

Betonielementtien käyttö korkearakentamisessa

Muutosluettelo

Versio	Muutos koskee	Tekijä	Päiväys
1.0	Julkaisu	AKEM	05.06.2023

Julkaisija: Rakennusteollisuus ry

Betoniteollisuus ry

Copyright: Rakennusteollisuus ry

Betoniteollisuus ry

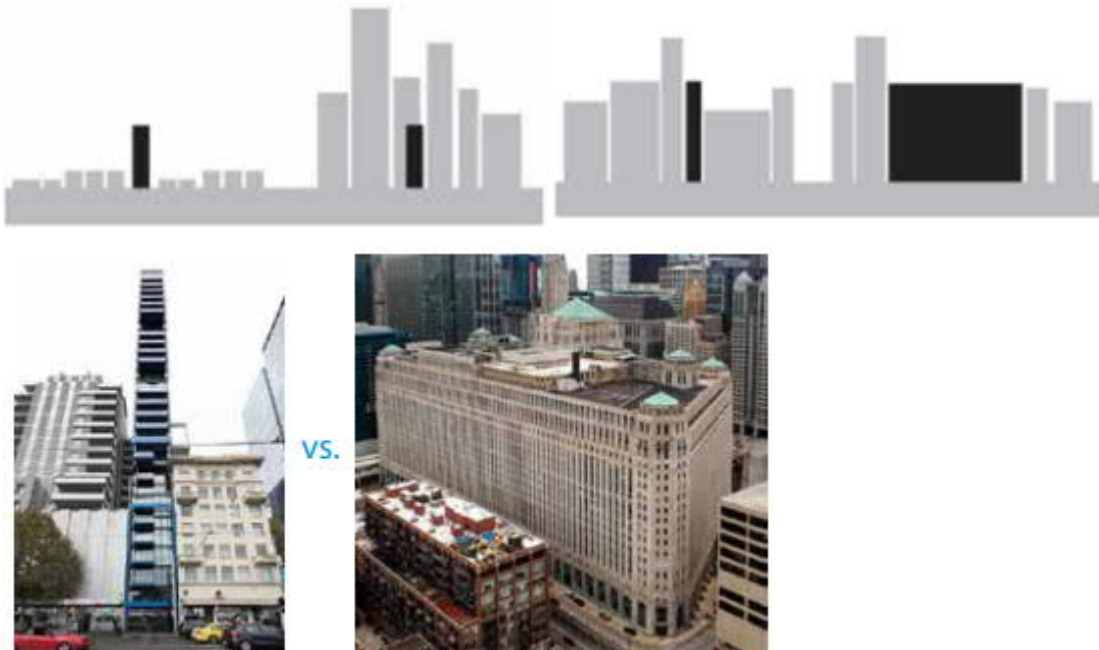
SISÄLLYS

1	JOHDANTO.....	6
2	PYSTYSAUMOJEN MITOITUS.....	8
2.1	Liitoksen toimintaperiaate.....	9
2.2	Pystyliitoksien määrittäminen.....	10
2.3	Kantavat betoniväliseinät.....	11
2.4	Kantavat ulkoseinät.....	12
2.5	Vajjerilenkit.....	12
2.6	Harjateräsenlenkit.....	14
2.7	Muut elementtiliitostyytit.....	16
3	VAAKASAUMOJEN MITOITUS.....	18
3.1	Puristusvoimaliitos.....	18
3.2	Leikkausvoimaliitos.....	20
3.3	Puristus- ja leikkausvoimaliitos.....	22
3.4	Vetovoimaliitos.....	22
3.5	Veto- ja leikkausvoimaliitos.....	24
4	PYSTY- JA VAAKASAUMOJEN TOTEUTUS.....	27
4.1	Laasti- ja kuivabetonituotteiden laadunvarmistus.....	28
4.2	Pystysaumat.....	29
4.3	Vaakasaumat.....	30
5	SIDEJÄRJESTELMÄT.....	31
6	PYSTYRAKENTEEN JA ONTELOLAATAN YHTEISTOIMINTA.....	35
6.1	Ontelolaatan leikkauskestävyys.....	36
6.2	Ontelolaatan ja väliseinän välisen liitoksen suunnittelu.....	36
6.3	Betonin lujuus.....	37
6.4	Liitoksen osavarmuusluku.....	37
6.5	Liitoksen normaalivoimakapasiteetti.....	37
7	AUKKOPALKKIEN MITOITUS.....	38
7.1	Aukkopalkkien rei'itys.....	42
7.2	Aukkopalkkien huomioiminen palotilanteessa.....	42
7.3	Aukkopalkkien mitoitus osana jäykistystä.....	43
7.4	Palkkien mallinnus ja tulosten tulkinta laskentamallista.....	44
8	TUULITUNNELIKOKEIDEN TEETTÄMINEN.....	46
8.1	Tuulitunnelikokeiden lähtötiedot.....	47
8.2	Tuulitunnelikokeiden tavoitteet.....	48

1 JOHDANTO

Korkea rakentamisen termi on vaikeasti määriteltävä, sille löytyy useita määriytyksiä riippuen asia yhteydestä. Yhtenä määritelmänä on se, miten rakennus sijoittuu olemassa olevaan rakennuskantaan tai maastoon. Maailmalla on ainakin kaksi tunnetumpaa toimijaa, jotka ovat määritelleet korkea rakentamiselle viitteelliset korkeusrajat. Emporis on saksalainen kiinteistöjen datalouhintaan erikoistunut yhtiö, joka listaa ja julkaisee kuvia kiinteistöistä ympärimaailmaa

. CTBUH (Council on Tall Buildings and Urban Habitat) on kansainvälinen järjestö korkea rakentamiselle ja kaupunkisuunnittelulle.



Kuvat 1.1: Esimerkki, miten rakennuksen leveys suhteessa korkeuteen vaikuttaa käsitykseen rakennuksen korkeudesta. (CTBUH Height Criteria)

Emporis määrittelee, että yli 35 metriset rakennukset luetaan jo korkearakentamiseksi. Tämä tarkoittaa suomalaisessa kolmen metrin kerroskorkeudessa noin yhtätoista kerrosta, kun alin sisäänkäyntikerros on monesti hieman muita kerroksia korkeampi.

CTBUH jakaa korkeat rakennukset karkeasti neljään eri korkeusluokkaan. Korkeat rakennukset (High-rise) ovat alle 100/150 metrisiä mutta yli 14 kerroksisia, joka Suomen kerroskorkeudella on

yli 42 metriä. Kuitenkin CTBUH mainitsee, että Euroopassa historiallisissa kaupunkikeskustoissa korkeaksi rakentamiseksi voidaan laskea jo yli 12 kerrosta eli yli 36 metriä. Tämä pätee myös Suomessa, jossa rakennuskanta on matalaa, jolloin yli 12. kerroksista rakennusta voidaan pitää korkearakentamisena. Omalukunsa on pilvenpiirtäjät, super-, ja megakorkeat rakennukset, joiden korkeuksien raja-arvojen määrittely on häilyvää. Yleensä pilvenpiirtäjiksi (Skyscraper) kutsutaan rakennuksia, jotka ovat yli 100/150 metrisiä rakennuksia. Superkorkeiksi (Supertall) kutsutaan rakennuksia, jotka ovat yli 300 metrisiä ja megakorkeiksi (Megatall) rakennuksia, jotka ovat yli 600 metriä.

Ohjekortissa kuitenkin keskitytään tyypillisiin Suomen mittakaavassa toteuttaviin korkeisiin rakennuksiin, joiden kerroskorkeudet alkavat 12. kerroksesta ja ovat korkeudeltaan 20. kerroksen kummallakin puolella. Metreissä tämä tarkoittaa alle 40 metristä hieman yli 80 metriin maanpinnasta.

2 PYSTYSAUMOJEN MITOITUS

Betonelementtien pystysaumojen elementtiliitostyyppi valitaan pystysaumaan vaikuttavien voimien perusteella. Elementtiliitoksissa tulee kuitenkin pyrkiä käyttämään vakioratkaisuja, jotta valmistus on tehokasta ja varmistetaan asennuksen ennakoitavuus sekä sujuvuus.

Pystysaumaliitokset mitoitetaan EN 1992-1-1, kohdan 6.2.5 leikkaus eri aikaan valettujen betonien rajapinnassa -kohdan mukaisesti.

$$V_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} \cdot \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \cdot \alpha + \cos \cdot \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

missä

c ja μ ovat kertoimia, jotka riippuvat rajapinnan karheudesta

f_{ctd} on vetolujuuden mitoitusarvo

σ_n on rajapintaan kohdistuva, sen leikkausvoiman kanssa samanaikaisesta ulkoisesta normaalivoimasta aiheutuva pienin mahdollinen normaalijännitys, puristus positiivisena ja $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$ sekä veto negatiivisena. Kun σ_n on vetoa, tulolle $c f_{ctd}$ käytetään arvoa 0.

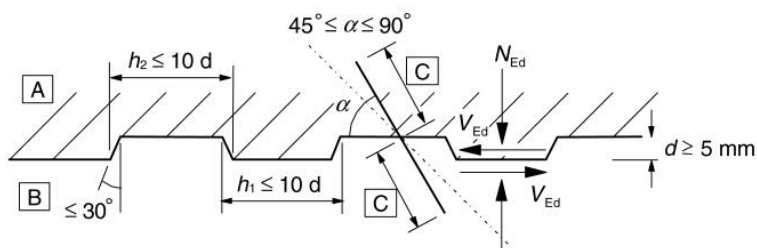
$\rho = A_s/A_i$

A_s on rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen poikkileikkausala, johon kuuluu mahdollinen tavallinen leikkausraudoitus, joka on ankkuroitu riittävästi rajapinnan kummallekin puolelle

A_i on rajapinnan pinta-ala

α määritellään kuvassa, ja se rajoitetaan välille $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

v on lujuuden pienennyskerroin $v = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$ (f_{ck} [Mpa])



[A] – uusi betoni, [B] – vanha betoni, [C] – ankkurointi

Kuva 2.1: Vaarnattu työsauma. (EN 1992-1-1, 2015, s. 92)

Oheissa liitoksen mitoituksessa huomioitavia asioita, jotka on esitetty EN 1992-1-1, kohta 6.2.5.

Liitospinnat voidaan luokitella hyvin sileisiin, sileisiin, karheisiin tai vaarnattuihin:

- Hyvin sileä: pinta, joka on valettu teräs-, muovi- tai erikoiskäsiteltyä puumuottia vasten: $c = 0,025 \dots 0,10$ ja $\mu = 0,5$.
- Sileä: liukuvalettu pinta tai ekstruuderipinta tai tärytyksen jälkeen jälkikäsittelemättä jätetty vapaa pinta: $c = 0,20$ ja $\mu = 0,6$.
- Karhea: pinta, jossa on vähintään 3 mm karheus noin 40 mm välein; se saavutetaan urituksella, paljastamalla kiviaines tai muilla menetelmillä, joilla saavutetaan vastaava ominaisuus: $c = 0,40$ ja $\mu = 0,7$.
- Vaarnattu: pinta, jossa kuvan 6.9 mukainen hammastus: $c = 0,50$ ja $\mu = 0,9$.

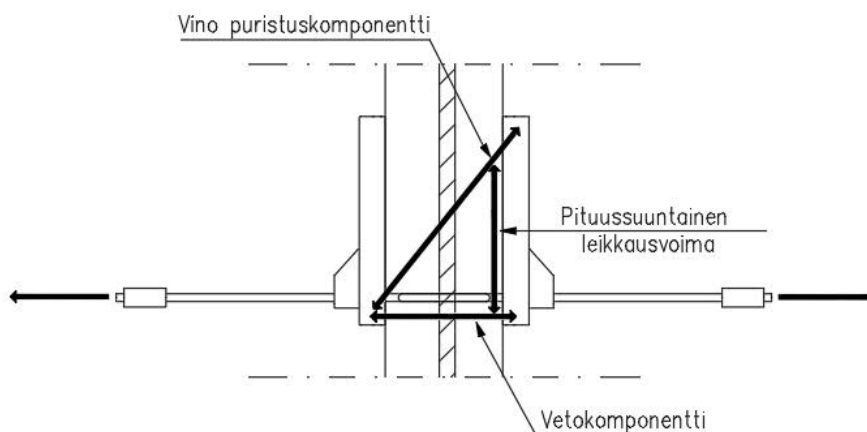
Laatta- tai seinäosien välisten betonisaumojen leikkauskestävyys lasketaan kohdan 6.2.5 mukaan. Jos sauma voi kuitenkin halkeilla merkittävästi, kertoimen c arvo on 0 sileissä ja karheissa saumoissa ja 0,5 vaarnatuissa saumoissa.

Kuormien ollessa väsyttäviä tai dynaamisia kohdan 6.2.5 kertoimien c arvot puolitetaan

2.1 Liitoksen toimintaperiaate

Pystysaumaliitoksen pituussuuntainen leikkausvoima jakaantuu sauman kuormitustilanteessa vaarnan vaikutusalueella vinoon puristuskomponenttiin ja vaakasuoraan vetokomponenttiin.

Leikkausvoiman vino puristuskomponentti välittyy vaarnojen muodostamien vaarnojen betoni-betoni-liitos- ja tartuntapintojen välityksellä liitettäville betonielementeille.



