



Osaamista
ja oivallusta
tulevaisuuden
tekemiseen

Harri Muikkula

Korkeiden rakennusten betonirakenteisten välipohjien vertailu

Metropolia Ammattikorkeakoulu

Insinööri (YAMK)

Rakennetekniikka

Insinöörityö

14.03.2020

Tekijä Otsikko	Harri Muikkula Korkeiden rakennusten betonirakenteiden välipohjien vertailu
Sivumäärä Aika	87 sivua + 2 liitettä 14.03.2020
Tutkinto	insinööri (YAMK)
Tutkinto-ohjelma	Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma
Ammatillinen pääaine	Rakennetekniikka
Ohjaajat	Erityisasiantuntija Auli Lastunen Yliopettaja Hannu Hakkarainen
<p>Opinnäytetyössä tutkittiin korkeiden rakennusten eri vaihtoehtoja toteuttaa välipohja betonirakenteisena, keskittyen Suomessa yleisimmin käytössä oleviin paikalla valettuun teräsbetonilaattaan sekä esivalmistettuun esijännitettyyn ontelolaattaan. Työssä tehtiin kattava kirjallisuusselvitys korkean rakentamisen erityispiirteistä välipohjarakenteiden suunnittelun kannalta. Tutkimuksessa selvitettiin vertailulaskelmien avulla mitä eroja eri välipohjarakenteilla toteutettuina tyypillisessä 16.krs korkeassa asuinrakennuksessa on.</p> <p>Työn tavoitteena oli tuottaa laaja ja kattava ohjeistus suunnittelijoiden käyttöön ja antaa myös toteuttajalle näkemyksen eri vaihtoehtojen erityispiirteistä.</p> <p>Tutkimus tehtiin pääosin kirjallisuuskatsauksena, jossa tutkittiin kuinka eri lähteet huomioivat korkean rakentamisen välipohjarakenteiden suunnitteluun liittyen. Lähteinä oli mm. rakennusmääräyksiä, lakeja, kirjallisuuslähteitä sekä tuoteosatoimittajien omaa suunnitteluoheistusta. Kirjallisuustutkimusten perusteella valittiin tutkittavan esimerkkikohteeseen välipohjarakenteet, joita vertailtiin eri laskentaohjelmilla.</p> <p>Tutkimuksen perusteella tavanomaisessa 16.krs korkeassa asuinrakennuksessa, jossa on suuri määrä jäykistäviä seiniä, ei välipohjarakenteen valinnalla ole juurikaan merkitystä rakennuksen kokonaisjäykistykseen tai ominaisuuksiin. Kirjallisuusselvitysten perusteella suurimmat haasteet ontelolaattojen käytössä korkeissa rakennuksissa on niiden paikalla valettua teräsbetonilaattaa huonompi rakenteen vaurionsietokyvyn hallinta. Suunnittelijan tulee perehtyä tämän opinnäytetyön lisäksi muuhun materiaaliin rakenteen vaurionsietokyvyn varmistamiseksi välipohjarakennetta valitessa. Jatkotutkimukseksi suositellaan tässä opinnäytetyössä vähemmälle tutkimukselle jääneen paikalla valettu jälkijännitetty laatta -välipohjarakenteen tarkempaa tutkimista. Lisäksi syventyminen esimerkiksi korkealujuisen pilarin ja heikomman lujuusluokan omaavan laatan liitoksen on yksi mahdollinen jatkotutkimus aiheeseen liittyen.</p>	
Avainsanat	Korkea rakentaminen, betonirakenteet, välipohja

Author Title	Harri Muikkula Concrete Floor Structures in High-Rise Buildings Comparison
Number of Pages Date	87 pages + 2 appendices 14 March 2020
Degree	Master of Engineering
Degree Programme	Master's Degree Programme in Civil Engineering
Professional Major	Structural Engineering
Instructors	Auli Lastunen, Specialist Hannu Hakkarainen, Principal Lecturer
<p>This master's thesis studied the differences and special features of different concrete floor structures in high rise buildings. The study focused mainly on the two most common types used in Finland that are flat slabs and precast pre-tensioned hollow-core slabs. The two different structures were analysed in the research section of the study, comparing them in a typical 16-floor height apartment building.</p> <p>This research aimed to gather comprehensive instructions for designers about the issue and to give perspective for the implementer of the differences between different concrete floor systems in high rise buildings.</p> <p>This thesis comprised mainly of literature research where the focus was on studying how different sources consider high rise construction in floor structures. Sources were, for example, building regulations, laws, books and material from precast producers. The floor structures used in the analysed example building were selected based on the information gathered in the literature research part. The example building was analysed in different calculation programs.</p> <p>According to the study, there were no significant differences in the stiffness and the natural frequency of the building, either using a flat slab or hollow-core slab as the floor structure. Based on the literature research, the main difficulties in using precast floor structures in high rise buildings is their lower ability to prevent progressive collapsing than in structures that have flat slab floors. For the designer, it is necessary to study further possibilities to improve the rigidity of the structure if using precast floor structures in high rise buildings. In the future, it would be useful to study further the post-tensioned usage in high rise buildings, especially. It would also be necessary to study the connection between the high-grade concrete column and lower-grade flat slab.</p>	
Keywords	High-Rise, concrete structures, floor structure

Sisällys

Lyhenteet

1	Johdanto	1
1.1	Työn tausta ja lähtökohdat	1
1.2	Tutkimuksen tavoitteet ja menetelmät	1
2	Suunnittelun perusteet	3
2.1	Rakenteiden luokittelu	3
2.2	Rakenteiden kuormat	6
2.2.1	Hyötykuormat	6
2.2.2	Vaakakuormat	8
2.2.3	Onnettomuustilanne ja rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistus	10
2.3	Palomitoitus	16
2.4	Äänitekniset vaatimukset	20
3	Välipohjarakenteet	23
3.1	Paikallavalettu teräsbetonilaatta	23
3.1.1	Jännemitat	24
3.1.2	Rungon muunneltavuus	26
3.1.3	Palomitoitus	32
3.1.4	Äänitekniset raja-arvot	33
3.1.5	Rakenteen vaurionsietokyvyn varmistaminen	33
3.1.6	Liitokset	35
3.1.7	TATE-installaatit	40
3.1.8	Toteutus	42
3.2	Ontelolaatta	43
3.2.1	Jännemitat	44
3.2.2	Rungon muunneltavuus	45
3.2.3	Palomitoitus	49
3.2.4	Äänitekniset raja-arvot	50
3.2.5	Rakenteen vaurionsietokyvyn varmistaminen	50
3.2.6	Kuormien siirtokyky	54

3.2.7	Liitokset	55
3.2.8	TATE-installaatiot	59
3.2.9	Toteutus	61
3.3	Muut vaihtoehtoiset välipohjarakenteet	61
3.3.1	Paikalla valettu jälkijännitetty laatta	62
3.3.2	Kuorilaatta	64
4	Esimerkkikohde	66
4.1	Kohteen yleisesittely	66
4.2	Käytettävät laskentamenetelmät	69
4.3	Välipohjan korkeudet eri vaihtoehdoilla	69
4.4	Teräskilot ja onnettomuustilanteen vaikutukset raudoitukseen	70
4.4.1	Paikalla valettu laatta	70
4.4.2	Ontelolaatat	74
4.5	Välipohjarakenteen vaikutukset kantaviin rakenteisiin	76
4.6	Rakennuksen massa, ominaistuuudet ja siirtymät eri vaihtoehdoilla	82
5	Yhteenveto ja johtopäätökset	85
	Lähteet	88
	Liitteet	
	Liite 1. Korkealujuuksisen pilarin ja tavanomaisen lujuuden omaavan laatan liitos	
	Liite 2. Raskaasti kuormitetun ontelolaatan pään liitos	

Lyhenteet

$c_e(z)$	altistuskerroin
c_f	voimakkerroin
d	teräsbetoniastian tehollinen korkeus
f_{cd}	betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
f_{ck}	betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä
h	korkeus
l	jänneväli
q_k	tasan jakautuneen kuorman tai viivakuorman ominaisarvo
q_p	puuskanopeuspaine
F_{tie}	sidevoima
H_{dl}	lisävaakavoiman laskenta-arvo
K_{FI}	kuormakerroin
L	jänneväli
N_d	pystykuorman laskenta-arvo
Q_k	muuttuvan pistekuorman ominaiskuorma
ψ_0	muuttuvan kuorman yhdistelykerroin (mm. ominaisyhdistelmässä, ks. standardin EN 1990 taulukkoa A1.1)
γ_c	betonin osavarmuuskerroin
ACI	American Concrete Institute
BY	Betoni yhdistys
FEM	<i>Finite element method</i> . Elementtimenetelmä.

1 Johdanto

1.1 Työn tausta ja lähtökohdat

Rakennuksen runko on yleensä kallein yksittäinen osa rakennuksessa. Huolellisella suunnittelulla hankkeen alkuvaiheessa voidaan rungon kustannukset saada alentumaan jopa 50% (1, s. 58). Tämän vuoksi rungon rakenneratkaisuiden tutkiminen ja eri vaihtoehtojen vertaileminen mahdollisimman aikaisessa vaiheessa projektia on ensisijaisen tärkeää.

Suomessa rakennusten välipohjien rakenteina korkeissa rakennuksissa käytetään pääasiassa joko paikalla valettuja teräsbetonisia välipohjalaattoja tai esivalmistettuja esijännitetyjä ontelolaattoja. Sitowise Oy:n suunnittelemissa korkeissa rakennuksissa suurimassa osassa välipohjarakenteena on käytetty paikalla valettua holvia, mutta joitain yli 10.krs korkeita rakennuksia on myös suunniteltu toteutettavan ontelolaattaholveilla. Tätä kirjoittaessa Suomen korkeimman asuinrakennuksen Majakan välipohjat on tehty paikalla valaen, mutta esimerkiksi vuonna 1976 rakennettu yli 20.krs korkea Accountor Tower (entinen Fortumin ja Nesteen pääkonttori) Keilaniemessä, on toteutettu ontelolaattaelementeillä.

1.2 Tutkimuksen tavoitteet ja menetelmät

Tämän opinnäytetyön tavoitteena on vertailla Suomessa pääasiassa käytettyjä betonirakenteisia välipohjarakenteita ja antaa rakennesuunnittelijoille kattava ohjeistus siitä, mitä asioita korkeassa rakentamisessa tulee välipohjia suunnitellessa ottaa huomioon. Lisäksi työn tavoitteena on antaa toteuttajille perustietoa eri vaihtoehtojen erityispiirteistä. Koko työ perustuu tarkasteluun korkean rakentamisen näkökulmasta, mutta se tulee antamaan myös ohjeita ja tietoa tavanomaisten rakennusten välipohjien suunnitteluun.

Tarkoituksena on selvittää paikalla valettujen ja esivalmistettujen betonielementtirakenteiden välipohjien soveltuvuus korkean rakentamisen vaatimuksiin. Tämän lisäksi selvitetään mitä etuja eri rakennevaihtoehdoilla on ja millaisia vaikutuksia välipohjarakenteen valinnalla on suunnittelun kannalta. Tarkoitus on myös vertailla karkealla tasolla paikalla valetun ja elementtirakenteisen vaihtoehdon vaikutuksia rakennuksen pystyrakenteisiin.

Työn ensimmäisessä osiossa käydään läpi rakennuksen välipohjia koskevia suunnitteluperusteita. Osiossa pyritään käymään läpi perusasiat, joita korkeassa rakentamisessa tulee huomioda välipohjarakenteita suunnitellessa. Erityisesti keskitytään rakenteen vaurionsietokyvyn vaatimuksiin korkeiden rakenteiden näkökulmasta.

Työn toisessa osiossa käydään läpi yksityiskohtaisesti kahta eniten Suomessa käytettyä betonirakenteista välipohjarakennetta: paikalla valettua teräsbetonilaattaa sekä esivalmistettua jännitettyä ontelolaattaa. Tarkoituksena on käydä läpi minkälaisia rajoituksia kyseiset rakenteet aiheuttavat esimerkiksi jännevälien, äänitekniikan ja rungon muunneltavuuden suhteen. Tavoitteena on, että suunnittelija saa näistä osioista kattavan näemyksen siitä, millainen merkitys välipohjarakenteen valinnalla on korkeiden rakennusten suunnittelussa. Tässä osiossa käydään myös lyhyesti läpi muita vaihtoehtoisia tapoja toteuttaa betonirakenteinen välipohja.

Kolmannessa osassa tutkitaan samaa esimerkkikohdetta molemmilla pääasiassa käytössä olevilla betonirakenteisilla välipohjarakenteilla. Esimerkkikohde lasketaan 3D-FEM-ohjelmalla ja vertaillaan, millaiset vaikutukset eri välipohjarakenteilla on välipohjarakenteen korkeuteen, rungon stabiliteettiin, rakenteen vaurionsietokyvyn varmistamiseen sekä pystyrakenteiden mitoitukseen. Tavoitteena on esimerkkikohteen avulla antaa suunnittelijoille lisätietoa siihen, millaisia vaikutuksia välipohjarakenteen valinnalla on ja helpottaa suunnittelijoiden valintaa eri vaihtoehtojen välillä.

2 Suunnittelun perusteet

2.1 Rakenteiden luokittelu

Olemassa ei ole tarkkaa määritelmää sille, mitä tarkoitetaan, kun puhutaan ”korkeista rakennuksista”. Määritelmä ”korkea rakennus” on hyvin subjektiivinen ja esimerkiksi tyypillisissä todella korkean rakentamisen kaupungeissa kuten Chicagossa tai Hong Kongissa 14-kerroksinen rakennus ei ole millään lailla poikkeuksellinen. Kuitenkin jos puhutaan esimerkiksi korkeasta rakentamisesta Euroopan kaupungeissa tai esikaupunkialueilla, 14-kerroksinen rakennus poikkeaa merkittävästi sen ympärillä olevasta matalammasta rakennuskannasta. Lisäksi on olemassa runsas määrä hoikkia rakennuksia, jotka antavat vaikutelman korkeasta rakennuksesta. On myös olemassa paljon pohjapinta-alaltaan massiivisia suhteellisen korkeita rakennuksia, joita ei massiivisuutensa puolesta luokitella korkeiksi rakennuksiksi (2).

Helsingin kaupungin korkean rakentamisen rakentamistapaohjeen mukaan, kun rakennuksessa on vähintään 16 kerrosta, tulee noudattaa korkean rakentamisen rakentamistapaohjetta. Kerroslukuun lasketaan myös mahdolliset kellarikerrokset. Paloteknisessä mitoituksessa ohjekortteja on noudatettava rakennuksen korkeuden ylittäessä 56 metriä. (3, s.3)

Suomen rakentamismääräyskokoelma jakaa eri tyyppiset rakennukset erilaisiin seuraamusluokkiin. Seuraamusluokan valinnassa tulee huomioida kuinka riskialtis rakennus, tai rakenne on ja millaiset seuraamukset mahdollisen vaurion tai vian sattuesssa otaksutaan tapahtuvan. Rakennuksen korkeuden ollessa yli kahdeksan kerrosta (mukaan lukien mahdolliset kellarikerrokset) katsotaan mahdollisten vauriosta tai viasta johtuvien seurausten aina olevan vakavia. Kun seuraukset ovat vakavia, on rakennuksen seuraamusluokka CC3. (4, s.9)

Rakenteiden suunnittelun kannalta seuraamusluokka vaikuttaa kuormakertoimen K_{FI} valintaan. Eurokoodin SFS-EN 1990 mukaisesti seuraamusluokka CC3 mukaisissa rakennuksissa epäedullisten kuormien osavarmuusluvut ovat 10 % suurempia kuin tavanomaisessa CC2-luokassa. CC3-seuraamusluokassa K_{FI} kerroin on siis 1,1. Taulukossa 1 on esitetty seuraamusluokkien määrittely rakennuksille ja rakenteille. (4, s.9)

Taulukko 1. Seuraamusluokkien määrittely rakennuksille ja rakenteille (4, taulukko 6a)

Seuraamusluokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten <i>tai hyvin suurten</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko ¹⁾ jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä kuten - yli 8-kerroksiset ²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset - konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot - raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset. Erikoisrakenteet, kuten esimerkiksi korkeat tornit. Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet, jotka sijaitsevat siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä erityisesti hienorakeisten maalajien alueilla.
CC2	Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten <i>tai merkittävien</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristö-vahinkojen takia	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1.
CC1	Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten <i>tai pienten tai merkityksettömien</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset ²⁾ rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä ³⁾ kuten esim. pienehköt varastot ja maatalouden tuotantorakennukset, joiden pinta-ala on enintään 300 m ² tai suurin jänneväli enintään 6 metriä. Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa kuten - matalalla olevat terassit ja alapohjat, ilman kellaritiloja - ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne - sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaavat, joihin pääasiassa kohdistuu ilman paine-eroista aiheutuva sivuttaiskuormitus ja jotka eivät toimi kantavan tai jäykistävän rungon osana.

¹⁾ pienehköt rakennusrungosta erilliset välipohjat kuuluvat kuitenkin luokkaan CC2 elleivät ne toimi koko rakennusta jäykistävänä rakenteena.

²⁾ kellarikerrokset mukaan luettuina.

³⁾ tilapäisenä oleskeluna pidetään päivittäistä käymistä rakennuksessa, mutta ei siellä pidempään viipymistä.

Yli kahdeksan kerrosta korkeat rakennukset kuuluvat aina seuraamusluokka CC3:een. Seuraamusluokka CC3:ssa on kaksi eri alaluokkaa, a ja b. Alaluokka CC3a:han kuuluvat 9-15 kerrosta korkeat rakennukset, jotka ovat käyttötarkoitukseltaan asuin-, toimisto- tai liikerakennuksia tai näitä vastaavia rakennuksia (myös runkotyyppiltään). Kerroslukumäärään lasketaan kellarikerrokset mukaan. Alaluokka CC3b:hen kuuluvat kaikki muut yli kahdeksan kerroksiset rakennukset sekä suurille yleisömassoille suunnitellut rakennukset.

set tai rakenteet. Tällaisia rakennuksia tai rakenteita ovat konserttitalit, urheilu- ja näytelyhallit, teatterit sekä erilliset katsomot. Lisäksi alaluokkaan kuuluvat sellaiset rakennukset, joissa on suuri joukko ihmisiä ja joissa on suuria jännevälejä tai ne ovat raskaasti kuormitettuja. 5. s.37-38)

Eri seuraamusluokan rakennuksilla on vaikutusta kuormakertoimen K_{FI} lisäksi rakenteen toimintaperiaatteisiin rakennuksen vaurionsietokyvyn varmistamisessa. Tästä aiheesta kerrotaan lisää kappaleessa 2.2.3.

Maankäyttö- ja rakennuslaki 120 d § määrittelee suunnittelutehtävien vaativuusluokat. Sen mukaan suunnittelutehtävät jaotellaan kolmeen eri vaativuusluokkaan, joita ovat vaativa-, tavanomainen- sekä vähäinen suunnittelutehtävä. Tämän lisäksi on mahdollista, että suunnittelutehtävän vaativuusluokka on poikkeuksellisen vaativa. Eri suunnittelualoille on erilaisia vaatimuksia suunnittelutehtävien vaativuusluokkien suhteen. (6, s.2)

Rakennuksen korkeuteen liittyen kantavien rakenteiden suunnittelutehtävän vaativuuden määrittelyyn on annettu tietyt ohjeet. Kantavien rakenteiden suunnittelutehtävä on vaativa, mikäli rakennuksen päärunkomateriaali on betoni, teräs tai se on liittorakenteinen ja siinä on 3-12 kerrosta, mukaan lukien kellarikerrokset. Kun päärunkomateriaalina on puu, puurakenteisten kerrosten lukumäärä voi olla 3-8 kerrosta ja näissä rakennuksissa voi olla kellarikerroksia joko yksi tai useampi. (6, s.8)

Rakennuksen korkeuden ollessa korkeampi kuin 12 kerrosta (mukaan lukien kellarikerrokset), päärunkoaineen ollessa betoni, teräs tai liittorakenne, kantavien rakenteiden suunnittelutehtävän katsotaan olevan poikkeuksellisen vaativa. Päärunkoaineen ollessa puu, poikkeuksellisen vaativaksi suunnittelutehtävä katsotaan, kun puurakenteisten kerrosten lukumäärä ylittää kahdeksan kerrosta. YM1/601/2015 ympäristöministeriön ohje rakentamisen suunnittelutehtävien vaativuusluokista mukaan myös rakennus, jossa jokin kerros on kerroskorkeudeltaan poikkeuksellisen korkea, katsotaan myös kuuluvan poikkeuksellisen vaativaan suunnittelutehtävän piiriin. Ohje tosin ei anna tarkkaa määritelmää sille, mikä luokitellaan poikkeuksellisen korkeaksi kerroskorkeudeksi. (6, s.9)

Rakennustehtävän vaativuusluokka vaikuttaa siihen, kuka voi toimia rakennuksen tai rakenteen vastaavan suunnittelijana. Kantavien rakenteiden suunnittelutehtävän ollessa vaativa, tulee vastaavalla suunnittelijalla olla kyseiseen suunnittelutehtävään soveltuva tutkinto, joka vastaa vähintään alemman korkeakouluasteen tutkintoa. Tutkinnon tulee olla rakentamisen tai tekniikan alalta. Tämän lisäksi suunnittelijalla tulee olla suunnittelukokemusta tavanomaisista suunnittelutehtävistä vähintään neljä vuotta sekä minimissään kahden vuoden ajalta kokemusta vaativan suunnittelutehtävän avustavissa tehtävissä. Poikkeuksellisen vaativassa suunnittelutehtävässä vastaavalla kantavien rakenteiden suunnittelijalla tulee olla ylempi korkeakoulututkinto sekä hänellä tulee olla kokemusta vaatien rakenteiden suunnittelutehtävistä vähintään kuuden vuoden ajalta. (7, 120e§ 17.1.2014/41)

2.2 Rakenteiden kuormat

Tässä kappaleessa keskitytään tyypillisesti Suomen olosuhteissa tavanomaisten korkeiden rakennusten välipohjarakenteita kuormittaviin tekijöihin. Esimerkiksi Suomen olosuhteissa ei ole erityistapauksia lukuun ottamatta tarpeen mitoittaa rakenteita maanjäristyksille, joten maanjäristyksen aiheuttama onnettomuustilanne jätetään tämän työn ulkopuolelle. Lisäksi vaikkakin lumikuorma vaikuttaa esimerkiksi rakenteiden mittaepätarkuuksista johtuvien lisävaakavoimien suuruuteen, sen merkitys korkeammissa rakennuksissa vähenee rakennuksen korkeuden kasvaessa, sillä sen suhteellinen osuus muihin muuttuviin kuormiin pienenee. Lumikuorma tulee luonnollisesti huomioida rakennuksen yläpohjaa mitoittaessa ja yleensä yläpohjan rakenneratkaisu on vastaava kuin välipohjissa. Lumikuorman laskentaan on annettu ohjeet eurokoodin julkaisussa SFS-EN 1991-1-3 sekä sen kansallisessa liitteessä.

2.2.1 Hyötykuormat

Eurokoodi SFS-EN 1991-1-1 ja sen kansalliset liitteet määrittelevät mikä on rakennuksen tai sen tilan välipohjaa kuormittavan hyötykuorman vähimmäisarvo. Tarvittaessa on käytettävä suurempia kuormia kuin standardissa on määrätty. Rakennusten tilat jaotellaan eri luokkiin (A-K), joilla on kullakin omat hyötykuormien minimiarvonsa. (8, s.67-68)

Korkeissa rakennuksissa on tyypillisesti useita eri käyttötarkoituksia, jolloin välipohjarakenteita mitoittaessa tulee huomioida eri kerroksissa vaihtuvien hyötykuormien vaikutukset. Esimerkiksi rakennus voi olla pääkäyttötarkoitukseltaan asuinrakennus, jossa kahdessa alimmassa kerroksessa on liiketilaa ja asukkaiden irtaimistovarastoja. Tällöin kuormaluokkia ovat "Asuin- ja majoitustilat" (A), "Myymlätilat" D1 tai D2, sekä "Varasto- ja tuotantotilat" E. Alla olevassa taulukossa 2 on esitetty hyötykuormien arvoja eri kuormaluokissa.

Taulukko 2. Rakennusten välipohjien, parvekkeiden ja portaiden hyötykuormat, pinta-ala-kuorma q_k ja pistekuorma Q_k . (9, s.2)

Kuormitettujen tilojen luokat	q_k [kN/m ²]			Q_k [kN] (portaat suluissa)
	Välipohjat	Portaat	Parvekkeet	
Luokka A Asunto- ja majoitustilat	2,0	2,0	2,5	2,0 (2,0)
Luokka B Toimistotilat	2,5	3,0	2,5	2,0 (2,0)
Luokka C Tilat, joihin ihmiset voivat kokoontua	2,5	3,0	2,5	3,0 (2,0)
– C1	3,0	3,0	3,0	3,0 (2,0)
– C2	4,0	3,0	4,0	4,0 (2,0)
– C3	5,0	3,0	5,0	4,0 (2,0)
– C4	6,0	6,0	6,0	4,0 (2,0)
– C5				
Luokka D Myymlätilat				
– D1	4,0	3,0	4,0	4,0 (2,0)
– D2	5,0	6,0	5,0	7,0 (2,0)
* Asunnon sisäiset portaat $Q_k = 1,5$ kN				

Siirreltävien ei-kantavien väliseinärakenteiden paino tulee lisätä hyötykuorman minimiarvoon. Ainoastaan pysyväksi tarkoitettut ei-kantavat väliseinät voidaan katsoa kuuluvan rakennuksen omaan painoon, jolloin se esitetään viivamaisena kuormituksen ja kuormitusyhdistelyssä voidaan käyttää pysyvän kuorman osavarmuuskertoimia. Myös raskaammat siirreltävät seinät (esimerkiksi muuratut ei-kantavat väliseinät) tulee esittää viivakuormana ja ne lasketaan rakennuksen omaan painoon. Siirreltävien kevyiden väliseinien osalta kuorma voidaan jakaa tasaiseksi kuormaksi, mikäli välipohjarakenne kykenee jakamaan kuormia poikittain. Taulukossa 3 esitetään kevyiden ei-kantavien väliseinien tasaiset kuormat eri seinän painoille. (8, s. 69)

Taulukko 3. Siirreltävien ei-kantavien väliseinien hyötykuormaan lisättävä kuormitus (8, s.69)

Seinän omapaino	Hyötykuorma q_k
$< 1,0 \text{ kN/m}$	$0,5 \text{ kN/m}^2$
$< 2,0 \text{ kN/m}$	$0,8 \text{ kN/m}^2$
$< 3,0 \text{ kN/m}$	$1,2 \text{ kN/m}^2$

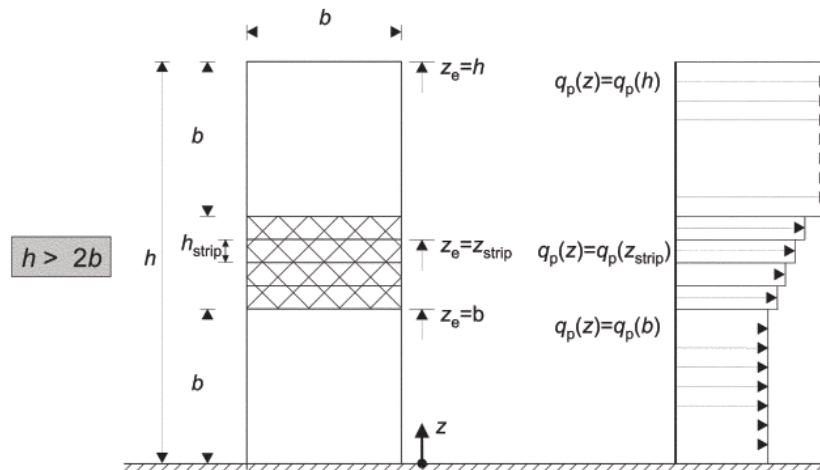
2.2.2 Vaakakuormat

Tavanomaisesti korkeissa rakennuksissa rakennuksen välipohja toimii osana jäykistysjärjestelmää jäykkänä levynä, joka siirtää ulkoiset vaakakuormat ja rasitukset rakennuksen kantaville ja jäykistäville pystykuormille. Tällöin välipohjarakenteella tulee olla riittävä kyky siirtää kuormat jäykistäville pystyrakenteille. Haastavia ja vaikeita liitosratkaisuja voi muodostua, jos jäykistävät pystyrakenteet eivät sijaitse päällekkäin eri kerroksissa. Tällaisissa tapauksissa kerroksen välipohjalaatta toimii niin sanottuna kuormansiirtolattana. (10)

Korkeassa rakennuksessa on aina tapauskohtaisesti rakennesuunnittelijan harkittava, tehdäänkö kohteessa tuulitunnelikokeet. Helsingin kaupungin *Korkean rakentamisen rakentamistapaohjeen* (3, s.44) mukaan tuulitunnelikokeen tarpeellisuuteen vaikuttavat:

- Rakennuksen muoto
- Rakennuksen dynaamiset ominaisuudet
- Rakennuksen ympäristön vaikutukset, esim. lähellä sijaitsevat muut rakennukset, tunnelointivaikutus

Mikäli tuulitunnelikokeita ei päädytä tekemään, rakennuksen tuulikuormat määritellään SFS-EN 1991-1-4 mukaisesti joko laskemalla kuormat käyttäen voimakerrointia (c_f) tai laskemalla rakenteisiin kohdistuvat kuormat pintapaineiden ja painekerrointen (c_p) avulla. Matalissa rakennuksissa tuulen nopeuspaineen oletetaan olevan vakio kaikissa korkeusasemissa, vastaten harjan korkeudelle vallitsevaa tuulenpaineen mitoitusarvoa. Korkeissa rakennuksissa tämä mitoitus tapa aiheuttaa ylimitoitusta. Korkeissa rakennuksissa voidaankin tuulen nopeuspaine mitoittaa niin, että se vaihtelee korkeusaseman mukaisesti. Esimerkki korkeusaseman mukaisesti vaihtelevan tuulenpaineen määrittämisestä on esitetty kuvassa 1. (8, s.135-138)



Kuva 1. Tuulen nopeuspaine korkean rakennuksen eri korkeusasemissa (11, s.60)

Tuulikuorman suuruuteen vaikuttaa myös rakennuksen käyttöikä. Jos rakennuksen runko on suunniteltu sadan vuoden käyttöiälle, tulee kaikkia luonnonkuormia korottaa 10%. Mikäli rakennuksen rungon suunniteltu käyttöikä on yli sata vuotta, tulee luonnonkuormia korottaa 20%. (4, s.12)

Lisävaakavoimat lasketaan kunkin materiaalin eurokoodeissa esitettyjen menetelmien avulla. Mikäli rakennusmateriaalin eurokoodissa ei ole esitetty menettelyä on mahdollista käyttää esimerkiksi betonirakenteiden eurokoodin (EN 1992-1-1) menetelmää tai käyttää RIL 144 esitettyä menettelytapaa. RIL 144 esittämässä menettelytavassa rakennuksen lyhyemmässä suunnassa lisävaakavoiman arvo H_{dl} on $N_d/150$, N_d :n ollessa lisävaakavoiman aiheuttaman pystykuorman laskenta-arvo. Pidemmässä suunnassa lisävaakavoima lasketaan kaavan 1 mukaan. (8, s. 73-74)

$$H_{dl} = \frac{b}{l} * \frac{N_d}{150} \geq \frac{N_d}{250} \quad (1)$$

jossa

- H_{dl} = Lisävaakavoiman laskenta-arvo
- N_d = Lisävaakavoiman aiheuttaman pystykuorman laskenta-arvo
- b = Rakennuksen leveys
- l = Rakennuksen pituus

2.2.3 Onnettomuustilanne ja rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistus

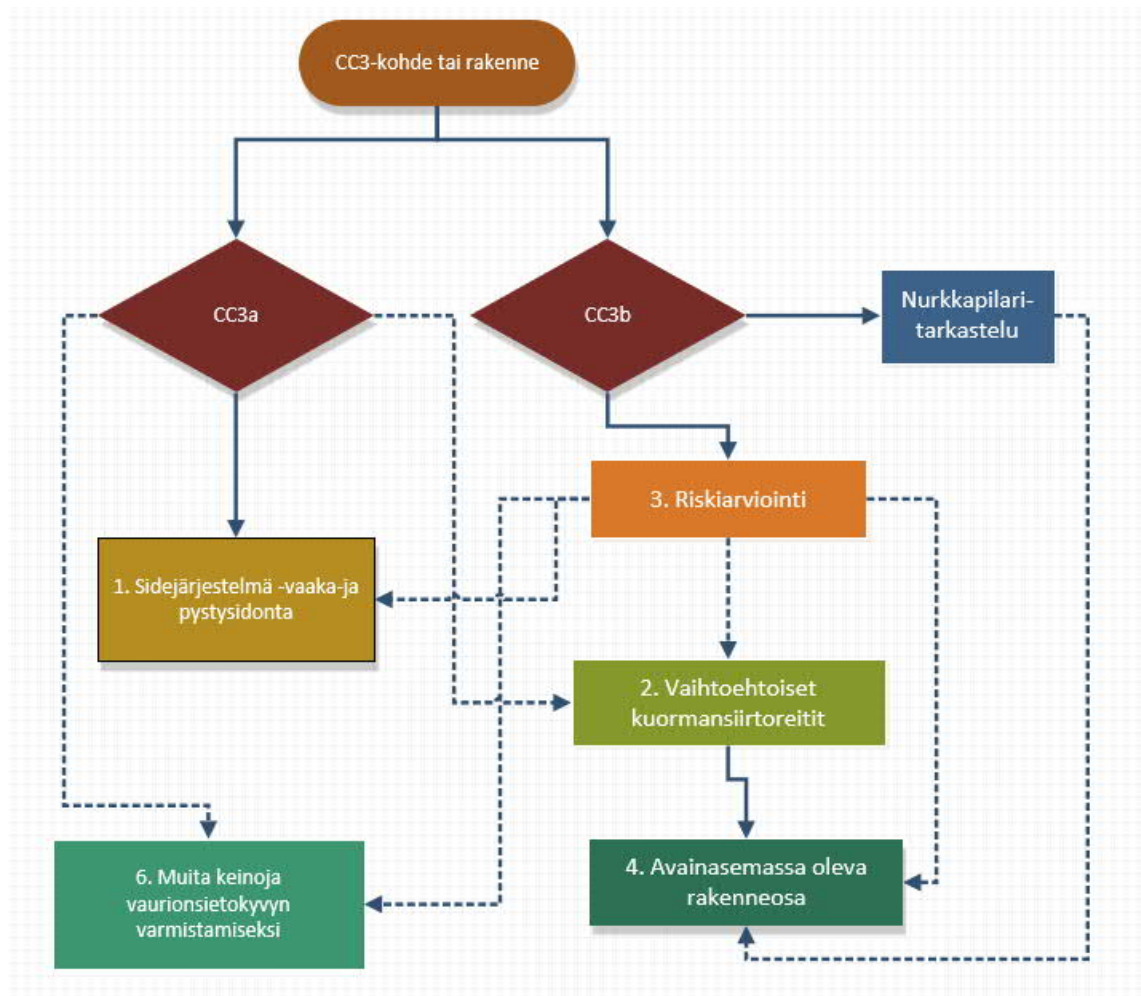
Rakennesuunnittelijan on tunnistettava mahdolliset rakennukseen tai rakenteeseen kohdistuvat mahdolliset onnettomuuskuormat. Rakennus tai rakenne tulee suunnitella niin, ettei yhden rakenneosan vaurio aiheuta merkittävää vahinkoa. Merkittävällä vahingolla tarkoitetaan koko rakennuksen tai pienemmän, mutta merkittävän osan sortumista. Rakennesuunnittelija huolehtii, että rakenteella on riittävä vaurionsietokyky. Vaurionsietokykyä tarvitaan mahdollisessa onnettomuustilanteessa, jossa rakenteen tulee säilyttää toimintakykynsä ainakin niin kauan, että ihmiset pystyvät poistumaan tai heidät pelastetaan rakennuksesta tai sen välittömästä läheisyydestä. (5, s.35)

Rakenteiden vaurionsietokyky varmistaminen vaihtelee eri seuraamusluokissa. Korkeissa rakennuksissa, jotka kuuluvat seuraamusluokan CC3 alaluokkiin CC3a ja CC3b, on tiukimmat vaatimukset vaurionsietokyvyn varmistamiseksi. Rakennuksen jaottelua eri seuraamusluokkiin on kuvattu kappaleessa 2.1.

