. Maastoluokat jakautuvat edellisten normien tapaan viiteen eri luokkaan vallitsevien olosuhteiden perusteella. Kuvassa 17 on esitetty eurokoodien mukaiset tuulennopeuspaineet maastoluokittain. (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 129–131.)



KUVA 17. Tuulen nopeuspaine. (RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017, 136)

Taulukkoon 2 on koottu edellisessä kappaleessa esitetyt eri aikakausina voimassa olleet rakenteiden kuormitusta säätelevät määräykset, ohjeet ja normit. Taulukon avulla korjaussuunnittelijan on helppo havainnoida, mikä kuormitusmääräys on kyseisellä aikakaudella ollut voimassa ja tämän perusteella osata lähteä etsimään lisätietoa oikean aikakauden kuormitusmääräyksistä.



Taulukko 2. Eri aikakausina voimassa olleet rakenteiden kuormitusmääräykset. (Neuvonen 2002, 144–145; Mäkiö 2016a, 220–222; Mäkiö 2016b, 272–275; Ympäristöministeriö rakentamismääräykset; Eurokoodi help desk)

Ajanjakso	Kuormitusta säätelevä määräys, standardi tai ohje
1913 – 1932	Helsingin kaupungin rakennustarkastuskonttori, Määräarvoja kuormituksille ja sallituille ainerasituksille
1932 – 1955	SisMp eräistä huonerakenteista 251/32 Muutoksia 1941 ja 1952
1955 – 1969	Rakenteiden kuormitusmääräykset RIY A26 tai RIL 26
1969 – 1973	Rakenteiden kuormitusnormit RIL 59 Muutoksia 1970, 1971, 1974 ja 1975
1973 – 1976	SisMp rakennusten vähimmäiskuormista 763/73
1976 – 2014	Suomen rakentamismääräyskokoelma osa B1 Muutoksia 1978, 1983 ja 1998
2014 –	SFS EN 1991 Rakenteiden kuormat + kansalliset liitteet

### 3.2 Betoniteräslaatuojen kehitys

Betonirakentamisen tekniikka on kehittynyt jatkuvasti materiaalien osalta, joten myös betoniterästen materiaalimerkintöjä on päivitetty ajantasaiseksi. Vuosituhannen alussa, ennen harjateräksen tuloa merkittäväksi betoniteräslaaduksi 1950-luvulla, betonirakentamisessa raudoitteena käytettiin sileitä pyöröteräksiä, joiden tartunta betonin ja raudan välillä varmistettiin taivuttamalla raudoitteiden pätyihin koukut (Neuvonen 2002, 147–148).

Betoniluokka	SALLITTU JÄNNITYS MN/m <sup>2</sup>				
	Betoniteräslaji				Kylmänä vedetyt ter. verkko
	St 37	St 44	St 52		
A-betoni	140	150	180	0,5 × juok-	220
B-betoni	140	150	180	suraja	220
C-betoni	120	120	120	120	140

KUVA 18. Betoniterästen sallitut jännitykset vuoden 1946 betoninormeissa. (Mäkiö 2016a, 209)

Merkittävä kehitys teräksen käytössä betonirakentamisessa tapahtui vuoden 1954 betoninormeissa, kun harjateräs tuli merkittäväksi teräslaaduksi teräsbetonirakentamisessa. Vuoden 1954 betoninormien ohjeistuksen jälkeen harjateräkset syrjäyttivät kantavien rakenteiden raudoitteena aiemmin käytetyt sileät teräkset. (Mäkiö 2016a, 209.) Kuvasta 19 huomataan erinomaisesti, kuinka harjateräksen tulo betoniteräkseksi nosti teräksen sallittuja jännityksiä huomattavasti sileisiin pyöröteräsiin nähden.

Betoniteräs- laatu	Alin vaadittava betonin lujuus- luokka	$\sigma_{t\text{ sall}}$ kg/cm <sup>2</sup>	
		A- ja B-betoni	C-betoni
St 37	K 150	1100	1100
	K 200	1400	1400
St 44	K 150	1100	1100
	K 200	1500	1400
St 52	K 150	1100	1100
	K 200	1500	1400
	K 250	1800	
Harjateräs V 40 <sup>1)</sup>	K 150	1800	1600
	K 200	2200	2000
Betoniteräs- verkko (laatoissa)	K 150	1800	1600
	K 200	2200	2000
	K 250	2400	

<sup>1)</sup> Laatoissa, joiden paksuus on vähintään 10 cm, saa sallitut jännitykset korottaa 200 kg/cm<sup>2</sup> taulukon esittämistä arvoista.

KUVA 19. Betoniterästen sallitut normaalijännitykset vuoden 1954 betoninormeissa. (Mäkiö 2016b, 246)

Vuoden 1965 betoninormeissa betoniteräkset jaoteltiin myötörajojen perusteella neljään eri luokkaan, joissa jokaisen luokan laatuvaatimukset sekä sallitut jännitykset määrättiin erikseen (Mäkiö 2016b, 247). Betoninormien päivittyessä betoniterästen sallitut jännitykset muuttuivat jokseenkin eri teräslaatuojen välillä aikaisempiin normeihin verrattuna.

Teräs- luokka	Teräslaatu	Tankojen halkaisija mm	$\sigma_{t\text{ sall}}$ kp/cm <sup>2</sup>
I	A 22, A 22 S	≤ 30	1400
		> 30	1300
II	A 32, A 32 S	≤ 30	1800
		> 30	1700
III	A 40 H, A 40 HS <sup>1)</sup>	≤ 15	2300
		15 < d ≤ 28	2200
IV	B 50 V1) <sup>2)</sup>		2400
	B 50 HV1) <sup>2)</sup>		2600

<sup>1)</sup> Laatoissa, joiden paksuus on vähintään 10 cm, saa sallitun jännityksen korottaa 200 kp/cm<sup>2</sup> taulukon esittämistä arvoista.

<sup>2)</sup> Jos betonin lujuus < K 200, on sallittua jännitystä vähennettävä 400 kp/cm<sup>2</sup>.

KUVA 20. Betoniterästen sallitut vetojännitykset vuoden 1965 betoninormeissa. (Mäkiö 2016b, 248)

Rakennusmääräyskokoelman osan "B4 Betonirakenteet" voimaantulon myötä teräslaatu- ja sallitut jännitykset muuttuivat ja niiden mukaiset betoniterästen teräslaatu- ja vastaavat sallitut jännitykset on esitetty kuvassa 21. V40-laadun harjaterästä käytettiin pääosin betonirakentamisessa 1980-luvulle asti, minkä jälkeen otettiin käyttöön teräslaatu A500HW. A500HW-teräslaatu on samankaltainen kuin nykyisin käytössä olevaa eurokoodin mukainen B500B-teräslaatu. (Sisäasiainministeriö 1981, 32; Neuvonen 2015, 41.)

**Betoniterästen sallitut vetojännitykset ( $N/mm^2$ )**

Teräslaatu	$\sigma_s$	
	1-rakenneluokka	2- ja 3-rakenneluokka
Fe37B pyörötanko	140	130
A400H, A400HW	250	230
A500HW	310	290
A600H	360 <sup>1)</sup>	330 <sup>1)</sup>
B500P	300	280

KUVA 21. Vuoden 1981 RakMK:n mukaiset betoniterästen sallitut vetojännitykset. (Sisäasiainministeriö 1981, 32)

Betoniterästen tarkasteluista voidaan todeta, että materiaalimerkinnot ovat muuttuneet useasti vuosien saatossa, mutta terästen suunnittelulujuudet ovat pysyneet kuitenkin pääosin samassa luokassa. Terästen sallitut jännitykset ovat kehittyneet ja kasvaneet teknologian kehittymisen yhteydessä. Taulukkoon 3 on koottu eri aikakausien mukaisten teräsmerkintöjen myötölujuuksia.

Taulukko 3. Teräslaatu- ja vastaavat betoniterästen myötölujuudet. (Mäkiö 2016a, 209; Mäkiö 2016b, 246–248; Ympäristöministeriö rakentamismääräykset)

Teräslaatu	Tyyppi	Myötölujuus (MPa)
St 37, A22, A220, Fe37B	Sileäteräs	220
St 44	Sileäteräs	270
St 52, A32	Sileäteräs	320
V40, A40H, A400H	Harjateräs	400
B500P, A500HW	Harjateräs	500
A600H	Harjateräs	600

### 3.3 Betonilaatujen kehitys

Betoninormeissa käytettyjen betonien lujuusluokkien symbolina käytetään tunnusta K ja jaottelu tapahtui kuutiolujuuksien perusteella. Eurokoodien mukaisessa luokittelussa betonin lujuudet perustuvat pääasiassa lieriölujuuteen ja luokkien tunnuksena käytetään symbolia C, jonka jälkeen seuraa betonin lieriölujuuden ja kuutiolujuuden numeerinen arvo jakoviivalla erotettuna. (By 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008, 33.)

Ensimmäistä kertaa betonin eri lujuuksia ryhdyttiin jakamaan selvästi eri lujuusluokkiin vuoden 1954 betoninormeissa, kun siirryttiin käyttämään betonin kuutiolujuuksien ilmoittamista K-lujuuksilla. Vuoden 1954 mukaiset betonin laatu- ja lujuusluokat on esitetty kuvassa 22. Betonin lujuusluokkia koskevia merkittävämpiä muutoksia tuli seuraavan kerran vuoden 1975 betoninormien muutoksissa, kun SI-järjestelmän mukaantulon myötä lujuusluokissa käytetty viimeinen nolla putosi pois. (Mäkiö 2016a, 209; Mäkiö 2016b, 250.) Betoninormien kehittyessä betonin lujuusluokat lisääntyivät ja eri lujuusluokille annettiin omia vaatimuksia, mutta lujuuden ilmoittamiseen käytettyä merkintä tapaa ei muutettu. Ennen K-lujuuksilla tehtyä selvää jaottelua, betonin lujuuksia oli ilmoitettu karkeasti veden, kiven ja sementin määrien suhteella.

Betonin laatuluokka	L U J U U S L U O K A T									
A	<b>K6</b>	<b>K10</b>	K15	<b>K20</b>	K25	<b>K30</b>	K35	<b>K40</b>	K45	
B	<b>K6</b>	<b>K10</b>	K15	<b>K20</b>	K25	<b>K30</b>				
C	<b>K6</b>	<b>K10</b>	K15	<b>K20</b>						

KUVA 22. Betonin laatu- ja lujuusluokat vuoden 1954 betoninormeissa. (Mäkiö 2016a, 209)

K-lujuudella ilmoitetun betonin ominaispuristuslujuuden  $f_{ck}$  arvo saadaan laskettua seuraavalla kaavalla. (By 16 Suunnittelun sovellusohjeet ja betoninormien RakMK B4 suunnitteluosa, RakMK B1 ja B2 1984, 22.)

$$f_{ck} = 0,7K \quad (1)$$

Kuvassa 23 on havainnollisesti esitetty tyypillisimpien K-lujuuksilla ilmoitettujen betonilujuuksien ominais- ja laskentalujuudet käyttöluokassa 1 ja 2.

Lujuusluokka		K	K10	K15	K20	K25	K30	K35	K40	K45	K50	K55	K60
Puristukselle	$f_{ck}$	7	10,5	14,0	17,5	21,0	24,5	28,0	31,5	35,0	38,5	42,0	
Raudoitettuna	$f_{cd}^{-1}$		7,8	10,4	13,0	15,6	18,2	20,7	23,3	25,9	28,5	31,1	
	$f_{cd}^{-2}$		7,0	9,3	11,7	14,0	16,3	18,7					
Raudoitamattomana	$f_{cd}^{-1}$	3,5	5,3	7,0	8,8	10,5	12,3	14,0	15,8	17,5	19,3	21,0	
	$f_{cd}^{-2}$	3,0	4,6	6,1	7,6	9,1	10,7	12,2					
Vedolle	$f_{ctk}$	0,93	1,22	1,48	1,71	1,93	2,14	2,34	2,53	2,72	2,90	3,07	
Raudoitettuna	$f_{ctd}^{-1}$	0,69	0,90	1,09	1,27	1,43	1,59	1,73	1,88	2,01	2,15	2,27	
	$f_{ctd}^{-2}$	0,62	0,81	0,98	1,14	1,29	1,43	1,56					
Raudoitamattomana	$f_{ctd}^{-1}$	0,46	0,61	0,74	0,85	0,96							
	$f_{ctd}^{-2}$	0,40	0,53	0,64	0,74	0,84			ei suositella käytettäväksi				
Kimmoduuli	$\frac{E_c}{10^3}$	16	19	22	25	27	30	32	34	35	37	39	
Lujuusluokka		K	K10	K15	K20	K25	K30	K35	K40	K45	K50	K55	K60

KUVA 23. K-lujuusluokan betonin ominais- ja laskentalujuudet yksikössä MN/m<sup>2</sup>. (By 16 Suunnittelun sovellusohjeet ja betoninormien RakMK B4 suunnitteluosa, RakMK B1 ja B2 1984, 21)

Nykyiset käytössä olevat eurokoodin mukaiset betonin puristuslujuusluokat ilmoitetaan kirjaimella C (cylinder) ja numeroyhdistelmällä  $f_{ck}/f_{c,cube}$  (lieriölujuus/kuutiolujuus). Tavanomaisessa talonrakennustekniikan betonirakentamisessa käytetään yleensä betonin lujuusluokkia välillä C20/25...C50/60. Erikoistapauksissa ja elementtituotannossa käytetään yleisesti korkealujuusbetoneita, joiden lujuusluokat ovat suurempia kuin C50/60. Tarkemmat betonin eri lujuusluokituista vastaavat lujuudet on esitetty taulukossa 4. (Betonitieto.fi 2024c.)

Taulukko 4. Betonin lujuusluokitusta vastaavat eri lujuudet. (muokattu lähteestä Betonitieto.fi 2024c)

Lujuus- luokka	Alin 150 mm x 300 mm lieriöillä määrätty ominaislujuus (C) $f_{ck,cyl}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Alin 150 mm:n kuutiolla määrätty ominaislujuus (K) $f_{ck,cube}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Alin 100 mm:n kuutiolla määrätty ominaislujuus $f_{ck,cube}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Lähin vastaava vanhan K- lujuusluokan betoni
C8/10	8	10	8,2	K10
C12/15	12	15	15,5	K15
C16/20	16	20	20,6	K20
C20/25	20	25	25,8	K25
C25/30	25	30	30,9	K30
C30/37	30	37	38,1	K35
C35/45	35	45	46,4	K45
C40/50	40	50	51,5	K50
C45/55	45	55	56,6	
C50/60	50	60	61,8	K60
C55/67	55	67	69	
C60/75	60	75	77,2	
C70/85	70	85	87,6	
C80/95	80	95	97,8	
C90/105	90	105	108,2	

Betonin lujuusluokitusta vastaavien merkintöjen osalta tarkastelu on hyvin selkeä. Vuoden 1954 normien jälkeen betonin lujuuden merkinnöissä siirryttiin ilmoittamaan betonin kuutiolujuuksia K-lu-  
vuilla, joka oli muotoa K100. Seuraava merkittävämpi muutos tapahtui vuoden 1975 betoninormien  
ohjeistuksen jälkeen, kun SI-järjestelmä otettiin käyttöön ja viimeinen nolla putosi merkinnästä pois,  
jolloin merkinnät olivat muotoa K10. Muita merkittävämpiä muutoksia ei lujuusluokkien merkintöjen  
osalta tapahtunut. Tekniikan kehityksen seurauksena betonin lujuusluokat lisääntyivät ja ohjeistuk-  
set päivittyivät, kunnes eurokoodien voimaantulon myötä betonin lujuusluokkia alettiin ilmoittamaan  
lieriö-/kuutiolujuuksien merkinnöillä. Taulukossa 4 on esitetty nykyiset betonin lujuusluokat sekä  
vastaavat k-lujuusluokan mukaiset betonilaadut.

### 3.4 Mitoitusmenetelmät

Suomessa betonirakenteiden suunnittelussa on ollut käytössä kaksi eri mitoitusmenetelmää, sallittu-  
jen jännitysten menetelmä sekä rajatilamenetelmä. Ensimmäinen käytössä ollut rakenteiden mitoi-  
tustapa oli kokonaisvarmuusmenettelyyn perustuva sallittujen jännitysten menetelmä. Sallittujen  
jännitysten menetelmä oli betonirakenteiden suunnittelussa pääosin käytetty menetelmä aina 1970-  
luvulle saakka, jonka jälkeen rajatilamenetelmä yleistyi ja syrjäytti käytetyn sallittujen jännitysten  
menetelmän (By 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008, 15). Rakenteiden mitoittami-  
nen osavarmuusluvuilla rajatilamitoituksella mahdollistettiin ensimmäisen kerran vuoden 1954 beto-  
ninormien ohjeistuksessa (Mäkiö 2016a, 209). Rajatilamitoitus perustuu erilaisiin rajatilatarkastelui-  
hin, jossa rakenteet mitoitetaan huomioiden murto- ja käyttörajatilat.

Sallittujen jännitysten menetelmän ohjeistus poistui virallisesti vuoden 1993 RakMK:n päivitetyn B4-  
osan myötä, jonka jälkeen ainoana ohjeistettuna mitoitusmenetelmänä on toiminut rajatilamene-

telmä. Sallittujen jännitysten menetelmää voitiin kuitenkin käyttää virallisen ohjeistuksen poistumisen jälkeen, mutta se ei anna perusteellista kuvaa rakenteen toiminnasta. Eikä sallittujen jännitysten menetelmä kerro sitä, mitä käy, jos rakenteen sallitut jännitykset ylittyvät ylikuormituksen seurauksena tai millainen ylikuormitus tarvitaan rakenteen murtamiseksi (By 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008, 15).

#### 3.4.1 Sallittujen jännitysten menetelmä

Sallittujen jännitysten menetelmässä rakenteet tulee mitoittaa siten, etteivät ominaiskuormilla lasketut jännitykset ylitä normeissa annettuja sallittuja jännityksiä. Rakennetta tarkastellaan ominaiskuormien vaikuttaessa, jolloin kuormia ei kerrota osavarmuusluvulla. Ominaiskuorma tarkoittaa sellaista kuorman arvoa, jonka varsinainen, tietyn ajanjakson kuluessa esiintyvä kuorma pienellä todennäköisyydellä ylittää. Betonissa ja raudoituksessa esiintyvät voimasaureiden aiheuttamat jännitykset lasketaan kimboteorian periaatteiden mukaisesti. Rakenteet on jaoteltu eri rakenneluokkiin ja jokaisessa rakenneluokassa on määritelty suurimmat sallitut jännitykset betonin lujuusluokan perusteella. Varmuus rakenteeseen perustuu alhaisista sallittujen jännitysten arvoista. (By 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008, 15.)

Sallittujen jännitysten menetelmässä rakenteen mitat ja rauditus suunnitellaan siten, etteivät ominaiskuormien mukaiset käyttötilan jännitykset missään rakenteen kohdassa ylitä annettuja sallittujen jännitysten arvoja. Mitoitusehto on tällöin:

$$\sigma \leq \sigma_{sal} \quad (2)$$

Materiaaleille annetut sallitut jännitykset ovat kehittyneet eri vuosikymmeninä yhdessä teknologian kehityksen myötä. Eri aikakausina käytettyjä sallittujen jännitysten arvoja eri rakenteille löytyy kyseisen aikakauden mukaisista suunnitteluohjeista ja määräyksistä.

#### 3.4.2 Rajatilamenetelmä

Rajatilamenetelmän mitoitus perustuu murto- ja käyttörajatilamitoitukseen. Murtorajatilassa tarkastellaan tilanteet, joissa rakenne menettää kantokykynsä ja aiheuttaa vaaraa ihmisten turvallisuudelle tai omaisuudelle. Tällaisia tilanteita ovat rakenteen tasapainon menetys tai vaurioituminen. Tyypillisiä betonisten palkki- ja laattarakenteiden murtorajatilajoja ovat taivutus- ja leikkausmurto. Käyttörajatilassa tarkastellaan tilanteet, joissa rakenteen tai rakenneosien normaali toimintaa häiriintyy, mutta niistä ei ole haittaa rakenteen välittömälle turvallisuudelle. Käyttörajatilassa tutkitaan rakenteiden siirtymiä, värähtelyä ja vaurioita, jotka voivat vaikuttaa haitallisesti rakenteen ulkonäköön, käyttömukavuuteen, toimivuuteen ja kestävyuteen. (Betonitieto.fi 2024d)

Rajatilamitoituksessa hyödynnetään osavarmuusmenetelmää, jonka tehtävänä on varmistaa, ettei mikään rajatila ylitä rakennuksen käyttöiän aikana. Rajatilatarkastelun mitoituksessa käytetään osavarmuuskertoimien avulla ominaiskuormista laskettuja suunnittelukuormia ja eri materiaalien omi-

naislujuuksista laskettuja suunnittelulujuuksia. Mitoituksessa käytettävät osavarmuusluvut määräytyvät mitoitusmekanismien tunnettavuuden ja luotettavuuden mukaan. Mitä suurempi epävarmuus tekijässä on, sitä suurempaa varmuuskerrointa käytetään. (By 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008, 17.)

Rajatilamitoituksella etsitään eri kuormitusyhdistelmien avulla määräävin kuormitustilanne, jonka mukaan rakenne mitoitetaan. Sallittujen jännitysten menetelmään verrattuna rajatilamitoitus on monimutkaisempi menetelmä, mutta sen avulla rakenteen todellista käyttäytymistä voidaan paremmin arvioida. Rajatilamitoituksessa käytettävät osavarmuusluvut ovat muovautuneet tekniikan kehittymisen mukana ja eri vuosikymmenten mukaiset osavarmuusluvut on esitetty aikakauden mukaisissa suunnittelunormeissa. Nykyinen eurokoodien mukainen mitoitus perustuu rajatilatarkasteluihin.