Kuva 2.2: Vaijerilenkkikoteloparin toimintaperiaate

Leikkausvoiman vaakakomponentti siirtyy elementin saumaan betonin ja vaijerilenkin tai teräslenkin suoran osuuden ja puristeholkin tartunnan välityksellä. Leikkausvoiman vaakakomponentti siirtyy elementtien välisessä saumassa vetoliitoksena, jonka muodostavat vastakkaisten elementtien vaijerilenkit tai teräslenkit. Lenkkien läpi asennetaan harjaterästanko ja koko elementtisauma täytetään huolellisesti saumabetonilla.

2.2 Pystyliitoksien määrittäminen

Elementtisamoihin vaikuttavat voimat voi joko käsin laskea tai hyödyntää FEM-laskennassa saatuja tuloksia. Kappaleessa 8 on tarkemmin esitetty, miten FEM-laskennan tuloksia tulee analysoida, jotta voimat vastaavat mahdollisimman tarkasti todellisuutta ja välttyttäisiin ali- ja ylimerkitilanteilta. Kuitenkin saumoja määriteltäessä kannattaa pyrkiä selkeään yksinkertaistukseen, jotta lopputulos on kaikille osapuolille selkeää ja työ tehokasta.

Elementtisaumat kannattaa määritellä lähtökohtaisesti seinätyypin ja kerroksen mukaan. Yksinkertaistettuna kantavat betoniset ulko- ja sisäseinät sekä ei kantavat betoniseinät määritellään omiksi ryhmiksi kerroksittain.

Liitos nro	L	Nxy_AVG	Nxy_TOT	1-4 krs		5-9 krs		10-13 krs		Kapasiteetti
				Sauman pituus	liitoksen tyyppi	Sauman pituus	liitoksen tyyppi	Sauman pituus	liitoksen tyyppi	
1	33,95	49	1664	6,9	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	3232
2	33,95	57	1935	6,9	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	3232
3	9,885	72	712	6,9	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	3232
4	9,885	103	1018	6,9	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	3232
5	33,95	104	3531	6,9	KV	15,0	KV	12,1	KV	8691
6	21	56	1176	6,9	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	3232
7	9,885	64	633	6,9	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	3232
8	30,885	52	1606	6,9	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	3232
9	33,95	49	1664	6,9	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	3232
10	30,885	68	2100	6,9	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	3232
11	30,065	64	1924	6,9	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	3232
12	30,885	132	4077	6,9	KV	15,0	KV	12,1	PVL SOLO	6539
13	30,885	171	5281	6,9	KV	15,0	KV	12,1	PVL SOLO	6539
14	30,885	49	1513	6,9	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	3232
15	40,4	92	3717	13,3	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	4883
16	40,4	109	4404	13,3	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	4883
17	33,95	46	1562	13,3	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	4883
18	40,4	38	1535	13,3	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	4883
19	40,4	58	2343	13,3	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	4883
20	40,4	27	1091	13,3	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	4883
21	40,4	18	727	13,3	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	4883
22	40,4	38	1535	13,3	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	4883
23	40,4	72	2909	13,3	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	4883
24	36,95	41	1515	13,3	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	4883
25	40,4	33	1333	13,3	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	4883
26	40,4	69	2788	13,3	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	4883
27	40,4	89	3596	13,3	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	4883
28	40,4	74	2990	13,3	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	4883
29	39,95	71	2836	13,3	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	4883
30	40,4	51	2060	13,3	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	4883
31	40,4	19	768	13,3	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	4883
32	40,4	105	4242	13,3	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	4883
33	40,4	32	1293	13,3	KV	15,0	SOLO	12,1	PVL	4883

Kuva 2.3: Esimerkki, miten jokainen elementtiliitos on numeroitu ja elementtiliitoksessa käytettävä saumatyyppejä on jaoteltu kerroksittain liitoksessa vaikuttavan voiman perusteella.

2.3 Kantavat betoniväliseinät

Lähtökohtaisesti suunnittelussa on hyvä pyrkiä siihen, että kantavat betoniväliseinät siirtävät pystyvoimien lisäksi kaikki rakennuksen vaakavoimat, joita ovat esimerkiksi jäykistyksestä ja maanpaineista syntyvät voimat. Näin rakennuksen rasitetuimmat elementtiliitokset ovat väliseinärakenteissa, joihin on ulkoseiniä helpompi toteuttaa raskaampia elementtiliitoksia. Toteutuksen kannalta väliseinärakenteet ovat yleensä myös helpompia toteuttaa ja varmistaa sauman täyttyvyys, kun elementtisaumaan pääsee käsiksi kummaltakin puolelta saamaa.

Rakennuksen jäykistykseen osallistuvat pystysaumot suositellaan toteutettavaksi pystyvalusaumoina, joihin betoni toimitetaan valmisbetoniasemalta. Betoniksi kannattaa valita hienolla #8 mm kivellä oleva laatu, jolloin betonoitavuus on parempi. Kuitenkin suunnittelijan tulee aina tapauskohtaisesti määrittää kohteen valettavissa saumoissa käytettävä betonilaatu.

2.4 Kantavat ulkoseinät

Ulkoseinät ovat tyypillisesti hyvin aukotettuja ja aukkojen pielet kapeita, jolloin niiden toiminta jäykistyksessä on vähäistä. Jos kantavien julkisivujen rakenneosien jäykkyyksiä ei redusoida rakennelaskelmissa, voivat ne kerätä huomattaviakin voimia poikkileikkaukseen nähden, vaikka niiden vaikutus voikin olla vähäinen rakennuksen kokonaisjäykistyksen kannalta.

Näin ollen rakennuksen jäykistyksen suunnittelussa tulee harkita, huomioidaanko kantavat ulkoseinät osana rakennuksen jäykistystä vai siirtävätkö ulkoseinät ainoastaan pystykuormia, jolloin elementtien pystysaumamat eivät osallistu rakennuksen jäykistykseen ja julkisivusaumoihin ei muodostu suuria leikkausvoimia.

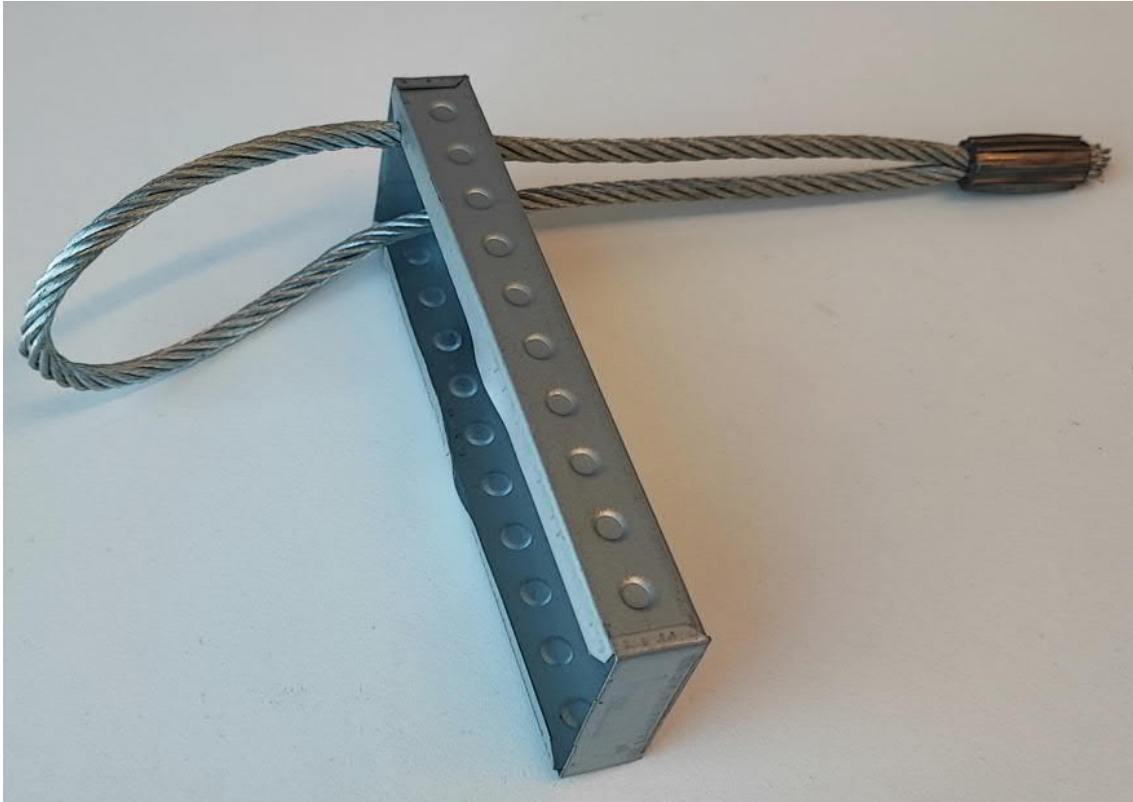
Elementtiliitokset, jotka eivät osallistu rakennuksen jäykistykseen, mukaan lukien ei kantavat betoniseinät, voidaan pystysaumaliitokset toteuttaa vaijerilenkkituotteilla ja pumppusaumalaastilla. Tämä helpottaa työmaatoteutusta esimerkiksi sw-elementtien osalta, kun riittävän huolellinen villatiilkintä elementtisauman ulkopinnassa ennen saumalaastipumppausta on yleensä riittävä.

Jos kuitenkin sw-elementtien kanssa joudutaan käyttämään pystyvalusaumoja, tulee sauman toteutus suunnitella huolellisesti tekijöiden kanssa. Riskinä on, että pystyvalu pääsee valupaineen ja tärytyksen johdosta karkaamaan villaväliin ja sieltä ulkoseinälle, jonka korjaaminen sekä puhdistaminen on hyvin työlästä.

Pystyvalusaumojen osalta ratkaisuna on käytetty sisäpuolelta elementtisauman ulkosauman kohdalle asennettua valuverkkoa ja peltikaistaa.

2.5 Vaijerilenkit

Vaijerilenkeillä betonielementit liitetään toisiinsa lenkkiraudoituksen, laastisauman ja betoni-vaarnan avulla. Vaijerilenkit koostuvat vaarnakotelosta ja sen läpi pujotetusta vaijerilenkistä. Vaarnakotelot on valmistettu joko pellistä taivuttamalla tai muoviraaka-aineesta ruiskupuristamalla. Vaijerilenkit on valmistettu korkealujuusteräksestä.



kuva 2.5: Kuva peltisestä vaijerilenkkikotelosta

Vaijerilenkkisauman mitoituksen lähtökohtana on, että vaijerilenkki on liitoksen "vahvin lenkki" ja murtomekanismi on laastisauman puristusmurto.

Suomassa käytössä olevilla yhden vaijerilenkkikoteloiden pystysuuntainen leikkauskestävyys on $V_{Rd} = 13\text{--}45$ kN riippuen käytettävästä vaijerilenkkituotteesta sekä betonin lujuudesta.

Vaijerilenkkituotteiden pystysuuntaisissa leikkauskestävyyksissä on huomattavia eroja, joten tästä syystä elementtisuunnitelmissa esitettyjä tuotteita ei saa vaihtaa toisen valmistajan tai tyyppin tuotteeseen, vaikka ulkoisesti vaijerilenkkikotelot vaikuttaisivatkin samoilta.

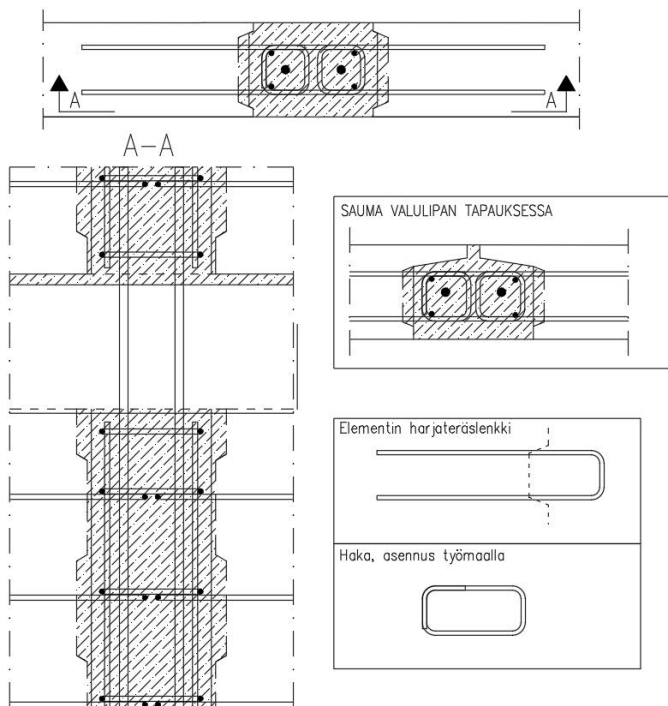
Vaijerilenkkiliitoksella ei lähtökohtaisesti ole sauman poikittaissuuntaista leikkauskestävyyttä. Tämä on hyvä huomioida esimerkiksi kuilutyypisissä seinärakenteissa, joissa ei välttämättä kaikilla betoniseinillä ole kerroksittain nurjahdustuenta mahdollisuutta tasorakenteisiin. Tällöin nurjahdustuenta on huomioitava elementtiliitoksessa ja vaijerilenkkiliitokselle tulee miettiä vaihtoehtoinen elementtiliitos.