Seuraamusluokassa CC3a käytetään samoja menettelytapoja kuin seuraamusluokassa CC2b, pois lukien sidevoimien laskenta, joka tehdään eri arvoilla. Lähtökohtana on yleensä, että rakenteen vauriosietokyky varmistetaan sidejärjestelmillä. Seuraamusluokissa CC2b ja CC3a käytetään sekä pysty- että vaakasiteitä sekä pystyrakenteet sitotaan vaakarakenteeseen. Mikäli sidejärjestelmää ei pystytä soveltamaan, tulee käyttää vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittiä. Jos vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittiä ei järkevällä tavalla kyetä löytämään, tulee käyttää menettelytapaa, jossa pystyrakenne tulee mitoittaa avainasemassa olevana rakenteena. Kuitenkaan kaikki kantavat pystyrakenteet eivät voi olla avainasemassa olevia rakenteita. Koko rakennusta ei tarvitse mitoittaa samalla menetelmällä. (12, s.37)

CC3b-alaluokan kohteissa tulee ennen suunnittelua olla tunnistettuna rakenteen toimintaa uhkaavat tekijät sekä kaikki kriittiset rakenneosat. Tätä tunnistusmenetelmää kutsutaan riskiarvioinniksi. Riskiarvioinnin perusteella onnettomuustilanteen vaurionsietokyky, sekä toimenpiteet, joilla varmistetaan jatkuvan sortuman estäminen, suunnitellaan niin että havaittujen uhkien vaikutukset on otettu huomioon. Rakennuksen vaurionsietokyvyn varmistamiseksi CC3b-alaluokan rakennuksissa tulee toimia kuten CC2b- tai CC3a-luokissa, eli yleensä rakennus varustetaan sidejärjestelmillä. Mikäli sidejärjestelmää ei voida toteuttaa, menettelytapa noudattaa seuraamusluokka CC3b:ssä seuraamusluokka

CC2b:n tai CC3a:n menettelyä. Lisänä CC3b-alaluokassa tulee tutkia tapaus, jossa ajatellaan joko kantava sisä- tai ulkopilari tai seinän osa poistettavaksi. Tämän jälkeen tutkitaan välipohjarakenteen toimivuutta ulokkeena. Mikäli todetaan, että tästä syntyvä vaurio ylittää hyväksytyn rajan, tulee kantava pystyrakenne mitoittaa avainasemassa olevana rakenteena. Menettelytapoja vaurionsietokyvyn varmistamiseksi seuraamusluokka CC3:ssa on kuvattu kuvassa 2. (12, s.38)



Kuva 2. Monikerrosrakennuksen CC3 luokan menettelytavat ennakoimattomissa onnettomuustilanteissa (12, mukailtu kuvasta 4.4)

Rakennuksen vaurionsietokyvyn varmistaminen vaikuttaa siis välipohjarakenteiden mitoittamiseen kolmella eri tavalla:

- 1) Vaakarakenteet tulee mitoittaa kunkin seuraamusluokan vaatimusten mukaisille sidevoimille. Mikäli tämä ei ole mahdollista, tulee suunnitella vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit, jotka vaikuttavat välipohjarakenteisiin kohdistuviin voimasuureisiin.
- 2) Vaakarakenteet tulee sitoa pystyrakenteisiin kunkin seuraamusluokan vaatimusten mukaisille kuormille.
- 3) Seuraamusluokka CC3b:ssä tulee tutkia pystyrakenteen poiston vaikutukset välipohjarakenteeseen vaikuttaviin rasituksiin.

Sidevoimien tapauksessa, kaikki väli- ja yläpohjat tulee varustaa rakenteen ympärillä kiertävillä rengassiteillä sekä sisäpuolisilla siteillä, jotka ovat toisiaan vastaan kohtisuorassa. Siteiden tulee olla jatkuvia ja ne on sijoitettava mahdollisimman lähelle rakenteen reunaa. Siteillä tulee olla riittävä muodonmuutoskyky, jotta ne pystyvät toimimaan korvaavana kuormansiirtorakenteena tai osana sitä. Betonirakenteissa siteinä toimivat yleensä betoniteräksiset. (5, s.39)

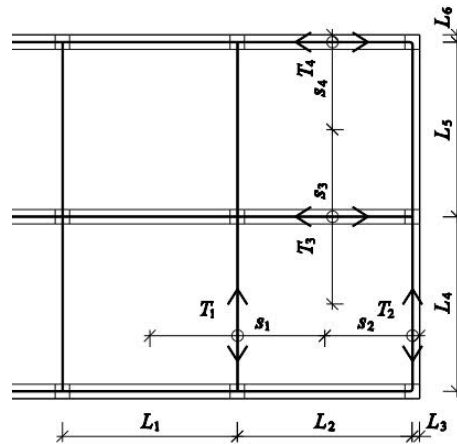
Vaakasidevoimat määritellään CC3-luokassa pysyvän kuorman g_k perusteella. Rengas- ja sisäpuoliset siteet betonirakenteisissa välipohjissa, joiden pysyvän kuorman ominaisarvo on suurempi kuin $3,0 \text{ kN/m}^2$, lasketaan kaavan 2 mukaan. (5, s.41)

$$T_i = \frac{F_t * 0,8 * (g_k + \sum \psi_i q_k)}{6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \frac{z}{5\text{m}} * s, \text{ mutta kuitenkin vähintään } T_i = F_t * s \quad (2)$$

jossa

- F_t = Minimi arvoista: 48 kN/m tai $(16 + 2,1 n_s) \text{ kN/m}$
- n_s = Kerrosten lukumäärä koko rakennuksessa
- g_k = Vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo
- ψ_i = Muuttuvan kuorman yhdistelmäkerron onnettomuusrajatilassa
- q_k = Vaakarakenteen muuttuvan kuorman ominaisarvo. Mikäli vaakarakenteeseen vaikuttaa useampia muuttuvia kuormia, kertymäleveydelle s vaikuttavat muuttuvat kuormat lasketaan yhteen noudattaen onnettomuusrajatilan yhdistelysääntöjä

- s = Sisäpuolisilla siteilla siteiden väli keskeltä keskelle ja rengassiteillä rengassiteen ja lähimmän sisäpuolisen siteen väli jaettuna kahdella lisättynä etäisyydellä rakenteen reunaan (katso kuvat 3, 4 ja 5)
- z = Pilareiden ja seinien keskiviivojen etäisyys siteen suunnassa tai siteen ollessa kantavan seinän suunnassa poistettavaksi ajatellun seinälohkon nimellispituus jaettuna kahdella



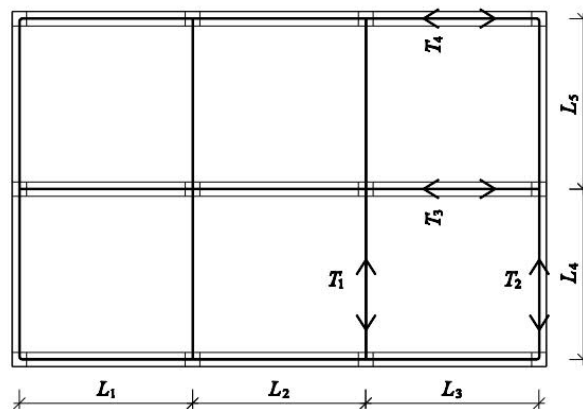
Sidevoimat:

$$T_1: s_1 = (L_1 + L_2)/2$$

$$T_2: s_2 = L_3 + L_2/2 \quad T_3: s_3 = (L_4 + L_5)/2$$

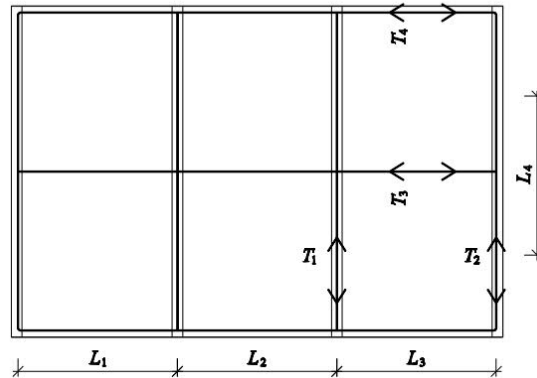
$$T_4: s_4 = L_6 + L_5/2$$

Kuva 3. Sidevoimien kertymäleveyden s määrittäminen vaakasiteiden voimien laskennassa (5, s.40, kuva 3)



Sidevoimat pilari-palkki-rungossa: T_1 ja $T_2: z = \max(L_4, L_5)$ T_3 ja $T_4: z = \max(L_1, L_2, L_3)$

Kuva 4. Sidevoimat pilari-palkki-rungossa (5, s.41, kuva 4a)



Sidevoimat kantavat seinät-laatta-rungossa:

T_1 ja T_2 : $z = L_4/2$, jossa L_4 on kantavan seinänlohkon nimellispituus

T_3 ja T_4 : $z = \max(L_1, L_2, L_3)$

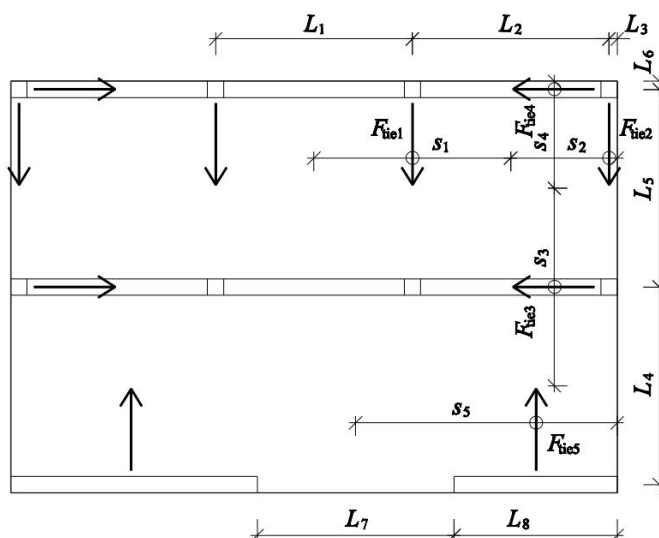
Kuva 5. Sidevoimat kantavat seinät-laatta rungossa (5, s.42, kuva 4b)

Ympäristöministeriön ohje rakenteiden kuormista määrää, että reunimmaisets seinät ja pilarit tulee sitoa välipohjaan seuraamusluokissa CC3a ja CC3b 3 mukaan.

$$F_{tie} = F_t * \frac{h}{2,5m} * s, \text{ mutta kuitenkin enintään } F_{tie} = 2 * F_t * s \quad (3)$$

jossa

- F_t = Minimi arvoista: 48 kN/m tai $(16 + 2,1 * n_s)$ kN/m
- n_s = Kerrosten lukumäärä koko rakennuksessa
- h = Kerroshkorkeus
- s = Sidevoiman kertomisleveys, joka lasketaan pystyrakenteiden välisten vapaiden etäisyyksien puolestavälistä puoleenväliin tai pystyrakenteen ollessa ulkonurkassa rakenteen ulkoreunaan saakka (katso kuva 6)



Sidevoimat:

$$F_{tie1}: s_1 = (L_1 + L_2) / 2 \quad F_{tie2}: s_2 = L_3 + L_2 / 2$$

$$F_{tie4}: s_4 = L_6 + L_5 / 2 \quad F_{tie5}: s_5 = L_8 + L_7 / 2$$

$$F_{tie3}: s_3 = (L_4 + L_5) / 2$$

Kuva 6. Sidevoiman kertymäleveyden s määrittäminen seinien ja pilareiden sidontavoimien laskennassa (5, s.43, kuva 5)

Sidevoimajärjestelmää on kritisoitu sen kaavojen teoreettisen perusteen puuttumisen vuoksi, sillä osa sidevoimien laskennassa käytetyistä kaavoista ovat puhtaasti empirisiä. Sidevoimajärjestelmä ei huomio onnettomuustilanteessa syntyviä dynaamisia vaikutuksia, eikä se huomioi materiaalien sitkeyden vaikutuksia. (13, s.6-7)

Vaihtoehto sidejärjestelmän käytölle on käyttää vaihtoehtoisten kuormansiirtomenetelmien menetelmää. Tässä menetelmässä poistetaan pilari, pilaria tukeva palkki tai kantavan seinälinjan lohko ja selvitetään, kykeneekö rakenne siirtämään kuormat vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä pitkin perustuksille rakennuksen sortumatta. Menetelmässä tulee ottaa huomioon poistettavan (=vaurioituneen) rakenteen poistumisesta johtuvat dynaamiset vaikutukset. Vaihtoehtoisten kuormansiirtomenetelmien tapauksessa jokainen rakennus joudutaan suunnittelemaan ja analysoimaan tapauskohtaisesti, eikä siihen ole olemassa samalla lailla yleispäteviä kaavoja kuten sidejärjestelmissä. Kunhan huomioidaan liitosten sitkeys laskennassa, vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien menetelmä antaa todellisemman lopputuloksen kuin sidejärjestelmillä laskettaessa. (12, s.46-47)

CC3b luokassa on aina pyrittävä käyttämään sidejärjestelmää tai vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä. Tämän lisäksi tulee suorittaa ns. ”nurkkapilareiden erityistarkastelu”, missä nurkassa sijaitsevan pilarin tai kantavan seinälinjan lohkon oletetaan vaurioituvan, jolloin vaakarakenteen tulee toimia ulokkeena. Mikäli sidejärjestelmällä ja vaihtoehtoisilla kuormansiirtoreiteillä ei löydetä ratkaisua tai ratkaisu johtaa kohtuuttomiin rakenneratkaisuihin, on mahdollista mitoittaa tietyin reunaehdoin pystyrakenteita avainasemassa olevina rakenteina. Avainasemassa olevia rakenteita tulee myös käyttää, mikäli nurkkapilarin tai seinälohkon poistaminen aiheuttaa sallitun rajan ylittävän sortuman. (12, s.48-49)

2.3 Palomitoitus

Rakennukset jaotellaan niiden käyttötarkoituksen, henkilömäärän ja koon mukaan eri paloluokkiin. Kantavien ja jäykistävien rakenteiden luokkavaatimukset määräytyvät rakennuksen paloluokan ja palokuorman mukaan. Korkeat, yli 28 m rakennukset kuuluvat aina paloluokkaan P1. Taulukossa 4 on esitetty P1- ja P2-paloluokkien vaatimukset kantaville ja jäykistäville rakennuksille eri palokuormilla.

Taulukko 4. Kantavien ja jäykistävien rakenteiden luokkavaatimukset P1- ja P2-paloluokan rakennuksissa (14, taulukko 3)

Rakennus	Rakennuksen paloluokka ja palokuormaryhmät MJ/m ²			
	P1			P2
	yli 1 200	600–1 200	alle 600	-
1–2-kerroksinen rakennus, yleensä	R 120 (R60 *)	R 90 (R60 *)	R 60	R 30
– hoitolaitokset, majoitustilat	R 120, A2 (R60 *, A2)	R 90, A2 (R60 *, A2)	R 60, A2	R 30
– ylin kellarikerros	R 120, A2 (R90 *, A2)	R 90, A2 (R60 *, A2)	R 60, A2	R 60, A2
– yläpohja rakennuksessa, jossa ei ole ullakkoa ja rakenne on kantavan rungon olennainen osa ¹⁾	R 60	R 60	R 60	R 30
– yksikerroksinen tuotanto- ja varastorakennus	R 60 (R30 *) (R15, A2 *)	R 60 (R30 *) (R15, A2 *)	R 60 (R30 *) (R15, A2 *)	R 30 (R15 *) (R15, A2)
– yläpohja rakennuksessa, jossa ei ole ullakkoa ja rakenne ei ole kantavan rungon olennainen osa ¹⁾	R 15	R 15	R 15	R 15
Yli 2-kerroksinen rakennus, jonka korkeus on enintään 28 m, yleensä	R 180, A2 (R90 *, A2)	R 120, A2 (R60 *, A2)	R 60, A2	R 60 * # ^{3) 4)}
– ylin kellarikerros	R 180, A2 (R90 *, A2)	R 120, A2 (R60 *, A2)	R 60, A2	R 60 * A2
– asuinrakennus, asunto, ylin kerros	R 60 +	R 60 +	R 60 +	R 60 * # ³⁾
– asuinrakennus, asunto, kaksi ylintä kerrosta ²⁾	R60 * #	R60 * #	R60 * #	R 60 * # ³⁾
– yli 2-kerroksinen asuinrakennus, jonka korkeus on enintään 14 m ja jonka kerrokset kuuluvat asunnoittain samaan huoneistoon	R 45, A2 (R30, A2 *)	R 45, A2 (R30, A2 *)	R 45, A2 (R30, A2 *)	R 45 # (R30 * #)
Yli 2-kerroksinen rakennus, jonka korkeus on yli 28 m mutta enintään 56 m	R 240, A2 (R180 *, A2)	R 180, A2 (R120 *, A2)	R 120, A2 (R90 *, A2)	ei mahdollinen
Yli 2-kerroksinen rakennus jonka korkeus on yli 56 m	R180 *, A2	R120 *, A2	R 120 *, A2	ei mahdollinen
Ylimmän kellarikerroksen alapuolella sijaitsevat kellarikerrokset	R 240, A2 (R180 *, A2)	R 180, A2 (R120 *, A2)	R 120, A2	R 120, A2 (R90 *, A2)

Parvekkeiden palonkestävyysvaatimus on puolet kerroksen kantavien rakenteiden vaatimuksesta.

Kantavien rakenteiden on oltava vähintään D-s2, d2 -luokan tarviketta, ellei taulukossa toisin mainita.

Uloskäytävän porrassyöksen ja -tasanteen luokkavaatimus on R 30. Ylimmän kellarikerroksen alapuolella sijaitsevan kellarikerroksen uloskäytävän porrassyöksen ja -tasanteen luokkavaatimus on R 60. Jos kantaville rakenteille on asetettu luokkavaatimus A2-s1, d0, tämä koskee myös porrassyöksiä ja -tasanteita. Yli 2-kerroksisen P1-paloluokan rakennuksen uloskäytävän porrassyöskyt ja -tasanteet on tehtävä vähintään A2-s1, d0 -luokan tarvikkeista.

Ullakon tai ontelon vesikattorakenteille, jotka eivät ole rakennuksen rungon olennaisia kantavia tai palossa runkoa jäykistäviä rakenteita, ei aseteta palonkestävyysvaatimusta.

¹⁾ Kantavan rungon tai jäykisteiden olennaisia osia ovat pääkannattajat, runkoa jäykistävät sekundaarikannattajat ja yläpohjan jäykisteet ja muut sellaiset yksittäiset rakenteet, jotka toimivat yläpohjan stabiliteetin säilyttämiseksi, sekä näiden väliset liitokset.

²⁾ Kun kolme ylintä kerrosta, lukuun ottamatta uloskäytävää, on varustettu tarkoitukseen sopivalla automaattisella sammutuslaitteistolla.

³⁾ Huom. 24 § 3 momentissa esitetyt vaatimukset.

⁴⁾ Jos käyttötarkoituksen mukainen palokuormaryhmä on 600–1 200 MJ/m², luokkavaatimus on R 90 * # ³⁾

* Rakennus on varustettu tarkoitukseen sopivalla automaattisella sammutuslaitteistolla.

Lämmöneristeiden ja muiden täytteiden on oltava vähintään A2-s1, d0 -luokkaa.

+ Lämmöneristeiden ja muiden täytteiden on oltava eristävältä osaltaan vähintään D-s2, d2 -luokkaa.

A2 Kantavien rakenteiden on oltava vähintään A2-s1, d0 -luokkaa.

Taulukon mukaan yli 28 m, mutta alle 56 m, korkeissa rakennuksissa kantavien ja jäykistävien rakenteiden kantavuuden luokkavaatimus on R 120 tai R 90 mikäli rakennus on varustettu automaattisella sammutuslaitteistolla palokuorman ollessa alle 600 MJ/m². Tämä on esimerkiksi tavanomaisen asuinhuoneiston palokuorma. Vastaavasti yli 56 m korkeissa rakennuksissa luokkavaatimus on R 120 ja rakennus on aina varustettava automaattisella sammutuslaitteistolla.

Kantavuuden luokkavaatimus tarkoittaa sitä, että luokkavaatimuksen osoittaman ajanjakson aikana rakennusosat ja rakennus eivät saa sortua tai ainakaan sortumisella aiheuttaa vaaraa. (14, s.6)

Kun rakennus kuuluu paloluokkaan P1, sen eri kerrokset tulee jakaa eri palo-osastoiksi. Tätä menetelmää kutsutaan kerrososastoinniksi. Kerrososastoinnista voidaan poiketa yli 28 metrisissä, mutta alle 56 metrissä rakennuksissa niin, että 28 metrin yläpuolella enintään kaksi kerrosta voi kuulu samaan palo-osastoon. Palo-osaston koko saa maksimissaan olla 2400 neliömetriä. Porrashuoneessa ei ole tällaisia rajoituksia. Yli 56 metriä korkeissa rakennuksissa porrashuoneiden lisäksi ainoastaan asuinhuoneistoissa sallitaan maksimissaan kahden kerroksen korkuiset palo-osastot. Tällöin uloskäytävään tulee olla järjestetty poistuminen molemmista kerroksista. (14, s.9)

Välipohjarakenne toimii sekä kantavana että paloa rajoittavana, osastoivana rakenteena. Välipohjan suunnittelussa on siis huomioitava, että se säilyttää kestäväyytensä sille asetettujen luokkavaatimusten mukaan sekä sen tulee säilyttää tiiveys (E) sekä eristävyys (I) rakenteelle asetettujen vaatimusten mukaisesti. Kaikki rakenteen lävistävät läpiviennit tulee suunnitella niin, että palo ei pääse siirtymään niiden kautta palo-osastosta toiseen.

Betonirakenteisten välipohjien palonkestävyyden varmistamiseen on annettu ohjeet Eurokoodissa SFS-EN 1992-1-2. Mitoitusvaihtoehdot ovat joko (15, Kohta 4.1 s.27-28):

- Yksityiskohtainen suunnittelu hyväksyttävien suunnitteluratkaisujen mukaisesti (taulukkomitoitus tai polttokokeet)
- Yksinkertaistetut laskentamenettelyt tietyntyyppisille rakenneosille EN 1992-1-2 kohdan 4.2 mukaisesti
- Kehittyneet laskentamenetelmän, joilla simuloidaan rakenneosien, rakenteen osien tai koko rakenteen toimintaa ks. EN 1992-1-2 kohta 4.3

Yksittäisille rakenneosille, joiden kuormitus ja ylä- ja alapuolisten tilojen palokuorma on vakio sekä joiden toistuvuus on runsasta, voi olla perusteltua mitoittaa erityismenetelmällä. Tällaisia rakenteita voivat olla esimerkiksi R 120-luokan matalat kylpyhuone-elementtien pohjalaatat, joita tulee kohteeseen runsaasti. Muuten tavanomaisessa suunnittelussa on järkevä käyttää EN 1992-1-2 luvun 5 taulukkojen antamia miniarvoja, jolloin suunnittelu on konservatiivista ja mahdollisuus virheille pienenee. Suunnittelussa pitää

ottaa huomioon se, että taulukoissa annetut arvot ovat palomitoituksen kannalta minimiarvoja ja suunnittelijan tulee tarkastaa rasitusluokkien mukaiset vaatimukset raudoituksen betonipeitteeseen standardin EN 1992-1-1 mukaisesti. Vapaasti tuettujen laattojen vähimmäismitat ja keskiöetäisyyksien vähimmäisarvot on esitetty taulukossa 5. Pilarilaattojen vähimmäismitat ja keskiöetäisyyksien vähimmäisarvot on esitetty taulukossa 6.

Taulukko 5. Vapaasti tuettujen, yhteen suuntaan kantavien ja ristiin kantavien teräsbetoni tai jänneupilaattojen vähimmäismitat ja keskiöetäisyyksien vähimmäisarvot (15, s.49, taulukko 5.8)

Standardipalonestävyys	Vähimmäismitat (mm)			
	laatan paksuus h_x (mm)	keskiöetäisyys a		
		yhteen suuntaan kantava	ristiin kantava	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_x ja l_y ovat ristiin kantavan laatan jännemitat (kaksi toisiaan vastaan kohtisuoraa suuntaa) missä l_y on pitempi jännemitta.

Jännebetonipalkeissa otetaan huomioon keskiöetäisyyden suurentaminen kohdan 5.2. (5) mukaisesti.

Sarakkeiden 4 ja 5 mukainen keskiöetäisyys a ristiin kantavissa laatoissa koskee kaikilta neljältä reunalta tuettuja laattoja. Muita laattoja käsitellään yhteen suuntaan kantavina laattoina.

* Tavallisesti standardin EN 1992-1-1 edellyttämä raudoituksen betonipeite on määräävä.

Taulukko 6. Teräsbetoni- tai jännebetonipilarilaatan vähimmäismitat ja keskiöetäisyyden vähimmäisarvot (15, s.51, taulukko 5.9)

Standardipalonestävyys	Vähimmäismitat (mm)	
	laatan paksuus h_x	keskiöetäisyys a
1	2	3
REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

* Tavallisesti standardin EN 1992-1-1 edellyttämä raudoituksen betonipeite on määräävä.

2.4 Äänitekniset vaatimukset

Korkea rakentaminen ei äänitekniiikan puolesta tuo mitään lisävaatimuksia välipohjarakenteiden osalta verrattuna tavanomaisiin, matalampiin rakennuksiin. Rakenteille ja rakennusosille on säädetty omat äänitekniset minimivaatimukset, joita suunnittelussa ja rakentamisessa tulee noudattaa. Minimivaatimuksia on asetettu esimerkiksi rakenteiden ilma- ja askeläänieristykselle, hissien äänitasolle sekä viherhuoneiden ääniolosuhteille. Käyttötarkoitukseltaan erilaisissa rakennuksilla on omat vaatimuksensa. Lisäksi huoneen ja tilan käyttötarkoitus vaikuttaa äänitekniset raja-arvojen määrittelyyn. Esimerkiksi asuintiloilla ja opetustiloilla on erilaiset äänitekniset vaatimukset. (16, s.13-14)

Uuden rakennuksen ääneneristykselle on annettu raja-arvot ilmaäänenerotusluvulle pienempinä sallittuna äänitasoerolukuna $D_{nT,w}$ (dB), sekä askeläänieristykselle suurimpana sallittuna askelääni-tasolukuna $L'_{nT,w} + C_{l,50-2500}$ (dB). Asunnoille, majoitushuoneille (kuten hotellit) sekä potilashuoneille eli tiloille, joissa on pysyvää pitkäaikaista majoittumista, raja-arvot on kuvattu taulukossa 7. (16, s.20)

Taulukko 7. Asuntojen sekä majoitus- ja potilashuoneiden ilma- ja askelääneneristysten suunnittelussa noudatettavat lukuarvot (16, s.20)

Huonetila	Pienin sallittu äänitasoeroluku $D_{nT,w}$ (dB)	Suurin sallittu askelääni-tasoluku $L'_{nT,w} + C_{l,50-2500}$ (dB)
Asuntojen, majoitus- tai potilashuoneiden välillä	55	53
Uloskäytävästä asuin-, majoitus- tai potilashuoneeseen	39	63

Muille tiloille ei ole annettu määräyksiä. Ympäristöministeriön ohjeessa todetaan muiden tilojen osalta, että niiden ääneneristys täytyy suunnitella ja toteuttaa niin että niissä saavutetaan riittävän hyvä ääniympäristö. Suunnittelu ja toteutus tulee suorittaa ottaen huomioon tilan käyttötarkoituksen. Ympäristöministeriön ohjeessa on kuitenkin annettu ohjearvoja tilojen käyttötarkoitusten mukaan. Ohjearvot on esitetty taulukossa 8 ja 9. Ohjeessa annetaan myös rajoitukset ohjeen eri raja-arvojen käytölle (16, s.20).

Taulukko 8. Äänitasoeroluvun $D_{nT,w}$ ohjearvot opetus-, kokous-, ruokailu-, hoito-, harrastus-, liikunta- ja toimistotiloissa (16, s.22)

Tilatyyppi	Ohjearvo Äänitasoeroluku $D_{nT,w}$ (dB)		
	Ympäröiviin tiloihin yleensä	Toiseen käyttötarkoitukseen samaan tyyppiseen tilaan ^{b)} , kun välissä on ovi	Käytävään tai aulaan, kun välissä on ovi
Opetustila ^{a)}	44	42	34
Musiikinopetustila	60	52	44
Varhaiskasvatuksen opetustila	44	42	34
Neuvottelutila	48	42	34
Sairaalan, terveysseminarin tms. hoitotila, kuten tutkimus- ja toimenpidehuone, vastaanottohuone, hoito- ja terapiahuone, lepo- huone, päivähuone ^{c) d)}	48	42	39
Sairaalan, terveysseminarin tms. potilaspaikka ^{d)}	48	42	34
Liikuntatila	57	48	42
Toimistohuone ^{d)}	40	40	30
Toimistorakennuksessa kahden eri toimijan välillä	52	–	–

a) Jos opetustilassa on äänekästä toimintaa tai äänekkäitä laitteita, kuten teknisen työn opetustilojen konesaleissa, ääneneristystarve on muita opetustiloja suurempi. Kerrosten välillä äänitasoeroluvun ohjearvo on 52 dB.

b) Jos vierekkäin sijaitsevista tiloista toisessa on äänekästä toimintaa tai äänekkäitä laitteita, ääneneristystarve voi olla suurempi.

c) Jos tilassa on äänekkäitä laitteita, ääneneristystarve voi olla suurempi.

d) Kerrosten välillä äänitasoeroluvun ohjearvo on 52 dB perustuen muuntojoustavuuteen ja suurempaan ääntä välittävään pinta-alaan.

Koulukuraattorin, -psykologin ja -terveydenhoitajan sekä opinto-ohjaajan huoneen ja ympäröivien tilojen välillä voidaan soveltaa ohjearvoja, jotka Taulukossa 1 on annettu tutkimus-, vastaanotto-, toimenpide- ja terapiahuoneille.

Taulukko 9. Askeläänitasoluvun $L'_{nT,w} + C_{l,50-2500}$ ohjearvot. (16, s.23)

Tilatyyppi	Ohjearvo Askeläänitasoluku $L'_{nT,w} + C_{l,50-2500}$ (dB)
Oppilaitosrakennuksessa kerrosten välillä yleensä	63
Teknisen työn opetustilasta ympäröiviin tiloihin	49
Musiikinopetustilasta ympäröiviin tiloihin	46
Sairaalassa, terveysasemalla yms. kerrosten välillä yleensä	63
Liikuntatilasta ympäröiviin tiloihin	46
Toimistorakennuksessa kerrosten välillä yleensä	63

Rakennusten ja tilojen ääneneristävyttä suunnitellessa on tärkeä muistaa, että eri rakenteet ja rakenneosta muodostavat aina kokonaisuuksia. Yksittäinen rakenneosaa täyttää äänitekniset vaatimukset laboratoriossa helpostikin, mutta todellisessa rakennuksessa täytyy aina huomioida muita rakenteita pitkin kulkeutuvat äänet. Tätä kutsutaan sivutiesiirtymäksi eli flanking -ilmiöksi. Lisäksi rakenteiden ääneneristävyyteen vaikuttavat esimerkiksi LVIS-asennukset sekä huonosti suunnitellut tai toteutetut saumaukset ja tiivistykset. (17, s.57)

Rakennusteollisuus on julkaissut vuonna 2009 ohjeistuksen ääneneristysvaatimusten mukaisista asuinrakennuksissa sovellettavista ratkaisuista. Ohjeistuksen nimi on ”Asuinrakennusten äänitekniikan täydentävä suunnitteluohje”. Tätä opinnäytetyötä laadittaessa ei uusille, vuoden 2018 alussa voimaan tulleille ääneneristysvaatimuksille, ole vastaavanlaista ohjetta laadittu.

