

# Betonirakenteiden suunnittelu ennalta määräämättömässä onnettomuustilanteessa

## Sisällysluettelo

1.	YLEISTÄ .....	3
1.1	Rakennuksen kokonaisstabiileetti onnettomuustilanteessa .....	4
1.1.1	Varmuuskertoimet ja laskentaperiaatteet onnettomuustilannemitoituksessa .....	4
2.	JATKUVA SORTUMA JA SEN ESTÄMINEN .....	5
2.1	Jatkuva sortuma, käsitteitä ja mahdollisia syitä .....	5
2.2	Seuraamusluokat onnettomuustilanteissa.....	5
2.3	Toimintaperiaatteita ja niiden vaatimuksia jatkuvan sortuman estämiseksi.....	7
2.3.1	Paikallisen vaurion laajuuden rajaaminen.....	7
2.3.2	Sidejärjestelmät ja niiden vaatimukset eri seuraamusluokissa.....	8
2.3.3	Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti .....	9
3.	SIDEJÄRJESTELMIEN SUUNNITTELU ONNETTOMUUSTILANTEESSA.....	9
3.1	Sidejärjestelmien periaate.....	10
3.2	Sidevoimien laskennassa käytettävät mitat .....	10
3.3	Vaakasiteiden voimien laskenta .....	11
3.3.1	Rengas- ja sisäpuoliset siteet.....	11
3.3.2	Seinien ja pilareiden sidonta välipohjaan .....	13
3.4	Pystysiteet .....	14
4.	VAIHTOEHTOISEN KUORMANSIIRTOREITIN MENETELMÄ .....	15
4.1	Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin analyysimenetelmät .....	19
4.2	Lisävaatimuksia elementtien liitoksille.....	20
4.3	Elementin putoamisen estäminen .....	20
5.	ELEMENTTILIITOSTEN KAPASITEETTEJA ONNETTOMUUSKUORMAYHDISTELMILLE.....	22
5.1	Tappiliitoksen leikkauskestävyys onnettomuustilanteessa.....	22
5.2	Seinäelementtien saumojen leikkauskestävyys onnettomuustilanteessa, yleistä.....	23
5.3	Ilman betonivaarnaa olevan lenkkiliitoksen leikkauskestävyys .....	24
5.4	Betonivaarnatun lenkkiliitossauman leikkauskestävyys onnettomuustilanteessa .....	25
6.	LASKENTAESIMERKKI JATKUVAN SORTUMAN ESTÄMISESTÄ .....	28
6.1	Yleistä .....	28
6.2	Lähtötiedot .....	28
6.3	Moduulilinjan A pilarit .....	29

	2
6.3.1	Tunnistettu onnettomuuskuorma ..... 29
6.3.2	Toimenpiteet määrittelemättömästä syystä tapahtuvan jatkuvan sortuman estämiseksi 30
6.4	Reunalinjan D pilarit ..... 31
6.5	Keskipilarit ..... 31
6.6	Kantava seinä porrashuoneiden välillä moduulilinjalla C..... 32
6.7	Seuraamusluokan CC3a mukaisen sidejärjestelmän suunnittelu..... 33
6.7.1	Laataston ympäri kiertävät rengassiteet: ..... 33
6.7.2	Palkkielementtien väliset sisäiset siteet ..... 34
6.7.3	Kantavien seinäelementtien väliset vaakasiteet ..... 34
6.7.4	Laattaelementtien väliset sisäiset siteet (pituussuuntainen saumaraudoitus)..... 35
6.7.5	Seinien ja pilareiden sidonta välipohjaan ..... 35
6.7.6	Pystysiteet ..... 36
7.	ELEMENTTILIITOKSIA ONNETTOMUUSTILANTEESSA ..... 37
7.1	Yleistä ..... 37
7.2	Tartuntalevyjen ja hitsauksen käyttö liitoksissa onnettomuustilanteessa..... 37
7.3	Laataston liitoksia ..... 38
7.3.1	Ontelo- ja kuorilaatat..... 38
7.3.2	TT-laattojen liitoksia ..... 39
7.4	Porrassyöksyelementtien liitokset ..... 40
7.5	Seinäelementtien liitoksia ..... 41
7.5.1	Pilariementin liitoksia ..... 42
8.	LÄHDEVIITTEET ..... 44

## 1. YLEISTÄ

Liitosten ja rakenteiden tulee kestää myös poikkeukselliset kuormitus- ja onnettomuustilanteet. Näistä kuormitustilanteista mahdollisesti aiheutuva paikallinen vaurio voi laajentua ja johtaa jatkuvaan sortumaan ja koko rakennuksen sortumiseen.

Tämä normikortti käsittelee vain suunnittelua määrittelemättömien (ympäristöministeriön asetus 10/16 3§) onnettomuustilanteiden varalta. Normikortti ei koske terroriteon seurauksena tapahtuvaa sortumaa.

Rakenteet ja liitokset on aina mitoitettava normaaleille kuormitustapauksille ja ennakoitavissa oleville onnettomuuskuormille kuten törmäyskuormat, palotilanne ym. Näiden mitoitustapausten lisäksi on tutkittava myös tässä normikortissa käsitelty määrittelemättömästä syystä johtuva onnettomuustilanne.

Vaikka rakennetta ei rakennuksen käyttötarkoituksen tai sijainnin perusteella tarvitsisi mitoittaa ennakoitavissa olevalle onnettomuuskuormalle (esim. törmäys) on suunnittelussa otettava huomioon ennalta arvaamattoman ja määrittelemättömän, onnettomuustilanteen mahdollisuus. Tällöin hyväksytään paikallinen vaurio, josta ei kuitenkaan saa seurata jatkovaa sortumaa.

Vaikka rakenne rakennuksen jouduttaisiin mitoittamaan ennalta määriteltävissä olevalle onnettomuuskuormalle (esim. törmäyskuorma), niin rakenne on lisäksi suunniteltava myös määrittelemättömästä onnettomuudesta johtuvalle kuormitukselle.

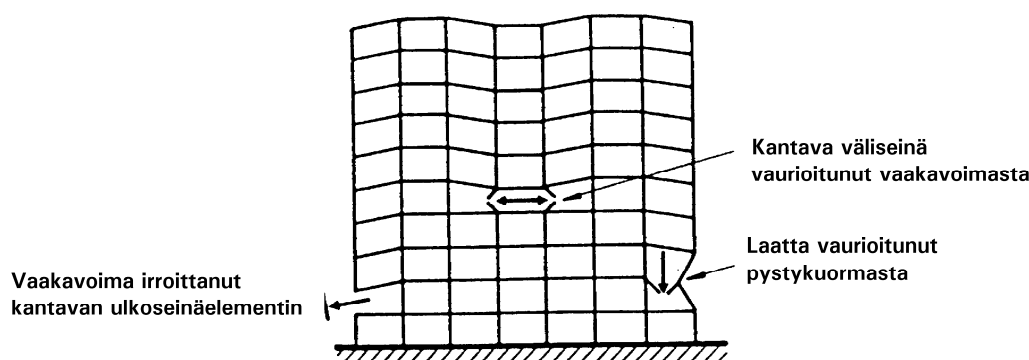
Ympäristöministeriön asetuksen 10/16 3§ mukaan tulee toimia seuraavasti:

*”Rakennesuunnittelijan on suunniteltava rakenne tunnistetuille onnettomuuskuormille siten, että mahdollisesti syntyvä yksittäisen rakenneosan vaurio ei aiheuta koko rakennuksen tai sen merkittävän osan sortumista.*

*Rakenteella on oltava riittävä vaurionsietokyky, jotta rakennus ei sorru erityyppisten määrittelemättömien onnettomuuskuormien vaikutuksesta.*

*Mahdollisessa onnettomuustilanteessa rakenteen on säilytettävä toimintakyky vähintään sen ajan, joka tarvitaan ihmisten poistumiseen ja pelastamiseen rakennuksesta ja sen välittömästä läheisyydestä. Pitempikestoista toimivuutta voidaan edellyttää rakennuksilta, joissa käsitellään vaarallisia aineita, turvataan oleellisen tärkeitä palveluja tai joita käytetään kansallisen turvallisuuden ylläpitämiseen.*

*Standardin kohdan 3.1(2) huomautus 4 mukaisesti tilaaja ei voi ilman viranomaisen suostumusta sopia onnettomuuskuormille hankekohtaisesti pienempiä arvoja kuin standardissa SFS-EN 1991-1-7 ja tässä asetuksessa on esitetty”*



**Kuva 1.** Mahdollisia onnettomuustilanteiden aiheuttamia vaurioita.

### 1.1 Rakennuksen kokonaisstabiileetti onnettomuustilanteessa

Rakennuksen kokonaisstabiileetti tulee säilyä myös onnettomuustilanteessa. Myös mahdollisen korvaavan rakennesysteemin toiminta edellyttää rakennuksen kokonaisvakavuuden säilymistä. Jäykistysjärjestelmän tulee toimia kokonaisuutena onnettomuuden jälkeenkin.