2.6 Harjateräslenkit

Rakennusten pystysaumaliitokset kannattaa pyrkiä ensisijaisesti suunnittelemaan vaijerilenkkiliitoksilla siihen asti, kun niistä löytyy riittävästi pystysuuntaista leikkauskestävyyttä. Tämän jälkeen elementtiliitostyyppi on vaihdettava ja yksi hyvä ratkaisu on harjateräslenkkiliitokset. Harjateräslenkkiliitoksella pystysuuntainen leikkauskestävyys on $V_{Rd} = 335\text{--}730\text{ kN/m}$ riippuen käytettävästä harjateräksen koosta ja jaosta sekä betonin lujuudesta.

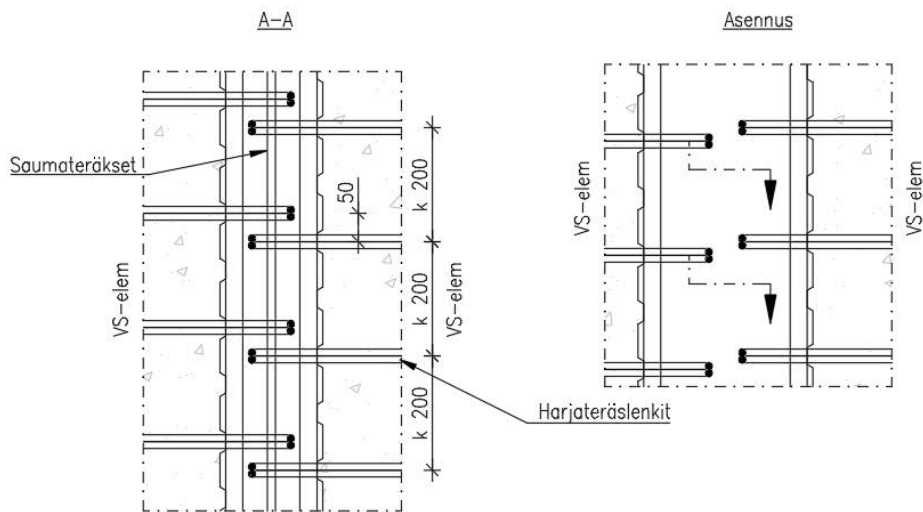
Harjateräslenkkiliitokset on elementtien valmistuksen kannalta hyvä suunnitella valmiilla avattavilla työsaumaraudoitustuotteilla, joita löytyy eri valmistajilta. Työsaumaraudoitustuotetta määrittäessä on huomioitava, että raudoitteen pohjan tulee olla vaarnattu, jotta sillä saavutetaan haluttu leikkauskestävyys. Sileällä pohjalla pystysuuntainen leikkauskestävyys jää huomattavasti pienemmäksi kuin vaarnatulla pohjalla.

Harjateräslenkkiliitoksen saumanleveys kannattaa suunnitella riittävän leveäksi ja siten, että harjateräslenkit eivät keskenään limity. Tällä varmistetaan sujuva asennus eli elementistä tulevat harjateräslenkit eivät missään tapauksessa voi osua yhteen. Lisäksi sauman pystyteräkset voivat tulla alemman kerroksen elementtisaumasta vähintään jatkospituuden verran tasolaatasta yli, eikä pystyteräksien liitoksisissa tarvitse käyttää mekaanisia harjateräsjatkoksia.

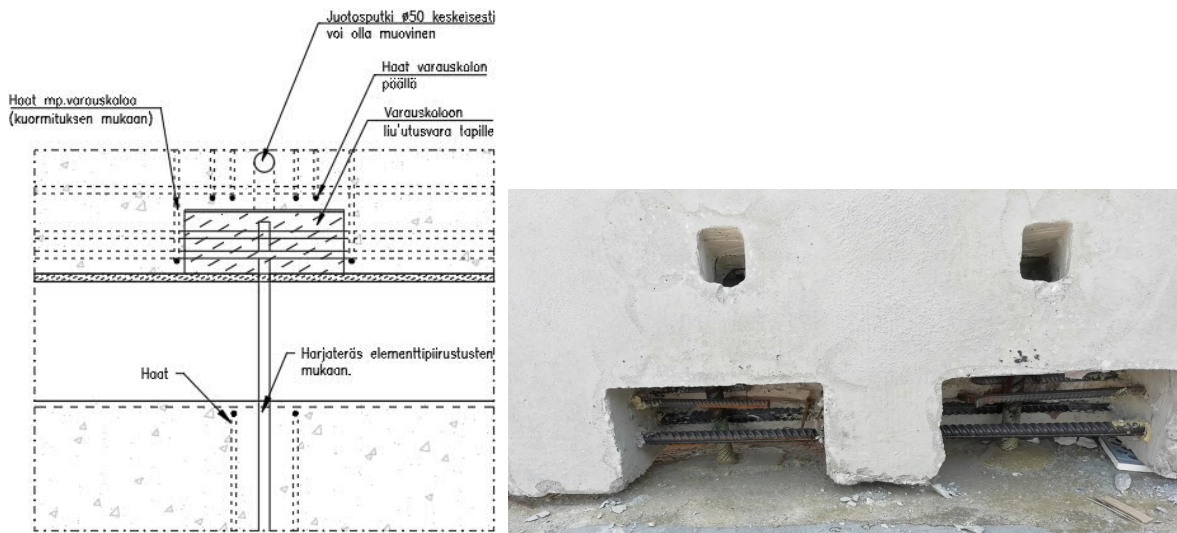


Kuva 2.6: Periaatedetalji harjateräslenkkiliitoksesta

Limittyvien harjateräslenkkien käytössä on huomioitava vastakkaisten betonielementtien harjateräslenkkien keskinäinen limitys, joka saa olla maksimissaan 50 mm. Tämä tulee myös elementtien valmistuksessa huomioida. Jos harjateräslenkit limittyvät keskenään, tulee alareunojen sidontapiste kolot tehdä leveämpänä, jotta elementti pystytään ujuuttamaan toisen elementin viereen niin, ettei harjateräslenkit törmää asennuksen yhteydessä. Huomioitava, että liitoksen kanssa ei voi käyttää samanaikaisesti pystysidonnassa valuputkia.



Kuva 2.7: Periaatedetalji limittyvästä harjateräslenkkiliitoksesta



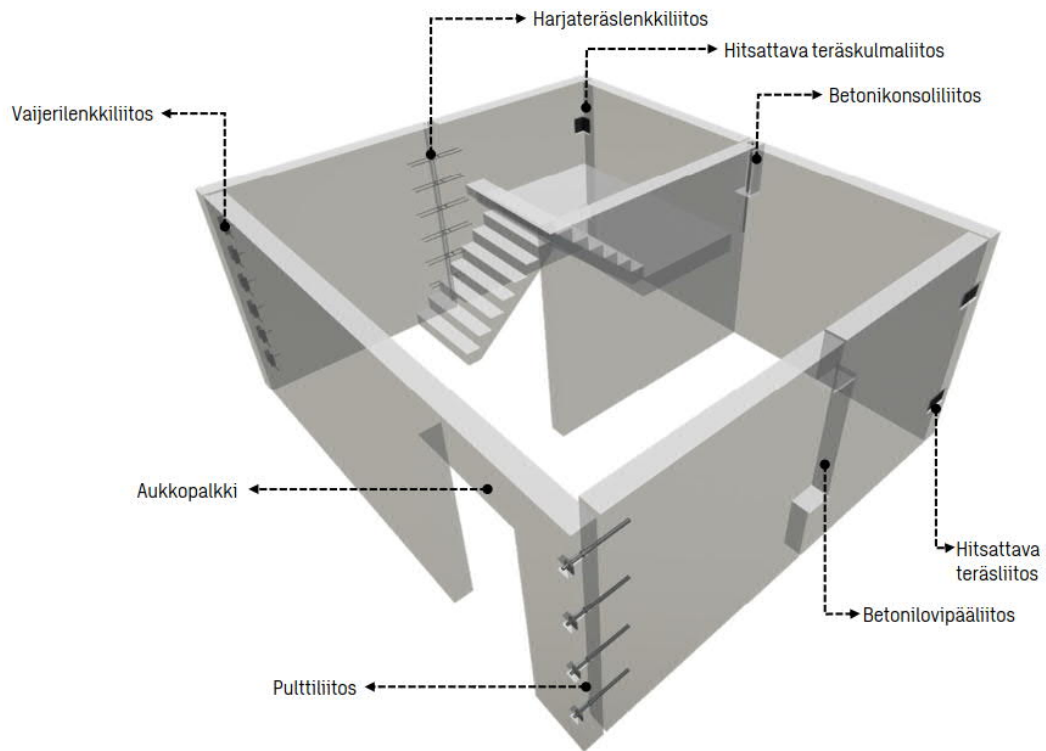
Kuva 2.8: Periaatedetalji sidontapistekolosta, kun harjateräslenkit limittyvät



Kuva 2.9: Vasemmanpuoleisessa kuvassa lenkkien limitykset ovat suunnitelmien mukaisesti. Oikeanpuoleisessa kuvassa lenkit törmäävät päittäin.

2.7 Muut elementtiliitostyytit

Erlaisia elementtiliitostyyppijä löytyy esimerkiksi hitsausliitoksia, pulttiliitoksia konsoliliitoksia ja niin edelleen. Kuitenkin elementtiliitoksissa tulee pyrkiä mahdollisuuksien mukaan käyttämään vakioelementtiliitostarjaisuja.



Kuva 2.9: Kuva erilaisista pystysaumojen liitostyypeistä



Kuva 2.10: Pystysauman lovipääliitos ulkoseinäelementissä (Fib Bulletin 74, 2014, s. 108)

3 VAAKASAUMOJEN MITOITUS

Seinäelementtien vaakasaumat mitoitetaan rajapinnassa vaikuttaville voimille, jotka voivat olla vetäviä, puristavia, leikkaavia tai näiden yhdistelmiä. Laasti- tai valusaumojen mitoituksissa ei ole eroa. Kuitenkin laasti- ja valusaumojen ohjeellisissa detaljimitoissa ja täyttyvyydessä on eroja, jotka tulee huomioida saumojen suunnittelussa.

3.1 Puristusvoimaliitos

Normaaleissa tapauksissa liittyvien betonielementtien liitoksen puristuskapasiteettiä ei lähtökohtaisesti tarvitse tarkastella tarkemmin, kun seuraavat ehdot täyttyvät:

- saumausrakenteen lujuus on vähintään 70 % liittyvien betonirakenteiden tarvittavasta betonisuunnittelulujuudesta.
- sauman leveyden suhde korkeuteen on vähintään 5 ja sauman korkeus enintään 50 mm. Suurien pilareiden osalta korkeus on enintään 70 mm.

Muissa tapauksissa liitoksen puristuskapasiteetti on tarkasteltava.

Liitoksen puristuskapasiteetin voi mitoittaa esimerkiksi FIB 43 julkaisussa esitetyllä kaavalla.

$$F_{Ra} = f_{cd,j} \cdot A_j = \beta \cdot f_{cd,w} \cdot a_1 \cdot l \quad (\text{kaava 3.1})$$

missä

$f_{cd,w}$ on betonielementin betonin mitoituslujuus

$f_{cd,m}$ on saumausrakenteen mitoituslujuus

$f_{cd,j}$ on sauman puristusjännitys

β_0 on $f_{cd,m} / f_{cd,w}$

t/a_1 on $f_{cd,j} / f_{cd,w}$

β arvo saadaan kuvasta 3.1

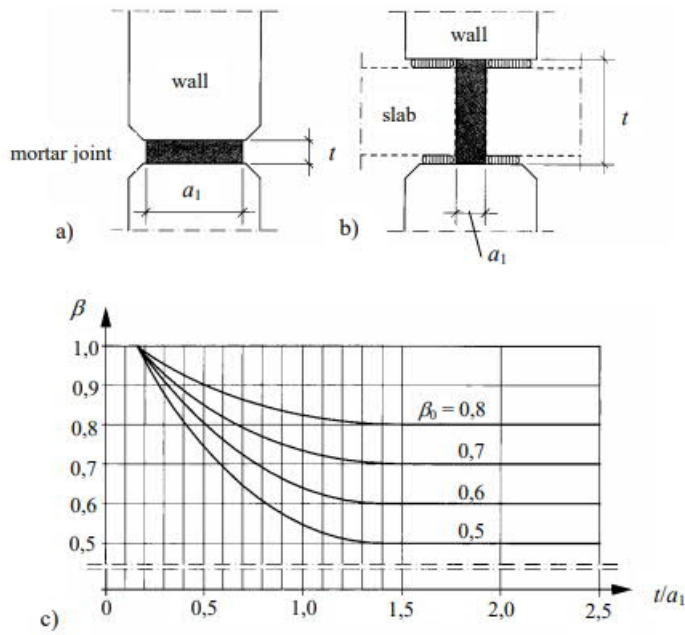
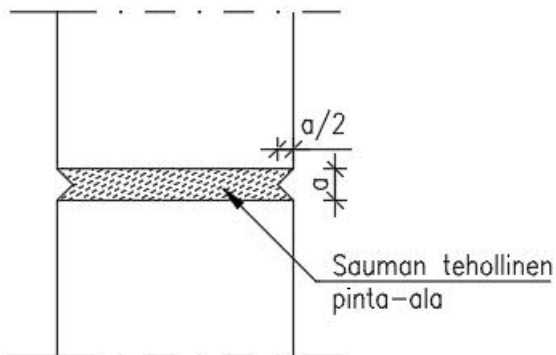


Fig. 6-26: Capacity of mortar joint, according to BLF (1995), a) wall-wall joint, b) wall-slab-wall joint, c) strength – geometry diagram

Kuva 3.1: Saumasmaterialin liitoksen kapasiteetti (Fib 43, 2008 s.112)



Kuva 3.2: Sauman tehollinen pinta-ala

Fib 43 ohjeistuksesta poiketen, on saumasmaterialin lujuus oltava vähintään 70 % liittyvien betonirakenteiden tarvittavasta betonisuunnittelulujuudesta.