Helimäki Akustikot Oy:n palvelualuejohtaja Pekka Tainan mukaan vuoden 2009 ohjeistuksen mukaiset ratkaisut ovat kuitenkin edelleen käyttökelpoiset. Uusien vaatimusten mukaan eri välipohjarakenteiden paremmuusjärjestys on kuitenkin muuttunut. Suurimmat muutokset uudistuksessa olivat, että uudessa ohjeistuksessa on poistettu tilavuuden aiheuttama laskennallinen vääristymä. Tämä aiheutti sen, että suurissa tiloissa saatiin ennen huonompia tuloksia. Nykyisillä vaatimuksilla erityistä huomiota on kiinnitettävä käyttäessä kelluvia lattioita. Massaltaan vähäiset kelluvat lattiat tyypillisesti kumisevat niiden päällä kävellessä. (18)

3 Välipohjarakenteet

3.1 Paikallavalettu teräsbetoni-laatta

Riippuen laattojen tuentatavoista ja sivusuhteista, laatat luokitellaan joko ristiin kantaviksi tai yhteen suuntaan kantaviksi. Ristiin kantavaksi laatta tai laattakenttä alue katso- taan, kun sen sivumittojen suhde on korkeintaan kaksi. Yhteen suuntaan kantava laatta toimii vastaavasti kuin taivutettu palkki, sillä siinä esiintyy merkittävää taivutusta vain sen jänteen suuntaisesti. Ristiin kantavassa laatussa taivutus jakaantuu tasaisemmin mo- lempiin suuntiin, kuitenkin niin, että suurempi rasitus on aina laatan lyhyemmällä jänne- välillä. (19, s.389)

Teräsbetoni-laatan käytettävyyteen vaikuttaa, mihin rakenteisiin se tukeutuu. Tavanomai- sissa korkeissa asuinrakennuksissa tyypillisesti laatta tukeutuu kantavien ja jäykistävien seinien päälle, jolloin sen paksuus valitaan kuten valittaisiin matalammissa rakennuk- sissa. Poikkeuksellisen korkeissa rakennuksissa voi tulla kyseeseen rakennus, jossa on jäykistävä keskikuilu ja rakennuksen ulkoreunalla pilarit. Tällöin laatan paksuuden valin- nassa tulee erityisesti huomioida pilarien kohtien lävistyskestävyydet, jotka suurilla jän- neväleillä tulevat usein mitoittavaksi. Pilareiden kohdalla on laatan kapasiteettia lävis- tystä vastaan mahdollista kasvattaa lävistysraudoituksilla, joka lisää työmaalla raudoit- tajien työtä. Lisäksi kapasiteettia on mahdollista kasvattaa vahvistuslaattalla tai pilarin päässä olevalla kartionmallisella sienellä, jotka molemmat taas lisäävät muotitustyössä käytettävää aikaa. (19, s.148)

Paikalla valettu välipohjarakenne antaa mahdollisuuksia toteuttaa välipohja hyvinkin mo- nella eri tavalla. Yleisimmin käytetty vaihtoehto, ja jota pidetään taloudellisimpana vaih- toehtona, on toteuttaa laattaa kokonaisuudessaan tasapaksuna, ilman laatan alapuolelle tulevia palkkeja. Jos välipohja toteutettaisiin laatta-palkki -rakenteena, tulisi ehdottomasti suosia säännöllisiä palkkikokoja säännöllisellä palkkijaolla, jotta muotitustyössä pystyt- täisiin käyttämään samanlaisia muotteja läpi rakennuksen. Myös pilarit tulisi olla mah- dollisimman saman kokoisia ja pysyä vakoituna kerroksia ylöspäin mennessä. Jos pila- rilaataan jouduttaisiin tekemään laattavahvennuksia, tulisi nekin olla järjestelmällisen kokoisia ja etäisyydet toisistaan vakioituja. Jos laataston reunalla jouduttaisiin tekemään

laattaa korkeampia reunapalkkeja, taloudellisin toteuttamistapa olisi tehdä palkin ja laatan alapinta samaan korkoon ja nostaa palkin yläpinta laatan yläpintaa korkeammalle. Yleisesti ottaen, valittiin paikalla valetun välipohjan systeemiksi mikä tahansa, tulisi suunnittelijan aina pyrkiä toistoon ja yksinkertaisuuteen. Esimerkiksi on järkevämpi lisätä raudoitusta ja valaa laatta lujemman betoniluokan betonilla, kuin tehdä tasapaksun laatan alapuolelle palkkeja. Vaikka rakennusosat olisivat kustannusten puolesta halvempia, työmäärä kasvaa, joudutaan tekemään erikoismuotteja jne., jolloin rakennusosissa säävutettu kustannussäästö ei välttämättä riitä kattamaan lisäkuluja lisääntyneestä manuaalisesta työstä ja erikoisosista. (1, s.59-63)

3.1.1 Jännemitat

Yhteen suuntaan kantavan teräsbetonilaatan korkeuden suhde jänneväliin suositellaan valittavaksi niin, että jännevälin suhde korkeuteen on välillä 20-25. Lisäksi laatan mitoituksessa pyritään siihen, ettei laatussa tarvittaisi erillistä leikkausraudoitusta. Taulukossa 10 on esitetty yhteen suuntaan kantavien laattojen suositusjännevälejä. (19, s.389)

Taulukko 10. Yhteen suuntaan kantavan teräsbetonilaatan suositusjännevälejä.

Laatan korkeus [mm]	L/20 [mm]	L/25 [mm]
200	4000	5000
220	4400	5500
240	4800	6000
260	5200	6500
280	5600	7000
300	6000	7500

Ristiin kantavalle laatalle ei voida suoranaaisesti antaa suositeltavia jännevälejä, sillä ne riippuvat aina laatan kuormituksesta ja jännevälien suhteista. Kuitenkin alustavassa mitoituksessa varmalla puolella ollaan, kun valitaan laatan tehollinen korkeus kaavan 4 mukaan. (19, s. 399)

$$d > 3\sqrt{m_{Ed}/f_{cd}} \quad (4)$$

jossa

- d = laatan tehollinen korkeus
- m_{Ed} = Ristikenttien perustapausten momenttitaulukoiden mukaan arvioitu mitoitusmomentti
- f_{cd} = Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

Esimerkiksi jos mitoitettavana on korkean asuinrakennuksen vapaasti tuettu välipohjalaatta, jota laatan omapainon lisäksi kuormittaa $0,5 \text{ kN/m}^2$ pysyvä kuorma ja jonka sivumitat ovat 10m ja 5m, laatan korkeus tulisi olla suurempi kuin 243 mm. Betonin puristuslujuus f_{ck} on tässä tapauksessa 30 MPa. Nostettaessa betonin lujuusluokan 35 MPa:iin, laatan korkeus tulisi olla suurempi kuin 224 mm.

Pilarilaattojen kohdalla ideaalitilanne on, että pilareiden sijoittelu olisi systemaattista ja laattakentät muodostuisivat likimain neliön muotoisiksi. Pilareita ei kannata sijoittaa aivan laatan reunaan, vaan suositus olisi, että pilarin etäisyys reunasta olisi vähintään kaksi kertaa laatan tehollinen korkeus. Kustannustehokas pilarilaatta on yleensä vielä, kun pilareiden väliset etäisyydet ovat alle yhdeksän metriä. Laatan paksuus suositellaan valittavaksi niin, että laatan korkeus sisäkentissä on välillä $L/30 \dots L/27$ ja reunakentissä $L_r/25 \dots L_r/22$ tai $L/30 \dots L/27$, L :n ollessa laatan jänneväli ja L_r :n ollessa kohtisuoraan reunaan vasten oleva jänneväli. (19, s. 148 & s. 406)

Laatan taipumaraja tulee asettaa niin, ettei laatan taipuma aiheuta vaurioita laattaan liittyvissä rakenteissa (esim. kevyet väliseinät) ja niin että rakenteen ulkonäkö ei häiriinny. Korkeissa rakennuksissa julkisivut ovat usein ei-kantavia kevytrakenteisia julkisivuja, jotka asettavat omat vaatimuksensa laatalle sallittuihin taipumiin. Merkitystä laatan taipumiin tällaisissa tapauksissa on julkisivujen asennuksen ajankohdalla. Suositeltavaa olisi asentaa julkisivut vasta, kun laatta on saavuttanut omasta painosta aiheutuneen taipuman sekä osan kutistumasta ja virumasta johtuvista taipumista. Tällöin julkisivurakenteiden asennuksen jälkeen laatan taipuma olisi mahdollisimman pieni. Eurokoodi 2:ssa on esitetty yleisesti, ettei rakenteen kokonaiskuorman taipuma saisi olla suurempi kuin $L/250$, missä L tarkoittaa kantavien rakenteiden etäisyyttä toisistaan. Kokonais-

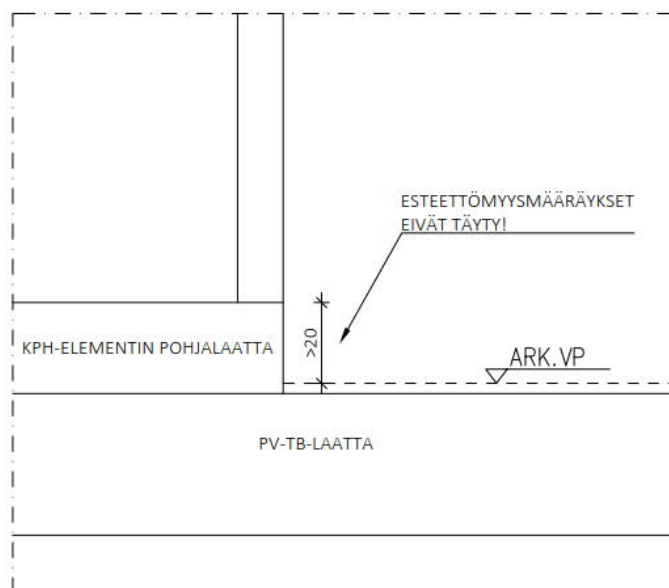
kuorma pitää sisällään kaikki rakenteeseen kohdistuvat kuormat. Mikäli laatussa käytetään esikorotusta, se ei saisi olla suurempi kuin $L/250$. Pysyvien kuormien taipumarajaksi eurokoodi 2 esittää $L/500$. Kuitenkin tulee tutkia tapauskohtaisesti, ettei liittyvät rakenteet aseta erilaisia vaatimuksia. Eurokoodin mukaisilla raja-arvoilla seitsemän metrin jännevälillä omasta painosta laatta saisi siis taipua 14 mm ja kokonaistaipuma saisi olla 28 mm. (19, s.328)

3.1.2 Rungon muunneltavuus

Paikallavalettu teräsbetoni-laatta on hyvin joustava rungon muunneltavuuden suhteen. Jos laatussa olevan aukon mitta on pienempi kuin laatan pienimmän sivun jänneväli ja jätettuna viidellä, riittää että aukon kohdalla katkeavat raudoitukset korvataan aukon reunoilla siirrettävällä vastaavalla raudoitusmäärällä. Suuremmat aukot tulee mitoittaa tapauskohtaisesti esimerkiksi kaistamenetelmää tai myötöviivateoriaa käyttämällä. (19, s. 403).

Aukkojen sijoittelu on hyvin vapaata, pois lukien pilarilaatoissa, joissa ei suositella välittömästi pilarin läheisyyteen tehtävien aukkoja. Sama sääntö koskee myös suuria laattakenttiä, jotka tukeutuvat terävän ulkonevan nurkkauksen muodostavien seinien päälle. Aukkojen vapaa sijoittelu helpottaa esimerkiksi hormisuunnittelua. Elementtirakenteissa välipohjassa hormin koon kasvaminen myöhemmässä vaiheessa suunnittelua, kun elementtilaattojen jako on jo valittu, voi aiheuttaa laattajaon uudelleen sijoittelua. Paikalla valetussa teräsbetoni-laatussa pieni aukon kasvaminen ei aiheuta yleensä mitään toimenpiteitä.

Jos rakennuksessa halutaan käyttää esivalmistettuja kylpyhuone-elementtejä, paikalla valettu teräsbetonirakenne aiheuttaa joitain rajoituksia sen käytössä. Kylpyhuoneen oven tulee täyttää esteettömyysvaatimukset, jolloin kylpyhuoneen oven kohdan kynnys saa korkeintaan olla 20 mm ylempänä valmiista lattiapinnasta (20, s.8). Näin ollen pohjalaatan sisältävää kylpyhuone-elementtiä ei voida asentaa tasaiseksi valetun pinnan päälle kuvassa 7 esitetyn tavoin.



Kuva 7. Esteettömyysmääräysten vastainen pohjalaatallisen kylpyhuone-elementin asennus suoraan kantavan laatan päälle.

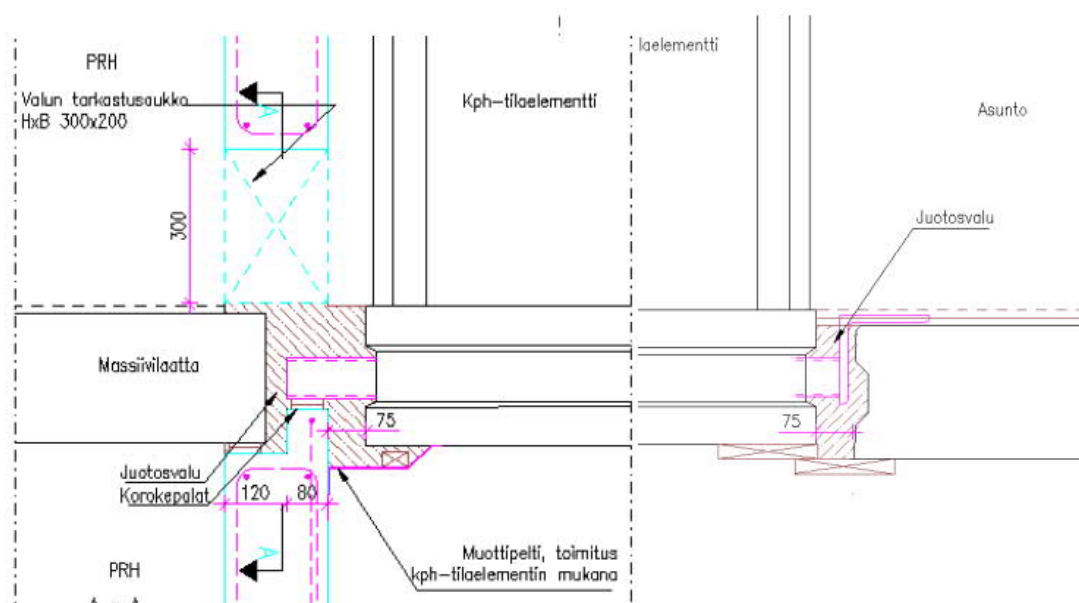
Kantavan laatan päälle asennettava pohjalaatallinen esivalmistettu kylpyhuone-elementti vaatii siis rakenteen valmiin pinnan alapuolelta tietyn verran tilaa, jotta esteettömyysvaatimukset täyttyvät. Riippuen kylpyhuoneiden kaivojen sijainnista suhteessa rakennuksen pystyhormeihin, voi vaade olla jopa enemmän kuin 200 mm etäisyyden kantavaan rakenteeseen. Tämä aiheuttaa esimerkiksi tavanomaisella 280 mm laattalla ongelman, sillä korkeissa rakennuksissa paloluokan ollessa R 120 kantavan laatan minimipaksuus pitää olla suurempi tai yhtä suuri kuin 120 mm. Tällöin ilman kantavan välipohjalaatan päälle tulevia pintarakenteita, kantava laatta kylpyhuone-elementin alla jää alle vaaditun 120 mm korkeuden. Laatan päälle asennettava esivalmistettu kylpyhuone-elementti soveltuu parhaiten siis kohteisiin, joissa kantavan laatan päälle tulee vielä jokin korkea pintarakenne, esimerkiksi lattialämmitysjärjestelmä. Laatan päälle asennettavan kylpyhuone-elementin alle voidaan asentaa erillinen kylpyhuonelaatta -elementti, tehdä paikalla valaen syvennys kylpyhuonelaatan kohdalle tai käyttää niin paksua pintarakenteiden kerrosta, että kylpyhuone-elementti mahtuu tasaisen laatan päälle.

Merkitystä on myös, missä vaiheessa rakentamista kylpyhuone-elementti asennetaan. Kylpyhuone-elementtejä käytetään pääasiassa majoitustiloissa (asunnot tai hotelli), jolloin eri huoneistojen väliset seinät tulee täyttää palo- ja äänitekniset vaatimukset. Mikäli

kylpyhuone-elementti asennetaan ennen ylemmän holvin tekoa, on järkevää sijoittaa kylpyhuone-elementti joko vasten kantavia seiniä, tai jos huoneistojen väliset seinät ovat ei-kantavia, etäälle niistä. Mikäli kylpyhuone-elementti sijoitettaisiin huoneistojen välisen ei-kantavan seinän viereen, ei kylpyhuone-elementin yläpuolelle mahduta tekemään vaadittuja palo- ja akustisia kittauksia.

Vaihtoehtona on asentaa kylpyhuone-elementti rungon sivusta jälkikäteen. Tällöin on tärkeää suunnitella huolella asennustapa. Mikäli kylpyhuone-elementti vaatisi laattaan syvennyksen, aiheuttaa se haasteita elementin asennuksessa, sillä elementtiä ei pysty vain raahaamaan paikalleen tasaisella pinnalla esimerkiksi nokkakärryillä. Helpoin tapa on siis asentaa kylpyhuone-elementit tasaisen laatan päälle. Jotta laatan pinta pysyy tasaisena ja esteettömyysvaatimukset täyttyvät, kantavan laatan päälle tehtävien pintarakenteiden paksuus kasvaa.

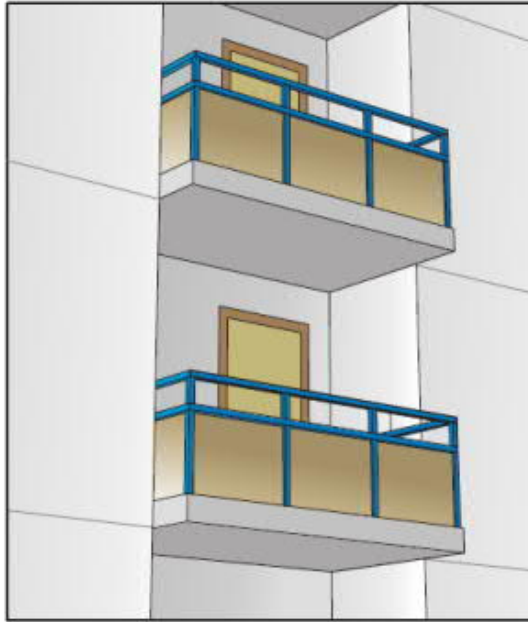
Esivalmistettu kylpyhuone-elementti voidaan myös valmistaa niin, että kylpyhuone-elementtiin on integroitu kantava lattialaatta mukaan. Tällaisia elementtejä ovat esimerkiksi Lehto Oy:n kylpyhuone-elementit sekä FIRA Modules -talotekniikkamoduulit. Talotekniikkamoduulia varten holviin jätetään moduulin kohdalle aukko ja moduulit voidaan asentaa jälkikäteen rungon jo ollessa vesitiivis. Esimerkki integroidun kantavan pohjalaatan omaavan talotekniikkamoduulin asennusdetaljista on kuvassa 8. Paikalla valetta-vaan teräsbetonilaattaan tämänkaltaiset elementit tuovat sen edun, ettei kantavan lattian päälle tarvitse tehdä paksuja pintarakenteita. (21).



Kuva 8. Kylpyhuone-elementti, jossa integroitu kylpyhuonelaatta (22, s. 10)

Korkeissa rakennuksissa parvekkeita ei voida kannatella matalampien rakennusten tavoin ulkopuolisilla perustuksista nousevilla parvekepielillä ja -pilareilla johtuen betonirakenteiden lämpöliikkeistä ja niiden rakenteille aiheuttamista rasituksista. Parvekkeet tulee kannatella kerroksittain. Paikalla valettu teräsbetonilaatta antaa melko vapaat kädet erilaisten kerroskohtaisten parvekekannatus -järjestelmien käyttöön.

Sisäänvedetyt parvekkeet (katso kuva 9) tai sisäänvedetyt nurkkaparvekkeet voidaan kannatella joko ruostumattomilla teräskannakeputkilla tai vain leikkausvoima siirtävillä erikoisteräsosilla, kuten Schöckin QPXT-osilla. Teräskannakeputkien tapauksessa korkeissa rakennuksissa haasteita aiheuttaa se, että putkia ei saa sijoitella suurten puristuskuormien alueelle, koska teräksen ja betonin erilaisten kimmomoduulien vuoksi rakenteeseen aiheutuu puristusvoimien kasaantumista pienemmälle alueelle, joka voi aiheuttaa betonin puristuskapasiteetin ylityksen. Toisaalta kannakeputkia ei välttämättä voida sijoitella keskelle pitkien ikkunapalkkien jännevälejä, koska kannakeputken kautta siirtyvä pistekuorma voi aiheuttaa palkissa sen kapasiteetin ylittymisen. Schöckin QPXT osa taas voidaan sijoittaa suurten puristuskuormien alueelle, sillä osan kantavan rakenteen läpäisee pelkät harjateräket.



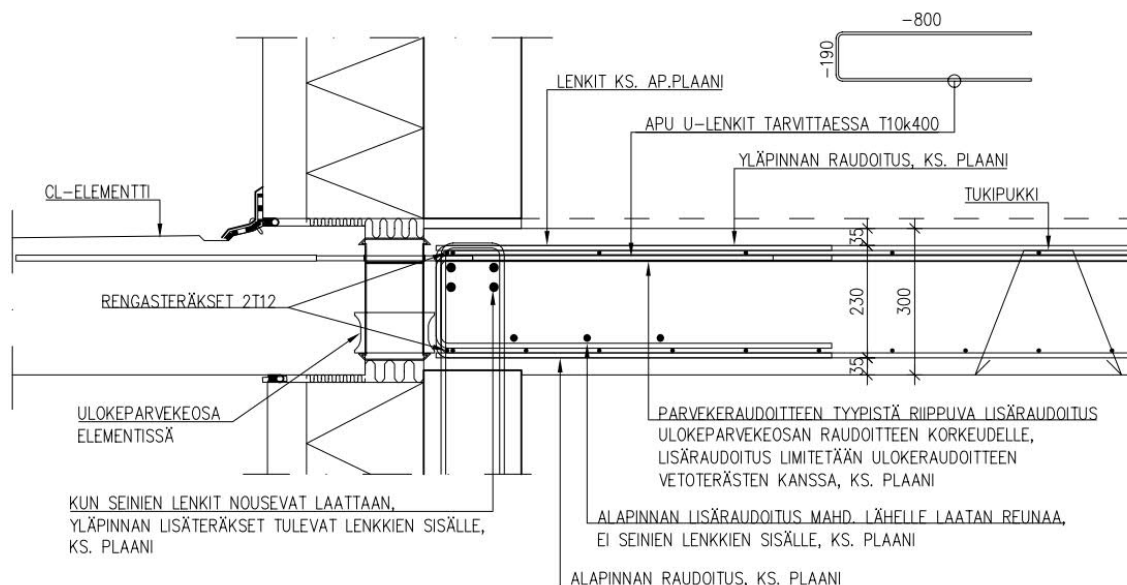
Kuva 9. Sisäänvedetty parveke (23, s. 4)



Kuva 10. Nurkkaparvekkeen elementtilaatta. Kannakeosina Schöckin QPXT -kannakeosat.
Kuva/Kuvaaja: Harri Muikkula

Mikäli parvekelaatta tuetaan väli- tai ulkoseinästä rokotetun parvekepielen varaan, tulee väliseinäelementti ankkuroida alemman kerroksen elementtiin riittävällä voimalla, jottei seinä pääse kippaamaan. Kun parvekelaatta on asennettu paikalleen ennen holvin valua, ankkuroitava voima kasvaa suhteessa elementtivälipohjaan, jossa elementtivälipohjan omapaino toimii pystyssä pitävänä voimana. Jos parvekelaatta asennetaan vasta holvin valun jälkeen, tulee holvin valuun jättää varaukset parveke-elementistä tuleville parvekesaranoille, jotka siirtävät parvekkeisiin kohdistuvat leikkausvoimat kantavaan laattaan.

Ulokeraudoitteilla toteutettaessa parvekkeet voidaan sijoitella hyvin vapaasti, varsinkin jos ulkoseinäelementti toimii kantavana rakenteena. Tällöin ulokeparvekkeen aiheuttama leikkausvoima siirtyy suoraan kantavan laatan päälle ja välipohjalaattaa rasittaa vain ulokkeen suuntainen laatan yläpinnan momentti. Mikäli ulkoseinä ei ole kantava, aiheuttaa ulokeparveke laatalle merkittävän lisäkuormituksen, joka vaikuttaa laatan jännevälien maksimipituuksiin. Ulokeparvekkeen korkeusasema tulee valita niin, että sen puristusosaa vasten tulee vähintään 100 mm paksuinen paikalla valettu osuus. Kuvassa 11 on esitetty ulokeraudoiteosilla kannatetun ulokeparvekkeen liittyminen paikalla valettuun teräsbetoniholviin. Ulokeraudoitteilla kannatettu parvekelaatta voidaan asentaa joko ennen holvia tai holvin valun jälkeen. Mikäli parveke asennetaan holvin valun jälkeen, tulee holviin jättää ulokeraudoiteosille erikoisosilla toteutetut varaukset. Tällaisia osia ovat esimerkiksi Schöckin IDock® elementit. (24, s. 51)



Kuva 11. Ulokeraudoitusosilla kannatetun parvekkeen liittyminen paikalla valettuun teräsbetoni-holviin. Kuva: Sitowise Oy.

3.1.3 Palomitoitus

Umpilaatan paksuuden katsotaan olevan riittävä ilman erillistarkastelua standardipalokestävyuden ollessa REI 90 laatan ollessa 100 mm. Standardipalokestävyuden ollessa REI 120 vastaava luku on 120 mm. Raudoituksen keskiöetäisyyden vähimmäismitta on REI 90-luokassa yhteen suuntaan kantavana 30 mm. REI 120-luokassa raudoituksen keskiöetäisyyden vähimmäismitta yhteen suuntaan kantavana on 40 mm. Ristiin kantavissa laatoissa raudoitusten keskiöetäisyydet voivat olla pienempiä. Esimerkiksi sivuiltaan saman mittaisessa ristiin kantavassa laatussa REI 120-luokassa, raudoituksen keskiöetäisyys voisi olla minimissään 20 mm. (15, s. 35 & s. 49)

Käytännöllistä kuitenkin on, että rakenteessa käytettäisiin vain yhtä keskiöetäisyyden arvoa. Vain erittäin yksinkertaisissa rakenteissa, joissa ei ole suuria aukkoja jotka voisivat aiheuttaa laattaan yhteen suuntaan kantavia kenttiä, voi perustellusti käyttää pienempää raudoituksen keskiöetäisyyttä, kuin mitä yhteen suuntaan kantavassa laatussa saisi käyttää. Tapauskohtaisesti, esimerkiksi viemärivetojen kohdalla, jossa on vaikeuksia saada viemärit mahtumaan raudotteiden väliin, on perusteltua käyttää ristiin kantavissa kentissä sen ehtojen mukaista raudoitusten keskiöetäisyyttä.

3.1.4 Äänitekniset raja-arvot

Paikalla valettu teräsbetoni-laatta täyttää äänitekniset vaatimukset pienemmillä rakennekorkeuksilla verrattuna ontelolaattoihin, johtuen paikalla valetun laatan suuremmasta massasta. Paikalla valettu välipohja täyttää äänitekniset vaatimukset askeläänien ja ilmääneneristävyyden osalta yleensä 260 mm korkeana, kun lattiapinnoitteena on lautaparketti tai sitä paremmat ääneneristysominaisuudet omaava pintarakenne. Joissain tapauksissa myös 240 mm korkea laatta täyttää vaatimukset. Kelluvalla pintarakenteella paikalla valettu kantava rakenne täyttää vaatimukset, kun se on vähintään 240 mm paksu ja sen päällä on riittävällä dynaamisella jäykkyydellä varustettu askeläänieriste ja sen päällä vähintään 80 mm paksu paikalla valettu pintalaatta, joka on irrotettu kantavista pystyrakenteista. Kelluvan pintarakenteen voi toteuttaa myös pumpattavilla tasoitteilla, mutta näiden rakenteiden kanssa tietyillä tuotteilla on ollut ongelmia täyttää uusien 2018 vuoden alussa voimaan astuneiden asetusten mukaisten matalien taajuuksien vaatimuksia. Rakennesuunnittelijan tulee siis varmistaa yhdessä akustisen asiantuntijan kanssa valitun järjestelmän soveltuvuus kohteeseen. (17)

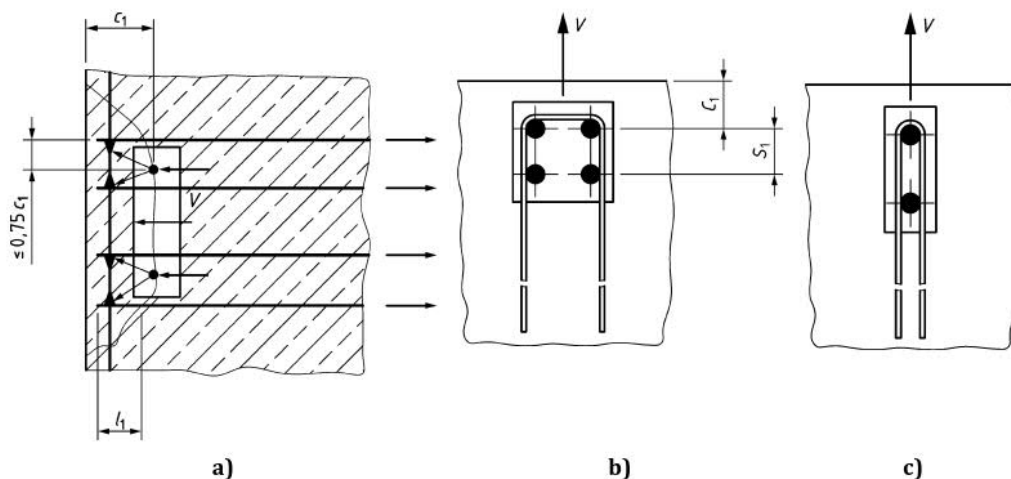
3.1.5 Rakenteen vaurionsietokyvyn varmistaminen

Paikalla valettu ristiin kantava teräsbetoni-laatta on joustava rakenne rakennuksen vaurionsietokyvyn varmistamisen suhteen. Riittävän vaurionsietokyvyn varmistamiseksi rakenneosan tulee olla jatkuva tukialueiden yli ja rakenneosan itsensä sekä sen liitosten tulee olla sitkeitä ja niillä tulee olla riittävä muodonmuutoskyky. Nämä ominaisuudet ovat tyypillisiä paikalla valetuissa teräsbetonirakenteissa. Paikalla valettu laatasta voi tapahtua huomattavia muodonmuutoksia ilman että se romahtaa. Betonin taivutuslujuuden ylittyessä laatasta muodostuu suurta halkeilua ja vain harjateräkset toimivat kuormia siirtävinä rakenneosina. Käytettävä harjateräs on valittava niin, että siinä on riittävä muodonmuutoskyky ja, että sen on mahdollista saavuttaa myötörajansa. Näiden ominaisuuksien ansiosta, kun välipohjarakenteena käytetään paikalla valettua ristiin kantavaa teräsbetoni-laatta, on vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien muodostaminen sekä CC3b-luokassa aina tarkasteltavan nurkkapilarin tai -seinän poistosta johtuva kuormien uudelleen jakaantuminen mahdollista todentaa ja taloudellista toteuttaa. (25, s. 17 & s. 57)

Pilarilaatoissa on aina varmistettava, ettei laatta pääse lävistymään pilareiden läheisyydessä. Varmuutta voi lisätä käyttämällä esimerkiksi lävistysraudoituksia tai laattavahvikkeita. Laatan alapinnan terästen tulee olla jatkuvia tai ankkuroituja pilarin ohi molempiin suuntiin, jolloin mikäli lävistyminen tapahtuisi, laatta jäisi roikkumaan niiden varaan. (25, s. 57)

Kun rakenteen vaurionsietokyky varmistetaan sidejärjestelmillä, voidaan paikalla valetussa teräsbetonilaatoissa hyödyntää tavanomaisille kuormitusyhdistelyille mitoitettujen laattojen vaatimia teräksiä, joko kokonaan tai osittain toimimaan välipohjalaatan sidejärjestelminä. Siteinä toimivat teräkset tulee olla jatkuvia ja niissä paikoissa, joissa jatkuvuutta ei pystytä toteuttamaan, siteiden tulee olla asianmukaisesti ankkuroitu. Teräksiä ei pitäisi katkaista myöskään niissä paikoissa, joissa ne tavanomaisessa murtorajatilan mitoituksessa olisi mahdollista, esimerkiksi laattakentän keskellä yläpinnassa. Tällaisessa tapauksessa vähintäänkin osa yläpinnan teräksistä (jotka toimisivat ns. ”katastrofiteräksinä”), tulee jatkaa läpi kentän. Siteet tulee olla kahdessa toisiaan vastaan kohtisuorassa suunnassa. (25, s. 40-41)

Nurkkapilari -tai seinä tulee sitoa välipohjaan kappaleessa 2.2.3 esitettyjen kaavojen mukaisesti, mikä tulee suunnittelijan muistaa huomioida erityisesti myös paikalla valetuissa välipohjissa. Esimerkiksi jos lasketaan kaavan 3 mukaisesti 16-kerroksisen rakennuksen sidevoimia kolmen metrin huonekorkeudella neljä metriä pitkälle yhtenäiselle kantavalle seinälle, saadaan F_{tie} arvoksi 230 kN. 16 mm leikkaustapin kapasiteetti on noin 30 kN, joten neljän metrin seinälle tappeja tarvitaan kahdeksan kappaletta, jolloin ne tulisi sijoittaa noin puolen metrin välein. Tappi sijaitsee lähellä välipohjan reunaa, joten se tulee lisäraudoituksella ankkuroida laattaan kuvassa 12 esitetyn EC 1992-4 ohjeen mukaisesti.