## 4 BETONIRAKENTEIDEN KORJAUS- JA MUUTOSRAKENTAMINEN

Suomen moninaisen rakennuskannan vanheneminen ja entistä merkittävämmät energiatehokkuuden vaatimukset rakennuksien energiapäästöissä tulevat nostamaan tulevaisuudessa merkittävästi korjausrakentamisen tarvetta Suomessa. Suomen ja EU:n asettamat ympäristötavoitteet rakennuksien energiakulutuksen osalta tulevat myös nostamaan rakennuskannan korjaustarvetta. Verrattuna uudisrakentamiseen korjausrakentamisella saatuja merkittävimpiä etuja ovat pienemmät hiilipäästöt raaka-aineiden osalta sekä uudisrakentamisesta aiheutuneen hiilipiikin välttäminen. (Rakennusteollisuus julkaisuaika tuntematon.) Haasteen korjausrakentamiseen ja muutokseen tuo kunkin aikakauden mukaiset tyypilliset huonekoot ja -jaot sekä tilojen korkeus ja kantavien seinä- tai runkolinjojen sijainti.

Korjausrakentamisella, eli saneerauksella, tarkoitetaan vanhan rakennuksen korjaamista, jonka tarkoituksena on parantaa rakennuksen kuntoa ja näin ollen pidentää rakennuksen käyttöikää. Rakennuksen muutostöillä taas pyritään pääsääntöisesti kehittämään olevan rakennuksen ominaisuuksia. Korjausrakentamisessa tulee aina arvioida tapauskohtaisesti, onko rakennuksen korjaaminen järkevää korjaustoimenpiteillä asetettuihin tavoitteisiin nähden. Korjausrakentaminen käsittää toimenpiteet, joilla olemassa olevaa rakennusta pyritään kasvattamaan lisärakentamisella tai muuttamaan rakennuksen eri osien käyttötarkoitusta uusien käyttötarkoitusten vaatimusten perusteella. Korjausrakentaminen on kokonaisuudessaan laaja määritelmä erinäisiä toimenpiteitä olemassa olevien rakennuksien kunnan parantamiseksi eri tavoilla, joista tässä työssä tarkemmin käsitellään muutosrakentamista ja sen vaikutuksia korjaussuunnittelun näkökulmasta.

Muutosrakentamisen kannalta rakennuksen muutostöiden laajuudella on suuri vaikutus runkorakenteiden suunnittelun työmäärään. Muutostöiden laajuutta voidaan kuvailla eksponentiaalisena vaikutuksena työmäärään nähden. Hyvin pienikin muutos kantavissa rakenteissa, kuten uuden reiän teko laatastoon tai uuden oviaukon teko saattaa edellyttää suunnittelijaa tutustumaan rakennuksen koko rakennejärjestelmään. Muutostöiden laajuuden lisääntyessä niiden keskinäiset vuorovaikutukset sekä vaikutukset rakenteen koko stabiliteettiin on otettava suunnittelussa enenemissä määrin huomioon. Lähiympäristöön rajoittuvien pientenkin muutostöiden osalta on varmistuttava siitä, ettei niillä ole laajempaa vaikutusta. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV Runkorakenteet 1988, 56–58.)

### 4.1 Yleistä holvirakenteista

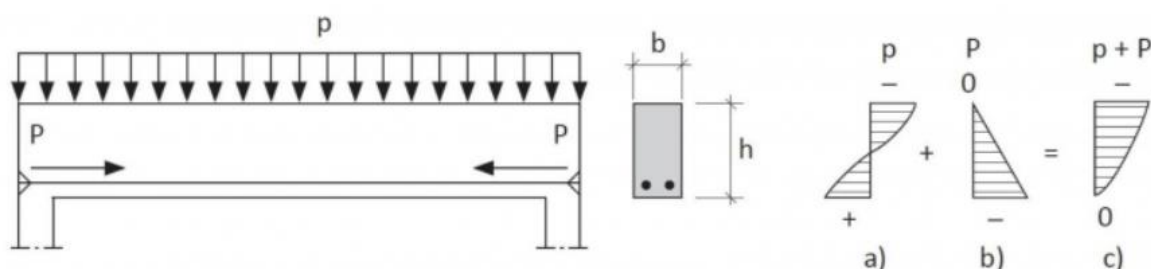
Erilaisten rakennuksien kantavat betonirakenteet voidaan toteuttaa paikallavalettuina tai elementtirakenteisina, tai vaihtoehtoisesti myös näiden kahden toteutustavan yhdistelmällä. Betonirakenteita voidaan valmistaa ja toteuttaa usealla eri tavalla riippuen rakenteelle tulevista käyttötarkoituksen mukaisista rakenteellisista vaatimuksista. Betonirakenteita on mahdollista valmistaa esimerkiksi raudoitettuna tai raudoittamattomina sekä esijännitettynä tai jälkijännitettynä. Betonirakenteiden suunnittelussa ja toteutuksessa on moninaiset mahdollisuudet betonin monipuolisen käytön seurauksena. Tässä työssä tarkastellaan pääosin betonisia holvirakenteita ja muutosrakentamisen aiheuttamia vaikutuksia rakennuksen kantavaan runkoon sekä sen stabiliteettiin.

Betonirakenteiset laatat luokitellaan joko yhteen suuntaan kantaviksi tai ristiin kantaviksi, riippuen laatan sivujen tuennasta, sekä laatan sivujen pituuksien suhteesta. Yhteen suuntaan kantavissa laatoissa keskeistä taivutusrasitusta esiintyy vain yhdessä laatan jänteen suuntaisessa suunnassa ja laatta toimii samalla periaatteella kuin taivutettu palkki. Elementtituotannon laatat ovat pääsääntöisesti yhteen suuntaan kantavia rakenneosia, joilla on tavallisesti kuitenkin suurempi jännemitta kuin yhteen suuntaan kantavilla paikallavalulaatoilla. (By 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008, 389.)

Ristiin kantavilla laatoilla tarkoitetaan laattoja, joilla taivutusrasitusta esiintyy kahdessa toisiaan vastaan kohtisuorassa suunnassa. Ristiin kantavat laatat ovat neljältä, kolmelta tai kahdelta sivulta tuettuja. Neljältä sivulta tuettujen laattojen taivutusmomenttien jakaantuminen riippuu sivusuhteesta ja tukien kiinnityksestä. Neljältä sivulta tuettujen ristiin kantavien laattojen pidemmän sivun suhde lyhyemmän sivuun saa olla enintään kaksi. Mikäli sivujen suhde on suurempi kuin kaksi jää laatan keskellä yhteen suuntaan kantava osa ja laatta taipuu keskeltä lyhyemmän sivun suuntaisesti. Kolmelta sivulta tuetuissa laatoissa voi myös esiintyä yhteen suuntaan ja ristiin kantavat osat laatan muodosta riippuen. (By 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008, 396.)

Jännitettyjä betonirakenteita voidaan toteuttaa kahdella eri tavalla, esijännitettyinä tai jälkijännitettyinä rakenteina. Jännitetyt rakenteet jaotellaan esijännitettyihin ja jälkijännitettyihin sen perusteella, miten ja missä vaiheessa jännitysvoima tuotetaan rakenteeseen tai elementtiin. Jännitettyillä betonirakenteilla saadaan aikaan erityisominaisuuksia tavalliseen betonirakenteeseen nähden. Jännittämällä betonirakenteeseen saadaan aikaan puristusjännitystilä, jolla rakenne pitää yhdessä ulkoisista kuormista aiheutuvan jännityksen kanssa poikkileikkauksen puristettuna tai sellaisessa tilassa, jossa aiheutuu vain pieniä vetojännityksiä, jotka eivät synnytä rakenteeseen merkittävää halkeilua. Jännitetyt betonirakenteet saadaan yleensä käyttörajatilassa pysymään halkeilemattomana, koska jännityksen takia rakenteessa on puristava alkujännitystilä, jota ulkoiset kuormat eivät oikein suunniteltuna riitä murtamaan niin paljon, että murtovenymä ylittettäisiin. Jännitettyjen rakenteiden muita merkittäviä etuja teräsbetonirakenteeseen nähden ovat rakenteen parempi säilyvyys sekä korkea väsymiskestävyys. (By 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008, 587.)

Kuvassa 24 on esitetty yksinkertaistettu periaate jännitetyn betonirakenteen toiminnasta taivutetussa rakenteessa. Kun jännevoima ja betonirakenteen poikkileikkaus on asianmukaisesti valittu, tuloksena on kuvan mukainen tilanne.  $P$  = jännevoima ja  $p$  = rakenteen paino + hyötykuorma. Kuorman a) ja jännevoiman b) jännityskuvioiden summana on kuvio c), jossa palkin koko poikkileikkaus on puristettu ja jännitys on alareunassa 0. (Betonitieto.fi 2024b.)



KUVA 24. Yksinkertaistettu periaatekuva jännitetystä betonirakenteesta taivutetussa rakenteessa. (Betonitieto.fi 2024b)

Betonirakenteiden esijännittämistä käytetään vain tehdasolosuhteissa ja elementtituotannossa, kuten ontelolaatoissa. Esijännityksessä jännepunokset tai langat jännitetään ennalta määriteltyyn venymään ja kiinnitetään jännityspukkeihin tai muottiin. Betoni valetaan valmiiksi jännitettyjen punoksien ympärille ja jänneteräkset katkaistaan pukeista, kun betoni on saavuttanut riittävän lujuuden. Betonin tartunta punoksiin estää teräksien vapaan lyhenemisen ja betoniin syntyy puristusjännitystila. Betonin ja teräksen välisen tartunnan parantamiseksi punoksen lanka voi olla kuvioitu tai sen profiili kierretty monikulmio. Sileitä punoksia voidaan taas käyttää liiallisen nopean jännevoiman kehityksen välttämiseksi sekä laatoissa että palkeissa. (By 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008, 623.)

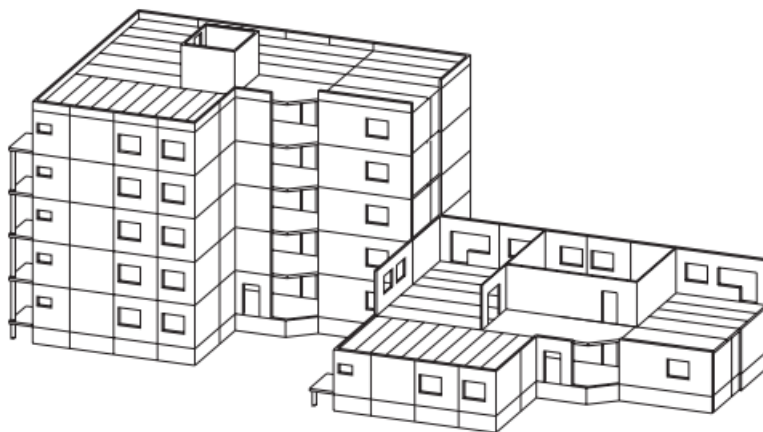
Jälkijännittämisessä jänneteräkset asennetaan valmiiksi asennettuihin putkiin ja jännitys tapahtuu, kun betoni on saavuttanut ns. jännityslujuuden. Jänneiden ympärillä käytetään tiivistä metalliputkea, jotta ne eivät tartu betoniin vaan pääsevät liikkumaan vapaasti jännityksen aikana. Putket on myös mahdollista asentaa tyhjinä rakenteeseen ja jännepunokset sijoitetaan vasta kovettuneeseen betonirakenteeseen. Jännityksen jälkeen putket täytetään juotoslaastilla, joka kovettuaan siirtää tartuntavoimia betonirakenteen ja jänneterästen välillä. Juotoslaasti myös parantaa rakenteen halkeilukestävyyttä sekä vähentää teräsjänneiden korroosioriskiä. Jälkijännittämisen menetelmässä joudutaan aina käyttämään päätyankkureita, jonka vuoksi tällaisia rakenteita kutsutaan myös ankkurijännerrakenteiksi. Jälkijännittämisen menetelmä on tehokkain suurissa paikalla valetuissa rakenteissa, joita on hankala kuljettaa pitkiä matkoja suuren kokonsa ja painonsa vuoksi. (By 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, 2008 623–624.)

#### 4.2 Kantavat rakenteet ja stabiliteetti

Rakennuksen kantavien rakenteiden tehtävänä on siirtää rakenneosalle kohdistuvat eri kuormitukset eteenpäin seuraaville kantaville rakenteille ja lopulta ohjata kuormitukset maaperään. Kantavat rakenteet jakautuvat karkeasti kantaviin vaaka- ja pystyrakenteisiin. Uusien rakennuksien rakenneosat mitoitetaan niille kohdistuvien kuormien mukaisesti ja kuormien määrityksessä on aina huomioitava muilta rakenteilta mitoitettavalle rakenneosalle siirtyvät kuormat. Rakennuksien korjaus- ja muutusrakentamisen seurauksena rakenteille kohdistuvat kuormat saattavat useasti muuttua, joten mahdollisen muutoksen seurauksena tästä olisi tehtävä tarkastelut kaikille muutosta johtaville kantaville rakenteille. Esimerkiksi välipohjan kuormat siirtyvät kantavaa holvia pitkin kantaville palkeille, joka tukeutuu kantaviin pilareihin, joita pitkin kuormat siirtyvät lopulta perustuksille. Tässä tapauksessa olisi tarkasteltava erikseen holvin, palkkien, pilarien, perustuksien ja maaperän sekä rakenneosien eri liitoksien kestävyys.

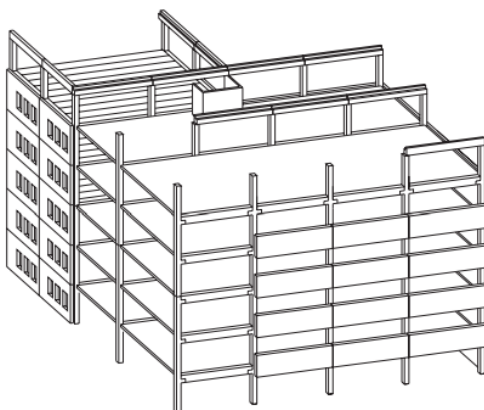
Rakennuksen rakennejärjestelmän valintaan vaikuttaa olennaisesti rakennukselle tuleva käyttötarkoitus sekä tilaajan asettamat vaatimukset ja odotukset. Yleisimmät vaihtoehdot rakennuksen rakennejärjestelmäksi ovat kantavat seinät, pilarilaatta sekä pilari-palkkirunko. Käytännössä rakennuksen rakennejärjestelmät toteutetaan usein näiden järjestelmien yhdistelmillä, joissa eri rakennejärjestelmiä on yhdistetty tilojen vaatimusten mukaan. (Betonitieto.fi 2024e.) Eri rakennejärjestelmät tarjoavat rakennukselle vaihtoehtoisia segmenttejä, joilla tilojen tarpeet pyritään toteuttamaan käyttötarkoitukseen soveltuviksi. Olevan rakennuksen rakennejärjestelmällä on merkittävä vaikutus rakennuksen korjaus- ja muutostöihin, jotka tulee korjausrakentamisen tarkasteluissa huomioida.

Kantavat seinät -järjestelmä sopii hyvin asuinkerrostaloihin, joissa ei yleensä ole tarvetta pitkille vaakasuuntaisille jänneväleille vaan olennaisimpana vaatimuksena ovat asumiseen liittyvät seikat, kuten hyvä ääneneristys sekä palotekniset vaatimukset. Vaakarakenteena toimiva kantava laatta tai laatasto tukeutuu kantavien ulko- ja väliseinien varaan sekä laataston tarkoituksena on siirtää rakennukselle kohdistuvat vaakakuormat pystyrakenteille niiden jäykkyyksien suhteessa, joita pitkin kuormat siirtyvät rakennuksen perustuksille. (RT 82-10821 Betonielementtirunkorakenteet, 2–4.) Kuvassa 25 esitetty kantavat seinät järjestelmä on Suomessa yleisin asuinrakentamisessa käytetty rakennejärjestelmä.



KUVA 25. Kantavat seinät-laattarunko. (RT 82-10821 Betonielementtirunkorakenteet, 4)

Pilari-palkkirunko järjestelmä soveltuu hyvin taas toimisto- ja liikerakennuksiin, joissa tilojen muunneltavuus on erityisen tärkeää tilojen vuokralaisten erilaisien tarpeiden takia. Keskeisimpänä hyötynä ovat tilojen muunneltavuus sekä nopea pystytysnopeus. Pilari-palkkijärjestelmän pystyrunko koostuu kantavista pilareista, jossa vaakarakenteet ovat palkkeja ja palkkeihin tukeutuvia laattoja. Vähäisten betoniseinien takia pilari-palkkirunkoisen rakennuksen jäykistykseen on kiinnitettävä erityistä huomiota jo suunnitteluvaiheessa. Jäykistystä voidaan parantaa lisäämällä jäykistäviä betoni-seiniä tai jäykistediagonaaleja. (RT 82-10821 Betonielementtirunkorakenteet, 7–10.) Kuvassa 26 esitetty pilari-palkki järjestelmä on Suomessa yleisin toimisto- ja liikerakennuksissa käytetty runko-tyyppi.



KUVA 26. Pilari-palkkirunkojärjestelmä. (RT 82-10821 Betonielementtirunkorakenteet, 7)

Kantavien vaakarakenteiden tehtävänä on toimia osana rakennuksen jäykistystä ja ottaa kuormia vastaan siirtäen ne kantaville pystyrakenteille. Tyypillisimmät kantavat vaakarakenteet ovat erilaiset laatat ja palkit, jotka tukeutuvat kantaviin pystyrakenteisiin. Kantavia vaakarakenteita kutsutaan

yleisesti myös rakennuksen holveiksi. Betonirakenteisia laattoja ja palkkeja voidaan valmistaa elementtirakenteisina tai paikallavalettuina rakenteina. Kantavina runkorakenteina voidaan käyttää myös ns. yhdistelmä-rakenteita, joissa esimerkiksi betonirakenteiset laatastot tukeutuvat kantaviin teräspalkkeihin. Rakennuksen kantavien vaakarakenteiden valintaan vaikuttaa oleellisesti rakennuksen tiloille asetetut käyttötarkoituksen mukaiset vaatimukset sekä useat rakenteelliset asiat, kuten kuormitukset ja palonkestoajan asettamat vaatimukset.

Paikallavalettu betoninen holvilaatasto on useasti asuinkerrostaloissa ja julkisissa pysäköintitiloissa käytetty kantava vaakarakenne. Paikallavalettavat laatastot mahdollistavat vapaamman mittajärjestelmän, kuin standardoidut suositusmittojen mukaiset elementtirakenteiset laatastot. Paikallavaluholvin rakentamisen päätyövaiheet ovat muottityöt, raudoitustyöt, betonin valaminen sekä jälkihoito. Asuinkerrostaloissa käytettävät paikallavaletun välipohjan paksuudet ovat tyypillisesti 240–300 mm ja holvien jännevälit 5–8 m. Määräävänä tekijänä holvien paksuuteen vaikuttaa rakenteelle vaadittu kantavuus sekä asuinkerrostalojen huoneistojen kohdalla ääneneristysvaatimukset. Toimisto- ja julkisessa rakentamisessa käytettyjen holvien tavanomaiset jännevälit ovat 5–8 m ja laatan paksuus välillä 250–400 mm. Erikoistapauksissa betonirakenteisen holvin paksuus voi olla huomattavasti suurempikin. (Betonitieto.fi 2024a.) Useimmiten paikalla valetut holvit ovat raudoitettu harjateräksillä. Paikalla valettua holvia pystytään keventämään rakennepaksuutta ohentamalla, suunnittelemalla holvin rauditus jälkijännitetyksi rakenteeksi.



KUVA 27. Paikallavaluholvein rakennettava asuinkerrostalo. (Betonitieto.fi 2024f)

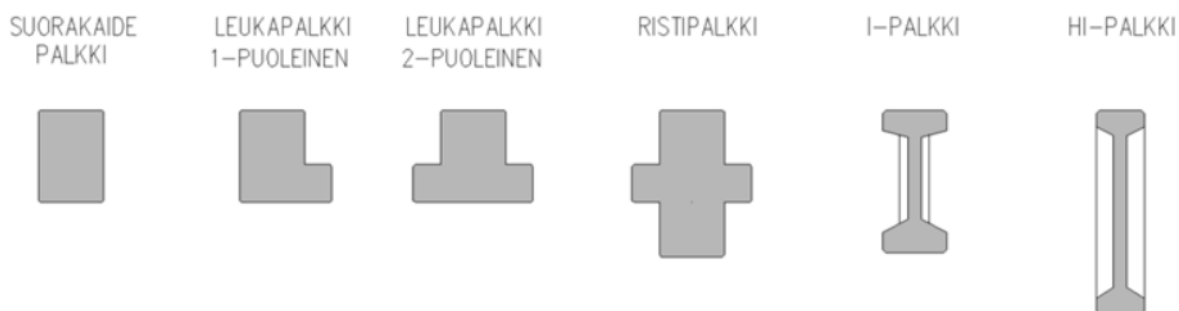
Elementtirakenteisia laattaelementtejä on nykyisin saatavilla useaa eri tyyppiä erilaisiin rakenneteknisiin sopiviksi. Rakennuksen vaakarakenteissa käytettävillä elementtirakenteisilla laatoilla aikaan saatuja etuja on useita paikallavalettuihin holveihin nähden. Olennaisimpana etuna laattaelementeillä rakentamisessa ovat muotti- ja tuentatyön merkittävä vähentyminen ja näissä tarvittavien materiaalien poisjääminen sekä työskentelytason nopea aikaansaaminen. Elementtitekniikalla saadaan aikaan nopeaa ja taloudellista rakentamista. Yleisimmät rakentamisessa käytettävät elementtilaattatyytit ovat ontelolaatta, kuorilaatta, TT-laatat sekä massiivilaatat. Myös muita valmistajakohtaisia laattatyyppiä on saatavilla, kuten tavaramerkit superlaatta sekä tekniikkalaatta. Sopivimman laattatyytin valinnassa kohteeseen on otettava huomioon useita eri rakenneteknisiä seikkoja, joiden pe-

rusteella sopivan laattatyypin saa kohteeseen valittua. Oikean laattatyypin valintaan vaikuttavat rakennuksen käyttötyypin mukaisesti vaihtelevat toiminnalliset vaatimukset sekä laatoille kohdistuvat kuormitukset. (Elementtisuunnittelu.fi, Laatat.)