Esimerkkilaskelma:

Betonielementin leveys:	200 mm
Sauman paksuus:	20 mm
Sauman tehollinen leveys:	$A_1 = a_1 \cdot l = 180 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = 180\,000 \text{ mm}^2$
betonielementin betonin mitoituslujuus:	$f_{cd,w} = 30 \text{ N/mm}^2$
saumas materiaalin mitoituslujuus:	$f_{cd,j} = 25 \text{ N/mm}^2$

Laskenta:

$$\beta_0 \quad \text{on } 25 \text{ N/mm}^2 / 30 \text{ N/mm}^2 = 0,8$$

$$t/a_1 \quad \text{on } 340 \text{ mm} / 200 \text{ mm} = 1,7$$

$$\beta = 0,8 \quad \text{arvo saadaan kuvasta 5.1.}$$

$$F_{Rd} = 0,8 \times 30 \text{ N/mm}^2 \times 180\,000 \text{ mm}^2 = 4\,320 \text{ kN/m}$$

3.2 Leikkausvoimaliitos

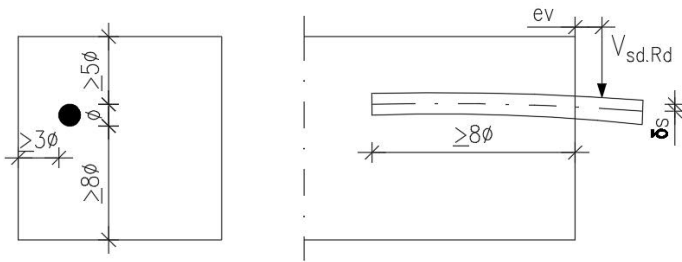
Betonin leikkauskestävyys mitoitetaan EN 1992-1-1, kohdan 6.2.5 leikkaus eri aikaan valettujen betonien rajapinnassa -kohdan mukaisesti. Kaava on esitetty kappaleessa 4. Mitoituksessa on huomioitava, että laasti- ja valusaumat luokitellaan merkittävästi halkeiluiksi sileiksi pinnoiksi, jolloin kaavassa käytettävät kertoimet ovat $c=0$ ja $\mu=0,2$.

Vaikka eurokoodin kaava huomioikin rajapinnassa läpi kulkevan leikkausraudoituksen, voi tapauskohtaisesti harkita myös vaihtoehtoisia mitoituskaavoja leikkausraudoituksen mitoitukselle.

Betonielementtien vaakaliitoksissa käytetään yleensä lyhyitä harjaterästartuntoja, jolloin niiden mitoituksessa voi hyödyntää vaarnavaikutusta. Vaarnatappin mitoitukseen löytyy Rasmussenin ja Pruijsiersin teräsvaarnan kestävyden kaava sekä CEB/FIB mallinormissa (1990) esitetty kaava lyhyille vaarnatappeille.

Betonielementtien vaakaliitoksien vaarnatappien mitoituksessa on suositeltavaa käyttää CEB/FIB mallinormissa (1990) esitettyä kaavaa (kaava 5.2). Kaava perustuu Rasmussenin ja Pruijsiersin teräsvaarnakaavaan, mutta leikkauskestävyyden tuottamiseen tarvittava siirtymä on pieni $\delta_s = 0,1 \cdot \delta$ mutta vastaavasti myös saatava leikkauskestävyys on kohtalaisen pieni. Jos mitoitettava

liitos sallii suurempia siirtymiä, on perusteltua käyttää myös Rasmussenin ja Pruijsiersin teräsvaar-nakaavaa.



Kuva 3.3: Lyhyen vaarnan ehdot CEB/FIB mallinormissa

$$V_{sd.Rd} = \frac{1,3}{\gamma_v} \cdot \phi^2 \cdot \left(\sqrt{1 + (1,3 \cdot \varepsilon)^2} - 1,3 \cdot \varepsilon \right) \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{sd} \cdot (1 - \xi^2)} < \frac{A_s \cdot f_{sd}}{\sqrt{3}}$$

$$\varepsilon = 3 \cdot \frac{e_v}{\phi} \cdot \sqrt{\frac{f_{cd}}{f_{sd}}}, \xi = \frac{\sigma_s}{f_{sd}} \quad (\text{kaava 3.2})$$

missä

γ_v on leikkausliitoksen osavarmuusluku

ϕ on vaarnatapin halkaisija

e_v on leikkausvoiman vaikutuspisteen etäisyys betonin pinnasta

σ_s on tangon vetovoimasta aiheutuva teräsännitys

Elementtien sidontaan käytettyjen lyhyiden harjaterästappien eli vaarnatappien pituudelle ei ole yhtä yhtenäistä pituutta, vaan pituus vaihtelee eri vuosikymmenten ja julkaisujen välillä. Suositusmittoja löytyy ainakin:

- RunkoBES 1979: 6d+ 20 mm
- Elementtisuunnittelu.fi: Lyhyet vaarnatapit 8d

Suunnittelussa on suositeltavaa käyttää samaa pituutta.

3.3 Puristus- ja leikkausvoimaliitos

Jäykistävien betonielementtien vaakasaumoja rasittaa yleensä yhtäaikaaisesti puristus- ja leikkausvoima. Sauman leikkauskestävyyttä voi mitoittaa seuraavasti:

$$V_{Rd} = \mu \cdot \sigma_n + V_{sd.Rd} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

missä

μ on rajapinnan karheudesta riippuvainen kerroin. (Suositusarvo on 0,2)

σ_n on rajapintaan kohdistuva, sen leikkausvoiman kanssa samanaikaisesta ulkoisesta normaalivoimasta aiheutuva pienin mahdollinen normaalijännitys, puristus positiivisena ja $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$ sekä veto negatiivisena. Kun σ_n on vetoa, tulolle $c f_{cd}$ käytetään arvoa 0.

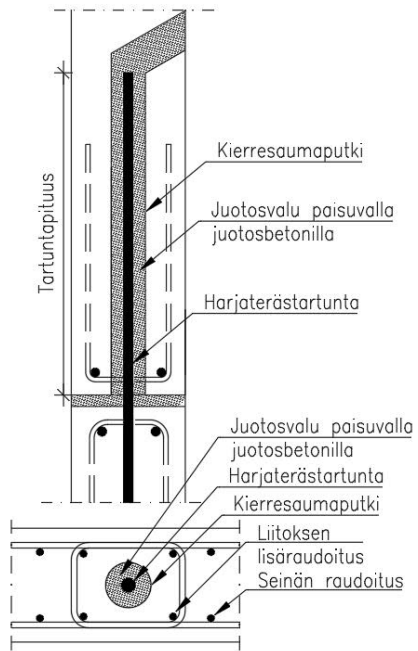
$V_{sd.rd}$ on lyhyen vaarnatapin mitoituskaava ks. kohta 3.2

3.4 Vetovoimaliitos

Elementtiliitoksissa vaikuttavat vetovoimat sidotaan tyypillisesti pulttiliitoksilla (seinäkengillä), harjaterästartunnoilla tai hitsausliitoksilla. Käytettäessä valmiita pulttiliitoksia tulee varmistaa, että betonielementissä on vähintään valmistajan teknisessä käyttöohjeessa vaadittu lisäraudoitus.

Seinäkenkäliitos koostuu betonielementteihin asennettavista seinäkengistä sekä ankkurointipulteista. Seinäelementissä tulee aina olla vähintään kaksi seinäkenkää.

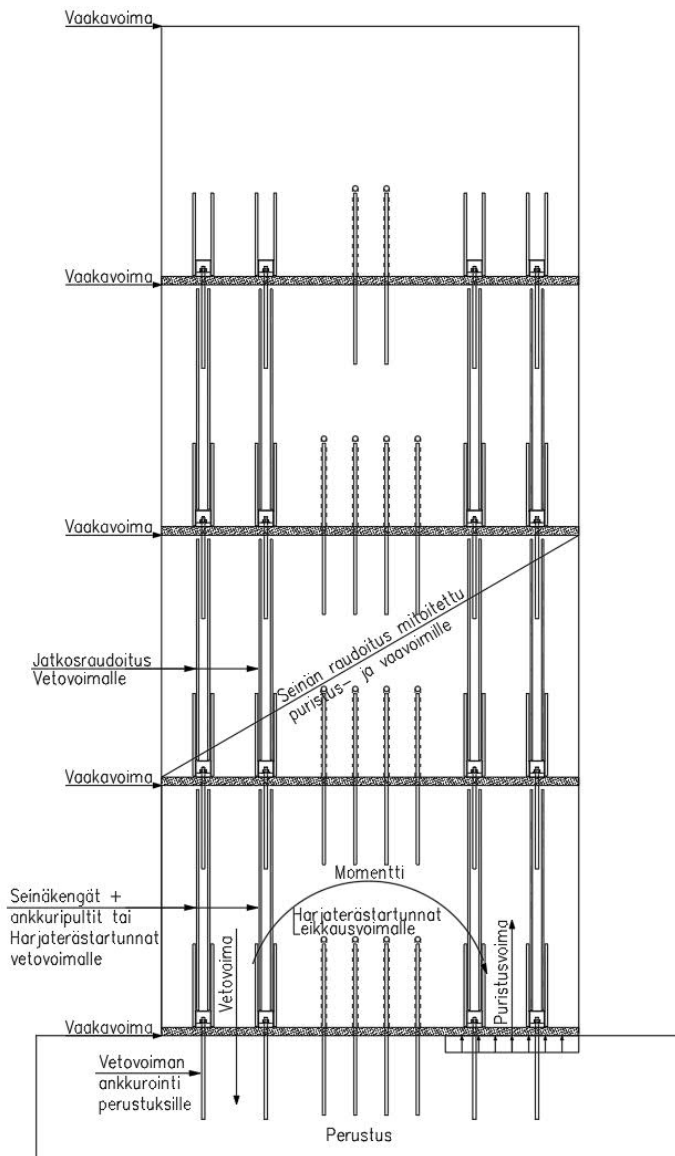
Harjaterästartuntoja käytettäessä tulee huolehtia riittävästä harjateräksen tartuntapituudesta ja valittu valuputken koko oltava riittävä, jossa on myös huomioitu valmistus- ja asennustoleranssit. Valuputkena tulee käyttää teräskierreputkea, jolla on riittävät tartuntaominaisuudet betonielementtiin sekä jälkivaluun. Sileitä tai muovisia valuputkia ei tule käyttää. Jälkivalu toteutetaan paisuvalla juotosbetonilla.



Kuva 5.4: Harjateräslitos

3.5 Veto- ja leikkausvoimaliitos

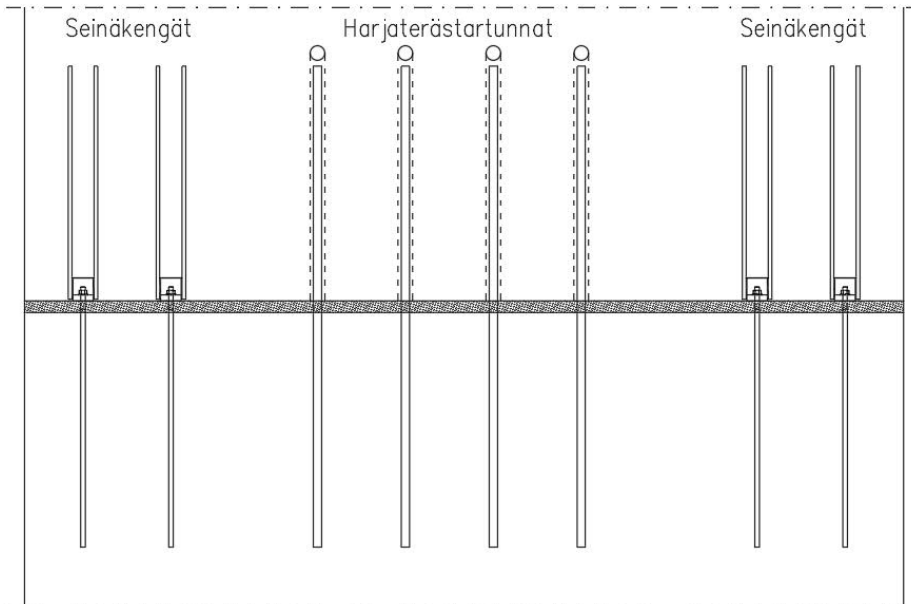
Liitoksen suunnittelussa ja mitoituksessa tulee huomioida, että seinäkenkäliitokset eivät siirrä leikkausvoimia. Seinäkenkäliitokset pystyvät ainoastaan siirtämään vetovoimia eikä tilanne muutu seinäkenkien hitsaamisella. Lisäksi seinäkenkäliitoksien hitsaaminen on lähtökohtaisesti valmistajien teknisissä ohjeissa kiellettyä.