Kuva 12. Lähellä reunaa sijaitsevan leikkaustapin ankkurointi lisäteräksiä käyttämällä (26, s. 64. kuva 7.10)

3.1.6 Liitokset

Korkeiden rakennusten pystyrakenteiden liitoksissa paikalla valettuun teräsbetonilaattaan tulee kiinnittää erityistä huomiota suurten puristavien voimien vaikutuksiin liitoksessa. Usein kantavat seinät halutaan mahdollisimman ohuiksi, jolloin niiden kapasiteettia kasvatetaan käyttämällä korkeamman lujuusluokan betonia. Tämä on myös tyypillistä pilareiden liitoksissa laattaan. Välipohjalaatan lujuusluokkana ei haluta käyttää pilarin betonin lujuusluokkaa, jolloin liitoskohdassa on kahden eri lujuusluokan betonia.

Eurokoodi 1992-1 ei sisällä tällaiseen liitokseen ohjeita tai reunaehtoja tällaisten liitosten toimintaan vaan periaatteessa laskenta voitaisiin suorittaa paikallisen puristuman kaavojen tai STR menetelmän avulla. Nämä menetelmät eivät välttämättä anna kuitenkaan riittävän tarkkoja tuloksia. Korkealujuuspilarin tai -seinän ja normaalilujuuslaatan liitosta on kuitenkin tutkittu ja käsitelty muissa julkaisuissa. ACI 318:n mukaan, mikäli pilarin lujuusluokka on enintään 40% korkeampi kuin laatan lujuusluokka, puristuskorman katsotaan siirtyvän suoraan laatan läpi alemmalle pilarille. Mikäli pilarin betonin lujuusluokka on tätä suurempi, tulee keskipilareilla käyttää liitoksessa tehollista lujuutta, joka laskeaan kaavan 5 kautta. Reuna- tai nurkkapilareilla ACI esittää käytettävän heikomman rakenneosan, eli laatan betonin puristuslujuutta. Ehtona kaavojen käytölle on kuitenkin, ettei pilarin lujuusluokka saa olla suurempi kuin 2,5 kertaa laatan lujuusluokka. (27, s. 1)

$$f_{ce} = 0,75 * f_{cc} + 0,35 * f_{cs} \quad (5)$$

jossa

- f_{cc} = Pilarin betonin lieriölujuuden ominaisarvo
- f_{cs} = Laatan betonin lieriölujuuden ominaisarvo

ACI 318:n mukaan laskettaessa, ei pilarin koolla ja laatan paksuudella ole merkitystä. ACI 318:n mukaan laskettuja arvoja onkin kyseenalaistettu, ja Ospina & Alexander (myöhemmin O & A) ovat esittäneet vaihtoehtoisen mitoituslaskennan, joka antaa hiukan konservatiivisempia arvoja ks. kaava 6. Pilarin lujuus ei tälläkään kaavalla saa olla suurempi kuin 2,5 kertaa laatan lujuus. Alarajaksi pilarin lujuuden suhteella laatan lujuudesta 1,33, mikä on pienempi kuin ACI 318:n esittämä 1,4. (27, s. 2)

$$f_{ce} = \left[1,4 - \frac{0,35}{\frac{h}{c}} \right] * f_{cs} + [0,25 / (\frac{h}{c})] * f_{cc} \quad (6)$$

jossa

- h = laatan korkeus
- c = pilarin pienin sivumitta

Nurkka- tai reunapilarin ja laatan liitoksen vaihtoehtoisen mitoituslaskennan antaa Lee & Mendis, jotka ovat testanneet pilaria, jonka puolella välissä on kaistale heikompaa lujuusluokkaa olevaa betonia. Heidän esityksensä mukaan liitoksen tehollisen lujuus määräytyy laatan korkeuden ja pilarin leveyden suhteesta. Pilarin lieriölujuuden ominaisarvo kerrotaan kertoimella k , joka vaihtelee 1 ja 1,7 välillä alla olevan taulukon 11 mukaisesti. (27, s.2)

Taulukko 11. Laatan ja pilarin suhteen vaikutus k -kertoimen laskentaa eri lujuusluokkaa olevien pilarin ja laatan liitoksen lujuutta laskettaessa (27, s.2)

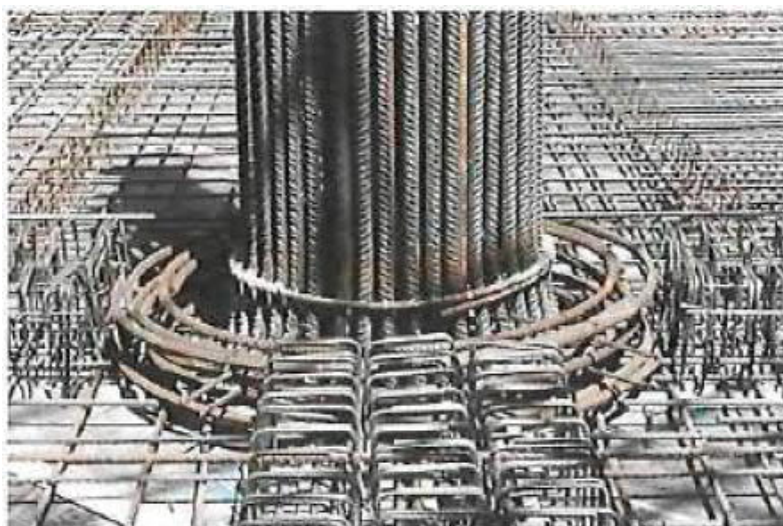
h/c	k	h/c	k
≤ 0.8	1.1	≤ 0.5	1.4
≤ 0.7	1.2	≤ 0.4	1.5
≤ 0.6	1.3	≤ 0.3	1.7

Vaihtoehto liitoksen kapasiteetin kasvattamiseen on lisätä pilarin ympärille halkaisuraudoitusta. Halkaisuraudoitus tulee sijoittaa ympyrän muotoon ja sen etäisyys pilarin reunasta tulee olla vähintään 1,4 kertaa laatan korkeus, mikäli käytetään keskeistä yhtä raudoitetta. Halkaisuraudoitus voidaan tuoda lähemmäs pilarin reunaa, mikäli halkaisuraudoitus sijoitetaan useaan kerrokseen. Esimerkki tällaisesta liitoksesta on kuvassa 13. Useaan kerrokseen sijoitettuna etäisyys voi olla vähintään 1,8 kertaa laatan korkeus. Alla olevassa kaavassa 7 on esitetty halkaisuraudoituksen laskentakaava. (27, s. 2)

$$\frac{A_{ring}}{Rh} \geq [0,4 * f_{cc} - 0,45 * f_{cs}] / [\frac{f_y}{\gamma_{ms}}] \quad (7)$$

jossa

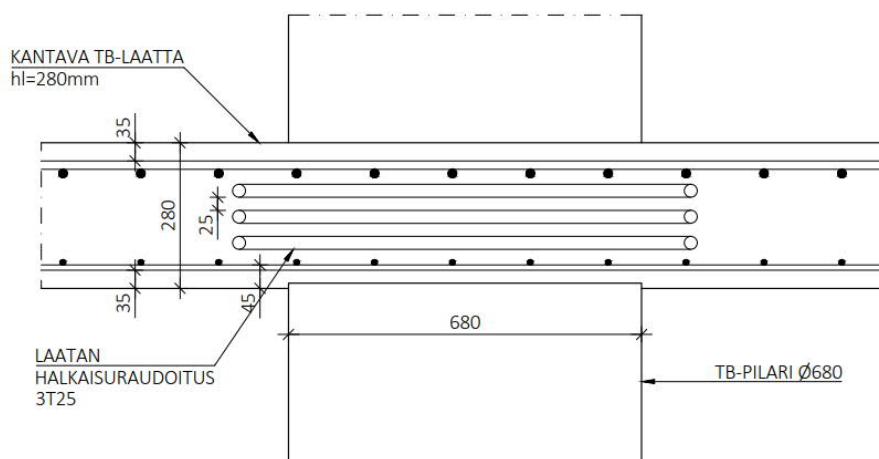
- R = kehän halkaisija



Kuva 13. Raskaasti kuormitetun pilarin liitos paikalla valettuun teräsbetonilaattaan halkaisuraudoituksella varustettuna. (28, s. 11, kuva 11)

Eri kaavat antavat erilaisia tuloksia ja liitoksen kapasiteetteja. Liitteessä 1 on esitetty esimerkkilaskelma aiheesta. Esimerkissä on 280 mm korkea laatta, jonka lujuusluokka on C30/37. Siihen liittyy pyöreä 680 mm halkaisijan keskipilari, jonka lujuusluokka on C50/60. ACI 318:n kaavojen mukaisesti liitoksen puristuskapasiteetin ominaisarvo f_{ck} on 48 MPa ja mitoitusarvo f_{cd} on 27,2 MPa, kun taas O & A:n esittämien kaavojen mukaan

on f_{ck} 42,8 MPa ja f_{cd} 24,3 MPa. Ero on siis 12%. Jos liitosta päätettäisiin vahvistaa halkaisuraudoituksella, laattaan mahtuu käytännössä 3 kpl 25 mm harjateräslenkkiä päällekkäin, kuten kuvassa 14 on osoitettu. Koska, laattaan ei saada mahtumaan minimimäärää halkaisuraudoitteita, joka olisi noin 6,5 kappaletta 25 mm paksuja harjateräksiä, liitoksen mitoittavaksi tekijäksi tulisi laatan puristuskapasiteetti, jolloin liitoksen puristuskapasiteetin mitoitusarvo olisi 17 MPa.

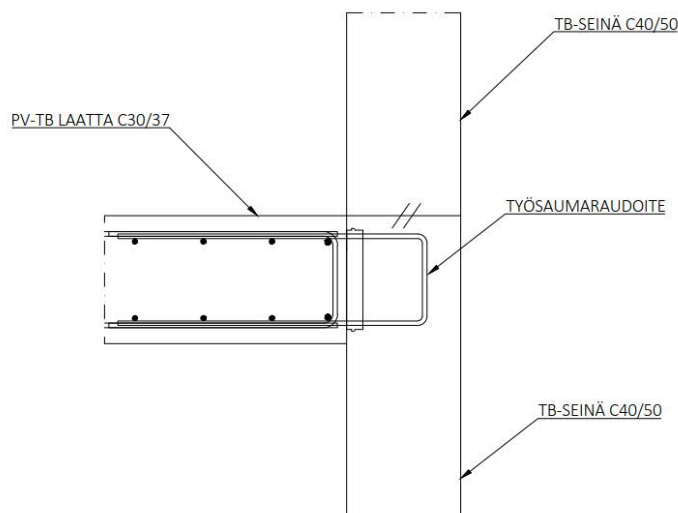


Kuva 14. Halkaisuraudoituksen sijoitus pilarin ja laatan liitoksessa. Pilarin pääterästen jatkoksia ei esitetty kuvassa.

Jos laatan korkeutta kasvattaisi 380 mm:iin, ACI 318:ssa esitetyn kaavan mukainen puristuskapasiteetti ei kasvaisi lainkaan. Laattaan mahtuisi enemmän halkaisuraudoituksen vaatimia harjateräksiä, mutta liitoksen puristuskapasiteetin mitoitusarvoa 17 MPa ei saisi korotettua. O & A:n kaavojen mukainen puristuskapasiteetin mitoitusarvo f_{cd} kasvaisi 24,43 MPa:iin, mutta edelleen ero ACI 318:ssa esitetyn kaavan antamaan kapasiteettiin on 11%. O & A kaavan mukaisesti siis liitoksen kapasiteetti kasvaa laatan korkeuden kasvaessa. Kuitenkin ennen kuin liitoksen kapasiteetti O & A:n kaavojen mukaan olisi suurempi kuin ACI 318:n antama kapasiteetti, tulisi laatan korkeutta kasvattaa yli kaksi metriä korkeaksi.

Yksi mahdollisuus käyttää matalamman lujuusluokan betonia laatussa, on liittää laatta seinään työsaumaraudoituksella, jolloin seinän puristuskuorma siirtyy suoraan saman

lujuisten betonirakenteiden välillä. Tämä periaate on esitetty kuvassa 15. Tällaisessa tapauksessa tulee kiinnittää erityistä huomiota siihen, että työsauma kykenee siirtämään tasoon kohdistuvat vaakakuormat jäykistäville pystyrakenteille. Kun laatta liitetään seinään työsaumaraudoituksella, tulee se myös huomioida laatan laskennassa, sillä jatkuvilla laattakentillä jatkuvuutta ei enää saavuteta.



Kuva 15. Periaatedetalji paikalla valetun teräsbetonilaatan liitoksesta seinään toteutettuna työsaumaraudoitteella.

Tavanomaiseen tapaan (laatta valetaan alapuolisen jo valetun seinän, pilarin tai palkin päälle) toteutettaessa paikalla valetun laatan ja pystyrakenteiden liitoksia, laatta liittyy pystyrakenteisiin saumattomasti. Laatan ja pystyrakenteen liitos voidaan laatan voimasuureita laskettaessa olettaa nivelöidyksi tai jatkuvaksi, ilman että huomioidaan seinän kiertymäjäykkyyttä tai palkin vääntöjäykkyyttä. Kiinnityksen aste tulee kuitenkin huomioida seinää tai palkkia mitoitettaessa, sillä esimerkiksi jäykkä, tai osittain jäykkä liitos vähentää seinän kenttämomenttia ja toisaalta lisää seinän ja laatan liitoksen tukimomenttia. (19, s. 397)

Kuten kappaleessa 3.1 mainittiin, pilareiden ja ohuen paikalla valetun teräsbetonilaatan liitoksessa tulee tarkastella myös sen lävistyskestävyys. Laatan lävistyskestävyys tulee laskea EN-1992-1-1 kohtien 6.4.4 ja 6.4.5 mukaan.

3.1.7 TATE-installaatiot

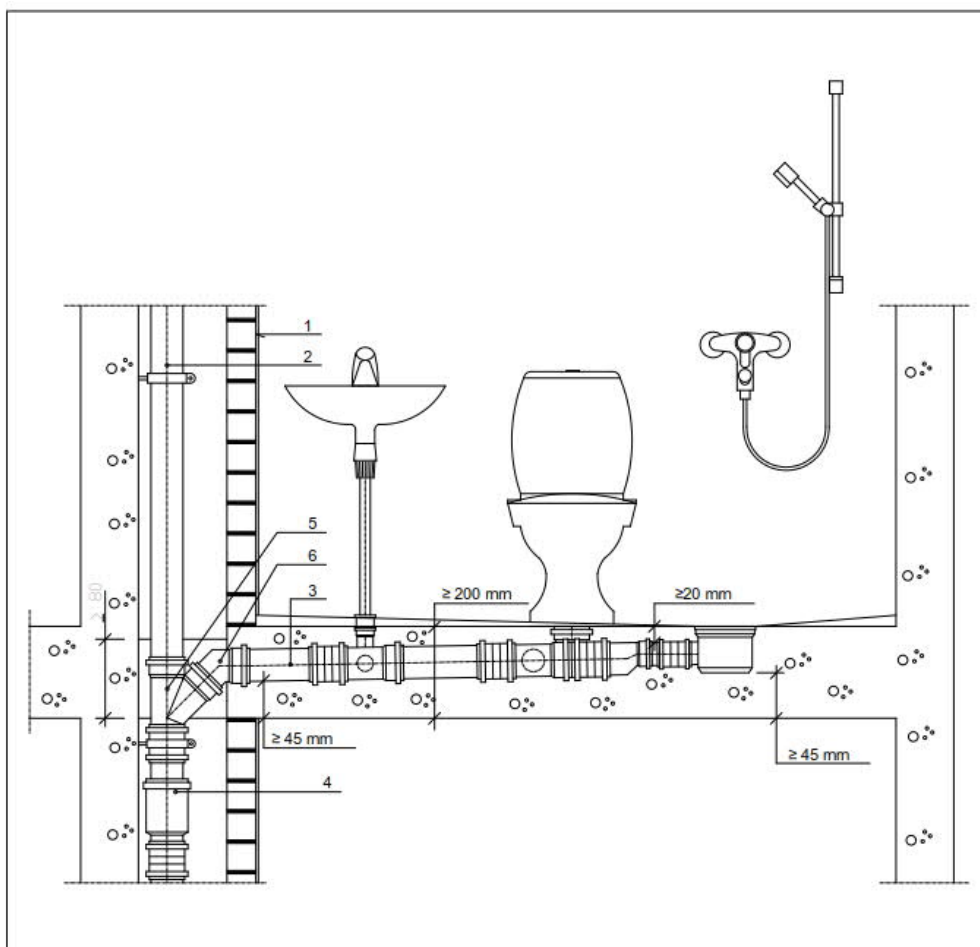
Paikalla valettuun välipohjalaattaan on mahdollista sijoittaa TATE-installaatioita laatan valun sisälle. Laattaan voidaan sijoittaa esimerkiksi viemäriputkia sekä sähköputkia, jotka asennetaan raudoitusverkkojen väliin laatan raudoitustyön yhteydessä kuvan 16 mukaisesti. Laatan sisään sijoitettuna, putket eivät vaadi erillisiä alapuolisen tilan levytyksiä palo- tai ääniteknisten vaatimusten vuoksi eivätkä näin ollen madalla alapuolisen tilan vapaata huonekorkeutta. Esimerkiksi ahtaissa käytävätiloissa (poistumistie) sijaitsevat huoneistoja palvelevat sähköasennukset tulee olla aina suojattu minimissään EI 30 luokan rakenteilla (14, s. 33). Jos sähköasennukset sijaitsevat kantavan rakenteen alapuolelle, tulee niitä varten rakentaa erillinen kotelointi, joka hidastaa käytävän tekniikan asentamista.



Kuva 16. Paikalla valettuun holviin sijoitettuja talotekniikkaan liittyviä putkia ja kaapeleita.
Kuva/Kuvaaja: Harri Muikkula.

Jos viemärit sijoitetaan paikalla valettuun laattaan, tulee varmistaa, että viemäreiden ympärillä on riittävästi betonia, jotta ääneneristysvaatimukset ja palotekniset vaatimukset täyttyvät. Kuvassa 17 on esitetty esimerkkinä Uponor Decibel -viemäreille asetettuja

vaatimuksia. Korkeissa rakennuksissa suurempien paloluokkien vaatimat suuremmat suojabetonietäisyydet tulee ottaa suunnittelussa huomioon ja tarvittaessa paksuntaa laattaa, mikäli viemärit halutaan sijoittaa paikalla valettuun laattaan. Kaivojen ja hormien sijoittelua suunnitellessa tulee varmistaa, että viemäriverdot mahtuvat paikalla valetun holvin raudoitusten väliin. Suunnittelussa tulee huomioida valittu raudoitustekniikka ja varmistaa, että harjateräksen ja viemäriin väliin jää riittävä suojabetonietäisyys. Erityistä huomiota tulee kiinnittää, mikäli kaivo sijaitsee kantavan seinän välittömässä läheisyydessä ja viemärivereto viedään seinän suuntaisesti. Tällöin liian korkealla sijoitetut viemäriverdot katkaisevat yläpinnan raudoitteet, eikä laattalla saada haluttua jatkuvuutta.



Kuva 17. Uponor Decibel viemäreiden asennus betonisen välipohjan sisälle (29, kuva 20 s. 35)

3.1.8 Toteutus

Nykyaikaiset muottijärjestelmät ovat turvallisia ja mahdollistavat tehokkaan rungon nousuvauhdin käytettäessä paikalla valettuja holvirakenteita. Mitä korkeampi rakennus on, sitä pidemmät ovat nosturin nostomatkat, minkä vuoksi korkeammissa rakennuksissa suositaan järjestelmiä, jotka eivät vaadi noustakseen nosturia. Järjestelmiin on usein integroitu myös tuulisuojina toimivat paneelit, jotka mahdollistavat työskentelyn holvilla kovillakin tuulilla. (30, s. 54-55)

Paikalla valetun holvin tuentaa varten olevat tukijärjestelmät vievät valettavan holvin alemmasta kerroksesta runsaasti tilaa, mikä tulee huomioida suunnitellessa alempaan kerrokseen varastoitujen tavaroiden sijoittelua ja tavaroiden liikuttelua. Paikalla valetun holvin tuentaa käytettävien järjestelmien tulee olla mahdollista siirtää alemmasta kerroksesta ylempään kerrokseen, mitä varten joko julkisivuun tai holviin tulee jättää riittävät aukot muottikaluston siirtämiseen.

Erityisen korkeissa rakennuksissa käytetään usein rakenteiden mukana nousevia paikallispumppujärjestelmiä. Pumput kykenevät nostamaan betonin yli 300 metrin korkeuteen ilman välipumppuja. Tämä vapauttaa nosturin muuhun yhtäaikaiseen käyttötarkoitukseen, kun holvin valuun tarvittava betoni saadaan pumppujen avulla ylös holville. (30, s. 54)

Välipohjalaattojen raudoitustekniikat ovat korkeissa rakennuksissa samat kuin tavanomaisissa rakennuksissa. Kuitenkin samankaltaisten kerrosten määrät ovat yleensä tavanomaisia rakennuksia suuremmat, joten raudoitustekniikan valinta ja huolellinen suunnittelu korostuu korkeassa rakentamisessa. Vaihtoehtoisia tekniikoita ovat irtoteräksillä, verkoilla, kaista- tai rullaraidoiteilla toteutetut raudoitukset, joista jokaisen soveltuvuus tulee kohdekohtaisesti tarkastella. Mikäli holvi toteutetaan irtoteräksillä, kannattaa harkita mahdollisimman suuren silmäkoon tankojen kautta, jolloin terästen kappalemäärä vähenee, mikä tarkoittaa laatan raudoitustyön nopeutumista. Taulukossa 12 on esitetty 280 mm korkean laatan minimiraidoitukset vertailuksi erilaisilla harjateräksen tankokoolla. Taulukosta voidaan todeta, että 8 mm:n harjaterästä tulee kappalemääräisesti 300% enemmän kuin 16 mm:n harjateräskoolla.

Taulukko 12. C40/50, suojabetonietäisyys 35mm laatan minimirauditus ja pääterästen jakoväli.

Harjateräksen koko [mm]	k-jako [mm] (pyöristet- tynä alempaan 25 jaol- liseen lukuun)	Harjateräs- ten luku- määrä /3m
8	100	30
10	175	17,14
12	250	12
16	400*	7,5

* T16 harjateräksillä minimiraudituksen k-jaon määrittelee EC 1992-1-1, kohdan 9.3.3.1 (3) vaatimus pääterästen enimmäisjaosta: minimi arvoista 3*laatan korkeus tai 400 mm. Pistekuormien ja maksimimomentin kohdalla vaatimus on tiukempi: minimi arvoista 2*laatan korkeus tai 250 mm.

Paikalla valetussa välipohjassa betonin kuivuminen on hitaampaa kuin elementtiraken-
teisessä välipohjassa. Perinteisesti on käytetty ns. ”nyrkkisääntönä” sitä, että jokaista
senttiä kohden tarvitaan yksi viikko kuivumisaikaa. Tämä tarkoittaa tyypillisellä 280 mm
paksulla laattalla siis 28 viikkoa. (39)

Korkeassa rakentamisessa käytetään usein välipohjalaatoissa korkeampaa lujuusluok-
kaa kuin matalammissa rakennuksissa. Kuivumisen kannalta se on positiivinen asia, sillä
korkeamman lujuuden omaava laatta kuivuu nopeammin kuin heikomman lujuuden
omaava laatta. Paikalla valettu laatta muodostaa heti valun jälkeen tiiviin pinnan, joka
estää laatan uudelleen kastumista. Uudelleen kastumista tulee välttää, sillä se lisää kui-
vumisaikaa jopa 1,4-2 -kertaiseksi. Uudelleen kastumisen välttämiseksi myös julkisivu
tulisi olla ummessa, mikä tulee huomioida mietittäessä julkisivujen asennusajankohtaa.
Korkeissa rakennuksissa huolellisella suunnittelulla voidaan yhtäaikaaisesti ylemmissä
kerroksissa tehdä rungon asennustyötä ja alemmissä kerroksissa sisärakennusvaiheen
työtä, ilman että sade- tai sulamisveden pääsevät kastelemaan rakenteita. (39)

3.2 Ontelolaatta

Ontelolaatta on yksi tyypillisimmistä rakennuselementeistä, joita Suomessa käytetään.
Suomessa käytettävät ontelolaatat ovat aina yhteen suuntaan kantavia esijännitettyjä
tartuntajännitteisiä laattaelementtejä, joissa ei käytetä leikkausraudoitteita. Ontelolaatan

vakioleveys on 1200 mm, mutta tätä kapeampiakin laattoja on mahdollista tehdä. Ontelolaattojen jännepunokset sijaitsevat pääasiassa elementin alapinnassa, minkä vuoksi ontelolaatat ovat yleensä yksiaukkoisia ja yksinkertaisesti tuettuja. Ontelolaattojen korkeudet vaihtelevat 180 mm ja 500 mm välillä (19, s. 685). Kuvassa 18 on valokuva tyyppillisestä ontelolaattavälipohjasta.



Kuva 18. Ontelolaattarakenteinen välipohja. Kuva/Kuvaaja: Harri Muikkula.

3.2.1 Jännemitat

Esijännitettyjen ontelolaattaelementtien käyttö mahdollistaa pidemmät jännevälit kuin paikalla valetun teräsbetonilaatan tapauksessa. Tavanomaisesti toimisto- ja asuinrakennuksissa käytettävillä 320 mm tai 370 mm korkeilla ontelolaatoilla voidaan rei'ittämättöminä päästä jopa yli 15 m:n jänneväleihin (R 60-paloluokassa). Kuitenkin suositeltavat ontelolaattojen jännevälit suhteessa käytettävän ontelolaatan korkeuteen ovat välipohjissa välillä $l/h = 35..40$. Taloudellisesti suunnittelun kannalta kannattaa rajoittaa ontelolaatat niin, että 320 mm suurin jänneväli olisi 12,5 m ja 370 mm korkealla laataalla 13 m. Jos laatoissa on kylpyhuonesyvennys keskellä kenttää, jänneväli saisi olla 8,5 m molemmilla laatoilla. Jos taas kylpyhuonesyvennys on laatan päässä, jänneväli saisi olla 11,5 m. (31, s. 43).

Ontelolaattoja olisi myös mahdollista tehdä jatkuvina tai ulokkeellisina, jolloin jännepunokset eivät enää sijaitse ontelolaatan alareunassa. Suomessa esimerkiksi Parma

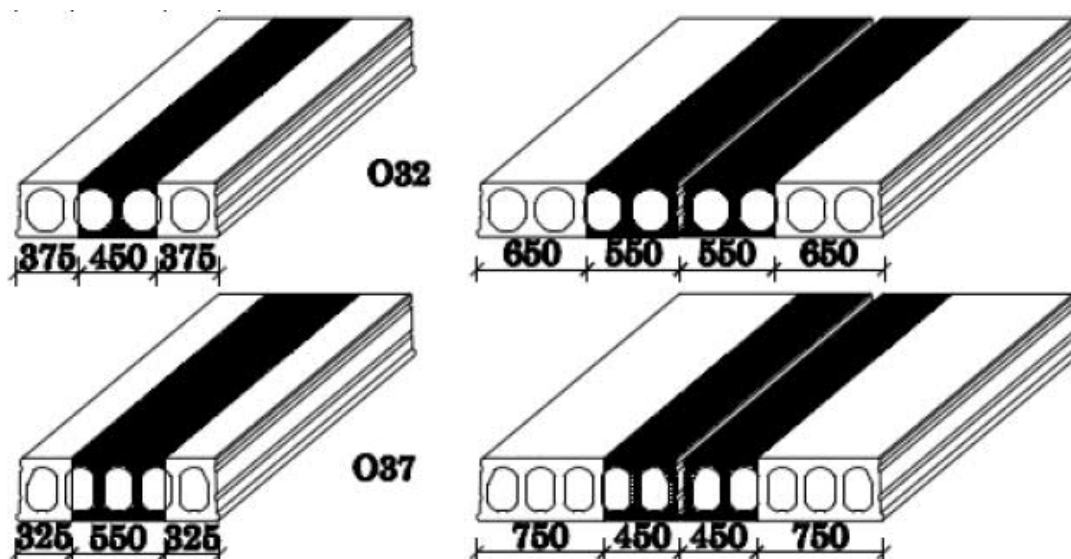
Oy:n ontelolaataston suunnitteluohjeessa esitetään, että ilman erillistarkastelua voidaan 265 mm ja sitä matalammissa ontelolaatoissa sallia 1500 mm ulokkeet ja tätä suuremmissa 2000 mm ulokkeet. Jatkuvien ontelolaattojen haasteena on, että vaikka tukien kohdalle laataston yläpintaan saataisiin riittävä raudoitus, esimerkiksi pintavaluun sijoitettavilla harjateräksillä, laatan leikkauskestävyys ei ole riittävä. Tämä johtuu siitä, ettei ontelolaatassa ole lainkaan leikkausraudoitusta. Keski-Euroopassa tämä haaste on ratkaistu, avaamalla tukien kohdilla ontelolaattojen yläpinnat ja raudoittamalla ne niin, että ne toimivat kuten vastaavat umpilaatat toimisivat. (19, s. 690)

Ontelolaattojen jännevälejä valitessa, tulee myös huomioida ja varmistaa ontelolaatan ja sitä tukevan rakenteen yhteisvaikutus. Jos ontelolaatta tukeutuu palkin päälle, tulee sen mitoituksessa mitoittavaksi tekijäksi ontelolaatan pään leikkauskestävyys, toisin kuin seinän päälle tuetuissa ontelolaatoissa, joissa mitoittavana tekijänä on tavanomaisesti ontelolaatan taivutuskestävyys. Palkeilla tuetuissa laatastoissa optimaalisimpiin rakenteisiin päästään, kun ontelolaatan pituus on mahdollisimman suuri ja sitä tukevan palkin mahdollisimman pieni. Palkkien päälle tuetun ontelolaataston suunnittelua varten on luotu betoninormikortti 18EC. (19, s. 543)

3.2.2 Rungon muunneltavuus

Ontelolaatta-välipohjissa on jo suunnittelun alkuvaiheessa tärkeää sopia isoimpien reikien sijainnit ja koot. Reiän kasvaminen tai suuren reiän sijoittelu jalkikäteeseen ontelolaatasta voi aiheuttaa suuria muutoksia ontelolaattajaon osalta, jolloin suunniteltujen ontelolaattojen jännevälit ja leveydet voivat muuttua.

Pienet reiät voidaan tehdä niin, että ne sijoitetaan onteloiden kohdille, jolloin reiän maksimileveys on ontelon leveys. Laatoissa, joissa on neljä onteloa, maksimireikämäärä laatasta on kaksi. Laatoissa, joissa on viisi onteloa, reikiä saa korkeintaan olla kolme kappaletta. Nelionteloihin ontelolaattoihin voidaan tehdä sen keskelle enintään 450 mm leveä reikä ja ontelolaattojen reunoihin enintään 550 mm:n reiät. Viisionteloisissa laatoissa keskelle voidaan tehdä 550 mm:n ja reunoihin 425 mm:n reiät. Reikien koot on aina syytä tarkastaa ontelolaattavalmistajan ohjeistuksen mukaan. Ontelolaattojen rei'itysohje on esitetty kuvassa 19. (32, s. 5)



Kuva 19. Tyypillisesti Suomessa käytettyjen ontelolaattojen rei'itys ohjeita (32, s. 5)

Jos laatastoon täytyy tehdä koko ontelolaatan levyisiä, tai tätä suurempia aukkoja, tulee reikään päätyvä ontelolaatta kannatella viereisistä laatoista. Ontelolaatat voidaan kannatella viereisiin laattoihin teräksisillä ontelolaattakannakkeilla, joita ovat esimerkiksi Peikko Oy:n Petra-kannakkeet. Toinen tapa on valaa paikan päällä ontelolaatan päähän erillinen jakopalkki, mutta tässä tapauksessa tulee ontelolaatta tukea asennusaikaisesti alhaalta päin. Lisäksi jakopalkki tukee ontelolaattaa pelkästään sen yläpinnasta, minkä vuoksi sen käyttöä raskaasti kuormitetuissa paikoissa on syytä välttää. (19, s. 549)

Ontelolaataston suunnittelussa tulee käyttää mahdollisimman paljon vakiolevyisiä, 1200 mm leveitä ontelolaattoja, jotta saavutetaan kustannustehokkain ratkaisu. Vakiolevydestä poikkeavat kavennetut laatat suositellaan sijoitettavaksi ontelolaattojen reunimmaisiksi laatoiksi tai mahdollisen alakaton alueelle, jolloin sahareuna jää piiloon, eikä aiheuta esteettistä haittaa. Tämä pitää varsinkin asuinrakennusten suunnittelussa ottaa huomioon. Asuinrakennusten runkojärjestelmien suunnittelussa tulee myös pyrkiä siihen, ettei ontelolaattoja kannattelevat teräsliittopalkit kulje esimerkiksi olohuoneen katossa, koska asuinrakennusten katoissa ei tavanomaisesti käytetä alakattoja, jolloin teräsliittopalkki jäisi näkyviin lopputilanteessa. (31, s. 17)

Korkeissa rakennuksissa hormoneja ei voi sijoitella upotetuksi kantavien seinien linjoille. Se vähentää rungon jäykkyyttä sekä keskittää pystyrakenteiden puristuskuormia pienemmälle pinta-alalle, kasvattaen näiden lujuusluokkia tai leveyksiä. Edellä mainituista seuraa se, että hormit sijoitellaan seinien viereen tai keskelle ontelolaattakenttää, mikä taas kasvattaa ontelolaattojen rei'itystarvetta. Korkeissa rakennuksissa, joissa on keskitetty ilmanvaihto vesikatolla, hormien määrät ja koot myös kasvavat kerroslukumäärän kasvaessa. Tämä aiheuttaa haasteita tilasuunnittelun kannalta, sillä hormoneja ei ontelolaattojen rei'itys rajoitteiden vuoksi pysty sijoittelemaan tilojen kannalta optimaalisimpiin paikkoihin. Huoneistokohtaisessa ilmanvaihtojärjestelmässä ei samaa haastetta tule, sillä ilmanvaihtoa varten ei tarvita hormoneja, jotka rei'ittäisivät laattoja. Muutamien kerrosten välein keskitetty ilmanvaihtojärjestelmä on myös ontelolaattasuunnittelun kannalta helpompi ratkaisu ja antaa mahdollisuuden suurempaan joustavuuteen tilasuunnittelun kannalta, kun ilmanvaihtohormien määrät ja koot pysyvät järkevinä.