Tämän vuoksi rakennuksessa tai sen jokaisessa liikuntasaumalohkossa tulee olla myös onnettomuustilanteessa vähintään 2 toimivaa jäykistävää rakennetta kummassakin suunnassa. Erilliset jäykistävät rakenteet sijoitetaan riittävän kauaksi toisistaan, jotta ne eivät samanaikaisesti joudu alttiiksi onnettomuuskuormitukselle. Tällöin yhden jäykistävän rakenteen vaurioituessa jäljelle jää rakennuksen kokonaisvakavuuden vaatimat vähintään kolme jäykistävää rakennetta. Jäykistävät rakenteet on suunniteltava niin, että yhden vaurioituessa jäljelle jäävillä on riittävä kestävyys kokonaisvakavuuden turvaamiseksi onnettomuustilanteessa ja myös sen jälkeen.

Onnettomuustilanteessa jäykistävinä rakenteina voivat toimia myös muut rakenteet kuin normaalin kuormitustilanteen mukaiset jäykistävät rakenteet. edellytyksenä on, että niiden liitokset muuhun rakenteeseen ja perustuksiin ovat riittävät onnettomuustilanteen kuormituksille.

Kuormien siirtäminen vaurioituneen alueen yli muuttuneen rakennesysteemin avulla aiheuttaa usein rakennukseen ylimääräisiä vaakavoimia (esim. lippurakenteet), jotka on siirrettävä jäykistävälle rakenteille.

Muuttuneen rakennesysteemin toiminta aiheuttaa yleensä rakennukseen normaalikuormitustilanteesta poikkeavia vaakavoimia. Vaakavoimat siirretään vaurioalueen ulkopuolella olevan jäykkänä levynä toimivan laatastion välityksellä onnettomuustilanteessa jäykistävänä rakenteina toimiville pystyrakenteille. Vaurioalueen ulkopuolella oleva laatastion rengas- ja saumaraudoitus mitoitetaan näille voimille. Tällöin on otettava huomioon, että vaurioalueen laatastion osa ei toimi mukana jäykistävässä levyssä, vaan vastaa lähinnä levyssä olevaa reikää.

#### 1.1.1 Varmuuskertoimet ja laskentaperiaatteet onnettomuustilannemitoituksessa

Raudituksen mitoituslujuutena käytetään ominaislujuutta (myötölujuus). Betonin laskentalujuutena käytetään arvoa  $f_{ck}/\gamma_c$ , missä betonin osavarmuusluku onnettomuustilanteessa on  $\gamma_c = 1.0$ .

Suunnitteluohjeen vaatimukset koskevat vain valmiissa rakennuksessa tapahtuvia onnettomuustilanteita ja sortumavaaraa. Suunnitteluohjeissa ei käsitellä rakennusaikaisia onnettomuustilanteita ja sortumavaaraa. Rakennusaikaiset tilanteet tutkitaan tarvittaessa erikseen (elementtien asennussuunnitelma).

Onnettomuuskuormitusyhdistelmään otetaan mukaan pysyvän kuorman ja tarkasteltavan onnettomuuskuorman lisäksi myös onnettomuuskuorman kanssa samanaikaisesti mahdollisesti vaikuttavat muuttuvat hyötykuormat yhdistelykertoimella  $\Psi_2$  kerrottuna ja luonnonkuormista (lumi-,

jää- tai tuulikuorma) pääasiallinen kuorma yhdistelykertoimella  $\Psi_1$  ja muut yhdistelykertoimella  $\Psi_2$ . Kuormien osavarmuusluku onnettomuustilanteessa on 1,0.

Onnettomuuskuormitusyhdistelmä on erillinen kuormitustilanne, jonka ei katsota vaikuttavan samanaikaisesti normaalin murto- tai käyttörajatilan mukaisten kuormitusyhdistelmien, eikä toisen onnettomuuskuormituksen kanssa. Tästä syystä liitosten kestävyyskiä tarkasteltaessa kaikki liitoksessa oleva rauditus voidaan laskea mukaan riippumatta siitä, onko niitä käytetty hyväksi murto- tai käyttörajatilan mukaisille kuormille. Esimerkiksi muiden mitoituslaitteiden vaatima rengasrauditus voidaan täysimääräisesti käyttää hyväksi onnettomuuskuormille. Onnettomuustilanteen vaatimat rakenteiden ja liitosten rauditukset on tarkoitettu vähimmäisraudituksiksi, eikä muiden kuormitustilanteiden lisäyksiksi. Muut kuormitustilanteet voivat myös edellyttää liitoksiin ja rakenteisiin em. vähimmäisarvoja suurempaa teräsmäärää.

Käytettävien teräslaatuojen tulee omata riittävät muodonmuutosominaisuudet, jotta ne toimisivat onnettomuustilanteessa, jossa rakenteisiin tulee suuria muodonmuutoksia. Käytettäessä SFS 1300 standardin B500B ja B500C luokan tai sitkeämpiä teräksiä, voidaan katsoa sitkeysominaisuuksien olevan riittäviä. Jännepunosta (st 1570/1770, St 1630/1860) voidaan käyttää vedettynä suorana rengas- ja/tai saumateräksenä. Jännepunoksen mitoitusvoimana käytetään T12 harjatangon arvoja (rajoitettu venymä). Kun jännepunos toimii pelkästään jatkuvaa sortumaa rajoittavana rauditteena, voidaan punoksen vetokapasiteettina käyttää arvoa  $F_u = 1,0 \times 1570 \times 93 = 145 \text{ kN}$ .

## 2. JATKUVA SORTUMA JA SEN ESTÄMINEN

### 2.1 Jatkuva sortuma, käsitteitä ja mahdollisia syitä

**Paikallinen vaurio** tarkoittaa onnettomuuskuorman aiheuttamaa yksittäisen rakenneosan tai liitoksen vaurioitumisesta aiheutuvaa alkusortumaa.

**Jatkuvalla sortumalla** tarkoitetaan sellaista paikallisen vaurion seurauksena tapahtuvaa sortumaa, jossa rakennus kokonaisuudessaan tai merkittävä osa siitä sortuu.

#### **Mahdollisia syitä jatkuvalle sortumalle**

Paikallisesti vaurioitunut rakenne voi olla yläpuolella olevien rakenteiden tuki, jolloin sen vaurioitumisen seurauksena yläpuolella olevat rakenteet sortuvat ketjuna.

Paikallinen vaurio voi aiheuttaa rakenneosan putoamisen ja siitä aiheutuu voimakas isku alla olevaan rakenteeseen, joka sortuu ja pudotessaan aiheuttaa edelleen alapuolella olevien rakenteiden sortumisen.

### 2.2 Seuraamusluokat onnettomuustilanteissa

Rakennukset jaetaan vaurion seuraamusten vakavuuden mukaisiin seuraamusluokkiin ja mahdolliset toimenpiteet jatkuvan sortuman estämisessä riippuvat tästä luokasta.

Valittaessa toimenpiteitä jatkuvan sortuman estämiseksi onnettomuustilanteen mitoitusarkisteluksessa, noudatetaan standardia SFS-EN 1990 koskevien kansallisten liitteiden mukaista jakoa ja SFS-EN 1991-1-7 mukaista alaluokkajakoa.

Ensin valitaan seuraamusluokka SFS-EN 1990 kansallisen liitteen mukaisesti (taulukko 1) ja jakoa täsmennetään SFS-EN 1991-1-7 kansallisen liitteen ohjeiden mukaisesti (taulukko 2).