Kuva 5.5: Seinän veto- ja leikkausvoimaliitoksen toimintaperiaate

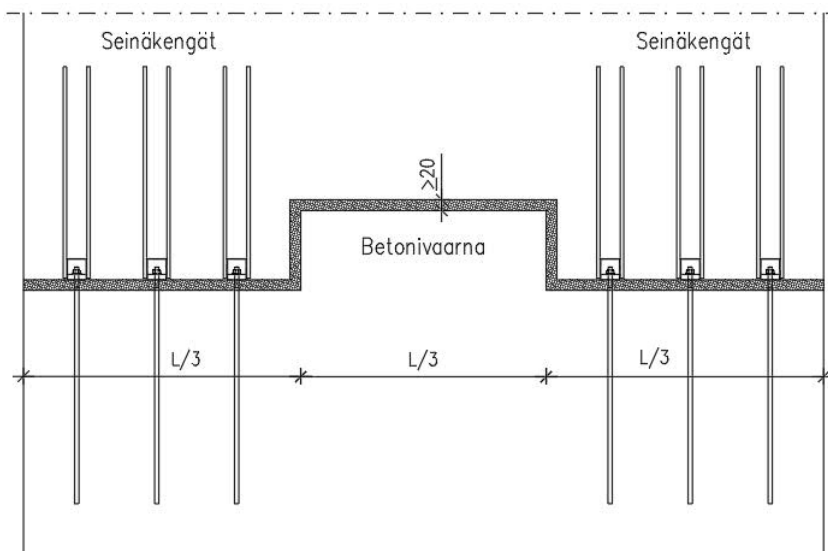
Harjaterästartuntoja käytettäessä tulee veto- ja leikkausrasituksien yhteisvaikutus huomioida, jos harjaterästartunnat mitoitetaan ottamaan sekä veto- että leikkausvoimia samanaikaisesti.

Betonielementtiliitos, jossa vaikuttaa veto- ja leikkausvoima voi mitoitusta lähestyä seuraavasti. Seinäelementin päihin asennetaan seinäkengät tai harjaterästartunnat, jotka mitoitetaan ottamaan pelkästään liitoksessa vaikuttavat vetovoimat. Seinäelementin keskialueelle asennetaan tarvittava määrä harjaterästartuntoja, jotka mitoitetaan ottamaan leikkausvoimat.



Kuva 5.5: Betonielementtien vaakaliitos, jossa seinäkengät ja harjaterästartunnat

Jos leikkausvoimat ovat suuria, niin yhtenä vaihtoehtona on käyttää betonivaarna kuva 5.6.



Kuva 5.6: Betonielementtien vaakaliitos, jossa seinäkengät ja betonivaarna



Kuva 5.7: Betonielementtien vaakaliitos betonivaarnalla

4 PYSTY- JA VAAKASAUMOJEN TOTEUTUS

Elementtirakennuksen kantavan rungon toiminta riippuu täysin elementtiliitoksien toiminnasta, joten niiden suunnittelu ja mitoitus tulee perustua todelliseen toimintatapaan.

Elementtiliitoksien suunnittelussa tulee huomioida liitoksille mahdolliset tulevat sää- ja ympäristö- rasitukset, palon- ja kulutuskestävyys sekä ulkonäkö. Lisäksi on huomioitava valmistus, kuljetus, varastointi ja asennus. Elementtiliitoksissa tulee pyrkiä käyttämään vakioratkaisuja, jotta valmistus on tehokasta ja varmistetaan asennuksen ennakoitavuus ja sujuvuus. Runko- ja seinäelementtien vakioliitosdetaljit ovat ladattavissa elementtisuunnittelu.fi sivustolta. Jouduttaessa suunnittelemaan vakioliitoksista poikkeavia liitosratkaisuja, on liitosratkaisut hyvä käydä ennakkoon läpi valmistajan ja asennusryhmän kanssa, jotta varmistutaan liitoksien toteutettavuudesta.

Muodonmuutokset tulee aina huomioida elementtiliitoksien suunnittelussa. Muodonmuutoksia aiheuttavat ainakin lämpötilamuutokset, kokoonpuristuma, kutistuma, viruma ja taipuma. Muodonmuutoksien huomioimisen unohtaminen voi aiheuttaa rakenteisiin halkeamia, murtumia ja lohkeamia.

Asennusaikaiset kuormitukset ja työturvallisuus tulee huomioida elementtiliitoksien suunnittelussa. Tyypillisiä asennusaikaisia kuormituksia ovat tuulikuormat, toispuoleiset asennukset ja asennuksen aikaiset jäykistysvoimat, jotka voivat rakenneosan osalta poiketa huomattavastikin valmiin rakennuksen kuormista.

Työturvallisuus on aina huomioitava, kun suunnitellaan liitoksien toteutettavuutta. Liitoksien suunnittelussa pitää pyrkiä siihen, että liitokset pystytään toteuttamaan rakennuksen sisäpuolelta ilman nostoapuvälineitä tai erikoisjärjestelyitä, eikä ole tarvetta mennä rakennuksen ulkopuolelle tai kuluihin. Edellä mainitut asiat vaikuttavat turvalliseen, ennakoitavaan sekä sujuvaan asennukseen. Betonielementtien asennussuunnitelmassa nämä asiat tulee olla mietittynä ja ohjeistettuna.

Betonielementtirakennuksen elementtiliitokset toteutetaan valmiiksi kerros kerrallaan kantavan rungon etenemisen mukaisesti. Useamman kerroksen toteuttaminen työnaikaisella tuennalla on lähtökohtaisesti kielletty. Betonien ja laastien riittävästä lujuuden kehityksestä tulee myös varmis-

tua ennen seuraavien kerrosten elementtien asennusta. Tämä korostuu etenkin kapeissa saumoissa viileänä vuodenaikana, jolloin saumoissa voi tarvita lisälämmitystä. Lisäksi on hyvä seurata lujouden kehitystä esimerkiksi valuun asennettavilla lämpötilaloggereilla. Tasorakenteiden betonin lujouden kehitystä ei myöskään pidä unohtaa, kun mietitään kantavan rungon nousunopeutta suhteessa valupäiviin.

Betoninormien 65 mukaisesti betonielementtien välisien saumojen tekemistä koskevat samat vaatimukset kuin betonirakenteitakin, ja ne tehdään toteutuseritelmän mukaisesti. Saumauksessa on käytettävä sellaisia materiaaleja ja työmenetelmiä, että sauma saavuttaa edellytetyt ominaisuuksensa kulloinkin vallitsevissa olosuhteissa.

Saumojen tulee olla mitoiltaan sellaiset, että ne saadaan käytettävällä työmenetelmällä täytetyksi. Elementtisuunnittelu.fi sivustolta löytyy runko- ja seinäelementtien vakioliitokset dwg- ja pdf-piirustuksina.

4.1 Laasti- ja kuivabetonituotteiden laadunvarmistus

Voimia siirtävissä saumoissa käytettävien työmaalla sekoitettavien laasti- ja kuivabetonituotteiden betonin lujuus tulee määrittää standardien SFS-EN 12390-1, SFS-EN 12390-2 ja SFS-EN 12390-3 mukaisesti ja saumauksesta on laadittava betonointisuunnitelma. Yhtenä vaihtoehtona on ottaa tunnistustestausta varten työmaakoekappaleet. Työmaakoekappaleiden otto, olosuhdesäilytys ja testaus tehdään EN206 +SFS 7022 ja BY65 mukaisesti. Työmaakoekappaleiden testaus tulee suorittaa akkreditoidussa testauslaitoksessa.

Tarkempi ohjeistus on esitettävä suunnittelijan laatimissa työselostuksissa sekä työmaan laatimissa työsuunnitelmissa. Ohjeistuksen tulee sisältää:

- Käytettävät kuivatuotteet
- Selostus työsuoritteesta, miten kuivatuote valmistetaan työmaaolosuhteissa, jotta se täyttää valmistajan ohjeistuksen.
 - o Kuivatuotteen ja vedenannosteluun voi esimerkiksi käyttää omia mitta-astioita, jolloin valmistettava laasti tai betoni pysyy mahdollisimman tasalaatuisena.

- Ennen työnaloitusta, kuivatuotteille tulee tehdä ennakkokokeet, joilla varmistetaan, että kuivatuotteen ja veden annostelusuhde on valmistajan ohjeen mukainen ja saavutetaan vähintään suunnitelmien mukaiset ominaisuudet.
- Malli kuivatuotteen valmistuspöytäkirjasta
- Koekappalesuunnitelma
 - Koekappalesuunnitelmassa esitetään mistä, milloin ja kuinka monta koekappaleta otetaan. Lisäksi puristuslujuustestin ajankohta esimerkiksi 3, 7 ja 28 vuorokauden iässä sekä mahdolliset muut testit.
 - Lähtökohtana voi pitää, että elementtisaumoissa käytettävien työmaalla sekoitettavien kuivatuotteiden puristuslujuustestien ajankohta on 3 vuorokauden iässä, jolla varmistetaan, että elementtisaumoissa käytettävät kuivatuotteet täyttävät suunnitelmissa esitetyt vaatimukset.
 - Valmisbetoniasemalta tulevat betonituotteet kuuluvat pääsääntöisesti 3. osapuolen tarkastuksen piiriin, joten näiden osalta tulee tapauskohtaisesti harkita, onko tunnustustestaus (työmaakokekappaleet) tarpeellista.

4.2 Pystysaumat

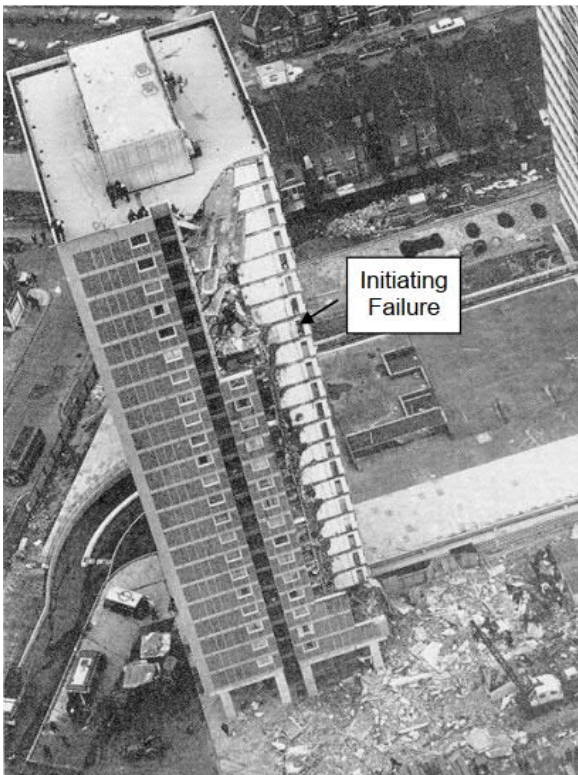
Pumpattavien pystysaumojen tyypillisiä työvirheitä ovat saumassa esiintyvät harvuus ja vajaa-täyttö, jota ei välttämättä havaitse silmämääräisesti valmiista laastisaumanpinnasta. Yhtenä laadunvarmistustoimenpiteenä pumpattavissa voimia siirtävissä laastisaumoissa on ottaa poranäyte vaijerilenkkikoteloparin kohdalta niin, että näytteen mukana tulee koko vaijerilenkkikotelopari. Tällöin nähdään, onko pumppulaasti täyttänyt koko sauman vaijerilenkkikotelot mukaan lukien. Samalla pystyään havainnoimaan betonintartuntaa. Suunnittelussa ja mitoituksessa tulee huomioida poistettava vaijerilenkkikotelopari. Esimerkiksi pystysaumaliitokseen lisätään yksi ylimääräinen vaijerilenkkikotelopari, jonka voi rakentamisen aikana porata pois laadunvarmistustoimenpiteenä ilman, että se aiheuttaa lisätoimenpiteitä. Lisäksi elementtisauman pystyteräksen jatkuminen tulee varmistaa esimerkiksi elementtisauman viereisten elementtien kautta. Porattavat vaijerilenkkikoteloparit tulee merkitä vähintään laadunvarmistussuunnitelmiin, ettei vahingossa porata väärästä saumasta vaijerilenkkikoteloparia.

4.3 Vaakasaumat

Vaakasaumojen ohjeellisina mittoina voi pitää jälkivaletuissa saumoissa vähintään 20 mm ja ennen betonielementin asennusta, sauman kohdalle levitettävän laastin saumoissa vähintään 10 mm.

5 SIDEJÄRJESTELMÄT

Rakennuksen rakenteet ja liitokset on suunniteltava myös tunnistetuille onnettomuuskuormille siten, ettei mahdollisesti syntyvä yksittäisen rakenneosan vaurio aiheuta koko rakennuksen tai sen merkittävän osan sortumista. Tunnetuimpia jatkuvan sortuman tapauksia on vuonna 1976 Ison-Britannian tapahtunut Ronan point onnettomuus.