Kylpyhuoneiden kohdalla ontelolaattavälipohjissa käytetään kylpyhuonelaattoja, joissa osa ontelolaatasta on madallettu poistamalla ontelolaatan yläkannas. Madalletun ontelolaatan korkeus on joko 170 mm tai 200 mm riippuen ontelolaatan korkeudesta. Madalletun ontelolaatan kohdalle tehdään pintavalu, johon kylpyhuoneen vaatimat viemäroinit sijoitetaan. (31, s. 41)

Esivalmistetuissa kylpyhuone-elementeissä on yleensä elementtiin integroitu pohjalaatta, jonka alla on vielä viemäriputkelle tehty paksunnos. Tämä lisää tilantarvetta valmiin lattiapinnan ja kylpyhuone-elementin alapuolisen kantavan rakenteen yläpinnan välillä. Usein tavanomaisissa asuinrakennuksissa käytetään välipohjarakennetta, jossa ontelolaatan päällä on vain ohut plaanokerros sekä laminaatti tai parketti. Tällaisissa tapauksissa ei kylpyhuone-elementin ja kylpyhuoneen kohdalla olevan kylpyhuonesyvennyksellä varustetun laatan väliin jää tavanomaisesti riittävästi tilaa viemäriputken paksunnoksen kohdalla, jolloin ontelolaattaan joudutaan joko tekemään ontelolaattojen rei'itysohjetta noudattavat lisäsyvennykset, tai kylpyhuoneen kohdalla on käytettävä kuorilaattaa. Välipohjissa, joissa ontelolaatan päällä on lattialämmitykselle varattu korkea-ampi pintamateriaalivara, kylpyhuone-elementtien käyttö ei aiheuta yhtä herkästi samoja haasteita. Liike- ja toimistorakennuksissa tyypillisesti ontelolaatan päällä käytetään vähintään 60 mm korkeaa pintalaattaa, joka antaa enemmän pelivaraa kylpyhuone-elementtien käytössä.

Kappaleessa 3.1.2 todettiin, mitä haasteita korkeiden rakenteiden parvekejärjestelmien valinnassa on. Ontelolaatta välipohjaisissa kohteissa on oma erityispiirteensä verrattuna paikalla valettuun teräsbetonilaattaan.

Sisäänvedetyissä tai nurkkaparvekkeissa ontelolaattakohteissa yleisin vaihtoehto on kannatella laatat ruostumattomin teräskannakeputkin. Teräskannakeputket tulisi mielellään sijoitella ikkuna- tai ovipalkkien päälle, jolloin ne eivät sijaitisi suurten puristuskuormien alueella. Suunnittelijan tulee kuitenkin varmistaa, että ikkuna- tai ovipalkki kestää parvekkeelta tulevan lisäkuormituksen. Optimaalisinta olisi sijoittaa kannakeputket ei-kantavien seinien sivuille, jolloin seinää rasittaisi parvekelaatan kuormituksen lisäksi vain ylempien seinien kuormitukset, ilman että välipohjatason kuormitukset rasittavat seinää. Jos parvekekannakeputket joudutaan sijoittamaan kantavan seinän päälle, joudutaan ontelolaatan päihin tekemään varaukset kannakeputkille. Varaukset suositellaan sijoitettavaksi ontelolaattojen onteloiden kohdille, jolloin kannakeputkien varaukset eivät rajoita tarpeettomasti laattakenttien rei'itysmahdollisuuksiin.

Väli- tai ulkoseinästä roikotettua parvekepieltä käytettäessä parvekekannakejärjestelmänä saavutetaan oikealla asennusjärjestyksellä etuja ontelolaattakohteissa verrattuna paikalla valettuun laattaan. Kun sisäpuolisen seinän päälle tulevat ontelolaatat asennetaan ennen parvekepieliä päälle asennettavaa parvekelaattaa, saadaan sisäpuolisen seinän päälle vastapainoa, joka vähentää tai poistaa sisäpuolisen seinän parvekkeesta kauempana päätyyn syntyvää vetorasitusta. Tällöin voidaan käyttää seinän päässä käyttäviä pienempiä vetoliitososia, jotka estävät elementin kippaamisen.

Jos ontelolaattakohteissa käytetään ulokeraudoiteosilla kannateltuja parvekkeita, on järkevintä sijoittaa parvekkeet kohtisuoraan ontelolaatan kantosuuntaa vasten. Tällöin riippuen ulokeparvekkeen syvyydestä, yleensä joko reunimmainen tai kaksi reunimmaista ontelolaattaa korvataan kuorilaatoilla. Tämä tulee huomioida jännevälien valinnassa, sillä kuorilaatalla ei ole mahdollista saavuttaa samoja jännevälejä kuin ontelolaatoilla. Reunimmaiset laatat tulee korvata kuorilaatoilla, sillä ulokeparvekeraudoitteet tulee jatkaa välipohjassa yläpinnassa, joka ei ontelolaatalla ole mahdollista. Ulokeparvekkeiden aiheuttamat tukireaktiot tulee siirtää aina palkin välityksellä kantaville pystyrakenteille, jotta reunimmaiseen laattaan ei aiheutuisi ylimääräistä rasitusta parvekkeelta. (31, s. 37)

Mikäli ulokeparvekkeet sijaitsevat laataston päässä, on syytä käyttää ontelolaatan sijasta parvekkeen kohdalla kuorilaattaa. Mahdollista on käyttää myös jossain tilanteissa kylpyhuonelaattaa. Näissä tilanteissa tulee varmistaa, että kantava seinä on riittävän leveä, jotta ulokeparvekeraudoitteen ja elementin väliin jää riittävä kaista paikallavaalua varten. Esimerkiksi Schöckin Isokorb -osa vaatii aina sen puristuskappaleen ja elementin väliin 100 mm:n paksuisen paikallavalettavan kaistan. Mikäli käytetään 370 mm korkeita ontelolaattoja, joiden tukipinta on 60 mm, tämä tarkoittaa, että seinän leveys tulisi olla minimissään 180 mm, jolloin tulee huomioitua myös asennustoleranssit (20 mm).

3.2.3 Palomitoitus

Ontelolaattoja voidaan käyttää ilman lisäsuojauksia REI 120-paloluokkaan asti. Paloluokan kasvaessa ontelolaatan maksimijänneväli lyhenee. Jos ontelolaatan alla käytetään lisäsuojauksia, voidaan ontelolaatoilla päästä jopa REI 240-luokkaan. Lisäsuojauksena ontelolaatan alapuolelle asennetaan kivivillalevyt. (31 s. 7 & s. 15).

Jännitetyn laatan paksuuden katsotaan olevan riittävä ilman erillistarkastelua standardipalokestävyyden ollessa REI 90 laatan ollessa 100 mm. Standardipalokestävyyden ollessa REI 120 vastaava luku on 120 mm. Raudoituksen keskiöetäisyyden vähimmäismitta on REI 90-luokassa yhteen suuntaan kantavana 30 mm, jota kasvatetaan ilman erillistarkastuksia EC 1992-1-2 kohdan 5.2 (5) mukaisesti joko 10 mm tai 15 mm. 10 mm:n kasvatus tulee kyseeseen, mikäli jänneteräksenä käytetään tankoja ja 10 mm:n keskiöetäisyyden kasvatus vastaa tässä tapauksessa sitä, että teräksen kriittinen lämpötila olisi $\theta_{cr} = 400 \text{ °C}$. 15 mm:n kasvatus tarvitaan, kun jänneteräksenä käytetään lankoja tai punoksia, ja tässä tapauksessa 15 mm:n keskiöetäisyyden kasvattaminen vastaa sitä, että teräksen kriittinen lämpötila on $\theta_{cr} = 350 \text{ °C}$. REI 120-luokassa raudoituksen keskiöetäisyyden vähimmäismitta yhteen suuntaan kantavana on 40 mm ja sitä tulee kasvattaa vastaavasti kuin REI 90-luokassa, jolloin ontelolaatan tapauksessa keskiöetäisyys on 55 mm. (15, s. 35 & s. 49)

3.2.4 Äänitekniset raja-arvot

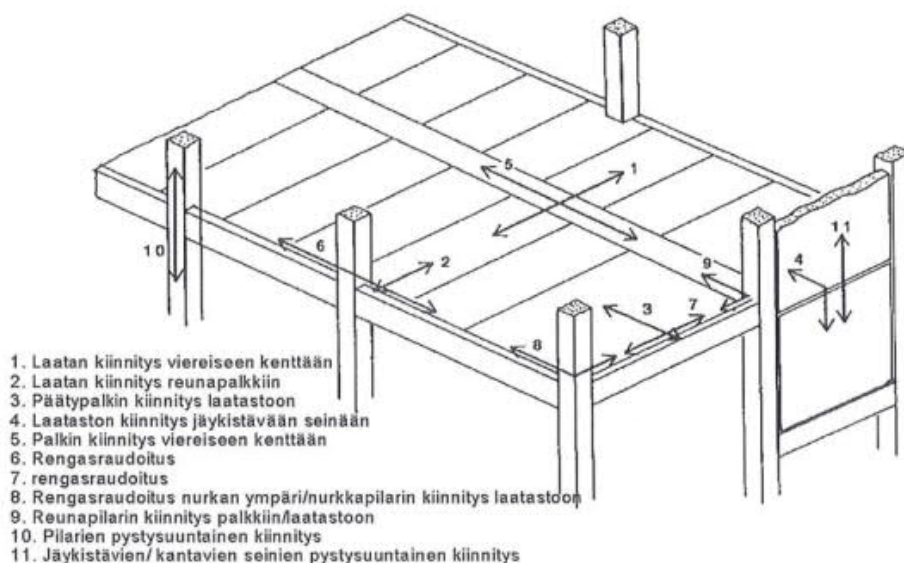
Asuinrakennuksissa tai muissa tiloissa, joissa majoitutaan yhtäjaksoisesti pidempiä aikoja (kuten hotellit) ja joiden lattiapinnoite on laminaatti tai parketti, riittää välipohjan ontelolaatan paksuudeksi 370 mm ilman ontelolaatan päälle valettavaa pintalaattaa. Mikäli ontelolaatan päälle valetaan vähintään 50 mm paksu pintalaatta, voi ontelolaatta tällöin olla 265 mm korkea. Lattiapinnoitteen alla tulee olla äänitekniset vaatimukset täyttävä ohut alusmateriaali. Ontelolaattojen pituussuuntaisissa saumoissa saa viedä maksimissaan kaksi 20 mm:n paksuista sähköputkea ja päätysaumoissa kolme. (17)

Jos ontelolaatan päällä käytetään askeläänieristettä ja sen päällä pintalaattaa tai pumpattavaa tasoitetta, on lattiapinnoite vapaasti valittavissa. Tällöin ontelolaatta voi olla 320 mm tai 265 mm korkea. Pumpattavaa lattiatasoitetta valitessa, tulee varmistaa, että se täyttää uudet vuoden 2018 alussa tulleet määräykset. (17)

Mikäli saman ontelolaatan päälle tehdään kaksi toisistaan seinälle erotettua tilaa, joiden tulee täyttää askel- ja ilmaääneneristysvaatimukset huoneistojen välisten vaatimusten mukaisesti, tulee ontelolaatta varustaa tiloja erottavan seinän kohdalta umpinaisella osuudella. Tämä voidaan toteuttaa joko valamalla ontelot työmaalla umpeen, tai tampaamalla ontelolaatta valmiiksi elementtitehtaalla. (31, s. 40)

3.2.5 Rakenteen vaurionsietokyvyn varmistaminen

Eurokoodin SFS-EN 1991-1-7 mukaan sovelletun ympäristöministeriön asetuksen 10/16 mukaisesti CC3a-luokassa, rakennuksen tai rakenteen riittävän vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuusrajatilassa voidaan varmistaa sidejärjestelmien avulla. Suunnittelija voi tämän lisäksi päättää käyttää muita menetelmiä rakenteen vaurionsietokyvyn varmistamiseksi. Sidevoimamenetelmässä elementit kiinnitetään toisiinsa pysty- ja vaakasuuntaisilla siteillä, jotka yhdessä toimiessaan muodostavat kolmiulotteisen sidejärjestelmän kuvan 20 mukaisesti.



Kuva 20. Sidejärjestelmä ontelolaattarungossa (BY normikortti 23 EC, s.19 kuva 13)

Elementtien saumoissa vaadittujen sideraudoitusten määrät kasvavat siirryttäessä alle yhdeksän kerrosta korkuisista CC2-luokan rakennuksista CC3-luokan rakennuksiin. CC2-luokassa sidevoiman suuruus on sidevoiman kertymäleveys kerrottuna 20 kN/m (tai rengassiteillä vähintään 70 kN), kun taas CC3-luokan rakennuksissa sideraudoitukset tulee laskea kaavan 1 mukaan. Taulukossa 13 on vertailtu CC2 ja CC3 laskentakaa-voilla lasketun 15 kerroksisen kahdeksan metrin symmetrisellä pilarivälillä toteutetun laatta-palkki -runkon sidevoimia ja vaadittuja teräsmääriä. Taulukosta huomataan, että CC3-luokassa teräsmäärä kasvaa yli 2,5 kertaiseksi.

Taulukko 13. CC2- ja CC3-luokkien sidejärjestelmien laskennan vertailua

	CC2			CC3		
	T [kN]	As.vaad [mm ²]	Valitut te- räkset	T [kN]	As.vaad [mm ²]	Valitut te- räkset
1)	24	48	1 T10	90	180	2 T12
2)	160	320	4 T12	596	1192	6 T16

- 1) Ontelolaattojen saumojen saumateräkset (saumat k/k 1200mm)
- 2) Ontelolaattoja tukevan palkin saumateräkset

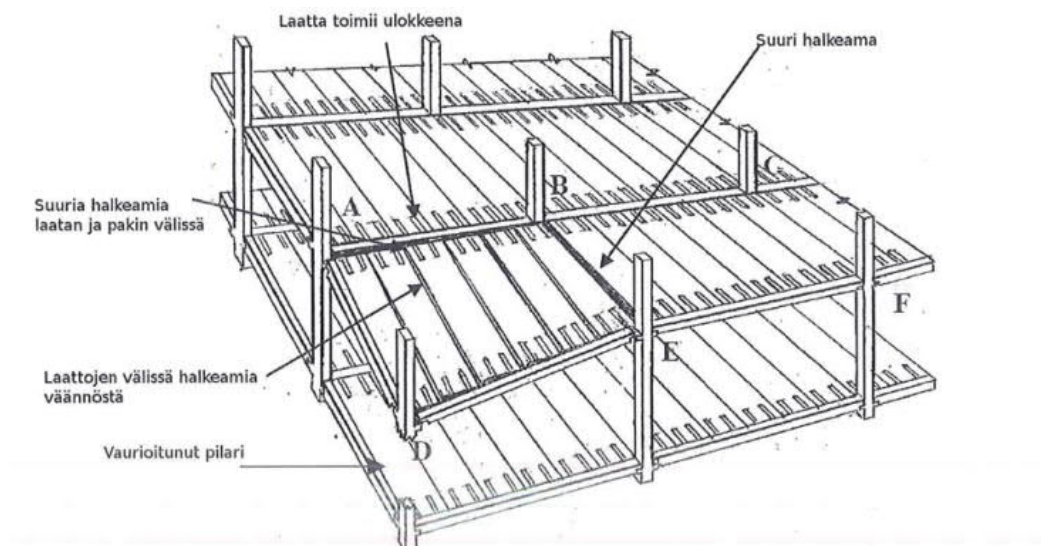
Elementtivalipohjalla käytettäessä vaihtoehtoista kuormansiirtomenetelmää vaurionsietokyvyn varmistamiseksi, vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit on toteutettava elementtien saumojen sidejärjestelmillä. Tämä johtuu siitä, että vaihtoehtoiset kuormansiirtomenetelmät vaativat rakenteilta jatkuvuutta, jota elementtirakenteille ei ilman saumoihin sijoitettavia sideraudoituksia juurikaan ole. Vaihtoehtoisessa kuormansiirtoreittien laskennassa sideraudoitus mitoitetaan kohteessa todellisuudessa vaikuttaville voimille, jotka elementtirakenteisissa pilari-palkki -runkoisissa rakenteissa voivat olla yli kaksinkertaisia verrattuna määräysten mukaisiin sidejärjestelmän mukaisiin voimiin. (13, s. 31-39)

Yhteen suuntaan kantava yksiaukkoinen ontelolaatta on haasteellinen rakennusosa vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien kannalta. Siinä missä paikallavalettu laatta kantaa myös sen heikommassa suunnassa, muodostaen onnettomuustilanteessa kalvorakenteen, on tämän muodostuminen puhtaasti ontelolaattavälipohjassa vaikea todentaa. Molempiin suuntiin kantava rakenne mahdollistaa taloudellisemmat rakenneratkaisut, kun kaikkia kuormia ei tarvitse siirtää yhteen suuntaan kantavien laattoja tukevien palkkien välityksillä. Ontelolaatan päällä voidaan käyttää raudoitettua pintalaattaa, jolloin tätä kerrosta voidaan hyödyntää jatkuvan sortuman estämisessä muiden rakenteiden ohella. Tässä tapauksessa tulee varmistua pintalaatan ja ontelolaatan välisestä tartunnan riittävydestä. (13, s. 39)

Kuorilaatta, jossa on paksu pintalaattakerros, toimii paremmin vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien menetelmässä, koska sillä on paremmat mahdollisuudet siirtää kuormia kantosuuntaa vasten kohtisuoraan. Koska kuorilaatoilla toteutettaessa jännevälit ovat lyhyempiä kuin ontelolaatoilla, on se rakenteen vaurionsietokyvyn varmistamisen kannalta parempi vaihtoehto elementtirakenteisena välipohjana. (13, s. 39)

CC3b-luokassa erikseen tutkittava nurkkapilarin tai -seinälohkon poistaminen aiheuttaa omat haasteensa ontelolaattavälipohjissa. Kuvassa 21 on esitetty ontelolaattavälipohjan toiminta tällaisessa tapauksessa. Koska sidejärjestelmät perustuvat jatkuvuuteen ja ankurointiin, tulee varmistaa sideraudoitusten jatkuvuus nurkan pilarin ympärille, joka voi aiheuttaa haasteita tavanomaisilla rakenneratkaisuilla toteutettaessa, varsinkin monikerrospilarien tapauksessa. Monikerrospilareissa haasteita aiheuttaa se, että palkin pääliitos pilariin voi olla täysin nivelellinen. Koska jatkuvan sortumisen kannalta liitoksessa tulee olla riittävä muodonmuutoskyky sekä kyky sitoa plastisesta muodonmuutoksen

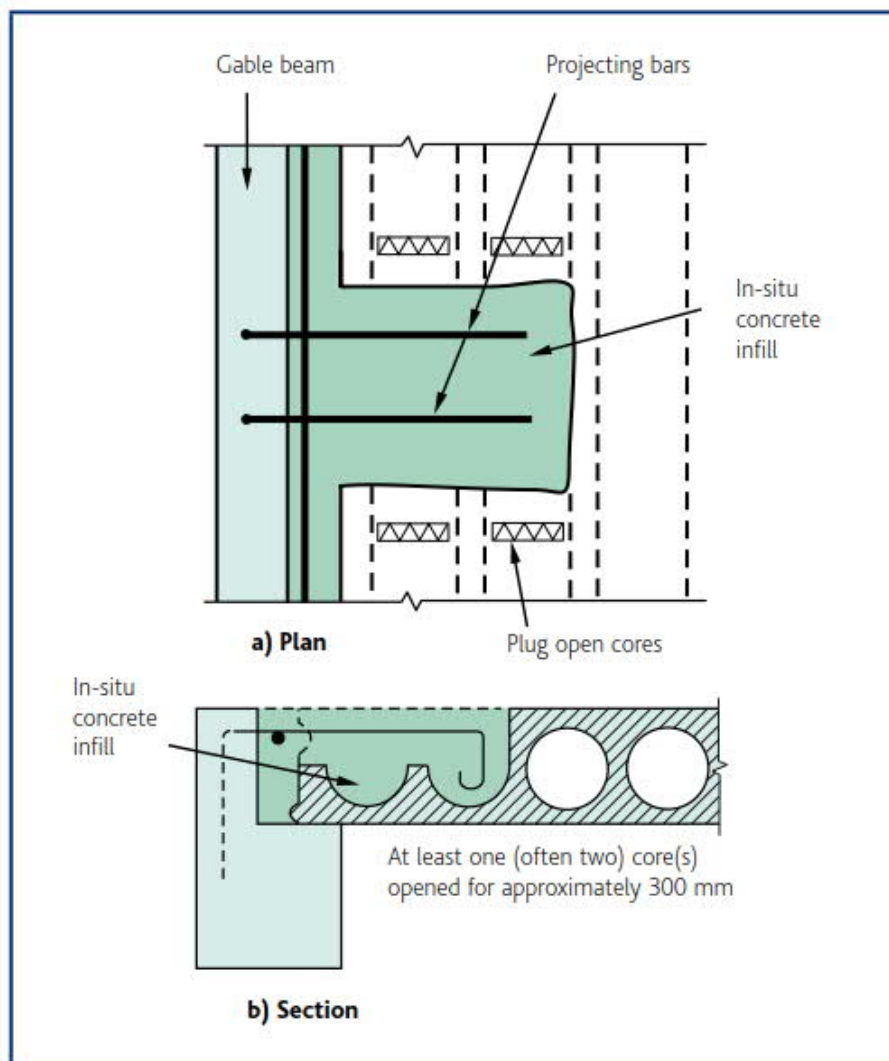
avulla energiaa, ei tämä liitos sitä mahdollista, sillä täysniveli ei kykene muodostamaan plastista niveltä. Suositus olisikin käyttää kerroksen korkuisia pilareita, joissa palkkien päät eivät pääse kiertymään vapaasti, jolloin tuelle muodostuu momenttia. Paras ratkaisu olisi käyttää jatkuvia palkkeja. (13, s. 43-45)



Kuva 21. Nurkkapilarin vaurioituminen (33, s.12, kuva 9)

Ei-kantavan, mutta jäykistävän seinän sidonta välipohjaan ontelolaatta välipohjassa on toteutettava siihen käyttötarkoitukseen soveltuvilla osilla. Sidottava voima lasketaan kapaleessa 2.2.3 esitettyjen kaavojen mukaisesti. Suunnittelijan on syytä huomioida, että ei-kantavan ja -jäykistävän seinäelementin kiinnittämiseen yleisesti käytetty Pasi-Vaijerilenkki (Parma Oy) ei tähän sovellu, sillä se on suunniteltu ainoastaan elementin yläreunan sitomiseen välipohjaan kosteuden- tai rakenteen lämpötilan muutoksesta sekä virumasta aiheuttamia liikkeitä vastaan. (34 s. 6)

Käytetty vaihtoehto on tehdä ontelolaatan kahteen reunimmaiseen onteloon varaukset ja sitoa pystyrakenne seinästä tulevalla tartunnalla ontelolaattaan tehtyyn aukkoon. Aukko valetaan jälkikäteen umpeen. Tartuntojen tiheydestä riippuen tulee harkita, olisiko järkevää avata reunimmaiset ontelot koko ontelolaatan matkalta vai olisiko järkevämpää tehdä ontelolaattakentän reunaan paikalla valettu reunapalkki. Kuvassa 22 on esitetty vaihtoehto reunaseinän- tai pilarin sidonnasta ontelolaattaholvissa.



Kuva 22. Nurkkapilarin- tai seinän sidonta ontelolaattavälipohjaan (35, s.5, kuva 7)

3.2.6 Kuormien siirtokyky

Ontelolaatat muodostavat välipohjarakenteen liittyen toisiinsa erillisinä levymäisinä rakenteina. Ontelolaatastoon kohdistuvat vaakakuormat siirretään jäykistäville pystyrakenteille levyvaikutuksen avulla. Jotta levyvaikutuksen toimivuus varmistetaan, tulee ontelolaattakentän ympärille asentaa sideraudoitus, jonka tehtävänä on estää ontelolaattojen välisten saumojen avautuminen. (19, s. 186)

Ontelolaatan sauman leikkauskapasiteetti on Eurokoodi 2:n mukaisesti saumabetonin lujuudesta riippumatta $\tau_{Rdi}=0,15$ MPa. Tämä tarkoittaa sitä, että esimerkiksi 370 mm korkean ontelolaatan sauman, jonka sauman korkeus on noin 340 mm, leikkauskestävyys on noin 50 kN/m. Suurin ontelolaatan sauman leikkausrasitus tulee sellaisissa rakennuksissa, joiden leikkausseinien etäisyys toisistaan on suuri ja joiden syvyys on pieni.

Erityistä huolellisuutta vaati niiden tasojen suunnittelu, joissa jäykistävien seinien määrä muuttuu ja kuormat jakaantuvat laatasta seinältä toiselle. Tällaisia paikkoja ovat esimerkiksi tyypillisesti rakennusten alimmat kerrokset, joissa halutaan avaruutta tiloihin. Tällöin voidaan joutua korvaamaan sen tason ontelolaatat joko kuorilaatoilla tai paikalla valetulla laadalla, jotta uudelleen jakaantuvat kuormat saadaan siirrettyä jäykistävälle pystyrakenteille.

3.2.7 Liitokset

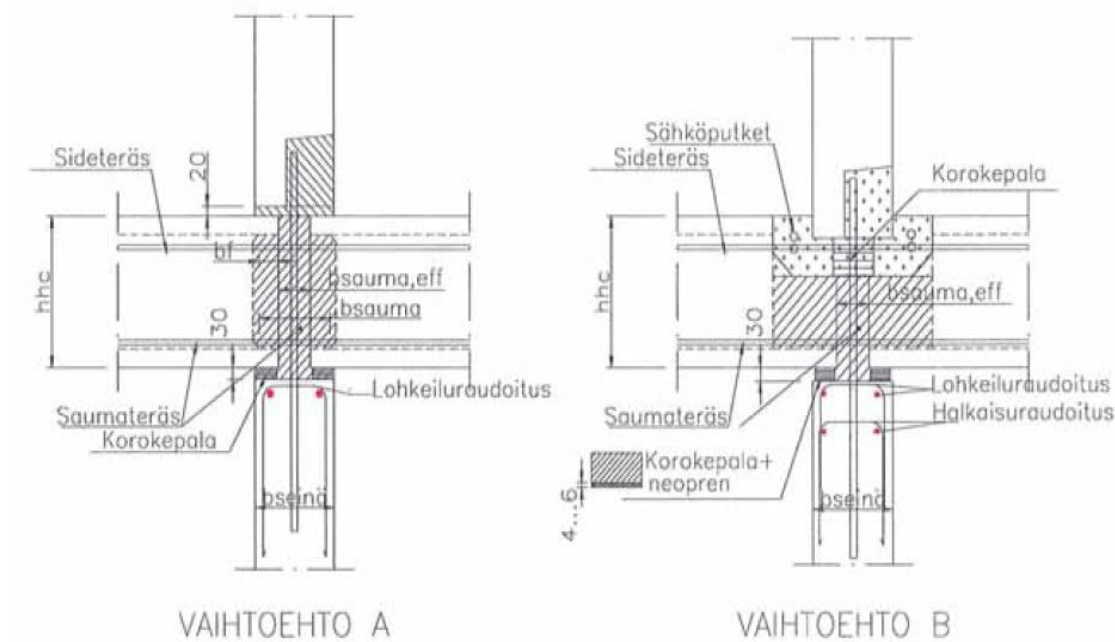
Korkeissa, yli kahdeksan kerroksisissa rakennuksissa, ontelolaattojen päiden kapasiteettien kestävyys aiheuttavat muutoksia ontelolaattojen ja seinien liitosdetaljeihin. Raskaasti kuormitettujen ontelolaattojen mitoitus on esitetty Betoniyhdistyksen betoni-normikortti 27EC:ssä. Kantavan seinän alla ontelolaatan pää toimii yhdessä saumavalun kanssa pystykuormia välittävänä rakenteena, joka siirtää kuormat ylemmältä seinältä alemmalle seinälle. Samanaikaisesti ontelolaatan päät ovat altistuneita negatiiviselle taiputusmomentille, koska sen kiertymä estyy. Näiden kahden rasituksen yhteisvaikutuksen vuoksi ontelolaatan päähän muodostuu pystysuuntaisia halkeamia. Koska ontelolaatoissa ei ole leikkausraudoitusta, niiden leikkauskapasiteetti pienenee tällöin merkittävästi. (36, s. 1)

Normikortin mukaan ontelolaattojen päät raskaasti kuormitettujen seinien kohdalla voidaan tehdä joko suoralla tai lovetulla päällä kuten kuvassa 23 on esitetty. Suora pää eroaa tavanomaiseen mataliin rakennuksiin siten, että ontelolaatan ja sen yläpuolisen seinän välinen vaakasauma pitää olla vähintään 20 mm korkea ja se tulee valaa painevaluna. Raskaasti kuormitetun kantavan seinän ja ontelolaatan liitoksen normaalivoimatestävyys lasketaan kaavan 8 mukaan.

$$N_{Rd} = k * \frac{\alpha_{cc} * f_{ck}}{\gamma_{c,liitos}} * b_j * L_j \quad (8)$$

jossa

- $f_{ck} = \min. (f_{ck,sauma}, f_{ck,seinä})$
- $\alpha_{cc} = 0,85$
- $\gamma_{c,liitos} = 1,6$ seuraamusluokka CC3 ja 1,8 muulloin
- L_j = Sauman pituus seinän suunnassa
- b_j = Sauman tehollinen leveys riippuen ontelolaatan pään muodosta



Kuva 23. Eri vaihtoehdot raskaasti kuormitettujen kantavien seinien ja ontelolaattojen liitoksesta (37, s. 2)

Normikortti edellyttää, että liitoksen alapuolinen seinä varustetaan riittävällä halkaisu- ja lohkeamista estävällä raudoituksella. Halkaisuraudoitusta varten otettavaa voimaa F_d varten tarvittavat teräsmäärät lasketaan kaavasta 9 ja lohkeilua varten tarvittavan raudoituksen kestävyys N_{Rd} kaavasta 10. Minimissään elementin yläreunassa on oltava kummassakin reunassa elementin suuntaiset 16 mm:n harjateräkset sekä U:n muotoiset 8 mm:n harjateräslenkit. Varsinkin vaihtoehto B:ssä, jossa ontelolaatan tukipalojen alle asennetaan neopreenipalat, tulee elementin yläreunaan suuria rasituksia, jolloin halkaisu ja lohkeilua varten olevat rauditusmäärät kasvavat.

$$F_d = 0,25 * N_{Ed} * \left(1 - \frac{b_0}{b_{seinä}}\right) \quad (9)$$

jossa

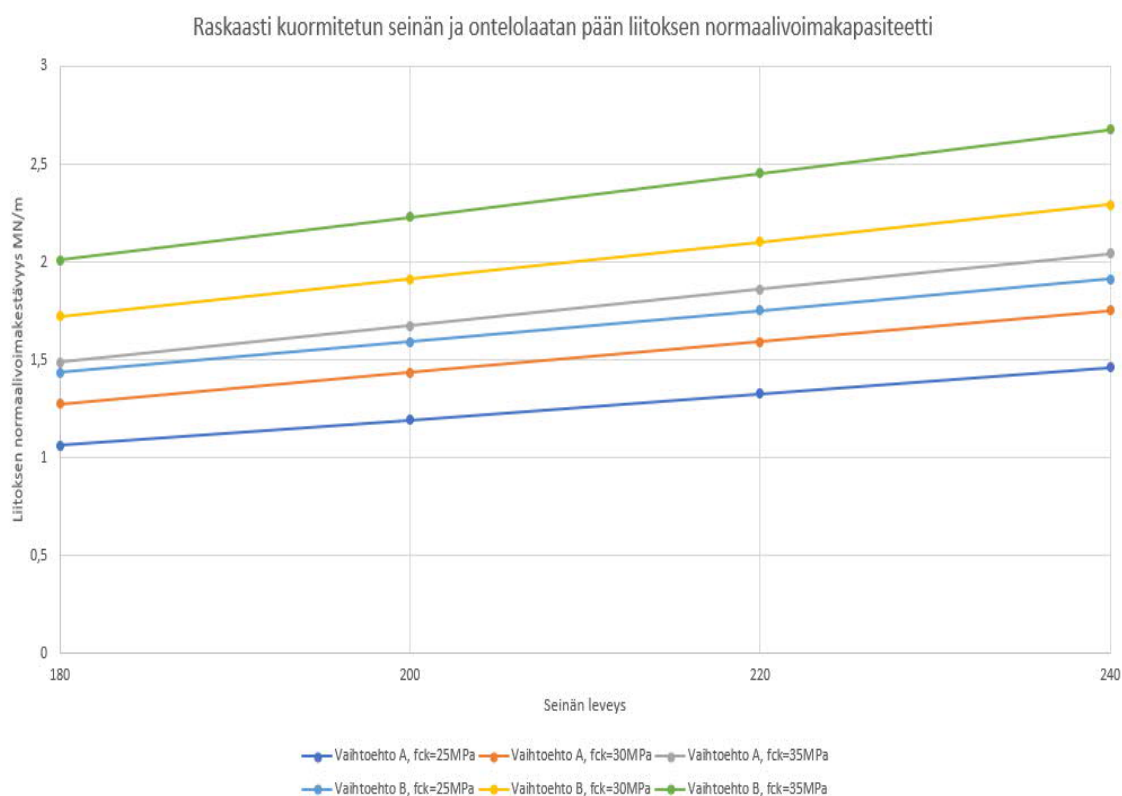
- N_{Ed} = Liitosta kuormittavan normaalivoiman mitoitusarvo
- b_0 = vaihtoehdossa A sauman leveys, ja vaihtoehdossa B ontelolaatan päiden väliin jäävän saumavalun leveys.

$$N_{Rd} = \max(k_s * N_{Ed} ; 100kN) \quad (10)$$

jossa

- $k_s = 0,07$ vaihtoehdossa A ja $0,14$ vaihtoehdossa B'

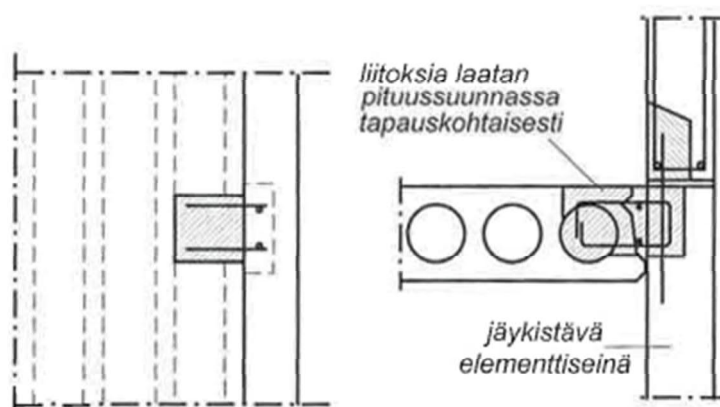
Kuvassa 24 on esitetty eri betonin lujuusluokilla ja seinän paksuuksilla laskettuja liitosten normaalivoimakestävyyksiä vaihtoehdoilla A ja B. Esimerkkilaskut aiheesta löytyvät liitteestä 2.