<b>CC3</b>	<p>Rakennuksen kantava runko (pienehköt erilliset välipohjat kuuluvat luokkaan CC2, elleivät ne toimi rakennusta jäykistävinä osina) jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä kuten</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• yli 8-kerroksiset (kellarikerrokset mukaan luettuna) asuin-, konttori- ja liikerakennukset</li> <li>• konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot</li> <li>• raskaasti kuormitettut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset.</li> </ul> <p>Erikoisrakenteet, kuten esimerkiksi korkeat tornit. Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet, jotka sijaitsevat siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä erityisesti hienorakeisten maalajien alueilla.</p>
<b>CC2</b>	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1.
<b>CC1</b>	<p>1- ja 2-kerroksiset (kellarikerrokset mukaan luettuina) rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä kuten esim. pienehköt varastot ja maatalouden tuotantorakennukset, joiden pinta-ala on enintään 300 m<sup>2</sup> tai suurin jänneväli enintään 6 metriä.</p> <p>Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa kuten</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• matalalla olevat terassit ja alapohjat, ilman kellaritiloja</li> <li>• ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne</li> <li>• 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.</li> </ul> <p>Tilapäisenä oleskeluna pidetään päivittäistä käymistä rakennuksessa, mutta ei siellä pidempään viipymistä.</p>

**Taulukko 1.** SFS-EN 1990 kansallisen liitteen mukainen perusjako seuraamusluokkiin

Valittu seuraamusluokka jaetaan onnettomuusrajatilassa toimintaperiaatteen valintaa varten alaluokkiin SFS-EN 1991-1-7 kansallisen liitteen mukaisesti seuraavasti:

<b>CC3b alaluokka</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Muut kuin CC3a luokkaan kuuluvat yli 8-kerroksiset rakennukset kellarikerros mukaan luettuna</li> <li>• Konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot</li> <li>• Raskaasti kuormitettut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset, joissa usein on suuri joukko ihmisiä</li> <li>• Erikoisrakenteet tapauskohtaisen harkinnan mukaan</li> </ul>
<b>CC3a alaluokka</b>	9 – 15 kerroksiset asuin-, konttori- ja liikerakennukset ja muut 9 – 15 kerroksiset käyttötarkoitukseltaan ja rungoltaan saman tyyppiset rakennukset. Kerrosten lukumäärään luetaan kellarikerrokset mukaan.
<b>CC2b alaluokka</b>	Melko suuren riskin ryhmään kuuluvat kaikki muut rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu seuraamusluokkiin 1, 2a tai 3.
<b>CC2a alaluokka</b>	Melko pienen riskin ryhmään kuuluvat rakennukset, joissa on korkeintaan neljä maanpäällistä kerrosta tai joiden korkeus maanpinnasta on enintään 16 m. Asuinrakennukset, joissa on korkeintaan kaksi maanpäällistä kerrosta, voidaan suunnitella kuitenkin onnettomuusrajatilassa seuraamusluokan 1 mukaisesti.
<b>CC1</b>	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa oleskelee ihmisiä vain tilapäisesti. Esimerkkinä varastot.

**Taulukko 2.** SFS-EN 1991-1-7kansallisen liitteen mukainen tarkennettu seuraamusluokkajako

## 2.3 Toimintaperiaatteita ja niiden vaatimuksia jatkuvan sortuman estämiseksi

Toimintaperiaatteet rakennuksen vaurionsietokyvyn varmistamiseksi sovellettaessa standardia SFS-EN 1991-1-7 on esitetty jäljempänä (ympäristöministeriön asetus (10/16) pykälät §4, §6 ja § 7).

Toimintaperiaatteet riippuvat rakennuksen tyypistä (monikerroksinen rakennus tai hallityyppinen rakennus) ja rakennuksen seuraamusluokasta. Lisäksi annetaan lisävaatimuksia CC3b seuraamusluokan (määrittely kohdassa 2.3) rakennuksille.

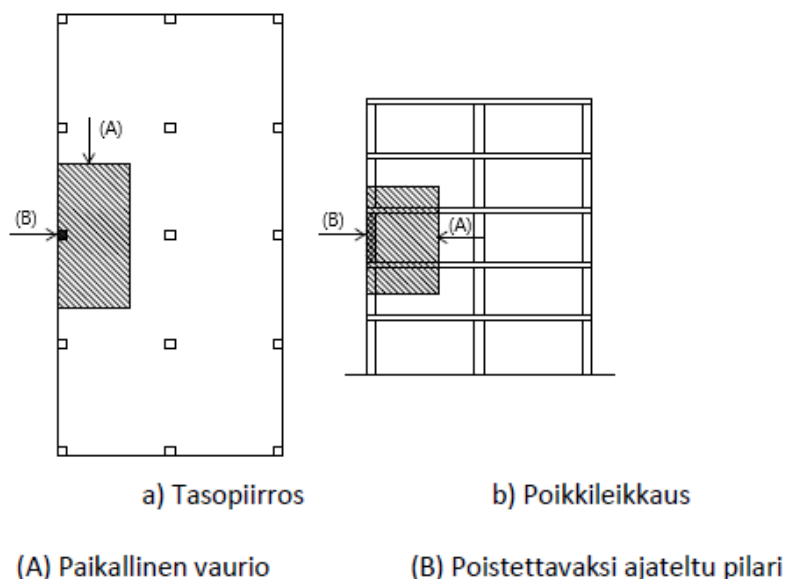
### Toimintaperiaatteita ovat:

- Paikallisen vaurion rajaaminen
- Sidejärjestelmät
- Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti

### 2.3.1 Paikallisen vaurion laajuuden rajaaminen

Jatkuvan sortuman estäminen voi perustua paikallisen vaurion rajaamiseen, jolloin tietty osa rakennuksesta saa vaurioitua, mutta jatkuvaa sortumaa ei saa syntyä.

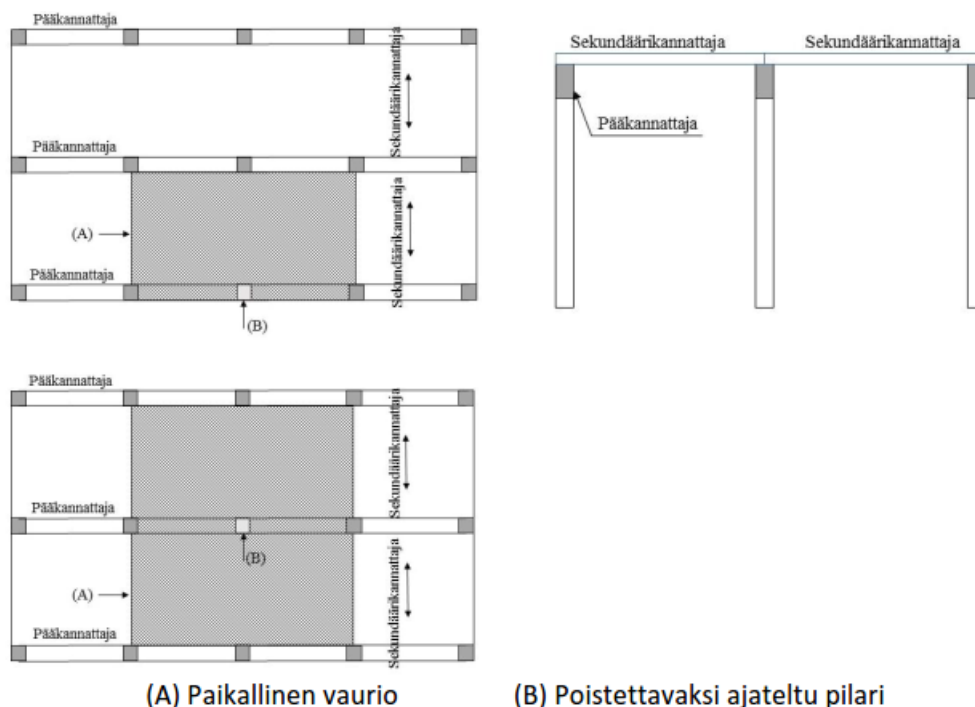
**Monikerroksisissa** rakennuksissa paikallisen vaurion laajuus yhdessä kerroksessa voi olla enintään 15 % kyseisen kerroksen lattiapinta-alasta ja enintään 100 m<sup>2</sup>/krs. Vaurio voi tapahtua kahdessa päällekkäisessä kerroksessa (kuva 2).