Kuva 5.1: Ronan point, U.K, 1976

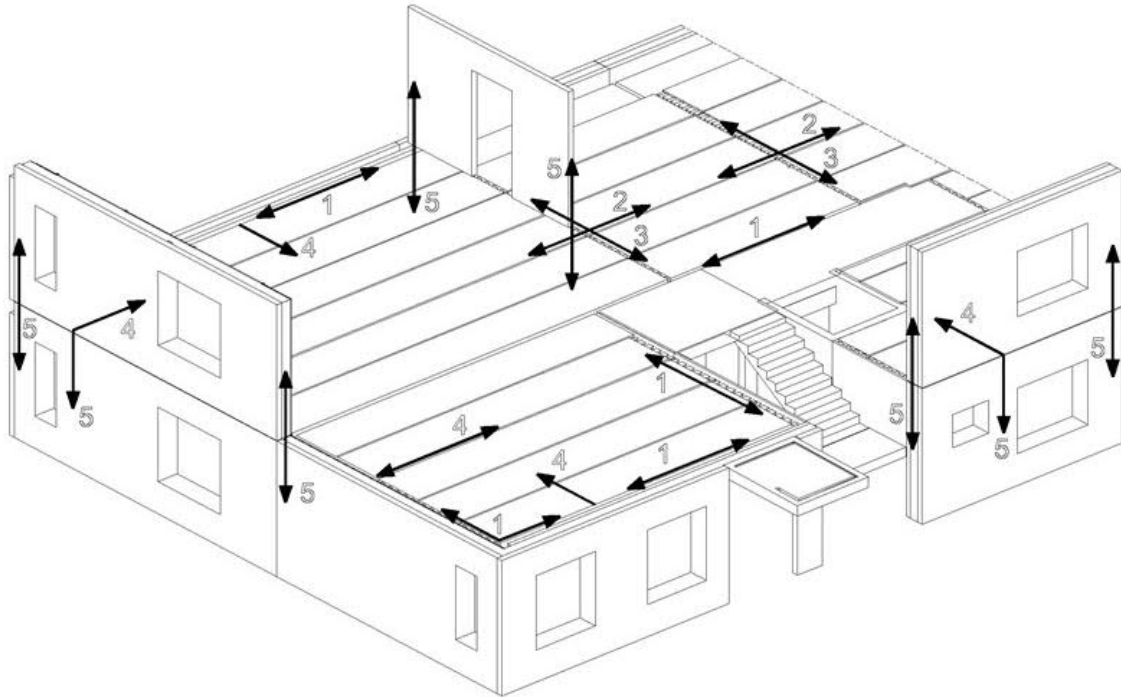
Betoniteollisuus ry on laatinut aiheesta Jatkuvan sortuman estämiseksi ohjekortin. Ohjekortin tarkoituksena on toimia ohjeistuksena suunnittelijoille ja se löytyy elementtisuunnittelu.fi sivustolta. Ohjekortti on kooste Suomen rakentamismääräyskokoelman Rakenteiden lujuus ja vakaus, rakenteiden kuormat -asetuksen ohjeesta. Ohjekortissa pyritään selventämään kohtia, jotka ovat aiheuttaneet suunnittelussa tulkintaeroja. Lisäksi ohjekortissa löytyy laskentaesimerkit eri seuraamusluokissa.

Onnettomuustilanteiden sidevoimien laskenta ei poista normaalitilanteiden sidevoimien laskennan tarvetta, ja päin vastoin.

Rakennuksen sideteräkset mitoitetaan aina sekä normaali- että onnettomuustilanteen sidevoimille ja käytettävä sideteräsmäärä määräytyy kyseisen mitoitustilanteen mukaisesti.

Onnettomuustilanteen suunnittelun periaatteena on lisätä merkittävästi rakenteen sitkeyttä onnettomuustilanteessa. Samalla pyritään kuitenkin välttämään ylimitoitusta.

Seuraamusluokan CC3b rakennuksissa on tehtävä lisäksi rakennuksen järjestelmällinen riskinarviointi, jolloin otetaan huomioon sekä ennakoitavissa olevat että ennakoimattomat vaaratilanteet. Kuitenkin rakennuksen sidevoimia mitoittaessa voi käyttää CC3a kaavoja, jollei riskiarvioinnin perusteella ole määritelty suurempia sidevoimia liitoksille.



Kuva 5.2: Betonielementtirungon sidevoimat (Elementtisuunnittelu.fi)

Julkisivuilla tulevat vaakavoimat tulee sitoa vaakatasoihin. Suunnittelussa tulee varmistaa, että ta-soilla on riittävä kyky siirtää kuormat jäykistäville pystyrakenteille. Tämä korostuu korkeammissa CC3-luokan ontelolaatta kohteissa.

Ontelolaatan pituussuuntaan kohtisuoraan vastaan olevaa vetokestävyyttä voi tarkastella raudoit-tamattoman betonirakenteen vetokestävyyden kautta.

$$F_d = A_c \cdot F_{ctd}$$

$$F_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,5}}{\gamma_c}$$

missä

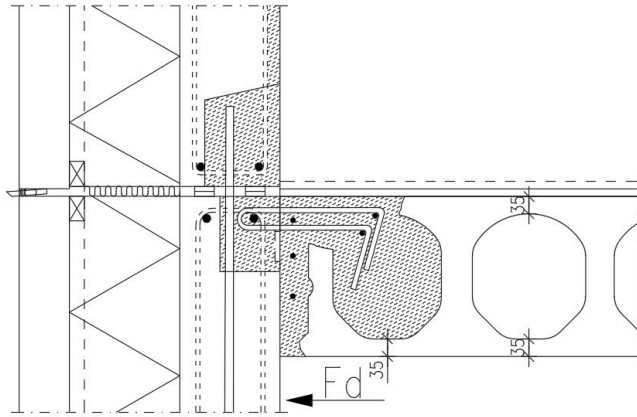
A_c on betonikannaksen poikkileikkausala

F_{ctd} on betonin vetolujuuden mitoitusarvo

α_{ct} on kerroin raudoitamattomalle betonirakenteelle (Suomessa 0,6)

$f_{ctk,0,5}$ on betonin vetolujuuden ominaisarvo

γ_c on betonin osavarmuusluku (Suomessa 1,35)



Kuva 5.2: Julkisivun ei kantavaliitos ontelolaataan

Esimerkilaskelma:

Betonin lujuus:	C50/60
Betonin vetolujuuden ominaisarvo:	$F_{ctk,0,5} = 2,85 \text{ N/mm}^2$
Betonikannaksen poikkileikkauksala	$A_c = 35 \text{ mm} \cdot 1\,000 \text{ mm} = 35\,000 \text{ mm}^2/\text{m}$

Kannaksen poikkileikkauksessa on huomioitu ainoastaan alapinnan kannas, joka on ehjä ja jossa sijaitsevat jännepunokset.

$$F_{ctd} = \frac{0,6 \cdot 2,85 \text{ N/mm}^2}{1,35} = 1,27 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$F_d = \frac{35\,000 \text{ mm}^2 \cdot 1,27 \text{ N/mm}^2}{1\,000 \text{ mm}} = 44,45 \frac{\text{N}}{\text{mm}} = 44,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Jollei ontelolaatan kestävyys riitä, on yhtenä vaihtoehtona toteuttaa ontelolaatan päälle rakenteellinen pintalaatta, joka sidotaan ontelolaatta kenttään sekä mitoitetaan vaakavoimille. Vaihtoehtoisesti julkisivun reuna-alueella voi toteuttaa riittävän leveä paikalla valettava reunapalkki tai korvata reunimmainen ontelolaatta kuorilaatalla, joka pystyy siirtämään vaakavoimat jäykistäville rakenneosille.

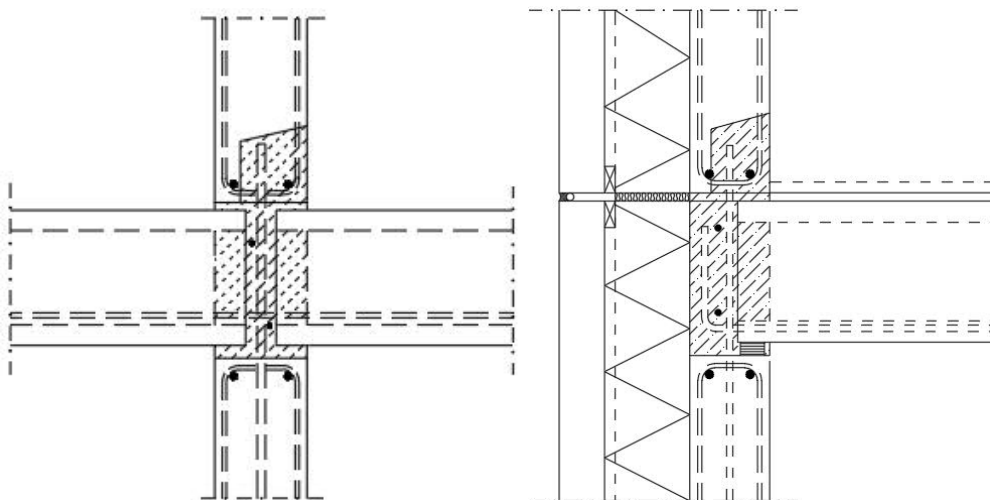
Pasi vaijerilenkki ei ole yksin riittävä sitomaan julkisivuelementtiä tasoihin. Julkisivuelementin ja ontelolaattatason liitoksen mitoituksessa tulee huomioida ainakin mahdollinen elementin nurjahdustuennasta syntyvät voimat, tuulen aiheuttamat voimat sekä onnettomuuskuormat.

6 PYSTYRAKENTEN JA ONTELOLAATAN YHTEISTOIMINTA

Suomessa on vielä vähän tehty yli 16-kerroksisia ontelolaattavälipohjaisia rakennuksia. Monessa hankkeessa välipohjaratkaisu vaihtuu ontelolaattavälipohjasta paikalla valetuksi, kun kerroksia on yli kymmenen. Tällä vaihdokselle ei yleensä ole muuta rakenneteknistä syytä, kuin totut tavat toteuttaa korkeampia rakennuksia. Kuitenkin tyypillisesti käytössä olevat ontelolaatan ja seinän väliset liitosratkaisut ja -detaljit tulee tutkia tarkemmin sekä tarpeen mukaan suunnitella kohdekohtaiset ratkaisut. Maailmalla on tehty hyvinkin korkeita rakennuksia ontelolaatta välipohjaratkaisua hyödyntäen, joten se on myös Suomessa mahdollinen tapa toteuttaa korkeita rakennuksia.

Ontelolaattojen laajempi käyttö korkeissa rakennuksissa ovat rajoittaneet selkeiden detaljien ja suunnitteluohjeiden puuttuminen. Lisäksi tyypillisen ontelolaatta-seinäliitoksen käyttö korkeammissa rakennuksissa on haastavampaa, kun korkeuden kasvaessa pystykuormat kantavissa teräsbetoniseinissä kasvaa, jolloin ontelolaatan ja seinän välisen liitoksen toimivuuteen ja riittävään sitkeyteen tulee kiinnittää erityistä huomiota. Tyypillisesti ontelolaatan ja seinä välinen liitos on, että ontelolaatta asennetaan alemman kantavan seinän päälle ja ylempi seinäelementti asennetaan ontelolaattojen päälle ja elementtien saumat valetaan kuva 6.1.

Liitoksen mitoituksesta on laadittu betoninormikortti 27, joka on ladattavissa Betoniyhdistyksen sivustolta.



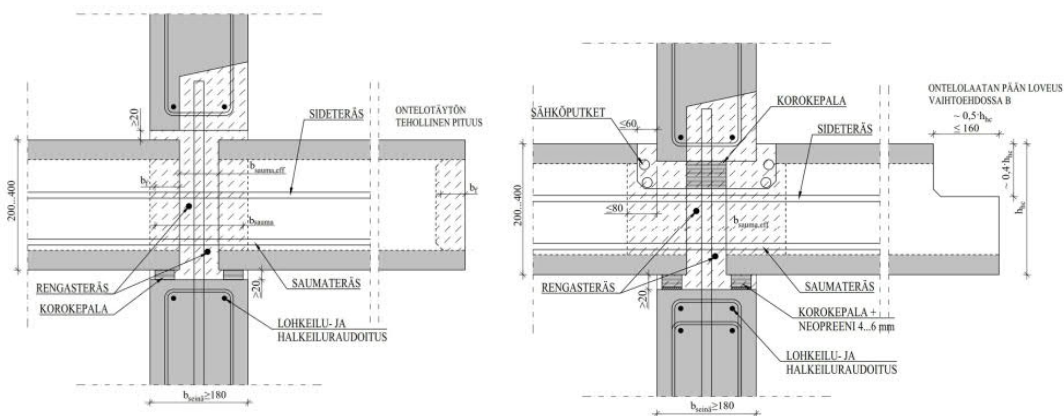
Kuva 6.1: Tyypillinen ontelolaatan ja seinän välinen liitos. (Elementtisuunnittelu.fi)

6.1 Ontelolaatan leikkauskestävyys

Liitoksessa ontelolaatan pään kiertymä on osittain estetty, jolloin laatan päähän syntyy negatiivista momenttia, joka voi aiheuttaa laatan päähän halkeamia. Erityisesti liitoksen ulkopuolella laatan alareunaan ulottuva pystyhalkeama pienentää laatan leikkauskestävyyttä. Ontelolaatan leikkauskestävyys on kriittinen erityisesti liitoksen pystykuormien ollessa suuri. Pystykuorman ollessa pieni, ei liitoksen leikkauskestävyys ole yleensä kriittinen.

6.2 Ontelolaatan ja väliseinän välisen liitoksen suunnittelu

Ontelolaatan ja kantavan välisen seinän liitos voidaan toteuttaa kahdella eri tavalla, joko ns. tavallisella loveamattomalla liitoksella tai lovipääliitoksella.