KUVA 28. Yleisimmät elementtilaattatyypit. (Elementtisuunnittelu.fi, Laatat)

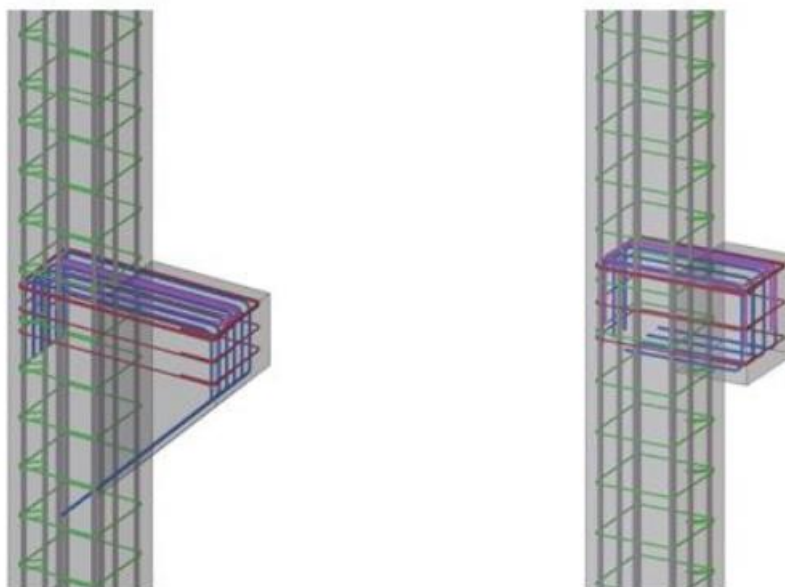
Paikallavalettavat palkit ovat tyypillisesti laattapalkkeja, joissa palkki ja siihen tukeutuva laatta muodostavat yhdessä yhteen valetun kokonaisuuden. Paikallavalupalkkien poikkileikkaukset pysyvät mitoiltaan samoina koko jänneessä muotittamisen helppouden vuoksi. Elementtipalkit ovat joko tavallisia teräsbetonipalkkeja tai jännitettyjä jännebetonipalkkeja. Tyypillisimmät elementtipalkkien poikkileikkaukset ovat suorakaidepalkit, leukapalkit, ristipalkit, I-palkit ja HI-palkit, jotka on esitetty tarkemmin kuvassa 29. Teräsbetonisia palkkeja suositellaan käytettäväksi kohteissa, joissa palkkien kuormitukset tai jännevälit vaihtelevat sekä palkit ovat yksittäisiä tai valmistussarja on lyhyt eli palkkien yhteispituus on alle 50 jm. Jännebetonisten palkkien käyttö on puolestaan taloudellista, kun palkkien taivutusmomentit ovat yhtenäistä suuruusluokkaa ja palkkeja on riittävästi eli samankokoisia palkkeja tarvitaan yli 50 jm. Käytettävän palkkityypin valitsemiseen vaikuttavat palkin muodon lisäksi jänneväli, kuormitukset sekä käyttötarkoitus. Eri palkit soveltuvat ominaisuuksiltaan erilaisiin käyttökohteisiin. (By 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, 2008 375; Elementtisuunnittelu.fi, Palkit.)



KUVA 29. Tyypilliset palkkityypit. (Elementtisuunnittelu.fi, Palkit)

Kantavien pystyrakenteiden olennaisin tarkoitus on sama kuin kantavilla vaakarakenteilla, eli ottaa rakenteille kohdistuvia kuormia vastaan ja välittää kuormia eteenpäin eli johtaa kuormat perustuksille ja sitä kautta maaperään. Tyypillisimmät kantavat pystyrakenteet ovat pilarit ja erilaiset seinät, kuten väliseinät ja ulkoseinät. Rakennuksen kantavat pystyrakenteet valitaan rakennuksen käyttötarkoituksen mukaisten vaatimusten sekä rakennejärjestelmän perusteella. Rakennuksen rakennekokoa suunniteltaessa kantavien pystyrakenteiden kohdalla käytetään yleisesti eri pystyrakenteiden yhdistelmiä, jossa pilarin ja seinien ominaisuuksia on hyödynnetty rakennuksen eri osissa. Kantavat pystyrakenteet ovat usein mukana rakennuksen kokonaisjäykistyksessä.

Pilarit ovat tyypillisesti poikkileikkaukseltaan suorakaiteen, neliön tai pyöreän muotoisia. Pilareita voidaan valmistaa joko kerroksen korkuisena tai monikerroksisena pilareina jopa 24 m:n korkeuteen asti. Pilareiden poikkileikkaukset valitaan niille kohdistuvien kuormitusten, tilojen käyttötarkoituksen sekä muiden rakenteellisten vaatimusten mukaisesti. Pilarit ovat pääosin teräsbetonirakenteita, mutta pilareita voidaan myös valmistaa esijännitettyinä, jotka voivat soveltua hyvin erityisesti mastopilariksi. Pilareihin tarvitaan usein erilaisia konsoliratkaisuja, joita käytetään tukemaan palkkeja, erityisesti tilanteissa, joissa pilarit ovat jatkuvia tai kun tukeutuvia palkkeja on useita eikä pilarin päällä olevat tukipinnat ole riittävät. Suosituimpia konsoleita ovat nykyisin piilokonsolit. Piilokonsoli voidaan tehdä betonikonsolilla ja loveamalla palkin päätä konsolin kohdalta tai erillisillä teräksestä valmistetuilla piilokonsoleilla. (Elementtisuunnittelu.fi, Pilarit.)



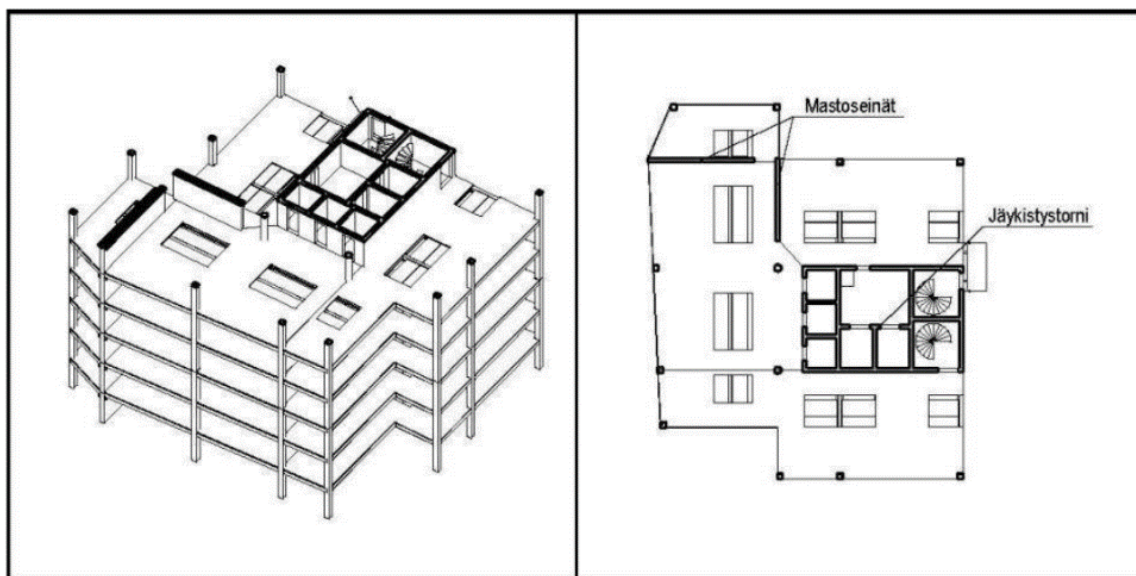
KUVA 30. Tyypillisiä pilarikonsoleita. (Elementtisuunnittelu.fi, Pilarit)

Kantavia seinärakenteita rakennuksissa ovat tyypillisesti ulko- ja väliseinät, jotka jakautuvat myös ei kantaviin osiin. Kantavat seinärakenteet ovat pääasiassa puristettuja rakenteita, jotka ottavat kuormaa tukeutuvalta laatastolta tasaisesti tai palkkien tukireaktioilta paikallisesti. Jäykistävillä seinillä sekä maanpaineseinillä on lisäksi rasitusta vaakakuormista. Eurokoodin mukaan seinärakenteessa seinän leveyden  $b$  tulee olla 4 kertaa suurempi kuin seinän paksuus  $h$ , muuten rakenne luokitellaan pilariksi ja silloin sitä tulee käsitellä mitoituksessa pilarina. Kantavien väliseinärakenteiden paksuuden valintaan vaikuttaa olennaisesti kuormista ja jäykistyksestä vaadittava kantokyky sekä usein myös ääneneristysvaatimukset. Asuinkerrostaloissa seinille kohdistuvat kuormitukset ovat usein niin vähäisiä, että seinärakenteet voidaan toteuttaa ilman raudoitusta, kun taas toimisto- ja liikerakennuksissa jäykistäviä betoniseiniä on usein tarpeen toteuttaa raudoitettuna. (Elementtisuunnittelu.fi, Seinät.)

Rakennuksen jäykistysjärjestelmän tarkoituksena on siirtää vaakakuormien tuottamat rasitukset perustuksiin ja maapohjaan. Jäykistämiseen löytyy useita eri menetelmiä ja kaikkien jäykistämismenetelmien perimmäisenä tarkoituksena on siirtää vaakakuormista aiheutuneet rasitukset vaakarakenteiden avulla jäykistäville pystyrakenteille. Rakennuksen jäykistämistavan valintaan vaikuttavat esimerkiksi rakennuksen rakennejärjestelmä, mittasuhteet sekä käyttötarkoituksen asettamat vaatimukset. Rakennusrungon yleisimmät jäykistämistavat ovat mastojäykistys, levyjäykistys, kehäjäykistys, ristikköjäykistys sekä näiden menetelmien yhdistelmät. Kuvassa 31 on esitetty havainnollisesti esimerkki

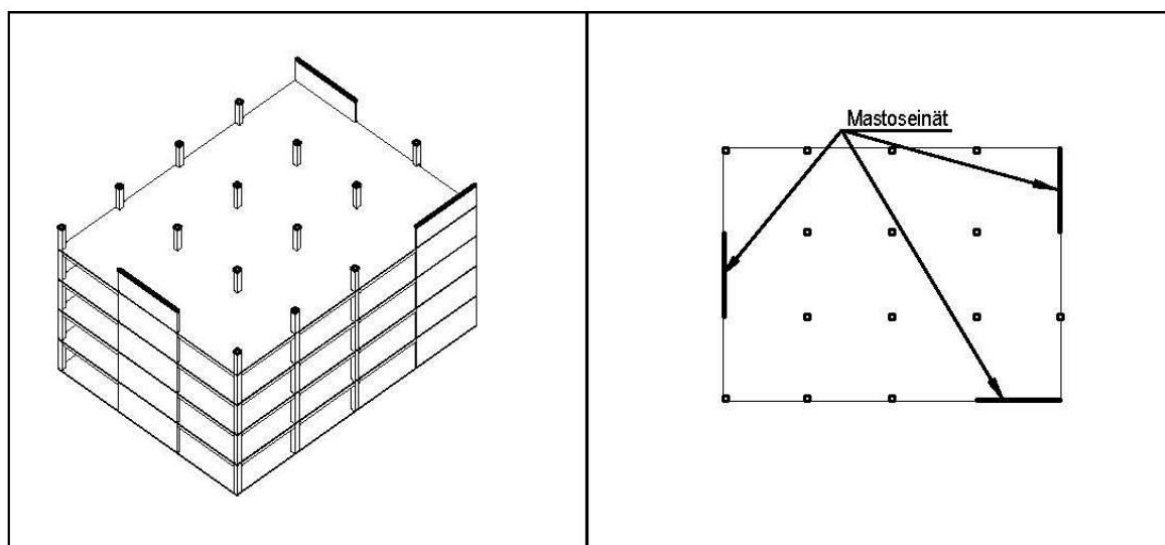


rakennuksen jäykistämisestä useamman menetelmän yhdistelmällä, jossa jäykistämiseen on käytetty mastoseiniä ja jäykistystorniä. (Betoniteollisuus ry 2010, 2–3, 13.)



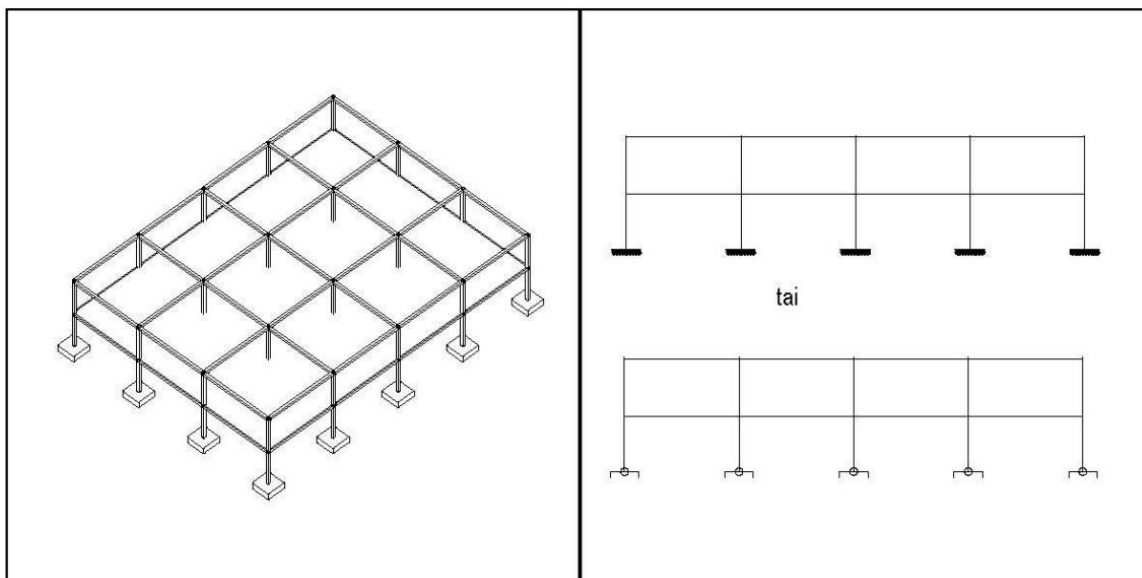
KUVA 31. Havainnekuva rakennuksen yhdistelmäjäykistyksestä. (Betoniteollisuus ry 2010, 13)

Mastojäykistyksessä jäykisteiden ideana on toimia alapäästään jäykästi kiinnitettyinä ulokepalkkeina ja ottaa vastaan rakennuksen vaakakuormat vaakarakenteiden välityksellä niiden jäykkyksien suhteessa. Mastojäykistyksessä käytetään kolmea erilaista menetelmää, mastopilari-, mastoseinä- tai erilaisten tornien ja kuilujen muodostamia jäykkiä mastoja. Kehäjäykistyksessä perustuksiin jäykästi tai nivelellisesti kiinnitetyt pilarit ottavat rakennuksen vaakakuormia vastaan kehinä, joissa kehien nurkat ovat jäykkiä tai osittain jäykkiä. Levyjäykistyksessä rakennuksen runkoon sijoitetut levyt toimivat jäykisteinä siirtäen vaakakuormien aiheuttamia rasituksia levyjen leikkausvoimina eteenpäin. Ristikkojäykistys on toimintaperiaatteeltaan levyjäykistystä vastaava menetelmä, jossa jäykisteinä toimivat erilaiset veto- ja puristussauvat jäykistävien levyjen sijasta. Kuvassa 32 on esitetty periaate mastoseinäjäykistyksestä ja kuvassa 33 periaate kehäjäykistyksestä. (Betoniteollisuus ry 2010, 13–25.)



KUVA 32. Periaatekuva mastoseinäjäykistyksestä. (Betoniteollisuus ry 2010, 15)





KUVA 33. Periaatekuva kehäjäkityksestä. (Betoniteollisuus ry 2010, 19)

Korjaus- ja muutosrakentamisen prosesseissa rakennuksen staattinen tasapaino tulee aina myös tarkastaa. Korjausrakentamisessa kuormien tarkastelut painottuvat pääosin uusien kuormien mukana tuleviin rakenteiden kantavuuden tarkasteluihin, johtuen tyypillisen korjausprosessin aiheuttamista kuormien lisääntymisistä. Rakenneteknisissä tarkasteluissa tulee kuitenkin huomioida myös mahdollisesta kuormien vähentymisestä aiheutuneet stabiiliteetin menetykset. Mikäli korjaus- tai muutosrakentamisen seurauksena rakenteen kuormat vähenevät, tulee rakennukselle tehdä kuitenkin stabiiliteetin tarkastelut, jotta staattinen tasapaino voidaan todentaa.

Rakennuksen kaatumisvarmuus eli staattisen tasapainon menetys tulee tarkastella rakennusta jäykistävien ulokemastojen osalta. Rakenteen staattisen tasapainon osoittamiseksi standardin SFS-EN 1990 mukaan, tulee tarkasteluissa osoittaa, että (Betoniteollisuus ry 2010, 42–43.):

$$E_{d,dst} < E_{d,stab} \quad (3)$$

missä,  $E_{d,dst}$  on tasapainoa heikentävien kuormien vaikutuksen mitoitusarvo

$E_{d,stab}$  on tasapainoa parantavien kuormien vaikutuksen mitoitusarvo

Rakennuksen staattisen tasapainon tarkasteluilla tulee osoittaa rakennuksen kaatumisvarmuus. Korjaus- ja muutosrakentamisessa kyseinen tarkastelu saattaa tulla merkittäväksi erityisesti silloin, mikäli rakennuksen kuormitukset pienenevät muutostöiden seurauksena, jolloin staattista tasapainoa parantavien kuormien arvo heikkenee. Mikäli rakennuksen staattinen tasapaino ei muutostöiden seurauksena enää toteudu niin tällöin rakennus voi vaatia vahvistusta olevien jäykisteiden osalta.

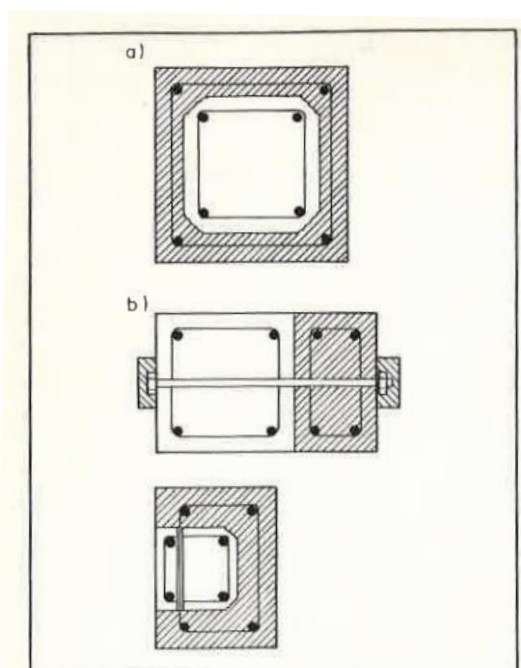
#### 4.2.1 Betonirakenteiden vahvistaminen

Betonirakenteiden vahvistamisella tarkoitetaan tietyn rakenteen kantavuuden nostamista siltä tasolta, joka kyseisellä rakenteella on alkujaan ollut. Rakenteiden mahdollisen vaurioitumisen seurauksena alentuneen kantavuuden korjaamista entiselle tasolle ei pidetä varsinaisena rakenteen vahvistamisena. (By 41 Betonirakenteiden korjausohjeet 2016, 79.) Rakennuksen korjaus- ja muutostyön takia voivat rakennukselle kohdistuvat kuormat usein muuttua, jonka seurauksena tehtyjen

kantavuuden tutkimusten perusteella saattavat rakennuksen kantavat rakenteet vaatia vahvistamista. Mahdollisen kuormitusmuutoksen seurauksena on kaikkien siitä osallisena olevien kantavien rakenteiden kantavuus tarkastettava, sekä näiden perusteella mahdollisesti rakenneosia erikseen vahvistettava soveltuvilla menetelmillä.

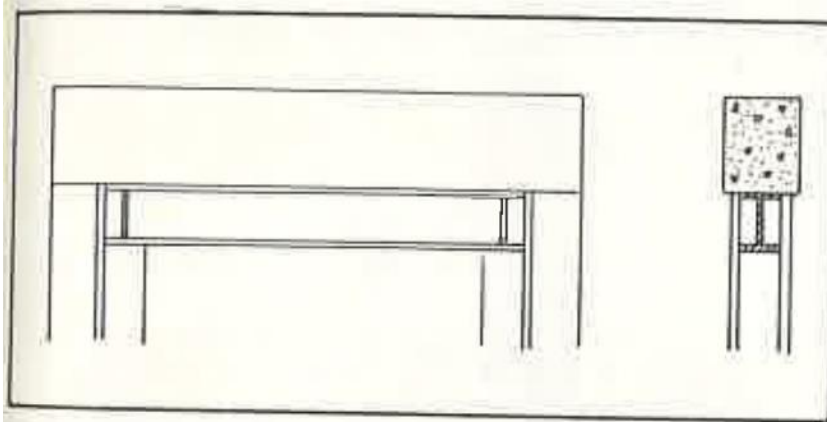
Erilaisilla vahvistustoimilla voidaan kasvattaa betonisten vaakarakenteiden taivutus- ja leikkauskestävyyttä sekä pystyrakenteiden puristuskestävyyttä. Vahvistustoimilla voidaan myös vaikuttaa käyttörajatilan halkeiluihin ja taipumiin. Tavallisimmin betonirakennetta vahvistetaan kasvattamalla olemassa olevaa poikkileikkausta uudella, korkealuokkaisella raudoitettulla betonilla. Mikäli rakenteen mitat tai taipumat muutoin kasvaisivat liian suuriksi, on kannattavaa käyttää jännittämistä hyödyksi vahvistamisessa. Teräsbetonirakenteiden vahvistaminen on monelta tapaa vaativa tehtävä, jossa tarvitaan erityisammattitaitoa niin suunnittelun kuin työsuorituksenkin osalta. Tyypillisimmät betonirakenteiden vahvistusmenetelmät ovat betonilla manttelointi sekä erilaisten vahvikkeiden lisääminen kuten teräs- ja hiilikuituosien liimaaminen. (By 41 Betonirakenteiden korjausohjeet 2016, 79; RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV Runkorakenteet 1988, 107.)