**Kuva 2.** Monikerroksisen rakennuksen paikallisen vaurion sallittu laajuus kansallisen liitteen mukaisesti

**Hallimaisissa rakennuksissa** standardin kohdan 3.3(2) huomautuksen 3 mukainen riittävä vaurionsietokyky on varmistettava siten, että paikallinen vaurio ei saa ylittää kuvassa 3 esitettyä rajaa. Paikallinen vaurio rajataan rakenteellisin toimenpitein.

Paikallisen vaurion laajuus voi pilarin vaurioituessa olla enintään pilariin tukeutuvien pääkannattajien yhteenlaskettu pituus kertaa pääkannattajien väli kaksinkertaisena. Pääkannattajien ollessa ulkoseinälinjalla paikallisen vaurion laajuus voi olla pilariin tukeutuvien pääkannattajien yhteenlaskettu pituus kertaa pääkannattajien väli (kuva 3).



**Kuva 3.** Hallimaisen rakennuksen paikallisen vaurion sallittu laajuus kansallisen liitteen mukaisesti

### 2.3.2 Sidejärjestelmät ja niiden vaatimukset eri seuraamusluokissa

Monikerroksisissa rakennuksissa paikallinen vaurio voi johtaa helposti jatkuvaan sortumaan, eikä vaurioalueen laajuutta pystytä luotettavasti määrittelemään ja tällöin rakennus on suunniteltava sidejärjestelmillä tai vaihtoehtoisilla kuormansiirtoreiteillä varustettuna.

#### Seuraamusluokan CC1 rakennukset:

Mikäli rakennus on suunniteltu ja rakennettu standardeissa SFS-EN 1990 ...SFS-EN 1999 esitettyjen sääntöjen mukaisesti siten, että se täyttää normaalisti vallitsevan mitoitustilanteen vaatimukset, ei muuta erityistarkastelua tarvita määrittelemättömistä syistä aiheutuvien onnettomuuskuormien varalta.

#### Seuraamusluokan CC2a rakennukset:

- Seuraamusluokkaa CC1 koskevat toimintaperiaatteet tulee täyttää
- **Lisäksi** käytetään vaakasiteitä kohdan 3.3 mukaisesti **tai** vaakarakenteet ankkuroidaan seiniin kohdan 3.3.2 mukaisesti.

#### Seuraamusluokan CC2b rakennukset:

- Seuraamusluokkaa CC1 koskevat toimintaperiaatteet tulee täyttää
- **Lisäksi** vaakarakenteissa käytetään vaakasiteitä kohdan 3.3 mukaisesti **sekä** kaikissa kantavissa pilareissa ja seinissä käytetään pystysiteitä kohdan 3.4 mukaisesti **sekä** pystyrakenteet sidotaan vaakarakenteeseen kohdan 3.3.2 mukaisesti.

#### Seuraamusluokan CC3a rakennukset:

- Seuraamusluokkaa CC1 koskevat toimintaperiaatteet tulee täyttää
- **Lisäksi** vaakarakenteissa käytetään vaakasiteitä kohdan 3.3 mukaisesti **sekä** kaikissa kantavissa pilareissa ja seinissä käytetään pystysiteitä kohdan 3.4 mukaisesti **sekä** pystyrakenteet sidotaan vaakarakenteeseen kohdan 3.3.2 mukaisesti.



### Seuraamusluokan CC3b rakennukset:

- Seuraamusluokkaa CC1 koskevat toimintaperiaatteet tulee täyttää.
- **Lisäksi** tehdään rakennuksen järjestelmällinen riskinarviointi, jolloin otetaan huomioon sekä ennakoitavissa olevat että ennakoimattomat vaaratilanteet.
- Riskiarvioinnin tuloksesta riippumatta rakenteiden **on aina täytettävä** seuraamusluokan CC3a vaatimukset.
- Lisäksi tarkastetaan CC3b luokassa rakennuksen kohdat, joissa pilarin tai kantavan seinän lohkon ajatellun poiston vuoksi vaakasiteitä sisältävä vaakarakenne alkaa toimia vaakarakenteen korkuisena ulokkeena (esim. rakennuksen ulkonurkka). Mikäli tällaisesta ajatellusta rakenneosan poistamisesta seuraa hyväksyttävän rajan ylittävää vaurio, poistetuksi ajateltu rakenne käsitellään riskiarvioinnissa avainasemassa olevana rakennusosana.

### 2.3.3 Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti

Vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit suunnitellaan onnettomuustilanteen mitoituskuormille. Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin suunnittelussa rakennuksesta ajatellaan poistetuksi pilari, pilaria tukeva palkki, pilarin ja palkin välinen liitos tai kantavan seinän lohko (yksi kerrallaan kussakin rakennuksen kerroksessa).

#### 2.3.3.1 Avainasemassa olevaa rakennusosaa koskeva menettely

Avainasemassa olevan rakennusosaa koskeva menettely ei saa olla pääasiallinen rakenteiden mitoitus tapa jatkuvan sortuman estämiseksi. Tällaista menettelyä voidaan käyttää vain, jos vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä ei pystytä muodostamaan tai menettelyn käyttäminen johtaa rakenteen teknisen toiminnan kannalta kohtuuttomiin rakenneratkaisuihin. Tyypillisesti tällaisia kohtia voivat olla esimerkiksi rakennuksen ulkonurkissa olevat pilarit. Rakennuksen kaikkia pystyrakenteita ei voida pitää avainasemassa olevina rakennusosina.

Avainasemassa oleva rakennusosa sidotaan vaakarakenteeseen onnettomuuskuormaa  $A_d$  vastaavasti siten, että vaakarakenne kykenee siirtämään voiman jäykistäville rakenteille. Komponenttien kautta siirtyvää voimaa arvioitaessa otetaan huomioon komponenttien ja niiden kiinnitysten murtokestävyys.

Onnettomuuskuorma  $A_d$  on määritettävä riskinarvioinnin perusteella ja perustelut käytettävälle arvolle on sisällytettävä suunnitteluasiakirjoihin.

Avainasemassa olevan rakenneosan menettelyn tulee oleellisesti parantaa rakennuksen vaurionsietokykyä.

## 3. SIDEJÄRJESTELMIEN SUUNNITTELU ONNETTOMUUSTILANTEESSA

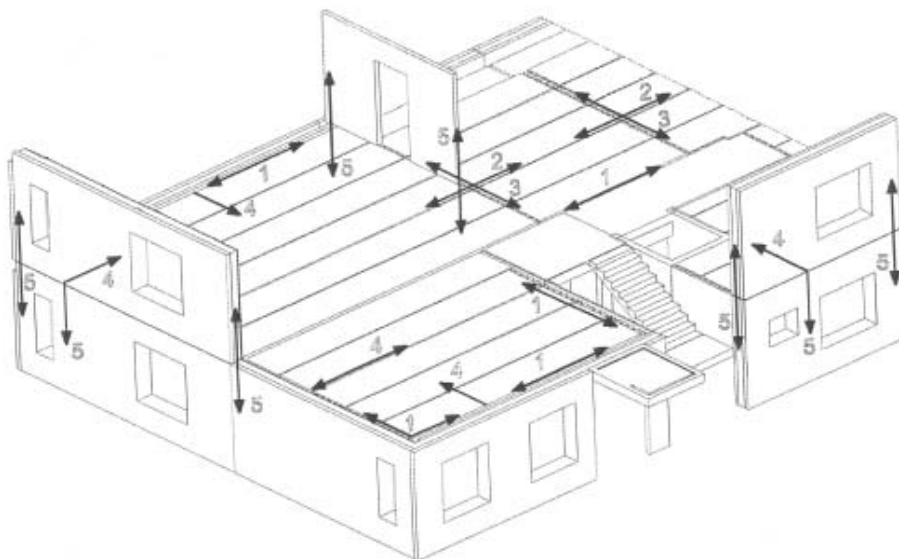
Sidejärjestelmien tarkoitus on parantaa rakenteen sitkeyttä ja pyrkiä estämään alkusortuman syntymistä. Sidejärjestelmän ohjeiden mukaiset voimat ja niiden perusteella suunnitellut raudoitukset ym. eivät kuitenkaan ole yleensä riittäviä muodostamaan ns. vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä. Sidejärjestelmien käyttäminen on kuitenkin useinärkevin tapa pienentää jatkuvan sortuman riskiä betonirakenteissa ja seuraavassa on esitetty mitoituksessa käytettävien voimien laskenta eri seuraamusluokan rakenteissa.