Kuva 24. Raskaasti kuormitetun seinän ja ontelolaatan liitoksen normaalivoimakapasiteetteja. Ontelolaatan korkeus 370mm.

Vaihtoehtoisesti ontelolaatta voidaan tukea raskaasti kuormitettuun seinään betonikon-soliliitoksella. Tällöin seinään kohdistuvat normaalivoimat siirtyvät suoraan seinältä sei-nälle rasittamatta ontelolaatan päätä. Suomessa asuinrakennuksissa tätä liitostyyppiä ei yleisesti esteettisistä syistä käytetä. Lisäksi konsolin lisääminen seinään aiheuttaa lisää muottityötä joko elementtitehtaalla tai työmaalla.

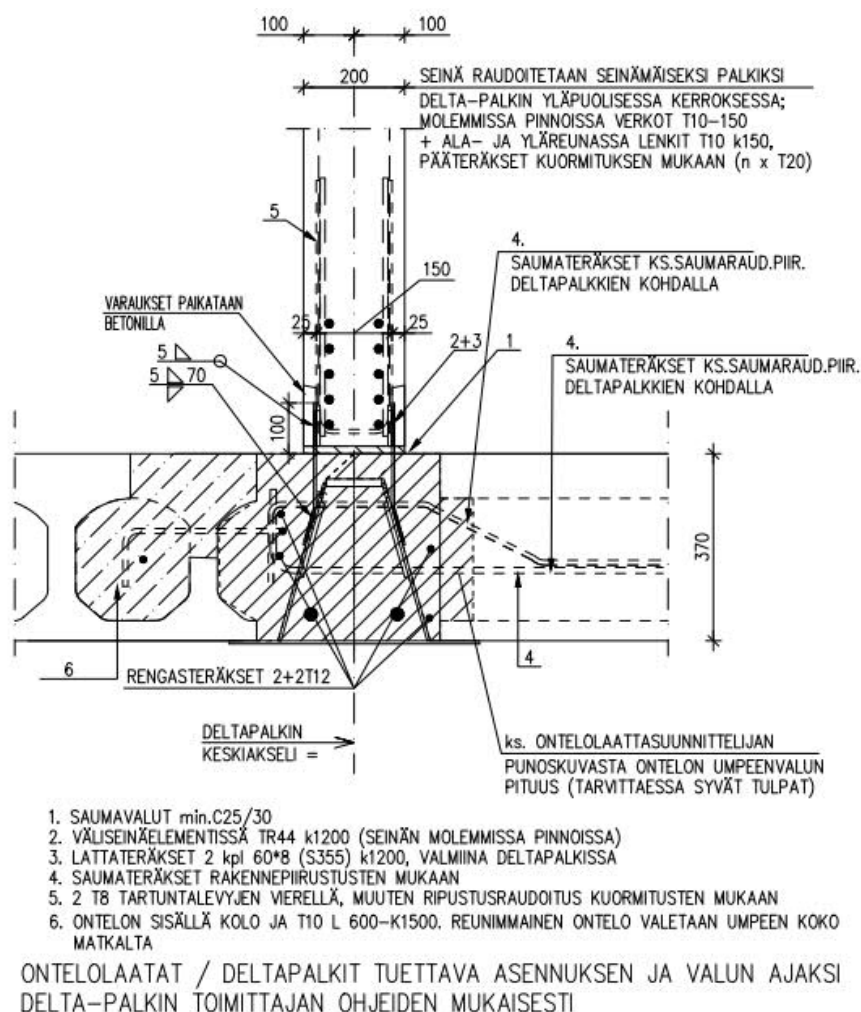
Ontelolaatan liitoksessa ei-kantavaan jäykistävään seinään tulee huolehtia, että tasoon kohdistuvat leikkausvoimat siirtyvät jäykistävälle pystyrakenteelle. Tyypillisesti tämä to-teutetaan kuvan 25 mukaisesti tekemällä ontelolaatan reunaan tasaisella jaolla ns. S-pistekoloja, joihin asennettujen teräslenkkiä tai -hakoja välityksellä leikkausvoima siir-retään jäykistävälle seinälle. Kolot ontelolaatassa ovat tyypillisesti 150 mm kertaa 150 mm ja kolojen sijainnit ja määrät tulee olla tiedossa ontelolaattasuunnittelijalla. Koloa käytetään yleensä hyväksi myös rakenteen vaurionsietokyvyn varmistamiseen. S-piste-kolojen huono puoli on, että s-pistekolon kautta ontelolaattaan pääsee vettä, jota ei saada poistettua ontelosta. Jos vesi pääsee jäätymään ontelossa, se voi aiheuttaa on-teloon halkeamia aiheuttaen esteettistä haittaa ontelolaatan alapinnassa. (32, s. 24-25)



Kuva 25. Ontelolaatan ja ei-kantavan jäykistävän seinän liitos (19, s. 546, kuva 11/8.2)

Korkeissa rakennuksissa on usein alimmissa kerroksissa tiloja, jotka aiheuttavat sen, ettei kantavia seinälinjoja aina saada vietyä suorina linjoina ylhäältä alas perustuksille. Esimerkki tällaisesta on korkea asuinrakennus, jonka alimmissa kerroksissa on liiketiloja, jotka vaativat pohjaratkaisuilta erillä lailla avaruutta kuin asuinhuoneistot. Tällöin liiketilan yläpuolisen tilan seinä toimii seinämäisenä palkkina, joka siirtää pystykuormat liiketilassa

oleville pilareille. Tällaisessa tapauksessa liiketilan katossa seinämäisen palkin alla käytetään usein teräsliittopalkkia, joka toimii liiketilan katon ontelo- tai kuorilaattojen tukena.



Kuva 26. Ontelolaatan ja seinämäisen palkin liitos. Kuva: Sitowise Oy.

3.2.8 TATE-installaatiot

Aiemmissa kappaleissa on jo sivuttu osittain ontelolaatta välipohjan aiheuttamista vaikutuksista taloteknisiin installaatioihin. Kylpyhuoneiden kohdalla käytetään kylpyhuone-syvennyksellä varustettuja ontelolaattaelementtejä, joissa syvennysten kohdalle tehdään jälkikäteen paikalla valettu osuus, jossa viedään kylpyhuoneiden viemärit yms. hor-

meihin. Kun kantavan seinän ja ontelolaatan liitoksessa vaikuttavat suuret puristusvoimat, ei saumassa saa viedä sähköputkia ilman loveuksien tekemistä laattaan. Myös äänitekniset rajoitteet rajoittavat saumassa vietävien sähköputkien määrää.

Kun viemäriputkia on tarpeen viedä laataston poikkisuunnassa pitkiä matkoja pystynousuille, voidaan ontelolaatan pää varustaa enintään 400 mm:n levyisellä viemärintiuralla. Lisäsyvennys 320 mm ja 370 mm korkeiden ontelolaattojen kylpyhuonesyvennyksen kohdalla on 30 mm, ja 265 mm korkeissa laatoissa 20 mm. Laatan leveyssuuntaisia lisäsyvennyksiä on sallittu tehtävän ainoastaan laatan päihin, koska ne tuhoavat täysin ontelolaatan yläpinnan puristuspinnan, estäen laattaa toimimasta oikein. Laatan suuntaisia syvennyksiä voidaan tehdä rei'itys ohjeiden sallimissa rajoissa. (32, s. 23)

Raskaasti kuormitettujen ontelolaattojen tapauksessa tai kun päätysaumaan ei saada sijoitettua muista syistä sähköputkia, ontelolaattojen päihin tehdään kuvan 27 mukaiset SUR-varaukset. Sähköputkivaraukset ovat 150 mm pitkiä ja 50 mm syviä. (32, s. 23)



Kuva 27. Ontelolaatan SUR-varaus

3.2.9 Toteutus

Elementtirakenteisen ontelolaattavälipohjan etuna on, ettei asennettavan holvin alapuoliseen kerrokseen tarvita muottijärjestelmiä, vaan elementit kantavat itse itsensä heti paikalle asennettuina. Kuorilaattoja käytettäessä joudutaan elementtiä tietyillä jänneväleillä tukea, mutta tuentatarve on pieni. Asennettu elementti toimii myös saman tien työskentelytasona ja elementtien asentaminen vaatii vähemmän työmenekkiä kuin paikalla valettu holvi. (38)

Ontelolaattoja käytettäessä työmaa-aikaiseen kosteuden hallintaan on kiinnitettävä erityistä huomiota. Ontelolaattaelementti on työmaalle toimitettaessa jo ehtinyt kuivua tiettyyn pisteeseen, joten sen uudelleen kastuminen hidastaa sen kuivumista ja aika ontelolaatan päälle tehtävien pintamateriaalien asentamiseen vaadittuun betonin suhteellisen kosteuden arvoon kasvaa. Ontelolaattaan tulee tehdä jo elementtitehtaalla onteloiden kohdalle vesireikiä, jotka nopeuttavat ontelolaattojen kuivumista eikä onteloihin kerry vettä. Kylmällä kelillä vesi voi jäätyessään aiheuttaa halkeamia ontelolaattaan. Elementtivälipohja saadaan tiiviiksi vasta siinä vaiheessa, kun kaikki saumavalut on huolellisesti toteutettu, jolloin alempiin kerroksiin ei pääse sade- tai sulamisvesiä. (39)

Mitä tehokkaammin on pystytty käyttämään vakiolevyisiä 1200 mm leveitä ontelolaattoja, sitä vähemmän joudutaan ontelolaattaholveissa tekemään paikallavalukaistoja. Kuitenkaan ontelolaatan ei-kantavalla sivulla niiltä ei voi välttyä. Lisäksi monimutkaiset muodot saattavat lisätä tarpeita paikallavalukaistoille.

3.3 Muut vaihtoehtoiset välipohjarakenteet

Kahden Suomessa vallalla olevan betonirakenteisten välipohjien toteutustapojen lisäksi on myös olemassa muita vaihtoehtoisia tapoja toteuttaa rakennuksen välipohjat betonirakenteisina. Kussakin toteutustavassa on omat vahvuutensa ja heikkoutensa. Tässä kappaleessa käydään läpi joitain vaihtoehtoisia järjestelmiä.

3.3.1 Paikalla valettu jälkijännitetty laatta

Paikalla valettu jälkijännitetty laatta vastaa paloteknisessä mielessä esijännitettyä betonilaattaa ja sitä koskevat samat raja-arvot. Ääniteknisessä mielessä laatta vastaa tavanomaista paikalla valettua laattaa.

Jälkijännitetyillä laatoilla saavutetaan 30-40% pitemmät jännevälit verrattuna saman paksuisiin tavanomaisella harjateräksellä toteutettuihin laattoihin. (1, s. 110). Jännevälän suhde laatan korkeuteen vaihtelee tavanomaisesti välillä L/40 ja L/50, missä L tarkoittaa jänneväliä pystytuelta pystytuelle (1, s. 115). Taulukossa 14 on esitetty tavanomaisille laattapaksuuksille suositusjänevälejä.

Taulukko 14. Jälkijännitettyjen laattojen suositusjänevälit.

Laatan korkeus [mm]	L/40 [mm]	L/50 [mm]
200	8000	10000
220	8800	11000
240	9600	12000
260	10400	13000
280	11200	14000
300	12000	15000

Jälkijännitetyssä laatussa päästäisiin siis selkeästi pitempiin jänneväleihin, kuin tavanomaisilla harjateräksillä toteutetuilla laatoilla. Kuitenkin usein laatan paksuuden määrää äänitekniset asiat, jolloin siitä tulee laatan korkeuden mitoittava tekijä. Lisäksi Suomessa tyypillisesti laatussa vietävä viemäröinti vaatii usein paksumman laatan, kuin mitä jälkijännitetty laatta vaatisi. Jälkijännitetty laatta olisikin hyvä rakenne tapauksiin, jossa äänitekniset asiat eivät mitoita laatan paksuutta ja viemärivedot vedettäisiin suoraan laatasta läpi alempaan kerrokseen.

Reikien ja hormien sijoittelu jälkijännitettyyn laattaan aiheuttaa tiettyjä rajoituksia. Pilarilaatoissa suurten reikien (>150 mm) sijoittelua lähellä pilareita tulee välttää. Etäisyys pilarista tulisi olla suurempi kuin kuusi kertaa pilarin leveys. Paras sijainti suurille rei'ille on kenttien keskellä. (40, s. 4)

Mikäli laatta kantaa yhteen suuntaan ja se on tuettu palkeilla, tulee reiät sijoittaa palkkien välille. Optimaaliseen tulokseen päästään, kun suorakaiteen muotoiset reiät sijoitettaisiin pitkittäin laatan kantosuunnan mukaan. (40, s. 4)

Suunnittelun kannalta suuren haasteen aiheuttaa se, että jännitettyyn laattaan on haastava tehdä reikiä jälkikäteen. Tämä haaste aiheutuu varsinkin silloin, jos rakennuksen käyttötarkoitusta muutetaan sen elinkaaren aikana esimerkiksi toimistorakennuksesta asuinrakennukseksi. Jälkikäteen suoritettavassa rei'ityksessä, reiät tulisi aina ensisijaisesti sijoittaa punosten välille ja välttää punosten vaurioittamista. Jos punoksia joudutaan katkomaan, tulee rakenteen kestävyys tarkastaa muuttuneilla punosmäärillä. (1, s. 121-122).

Yksi suurimmista haasteista jälkijännitetyssä laattarakenteessa on laatan lyhenemän rajoittamisen aiheuttamat halkeamat. Kutistuma on merkittävin ilmiö laatan lyhenemiseen liittyen; jännitetyissä rakenteissa vain noin 15% lyhenemisestä aiheutuu elastisista muodonmuutoksista tai virumasta. Tavanomaisilla harjateräksillä raudoitetuissa välipohjissa laatan pyrkiessä lyhenemään harjateräkset pyrkivät vastustamaan muodonmuutosta. Teräsiin syntyy puristusjännitystä ja betoniin vetojännitystä ja kun betonin vetojännitys ylittyy, syntyy laattaan tasaisesti pieniä halkeamia pitkin poikkileikkausta. Tämä mahdollistaa laatan reunojen pysymisen samassa asennossa kuin missä ne olivat, kun laatta valettiin. Edellä mainituista asioista johtuen, jäykkien pystyrakenteiden, kuten seinien ja pilareiden, aiheuttamat rajoitukset laatan kutistumalle eivät ole merkittäviä. (1, s. 120).

Jännitettyllä laattalla tilanne on erilainen sillä halkeamat, jotka muuten aiheutuisivat betonin kutistumasta, on suljettu jälkijännitysvoimalla. Tällöin laatta pyrkii lyhenemään laatan ulkoreunoista, aiheuttaen pystyrakenteille laatan muodonmuutoksesta johtuvia pakko-voimia, joista suurimmat sijaitsevat laatan reunoilla, joissa liike on suurinta. Pakkovoimat aiheuttavat merkittäviä halkeiluja, niin laatussa kuin pystyrakenteissa. Tehokkain keino ilmiön estämiseen on irrottaa laattaa pystyrakenteista ja jollei pysyvää irrottamista pystytä toteuttamaan, tulee laatta irrottaa väliaikaisesti riittävän pitkäksi ajaksi. (1, s. 120).

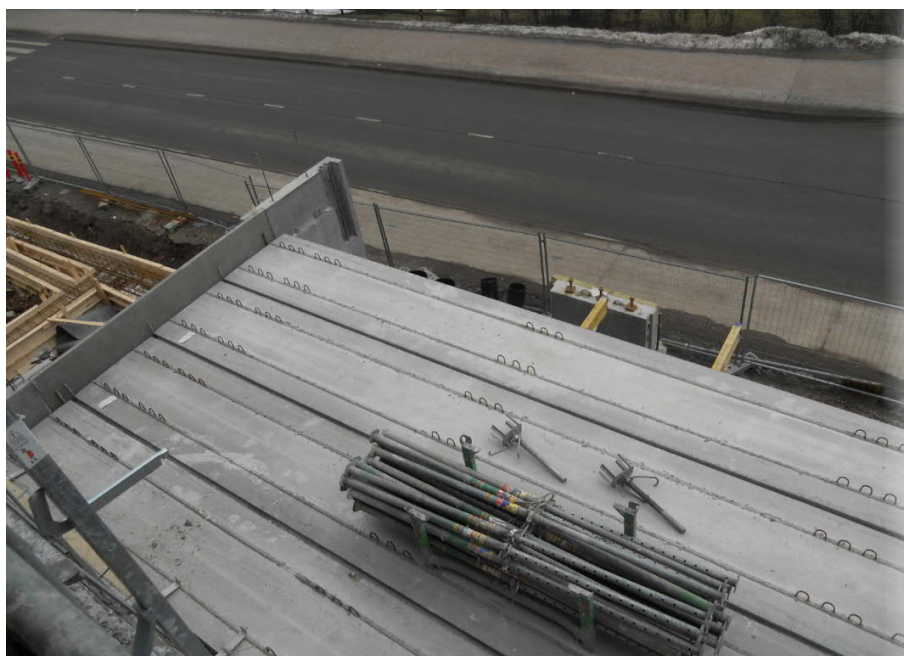
Kantavan laatan irrottaminen pysyvästi jäykistävistä rakenteista ei yleensä ole mahdollista korkeissa rakennuksissa, sillä kantava laatta toimii osana jäykistysjärjestelmää siirtäen rakennukseen kohdistuvat vaakakuormat jäykistäville pystyrakenteille. Näin ollen

laatan ja pystyrakenteiden välillä voidaan yleensä käyttää vain väliaikaista irrotusta. Väliaikainen irrotuksen tullessa kyseeseen, tulee suunnittelijan huolehtia erityisesti rakentamisaikaisen stabiliteetin toimivuudesta.

Korkeissa rakennuksissa tulee välttää jännitettyjen palkkikaistojen viemistä suoraan pilareiden päälle. Pilarit ovat yleensä raskaasti raudoitettuja, jolloin jännepunosankkureiden ja niiden vaatimien lisäterästen mahduttaminen pilareiden raudoitusten sekaan on joissain tapauksissa mahdotonta toteuttaa. Suositeltavaa on, että jännepunoskaistat vietään pilareiden ohi ja kuormat siirretään erillisten kuorman siirtopalkkien avulla pilareiden päälle. (1, s. 144).

3.3.2 Kuorilaatta

Vaihtoehtoinen betonielementtirakenteisena toteutettu välipohja olisi ontelolaattojen sijasta käyttää välipohjarakenteena esijännitettyjä ja – valmistettuja kuorilaattoja. Kuorilaatalla toteutettu välipohja on esitetty kuvassa 28. Kuorilaattarakenteena ohuen 100 mm-150 mm paksun esijännitetyn laatan päälle valetaan työmaalla pintavalu, jotka mitoitetaan toimimaan yhdessä liittorakenteena.

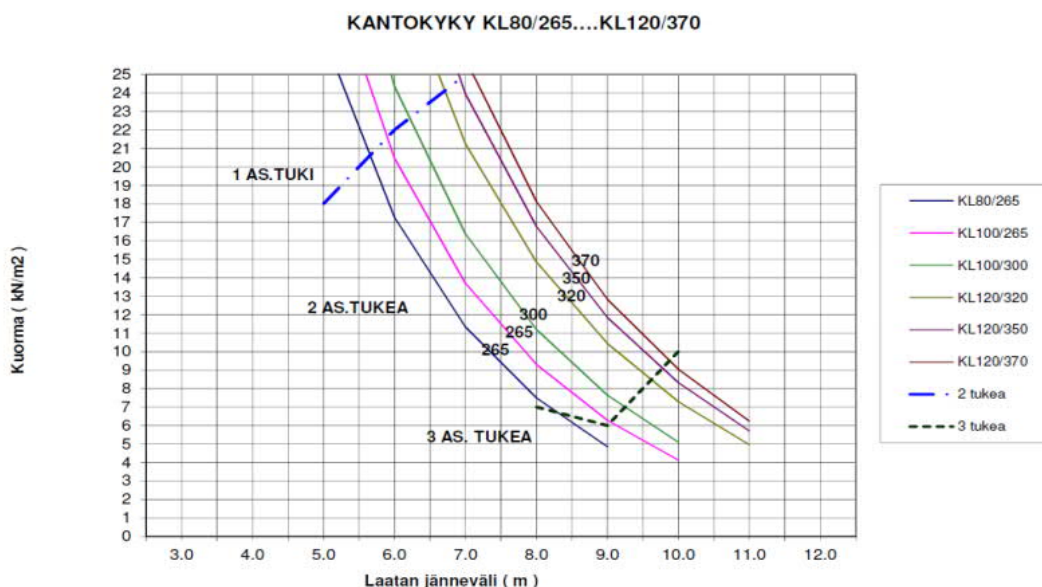


Kuva 28. Kuorilaatta -välipohja. Kuva/Kuvaaja: Harri Muikkula.

Kuorilaatoilla toteutetussa välipohjassa yhdistyy hyviä puolia sekä elementtirakenteena, että paikalla valettuna rakenteena toteutetuista välipohjista. Kuorilaatta toimii valmiina muottina, eikä erillisiä muottirakenteita tarvita. Kuitenkin pitkillä jänneväleillä, voi kuorilaattaa joutua tukemaan alhaalta päin, mitä ontelolaattavälipohjissa ei tarvitse tehdä. Kuorilaatan päällä oleva pintavalu toimii riittävän paksuna kerroksena paikallavaletun välipohjan tavoin mahdollistaen rakenteen yläpintaan sijoitettavien, myös kantosuuntaa vasten kohtisuoraan tulevien harjaterästen asentamisen. Tämä helpottaa onnettomuusrajatilassa jatkuvan sortuman hallintaa, kun rakenteista saadaan jatkuvia ja kuormia voidaan siirtää myös jänneväliä vasten kohtisuoraan.

Kuorilaatta -välipohja on kuitenkin työläs vaihtoehto verrattuna ontelolaattaan. Kuorilaatta välipohjassa asennetaan ensin elementit, jonka jälkeen työmaalla tehtävä kuorilaatan päälle valettavan pintalaatan raudoitustyöt ovat lähes yhtä työläitä kuin tavanomaisen paikalla valetun laatan tapauksessa.

Kuorilaattojen palomitoitus rakenteen alapinnasta toimii vastaavasti kuin muutkin jännitetyt rakenteet, mutta yläpinnasta sitä koskee samat säännöt kuin paikalla valetussa laatasta. Kuorilaatta ääniteknisessä mielessä vastaa paikalla valettua betonilaattaa. Kuorilaatoilla saavutettavat jännevälit vaihtelevat riippuen kuinka korkeaa kuorilaattaa käytetään, minkä korkuinen on kuorilaatan päällä oleva pintavalu ja kuinka montaa asennustukea halutaan käytettävän. Kuvassa 29 on esitetty erään kuorilaattojen valmistajan esittämät ohjeelliset kuorilaattojen jännevälit.

KUORILAATASTON ESIVALINTAKÄYRIÄ ASUNTORAKENTAMISESSA:(kuormitus kapasiteetissa pysyvän kuorman osuus on 15%, $q=85\%$, Betoni C40/50, pintavalu C25/30, R60)

Kuva 29. Kuorilaattojen ohjeelliset jännevälit (41, s. 7)

4 Esimerkkikohde

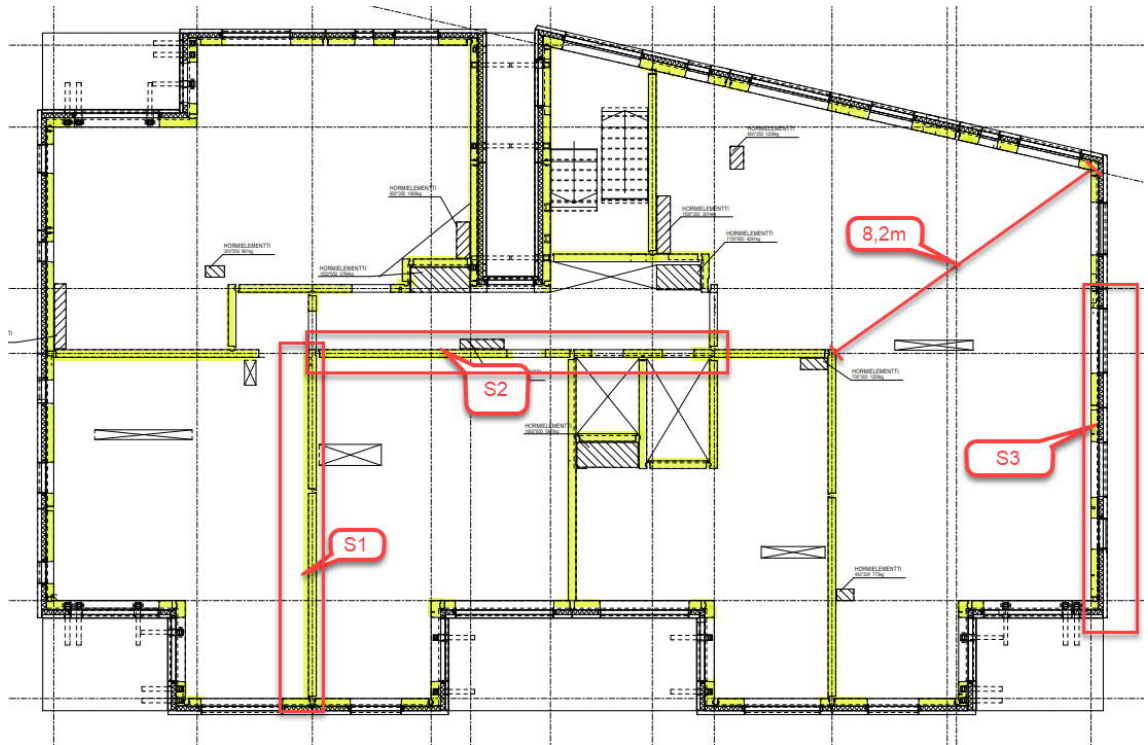
4.1 Kohteen yleisesittely

Esimerkkikohde on tavanomainen 16-kerroksinen asuinkerrostalo. Laskelmien yksinkertaistuksen vuoksi rakennuksen kaikki kerrokset ja kerroskorkeudet on muokattu samantyyppisiksi. Kohde sijaitsee maastoluokka 0 -alueella. Kohteessa on yksi kellarikerros ja kohteen kokonaiskorkeus maanpinnasta räystäälle on korkeimmillaan 54,6 m. Puuskanopeuspaineen perusarvo on $q_p(z)=1,472 \text{ kN/m}^2$. Käytettävät voimakertoimet ovat x-suunnassa $c_{fx}=1,3$ ja $c_{fy}=1,5$. Rakenteiden epäkeskisyyksistä johtuvat lisävaakavoimat huomioidaan laskelmissa RIL-201-1-2017:n mukaisesti.

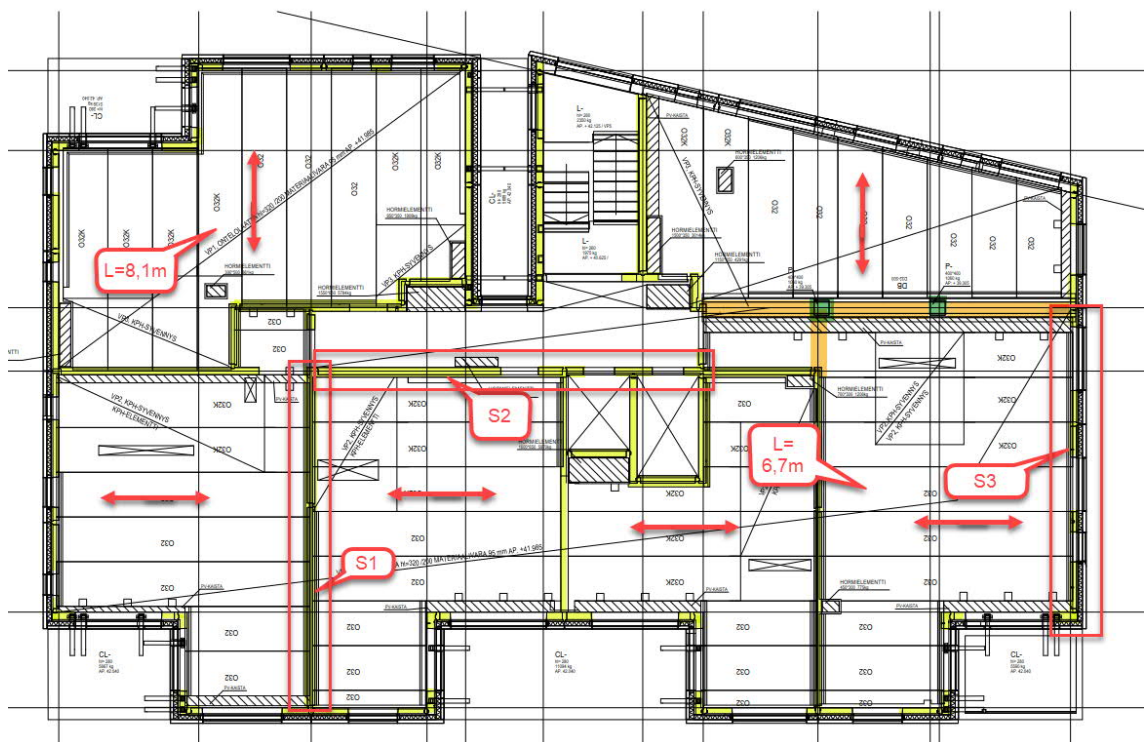
Kohde kuuluu seuraamusluokkaan CC3b. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistamiseksi kohde varustetaan eurokoodin ja sen kansallisen liitteen vaatimilla sidejärjestelmillä. Sidejärjestelmän lisäksi kohteessa tulee tehdä nurkkapilarin poisto -tarkastelu, jossa kriittisessä paikassa reunassa tai nurkassa oleva pilari poistetaan ja tutkitaan kykenevätkö kuormat siirtymään viereisille rakenteille. Nurkkapilari -tarkastelua ei kuitenkaan tässä työssä tutkita.

Rakennuksen paloluokka on P1, ja koska rakennuksen sisäänkäyntitason ja ylimmän kerrostason etäisyys on alle 56 m, noudatetaan paloteknisessä mielessä rakennuksia, joiden korkeus on yli 28 m, mutta alle 56 m. Automaattisella sammutusjärjestelmällä varustettuna rakennuksen kantavien rakenteiden paloluokka on tällöin R 90. Kohteen lämmitysjärjestelmäksi on valittu akustiset vaatimukset täyttävä lattialämmitysjärjestelmä, jonka paino on 1,0 kN/m². Kohteessa käytetään esivalmistettuja pohjalaatallisia kylpyhuone-elementtejä.

Kohteen jäykistävinä pystyrakenteina toimivat kantavat väli- ja ulkoseinät. Jäykistävinä vaakarakenteina toimivat betonirakenteiset ylä-, väli- ja alapohjat. Kuvissa 30 ja 31 olevissa pohjakuvissa on esitetty peruskerroksen kantavat- ja jäykistävät rakenteet sekä laattojen jännevälit eri välipohjavaihtoehdoilla. Peruskerroksessa suurin kenttä on noin 6,3 m kertaa 8,2 m. Pisin jänneväli yhteen suuntaan kantavalle laatalle olisi 8,1 m. Pohjakuvissa keltaisella on korostettu kantavat- ja jäykistävät seinät, vihreällä pilarit ja oranssilla palkit. Elementtirakenteinen välipohjarakenne vaatii esimerkkikohteen jänneväleillä kaksi palkkia ja kaksi pilaria, joita ei paikalla valetussa kohteessa tarvittaisi. Pohjakuviin on myös esitetty myöhemmässä kappaleessa erityistarkasteluun otettujen seinien sijainnit.



Kuva 30. Esimerkkikohteen tasopiirustus paikalla valetulla välipohjalla.



Kuva 31. Esimerkkikohteen tasopiirustus ontelolaattavälipohjalla.