Kuva 7.2: Tavallinen ja lovipääliitos

Molemmissa liitosvaihtoehdoissa ontelolaattojen päiden väliin jäävän saumavalukaistan tulee olla vähintään 50 mm leveä. Saumabetonin on päästävä tunkeutumaan onteloihin vähintään 50 mm. Liitoksen alapuolisen saumavalun tulee olla vähintään 20 mm korkea ja tavallisessa liitoksessa liitoksen yläpuolinen saumavalu vähintään 20 mm korkea.

Lovipääliitoksessa ontelolaatan pään lovi saa ulottua enintään 60 mm ja onteloiden täyttövalu enintään 80 mm seinälinjan ulkopuolelle. Liitoksen alueelle saa sijoittaa enintään 2Ø20 sähköputkea laatan loveuksessa. Sähköputkia ei saa asentaa yläpuolisen seinän alle.

6.3 Betonin lujuus

Saumavalun tulee olla vähintään 85 % alemman seinän betonin lujuudesta. Normaaliavoimaa laskettaessa betonin lujuudelle voidaan käyttää korkeintaan arvoa 27 MPa, sillä korkeammat arvot antavat epävarmalla puolella olevia tuloksia. Paksujen seinien (>250 mm) ja suurien pystykuormien (>1,5MN) liitoksissa saumavalun suunnittelulujuus tulee kokeellisesti varmentaa.

6.4 Liitoksen osavarmuusluku

Liitoksen osavarmuusluvulle voidaan toteutusluokassa 3 ja toleranssiluokassa 2 käyttää arvoa 1,6, muulloin aina arvoa 1,8. Suositeltu käytettävä arvo on 1,8. Käytettäessä alemmaa osavarmuuslukua tulee saumavalun puristuslujuus kokeellisesti varmentaa.

6.5 Liitoksen normaalivoimakapasiteetti

Liitoksen normaalivoimakapasiteetti lasketaan kaavasta

$$N_{Rd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_{c,liitos}} \cdot b_j \cdot L_j$$

Tavallisessa liitoksessa, jossa ontelolaatan pää on pystysuora ja loveamaton:

$$k \quad \text{on } 0,5$$
$$b_j \quad \text{on } \min \{ 2 \cdot b_j + b_{\text{sauma, eff}}, b_{\text{seinä}} \} \text{ [mm]}$$

Liitoksen normaalivoimakapasiteetti lasketaan kaavasta

$$k \quad \text{on } 0,6$$
$$b_j \quad \text{on } \min \{ 2 \cdot b_j + b_{\text{sauma, eff}}, b_{\text{seinä}} \} \text{ [mm]}$$

missä,

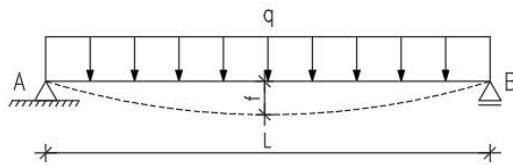
$$f_{ck} \quad \text{on } \min \{ f_{ck, \text{sauma}}, f_{ck, \text{seinä}} \}, \text{ korkeintaan } 27 \text{ [MPa]}$$
$$\alpha_{cc} \quad \text{on Suomessa } 0,85$$
$$\gamma_{c,liitos} \quad \text{on liitoksen osavarmuusluku}$$
$$L_j \quad \text{on sauman pituus seinän suunnassa [mm]}$$
$$b_{\text{sauma}} \quad \text{on laattojen välisen saumavalun sekä onteloihin tunkeutuneen saumavalun kokonaisleveys [mm]}$$
$$b_{\text{seinä}} \quad \text{on alapuolisen seinän leveys [mm]}$$

7 AUKKOPALKKIEN MITOITUS

Aukkopalkkien mitoituksessa tulee huomioida, toimiiko aukkopalkki osana rakennuksen jäykistysjärjestelmää vai mitoitetaanko aukkopalkit ainoastaan pystykuorman aiheuttamille momentti- ja leikkausvoimille.

Mitoittaessa aukkopalkit ainoastaan pystykuormille voi mitoitusta lähestyä kahdelle eri tavalla, jotka ovat riippuvaisia aukkopalkin viereisten piilien leveyksistä.

- Jos aukkopalkin viereiset pielet ovat kapeita, tulee aukkopalkki mitoittaa päistään nivelisenä.
 - o Suositeltavaa on sijoittaa valittu alapinnan raudoitus myös palkin yläpintaan eli vastaava raudoitus on ala- ja yläpinnassa, vaikka palkki on mitoitettu päistään nivelisenä.



Kuva 7.1: Niveltukinen palkki

Tukireaktio

$$A = B = \frac{q \cdot L}{2}$$

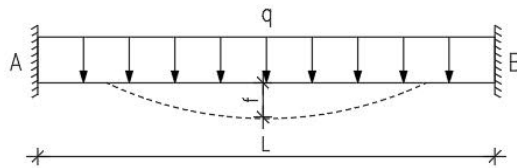
Maksimimomentti

$$M_{max} = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

Taipuma

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I}$$

- Jos aukkopalkin pielit ovat leveitä ja jäykkiä, kannattaa aukkopalkki mitoittaa päistään momenttijäykkänä.
 - o Mitoituksen ja raudoituksen suunnittelussa tulee ainakin huomioida seuraavat asiat:
 - Aukkopalkin piilien kestävyys
 - Pääterästen ankkurointi
 - Elementtiliitoksen kyky siirtää voimia, jos pieli on kapea ja elementtiliitos on lähellä.



Kuva 7.2: momenttijäykkä palkki

Tukireaktio

$$A = B = \frac{q \cdot L}{2}$$

Maksimimomentti

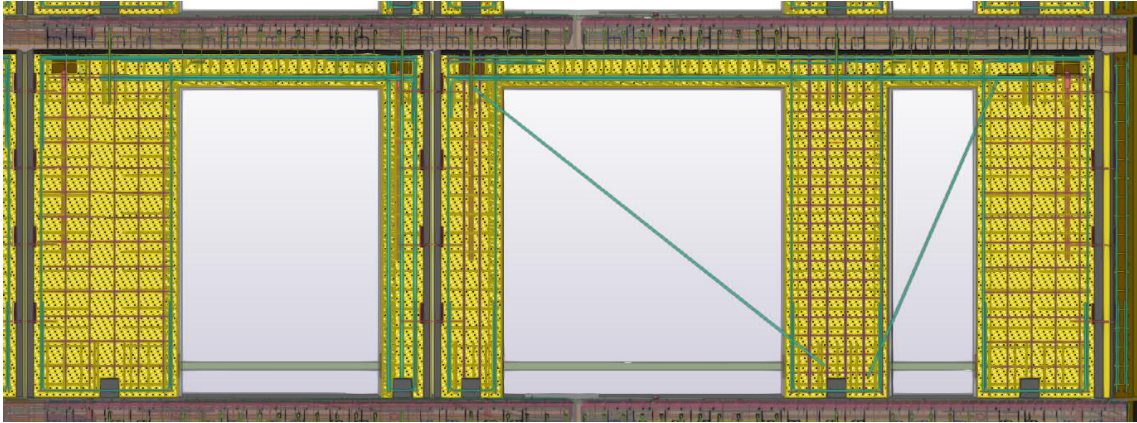
$$M_{max} = \frac{q \cdot L^2}{24}$$

Taipuma

$$f = \frac{1}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I}$$

Perustapauksissa, kun pääraudoitus pysyy kohtuullisena, kannattaa aukkopalkit mitoittaa julkisivujen osalta nivel liitoksina ja väliseinien osalta momenttijäykkinä liitoksina.

Pielien mitoituksessa tulee huomioida, onko pieli EN 1992-1-1 kohdan 9.6.1 mukaan seinä vai pilari. Teräsbetoniseinäksi katsotaan pystyrakenne, jonka pituuden suhde paksuuteen on vähintään 4 ja joissa rauditus otetaan huomioon kestävyystarkastelussa. Tämä vaikuttaa ainakin pielen pääteräksiin, hakoihin ja terästen suojaetäisyyksiin palossa.



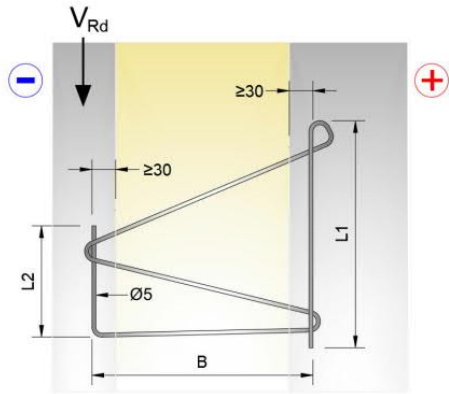
Kuva 7.3: Julkisivuelementti, jossa samassa elementissä on pieliä mitoitettu seinänä ja pilarina.

Julkisivuihin, joihin on tulossa ulokeparvekelaatat, on hankkeen alussa syytä sopia arkkitehdin kanssa maksimi aukkoväli suhteessa ikkunan korkeuteen. Ikkunan yläreunan korko on normaalissa kolmen metrin huonekorkeudessa hyvä rajoittaa 2100...2200 mm sekä leveys rajoittaa maksimissaan 2500 mm, jos se vain on arkkitehtonisesti mahdollista. Todennäköisesti tällöin julkisivuelementin aukkopalkki pystyy siirtämään kaikki sille tulevat kuormat eikä erikoisratkaisuja tarvitse tehdä. Hankkeen osalta on kustannustehokasta, kun elementinvalmistus, asennus ja raudoitus on tavanomainen.

Julkisivuelementtien aukkopalkkien alustavat pääraudoitukset on hyvä tarkastella hankkeen alussa, samalla kun arkkitehdin kanssa käydään läpi aukotuksien reunaehtoja, jottei jatkosuunnittelussa tule yllätyksiä ja joudutaan turvautumaan erikoisratkaisuihin. Aukkopalkkien raudoituksen määrittelyssä tulee lisäksi huomioida elementin nosto-osat, pystysiteiden harjateräkset, tatevaraukset jne.

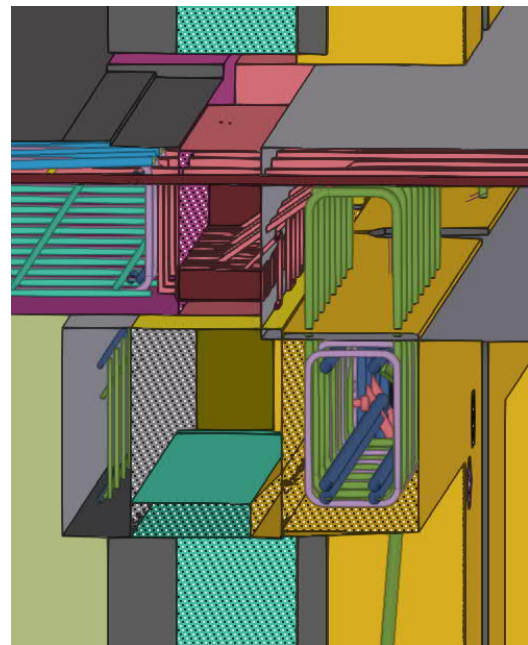
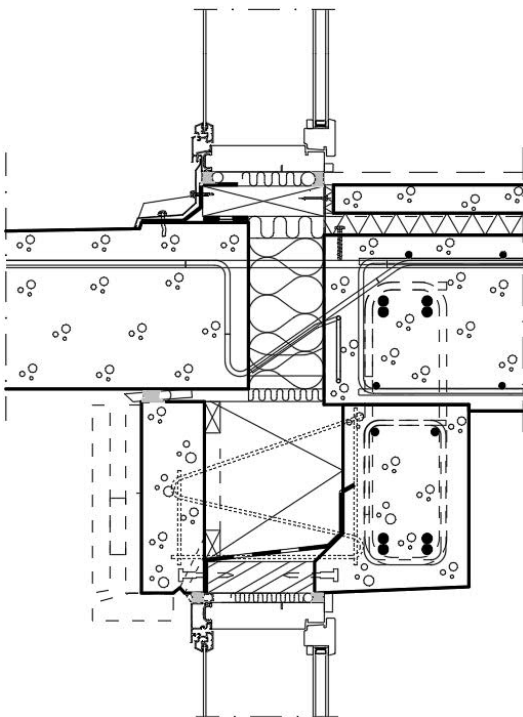
Jos kuitenkin aukkopalkin yläpuolinen tasolaatta joudutaan ottamaan mukaan aukkopalkin mitoitukseen, on hyvä huomioida ainakin seuraavat asiat:

- Ulokeparvekkeen kannatusosalta tulevat veto- ja puristusraudoitus
- Liitoskohtaan syntyvä vaakavoima valettujen betonien rajapinnassa
- Sw-elementeissä palkkiansaan mahtuminen ulko- ja sisäkuoreen, huomioiden tarvittavat terästen suojaetäisyydet ja valmistustoleranssit.



Tyyppi	B [mm]	L1 [mm]	L2 [mm]	maksimi eristepaksuus [mm]
APA 150	150	230	125	90
APA 180	180	230	130	120
APA 200	200	230	125	140
APA 210	210	250	140	150
APA 220	220	250	135	160
APA 240	240	250	130	180
APA 260	260	250	120	200
APA 280	280	300	155	220
APA 300	300	300	150	240
APA 320	320	300	140	260
APA 340	340	300	130	280
APA 360	360	300	120	300

Kuva 7.4: ote Anstar APA-palkkiansesitteestä



Kuva 7.5: Detalji ja ote mallista ulokeparvekkeen ja aukkopalkin kohdasta.