Tässä luvussa esitetyt mitoituskaavat koskevat vain jatkuvan sortuman estämistä onnettomuustilanteessa ja edustavat vain yhtä kuormitustapausta. Normaalit murto- ja käyttörajatilan kuormitustapaukset on aina muistettava tarkistaa. Kaikkia rakenneosia ja raudoituksia voidaan käyttää hyväksi näitä sidejärjestelmiä mitoittaessa, eikä näitä sidevoimia varten tarvitse tehdä erikseen lisärakenteita, jos voimat pystytään siirtämään jo olemassa olevien rakenteiden, liitosten ja raudoitusten kautta.

### 3.1 Sidejärjestelmien periaate

Sidejärjestelmillä pyritään parantamaan rakennukseen sitkeyttä ja estämään jatkuvan sortuman syntyminen. Sidejärjestelmien suunnittelussa on tärkeää, että ne tehdään jatkuviksi kaikissa suunnissa, eikä rakennesysteemiin jää epäjatkuvuuskohtia, joista jatkuva sortuma voi alkaa.

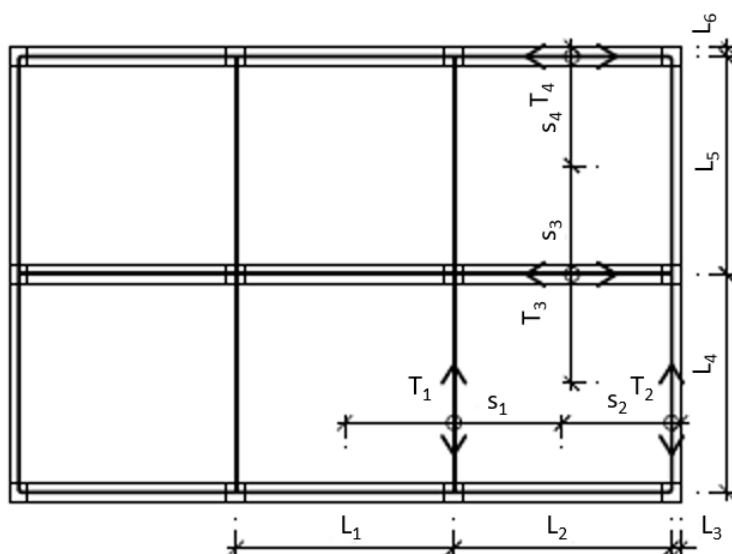
Sidejärjestelmille on erilaiset vaatimukset riippuen rakennuksen seuraamusluokasta. Vaatimukset on esitetty kohdassa 2.3.2.



**Kuva 4.** Sidejärjestelmän periaate betonielementtirungossa /kuva fib 63/

- 1 rengassiteet
- 2 ja 3 sisäiset siteet
- 4 kantavien rakenteiden vaakasidonta
- 5 pystysidonta

### 3.2 Sidevoimien laskennassa käytettävät mitat



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

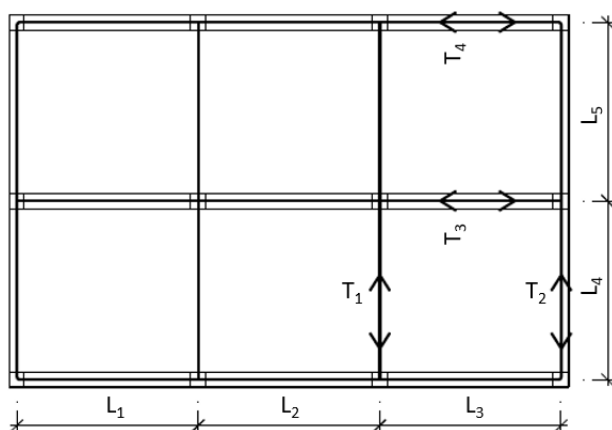
$$T_2: s_2 = L_3 + L_2 / 2$$

$$T_3: s_3 = (L_4 + L_5) / 2$$

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

**Kuva 5.** Kertymäveveyden s määrittäminen sidevoimia laskettaessa

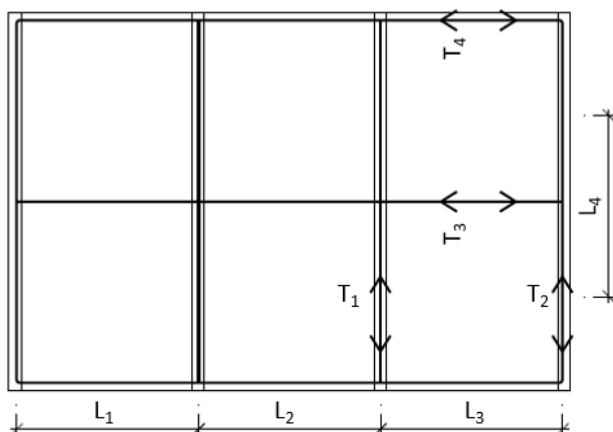
a)



**Pilari-palkkirunko,  $T_1$  ja  $T_2$ :  $z = \max(L_4, L_5)$**

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

b)



**Kantavat seinät-laattarunko**

**$T_1$  ja  $T_2$ :  $z = L_4/2$ ,  $L_4$  on kantavan seinälohkon nimellispituus**

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

**Kuva 6.** Muuttujan  $z$  määrittäminen **sidevoimia** laskettaessa seuraamusluokissa CC3a ja CC3b

**Kantavan seinälohkon nimellispituus**

Kantavan seinälohkon nimellispituutena ei tarvitse käyttää koko seinän pituutta vaan kansallisessa liitteessä standardille SFS-EN 1991-1-7 on määritelty sille maksimipituus. Nimellispituus on sivusuuntaisena tukena toimivien pystysuuntaisten rakenneosien välinen etäisyys, kuitenkin enintään  $2,25 \cdot h$ , missä  $h$  on kerroskorkeus metreinä.

### 3.3 Vaakasteiden voimien laskenta

#### 3.3.1 Rengas- ja sisäpuoliset siteet

**Seuraamusluokat CC2a ja CC2b**

$$T_i = s \cdot 20 \text{ kN/m}$$

$s$  on sisäpuolisten siteiden tapauksessa näiden keskinäinen väli ja rengassiteiden tapauksessa rengassiteen ja lähimmän sisäpuolisen siteen väli jaettuna kahdella lisättynä tähän etäisyys rakenteen reunaan kuvan 5 mukaisesti.

CC2 luokan rakennuksilla sidevoiman  $T$  vähimmäisarvoksi on määritelty 70 kN.

Mikäli sisäpuoliset siteet joudutaan keskittämään tukilinjalle, sidevoiman vähimmäisarvoa 70 kN sovelletaan myös näille (esim. elementtien päätysaumoissa olevat sisäpuoliset siteet). Huomaa, että CC2a luokassa voidaan käyttää vaakasiteitä tai ankkuroida vaakarakenteet seiniin. Molempia tapoja voidaan myös käyttää samanaikaisesti.

### Seuraamusluokat CC3a ja CC3b

$$T_i = \frac{F_t \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \Psi_i \cdot q_k)}{6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \cdot \frac{z}{5\text{m}} \cdot s$$

mutta kuitenkin vähintään

$$T_i = F_t \cdot s$$

$F_t$  on 48 kN/m tai  $(16 + 2,1 \cdot n_s)$  kN/m sen mukaan, kumpi on pienempi.

$n_s$  on kerrosten lukumäärä koko rakennuksessa.

$g_k$  on vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo.

$\Psi_i$  on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin onnettomuusrajatilassa ( $\psi_1$  tai  $\psi_2$  riippuen kuormasta).

$q_k$  on vaakarakenteen muuttuvan kuorman ominaisarvo. Mikäli vaakarakenteella vaikuttaa useampia muuttuvia kuormia, kertymisleveydellä  $s$  vaikuttavat muuttuvat kuormat lasketaan yhteen noudattaen onnettomuusrajatilan yhdistelysääntöjä.