Betonimantteloinnilla tarkoitetaan olemassa olevan betonirakenteen vahvistamista valamalla betonirakenteen ympärille tai jollekin sivulle uusi betonikerros, jolla rakenteen poikkileikkaus kasvaa ja rakenteen kapasiteettia saadaan näin nostettua. Vaakarakenteiden eli palkkien ja laattojen kohdalla kantavuutta pyritään parantamaan lisäämällä raudoitusta ja/tai betonia rakenteen puristus- tai veto- puolelle, riippuen siitä halutaanko rakenteen taivutus- vai puristuskestävyyttä parantaa. Pystyrakenteissa eli pilareissa ja seinissä kantavuutta saadaan parannettua mantteloimalla eli raudoitettua betonin valamisella tai ruiskuttamisella rakenteen pintaan. Betonimantteloinnissa on erityisen tärkeää varmistaa uusien lisättyjen osien mahdollisimman täydellinen yhteistoiminta eli tartunta vanhan rakenteen kanssa. Kuvassa 34 on esitetty pilarin vahvistamisen tapoja mantteloimalla. (By 41 Betonirakenteiden korjausohjeet 2016, 79; RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV Runkorakenteet 1988, 116.)



KUVA 34. Pilarin vahvistaminen mantteloimalla. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV Runkorakenteet 1988, 116)

Rakenteita voidaan vahvistaa myös liimaamalla rakenteen vedettyihin tai leikkausrasitettuihin pintoihin erilaisia vahvikkeita, joita ovat tyypillisesti erilaiset liimattavat teräs- tai hiilikuituvahvikkeet. (By 41 Betonirakenteiden korjausohjeet 2016, 80). Teräslevyjen avulla palkkeja voidaan vahvistaa liimaamalla epoksihartsilla 2–4 mm paksuisia teräslevyjä palkin alapintaan tai sivuille. Liimattavilla teräslevyillä pyritään parantamaan palkin taivutus- tai leikkauskestävyyttä paikallisesti. Teräsbetoni-palkkeja voidaan myös vahvistaa käyttämällä erilaisia teräspalkkeja hyödyksi, joissa olevan palkin kuormat voidaan siirtää osittain tai kokonaan uudelle teräspalkille. Teräspalkkivahvistusta käyttäessä oleellinen asia on, miten uusi teräsprofiili saadaan rakenteeseen sijoitettua. Kuvassa 35 betonipalkkia on vahvistettu sijoittamalla teräspalkki olevan betonipalkin alle, jolloin osa sen kuormista siirtyy vahvistavalle teräspalkille. Betonipilareita voidaan vahvistaa teräslevyjen avulla erilaisilla rakenteeseen tiiviisti liittyvillä kulmateräksillä. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV Runkorakenteet 1988, 81, 114, 146–147.)



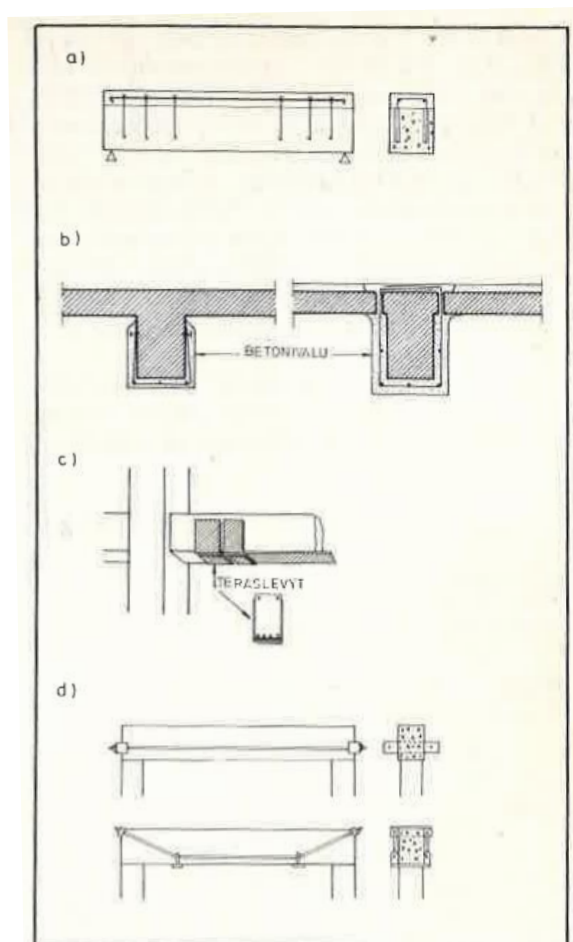
KUVA 35. Betonipalkin vahvistaminen teräspalkilla. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV Runkorakenteet 1988, 147)

Hiilikuidulla vahvistamisessa rakenteeseen liimataan kuitumaisia nauhoja tai kankaita. Hiilikuidut liimataan rakenteen vahvistamista vaativalle puolelle kohteeseen soveltuvalla epoksihartsilla ja kiinnitys voidaan varmistaa erilaisilla tarkoitukseen soveltuvilla ankkureilla. Erona teräkseen, hiilikuidulla ei ole plastista aluetta jännitys-venymä-kuvaajassa, vaan se on lineaarinen aina hiilikuidun murtolujuu-teen saakka. (Tiehallinto 2007, 16–18.) Betonirakenteiden vahvistusmenetelmänä hiilikuitu on var-teen otettava vahvistusmenetelmä keveytensä ja korkean lujuutensa takia. Kuvassa 36 on esitetty havainnollisesti hiilikuidun eri mahdollisuuksia rakenteiden vahvistamisessa.



KUVA 36. Hiilikuidun monipuolisia eri mahdollisuuksia rakenteiden vahvistamisessa. (Teke.fi, Rakenteiden hiilikuituvahvistus)

Kuvassa 37 on esitetty tyypillisiä betonipalkin eri vahvistamistapoja. Kohdassa a) palkin puristuspuolta on kasvatettu päälle valamalla. Kohdassa b) palkin ympärille on valettu uusi palkki vahvistamaan palkin veto- ja/tai leikkausraudoitusta. Kohdassa c) palkin alapintaan ja sivuille on liimattu teräslevyjä nostamaan palkin taivutus- ja leikkauskapasiteettia. Kohdassa d) betonipalkkia on vahvistettu ulkopuolisilla jännitetyillä jänteillä. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV Runkorakenteet 1988, 113.)



KUVA 37. Betonipalkkien vahvistamistapoja. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV Runkorakenteet 1988, 113)

Rakenteiden vahvistamiseen on saatavilla useita eri menetelmiä, jotka soveltuvat erilaisten vaatimusten mukaisiin kohteisiin, joten rakenteiden vahvistamisessa käytettävät menetelmät on valittava aina tapauskohtaisesti kohteeseen soveltuvimman menetelmän mukaan. Betonirakenteiden poikki-leikkauksen kasvattaminen mantteloimalla tai vahvistaminen erilaisilla teräsprofiililla ovat yleisimpiä vahvistusmenetelmiä, mutta vaativat aina suhteellisen paljon tilaa toimiakseen. Erilaisten liimattavien teräslevyjen ja hiilikuitujen etuna on pieni tilantarve verrattuna edellä mainittuihin vahvistamisen menetelmiin.

#### 4.3 Korjausrakentamisen lainsäädäntöä ja määräyksiä

Suomessa rakentamista ohjaavat lait ja eri säännökset on kehitetty ensisijaisesti uudisrakentamista varten. Korjausrakentamisessa säännöksiä ja määräyksiä on jouduttu soveltamaan sellaisissakin tilanteissa, johon niitä ei ole tarkoitettu. Säännösten joustamaton noudattaminen korjausrakentamisessa on saattanut hankaloittaa tarkoituksenmukaista korjaustoimintaa tai tehnyt korjaustyöstä jopa mahdotonta. Korjausrakentamisessa käytettävää lainsäädäntöä kuitenkin kehitetään jatkuvasti ja

rakentamismääräyksien noudattamisesta korjausrakentamisessa tullaan antamaan lisää tulkintoja ja ohjeita. (RIL 174-1. Korjausrakentaminen I Yleiset perusteet 1988, 280.)

Rakennuksen käyttötarkoituksen muuttaminen edellyttää aina rakennuslupaa, kun rakennukseen tai sen osaan tehdään muutoksia, joilla on vaikutuksia rakennuksen käyttäjien turvallisuuteen tai terveellisyteen. Ennen lupahakemusta tulee selvittää mahdollistaako asemakaava muutoksen, onko rakennus mahdollisesti suojeltu, soveltuuko tila uuteen tarkoitukseen ja mitkä ovat tilan tekniset vaatimukset. Usein lupahakemukseen tarvitaan myös energiaselvitys. (Oulun kaupunki, Korjausrakentaminen ja muutostyöt.) Käyttötarkoituksen muutoksessa rakennuslupa vaadittavat vastuuhenkilöt ja liitteet tarkastellaan hankkeen mukaan aina tapauskohtaisesti.

Korjausrakentamisessa lähtökohtana on noudattaa vanhan rakennuksen rakentamisen aikana voimassa olleita säädöksiä ja määräyksiä. Nykyiset voimassa olevat ympäristöministeriön asettamat rakentamismääräykset koskevat pääosin vain uudisrakentamista, ellei määräyksissä erityisesti korjausrakentamisen osalta ole määritelty toisella tavalla. Rakentamisen korjaushankkeessa nykyisiä voimassa olevia rakentamisen säädöksiä on sovellettava korjaushankkeen laadun ja laajuuden perusteella, sekä muutetun rakennuksen käyttötavan edellyttämällä tavalla. (Ympäristöministeriö rakentamismääräykset.)

RIL:n julkaisemassa julkaisussa RIL 174-4 Korjausrakentaminen IV Runkorakenteet korjausrakentamisen suunnitteluperusteista todetaan, että suunnittelun perustana on olemassa oleva rakennus, joka on suunniteltu ja toteutettu rakentamisajankohdan vaatimustason mukaisesti sekä rakennus on käytössä ilmennyt kelpolliseksi. Vanhoja liian pieniä lumikuormia lukuun ottamatta, Suomessa ei ole tiettävästi sattunut suoraan suunnittelunormeista johtuvia rakennusvaurioita, joten tämän perusteella voidaan olettaa, että rakennusten muutostyöt voidaan toteuttaa turvallisesti rakentamisaikaisen säännösten ja määräyksien mukaisesti varsin yksinkertaisesti soveltaen. (RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV Runkorakenteet 1988, 57.) Tämän RIL:n julkaiseman ohjeistuksen voidaan olettaa olevan hyvin samoilla linjoilla rakentamismääräyksissä esitettyjen korjaus- ja muutosrakentamista koskevien ohjeiden kanssa.

Rakennusten korjaus- ja muutostöistä ympäristöministeriön asettamassa asetuksesta kantavista rakenteista 10 §:ssä todetaan seuraavasti (Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista 477/2014.):

Rakenteiden kantavuus rakennuksen korjaus- ja muutostyössä sekä käyttötarkoituksen muutoksessa

Rakennuksen korjaus- ja muutostyön sekä käyttötarkoituksen muutoksen suunnittelussa ja toteutuksessa on otettava huomioon ja erityisesti syystä selvitettävä rakennuksen ja sen rakenteiden ominaispiirteet ja kunto sekä selvitettävä rakenteen kuormituksen mahdollinen lisääntyminen. Rakenteiden osittaisen muutoksen yhteydessä on varmistettava, että siitä rakennejärjestelmälle aiheutuvat muutokset eivät vaikeuta tämän asetuksen 3 §:n mukaisten vaatimusten täyttämistä.

Kun rakenteen kuormitus ei lisäännä rakennuksen korjaus- ja muutostyön tai käyttötarkoituksen muutoksen johdosta mutta rakentei-

den kunto edellyttää niiden vahvistamista, voidaan soveltaa rakennuksen rakentamisajankohtana voimassa olleita säännöksiä sekä kyseisenä ajankohtana vallinnutta hyvää rakentamistapaa.

Kun rakenteen kuormitus lisääntyy rakennuksen korjaus- ja muutostyön tai käyttötarkoituksen muutoksen johdosta, on kantavien rakenteiden suunnittelussa ja toteutuksessa sovellettava tämän asetuksen 2–5 §:ää uusien ja vahvistettavien rakenteiden osalta.

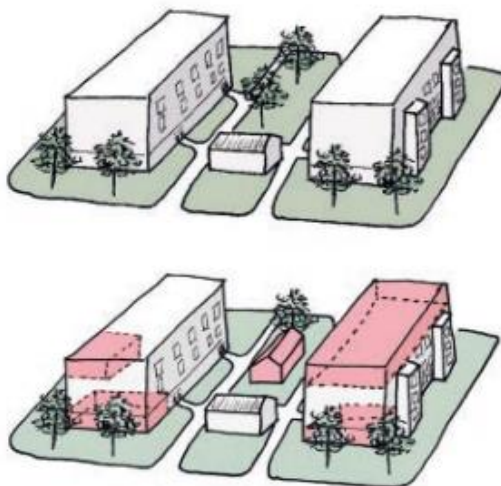
Tämän ympäristöministeriön asettaman asetuksen kantavista rakenteista 10 §:n mukaan vanhan rakenteen kantavuuden tarkastelut voidaan aina tehdä käyttämällä rakennuksen rakentamisen aikaisia säädöksiä. Mikäli vanhan rakennuksen kuormitukset lisääntyvät korjaus- ja muutostöiden seurauksena, joiden takia oleva rakenne vaatii vahvistamista, tulee tapausta käsitellä nykyisiä eurokoodin ja niiden kansallisten liitteiden mukaisia suunnitteluohjeita noudattaen. Rakennuksien korjaus- ja muutostöissä sekä käyttötarkoituksen muutoksissa on aina kuitenkin selvítettävä olevien rakenteiden kunto ja pääpiirteet sekä rakennejärjestelmälle aiheutuneet mahdolliset muutokset, vaikka rakennuksen korjausprosessin tuomat muutokset eivät suoranaisesti kasvattaisi rakennukselle tulevia kuormia.

Onnistuneessa korjausrakentamisen prosessissa rakennesuunnittelijalta vaaditaan erinomaista tunte-  
musta ja perehtymistä vanhoihin rakennuksen rakentamisen aikana voimassa olleisiin säädöksiin, jotta korjausprosessissa osataan tehdä oikeita valintoja rakennuksen korjaussuunnittelun ratkaisuissa. Vanhan rakennuksen rakentamisajan säädökset ovat usein muuttuneet ja päivittyneet useampaan otteeseen tähän päivään mennessä, joten nykyisissä voimassa olevissa säädöksissä saattaa olla suuriakin eroavaisuuksia vanhempiin rakentamisaikaisiin säädöksiin ja määräyksiin.

#### 4.4 Lisä- ja muutosrakentaminen

Lisärakentamisella tarkoitetaan vanhan olemassa olevan rakennuksen muuttamista tai laajentamista lisärakenteiden avulla. Lisärakentaminen lisää olemassa olevan rakennuksen sisä- tai ulkopuolista kerrosalaa. Lisärakentaminen käsittää toimenpiteet esimerkiksi uusien asuinkerroksien rakentamista korottamalla rakennusta, muuttamalla olevien tilojen käyttötarkoitusta tai olevan rakennuksen tilojen laajentamista. Lähtökohtaisesti lisärakentamisella pyritään kehittämään olemassa olevaa rakennusta ja parantamaan sen rakennusteknisiä ominaisuuksia. (Ympäristöministeriö 2011, 13.)

Rakennuksen muutossuunnittelulla tarkoitetaan olevien tilojen käyttötarkoituksen muuttamista uudenlaiseen käyttöön. Tilojen käyttötarkoituksen muuttamisella on erinomaiset mahdollisuudet saada vähälle käytölle jääviä olemassa olevia tiloja muutettua tuottavampaan tarkoitukseen. Asuinrakennuksessa yleisimpänä muutossuunnittelun kohteena voidaan pitää vähälle käyttötarkoitukselle jääneitä tiloja, kuten ullakotilaa tai varastotilaa, joita halutaan muuttaa asuinkäyttöön. Muita muutossuunnittelun kohteita voisi esimerkiksi olla varastotilan muuttaminen kuntosaliksi tai seurahuoneeksi. Muutossuunnittelulla mahdollistetaan myös erillisten varastotilojen rakentaminen piha-alueelle mahdollistaen rakennuksen pinta-alan vapauttamisen uusille tiloille. Muutossuunnittelun mahdollisista eri vaihtoehdoista on esitetty havainnollistavasti kuvassa 38. Muutossuunnittelun prosessi saattaa vaatia onnistuakseen erillisen rakennusluvan tai poikkeusluvan asemakaavan muutokseen. (Somelar 2021, 17–18.)



KUVA 38. Havainnekuva muutossuunnittelun eri mahdollisuuksista. (Somelar 2021, 17)

Lisäkerrosrakentamisen keskeisimpänä hyötynä taloyhtiölle on lisäkerrosten markkinoinnin mukana tulevat taloudelliset tuotot sekä lisärakentamisen avulla parantuneet rakennuksen tekniset ominaisuudet. Lisäkerrosrakentamisen myötä taloyhtiölle tulevat uudet käyttötilat voidaan vuokrata tai myydä ja tästä saadut lisätulot voidaan käyttää rakennuksen kehittämiseen. Yleisesti lisäkerrosrakentamisen tapana on rakentaa yksi tai kaksi lisäkerrosta olemassa olevan rakennuksen päälle. Lisäkerrosrakentamisen avulla saaduilla tuotoilla taloyhtiö voi rahoittaa tulevia suuria peruskorjauksiaan sekä saada lisämahdollisuuksia olemassa olevan rakennuksen tuleviin peruskorjauksiin. Rakennuksen teknisiä ominaisuuksia voidaan lisäkerrosrakentamisessa parantaa hyvin esimerkiksi yläpohjan lämmöneristyksen osalta, koska vanha yläpohjan rakenne joudutaan uusimaan lisäkerrosten takia, niin saadaan yläpohjan eristystä parannettua ja näin rakennuksen energiatehokkuutta kehitettyä. Taloyhtiön lisärakentamisen hankkeen kannattavuus riippuu merkittävästi laajennettavan rakennuksen koosta, käytettävissä olevasta rakennusoikeudesta sekä alueellisesta asuntojen kysynnästä. (Ympäristöministeriö 2011, 19–20.)

Lisärakentaminen käsittää myös useita vaatimuksia, jotka tulee selvittää ennen kuin varsinainen lisärakentamisen prosessi lähtee käyntiin ja taloyhtiö siitä pääsee osaltaan hyötymään. Merkittävimmät lisärakentamisen haasteet koskevat teknisiä, lainsäädännöllisiä tai taloudellisia asioita. Teknisinä ongelmina voivat olla maaperän, kuten savimaan kantavuuden riittämättömyys tai rakennetekniset puutteet olevan rakennuksen kohdalla mahdollisten lisäkerrosten tuomien vaatimusten osalta. Lainsäädännöllisestä näkökulmasta haasteita tuovat eri lait ja määräykset, jotka liittyvät kaavoittamiseen. Rakennuksella tulee olla käyttämätöntä rakennusoikeutta lisärakentamista varten. Lisärakentamiseen tarvittavan rakennusoikeuden puuttuessa taloyhtiö voi hakea kunnalta tai suuremmissa poikkeamissa ympäristökeskukselta poikkeamislupaa kaavan mukaisen rakennusoikeuden ylitykseen. Taloudellisesta näkökulmasta taloyhtiön tulee arvioida lisärakentamisen tuomien kustannuksia arviotuihin tuloihin, jotta lisärakentamisesta tulee taloudellisesti kannattavaa. (Ympäristöministeriö 2011, 18–20.) Kuvassa 39 esitetty havainnollistava kuva lisärakentamisen mahdollisuuksista.



KUVA 39. Havainnekuva lisäkerrosrakentamisen kohteesta. (Arkkitehtitoimisto Hedman & Matomäki Oy 2018)

Rakenneteknisestä näkökulmasta rakennesuunnittelijan tulee tarkastaa rakennuksen olemassa olevien kantavien rakenteiden kapasiteetin riittävyys vastaamaan uuden tilan käyttötarkoituksen mukaisista kuormitusta. Varsinkin tilojen käyttöluokan perusteella rakennuksille määriteltyjen hyötykuormien suuruudet saattavat muuttua suurestikin tilojen käyttöluokan muutoksen seurauksena. Vanhojen rakennuksien osalta rakennesuunnittelijan tulee osata soveltaa nykyisiä ja rakennuksen rakentamisen aikaisia määräyksiä. Tarvittaessa rakennuksessa olevia rakenteita tulee vahvistaa, jotta saadaan riittävä varmuus kantavien rakenteiden kestävyydelle.

Lisäkerrosrakentaminen on rakennesuunnittelijan näkökulmasta haasteellinen kokonaisuus eri rakentamisen osa-alueita, jossa tulee osata yhdistää uudisrakentamisen ja korjausrakentamisen periaatteita. Esimerkiksi vanhan rakennuksen mahdollisten uusien lisäkerroksien suunnittelua tulee tarkastella uudisrakentamisen lähtökohdista, kun taas vanhaan rakenteeseen kohdistuvia kuorman muutoksia tulee tarkastella korjausrakentamisen näkökulmasta. Lisäkerrosrakentamisen rakenneteknisinä tarkasteluina oleellisimpana on uusien asuinkerroksien tuomat kuormat vanhalle rakenteelle. Uudet lisäkerrokset tuovat kuormaa kaikille vanhan rakennuksen kantaville rakenteille, jotka rakennesuunnittelijan tulee yhdessä muiden erityissuunnittelijoiden kanssa tarkastaa. Korjaus- ja muutosrakentamisen seurauksena rakennukseen tulevat rakennusfysikaaliset muutokset ja muutosten vaikutus rakennuksen rakennusfysikaaliseen toimivuuteen on myös korjaussuunnittelussa huomioitava.