4.2 Käytettävät laskentamenetelmät

Esimerkkikohteen stabiileettilaskenta suoritettiin ETABS 18-ohjelmalla. Ohjelmalla suoritettiin myös pystyrakenteiden rasitusten laskenta. ETABS 18 on yhdysvaltalaisen CSI:n (Computer and Structures, Inc.) 3D-FEM laskentaohjelma, joka mahdollistaa monikerroksisten rakennusten rakenteiden analyysin ja suunnittelun. (42)

Paikalla valetun holvin rasitukset ja tarvittavat raudoitukset laskettiin ruotsalaisen Strusoft AB:n FEM-Design ohjelman FEM-Design 18-Plate moduulilla. FEM-Design ohjelma perustuu ETABS:in tavoin elementtimenetelmään. Plate-moduuli on tarkoitettu kohtisuoraan tason pintaan nähden kuormitettujen, laattojen tai muiden 2D-tasojen analysointiin. (43)

Lisäksi esimerkkikohteen laskentaan on käytetty Sitowise Oy:n Excel-laskentataulukoita.

4.3 Välipohjan korkeudet eri vaihtoehdoilla

Paikalla valettu laatta täyttäisi R 90-luokan vaatimukset 100 mm korkeana. Asuin- ja majoitustilojen äänitekniset arvot täyttyvän kelluvan lattialämmitysjärjestelmän kanssa, paikalla valetun laatan korkeus tulisi olla minimissään 240 mm. Laatan betonin lujuusluokaksi valitaan C30/37 ja suojabetonietäisyydeksi 25 mm. 25 mm:n suojabetonietäisyys valitaan, koska paloluokka R 90 raudoituksen keskiöetäisyyden tulee olla yhteen suuntaan kantavassa laatussa minimissään 30 mm. Tämä täyttyy, kun käytetään 10 mm:n pääteräksiä. Suurimman jännevälin kautta alustavaa laatan korkeutta arvioitaessa, laatan tehollinen korkeus ei täytä kappaleessa 3.1.1 esitettyä kaavaa 4, jos laatan korkeus olisi 240 mm, vaan laatan paksuus tulisi tämän mukaisesti olla minimissään 255 mm. Jotta mahdollistetaan viemäriverdot laatussa, valitaan kantavan laatan paksuudeksi tavanomaisesti asuinrakennuskohteessa käytetty 280 mm.

Ontelolaattavälipohja voi paloteknisessä mielessä olla jopa pienin 200 mm korkea ontelolaatta. Asuinrakennuksen akustiset vaatimukset kelluvan lattialämmitysjärjestelmän kanssa täyttyvät 320 mm korkealla ontelolaatalla. Parma Oy:n *Ontelolaattojen suunnit-*

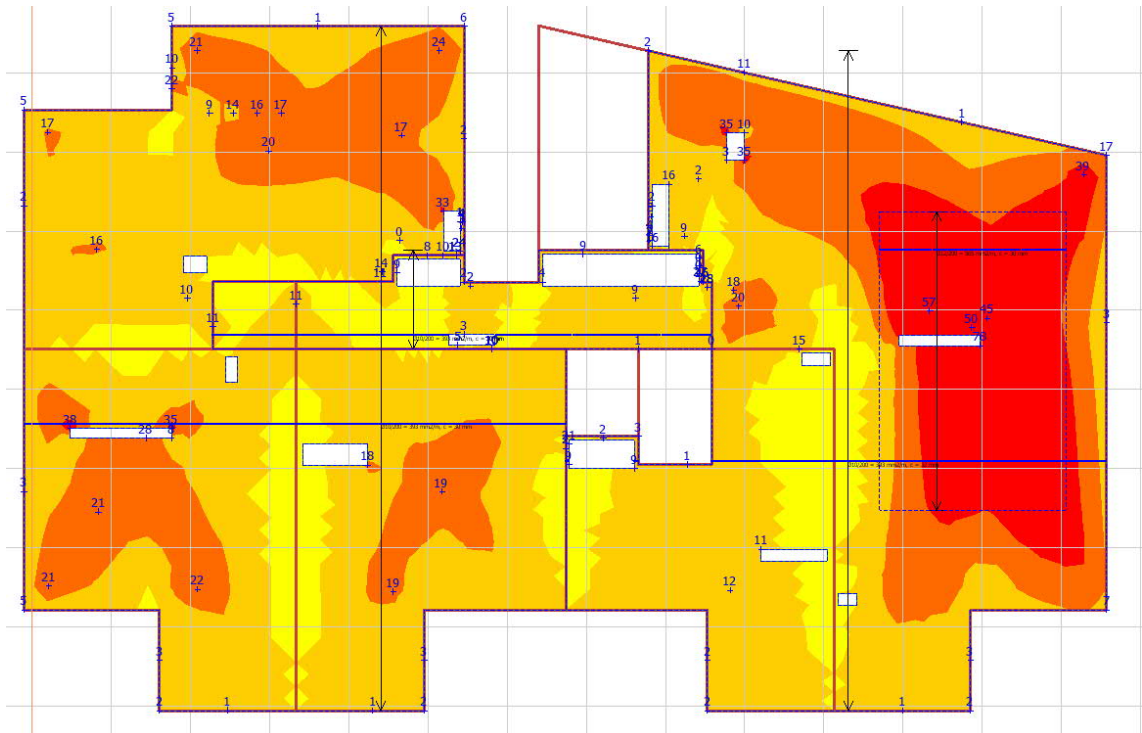
teluohjeen suositusjänneväli kylpyhuonelaatalle, jossa syvennys sijaitsee keskellä laat-
taa, on 8,5 m. Kun kohteen pisin jänneväli on 8,1 m, voidaan todeta, että 320 mm korkea
laatta riittää joka tilanteessa kohteessa. Koska suositus on annettu R 60-paloluokan laa-
toille, voidaan tarvittaessa pisimmät jännevälit suojata alapuolisella villoituksella, jos
R 90-paloluokassa laatan kapasiteetti ei riittäisi. Valitaan tässä tutkimuksessa ontelolaat-
tavälipohjan kantavaksi rakenteeksi 320 mm korkea ontelolaatta.

4.4 Teräskilot ja onnettomuustilanteen vaikutukset raudoitukseen

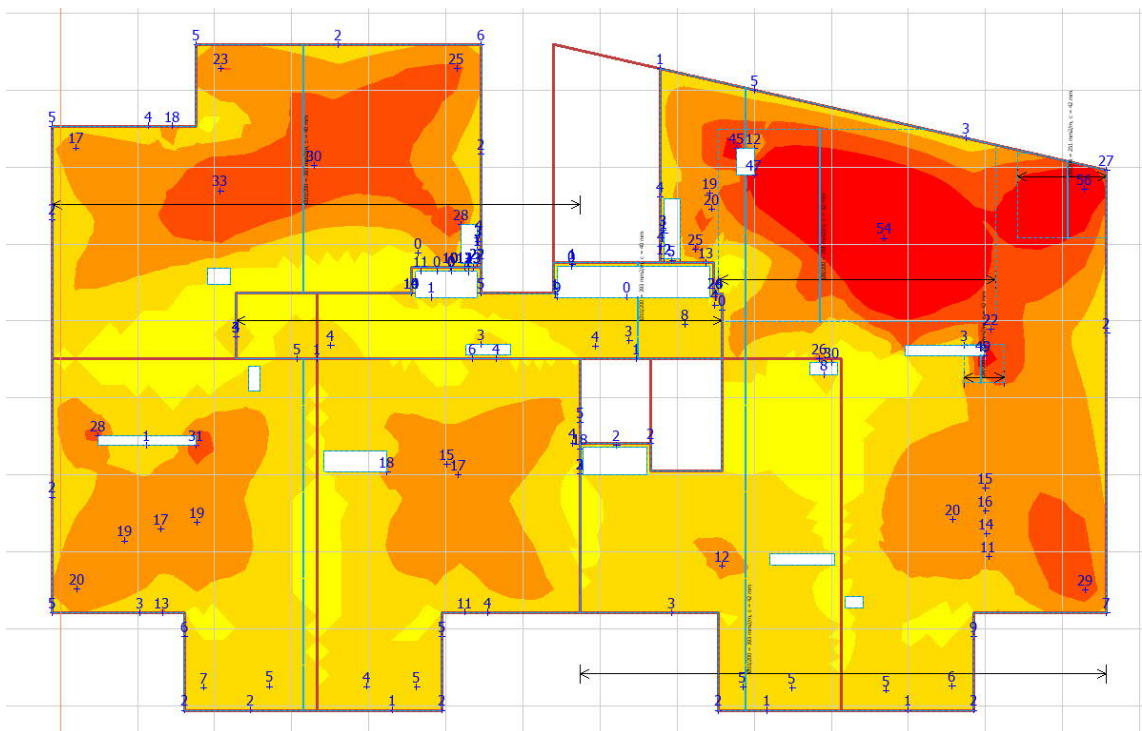
4.4.1 Paikalla valettu laatta

Välipohjan suunnittelussa haettiin perusraudoitus, jonka kapasiteetti riittäisi suurimpaan
osaan tasoa. Perusraudoituksena käytettiin C30/37 lujuusluokan 280 mm korkean teräs-
betonilaatan minimirauδοitusta, joka on $376 \text{ mm}^2/\text{m}$. Tämä täyttyy käyttämällä 10 mm:n
B500B harjaterästankoja 200 mm:n tankojaolla ($A_{s,\text{tot}} = 393 \text{ mm}^2/\text{m}$). Perusraudoituksen
momenttikapasiteetti $M_{Rd} = 40 \text{ kNm}$.

Alapinnassa momenttikapasiteetin ylitykset on näytetty kuvissa 32 ja 33 tummanpunai-
sella. Oikean puolimmaisoin kenttä vaatii perusraudoituksen lisäksi lisäraudoitusta mo-
lempiin suuntiin, suurimman taivutusrasituksen ollessa noin 60 kNm. Nämä alueet rau-
doitetaan esimerkiksi perusraudoituksen lisäksi lisäraudoituksella T12k300, jolloin
 $A_{s,\text{tot}} = 638 \text{ mm}^2$, ja momenttikapasiteetti $M_{Rd} = 64 \text{ kNm}$. Muihin alueisiin riittää alussa
valittu perusraudoitus.



Kuva 32. Taivutusmomentti alapinta X-suunta



Kuva 33. Taivutusmomentti alapinta Y-suunta

Yläpinnassa raudoitusta ei tarvittaisi taivutusmomenttikapasiteetin puolesta kentän keskialueilla, missä yläpinnassa ei esiinny taivutusrasitusta. Kuitenkin rakenteen vaurionsietokyvyn parantamiseksi, suunnittelijan olisi syytä harkita ainakin osan yläpinnan terästen menevän jatkuvana koko kentän läpi. Myös nurkkapilaritarkastelun jälkeen voi olla syytä käyttää yläpinnassa teräksiä alueilla, joissa tavanomaisessa murtorajatilan mitoituksessa niitä ei tarvitsisi. Lisäksi suunnittelijan tulee käydä läpi työmaan toiveet yläpinnan teräksiä suunnitellessa. Yhtenäinen tiheäsilmäinen raudoiteverkko rakenteen yläpinnassa on turvallisempi alusta suorittaa holvin valu, sillä valutyön betonin vibraaja voi kävellä sen päällä valun tiivistystä suorittaessa.

Yläpinnassa joudutaan useimmilla tuilla käyttämään perusraudoituksen lisäksi lisäteräksiä. Kuvissa 34 ja 35 on korostettu alueet, joissa lisäteräksiä tarvitaan. Useimmilla tuilla lisäteräksiksi riittävät 12 mm:n harjateräkset 300 mm:n jaolla, kuten alapinnassakin. Nurkat keräävät yleisesti aina kuormia, jolloin niissä tarvitaan yläpinnassa lisäteräksiä ja ne joudutaan tutkimaan vielä tarkemmin myös lävistys- ja leikkausvoimille.

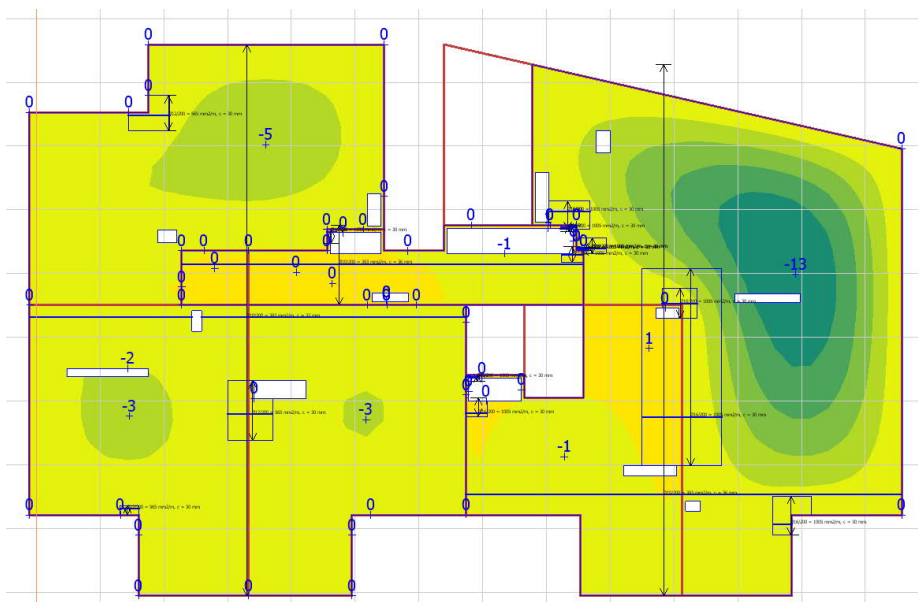


Kuva 34. Taivutusmomentti yläpinta X-suunta



Kuva 35. Taivutusmomentti yläpintaa Y-suunta

Maksimi taipuma laatalle on oikeassa kentässä noin 13 mm. Pisin jänneväli ko. kentässä on 8,1 m, jolloin taipuman arvo on $L/623$ mm. Taipuma jää siis pienemmäksi kuin suositusarvo $L/250$. Kuvassa 36 on esitetty laatan taipuma-arvot.



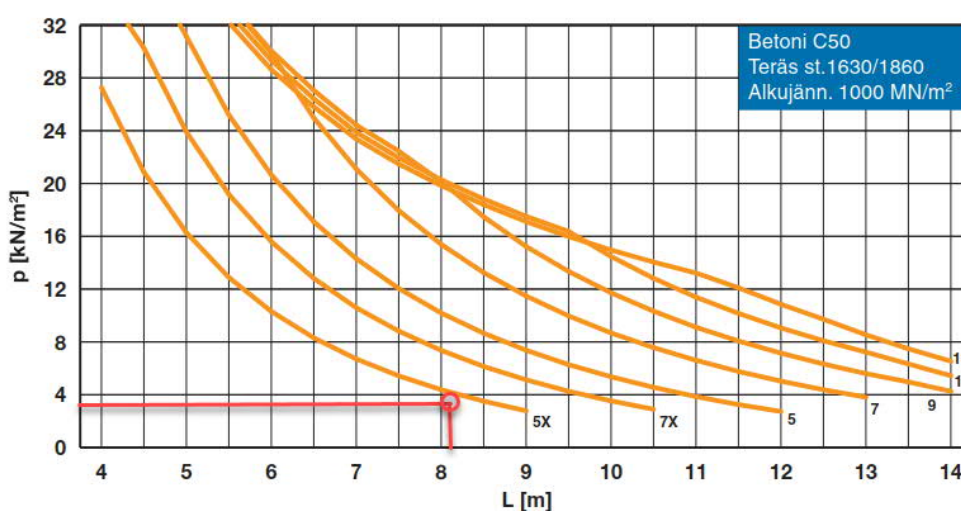
Kuva 36. Laatan maksimitaipumat

Rakenteen vaurionsietokyvyn varmistamiseksi laatta tulee varustaa sen ympäri jatkuvalla rengasterästyksellä. Sidevoimien vaatimina teräksinä käytetään laatan murtorajati-
lan rasituksia varten varustettuja teräksiä, eikä lisäteräksiä tätä varten tarvita. Nurkka-
seinä tai pilari tulee sitoa runkoon kappaleessa 2.2.3 esitetyn kaavan 3 mukaan.

4.4.2 Ontelolaatat

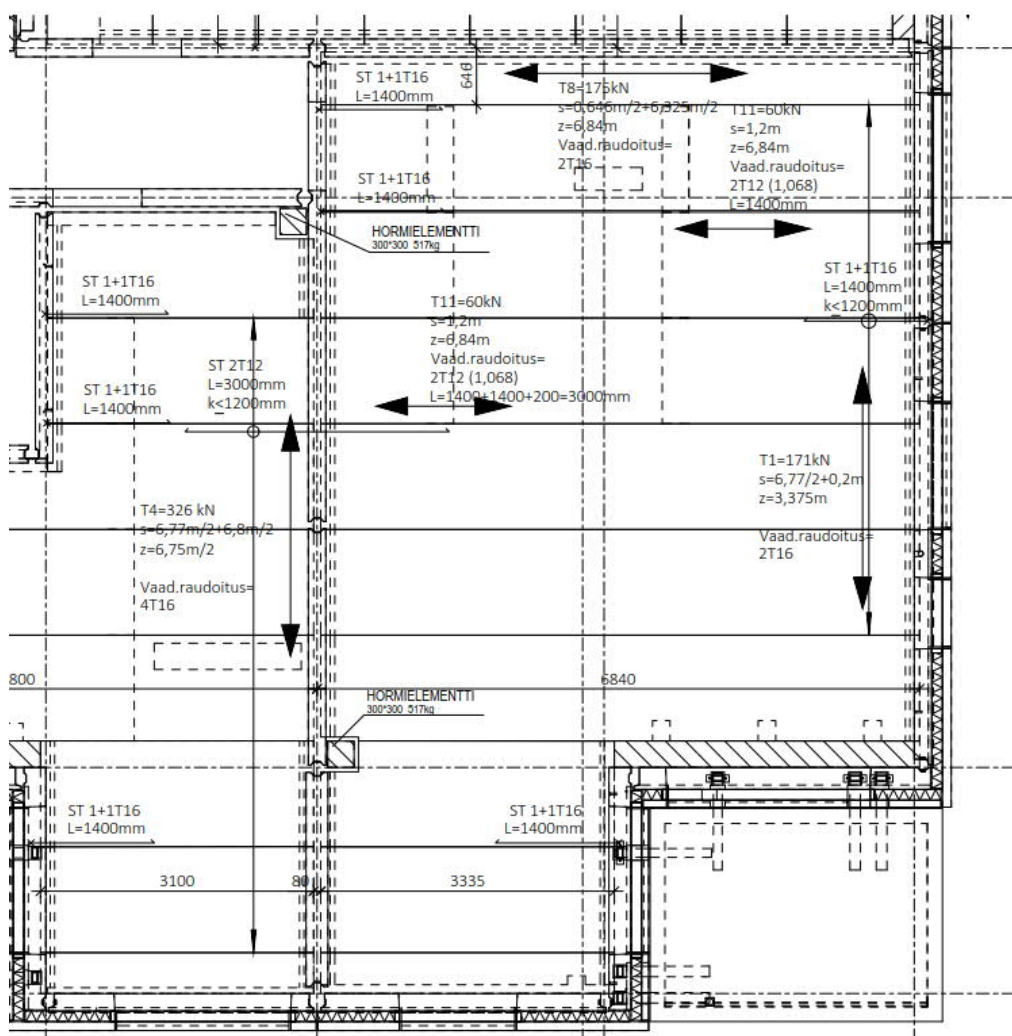
Tässä työssä ei mitoiteta ontelolaattaholvi -vaihtoehdon ontelolaattojen punosmääriä, joten tarkka suora vertailu teräskiloihin eri vaihtoehdoilla ei ole mahdollista. Punosmää-
rää arvioidaan tässä työssä vertaamalla sitä Parma Oy:n *Ontelolaattojen suunnitteluoh-
jeen* mitoituskäyriin, josta otetaan keskimääräinen punosmäärä per metri. Taso-
kuorma on hyötykuorma + lisäomapaino on $3,5 \text{ kN/m}^2$ ja pisin jänneväli on $8,1 \text{ m}$. Näillä
arvoilla kuorma suhteessa jänneväliin jää Parma Oy:n mitoituskäyrästön R 60-paloluo-
kan laatoille mukaisesti alle minimin eli viiden $9,5 \text{ mm}$ punoksen, kuten kuvassa 37 on
esitetty. Ottaen huomioon rei'itykset, kylpyhuonesyvennykset yms. voi keskimääräisenä
punosmäärän laskea esimerkiksi seitsemällä punoksella, jolloin yhteen ontelolaattaan
punoksia tulisi $65,1 \text{ mm}^2$. Ontelolaatan leveys on 1200 mm , jolloin neliö punoksia olisi
noin $55 \text{ mm}^2/\text{m}^2$. Ontelolaattojen yhteenlaskettu pinta-ala peruskerroksessa on noin
 340 m^2 .

KANTOKYKY P32 – asunnot, toimistot, lumikuorma



Kuva 37. 320 mm korkean ontelolaatan punosmäärät esimerkkikohteen kuormilla ja jänneväleillä (31, s.57)

CC3b-luokan rakennuksissa, joissa on paljon lähekkäin olevia jäykistäviä pystyrakenteita, ontelolaattojen rengas- ja saumateräkset mitoittaa yleensä aina onnettomuustilanne. Esimerkiksi tämän esimerkkikohteen tapauksessa suurin voima rengasteräksille murtorajatilán kuormilla vaatisi yhden 10 mm:n harjateräksen rengasteräkseksi. Rakenteen vaurionsietokyvyn varmistamiseksi taso siis varustetaan vaakasitein, jotka sijoitetaan ontelolaattojen saumoihin. Kuvassa 38 on esitetty suurimmat holville tulevat onnettomuustilanteen sidevoimat sekä niiden vaatima raudoitus. Kuvassa 39 on ote Sitowise Oy:n Excel laskentaohjelmasta, jonka avulla sidevoimat on laskettu.



Kuva 38. Rakenteen vaurionsietokyvyn varmistaminen ontelolaattaholvilla

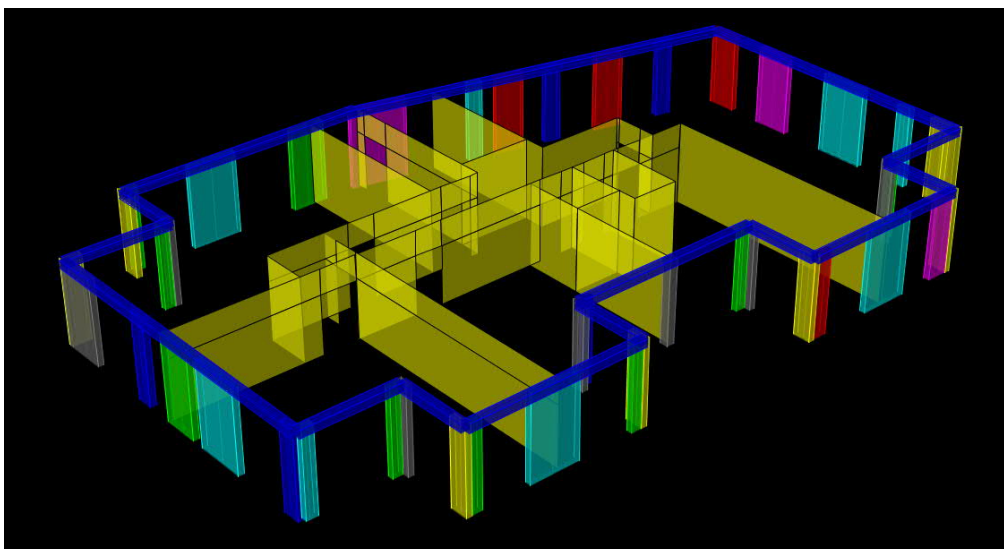
RENGASRAUDOITUKSEN MITOITUS (T2, T4)									
Mitoitustilanne									
n_s	=	16	kpl			Kerrostien lukumäärä			
s	=	3,6	m			Kertymiseleveys			Kuva 3, max s_2, s_4
z	=	3,4	m			Köysirakenteen jännevälän puolikas			Kuvat 4a ja 4b
g_k	=	5,0	kN/m ²			Vaakarakenteen oman painon ominaisarvo			
q_k	=	2,5	kN/m ²			Vaakarakenteen muuttuvan kuorman ominaisarvo			
			Asuintila			Määräävä hyötykuorma			
Rauditus					Tulokset				
Valittu rengasteräsmäärä					Vaadittava rengasteräsmäärä T2,T4				
		2 T	16						
A_s	=	402	mm ²		$A_{s,min}$	=	344	mm ²	
						$\frac{A_{s,min}}{A_s}$	=	0,86	
► Valittu rengasteräsmäärä on riittävä									

Kuva 39. Esimerkki sidevoimien laskennasta

Ontelolaattaholvi -vaihtoehdossa kokonaisraudoitusmäärää ja -työtä laskiessa tulee huomioida lisäksi reunakaistat, aukotusten vaatimat terästyksset ja sideterästen jatkosteräksset ja nurkkapilarin tai -seinän sidonta välipohjaan -vaatimat teräksset.

4.5 Välipohjarakenteen vaikutukset kantaviin rakenteisiin

Kohteesta tehtiin kaksi erillistä stabiliteettilaskentamallia. Kuvassa 40 on kuvakaappaus laskentamallista, jossa on esitetty paikalla valetun holvin versiossa olevat pystyrakenteet. Toisessa mallissa käytettiin kantavana välipohjana 320 mm korkeaa ontelolaattaa ja toisessa 280 mm korkeaa paikalla valettua laattaa. Yksinkertaistuksena ontelolaattavaihtoehdossa kylpyhuoneiden kohdalla käytettiin samaa välipohjanrakennetta kuin muuallakin tasossa, joten kylpyhuoneiden aiheuttamaa lisäkuormaa ei ole huomioitu laskelmissa. Molempiin laskelmiin tehtiin myös käsinlaskentavertailu, jossa laskettiin puhtaasti pelkät pystykuormat, eikä huomioitu stabiliteettilaskennasta muodostuvia kuormituskeskittymiä.



Kuva 40. Esimerkkikohteen kantavat ja jäykistävät pystyrakenteet tyypillisessä kerroksessa (3D-näkymä)

Mallista otettiin vertailuun kolme eri seinälinjaa, jotka on tunnustettu kuvissa 29 ja 30. Linja yksi on kantava väliseinä molemmissa tapauksissa. Linja 2 on väliseinälinja, joka kantaa vain puolet viereiseltä käytävä laatalta ontelolaattavaihtoehdossa. Kolmas linja on julkisivun kantava seinälinja.

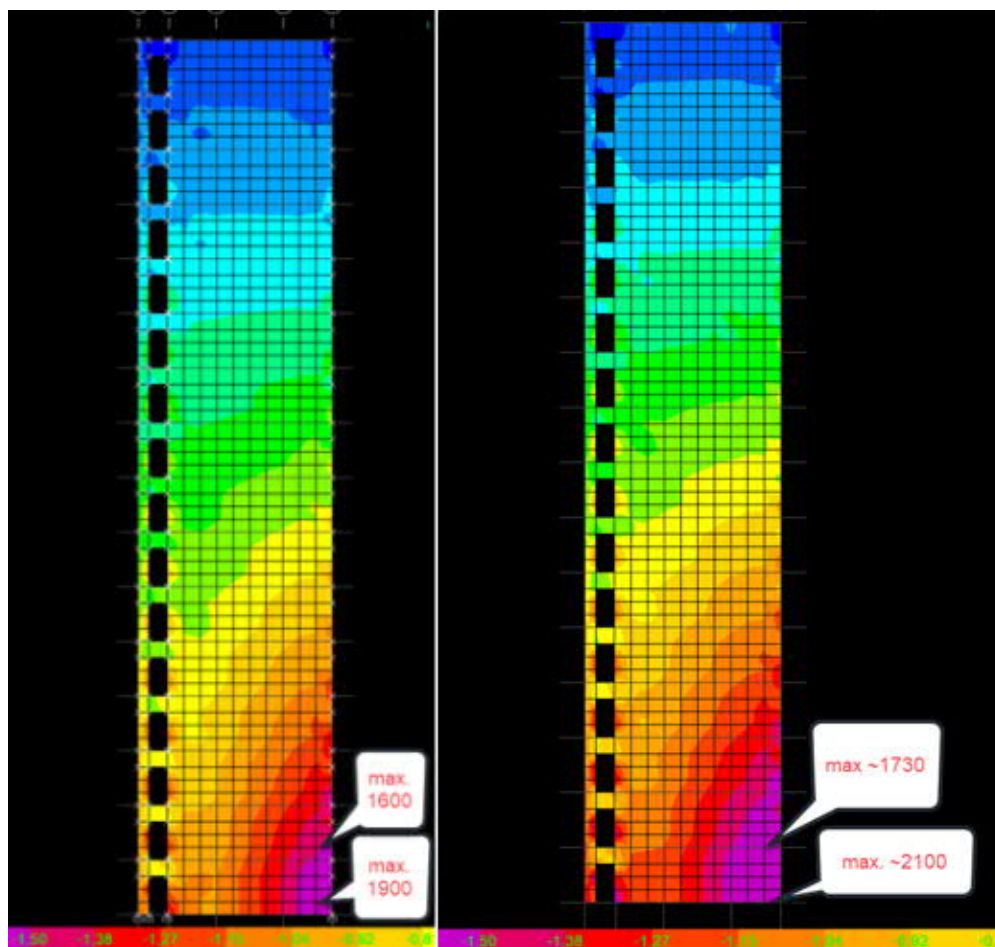
Seinien korkeudeksi valittiin kolme metriä ja niiden lujuusluokaksi valittiin C30/37. Seinien paksuudeksi pyrittiin valitsemaan 200 mm. Alla olevassa taulukossa 15 on näytetty laskelmissa käytettyjen seinien kapasiteetit. Minimirauditus kyseiselle seinälle on $A_{s,min}=200 \text{ mm}^2$ (molemmissa pinnoissa), joka täyttyy T8k200 raudoituksella ($A_{s,tot}=251 \text{ mm}^2$).

Taulukko 15. C30/37, b=200 mm, h=3000 mm seinän kapasiteetit

Seinän pystyraudoitus	Seinän kapasiteetti [kN/m]
Ei raudoitusta	927
T8 k200 m.p.	1800
T10 k200 m.p.	1850
T12 k200 m.p.	1975
T16 k200 m.p	2200

Seinälinja 1:n kuormitukset molemmilla välipohjavaihtoehdoilla on esitetty kuvassa 41. Seinälinja 1:n maksimikuormitus ontelolaattaholvilla 3D-FEM -laskentamallin mukaan alimmassa kerroksessa on noin 1900 kN/m. Käsien laskulla kuormitukseksi saa noin 1450 kN/m. ETABS-laskennan perusteella alin kerros raudoitettaisiin T12 k200 m.p, Kerrokset 2-6 voitaisiin tehdä minimiraudoituksella T8 k200 m.p. ja 7-16 kestäisivät raudoitamattomina seininä. Pystykuormien suuruus on suurempi ETABS-laskennassa, koska käsinlaskennassa ei huomioida paikallisia kuormituspiikkejä tai tuulesta johtuvia lisäpystykuormia.

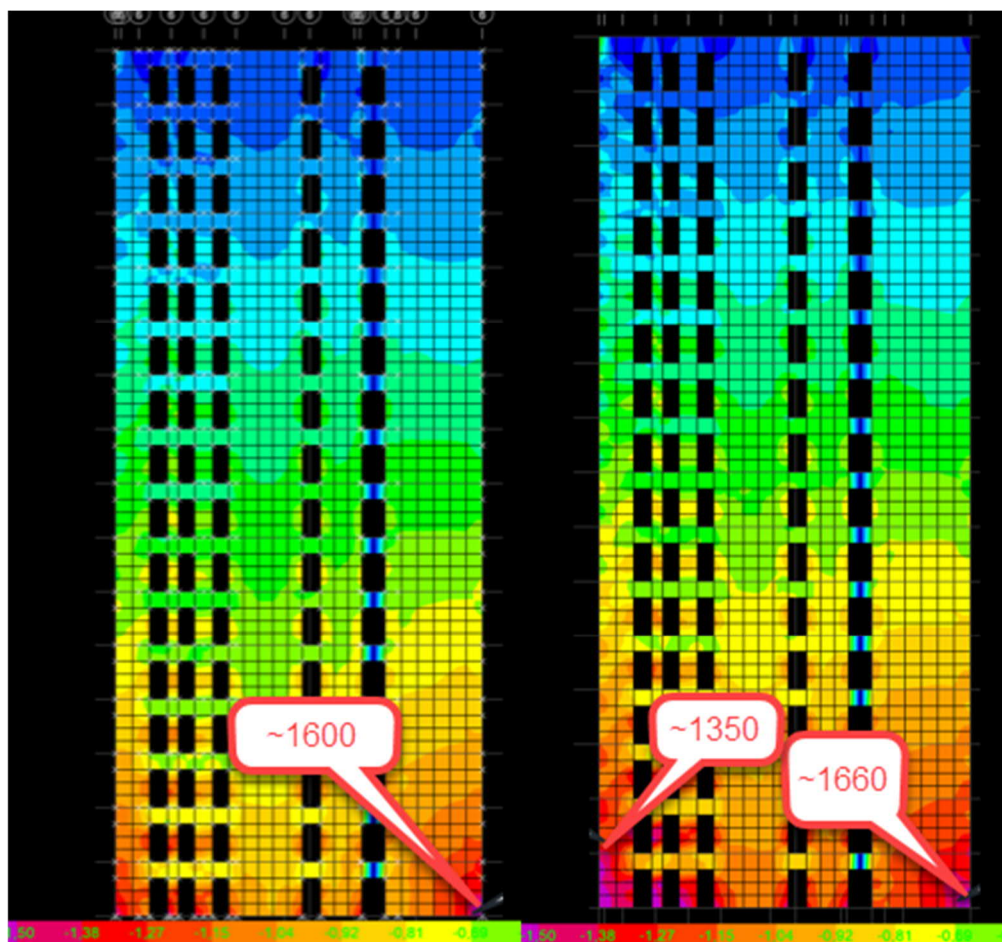
Seinälinja 1:n maksimikuormitus paikalla valetulla holvilla 3D-FEM -laskentamallin mukaan alimmassa kerroksessa on 2100 kN/m. Käsin laskettuna kuormitukseksi tulee 1260 kN/m. ETABS-laskennan mukaisesti alin kerros tulisi raudoittaa T16 k200 m.p. ja kerrokset 2-7 voitaisiin tehdä minimiraudoituksella T8 k200 molemmissa pinnoissa. Tästä ylöspäin seinät kestäisivät raudoittamattomina. Seinälinjalla 1 paikalla valetussa holvi -vaihtoehdossa raudoitettaisiin yksi kerros enemmän, kuin ontelolaattaholvi -vaihtoehdossa.