Ontelolaattavälipohja kohteissa "ei kantavien" julkisivujen seinissä tulee huomioida myös ulokeparvekkeiden vastapainon kuorma, joka on vähintään ulokeparvekkeen omapaino huomioiden hyöty-

kuorma. Ulokeparveke ja ulokeparvekkeen vastapaino on ns. kiikkulauta. Tällä on huomattava vaikutus aukkopalkin raudoitukseen mutta vielä huomattavampi vaikutus on aukkopalkkien pieliin raudoituksiin.

Ilman ulokeparveketta otetaan normaalin käytännön mukaan ontelolaattakentältä ei kanavalle ulkoseinälinjalle metrin kuormituskaista.

7.1 Aukkopalkkien rei'itys

Palkkien rei'ityksestä löytyy hyvät suunnitteluohjeet Matti Leskelän kirjoittamasta BY 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus -kirjasta. Reikien huomioiminen ja mitoitus löytyy kirjan sivuilta 383–388.

Lähtökohtaisesti reiät kannattaa pyrkiä sijoittamaan niin, että niitä ei tarvitse erikseen tarkastella tai mitoittaa. Kohteen tate-suunnittelijoiden kanssa tulee käydä läpi, mihin kohtiin palkkirakenteita reikiä sijoitetaan, jos palkin läpi on välttämätöntä mennä.

7.2 Aukkopalkkien huomioiminen palotilanteessa

Aukkopalkkien suunnittelussa tulee huomioida myös palkkien toiminta palotilanteessa. Ensimmäiseksi tulee suunnitella, mitkä aukkopalkit ovat rakennuksen onnettomuustilanteen toimintakyvyn kannalta välttämättömiä ja nämä mitoitetaan palotilanteessa toimiviksi. Näitä ovat ainakin rakennuksen jäykistyksen osana toimivat, ulokeparvekkeiden alapuoliset ja useita ontelolaattoja kannattelevat aukkopalkit. Pv-välipohjissa ei välttämättä tarvitse aukkopalkkeja mitoittaa palotilanteessa toimiviksi, jos pv-laatta saadaan onnettomuustilanteessa mitoitettua vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti. Tämä on kuitenkin hyvin tapauskohtaista.

Yleensä aukkopalkkien palomitoitus kannattaa tehdä taulukkomitoituksella. Taulukot löytyvät EN 1992-1-2 osasta. Laskennallinen palomitoitus on mahdollista ja siihen löytyy menetelmät ja kaavat mutta tapauskohtaisesti on hyvä miettiä, mikä on laskennallisesta palomitoituksesta saatu hyöty hankkeessa, käytettyyn suunnittelu-aikaan verrattuna.

Taulukkomitoituksessa on hyvä muistaa, että taulukoissa esitettyihin keskiöetäisyyden vähimmäisarvoihin ei tarvitse lisätä toleranssiarvoa EN 1992-1-2 kohta 5.1 (14). Tämä eroaa säilyvyysmitoituksesta, joiden vähimmäisarvoihin on lisättävä toleranssiarvo, joka on tyypillisesti ± 10 mm.

Leikkaushaajat ovat aukkopalkkien toiminnan kannalta keskeisiä raudoituksia, joten ne on myös huomioitava palomitoituksessa, tällöin keskiöetäisyyden vähimmäisarvo ei ole vetoteräksen keskelle vaan hakaraudoituksen keskelle.

7.3 Aukkopalkkien mitoitus osana jäykistystä

Korkeammissa rakennuksissa aukkopalkit huomioidaan jäykistysjärjestelmän leikkausseinissä (coupling beam). Tyypillisesti aukkopalkit ovat oviaukon yläpuolelle jäävä palkkirakenne, joka yhdistää peräkkäiset leikkausseinät ja välittää jäykkyytensä mukaan rasiuksia seinästä toiseen. Yhdistävä rakenneosana voi olla leikkausseinät yhdistävä palkki, välipohja tai näiden yhdistelmä, riippuen välipohjan toteutustavasta. Jos yhdistetyt leikkausseinät keräävät rakennuksen kokonaisjäykistyskuormista huomattavan osan, on myös leikkausseinä yhdistävissä aukkopalkkeissa suuret voimat. Mikäli leikkausseinien välille syntyy kokoonpuristumaeroja, aiheuttaa myös tämä rasiuksia seinä yhdistävään aukkopalkkiin. Lisäksi aukkopalkkiin vaikuttaa aikaisemmin mainitut tasolta tulevat pystykuormat. Suurien voimien siirto vaatii suuria teräsmääriä, joten aukkopalkit vaativat huolellista suunnittelua ja toteutusta.

Talotekniikkareitit pitää hankkeen alkuvaiheessa saada sovittua siten, että lähtökohtaisesti rakennuksen jäykistämisen kannalta oleellisten rakenteiden rei'ittämiseltä vältytään tai ne saadaan minimoitua.

- Jäykistäviin seiniin ei asenneta tekniikkaelementtejä.
- Ydinkuilun ovipalkkien läpi ei tuoda talotekniikkaa.
- Ydinkuilun seinien rei'ittämiseltä vältytään, kun talotekniikan pystykuilut sijoitetaan hajautetusti ydinkuilun seinien ulkopuolelle.
- Asuinrakennuksissa kulku huoneistoihin pitää pyrkiä järjestämään käytävältä ydinkuilun ulkopuolelta, jotta ydinkuilun seiniin tulee mahdollisimman vähän oviaukkoja.



Kuvia 7.6: Vienna Tower, Talotekniikkakuilujen sijoittelu jäykistävän ydinkuilun ulkopuolelle.

7.4 Palkkien mallinnus ja tulosten tulkinta laskentamallista

Mitoittaessa aukkopalkit osana jäykistysjärjestelmää voi mitoitus lähestyä seuraavasti.

1. Aukkopalkit mitoitetaan jäykästä, halkeilemattomasta, laskentamallista saataville rasituksille.
 - a. Aukkopalkkien mallinnustapa on valittava siten, että rasitukset siirtyvät seinien välillä mahdollisimman todenmukaisesti. Suositeltava mallinnustapa on mallintaa aukkopalkit palkkielementeinä ja kytkeä palkin päät seiiniin jäykillä kappaleilla.
 - b. Varmistetaan, että huomioidaan kaikki aukkopalkkien rasitukset, esimerkiksi myös laattoihin mahdollisesti muodostuvat voimat.
2. Redusoidaan aukkopalkkien jäykkyyttä alustavilla redusointikertoimilla.
 - a. Aukkopalkkeille ja laatoille käytetään redusointikertoimen arvoa 0,33.
 - b. Mikäli jäykkyyksien redusoinnilla on merkittävä vaikutus muodostuviin rasituksiin, lasketaan redusointikertoimen arvoa tarkemmin ja todennetaan kertoimen oikea suuruusluokka. Tarkin menettelytapa on laskea poikkileikkausta murtorajatilan materiaalimalleilla.
3. Selvitetään, halkeavatko jäykän laskentamallin mukaisesti mitoitettujen poikkileikkauksien murtorajatilassa muodostuvilla rasituksilla.

- a. Mikäli poikkileikkaukset säilyvät selvästi halkeilemattomana ilman normaalivoiman vaikutusta, eikä alustavilla redusointikertoimilla laskettaessa rakenneosien rasitukset kasva merkittävästi, mitoitus on valmis.
 - b. Mikäli poikkileikkauksien halkeilu on mahdollista ja rakennukseen vaikuttavat voimat jakaantuvat uudelleen rakennuksessa, edetään kohtaan 4.
4. Mitoitetaan aukkopalkit sekä muut rakenneosat, joihin jäykkyyden redusointi vaikuttaa, haljenneen tai halkeamattoman laskentamallin rasituksille pahimman tapauksen mukaisesti.

8 TUULITUNNELIKOKEIDEN TEETTÄMINEN

Tuulitunnelikokeet ovat tehokas tapa määrittää monimutkaisissa rakennuksissa tuulikuorman luonne sekä intensiteetti. Erityisen hyödyllinen se on silloin, jos rakennus on herkkä tuulelle dynaamiselle kuormalle tai rakennuksen ympäristön on monimutkainen, eikä tuulikuormaa pysty määrittämään riittävän luotettavasti normien perusteella. Tuulitunnelikokeissa on myös havaittu, että testien antamat tuulikuormat ovat yleensä pienempiä kuin normien antamat tuulikuormat [Taranath, 1997, 221]. Tämä antaa mahdollisuuden suunnitella kustannustehokkaimpia rakennuksia.

Tuulitunnelikokeiden teettäminen voidaan arvioida rakennuksen dynaamisten ominaisuuksien perusteella, kun yksi tai useampi seuraavista ehdoista täyttyy;

1. rakennuksen muoto poikkeaa laatikkomaisesta
2. rakennuksen alin ominaistaajuus on alle 1 Hz
3. rakennus altistuu herätetärinälle toisen lähellä sijaitsevan korkean rakennuksen tai rakennelman johdosta
4. rakennus sijaitsee paikassa, jossa tuulen nopeus voi kasvaa rakennuksien tunnelointi vaikutuksesta tai maaston muodon johdosta [Taranath, 1997, 260].

Monet tutkijat ovat tehneet vertailuja tuulitunnelista saatujen tulosten ja kansallisten normien määrittämien arvojen välillä. Yhdessä Pohjois-Amerikassa tehdyssä tutkimuksessa vertailtiin 24 eri rakennuksen tuulitunnelissa saatuja arvoja ASCE 7-88- ja NBC -normien arvoihin. Tuulitunnelissa saadut arvot olivat keskimäärin kaatavaan momenttiin osalta 87 % ASCE 7-88- normin ja 83 % NBC- normin antamasta momentista. [Taranath, 1997, 259] Vaikka normien antamat tulokset näyttävät asianmukaisilta on tilanteita, joissa tuulitunneleiden antamat arvot kaatavan momentin osalta ovat noin 25 % suuremmat kuin ASCE 7-88 - normien ja 15 % NBC -normien antamasta momentista. [Taranath, 1997, 259]

Eurokoodien 1991-1-4 -normia pidetään yleisesti ottaen konservatiivisena tuulikuormien osalta, joten tutkimuksessa saatuja tuloksia voi vertailla eurokoodiin suuruusluokkien osalta.

8.1 Tuulitunnelikokeiden lähtötiedot

Rakennesuunnittelija määrittelee tuulitunnelikokeiden työselostuksessa, mitä kokeita tuulitunnelissa tehdään ks. kappale 8.2. Lähtötietoina tuulikonsultti tarvitsee ainakin rakenteen ominaisuuksia, ominaismuodot sekä kerroksittain tason massat ja vääntöliikkeen massahitausmomentit. Luotettavimmin lähtötiedot voidaan määrittämään oikein tehdystä rakennelaskentamallista.

Tyypillisesti rakennelaskentamalli tehdään rakenneanalyysiin kehitetyllä FEM-laskentaohjelmistolla. Rakennelaskentamallista luodaan kaksi erillistä mallia halkeamaton ja halkeillut. Haljenneissa mallissa huomioidaan haljenneen betonin jäykkyyden pieneneminen. Betonin jäykkyyden pieneneminen vaikuttaa rakennuksen dynaamisiin ominaisuuksiin. Jäykkyyden pieneneminen voidaan huomioida betonissa käyttämällä redusoitua jäykkyyttä. Luonnossuunnitteluvaiheessa voidaan redusoitujäykkyys arvioida Eurokoodi 1992-1-1 kohdasta H.1.2 löytyvällä kaavalla.

$$EI \approx 0,4 \cdot E_{cd} \cdot I_c = \frac{0,4}{1,2} \cdot E_{cm} \cdot I_c = 0,33 \cdot E_{cm} \cdot I_c$$

Esimerkiksi ACI 318 -normi määrittelee, että redusointikertoimina voidaan käyttää palkeille 0,35, pilareille 0,70 laatoille 0,25, halkeilemattomalla seinällä 0,7 ja haljenneella seinällä 0,35 (ACI 318-05, 2004).

Eurokoodi 1992-1-1 määrittelee, että betoni voidaan olettaa halkeilemattomaksi kun jännitystasot jäävät alle betonin vetolujuuden (SFS-EN 1992-1-1, 2005, 128).

8.2 Tuulitunnelikokeiden tavoitteet

Tuulitunnelikokeiden tavoitteena on saada riittävän tarkat tiedot rakennukseen vaikuttavista suunnittelun vaakakuormista ja ennakoida rakennuksen vaste suunnitelluille tuulikuormille. Muita tärkeitä tuulitunnelissa selvitettäviä asioita ovat;

1. rajakerroksen profiili turbulenssin intensiteetti
2. äärimäisten tuulten voimakkuus ja kesto
3. lähellä olevien ja tulevien rakennuksien ja rakenteiden vaikutukset
4. tuulivoima, pyörreilmiö ja tuulen erottaminen rakennuksen pinta-alasta
5. Rakennuksen ulkopinnassa olevan tuulenpaineen intensiteetti ja vaihtelu
6. tuulikuorman määrittäminen julkisivuverhoukselle ja laselle/ikkunoille
7. tuulen vaikutus lähialueiden kulkuneuvoille ja jalankulkijoille tai jopa vaaratekijät
8. rakennuksen siirtymän vaikutus asumisen mukavuuteen/viihtymiseen
9. värähtelyn vaikutus suojan puolella rakennusta
10. Kosteuden tunkeutumiskyky [Taranath, 1997, 224].