## 5 HOLVIEN MUUTOSSUUNNITTELU

Betonirakenteisten holvien käyttötarkoituksen muutossuunnittelu on kokonaisuudessaan laaja ja vaativa rakennesuunnitteluprosessi. Rakennesuunnittelijalta vaaditaan tuntemusta eri aikakausien mukaisista rakentamista ohjanneista määräyksistä ja betonirakenteiden mitoitusmenetelmistä sekä yleisistä suunnitteluperiaatteista. Suunnittelijalta vaadittava ammattitaito on erityisessä osassa, jotta muutossuunnittelussa osataan soveltaa eri aikakausilla voimassa olleita määräyksiä, nykyisten korjausrakentamisen ohjeiden tulkintojen mukaisesti. Tähän kappaleeseen on koottu yhteen oleelliset työssä käsitellyt asiat, jotka tulee betonirakenteisien holvien muutossuunnittelussa huomioida.

### 5.1 Lähtökohdat

Rakennuksen holvien, eli kantavien vaakarakenteiden, käyttötarkoituksen muutossuunnittelun lähtökohdiana on uuden käyttötarkoituksen mukaisten tilojen asettamat tarpeet ja vaatimukset. Holveille kohdistuvat kuormitukset saattavat usein muuttua tilojen käyttötarkoituksen muutoksen seurauksena, jolloin tiloille asetetut hyötykuorman arvot kasvavat tai uusien laitteiden mukaiset kuormat nostavat holveille tulevaa kuormitusta. Muutossuunnittelu saattaa vaatia myös esimerkiksi uusien laitteiden läpivientien takia lisäreikien tekemistä olemassa olevaan holviin, jolloin holvin ehjän osan kuormat kasvavat reikäkaistalta siirtyneiden kuormien seurauksena ja tällöin on tarkastettava holvien kestävyys, vaikka rakennuksen kuormat eivät suoranaisesti muuttuisikaan.

Suunnittelun perustana holvien muutossuunnittelussa on olevan rakenteen alkuperäiset piirustukset ja asiakirjat. Rakenteen alkuperäisistä piirustuksista selviää, millä suunnitteluohjeilla ja kuormituksilla rakenteet on alkujaan mitoitettu sekä niistä pystytään yleensä selvittämään rakenteen kantavuudet. Mikäli rakenteesta ei jostakin syystä ole saatavilla toteutettuja piirustuksia, on lähdettävä selvittämään rakennuksen rakennusaikakauden mukaisia määräyksiä, joista saadaan selville aikakaudelle tyypilliset normit ja kuormitukset, joille rakenteet on alkujaan mitoitettu. Mikäli rakenteen kantavuus ei ole tiedossa niin rakenteiden kantavuuksia voidaan selvittää työmaalla tehtävillä tutkimuksilla, joista rakenteiden dimensioiden ja tutkimusten perusteella kantavuutta voidaan arvioida. Korjaus- ja muutossuunnittelussa holvien kantavuuden ja rakenteen kunnon tunteminen on merkittävässä roolissa, jotta tiedetään paljonko rakennetta voidaan kuormittaa ja kestääkö se myös mahdolliset tulevat lisäkuormat tai rei'itykset.

Holvien muutossuunnittelun kohdalla tulee aina arvioida tapauskohtaisesti, käytetäänkö suunnitteluohjeina ja mitoitusmenetelminä rakentamisajankohtaa vastaavia vai voimassa olevia määräyksiä. Käytettävien kuormien ja mitoitusmenetelmien valinta tulee aina tehdä tapauskohtaisen pohdinnan perusteella. Mikäli olevan rakennuksen käyttötarkoitus ei muutu, eikä rakenteet vaadi vahvistamisen osalta toimenpiteitä, voidaan rakenteen kantavuus tarkistaa käyttämällä rakentamisajan mukaisia suunnitteluohjeita ja kuormanormien arvoja. Jos rakennetta kuitenkin vahvistetaan tai uudistetaan, on mitoitus tehtävä nykyisillä eurokoodin mukaisilla mitoitusmenetelmillä.

## 5.2 Rakenteelliset tarkastelut

Muutossuunnittelun rakenteellisten tarkastelujen tavoitteena on selvittää kestäkö tarkasteltava holvirakenne muutoksien aiheuttamat rasitukset. Betonisten holvien kohdalla merkittävimpiin tarkasteluun tulee uusien kuormien tai reikien aiheuttamat reikäkaistalta siirtyvät kuormat, jotka olevan rakenteen tulee kantavuuden tarkastelujen perusteella kestä. Holvirakennetta voidaan tarvittaessa myös vahvistaa, mikäli olemassa oleva rakenne ei muuten kestä muutoksien aiheuttamaa kuormitusta.

Holvien kohdalla selkein rakenteellisen tarkastelun kohta on muutossuunnittelun seurauksena kasvaneet kuormat. Uudet kuormat voivat olla rakennuksen käyttötarkoituksen muutoksen seurauksena kasvaneita hyötykuormia tai uusien rakenteiden ja laitteiden holveille tuomia lisäkuormia. Hyötykuormien muutoksen kohdalla tulee selvittää, minkä käyttöluokan mukaisille kuormille holvi on alkuun mitoitettu ja onko kuorman arvo mahdollisesti muuttunut nykymääräyksiin nähden. Eri aikakausien mukaiset hyötykuormaluokat ovat tarkentuneet normien kehittyessä, mutta kuormien arvot ovat pääsääntöisesti pysyneet samassa luokassa. Mahdolliset uudet laitekuormat saattavat tuoda suuriakin lisäkuormia olevalle holville, jotka tulee suunnittelussa huomioida. Kuormien sijainnilla laatastossa on myös merkittäviä vaikutuksia siihen, kuinka kuormat pääsevät laatastolle jakaantumaan. Tämä tulee muutossuunnittelussa huomioida esimerkiksi uusien laitekuormien sijoittelun kohdalla.

Muutossuunnittelu saattaa vaatia myös uusia aukotuksia olemassa olevaan holviin. Aukotuksia joudutaan tekemään esimerkiksi uusien laitteiden vaatimien läpivientien takia, joiden koko vaihtelee tapauskohtaisesti. Yleensä holveihin tehtävät aukotukset heikentävät rakenteen kapasiteettia. Holveihin tehtävän rei'ityksen kohdalla on huomioitava rakenteelliset vaatimukset reikien koossa ja sijoittelussa, koska laatastoon tehtävien reikien kohdalla on erinäisiä vaatimuksia, jotta rakenteen rakenteellinen kantavuus säilytetään. Betonirakenteiden poikkileikkauksen rasitusten sijainti on merkittävässä osassa reikien sijoittelussa, jotta reiät osataan tehdä rakenteen vähiten rasitettuihin kohtiin eikä rei'itykset näin vaurioita rakennetta liikaa.

Mikäli alkuperäinen holvirakenne on vaurioitunut tai se ei kestä sellaisenaan muuttuneita kuormituksia, vaatii oleva rakenne vahvistamista tai halutuista muutoksista on mahdollisuuksien mukaan joustettava. Rakenteiden vahvistamisessa on kiinnitettävä huomiota kuormien jakaantumiseen sekä rakenteiden yhteistoimintaan vanhan ja uusien rakenteiden kohdalla. Holvirakenteiden vahvistamiseen on saatavilla useita menetelmiä eri vaatimuksiin soveltuen, joista esimerkiksi hiilikuituvahvistus soveltuu hyvin laattojen ja palkkien vahvistamiseen. Holvien kohdalla kuormien kasvamisen seurauksena rakenteiden kapasiteetit tulevat yleensä ensimmäisenä vastaan laatastoja kannattelevien palkkien kohdalla.

## 5.3 Kantavat rakenteet

Holvien kohdalla muutossuunnittelun tarkastelut kohdistuvat pääosin rakenteellisiin seikkoihin, joita on tarkasteltava rakenteiden kapasiteettien riittävyys kannalta. Merkittävä osa holvien muutossuunnittelun prosessissa on koko rakennuksen kantavien rakenteiden huomioiminen, käyttötarkoituksen muutoksen seurauksesta holveilta siirtyneiden kuormien takia. Myös muut rakennukseen

kohdistuvat rakennetekniset muutokset on huomioitava käyttötarkoituksen muutoksen seurauksena, vaikka niitä ei suoraan holvien kohdalla tarvitse huomioida.

Muutossuunnittelun seurauksena kasvaneet kuormitukset siirtyvät holveilta kantaville pystyrakenteille, jota pitkin kuormat siirtyvät perustuksille ja lopulta maaperään asti. Kantavien pystyrakenteiden kantavuuden tarkastelut on tehtävä samoilla periaatteilla, kuin kantavien vaakarakenteidenkin. Mikäli rakenne ei kestä kuorman muutoksesta aiheutuvaa lisärasitusta on rakennetta vahvistettava tai kuormituksia mahdollisuuksien mukaan muutettava. Käytettävien suunnitteluohjeiden määräytymisessä on myös sovellettava samoja periaatteita rakennuksen kokonaiskantavuuden ja -jäykistytksen tarkasteluissa. Lisäksi on tärkeää huomioida, että mahdollisesta kuormien vähenemisestä on myös tehtävä erilliset tarkastelut rakennuksen stabiliteetille.

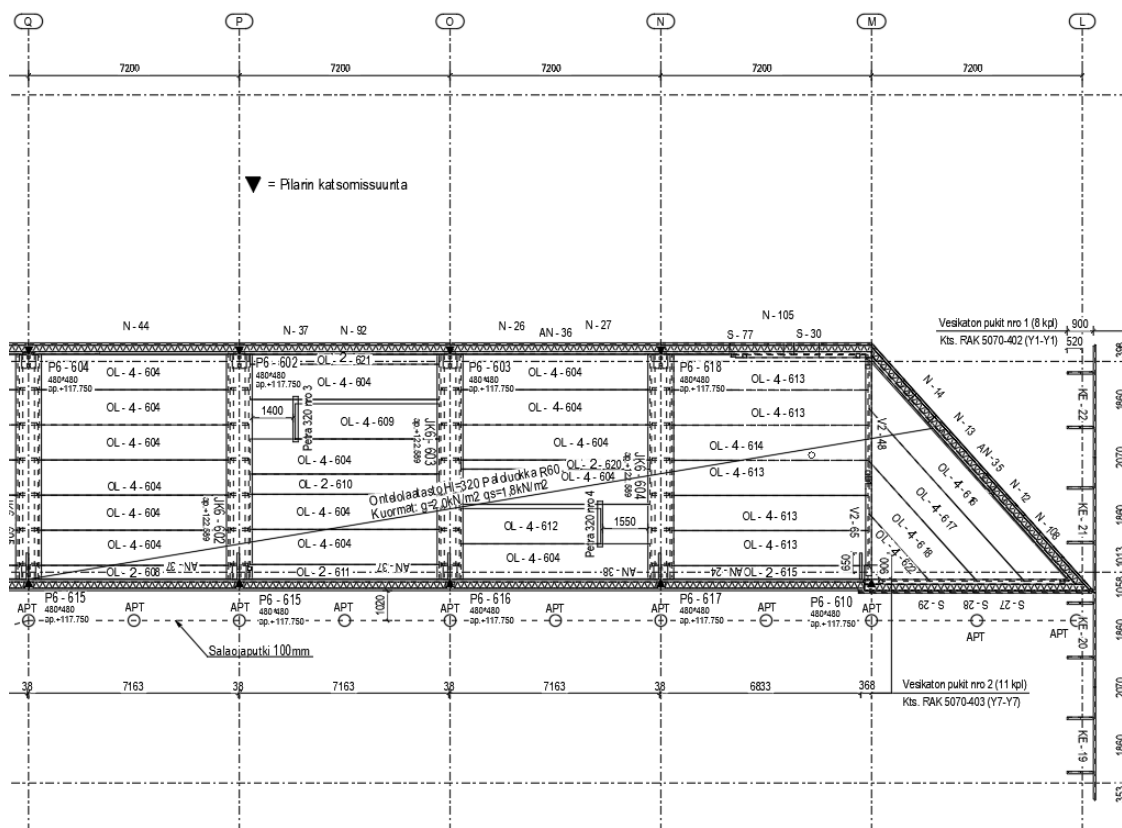
Kokonaisuutena rakennuksen käyttötarkoituksen muuttaminen on holvien näkökulmasta haasteellinen ja työläs suunnittelukokonaisuus. Suunnittelijalta vaaditaan tuntemusta rakennuksen rakentamisaikaisiin säädöksiin ja rakentamiseen käytettyihin mitoitusmenetelmiin. Holvien rakenteellisten tarkastelujen kohdalla on osattava tulkita voimassa olevia määräyksiä ja ohjeita, jotta tiedetään, voidaanko muutossuunnittelussa käyttää rakentamisaikaa vai nykyaikaisia suunnitteluohjeita ja kuormitustietoja vastaavia säädöksiä. Muutossuunnittelu vaatii suunnittelijalta perehtymistä ja osaamista korjaussuunnitteluun, koska korjausrakentamiseen ei ole saatavilla yksiselitteisiä ohjeita vaan niitä on sovellettava tapauskohtaisesti.

#### 5.4 Holvin mitoitus-esimerkit

Osana opinnäytetyötä tehdään esimerkkitarkastelut eri tyyppisille jälkikäteen tehtäville holvin tarkasteluille. Tarkastelut voivat olla yksinkertaisia rei'ityksen selvityksiä tai haastavampia muutossuunnittelun seurauksena muuttuneita kuormituksia, joiden takia koko rakennuksen kantavien rakenteiden kantavuutta tulee tarkastella. Toteutetut tarkastelut ovat kuvaavia toimeksiantajan saamia selvityspyynnöitä, joita tilaajayritykselle tulee koskien rakennuksen holveja.

Tuotetaan tarkasteluesimerkit kolmesta eri tapauksesta, tapaukset A, B ja C. Tapaus A:ssa olevaan holviin halutaan tehdä pieniä läpivientejä, joka on hyvin arkipäiväinen holveista tehtävä selvityspyyntö. Tapaus B:ssä käsitellään tapausta, jossa on tarve tehdä isompi reikä olevaan holviin. Tapaus C puolestaan on yksinkertainen esimerkki muutossuunnittelun kohteesta, jossa rakennuksen varauksen kuormia halutaan nostaa, jonka seurauksena rakenteiden kuormat nousevat. Tässä tapauksessa olisi tehtävä tarkastelut holvin lisäksi rakennuksen muille kantaville rakenteille.

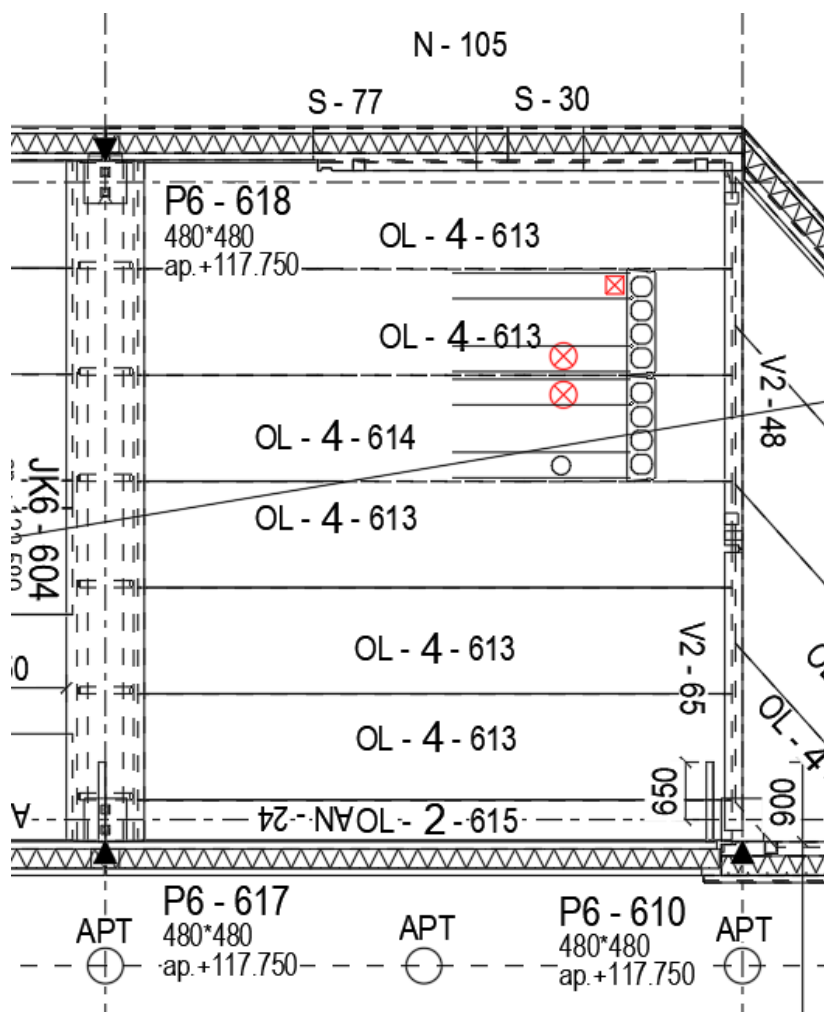
Mitoitus-esimerkkien lähtötietona käytetään Insinööritoimisto SRT:n aikoinaan suunnittelemaa kohdetta ja yrityksen arkistoista löytyviä kohteen rakennepiirustuksia. Kohderakennuksen tarkasteltavat rakenteet on mitoitettu alun perin RakMK B4:n mukaisesti. Kyseinen rakennus on 5-kerroksinen toimistorakennus, jonka rakennejärjestelmänä on yksinkertainen pilari-palkkirunko, jossa holveina esijännitetyt ontelolaatat. Esimerkkien mukaiset tarkastelut on toteutettu rakennuksen moduulivälillä Q-L. Tarkasteltaville rakenneosille on valittu soveltuvat teräsmäärät alkuperäisten kuormitusten perusteella RakMK B4:n mukaisten mitoitusperiaatteiden mukaisesti.



KUVA 40. Esimerkkikohteen tarkastelukerroksen alkuperäinen tasokuva. (Mustonen, 2024)

#### 5.4.1 Tapauksen A esimerkki

Tapaus A:n tarkastelu on hyvin yksinkertainen lisärei'ityksen selvityspyyntö, jonka tarkasteluilla halutaan selvittää, onko olevaan holviin mahdollista toteuttaa käyttäjän pyytämiä lisäreikiä. Lisärei'ityksen tarkastelun tavoitteena on selvittää riittääkö holvin kapasiteetti vastaanottamaan rei'itykseltä siirtyvät kuormitukset. Betoniholveilla merkittävien tekijä lisäreikien toteuttamiseen on holvissa jo olevien reikien sijainti ja jänneteräksien sijainti reikiin nähden. Tarkasteltavassa holvissa on kyse rakennuksen kantavasta rakenteesta, jonka tulee säilyttää kantavuutensa lisäreikien puitteissa. Mikäli lisärei'itykset katkovat holvin jänneteräksiä ne heikentävät rakenteen kapasiteettia. Holveissa käytettäville ontelolaatoille on saatavilla profiilikohtaisia rei'itysohjeita, joista selviää rajoitukset tehtäville rei'ityksille.

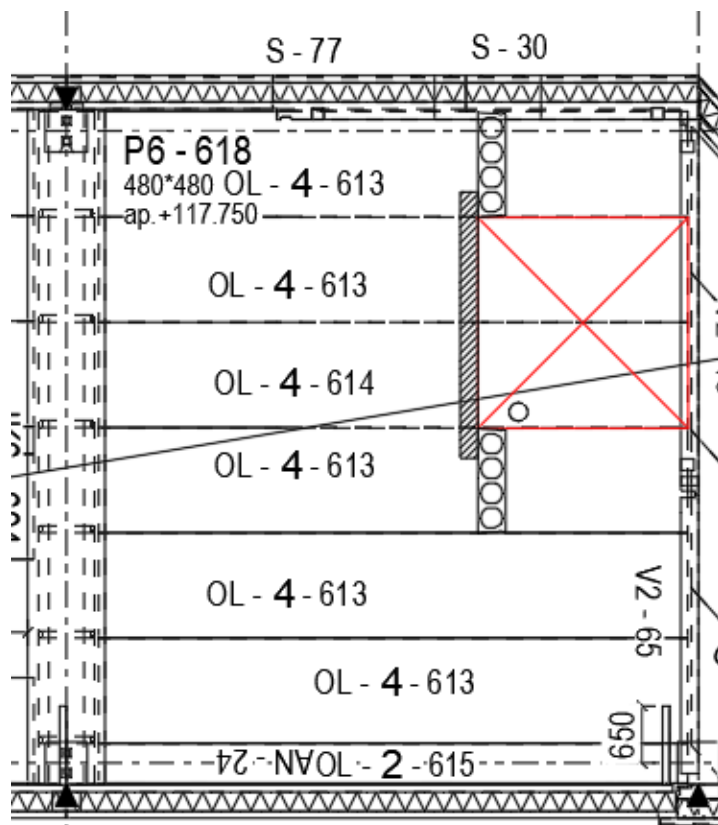


KUVA 41. Tapaus A:n mukainen selvitettävä lisäreikä tarkastelu. (Mustonen, 2024)

Tapaus A:n selvityspyynnön mukaiset reiät ovat esitetty kuvassa 41 punaisella. Tarkasteltavassa holvissa on vähän alkuperäisiä rei'ityksiä, joten uusia pieniä reikiä voi tehdä suhteellisen vapaasti. Ehdotetuista rei'istä tarkastetaan niiden sijainti suhteessa laattojen jänneteräksiin, jotta saadaan selville katkovatko ne laatan jänneteräksiä. Esimerkkikuvan mukaiset tarkasteltavat lisäreiät katkaisevat holvin jänneteräksiä, mutta ehdotetut lisärei'itykset onnistuvat holvin kapasiteetin ja suunnitteluohjeen puitteissa. Ontelolaataston suunnitteluohje sallii tehtäväksi 2 pientä reikää ontelon kohdalle samaan laskentapoikkileikkaukseen O32-profiililla. Ontelolaataston lisärei'itystä salliessa on hyvä tarvittaessa tarkentaa työohjeeseen, onko uudet reiät tehtävä onteloiden kohdalle ja missä määrin ontelolaatoissa olevia jänneteräksiä saa katkaista, paljastaa betonista tai muuten vaurioittaa.