Kuva 41. Seinälinja 1:n kuormitukset: vasemmalla ontelolaattaholvilla, oikealla paikalla valetulla holvilla.

Seinälinja 2:n kuormitukset molemmilla välipohjavaihtoehdoilla on esitetty kuvassa 42. Seinälinja 2:n maksimikuormitus ontelolaattaholvilla 3D-FEM -laskentamallin mukaan on alimmassa kerroksessa noin 1600 kN/m. Käsien laskulla kuormitukseksi saa noin 600 kN/m. ETABS-laskennan perusteella alimmat neljä kerrosta raudoitetaan minimiraudoituksella T8k200 m.p. ja kerrokset 5-16 kestäisivät raudoittamattomina seininä.

Seinälinja 2:n maksimikuormitus paikalla valetulla holvilla 3D-FEM -laskentamallin mukaan on alimmassa kerroksessa noin 1660 kN/m. Käsien laskettuna kuormitukseksi tulee noin 1000 kN/m. ETABS-laskennan mukaisesti alimmat viisi kerrosta tehtäisiin minimiraudoituksella T8k200 molemmissa pinnoissa. Seinälinjalla 2, kuten myös seinälinjalla 1, tulisi yksi kerros enemmän raudoittaa paikalla valetulla holvi -vaihtoehdolla kuin ontelolaattaholvi -vaihtoehdossa.



Kuva 42. Seinälinja 2:n kuormitukset: vasemmalla ontelolaattaholvilla, oikealla paikalla valetulla holvilla.

Seinälinjalla 3 otetaan erityistarkasteluun kahden ikkuna välissä oleva kapea pieli, jonka pituus on 550 mm. Pielen ollessa 200 mm paksua, tulee se mitoittaa pilarina, joka aiheuttaa haasteita varsinkin paloteknisessä mitoituksessa. Taulukoissa 16 ja 17 on esitetty pielen rasitukset kerroksittain ontelolaattaholvilla ja paikalla valettuna holvina, sekä käsin laskettuna että ETABS-ohjelmassa saatuina tuloksina. Lisäksi taulukossa näkee valitun raudoituksen, seinän paksuuden ja valitun lujuusluokan.

Taulukko 16. Seinälinja 3 kapean pielen rasitukset, lujuusluokat ja leveydet ontelolaattaholvilla

Kerros	Kuorma [kN]	ETABS [kN]	Pilarin mitat 550*XX [mm]	Lujuusluokka ja raudoitus
15	146	60	200 C30/37 4+4T20	
14	220	120	200 C30/37 4+4T20	
13	293	180	200 C30/37 4+4T20	
12	366	245	200 C30/37 4+4T20	
11	439	300	200 C30/37 4+4T20	
10	512	370	200 C30/37 4+4T20	
9	585	430	200 C30/37 4+4T20	
8	659	500	200 C30/37 4+4T20	
7	732	560	200 C30/37 4+4T20	
6	805	630	200 C30/37 4+4T20	
5	878	700	200 C30/37 4+4T25	
4	951	770	200 C30/37 4+4T25	
3	1024	840	200 C30/37 4+4T25	
2	1098	920	200 C30/37 6+6T25	
1	1171	1005	200 C30/37 6+6T25	
K	1244	1100	200 C30/37 6+6T25	

Taulukko 17. Seinälinja 3, kapean pielen rasitukset, lujuusluokat ja leveydet paikalla valetulla holvilla

Kerros	Kuorma [kN]	ETABS [kN]	Pilarin mitat 550*XX [mm]	Lujuusluokka ja raudoitus
15	192	60	200 C30/37 4+4T20	
14	288	115	200 C30/37 4+4T20	
13	384	170	200 C30/37 4+4T20	
12	480	225	200 C30/37 4+4T20	
11	576	280	200 C30/37 4+4T20	
10	672	335	200 C30/37 4+4T20	
9	768	390	200 C30/37 4+4T20	
8	864	450	200 C30/37 4+4T20	
7	960	505	200 C30/37 4+4T25	
6	1056	583	200 C30/37 6+6T25	
5	1152	625	200 C30/37 6+6T25	
4	1248	690	200 C30/37 6+6T25	
3	1344	750	250 C30/37 6+6T25	
2	1440	820	250 C30/37 6+6T25	
1	1536	890	250 C30/37 6+6T25	
K	1632	980	250 C30/37 6+6T25	

Kyseisessä pielessä on jo suuremmat erot paikalla valetulla holvilla ja ontelolaattaholvilla. Jos halutaan säilyttää seinässä samat lujuusluokat kuin muualla (C30/37), alimmat neljä kerrosta tulisi tehdä 250 mm leveänä pielenä.

4.6 Rakennuksen massa, ominaistuujuudet ja siirtymät eri vaihtoehtoilla

Paikalla valetun holvin ja pintarakenteiden yhteismassa on 8 kN/m^2 ($\sim 800 \text{ kg/m}^2$) ja ontelolaattaholvin ja pintarakenteiden 5 kN/m^2 ($\sim 500 \text{ kg/m}^2$). Paikalla valetussa holvissa pysyvien rakenteiden tasokuormat ovat siis noin 38% suuremmat kuin ontelolaatta -välipohjassa. Tässä yksinkertaistuksessa ei tosin ole otettu huomioon kylpyhuoneiden aiheuttamaa lisäkuormitusta. Esimerkkikohteen pohjassa on kylpyhuoneita yhteensä 65 m^2 , mikä tekee n.15% koko kerroksen pinta-alasta. Kun kylpyhuoneiden kohdalla käytetään välipohjan massana 10 kN/m^2 ($\sim 1000 \text{ kg/m}^2$) ja suhteutetaan kylpyhuoneiden määrä koko kerroksen pinta-alaan, on keskimääräinen paino n.6 kN/m^2 . Todellisuudessa siis tasokuormat lisääntyvät noin 25% paikalla valetussa holvissa.

Paikalla valettu holvi -rakennuksen oman painon kokonaismassa esimerkkikohteessa on 76,26 MN. Oma paino pitää sisällään kantavat pysty- ja vaakarakenteet, ei muita pysyviä kuormia, kuten pintalaattoja. Ontelolaattaholvi -rakennuksessa oman painon kokonaismassa on 61,27 MN. Tämä tarkoittaa, että paikalla valettu holvi -vaihtoehdossa, rakennuksen omapaino on n.20% suurempi kuin ontelolaattaholvi -vaihtoehdon. Jos oletetaan, että välipohjan suhteellinen osuus omapainosta on 50%, tällöin ontelolaattavaihtoehdossa holvit painaisivat 30,64 MN. Tähän kun lisätään kylpyhuoneiden kohtien aiheuttama lisäkuorma, tulee holvien painoksi 36,76 MN. Tällöin ontelolaattaholvi -vaihtoehdon kokonaismassa olisi 67,40 MN, jolloin rakennuksen omapaino paikalla valetussa -vaihtoehdossa olisi enää 12% suurempi.

Jos kohde olisi paalutettu, 10 MN:n lisäys pystykuormiin tarkoittaisi esimerkiksi kahden meganewtonin paalukapasiteetilla viiden paalun eroa. Asia ei kuitenkaan ole niin yksinkertainen, sillä massa edesauttaa stabiliteetilaskentaa. Mitä suurempi massa on, sitä pienempi vaikutus stabiliteetilaskennalla on paalujen ottamiin kuormiin. Kevyellä rakenteella jäykistävien linjojen päihin syntyvät pystykuormat voivatkin siis kasvattaa paalumäärää, jolloin puhtaasti pystykuormien mukaan laskettu paalumäärien erot muuttuvat.

Molemmista versioista on laskettu kuusi alinta ominaistaajuutta, jotka on esitetty taulukoissa 18 ja 19. Molemmissa versioissa rakennus käyttäytyy samalla lailla, eli ensimmäisessä moodissa rakennus kiertyy kiertokeskiönsä ympäri z-suunnassa aiheuttaen vääntövaikutuksia rakenteisiin. Toisessa moodissa liike kohdistuu rakennuksen lyhyempään suuntaan eli y-suuntaan ja kolmannessa moodissa liike kohdistuu rakennuksen pitempään eli x-suuntaan.

Taulukko 18. Rakennuksen kuusi alinta ominaistaajuutta paikalla valetulla teräsbetonilaatta -välipohjalla

Moodi	Heilahdusaika [sec]	Taajuus [cyc/sec]
1	0,966	1,035
2	0,637	1,571
3	0,535	1,869
4	0,264	3,785
5	0,164	6,093
6	0,153	6,544

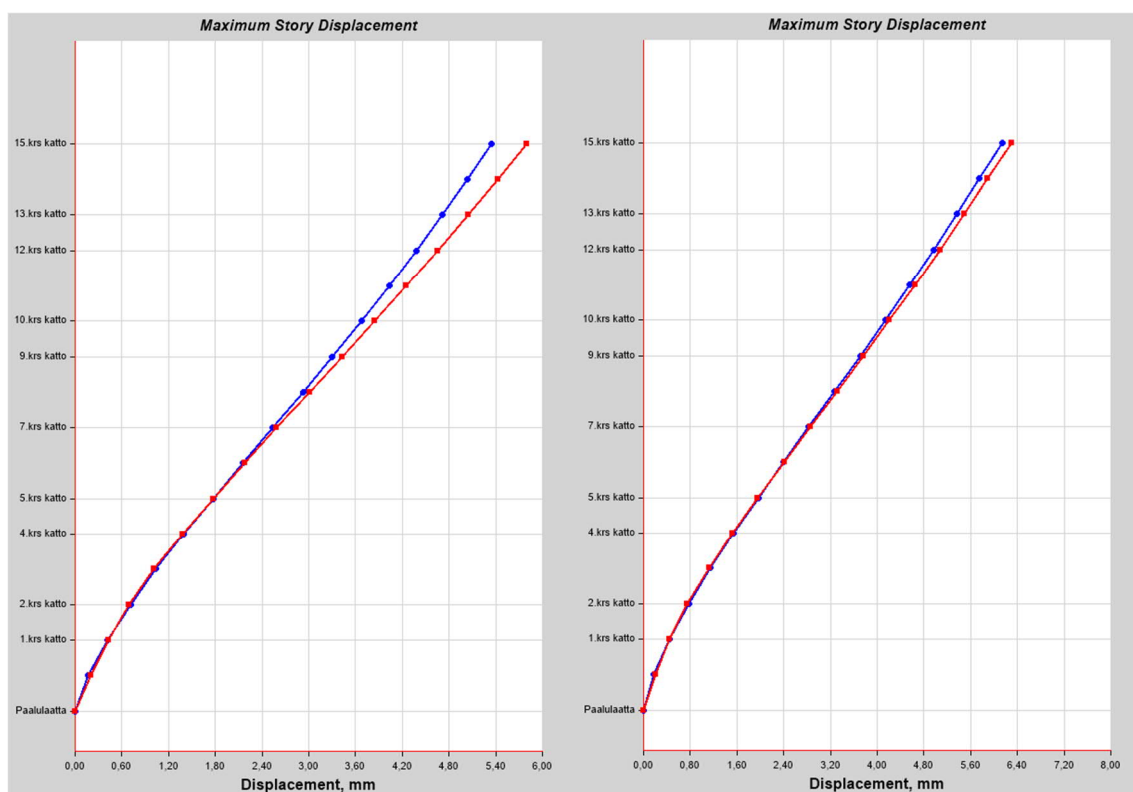
Taulukko 19. Rakennuksen kuusi alinta ominaistaajuutta ontelolaatta -välipohjarakenteella

Moodi	Heilahdusaika [sec]	Taajuus [cyc/sec]
1	0,879	1,138
2	0,59	1,696
3	0,49	2,04
4	0,24	4,713
5	0,151	6,635
6	0,138	7,254

Molemmissa versioissa rakenteen jäykkyys sekä ulkoiset kuormat pysyvät vakiona ja vain massa muuttuu. Tästä voidaan todeta, että massan pienentyessä ja kuorman sekä

massan pysyessä vakiona, rakenteen ominaistaajuus kasvaa. Erot kahden eri välipohjavaihtoehdon välillä kuitenkin ovat niin pieniä, sekä rakennus käyttäytyy samalla lailla molemmissa versioissa, ettei välipohjarakenteen valinnalla ole tässä runkoratkaisussa rakennuksen stabiliteetin ja mukavuustekijöiden kannalta merkitystä.

Rakennuksen siirtymät molemmilla versiolla ovat hyvin maltilliset. Siirtymiä on tutkittu tässä työssä vain halkeilemattomassa mallissa, kun todellisuudessa siirtymät pitäisi tutkia halkeilleessa mallissa. Tällä vertailulla kuitenkin päästään kiinni suuruusluokkiin, millaiset erot eri välipohjarakenteilla on siirtymien kannalta. Siirtymät on esitetty kuvassa 43. Paikalla valetussa holvissa rungon siirtymä on maksimissaan 6,3 mm ja ontelolaattaholvilla 5,8 mm. Erot ovat siis hyvin pieniä, mutta hiukan yllättäen siirtymä on suurempi paikalla valetussa holvissa. Ero johtunee siitä, että pysyvistä kuormista johtuva lisäväakavoima on 25% suurempi paikalla valetussa holvissa, kuin ontelolaattaholvissa.



Kuva 43. Paikalla valetulla teräsbetonilaatalla toteutetun holvin siirtymä vasemmalla ja ontelolaattaholvin siirtymä oikealla.

5 Yhteenveto ja johtopäätökset

Suomessa korkeita rakennuksia tehdään ja tullaan tulevaisuudessa tekemään kasvavissa määrin. Koska Suomessa ei ole pitkää historiaa korkeiden rakennusten rakentamisessa, ei eri osapuolilla ole välttämättä täyttä käsitystä siitä, mitä erityispiirteitä rakenteille aiheutuu korkeasta rakentamisesta. Tyypillisten alle yhdeksän kerroksisten rakennuksien periaatteita ja detaljeja ei voida suoraan siirtää korkeampiin rakennuksiin, vaan sekä suunnittelussa että toteutuksessa tulee osata ottaa erityisasioita huomioon.

Tämä opinnäytetyön tarkoituksena oli tutkia eri lähdeteoksista, kuinka ne huomioivat korkean rakentamisen välipohjarakenteiden erityispiirteet. Kirjallisuusselvitys tulisi olla niin kattava, että sekä suunnittelijat että toteuttajatkin pystyisivät hyödyntämään sitä valitessaan ja suunnitteleessaan korkean rakennuksen välipohjarakennetta. Tarkoituksena oli esimerkkikohteen kautta selvittää myös laskennallisesti mitä eroja paikalla valetulla teräsbetonilaatalla ja ontelolaatalla on, kun rungon jäykistysjärjestelmä on molemmissa sama.

Tutkimuksen perusteella rakennuksen välipohjarakenteen valinnalla on merkittävä vaikutus rakennuksen suunnitteluun, toteutukseen ja lopputulokseen. Paikalla valetulla teräsbetonilaatalla päästään kaikista pienimpiin välipohjan paksuuksiin asuinrakennuksissa, sillä ääneneristävyyden takia ontelolaattaholvi vaati aina vähintäänkin 370 mm:n korkeuden. Toisaalta ontelolaattaholveilla päästään suurimpiin jänneväleihin ja ontelolaattoja käytettäessä optimointi jännevälin suhteen on tärkeämpää, jotta päästään mahdollisimman tehokkaaseen ontelolaattojen käyttöön. Esimerkkikohteessa paikalla valettu holvi olisi 40 mm matalampi kuin ontelolaattaholvi, joten esimerkkikohteessa ei suurta hyötyä kerroskorkeuksissa paikalla valetulla holvilla saavuteta. Välipohjarakenteen kokonaispaksuutta valitessa pitää lisäksi huomioida kylpyhuone-elementtien käyttö. Ontelolaatta-välipohjassa kylpyhuoneen kohdalla 320 mm korkealla ontelolaatalla on 200 mm paksu umpibetoninen osuus, joka mahdollistaa yleisesti alalla käytössä olevien kylpyhuone-elementtien käytön. Paikalla valetussa holvissa jouduttaisiin joko kasvattamaan pintamateriaalivaraa, käyttämään kylpyhuoneen kohdalla syvennystä tai erilliselementtiä tai käyttämään kylpyhuone -elementtiä, jossa on integroitu kantava laattaelementti.

Ontelolaatta-välipohjalla on tärkeää lukita mahdollisimman aikaisessa vaiheessa kantavien rakenteiden sijainnit ja pystyhormien paikat, sillä ontelolaatoilla reikien sijainnilla on suurempi merkitys kuin paikalla valetussa holvissa. Suunnittelun jo ollessa pitkällä ontelolaattavaihtoehdossa hormivaruksen pienikin kasvattaminen saattaa aiheuttaa suuria muutoksia suunnitelmissa.

Teräskiloja on haastava verrata, mutta ontelolaatoilla teräsmenekki on yleisesti pienempi kuin paikallavaletuilla teräsbetoniholveilla. CC3-luokassa sideraudoituksen määrä kasvaa merkittävästi verrattuna matalampiin rakennuksiin ja suunnittelussa on käytettävä erityistä huolellisuutta sen mahtumiseen ontelolaattojen saumoihin. Liitoksia suunnitellessa tulee myös huomioida raskaasti kuormitetun ontelolaatan pää, joka ei kestä korkeiden rakennusten suuria puristuskuormakeskittymiä. Esimerkkikohteen rakenteilla paikalla valetussa versiossa laatan minimirauδοituksen kapasiteetti riittää pääasiassa ottamaan vastaan rakenteeseen kohdistuvat rasitukset, jolloin taloudellista olisi esimerkiksi käyttää 260mm korkeaa laattaa.

Pystyrakenteiden mitoituksessa on pieni ero esimerkkikohteen tarkasteluseinillä paikalla valetussa holvissa ja ontelolaattaholvissa. Johtuen ontelolaattaholvin pienemmästä painosta, paikalla valettu holvi- versiossa kuormitukset ovat suuremmat ja näin ollen seinien rasitukset ovat suurempia. Seinien paksuudet voivat olla ehjillä seinillä samat, mutta paikalla valetussa versiossa raudoitusmäärät kasvavat. Ontelolaatta versiossa lisäksi seinälinjoilla, joissa muodostuu pilarimaisia kaistoja, pilareiden paksuus voi olla pienempi alimmissa kerroksissa.

Rakennuksen stabiliteetin ja mukavuustekijöiden kannalta esimerkkikohteessa ei ole merkitystä sillä, toteutetaanko kohde paikalla valetulla teräsbetonilaatalla vai ontelolaatalla. Asuinrakennuskohteissa on tyypillisesti hyvin jäykistäviä seiniä, joten rakennuksen kokonaisjäykkyys on varmalla puolella tämän korkuisessa rakennuksessa, oli välipohjarakenne kumpi tahansa.

Tähän työhön kasatun kirjallisuusselvityksen perusteella voidaan todeta, että paikalla valettu teräsbetonilaatta on ontelolaattaa parempi rakenteen vaurionsietokyvyn kannalta. Paikalla valettu laatta on jatkuva ja ristiin kantava, kun taas ontelolaatta on yk-

siaukkokainen ja yhteen suuntaan kantava. Suunnittelijan tulee käyttää erityistä huolellisuutta, mikäli välipohjarakenteeksi valitaan ontelolaatta, jotta rakennuksella saavutetaan määräysten mukainen riittävä vaurionsietokyky. Tavanomaiseen rakentamiseen nähden tällaisia keinoja olisi esimerkiksi ontelolaatan päällä käytettävä ristiin kantava pintavalu.

Työssä saatiin laadittua kattava selvitys niin paikalla valettuna teräsbetonilaattana kuin ontelolaattana toteutettavan korkean rakennuksen välipohjien suunnitteluperusteisiin. Myös laskennallisesti saatiin havainnollistavaa vertailuaineistoa eri vaihtoehtoista. Tässä työssä ei työn laajuudesta johtuen pystytty syvällisesti perehtymään esimerkiksi esimerkkikohteessa rakenteen vaurionsietokyvyn varmistamiseen, joka on välipohjarakennetta valittaessa yksi merkittävimmistä huomioitavista asioista. Aiheesta tosin on tehty useita opinnäyte- ja diplomitöitä, kirjoja ja tutkimuksia, joista osaa tässäkin työssä on käytetty lähteenä. Niihin sekä muuhun materiaaliin aiheesta tulee erityisesti suunnittelussa perehtyä huolella ennen valintaa eri välipohjarakenteiden välillä.

Työssä käsiteltiin hyvin pintapuolisesti ei niin yleisesti Suomessa korkeassa rakentamisessa käytettäviä betonirakenteisia välipohjarakenteita; paikalla valettuja jälkijännitettyä laattaa sekä kuorilaattaa. Varsinkin jälkijännitettyjen rakenteiden osaamista Suomessa löytyy ja se voisi olla tulevaisuudessa hyvinkin varteenotettava vaihtoehto korkeiden rakennusten välipohjarakenteeksi. Tässä työssä ei ole lainkaan tutkittu esimerkiksi Luja-betoni Oy:n kehittämää Superlaattaa, joka voi hyvinkin olla potentiaalinen korkeiden rakennusten välipohjarakenne ja sitä olisi syytä tutkia tulevaisuudessa.

Lähteet

- 1 Bungale S. Taranath. 2010. Reinforced concrete design of tall buildings. Boca Raton, Florida: CRC Press, Taylor & Francis Group.
- 2 CTBUH Height criteria. 2020. Verkkodokumentti. CTBUH. <<https://www.ctbuh.org/resource/height>>. Luettu 18.2.2020.
- 3 Helsingin kaupunki. 2018. Korkean rakentamisen rakentamistapaohje 2018.
- 4 Suomen rakentamismääräyskokoelma. RakMK. 2016. Kantavien rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Ympäristöministeriö.
- 5 Suomen rakentamismääräyskokoelma. RakMK. 2016. Rakenteiden kuormat. Helsinki: Ympäristöministeriö.
- 6 Säteri, H ja Väyrynen, E. 2015. Ympäristöministeriön ohje rakentamisen suunnittelutehtävien vaativuusluokista, YM1/601/2015. 2015. Ohje. Helsinki: Ympäristöministeriö.
- 7 Maankäyttö- ja rakennuslaki 132/5.2.1999.
- 8 RIL 201-1-2011. RIL 201-1-2011, Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry.
- 9 Ympäristöministeriön asetus 4/16. 2016. Ympäristöministeriön asetus rakenteiden tilavuuspainoa, omaa painoa ja rakennusten hyötykuormia koskevista kansallisista valinnoista sovellettaessa standardia SFS-EN 1991-1-1.
- 10 Jäykistysjärjestelmät. 2010. Verkkodokumentti. Elementtisuunnittelu.fi. <<https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jaykistys/jaykistysjarjestelmat>>. Luettu 20.6.2019
- 11 SFS-EN 1991-1-4. 2011. Eurokoodi 1. Osa 1-4: Yleiset kuormat. 2.painos. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS.
- 12 RIL 201-4-2017. RIL 201-4-2017, Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa. Helsinki: Suomen Rakennusinsinööriiliitto RIL ry.
- 13 Aittola, J. 2014. Betonielementtirakenteisen kehärungon jatkuvan sortuman hallinta vaihtoehtoisilla kuormansiirtoreiteillä. Espoo: Aalto-yliopisto. Rakenne ja rakennustuotantotekniikka. Diplomityö.

- 14 Ympäristöministeriön asetus 848/2017. 2017. Ympäristöministeriön asetus rakennusten paloturvallisuudesta. Helsinki: Ympäristöministeriö.
- 15 SFS-EN 1992-1-2 + AC. 2008. Eurokoodi 2. Osa 1-2: Betonirakenteiden suunnittelu, yleiset säännöt, rakenteiden palomitoitus. Helsinki: Suomen standardisoi-
misliitto SFS.
- 16 Ympäristöministeriö. 2018. Ääniympäristö: Ympäristöministeriön ohje rakennuk-
sen ääniympäristöstä. Helsinki: Ympäristöministeriö.
- 17 Helimäki Akustikot Oy. 2009. Asuinrakennusten ääniteknikan täydentävä suunnitteluohje. Helsinki: Rakennusteollisuus & Betonikeskus.
- 18 Taina, P. 2019. Palvelualuejohtaja. Helimäki Akustikot. Sähköpostihaastattelu. 8.4.2019.
- 19 Leskelä, M.V. 2008. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
- 20 RT 09-10884: Esteetön liikkumis- ja toimimisympäristö. 2006. Ohje.
- 21 Vaara, M. 2018. Paikalla rakennettavan kylpyhuoneen ja valmiin kylpyhuone-
elementin kustannusten vertailu. Helsinki: Metropolia Ammattikorkeakoulu. Rakennusalan työnjohdon koulutusohjelma. Mestarityö.
- 22 Fira Oy. 2019. Suunnitteluohje, Fira Modules. Firan www-sivusto: Fira Oy. Suunnitteluohje ladattu 13.6.2019.
- 23 Betonteollisuus ry. 2010. Betonielementtiparvekkeet. Elementtisuunnittelu.fi: Betonteollisuus ry.
- 24 Schöck Isokorb XT, Suunnitteluohje EC2. 2018. Schöck Isokorb. Tekninen ohje. Verkkodokumentti. <https://www.schoeck.fi/view/7136/Schoeck_Iso-korb_KXT_E_ja_IDock_liitososien_kaeyttoehje_Euro-koodi_2%5B7136%5D.pdf>
- 25 Ellingwood, B.R & Smilowitz, R & Dusenberry, D.O & Duthinh, D. & Carino, N.J. 2007. NISTIR 7396: Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings. NIST (National Institute of Standards and Technology).
- 26 SFS-EN 1992-4:2018. 2018. Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 4: Design on fastenings for use in concrete. 1.painos. Helsinki: Suomen standardisoi-
misliitto SFS.

- 27 Clarke, J. 2018. Concrete advice no34: High strength concrete columns and normal strength slabs. Ohje. The Concrete Society, Camberley.
- 28 Corres Pereitti, H. & Gómez Navarro M. 2010. Concrete in high-rise buildings: practical experiences in Madrid. Structural Concrete.
- 29 Uponor. 2019. Kiinteistöviemärointi: Suunnittelu- ja asennusohje Uponor Decibel- ja HTP- kiinteistöviemärijärjestelmille. Nastola: Uponor Infra Oy.
- 30 Eisele, J & Kloft, E. 2002. High Rise Manual. München: HochhausAtlas by Verlag Georg D.W.CAllwey GmbH & Co.KG.
- 31 Parma Oy. 2018. Parman ontelolaatastot. Suunnitteluohje. Parman www-sivusto: Parma. <https://parma.fi/userassets/uploads/2018/12/parma_ontelolaatastot_suunnitteluohje_2018-1.pdf>.
- 32 Betoniteollisuus ry. 2012. Ontelolaatastot suunnitteluohje. Elementtisuunnittelu.fi: Betoniteollisuus ry.
- 33 Betoninormikortisto. 2012. Betoninormikortti 23_EC: Liitosten suunnittelu ja mitoitus onnettomuuskuormille standardin SFS-EN 1991-1-7 Yleiset kuormat, onnettomuuskuormat mukaan. Helsinki: Suomen betoniyhdistys ry.
- 34 Parma Oy. 2018. BY:n käyttöselosta n:o 71. Pasi-vaijerilenkkisidonta. Käyttöohje. Parman www-sivusto: Parma.
- 35 Brooker, O. 2008. How to design concrete buildings to satisfy disproportionate collapse requirements. www.concretecentre.com: The Concrete Centre, Camberley.
- 36 Pajari, M. 2003.RTE3960/03: Experimental research on wall-hollow core slab connections. Espoo: VTT Technical research centre of Finland.
- 37 Betoninormikortisto.2012. Betoninormikortti n:o 27EC: Ontelolaatta – seinäliitos. Helsinki: Suomen betoniyhdistys ry.
- 38 Laattarakenteet. Verkkodokumentti. Elementtisuunnittelu.fi. <<https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/laatat>>. Luettu 20.6.2019.
- 39 Rakentamisen kosteudenhallinta: Elementtivalipohja. Verkkodokumentti. Kosteudenhallinta.fi. <<http://www.kosteudenhallinta.fi/index.php/fi/rakenteet/vaelipohjat/elementtivalipohja>>. Luettu 19.8.2019.

- 40 Naulankanta. 2017. Jälkijännitetyjen rakenteiden työselostus. Naulakannan www-sivusto: Naulankanta.
- 41 Pielisen betoni oy. Kuorilaatastojen suunnitteluohje. Verkkodokumentti. <https://www.pielisenbetoni.fi/wp-content/uploads/2017/11/suunnitteluohje_kuorilaatta.pdf>. Luettu 8.2.2020.
- 42 CSI. Verkkodokumentti. <<https://wiki.csiamerica.com/display/etabs/Home>>. Luettu 1.3.2020.
- 43 FEM-Design. Verkkodokumentti. <<https://wiki.fem-design.strusoft.com/xwiki/wiki/femdesignwiki/view/Manuals/User%20Manual/Get%20started/#About%20FEM-Design>>. Luettu 1.3.2020.

Liite 1: Korkealujuuksisen pilarin ja tavanomaisen lujuuden omaavan laatan liitos

Lähdemateriaali: Concrete Advice 34: High strength concrete column and normal strength slabs 01/2018

Tässä laskelmassa laattaa viitataan alaindeksillä s (=slab) ja pilariin alaindeksillä c (=column)

Lähtötiedot:

- Laatan korkeus $h_l = 280$ mm
- Laatan betonin lujuusluokka $f_{ck,s} = 30$ MPa
- Pilarin halkaisija (=pilarin pienin sivumitta) $b_c = 680$ mm
- Pilarin betonin lujuusluokka $f_{ck,c} = 50$ MPa
- Harjateräksen myötölujuus $f_y = 500$ MPa
- Betonin osavarmuusluku $\gamma_c = 1,5$
- Teräksen osavarmuusluku $\gamma_s = 1,15$
- $\alpha_{cc} = 0,85$
- Halkaisuraudoituksena olevan raudoitteen kehän halkaisija $R = 750$ mm

Liitoksen tehollinen puristuslujuus ACI 318 mukaan:

$$f_{ce} = 0,75 * f_{ck,c} + 0,35 * f_{ck,s} = 48 \text{ MPa}$$

Liitoksen puristuslujuuden mitoitusarvo ACI 318 mukaan:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} * f_{ce}}{\gamma_c} = 27,2 \text{ MPa}$$

Liitoksen tehollinen puristuslujuus Ospina & Alexander kaavojen mukaan:

$$f_{ce} = \left[1,4 - 0,35 * \left(\frac{h_s}{b_c} \right) \right] * f_{ck.s} + \left[0,25 * \left(\frac{h_s}{b_c} \right) \right] * f_{ck.c} = 42,8 \text{ MPa}$$

Liitoksen puristuslujuuden mitoitusarvo Ospina & Alexander kaavojen mukaan:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} * f_{ce}}{\gamma_c} = 24,3 \text{ MPa}$$

Halkaisuraudoituksen vaadittu minimi teräspinta-ala:

$$A_{s.vaad} = \frac{0,4 * f_{ck.c} - 0,45 * f_{ck.s}}{f_{yk}/\gamma_s} * R * h_s = 3139,5 \text{ mm}^2$$

Valittu halkaisuraudoitus: 25 mm

Halkaisuraudoitteen pinta-ala:

$$A_s = \pi * \frac{r^2}{2} = 490,9 \text{ mm}^2$$

Vaadittu kappalemäärä:

$$\frac{A_{s.vaad}}{A_s} = 6,4 \text{ kpl}$$

Liite 2: Raskaasti kuormitetun ontelolaatan pään liitos

Lähteet: Eurokoodi SFS-EN 1992-1-1 & Betoninormikortti 27ec

Lähtötiedot:

- Seinän leveys $b = 200 \text{ mm}$
- Ontelolaatan tukipinta (O370) $b_{\text{tuki}} = 60 \text{ mm}$
- Sauman leveys $b_{\text{sauma}} = 180 \text{ mm}$
- Minimi seinän tai sauman betonin lujuusluokka $f_{\text{ck}} = 30 \text{ MPa}$
- Harjateräksen myötölujuus $f_y = 500 \text{ MPa}$
- Seuraamusluokka CC3, toteutusluokka 3
- Liitoksen osavarmuusluku $\gamma_{\text{c.liitos}} = 1,6$
- $\alpha_{\text{cc}} = 0,85$
- Sauman pituus seinän suunnassa $L_j = 1000 \text{ mm}$

Pää loveamaton:

Sauman tehollinen leveys:

$$b_j = \min(b_{\text{seinä}}, b_{\text{sauma}}) = 180 \text{ mm}$$

$k = 0,5$ (ontelolaatan pää loveamaton, pystysuora)

Liitoksen normaalivoimakapasiteetti:

$$N_{Rd} = k * \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_{\text{c.liitos}}} * b_j * L_j = 1434 \text{ kN}$$

Pää lovettu:

Sauman tehollinen leveys: $b_j = 200 \text{ mm}$ (seinän leveys)

$k = 0,6$ (ontelolaatan pää lovettu)

Liitoksen normaalivoimakapasiteetti:

$$N_{Rd} = k * \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_{c.liitos}} * b_j * L_j = 1913 kN$$