$z$  on pilareiden tai seinien keskiviivojen välinen etäisyys siteen suunnassa tai siteen ollessa kantavan seinän suunnassa kuvan 6 mukainen poistettavaksi ajatellun seinälohkon nimellispituus jaettuna kahdella.

Seuraamusluokan CC3 rakennuksille ei ole ohjeissa annettu erillistä sidevoiman minimiarvoa, vaan arvona käytetään suoraan kaavoista saatavia tuloksia.

### Yleistä sidejärjestelmästä

Reunapalkki voi toimia rengasraudoituksena, mikäli palkkien välisen liitoksen vetokestävyys vastaa rengasraudoitukselta vaadittavaa kestävyyttä. Rengasraudoituksen voima voidaan välittää samaan pilariin tukeutuvalta palkilta toiselle palkille normaalissa murtotilassa myös tappiliitoksen avulla, mikäli pilarissa on tappien välillä rengasraudoituksen voimaa vastaava vaakaraudoitus.

Onnettomuustilanteessa pilarin mahdollisesti vaurioituessa tappiliitos ei ole enää toimiva, joten rengasraudoituksen voima on siirrettävä palkki-palkkiliitoksen yli saumaraudoituksella. Reunapalkin toimiessa rengasraudoituksena on laatasto sidottava palkkiin. Palkin ja laataston välinen raudoitus mitoitetaan jäykistävän levyn leikkausvoimaa vastaavalle voimalle SFS-EN 1992-1-1 työsauman mitoitusta koskevan kohdan 6.25 mukaisesti.

Rengasraudoitukselta vaadittava minimikestävyys 70 kN edellyttää vähintään rengasraudoitusta 2 T10.

Saumateräksiltä vaadittava vähimmäisarvo 70 kN koskee keskitettyjä siteitä, jossa sideväli on yli 3,5 m. Tämä vähimmäisarvo voidaan jakaa 3,5 m:n matkalle, jolloin saumaterästen vähimmäiskestävyudeksi saadaan 20 kN/m. Jos saumateräkset sijoitetaan esimerkiksi 1,2 m:n välein oleviin saumoihin, yhteen saumaan sijoitettavien saumaterästen vetokestävyuden tulee olla vähintään 24 kN. Tähän arvoon riittävät saumateräkset T10 k1200.

Laataston saumaraudoitus sijoitetaan sauman keskikorkeudelle, jolloin vältetään laatan päähän syntyvä tukimomentti ja terästen oikenemisen aiheuttama betonipeitteen rikkoutuminen.

Liian paksujen terästen ja suuren teräsmäärän käyttöä saumassa on syytä välttää.

Laataston pituussuuntaisen saumaraudoituksen ankkurointipituus riippuu saumaraudoituksen tartunta-ominaisuuksien lisäksi myös laatassa olevien punosten ja saumabetonin tartuntaominaisuuksista. Teräksen tartunta kapeassa, hankalasti valettavassa ja tiivistettävässä saumassa ei aina ole paras

mahdollinen. Saumaraudoituksen ankkurointipituus onkin syytä laskea ”huonon” tartuntaolosuhteen mukaan. Mikäli saumassa oleva teräsmäärä on suuri, niin saumavalun tartuntalujuus ( $f_{bk} = 0,15 \text{ MPa}$ ) ontelolaattaan saattaa tulla määrääväksi. Saumaterästen ankkuroinnin varmistamiseksi laattojen pituussuuntaisten saumojen aukeaminen estetään poikittaisiin saumoihin sijoitetulla raudoituksella, joka mitoitetaan samalle voimalle kuin ankkuroitava saumaraudoitus

### 3.3.2 Seinien ja pilareiden sidonta välipohjaan

Reunapilarit ja -seinät sidotaan jokaiseen väli- ja yläpohjatasoon. Sidevoimat määräytyvät vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvon  $g_k$  perusteella. Voimien kertymävevydet ja suunnat on esitetty kuvassa 7.

Nurkkapilarit sidotaan kummassakin suunnassa. Rengassiteitä tai sisäpuolisia siteitä voidaan käyttää pilareiden sidontaan, jos raudoitus on ankkuroitu pilariin. Pilarin ja palkin liitosta voidaan myös hyödyntää ankkuroitaessa pystyrakenteita tasoon. Palkin ja pilarin liitoksen hyödyntäminen vaakasidonnassa edellyttää, että pilarin sidonnasta palkkiin aiheutuva voima voi siirtyä palkin kautta laattarakenteeseen.

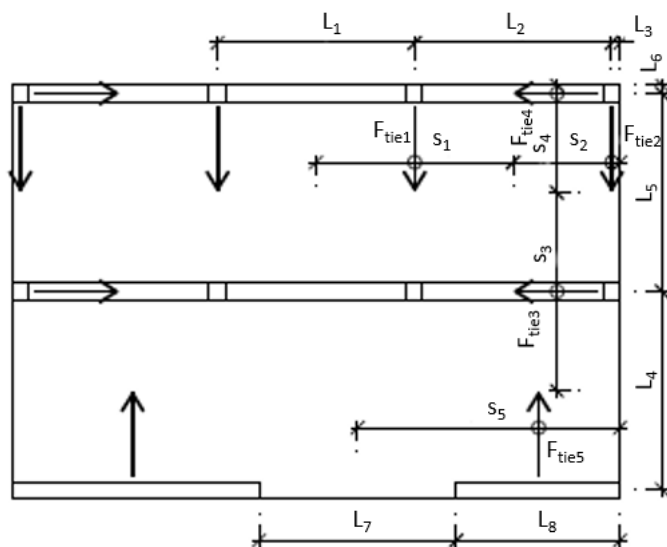
Siteiden edellytetään pystyvän kantamaan onnettomuusrajatilassa seuraavat voimat:

#### Seuraamusluokat CC2a ja CC2b

$F_{tie} = 20 \text{ kN} \cdot s$ , mutta kuitenkin enintään  $F_{tie} = 150 \text{ kN}$

CC2 luokan rakennuksille on siis annettu maksimiarvo sidontavoimalle.

$s$  on sidevoiman kertymisleveys kuvan 7 mukaisesti. Huomautetaan, että tässä  $s$  on erilainen kuin rengas- ja sisäpuolisia siteitä laskettaessa käytetty mitta  $s$ !



$$F_{tie1}: s_1 = (L_1 + L_2) / 2 \quad F_{tie2}: s_2 = L_3 + L_2 / 2 \quad F_{tie3}: s_3 = (L_4 + L_5) / 2$$

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

**Kuva 7.** Pilareiden ja seinien sidonnassa käytetyn kertymäleveyden  $s$  määrittäminen

#### Seuraamusluokat CC3a ja CC3b

$$F_{tie} = F_t \cdot \frac{h}{2,5m} \cdot s \leq 150 \text{ kN}$$

$F_t$  on  $48 \text{ kN/m}$  tai  $(16 + 2,1 \cdot n_s) \text{ kN/m}$  sen mukaan, kumpi on pienempi

$h$  on kerroskorkeus

$s$  on kuvan 7 mukaan määritetty kertymisleveys

$n_s$  on kerrosmäärä koko rakennuksessa

CC3 luokassa ei sidevoimalle ole kansallisessa liitteessä esitetty maksimiarvoa, mutta voidaan käyttää maksimiarvoa  $F_{tie} \leq 150 \text{ kN}$ , koska kyseessä ei ole vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmä.

### 3.4 Pystysiteet

Pystysiteitä on käytettävä seuraamusluokkia CC2b ja CC3 koskeissa rakenteissa, mutta luokkia CC1 ja CC2a koskeissa rakenteissa pystysiteitä ei vaadita.

Jokainen pilari ja seinä varustetaan jatkuvalla pystysuuntaisella sidonnalla perustuksista yläpohjan tasalle. Pilareiden ja kantavien seinien tulee kestää onnettomuusmitoitustilanteessa esiintyvä vetovoima, jonka mitoitusarvo on pystysuuntaisen pysyvän ja muuttuvien kuormien mitoitusarvon suurin reaktio, joka kertyy pilarille tai seinälle yhdestä kerroksesta. Vetovoima ankkuroidaan yläpuoliseen kerrokseen.