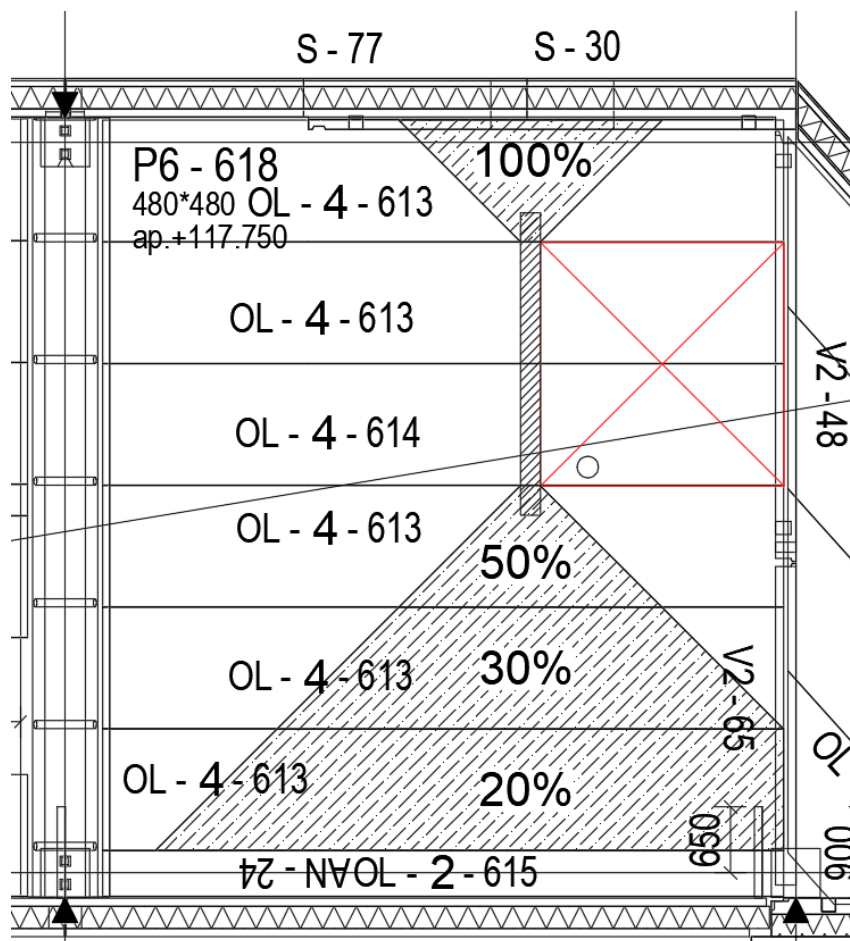
#### 5.4.2 Tapauksen B esimerkki

Tapaus B:n lähtökohta on samanlainen kuin edellisessä esimerkissä, mutta erona edelliseen tässä on tarve tehdä merkittävästi isompi reikä holviin. Tarkastelu voisi olla esimerkiksi muutostyön seurauksena portaalle tarvittava aukotus holviin. Laataston ehjän osan on kannateltava reikäkaistalta siirtyvät kuormitukset. Isompien reikiä kohdalla on huomioitava katkenneen laatan osan kannatus uuden lisäreiän teon seurauksena. Myös isompien lisäreikiä tapauksessa on huomioitava suunnitteluohjeen asettamat rajoitteet. Esimerkkitapauksen holvilla kuormitukset pääsevät jakaantumaan alapuolisella laatastolla yksittäisten laattojen välillä jakaen reikäkaistalta tulevaa kuormaa tasaisesti laattojen välillä.



KUVA 42. Tapaus B:n mukainen selvitettävä lisäreikä tarkastelu. (Mustonen, 2024)

Reiän seurauksena katkenneiden laattojen kuormitukset siirretään työmaalla jälkivalettavan pääty-palkin avulla viereisille laatoille. Katkenneet laatat tuetaan työnaikaisesti ja päätypalkki raudoitetaan sekä valetaan jäykistämään laatasto poikkisuunnassa, jolloin kuormat pääsevät jakaantumaan laatastoston ehjälle osalle. Tässä tapauksessa mitoitettavaksi tarkasteluksi tulee reiän yläpuolinen holvin osa, jossa kuormat pääsevät jakaantumaan yhdelle täydelle laatalle. Tämän esimerkin osalta tulee tarkastella vain laatastoston kestävyys reikäkaistan kuormien takia, eikä muita kantavia rakenteita tarvitse huomioida. Mikäli reiät tehdäisiin laatastossa esimerkiksi palkin viereen olisi holviin tehtävällä reiätyksellä vaikutusta myös kuormien jakaantumiseen holvia kannattelevalle palkille, jolloin olisi tarkasteltava palkin kestävyys muuttuneiden kuormien seurauksena. Esimerkin mukaisen laatastolle tehtävältä reiältä siirtyvien kuormien jakautumisen periaate on esitetty havainnollistavasti kuvassa 43.



KUVA 43. Esimerkkitapauksen reikäkaistalta siirtyvien kuormien siirtymisen periaate. (Mustonen, 2024)

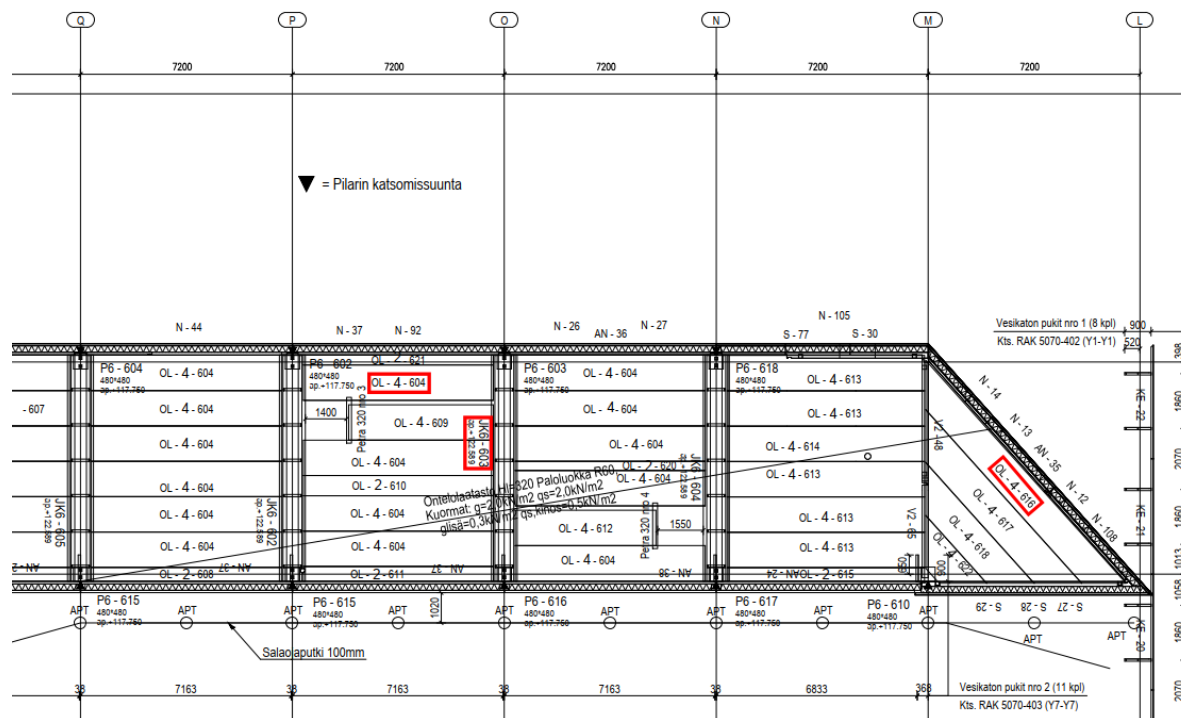
Esimerkki tapaus B:n mitoittavassa tarkastelussa reiän yläpuolisella kaistalla huomioidaan puolet reikäkaistalta tulevasta kuormasta yhdellä laattalla. Reiän alapuoliselle osuudella reikäkaistan kuormat pääsevät jakautumaan laatastolla kuvaan 43 merkatuilla kuormitusosuuksilla. Kuormat välittyvät saumavalujen välityksillä yksittäisiltä laatoilta toisille muodostaen yhtenäisen laataston.

Tässä tapauksessa laataston kestävyys voidaan tarkastaa alkuperäisen mitoitusnormin mukaisesti RakMK B4:n mukaisilla ohjeilla, koska rakenteen alkuperäiset kuormat eivät muutu muutostyön seurauksena. Reiän yläpuolisen mitoittavan laatan käyttöaste muuttuu rei'ityksen takia  $47\% \rightarrow 74\%$ , joten tarkasteltavat laatat kestävät hyvin reikäkaistalta siirtyvät lisäkuormat ja tällöin rei'itys voidaan hyväksyä laataston osalta.

#### 5.4.3 Tapauksen C esimerkki

Tapaus C:n tilanteessa tarkastellaan tilanne, jossa rakennuksen katolle halutaan lisätä aurinkopaneeleja, jonka seurauksena rakennuksen kuormitukset kasvavat. Aurinkopaneelit tuovat lisäkuormaa rakennuksen vesikaton rakenteille  $g_k=0,3 \text{ kN/m}^2$  ja lisäksi paneeleista johtuvaa lisäkinoskuormaa  $q_k=0,5 \text{ kN/m}^2$ . Tässä esimerkkitapauksessa aikoinaan RakMK B4:n mukaisesti mitoitettu rakenne täytyy nyt muutostyön seurauksena tarkastella eurokoodin mukaisilla suunnitteluohjeilla. Aurinkopaneelien tuoman uuden pysyvän kuorman lisäksi rakennuksen lumikuorman arvo tulee nyt mitoitaa eurokoodin mukaisilla lumikuorman arvoilla, jolloin Kuopiossa olevan rakennuksen lumikuorman arvo

kasvaa  $1,8 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 2,0 \text{ kN/m}^2$ . Tapauksessa olisi tarkasteltava kaikkien kantavien rakenteiden kantavuudet holvin lisäksi, koska kuormituksen muutos vaikuttaa koko rakennuksen kantavaan runkoon. Muutostyön tuoma kuormanmuutos on hyvin minimaalinen rakennuksen koko kuormitukseen nähden, joten tässä esimerkissä tehtävät tarkastelut rajataan vain kantaviin holvirakenteisiin eli laattaton ja palkkien sekä näiden rakenteiden yhteistoiminnan tarkasteluihin. Tarkasteltavat rakenteet on merkattu kuvaan 44.



KUVA 44. Päivitetty tasokuva uusilla kuormituksilla ja mitoittavat rakenteet. (Mustonen, 2024)

Tässä esimerkissä laskennat on otettu suoraan JbPalkkiB4- ja JbPalkkiEC2-mitoitusohjelmista, jotka laskevat rakenteet RakMK B4:n ja eurokoodin mukaisesti. Ontelolaattojen ja palkkien yhteistoiminta on tarkastettu Flexibl-mitoitusohjelmalla, joka laskee yhteistoiminnan Betoninormikortti 18- mukaan. Laskentoja ei ole lähdetty avaamaan sen tarkemmin, koska se ei ole tämän työn päätarkoitus.

Lähtötiedot ontelolaattojen laskentaan:

Betoni K60

Rasitusluokka XC1

Punokset 4J12,5 st 1630/1860 N/mm<sup>2</sup>

Esijännitys 1000 N/mm<sup>2</sup>

Hyötykuorman pitkäaikaisosuus 20 %

Lähtötiedot JK-palkin laskentaan:

Betoni K50

Rasitusluokka XC1

Alapunokset 18J12,5 st 1630/1860 N/mm<sup>2</sup>



Yläpunokset 2J12,5 st 1630/1860 N/mm<sup>2</sup>

Esijännitys 1250 N/mm<sup>2</sup>

Teräs A500HW

Hyötykuorman pitkäaikaisosuus 20 %

Taulukossa 5 on esitetty yhteenveto tarkasteltujen rakenneosien kuormitusten ja kapasiteettien muutoksesta muutostyön seurauksena. JK-palkin tarkat laskelmat on esitetty liitteessä 1.

Taulukko 5. Mitoittavien rakenneosien kuormituksen ja käyttöasteiden muutokset.

	Vanha kuormitus (kN/m)		Uusi kuormitus (kN/m)		Vanha KA (%)	Uusi KA (%)
	gk	qk	gk	qk		
O32-604	2,4+4,2	2,2+1,3	2,8+4,4	3,0+1,8	60 %	61 %
O32-124	2,4	2,2	2,8	3,0	85 %	87 %
JK-603	43,2	14,4	45,4	18,0	94 %	99 %
Yhteistoiminta					79 %	87 %

Laskennalla saaduista tuloksista voidaan todeta, että muutos mitoittavien rakenteiden kapasiteetteihin on hyvin pieni. Mitoitusmenetelmien kohdalla havaitaan pieniä eroja RakMK B4:n ja eurokoodin mukaisia menetelmiä vertaillen, joiden vaikutuksen laskennan lopputuloksiin voidaan todeta olevan pieni.

Laskennasta saatujen tulosten perusteella kaikki tarkasteltavat holvirakenteet kestävät muutostyöstä aiheutuneet lisäkuormat, paitsi mitoittavan JK-palkin leikkauskapasiteetti ylittyi palkin tukien läheisyydessä. Leikkauskapasiteetin muutokseen vaikuttaa huomattavasti palkin poikkileikkauksen ja punoksen puristavan normaalivoiman muodostaman leikkauskestävyyden mitoitusarvojen pieneneminen vertailtujen mitoitusmenetelmien välillä. RakMK B4:n mukainen betonipoikkileikkauksen leikkauskestävyys JK-palkille on 312,6 kN, kun taas eurokoodi mitoituksella saatu arvo on vain 227,3 kN. Leikkausmitoituksen oleellisena erona mitoitusmenetelmien välillä on myös se, että palkin vaahtiessa erillistä leikkausraudoitusta minimiraudoituksen lisäksi, eurokoodin mukaisessa mitoituksessa palkin leikkausraudoitus on mitoittettava koko leikkausvoimalle. Kun taas RakMK B4:n mukaisessa mitoituksessa leikkausraudoitus, mitoitetaan betonipoikkileikkauksen leikkauskapasiteetin ylittävälle leikkausvoimalle.

Tarkasteltavaa JK-palkkia tulisi vahvistaa leikkauskapasiteetin osalta. JK-palkin leikkausraudoitusta voitaisiin vahvistaa esimerkiksi rakenteeseen injektoiduilla, tai teräsprofiilin avulla ankkuroituvalla harjateräksellä tai kierretangolla, jolloin palkin leikkauskapasiteettia saataisiin nostettua. Betonirakenteiden eri vahvistusmenetelmiä on esitetty tarkemmin luvussa 4.2.1.

## 6 YHTEENVETO JA POHDINTA

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena oli syventyä betonisten holvirakenteiden muutossuunnitteluun ja perehtyä tarkemmin sen aiheuttamiin rakenteellisiin vaikutuksiin, jotka tulee suunnittelussa huomioida. Tässä opinnäytetyössä selvitettiin ennen eurokoodeja voimassa olleiden suunnitteluohjeiden ja määräyksien sekä betonirakenteiden materiaalien ominaisuuksien kehitystä ja peruseriaatteita, jotka ovat merkittävässä roolissa korjausrakentamisen hankkeissa. Tämän työn avulla voidaan selvittää eri aikakausina voimassa olleet rakentamisen määräykset, joita korjaus- ja muutossuunnittelussa tulee yleisesti selvittää.

Työn keskeisimpänä tavoitteena oli tuottaa syventävä kirjallinen katsaus betonisten holvirakenteiden muutossuunnitteluun, jolla pyritään kehittämään ja selkeyttämään muutossuunnittelun suunnittelu-prosessia. Työllä saadut tuotokset antavat kattavan tutkimuksen betonirakenteiden korjaussuunnittelussa huomioitaviin asioihin. Korjausrakentamisen kohteet tulee aina käsitellä tapauskohtaisesti ja huolellinen perehtyminen rakennuksen rakennejärjestelmään ja kantavien rakenteiden toimintaan auttavat tekemään oikeita ratkaisuja rakenteiden korjaussuunnittelussa. Usein vanhojen rakennuksien korjaus- ja muutossuunnittelussa olevia rakenteita tarvitsee vahvistaa muuttuneiden kuormitusten tai vaurioituneiden rakenteiden takia ja lähtökohtaisesti olevien rakenteiden vahvistaminen on taloudellisesti kannattavampaa kuin uuden rakentaminen.

Opinnäytetyön aiheeseen syventymisen ja tiedonhankinnan tuloksena työn kirjoittajalle kertyi runsaasti tietoa korjausrakentamisesta sekä betonirakenteiden yleisestä toiminnasta. Korjausrakentamisen kasvavan määrän takia aihe on entistä ajankohtaisempi ja syventävä tietämys aiheesta on hyödyksi. Työn tekemisen aikana saaduilla opeilla uskon olevan paljon hyötyä itselleni tulevaisuuden asiantuntijatehtävissä.

## LÄHTEET

Arkkitehtitoimisto Hedman & Matomäki Oy 2018. Projekteja. Valokuva. <https://www.arkhm.com/portfolio-item/alakiventie-3/>. Viitattu 29.1.2024.

Betoniteollisuus ry 2010. Jäykistysjärjestelmät. Pdf-tiedosto. Julkaistu 18.2.2010. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jaykistys/jaykistysjarjestelmat>. Viitattu 10.1.2024.

Betonitieto.fi 2024a. Holvit. Verkkojulkaisu. <https://www.betonitieto.fi/suunnittelijat/betonirakenteiden-suunnittelu-talonrakentaminen/betonirakenteiden-luonnos-ja-konseptisuunnittelu/betonilat-tiat/holvit.html>. Viitattu 9.1.2024.

Betonitieto.fi 2024b. Jännitetyt rakenteet. Verkkojulkaisu. <https://www.betonitieto.fi/tyomaat/betonitoiden-johtaminen-talonrakentaminen/betonityot/betonin-valu-ja-tiivistys/erityisrakenteet/jannitetyt-rakenteet.html>. Viitattu 18.1.2024.

Betonitieto.fi 2024c. Puristuslujuus. Verkkojulkaisu. <https://www.betonitieto.fi/oppiminen/opetuksen-tukimateriaali/betonin-ominaisuudet-ja-valinta/kovettuneen-betonin-ominaisuudet/puristuslujuus.html>. Viitattu 9.1.2024.

Betonitieto.fi 2024d. Rajatilat. Verkkojulkaisu. <https://www.betonitieto.fi/oppiminen/opetuksen-tukimateriaali/rakennesuunnittelu/rakennesuunnittelun-perusteet/rajatilamitoitus.html>. Viitattu 19.1.2024.

Betonitieto.fi 2024e. Rakennejärjestelmät. Verkkojulkaisu. <https://www.betonitieto.fi/betoniteollisuus/betonielementit/betonielementtirakentaminen/talonrakennus/rakennejarjestelmat.html>. Viitattu 9.1.2024.

Betonitieto.fi 2024f. Runkorakenteet. Verkkojulkaisu. <https://www.betonitieto.fi/suunnittelijat/arkkitehdit/runkorakenteet.html>. Viitattu 18.1.2024.

By 16 Suunnittelun sovellusohjeet ja betoninormien RakMK B4 suunnitteluosa, RakMK B1 ja B2. 1984. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.

By 41 Betonirakenteiden korjausohjeet. 2016. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.

By 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. 2008. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.

Elementtisuunnittelu.fi. Verkkojulkaisu. Laatat. Päivitetty 24.03.2023. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/runkorakenteet/laatat>. Viitattu 18.1.2024.

Elementtisuunnittelu.fi. Verkkojulkaisu. Palkit. Päivitetty 24.03.2023. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/runkorakenteet/palkit>. Viitattu 18.1.2024.

Elementtisuunnittelu.fi. Verkkojulkaisu. Pilarit. Päivitetty 24.03.2023. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/runkorakenteet/pilarit>. Viitattu 18.1.2024.

Elementtisuunnittelu.fi. Verkkojulkaisu. Seinät. Päivitetty 24.03.2023. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/runkorakenteet/seinat>. Viitattu 22.1.2024.

Eurokoodi Help Desk. Verkkojulkaisu. <https://www.eurocodes.fi/>. Viitattu 21.1.2024.

Insinööritoimisto SRT Oy. Yritys. Verkkojulkaisu. <https://www.srtoy.net/yritys/>. Viitattu 8.1.2024.

Maankäyttö- ja rakennuslaki 132/1999. <https://www.finlex.fi/fi/laki/ajantasa/1999/19990132>. Viitattu 8.1.2024.

Mustonen, Ville. 2024. Havainnekuvat. Kuopio: 2024.

- Mäkiö, Erkki 2016a. Kerrostalot 1940–1960. Helsinki: Rakennustieto Oy.
- Mäkiö, Erkki 2016b. Kerrostalot 1960–1975. Helsinki: Rakennustieto Oy.
- Neuvonen, Petri 2002. Kerrostalot 1880–1940. Helsinki: Rakennustieto Oy.
- Neuvonen, Petri 2015. Kerrostalot 1975–2000. Helsinki: Rakennustieto Oy.
- Oulun kaupunki. Verkkojulkaisu. Korjausrakentamien ja muutostyöt. <https://www.ouka.fi/rakennus-valvonta/korjausrakentaminen-ja-muutostyot?accordion=accordion-6106>. Viitattu 9.2.2024.
- Rakennusteollisuus julkaisuaika tuntematon. Korjausrakentamisen tarve tulee lisääntymään. Verkkojulkaisu. <https://rateko.fi/korjausrakentamisen-tarve-tulee-lisaantymaan/>. Viitattu 10.1.2024.
- RIL 125. Teräsbetonirakenteet 1986. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.
- RIL 174-1. Korjausrakentaminen I Yleiset perusteet 1988. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.
- RIL 174-4. Korjausrakentaminen IV Runkorakenteet 1988. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.
- RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat 2017. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.
- RT 82-10821 Betonielementtirunkorakenteet. Helsinki: Rakennustieto Oy, Rakennustietosäätiö RTS.
- Sisäasiainministeriö 1976. Suomen rakentamismääräyskokoelma, B1-3 Rakennusten vähimmäiskuormat, kantavat rakenteet ja pohjarakennus.
- Sisäasiainministeriö 1977a. Suomen rakentamismääräyskokoelma, B7 Betonirakenteiden rajatilamitoitus.
- Sisäasiainministeriö 1977b. Suomen rakentamismääräyskokoelma, B8-9 Betonirakenteiden valmistus ja betonin kelpoisuuden toteaminen.
- Sisäasiainministeriö 1978. Suomen rakentamismääräyskokoelma, B1 Rakenteiden varmuus ja kuormitukset.
- Sisäasiainministeriö 1981. Suomen rakentamismääräyskokoelma, B4 Betonirakenteet.
- Sisäasiainministeriö 1983. Suomen rakentamismääräyskokoelma, B1 Rakenteiden varmuus ja kuormitukset.
- Sisäasiainministeriö 1998. Suomen rakentamismääräyskokoelma, B1 Rakenteiden varmuus ja kuormitukset.
- Somelar, Dennis 2021. Lisäkerrosrakentamisen opas asunto- ja kiinteistöosakeyhtiöille. <https://trepo.tuni.fi/bitstream/handle/10024/131514/978-952-03-1972-4.pdf?sequence=5&isAllowed=y>. Viitattu 18.1.2024.
- Suomen Betoniyhdistys ry. Historia. Verkkojulkaisu. <https://www.betoniyhdistys.fi/yhdistys/historia.html>. Viitattu 8.1.2024.
- Teke.fi. Rakenteiden hiilikuituvahvistus. Valokuva. <https://www.teke.fi/hiilikuituvahvistus/>. Viitattu 30.1.2024.
- Tiehallinto 2007. Betonirakenteiden liimausvahventamisohjeet. Pdf-tiedosto. Julkaistu 22.1.2007. [https://julkaisut.vayla.fi/sillat/julkaisut/bet\\_liimaus.pdf](https://julkaisut.vayla.fi/sillat/julkaisut/bet_liimaus.pdf). Viitattu 29.1.2024.

Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista 477/2014. <https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2014/20140477>. Viitattu 8.1.2024.

Ympäristöministeriö. Rakentamismääräykset. Verkkojulkaisu. <https://ym.fi/rakentamismaaraykset>. Viitattu 10.1.2024.

Ympäristöministeriö 2011. Lisärakentaminen osana korjausrakentamishanketta. Pdf-tiedosto. [https://julkaisut.valtioneuvosto.fi/bitstream/handle/10138/41468/YMra27\\_2011\\_Lisarakentaminen\\_osana\\_korjausrakentamishanketta.pdf?sequence=2&isAllowed=y](https://julkaisut.valtioneuvosto.fi/bitstream/handle/10138/41468/YMra27_2011_Lisarakentaminen_osana_korjausrakentamishanketta.pdf?sequence=2&isAllowed=y). Viitattu 18.1.2024.

Ympäristöministeriö 2019. Suomen rakentamismääräyskokoelma, Rakenteiden lujuus ja vakaus.

09.04.2024 8.39.20

Kohde: Laskelma JK603 RakMK B4

Suunnittelija: Ville Mustonen

## POIKKILEIKKAUSTIEDOT

B1	B2	B3	B4	B5	H1	H2	H3	H4
400	400	640	880	880	0	320	0	80

H  
400

## BETONITIEDOT

Fck	Rc	Fii	Ecs0	Lauk	Vrk/LV	Piiri	Fctkf-kerr.
50	1.35	2.50	0.35	35	60	0	1.70

## ALAPINNAN PUNOSTIEDOT

Fp0,2k	Fpuk	Ap	Rp	Sigma0	Ar	r1	r2	r3	r4	r5	r6
1630	1860	93	1.15	1250	40	12	6	0	0	0	0
Epunos	Kw	Rel				rv1	rv2	rv3	rv4	rv5	
195000	0.130	2.50				13	50	13	50	13	

## YLÄPINNAN PUNOSTIEDOT

Fp0,2k	Fpuk	Ap	Sigma0	Yr	kpl
1630	1860	93	1250	45	2

## ALAPINNAN TERÄSTIEDOT

Fyk	Rs	Asala	Halk	Ea	Eteräs	Kw
500	1.10	0	0	45	200000	0.085

## YLÄPINNAN TERÄSTIEDOT

Asylä	Ey
1	45

Betonin tilavuuspaino=25.0kN/m3

Oman painon osavarmuuskerroin=1.20

Palkin pituus L=7200mm

Elementin paino=42.6kN

## RAKENTEEN VASEN PÄÄ:

Halkaisuraudoitus ja pystyraudoitus laskettu 18x93mm<sup>2</sup> punosmäärälle.Halkaisuraudoitus Ash1 = 1744mm<sup>2</sup>, fyd=300N/mm<sup>2</sup>Pystyraudoitus palkin päässä AshPysty1 = 296mm<sup>2</sup>, fyd=500N/mm<sup>2</sup>Ankkurointirauhoitustarve murtorajatilassa As1 = 649mm<sup>2</sup>, fyd=455N/mm<sup>2</sup>

## RAKENTEEN OIKEA PÄÄ:

Halkaisuraudoitus ja pystyraudoitus laskettu 18x93mm<sup>2</sup> punosmäärälle.Halkaisuraudoitus Ash2 = 1744mm<sup>2</sup>, fyd=300N/mm<sup>2</sup>Pystyraudoitus palkin päässä AshPysty2 = 296mm<sup>2</sup>, fyd=500N/mm<sup>2</sup>Ankkurointirauhoitustarve murtorajatilassa As2 = 649mm<sup>2</sup>, fyd=455N/mm<sup>2</sup>

Tasaiset kuormat

Kuorma (kN/m), osavarmuuskerroin, p-(%)

43.2	1.20	100
14.4	1.60	20

Piste	Me	MLV	Mkok	Mg	Mq	Mpit	Md	Vg	Vq	Vd
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	176.8	51.8	295.1
360	7.3	7.3	78.2	60.5	17.7	64.0	100.9	159.1	46.7	265.6
720	13.8	13.8	148.2	114.6	33.6	121.3	191.3	141.5	41.5	236.1
1080	19.6	19.6	209.9	162.3	47.6	171.8	270.9	123.8	36.3	206.6
1440	24.6	24.6	263.4	203.7	59.7	215.7	340.0	106.1	31.1	177.1
1800	28.8	28.8	308.7	238.7	70.0	252.7	398.4	88.4	25.9	147.6
2160	32.2	32.2	345.8	267.4	78.4	283.0	446.3	70.7	20.7	118.1
2520	34.9	34.9	374.6	289.7	84.9	306.6	483.4	53.0	15.6	88.5
2880	36.8	36.8	395.1	305.6	89.6	323.5	510.0	35.4	10.4	59.0
3240	38.0	38.0	407.5	315.1	92.4	333.6	525.9	17.7	5.2	29.5
3600	38.4	38.4	411.6	318.3	93.3	337.0	531.3	0.0	0.0	0.0
3960	38.0	38.0	407.5	315.1	92.4	333.6	525.9	-17.7	-5.2	-29.5
4320	36.8	36.8	395.1	305.6	89.6	323.5	510.0	-35.4	-10.4	-59.0
4680	34.9	34.9	374.6	289.7	84.9	306.6	483.4	-53.0	-15.6	-88.5
5040	32.2	32.2	345.8	267.4	78.4	283.0	446.3	-70.7	-20.7	-118.1
5400	28.8	28.8	308.7	238.7	70.0	252.7	398.4	-88.4	-25.9	-147.6
5760	24.6	24.6	263.4	203.7	59.7	215.7	340.0	-106.1	-31.1	-177.1
6120	19.6	19.6	209.9	162.3	47.6	171.8	270.9	-123.8	-36.3	-206.6
6480	13.8	13.8	148.2	114.6	33.6	121.3	191.3	-141.5	-41.5	-236.1
6840	7.3	7.3	78.2	60.5	17.7	64.0	100.9	-159.1	-46.7	-265.6
7200	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-176.8	-51.8	-295.1

Piste	As ap	Md	Mkap	X	Ec	Es	Nc	NcLvY	NcLvA	Yhteensä
mm	kpl	kNm	kNm	mm	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-3</sup>	kN	kN	kN	kN
360	18	100.9	547.0	229.6	3.50	1.99	2273.4	0.0	0.0	2273.4
720	18	191.3	552.1	231.3	3.50	1.95	2292.8	0.0	0.0	2292.8
1080	18	270.9	556.6	232.7	3.50	1.91	2308.8	0.0	0.0	2308.8
1440	18	340.0	560.4	234.1	3.50	1.88	2324.8	0.0	0.0	2324.8
1800	18	398.4	563.8	235.2	3.50	1.86	2337.4	0.0	0.0	2337.4
2160	18	446.3	566.5	236.1	3.50	1.84	2347.8	0.0	0.0	2347.8
2520	18	483.4	567.9	236.4	3.50	1.83	2351.2	0.0	0.0	2351.2
2880	18	510.0	568.6	236.3	3.50	1.83	2350.1	0.0	0.0	2350.1
3240	18	525.9	568.7	236.3	3.50	1.83	2350.1	0.0	0.0	2350.1
3600	18	531.3	568.8	236.3	3.50	1.83	2350.1	0.0	0.0	2350.1
3960	18	525.9	568.7	236.3	3.50	1.83	2350.1	0.0	0.0	2350.1
4320	18	510.0	568.6	236.3	3.50	1.83	2350.1	0.0	0.0	2350.1
4680	18	483.4	567.9	236.4	3.50	1.83	2351.2	0.0	0.0	2351.2
5040	18	446.3	566.5	236.1	3.50	1.84	2347.8	0.0	0.0	2347.8
5400	18	398.4	563.8	235.2	3.50	1.86	2337.4	0.0	0.0	2337.4
5760	18	340.0	560.4	234.1	3.50	1.88	2324.8	0.0	0.0	2324.8
6120	18	270.9	556.6	232.7	3.50	1.91	2308.8	0.0	0.0	2308.8
6480	18	191.3	552.1	231.3	3.50	1.95	2292.8	0.0	0.0	2292.8
6840	18	100.9	547.0	229.6	3.50	1.99	2273.4	0.0	0.0	2273.4

LEIKKAUS

Piste	Vd	Vum	Vc0	Vc	Vs	Vp	Ast	bw	Haat
mm	kN	kN	kN	kN	kN	kN	mm <sup>2</sup> /m	mm	2-leik.
360	265.6	922.1	169.6	143.0	63.2	143.0	434	400	T8 k231
720	236.1	922.1	169.6	143.0	63.2	143.0	434	400	T8 k231
1080	206.6	922.1	169.6	143.0	63.2	143.0	434	400	T8 k231
1440	177.1	922.1	169.6	143.0	63.2	119.7	434	400	T8 k231
1800	147.6	922.1	169.6	143.0	63.2	104.0	434	400	T8 k231
2160	118.1	922.1	169.6	143.0	63.2	94.1	434	400	T8 k231
2520	88.5	922.1	169.6	143.0	63.2	87.4	434	400	T8 k231
2880	59.0	922.1	169.6	143.0	63.2	83.0	434	400	T8 k231
3240	29.5	922.1	169.6	143.0	63.2	80.5	434	400	T8 k231
3600	0.0	922.1	169.6	143.0	63.2	79.7	434	400	T8 k231
3960	-29.5	922.1	169.6	143.0	63.2	80.5	434	400	T8 k231
4320	-59.0	922.1	169.6	143.0	63.2	83.0	434	400	T8 k231
4680	-88.5	922.1	169.6	143.0	63.2	87.4	434	400	T8 k231
5040	-118.1	922.1	169.6	143.0	63.2	94.1	434	400	T8 k231
5400	-147.6	922.1	169.6	143.0	63.2	104.0	434	400	T8 k231
5760	-177.1	922.1	169.6	143.0	63.2	119.7	434	400	T8 k231
6120	-206.6	922.1	169.6	143.0	63.2	143.0	434	400	T8 k231
6480	-236.1	922.1	169.6	143.0	63.2	143.0	434	400	T8 k231
6840	-265.6	922.1	169.6	143.0	63.2	143.0	434	400	T8 k231



Piste mm	As ap kpl,eff	Md kNm	Mkap kNm	As ap kpl,vaad	Vd kN	As ap kpl,vaad	As ap yhteensä	As ap käyttöaste
360	18	100.9	547.0	3.3	265.6	2.0	5.3	30 %
720	18	191.3	552.1	6.2	236.1	1.8	8.0	45 %
1080	18	270.9	556.6	8.8	206.6	1.6	10.3	57 %
1440	18	340.0	560.4	10.9	177.1	1.3	12.3	68 %
1800	18	398.4	563.8	12.7	147.6	1.1	13.8	77 %
2160	18	446.3	566.5	14.2	118.1	0.9	15.1	84 %
2520	18	483.4	567.9	15.3	88.5	0.7	16.0	89 %
2880	18	510.0	568.6	16.1	59.0	0.4	16.6	92 %
3240	18	525.9	568.7	16.6	29.5	0.2	16.9	94 %
3600	18	531.3	568.8	16.8	0.0	0.0	16.8	93 %
3960	18	525.9	568.7	16.6	-29.5	0.2	16.9	94 %
4320	18	510.0	568.6	16.1	-59.0	0.4	16.6	92 %
4680	18	483.4	567.9	15.3	-88.5	0.7	16.0	89 %
5040	18	446.3	566.5	14.2	-118.1	0.9	15.1	84 %
5400	18	398.4	563.8	12.7	-147.6	1.1	13.8	77 %
5760	18	340.0	560.4	10.9	-177.1	1.3	12.3	68 %
6120	18	270.9	556.6	8.8	-206.6	1.6	10.3	57 %
6480	18	191.3	552.1	6.2	-236.1	1.8	8.0	45 %
6840	18	100.9	547.0	3.3	-265.6	2.0	5.3	30 %

POIKKILEIKKAUSSUUREET

Piste mm	Ai m2	Pp m	H m	Ii m4	Itkok m4	Itpit m4
360	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003687
720	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003687
1080	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003687
1440	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003687
1800	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003687
2160	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003687
2520	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003687
2880	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003687
3240	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003687
3600	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003687
3960	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003687
4320	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003687
4680	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003687
5040	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003687
5400	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003687
5760	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003687
6120	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003687
6480	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003687
6840	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003687

## KÄYTTÖRAJATILA KOKONAISKUORMILLA

66 (75)

Piste mm	Mkok kNm	Mr kNm	SigmaR N/mm2	SigmaP N/mm2	SigmaS N/mm2	Wk mm	Wkt mm	SigmaC N/mm2	x mm
360	78.2	384.5	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
720	148.2	393.1	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1080	209.9	400.4	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1440	263.4	407.2	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1800	308.7	412.8	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2160	345.8	417.3	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2520	374.6	419.3	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2880	395.1	419.7	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3240	407.5	419.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3600	411.6	420.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3960	407.5	419.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4320	395.1	419.7	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4680	374.6	419.3	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
5040	345.8	417.3	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
5400	308.7	412.8	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
5760	263.4	407.2	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
6120	209.9	400.4	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
6480	148.2	393.1	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
6840	78.2	384.5	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0

## KÄYTTÖRAJATILA PITKÄAIKAISKUORMILLA

Piste mm	Mpit kNm	Mr kNm	SigmaR N/mm2	SigmaP N/mm2	SigmaS N/mm2	Wk mm	Wkt mm	SigmaC N/mm2	x mm
360	64.0	384.5	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
720	121.3	393.1	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1080	171.8	400.4	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1440	215.7	407.2	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1800	252.7	412.8	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2160	283.0	417.3	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2520	306.6	419.3	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2880	323.5	419.7	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3240	333.6	419.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3600	337.0	420.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
3960	333.6	419.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4320	323.5	419.7	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
4680	306.6	419.3	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
5040	283.0	417.3	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
5400	252.7	412.8	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
5760	215.7	407.2	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
6120	171.8	400.4	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
6480	121.3	393.1	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
6840	64.0	384.5	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0

Piste	fe	feLV	flv	fpit	flyh	Kokonaistaipuma	
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	L/?
360	-3.9	-4.1	-4.1	0.6	1.1	5.3	1368.5
720	-7.2	-7.8	-7.8	1.8	2.9	10.7	674.7
1080	-10.2	-10.9	-10.9	3.5	5.1	16.0	450.1
1440	-12.7	-13.6	-13.6	5.4	7.4	21.0	342.3
1800	-14.8	-15.9	-15.9	7.3	9.7	25.6	281.3
2160	-16.5	-17.7	-17.7	9.0	11.8	29.5	243.7
2520	-17.9	-19.1	-19.1	10.6	13.6	32.7	219.9
2880	-18.8	-20.1	-20.1	11.7	15.0	35.1	205.1
3240	-19.4	-20.7	-20.7	12.5	15.8	36.6	197.0
3600	-19.5	-20.9	-20.9	12.7	16.1	37.0	194.4
3960	-19.3	-20.7	-20.7	12.5	15.9	36.6	196.9
4320	-18.8	-20.1	-20.1	11.8	15.1	35.1	205.0
4680	-17.8	-19.1	-19.1	10.7	13.7	32.8	219.6
5040	-16.5	-17.6	-17.6	9.2	12.0	29.6	243.3
5400	-14.7	-15.8	-15.8	7.5	9.9	25.7	280.6
5760	-12.6	-13.5	-13.5	5.6	7.6	21.1	341.2
6120	-10.0	-10.7	-10.7	3.8	5.3	16.1	447.8
6480	-7.1	-7.6	-7.6	2.1	3.2	10.8	668.9
6840	-3.6	-3.9	-3.9	0.9	1.5	5.4	1341.9

## JÄNNITYSHÄVIÖT

Piste	AJH1	AJH2	AJH3	AJH4	AJHS	YJH1	YJH2	YJH3	YJH4	YJHS
mm	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2
360	100.0	62.5	20.1	146.7	329.4	8.2	28.5	6.8	96.4	139.9
720	99.3	62.7	20.1	124.2	306.3	9.3	28.2	6.8	130.2	174.4
1080	98.8	63.1	20.1	104.6	286.7	10.4	28.2	6.9	160.7	206.3
1440	98.2	63.1	20.0	87.0	268.4	11.2	28.0	7.0	186.7	232.9
1800	97.7	63.2	20.0	72.5	253.4	11.9	27.8	7.0	208.6	255.4
2160	97.4	63.4	20.0	60.5	241.2	12.5	27.7	7.1	226.6	273.8
2520	97.0	63.3	19.9	56.1	236.3	12.9	27.6	7.1	240.5	288.1
2880	96.6	63.1	19.8	56.1	235.7	13.3	27.5	7.1	250.5	298.3
3240	96.4	63.0	19.8	56.2	235.4	13.4	27.5	7.1	256.4	304.5
3600	96.4	63.0	19.8	56.2	235.3	13.5	27.4	7.1	258.4	306.5
3960	96.4	63.0	19.8	56.2	235.4	13.4	27.5	7.1	256.4	304.5
4320	96.6	63.1	19.8	56.1	235.7	13.3	27.5	7.1	250.5	298.3
4680	97.0	63.3	19.9	56.1	236.3	12.9	27.6	7.1	240.5	288.1
5040	97.4	63.4	20.0	60.5	241.2	12.5	27.7	7.1	226.6	273.8
5400	97.7	63.2	20.0	72.5	253.4	11.9	27.8	7.0	208.6	255.4
5760	98.2	63.1	20.0	87.0	268.4	11.2	28.0	7.0	186.7	232.9
6120	98.8	63.1	20.1	104.6	286.7	10.4	28.2	6.9	160.7	206.3
6480	99.3	62.7	20.1	124.2	306.3	9.3	28.2	6.8	130.2	174.4
6840	100.0	62.5	20.1	146.7	329.4	8.2	28.5	6.8	96.4	139.9

Piste mm	EL Lauk		EL 28Vrk		EL/ennen LV		LV:n jälkeen		Pit		Kok	
	EA	EY	EA	EY	EA	EY	EA	EY	EA	EY	EA	EY
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
360	-20.1	5.1	-17.3	4.0	-17.0	3.8	-17.0	3.8	-11.6	-0.9	-10.9	-1.9
720	-19.8	4.6	-17.0	3.5	-16.7	3.4	-16.7	3.4	-9.2	-4.6	-7.8	-6.5
1080	-19.5	4.2	-16.7	3.1	-16.4	3.0	-16.4	3.0	-7.0	-7.9	-5.0	-10.6
1440	-19.2	3.9	-16.5	2.8	-16.1	2.7	-16.1	2.7	-5.1	-10.7	-2.7	-14.1
1800	-19.0	3.6	-16.3	2.5	-15.9	2.4	-15.9	2.4	-3.5	-13.1	-0.7	-17.0
2160	-18.8	3.4	-16.1	2.3	-15.7	2.1	-15.7	2.1	-2.2	-15.1	1.0	-19.4
2520	-18.7	3.2	-16.0	2.1	-15.6	1.9	-15.6	1.9	-1.1	-16.6	2.3	-21.4
2880	-18.6	3.0	-15.9	1.9	-15.5	1.8	-15.5	1.8	-0.3	-17.8	3.4	-22.8
3240	-18.5	3.0	-15.8	1.9	-15.5	1.7	-15.5	1.7	0.2	-18.5	4.0	-23.6
3600	-18.5	2.9	-15.8	1.8	-15.5	1.7	-15.5	1.7	0.4	-18.7	4.2	-23.9
3960	-18.5	3.0	-15.8	1.9	-15.5	1.7	-15.5	1.7	0.2	-18.5	4.0	-23.6
4320	-18.6	3.0	-15.9	1.9	-15.5	1.8	-15.5	1.8	-0.3	-17.8	3.4	-22.8
4680	-18.7	3.2	-16.0	2.1	-15.6	1.9	-15.6	1.9	-1.1	-16.6	2.3	-21.4
5040	-18.8	3.4	-16.1	2.3	-15.7	2.1	-15.7	2.1	-2.2	-15.1	1.0	-19.4
5400	-19.0	3.6	-16.3	2.5	-15.9	2.4	-15.9	2.4	-3.5	-13.1	-0.7	-17.0
5760	-19.2	3.9	-16.5	2.8	-16.1	2.7	-16.1	2.7	-5.1	-10.7	-2.7	-14.1
6120	-19.5	4.2	-16.7	3.1	-16.4	3.0	-16.4	3.0	-7.0	-7.9	-5.0	-10.6
6480	-19.8	4.6	-17.0	3.5	-16.7	3.4	-16.7	3.4	-9.2	-4.6	-7.8	-6.5
6840	-20.1	5.1	-17.3	4.0	-17.0	3.8	-17.0	3.8	-11.6	-0.9	-10.9	-1.9