Kantavan seinärakenteen pystysiteet voidaan sijoittaa elementtisaumoihin tai jakaa seinän pituudelle ja reunimmaisat pystysiteet sijoitetaan enintään 3 m etäisyydelle seinän vapaasta päästä.

Pystysiteet mitoitetaan yhdeltä kerrokselta ko. kantavalle rakenteelle tulevalle painolle

$$F_v = G_s + G_k + \Psi_i Q_k$$

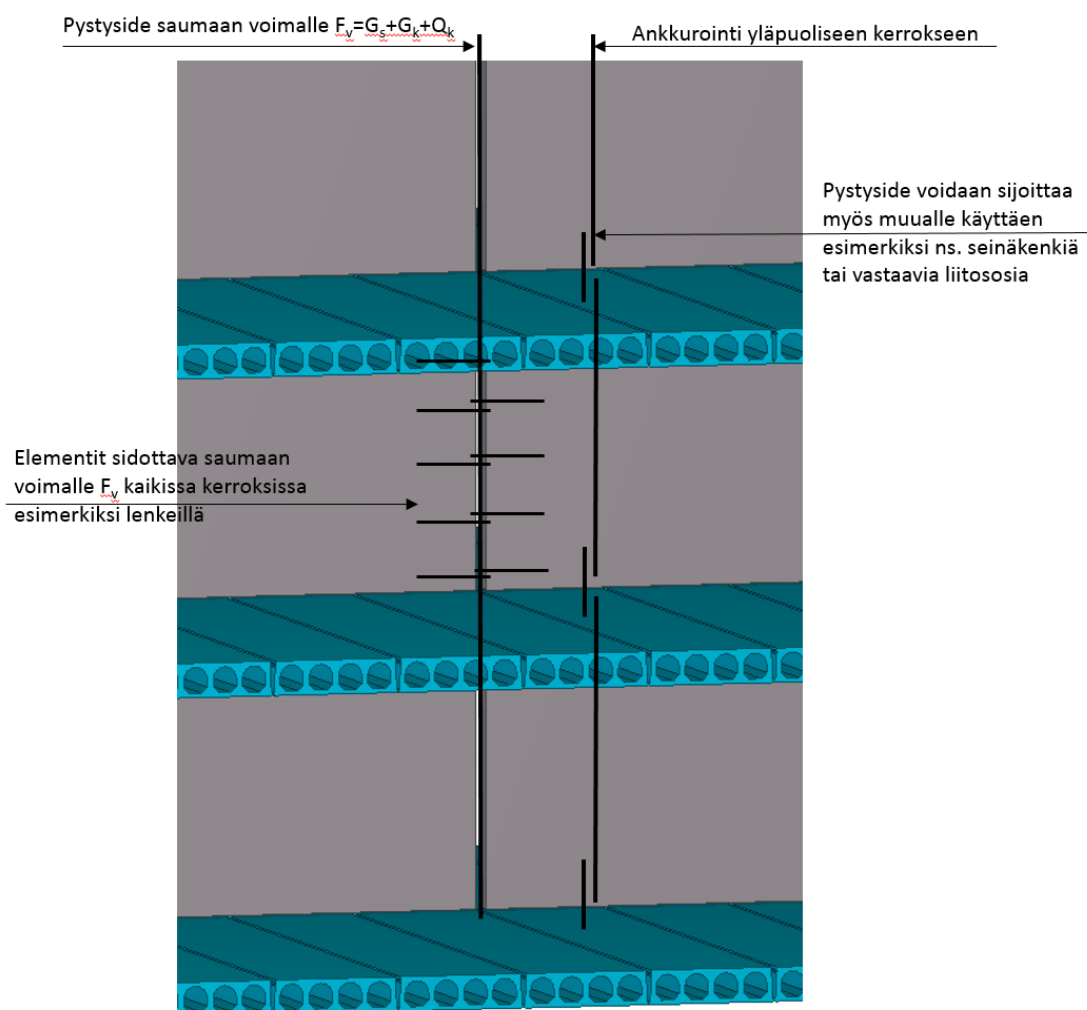
$G_s$  on seinäelementin paino

$G_k$  on yhden tason omasta painosta tuleva kuormien ominaisarvo

$Q_k$  on yhdeltä kerrokselta tulevien muuttuvien kuormien ominaisarvo

$\Psi_i$  on hyötykuorman yhdistelykerroin

Pystysiteet ankkuroidaan aina ylempään kerrokseen.



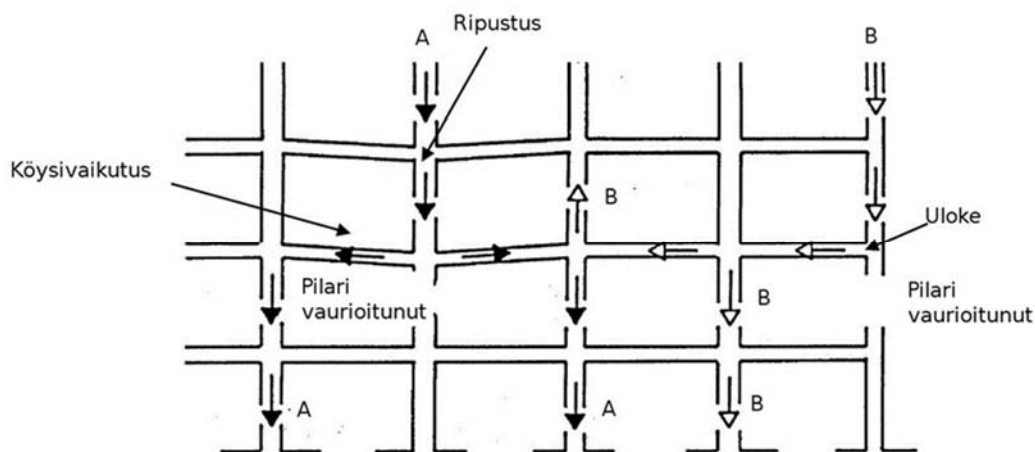
**Kuva 8.** Pystysiteiden mahdollisia sijoituspaikkoja

Mikäli pystysidonta tehdään elementtien saumaan sijoitettavilla teräksillä, on varmistettava voiman  $F_v$  siirtyminen seinäelementtiin kerroksen pystysauman matkalla. Tämä voidaan tehdä esim. erilaisilla lenkkiratkaisuilla ja vaarnaamalla elementtisauma.

#### 4. VAIHTOEHTOISEN KUORMANSIIRTOREITIN MENETELMÄ

Kantavan pystyrakenteen vaurioituessa siihen vaikuttavat kuormat siirtyvät toimiviksi jääneille rakenneosille. Nämä rakenneosat muodostavat ns. vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin.

Uusi rakennesysteemi muodostuu yleensä rakenteiden alkuperäisestä toimintatavasta poiketen siten, että rakenteet toimivat vetoa kestävinä köysi- tai kalvorakenteina (kuva 9). Tällöin rakenteelle voidaan sallia suuriakin muodonmuutoksia, kunhan vain sortuminen saadaan estetyksi. Rakenteisiin ja niiden välisiin liitoksiin saa syntyä plastisia niveliä.



**Kuva 9.** Vaihtoehdoisen kuormansiirtoreitin mahdollisia muodostumistapoja

**Tapaus A:**

- Toimiviksi jääneet rakenteet muodostavat köysi- /kalvorakenteen, joka siirtää vaurioituneen rakenteen aiemmin kantamat kuormat ehjiksi jääneille rakenteille.

**Tapaus B:**

- Ehjiksi jääneet rakenteet muodostavat ulokerakenteen, joka siirtää vaurioituneen rakenteen aiemmin kantamat kuormat ehjiksi jääneille rakenteille.

Edellytyksenä vaihtoehdoisen kantavan rakennesysteemin syntyemiselle on, että rakenteisiin voi syntyä plastisia niveliä. Tämä vaatii elementtien välisiltä liitoksilta tarpeellista vetovoimakestävyyttä ja suurta muodonmuutoskykyä ja muodonmuutosenergiakapasiteettia, jolla voidaan vaimentaa putoavien kappaleiden liike-energia. Nämä saadaan aikaan esimerkiksi elementtisaumoihin ja liitoksiin asennettavilla riittävän kokoisilla ja oikein sijoitetuilla saumateräksillä ja liitososilla. Käytettävillä teräslaaduilla tulee olla riittävä muodonmuutoskyky.