02.04.2024 14.27.51

Kohde: Laskelma JK603 Eurocode

Suunnittelija: Ville Mustonen

## POIKKILEIKKAUSTIEDOT

B1	B2	B3	B4	B5	H1	H2	H3	H4
400	400	640	880	880	0	320	0	80

H  
400

## BETONITIEDOT

Fck	Lauk	Rc	Fii0	Ecs0	Vrk/LV	Piiri	FctkfKer	RH	FiiKerr.	EcsKerr.
40	30	1.35	0.00	0.00	60	0	0.00	50	1.00	1.00

## ALAPINNAN PUNOSTIEDOT

Fp0,1k	Fpuk	Ap	Rp	Sigma0	Ar	r1	r2	r3	r4	r5	r6
1630	1860	93	1.10	1250	40	12	6	0	0	0	0
Epunos	k1p	Rel				rv1	rv2	rv3	rv4	rv5	
195000	1.600	2.50				13	50	13	50	13	

## YLÄPINNAN PUNOSTIEDOT

Fp0,1k	Fpuk	Ap	Sigma0	Yr	kpl
1630	1860	93	1250	45	2

## ALAPINNAN TERÄSTIEDOT

Fyk	Rs	Asala	Halk	Ea	Eteräs	k1s
500	1.10	0	0	45	200000	0.800

## YLÄPINNAN TERÄSTIEDOT

Asylä	Ey
1	45

Betonin tilavuuspaino=25.0kN/m<sup>3</sup>

Oman painon osavarmuuskerroin=1.15

Palkin pituus L=7200mm

Elementin paino=42.6kN

## RAKENTEEN VASEN PÄÄ:

Halkaisuraudoitus ja pystyraudoitus laskettu 18x93mm<sup>2</sup> punosmäärälle.Halkaisuraudoitus Ash1 = 1744mm<sup>2</sup>, fyd=300N/mm<sup>2</sup>Pystyraudoitus palkin päässä AshPysty1 = 296mm<sup>2</sup>, fyd=500N/mm<sup>2</sup>Ankkurointiraidoitustarve murtorajatilassa As1 = 341mm<sup>2</sup>, fyd=455N/mm<sup>2</sup>, teetta = 45 astetta

## RAKENTEEN OIKEA PÄÄ:

Halkaisuraudoitus ja pystyraudoitus laskettu 18x93mm<sup>2</sup> punosmäärälle.Halkaisuraudoitus Ash2 = 1744mm<sup>2</sup>, fyd=300N/mm<sup>2</sup>Pystyraudoitus palkin päässä AshPysty2 = 296mm<sup>2</sup>, fyd=500N/mm<sup>2</sup>Ankkurointiraidoitustarve murtorajatilassa As2 = 341mm<sup>2</sup>, fyd=455N/mm<sup>2</sup>, teetta = 45 astetta

Tasaiset kuormat

Kuorma (kN/m), osavarmuuskerroin, psii0, psii1, psii2

45.4	1.15	1.0	1.0	1.0
18.0	1.50	1.0	0.5	0.2

Piste	Me	MLV	M1kok	Mg0	Mq0	M2pit	Md	Vg0	Vq0	Vd
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	184.8	64.8	309.7
360	7.3	7.3	74.3	63.2	22.2	67.6	105.9	166.3	58.3	278.7
720	13.8	13.8	140.7	119.7	42.0	128.1	200.7	147.8	51.8	247.7
1080	19.6	19.6	199.3	169.6	59.5	181.5	284.3	129.3	45.4	216.8
1440	24.6	24.6	250.2	212.8	74.6	227.8	356.7	110.9	38.9	185.8
1800	28.8	28.8	293.2	249.4	87.5	266.9	418.0	92.4	32.4	154.8
2160	32.2	32.2	328.3	279.3	98.0	298.9	468.2	73.9	25.9	123.9
2520	34.9	34.9	355.7	302.6	106.1	323.9	507.2	55.4	19.4	92.9
2880	36.8	36.8	375.2	319.3	112.0	341.6	535.1	37.0	13.0	61.9
3240	38.0	38.0	387.0	329.2	115.5	352.3	551.8	18.5	6.5	31.0
3600	38.4	38.4	390.9	332.6	116.6	355.9	557.4	0.0	0.0	0.0
3960	38.0	38.0	387.0	329.2	115.5	352.3	551.8	-18.5	-6.5	-31.0
4320	36.8	36.8	375.2	319.3	112.0	341.6	535.1	-37.0	-13.0	-61.9
4680	34.9	34.9	355.7	302.6	106.1	323.9	507.2	-55.4	-19.4	-92.9
5040	32.2	32.2	328.3	279.3	98.0	298.9	468.2	-73.9	-25.9	-123.9
5400	28.8	28.8	293.2	249.4	87.5	266.9	418.0	-92.4	-32.4	-154.8
5760	24.6	24.6	250.2	212.8	74.6	227.8	356.7	-110.9	-38.9	-185.8
6120	19.6	19.6	199.3	169.6	59.5	181.5	284.3	-129.3	-45.4	-216.8
6480	13.8	13.8	140.7	119.7	42.0	128.1	200.7	-147.8	-51.8	-247.7
6840	7.3	7.3	74.3	63.2	22.2	67.6	105.9	-166.3	-58.3	-278.7
7200	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-184.8	-64.8	-309.7

Piste	As ap	Md	Mkap	X	Ec	Es	Nc	NcLvY	NcLvA	Yhteensä
mm	kpl	kNm	kNm	mm	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-3</sup>	kN	kN	kN	kN
360	18	105.9	541.1	210.7	3.50	2.48	2235.7	0.0	0.0	2235.7
720	18	200.7	545.3	212.0	3.50	2.44	2251.6	0.0	0.0	2251.6
1080	18	284.3	549.6	213.3	3.50	2.41	2267.5	0.0	0.0	2267.5
1440	18	356.7	553.3	214.3	3.50	2.38	2279.8	0.0	0.0	2279.8
1800	18	418.0	556.1	215.2	3.50	2.35	2290.8	0.0	0.0	2290.8
2160	18	468.2	558.7	215.9	3.50	2.34	2299.4	0.0	0.0	2299.4
2520	18	507.2	560.3	216.5	3.50	2.32	2306.8	0.0	0.0	2306.8
2880	18	535.1	561.5	216.8	3.50	2.31	2310.5	0.0	0.0	2310.5
3240	18	551.8	561.8	216.8	3.50	2.31	2310.5	0.0	0.0	2310.5
3600	18	557.4	561.9	216.8	3.50	2.31	2310.5	0.0	0.0	2310.5
3960	18	551.8	561.8	216.8	3.50	2.31	2310.5	0.0	0.0	2310.5
4320	18	535.1	561.5	216.8	3.50	2.31	2310.5	0.0	0.0	2310.5
4680	18	507.2	560.3	216.5	3.50	2.32	2306.8	0.0	0.0	2306.8
5040	18	468.2	558.7	215.9	3.50	2.34	2299.4	0.0	0.0	2299.4
5400	18	418.0	556.1	215.2	3.50	2.35	2290.8	0.0	0.0	2290.8
5760	18	356.7	553.3	214.3	3.50	2.38	2279.8	0.0	0.0	2279.8
6120	18	284.3	549.6	213.3	3.50	2.41	2267.5	0.0	0.0	2267.5
6480	18	200.7	545.3	212.0	3.50	2.44	2251.6	0.0	0.0	2251.6
6840	18	105.9	541.1	210.7	3.50	2.48	2235.7	0.0	0.0	2235.7

LEIKKAUS

Piste	Vd	VRdmax	VRd,c	Vp	VRdc+p	VRds	Asw	bw	Haat	Teetta
mm	kN	kN	kN	kN	kN	kN	mm <sup>2</sup> /m	mm	2-leik.	astetta
360	278.7	996.0	119.8	107.5	227.3	278.7	1915	400	T8 k52	45
720	247.7	999.2	119.8	107.5	227.3	247.7	1703	400	T8 k59	45
1080	216.8	1002.5	119.8	107.5	227.3	58.9	405	400	T8 k248	45
1440	185.8	1005.1	119.8	107.5	227.3	58.9	405	400	T8 k248	45
1800	154.8	1007.4	119.8	107.5	227.3	58.9	405	400	T8 k248	45
2160	123.9	1009.2	119.8	107.5	227.3	58.9	405	400	T8 k248	45
2520	92.9	1010.6	119.8	107.5	227.3	58.9	405	400	T8 k248	45
2880	61.9	1011.4	119.8	107.5	227.3	58.9	405	400	T8 k248	45
3240	31.0	1011.3	119.8	107.5	227.3	58.9	405	400	T8 k248	45
3600	0.0	1011.3	119.8	107.5	227.3	58.9	405	400	T8 k248	45
3960	-31.0	1011.3	119.8	107.5	227.3	58.9	405	400	T8 k248	45
4320	-61.9	1011.4	119.8	107.5	227.3	58.9	405	400	T8 k248	45
4680	-92.9	1010.6	119.8	107.5	227.3	58.9	405	400	T8 k248	45
5040	-123.9	1009.2	119.8	107.5	227.3	58.9	405	400	T8 k248	45
5400	-154.8	1007.4	119.8	107.5	227.3	58.9	405	400	T8 k248	45
5760	-185.8	1005.1	119.8	107.5	227.3	58.9	405	400	T8 k248	45
6120	-216.8	1002.5	119.8	107.5	227.3	58.9	405	400	T8 k248	45
6480	-247.7	999.2	119.8	107.5	227.3	247.7	1703	400	T8 k59	45
6840	-278.7	996.0	119.8	107.5	227.3	278.7	1915	400	T8 k52	45

Piste mm	As ap kpl,eff	Md kNm	Mkap kNm	As ap kpl,vaad	Vd kN	As ap kpl,vaad	As ap yhteensä	As ap käyttöaste
360	18	105.9	541.1	3.5	278.7	1.0	4.5	25 %
720	18	200.7	545.3	6.6	247.7	0.9	7.5	42 %
1080	18	284.3	549.6	9.3	216.8	0.8	10.1	56 %
1440	18	356.7	553.3	11.6	185.8	0.7	12.3	68 %
1800	18	418.0	556.1	13.5	154.8	0.6	14.1	78 %
2160	18	468.2	558.7	15.1	123.9	0.4	15.5	86 %
2520	18	507.2	560.3	16.3	92.9	0.3	16.6	92 %
2880	18	535.1	561.5	17.2	61.9	0.2	17.4	97 %
3240	18	551.8	561.8	17.7	31.0	0.1	17.8	99 %
3600	18	557.4	561.9	17.9	0.0	0.0	17.9	99 %
3960	18	551.8	561.8	17.7	-31.0	0.1	17.8	99 %
4320	18	535.1	561.5	17.2	-61.9	0.2	17.4	97 %
4680	18	507.2	560.3	16.3	-92.9	0.3	16.6	92 %
5040	18	468.2	558.7	15.1	-123.9	0.4	15.5	86 %
5400	18	418.0	556.1	13.5	-154.8	0.6	14.1	78 %
5760	18	356.7	553.3	11.6	-185.8	0.7	12.3	68 %
6120	18	284.3	549.6	9.3	-216.8	0.8	10.1	56 %
6480	18	200.7	545.3	6.6	-247.7	0.9	7.5	42 %
6840	18	105.9	541.1	3.5	-278.7	1.0	4.5	25 %

POIKKILEIKKAUSSUUREET

Piste mm	Ai m2	Pp m	H m	Ii m4	Itkok m4	Itpit m4	Fii	Ecs 10 <sup>-3</sup>
360	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003586	1.50	0.53
720	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003586	1.50	0.53
1080	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003586	1.50	0.53
1440	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003586	1.50	0.53
1800	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003586	1.50	0.53
2160	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003586	1.50	0.53
2520	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003586	1.50	0.53
2880	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003242	0.003324	1.50	0.53
3240	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.002969	0.003324	1.50	0.53
3600	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.002884	0.003324	1.50	0.53
3960	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.002969	0.003324	1.50	0.53
4320	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003242	0.003324	1.50	0.53
4680	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003586	1.50	0.53
5040	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003586	1.50	0.53
5400	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003586	1.50	0.53
5760	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003586	1.50	0.53
6120	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003586	1.50	0.53
6480	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003586	1.50	0.53
6840	0.2452	0.169	0.400	0.003324	0.003324	0.003586	1.50	0.53



## KÄYTTÖRAJATILA KOKONAISKUORMILLA

73 (75)

Piste	M1kok	Mr	SigmaR	SigmaP	SigmaS	Wk	Wkt	SigmaC	x
mm	kNm	kNm	N/mm2	N/mm2	N/mm2	mm	mm	N/mm2	mm
360	74.3	337.6	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
720	140.7	344.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1080	199.3	352.2	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1440	250.2	358.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1800	293.2	363.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2160	328.3	367.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2520	355.7	370.2	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2880	375.2	372.0	27.0	927.0	29.6	0.03	0.00	25.1	294.0
3240	387.0	372.4	27.0	937.3	39.4	0.05	0.01	26.7	281.9
3600	390.9	372.5	26.8	940.3	42.3	0.05	0.01	27.2	278.7
3960	387.0	372.4	27.0	937.3	39.4	0.05	0.01	26.7	281.9
4320	375.2	372.0	27.0	927.0	29.6	0.03	0.00	25.1	294.0
4680	355.7	370.2	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
5040	328.3	367.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
5400	293.2	363.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
5760	250.2	358.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
6120	199.3	352.2	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
6480	140.7	344.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
6840	74.3	337.6	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0

## KÄYTTÖRAJATILA PITKÄAIKAISKUORMILLA

Piste	M2pit	Mr	SigmaR	SigmaP	SigmaS	Wk	Wkt	SigmaC	x
mm	kNm	kNm	N/mm2	N/mm2	N/mm2	mm	mm	N/mm2	mm
360	67.6	337.6	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
720	128.1	344.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1080	181.5	352.2	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1440	227.8	358.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
1800	266.9	363.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2160	298.9	367.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2520	323.9	370.2	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
2880	341.6	372.0	27.0	912.0	13.9	0.01	-0.01	20.4	338.7
3240	352.3	372.4	27.0	922.0	23.5	0.02	0.00	21.3	329.5
3600	355.9	372.5	26.8	925.7	27.0	0.03	0.00	21.6	326.3
3960	352.3	372.4	27.0	922.0	23.5	0.02	0.00	21.3	329.5
4320	341.6	372.0	27.0	912.0	13.9	0.01	-0.01	20.4	338.7
4680	323.9	370.2	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
5040	298.9	367.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
5400	266.9	363.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
5760	227.8	358.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
6120	181.5	352.2	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
6480	128.1	344.9	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0
6840	67.6	337.6	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0

Piste	fe	feLV	flv	fpit	flyh	Kokonaistaipuma	
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	L/?
360	-3.7	-4.1	-4.1	0.9	1.1	5.2	1385.8
720	-7.0	-7.7	-7.7	2.3	2.8	10.5	685.9
1080	-9.8	-10.8	-10.8	4.2	4.9	15.7	458.8
1440	-12.2	-13.4	-13.4	6.2	7.2	20.6	349.6
1800	-14.2	-15.7	-15.7	8.2	9.4	25.0	287.5
2160	-15.9	-17.5	-17.5	10.1	11.4	28.9	249.1
2520	-17.1	-18.9	-18.9	11.7	13.2	32.1	224.6
2880	-18.0	-19.8	-19.8	13.0	14.6	34.4	209.2
3240	-18.5	-20.4	-20.4	13.8	15.4	35.9	200.8
3600	-18.7	-20.6	-20.6	14.1	15.7	36.4	198.1
3960	-18.5	-20.4	-20.4	13.8	15.5	35.9	200.7
4320	-18.0	-19.8	-19.8	13.0	14.6	34.4	209.1
4680	-17.0	-18.8	-18.8	11.8	13.3	32.1	224.4
5040	-15.8	-17.4	-17.4	10.2	11.6	28.9	248.8
5400	-14.1	-15.5	-15.5	8.4	9.5	25.1	287.0
5760	-12.1	-13.3	-13.3	6.4	7.4	20.6	348.7
6120	-9.6	-10.6	-10.6	4.4	5.2	15.8	457.0
6480	-6.8	-7.5	-7.5	2.6	3.1	10.6	681.3
6840	-3.5	-3.8	-3.8	1.2	1.4	5.3	1364.5

## JÄNNITYSHÄVIÖT

Piste	AJH1	AJH2	AJH3	AJH4	AJHS	YJH1	YJH2	YJH3	YJH4	YJHS
mm	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2
360	89.9	130.1	63.8	161.0	444.8	7.5	30.8	5.6	128.7	172.7
720	88.5	128.5	63.2	145.0	425.3	8.4	32.3	6.9	154.7	202.3
1080	86.9	126.6	62.6	129.6	405.6	9.2	33.6	8.1	177.7	228.6
1440	85.7	125.2	62.0	116.9	389.8	9.8	34.6	9.0	197.4	250.9
1800	84.7	124.1	61.6	106.1	376.4	10.3	35.5	9.9	214.0	269.7
2160	83.9	123.1	61.2	97.2	365.4	10.7	36.2	10.5	227.7	285.1
2520	83.2	122.4	61.0	90.3	356.9	11.1	36.8	11.0	238.3	297.1
2880	82.8	121.8	60.7	86.8	352.1	11.3	37.2	11.4	245.8	305.7
3240	82.5	121.6	60.6	86.8	351.5	11.4	37.3	11.6	253.6	313.9
3600	82.3	121.5	60.5	86.8	351.3	11.4	37.3	11.7	256.3	316.7
3960	82.5	121.6	60.6	86.8	351.5	11.4	37.3	11.6	253.6	313.9
4320	82.8	121.8	60.7	86.8	352.1	11.3	37.2	11.4	245.8	305.7
4680	83.2	122.4	61.0	90.3	356.9	11.1	36.8	11.0	238.3	297.1
5040	83.9	123.1	61.2	97.2	365.4	10.7	36.2	10.5	227.7	285.1
5400	84.7	124.1	61.6	106.1	376.4	10.3	35.5	9.9	214.0	269.7
5760	85.7	125.2	62.0	116.9	389.8	9.8	34.6	9.0	197.4	250.9
6120	86.9	126.6	62.6	129.6	405.6	9.2	33.6	8.1	177.7	228.6
6480	88.5	128.5	63.2	145.0	425.3	8.4	32.3	6.9	154.7	202.3
6840	89.9	130.1	63.8	161.0	444.8	7.5	30.8	5.6	128.7	172.7

Piste mm	EL Lauk		EL 28Vrk		EL/ennen LV		LV:n jälkeen		2Pit		1Kok	
	EA	EY	EA	EY	EA	EY	EA	EY	EA	EY	EA	EY
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
360	-20.1	5.1	-16.3	3.5	-15.2	3.1	-15.2	3.1	-9.5	-2.0	-9.1	-2.4
720	-19.8	4.6	-16.0	3.1	-14.9	2.6	-14.9	2.6	-6.8	-5.9	-6.1	-6.8
1080	-19.5	4.2	-15.8	2.7	-14.7	2.3	-14.7	2.3	-4.4	-9.4	-3.5	-10.7
1440	-19.2	3.9	-15.6	2.4	-14.5	2.0	-14.5	2.0	-2.4	-12.4	-1.3	-14.0
1800	-19.0	3.6	-15.4	2.1	-14.4	1.7	-14.4	1.7	-0.7	-15.0	0.7	-16.8
2160	-18.8	3.4	-15.3	1.9	-14.2	1.5	-14.2	1.5	0.8	-17.1	2.2	-19.1
2520	-18.7	3.2	-15.2	1.7	-14.1	1.3	-14.1	1.3	1.9	-18.7	3.5	-21.0
2880	-18.6	3.0	-15.1	1.6	-14.0	1.2	-14.0	1.2	2.7	-19.9	4.4	-22.2
3240	-18.5	3.0	-15.0	1.5	-14.0	1.1	-14.0	1.1	3.2	-20.6	4.9	-23.0
3600	-18.5	2.9	-15.0	1.5	-14.0	1.1	-14.0	1.1	3.4	-20.9	5.1	-23.3
3960	-18.5	3.0	-15.0	1.5	-14.0	1.1	-14.0	1.1	3.2	-20.6	4.9	-23.0
4320	-18.6	3.0	-15.1	1.6	-14.0	1.2	-14.0	1.2	2.7	-19.9	4.4	-22.2
4680	-18.7	3.2	-15.2	1.7	-14.1	1.3	-14.1	1.3	1.9	-18.7	3.5	-21.0
5040	-18.8	3.4	-15.3	1.9	-14.2	1.5	-14.2	1.5	0.8	-17.1	2.2	-19.1
5400	-19.0	3.6	-15.4	2.1	-14.4	1.7	-14.4	1.7	-0.7	-15.0	0.7	-16.8
5760	-19.2	3.9	-15.6	2.4	-14.5	2.0	-14.5	2.0	-2.4	-12.4	-1.3	-14.0
6120	-19.5	4.2	-15.8	2.7	-14.7	2.3	-14.7	2.3	-4.4	-9.4	-3.5	-10.7
6480	-19.8	4.6	-16.0	3.1	-14.9	2.6	-14.9	2.6	-6.8	-5.9	-6.1	-6.8
6840	-20.1	5.1	-16.3	3.5	-15.2	3.1	-15.2	3.1	-9.5	-2.0	-9.1	-2.4