Korvaavan rakennesysteemin osana voi toimia myös rakenneosia, jotka eivät normaalitilanteessa toimi kantavina rakenteina. Kyseiset rakenneosat ja niiden liitokset mitoitetaan tällöin kestäämään onnettomuustilanteessa niille tulevat rasitukset.

Lähtökohtana on, että kantavan pystyrakenteen vaurioitumisen jälkeen siihen tukeutuvien rakenteiden on mahdollista saavuttaa tasapainotila suurten muodonmuutosten ja siirtymien kautta.

Korvaavan rakennesysteemin tarkastelu lähtee siitä, että kussakin kerroksessa jokainen pystyrakenne tai pystyrakennetta tukeva palkki ajatellaan yksi kerrallaan poistetuksi ja selvitetään, miten rakennus vaurioituu kyseisen rakenneosan poistamisen seurauksena, kuinka suuri on mahdollisen vaurioituneen alueen laajuus ja miten kuormat saadaan siirrettyä vaurioituneen alueen yli eli korvaavan rakennesysteemin valinta.

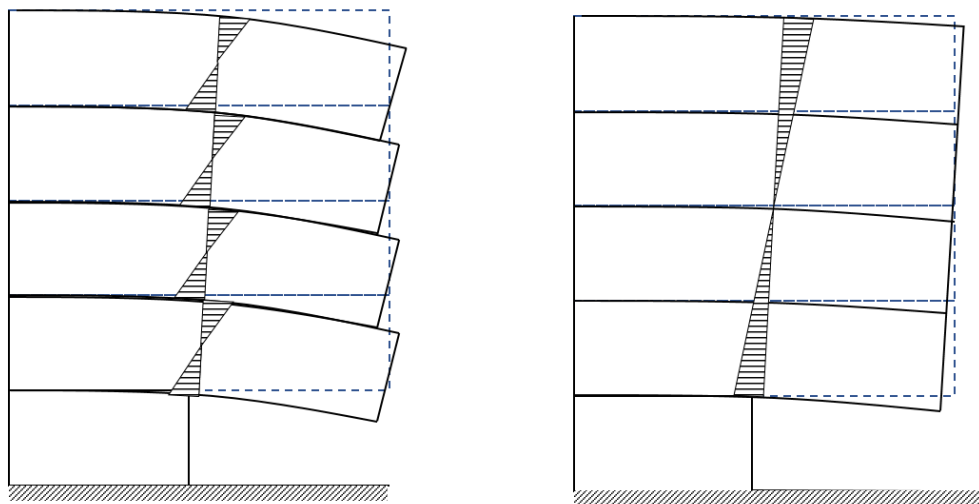
Muuttunut rakennesysteemi mitoitetaan rakenteiden painosta tulevalle pysyvälle kuormalle sekä onnettomuustilanteen muuttuvien kuormien yhdistelmälle. Onnettomuustilanteen kuormitusyhdistelmässä hyötykuormalle käytetään pitkäaikaisen kuormitusyhdistelmän mukaista yhdistelykerrointa  $\psi_2$  ja luonnonkuormille (lumi- jää- tai tuulikuorma) yhdistelykerrointa  $\psi_1$ . Kuorman osavarmuusluku onnettomuustilanteessa on 1,0.

Korvaavaa rakennesysteemiä mitoitettaessa voidaan teräksen lujuuden mitoitusarvona käyttää murtolujuutta  $f_u/\gamma_s$ . Betonin lujuuden mitoitusarvona käytetään arvoa  $f_{ck}/\gamma_c$ . Betonin osavarmuusluku onnettomuusmitoitustilanteessa on  $\gamma_c = 1,0$  ja raudoituksen  $\gamma_s = 1,0$ .



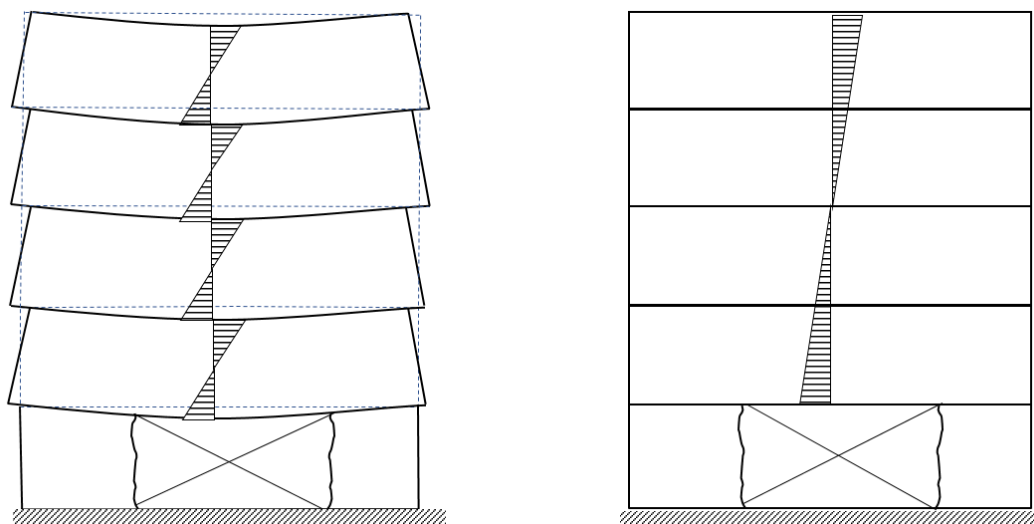
Kantavan seinän oletetaan vaurioituvan sivusuuntaisena tukena toimivien pystysuuntaisten rakenneosien väliseltä matkalta, kuitenkin enintään  $2,25 \cdot H$  pituiselta matkalta.  $H$  on kerroskorkeus.

Jos jonkin kantavan pystyrakenteen poistamisen seurauksena paikallinen vaurioalue tulee suuremmaksi kuin hyväksyttävän alueen suuruus tai vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä ei pystytä muodostamaan, niin kyseinen rakenneosia on suunniteltava ns. avainasemassa olevana rakenneosana kohdan 2.3.3.1 mukaisesti.



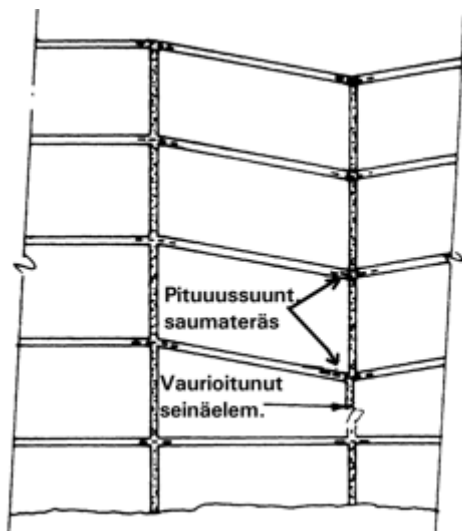
**Kuva 10.** Kuormien siirtäminen vaurioituneelta alueelta ulokerakenteella.

Seinäelementit toimivat ulokkeena. Päälekkäiset seinäelementit voivat toimia erillisinä yhden kerroksen korkuisina rakenteina kantaen yhden kerroksen kuormat tai saumojen mitoituksista riippuen useamman kerroksen korkuisena rakenteena. Ulokerakenne voi muodostua myös useammasta rinnakkaisesta elementistä. Saumojen raudoituksen avulla useamman erillisen seinäelementin muodostamasta ulokeosasta saadaan yhtenä kokonaisuutena toimiva levyrakente.



**Kuva 11.** Kuormien siirtäminen vaurioituneelta alueelta palkkirakenteella.

Seinäelementti toimii palkkina. Vaakasauvojen mitoituksista riippuen useamman kerroksen seinäelementit voivat toimia yhdessä korkeana palkkina.



**Kuva 12.** Kuormien siirtäminen vaurioituneelta alueelta köysi-/kalvorakenteella.

Tasot toimivat köysi- tai kalvorakenteena laattojen tai palkkien pituussuunnassa.

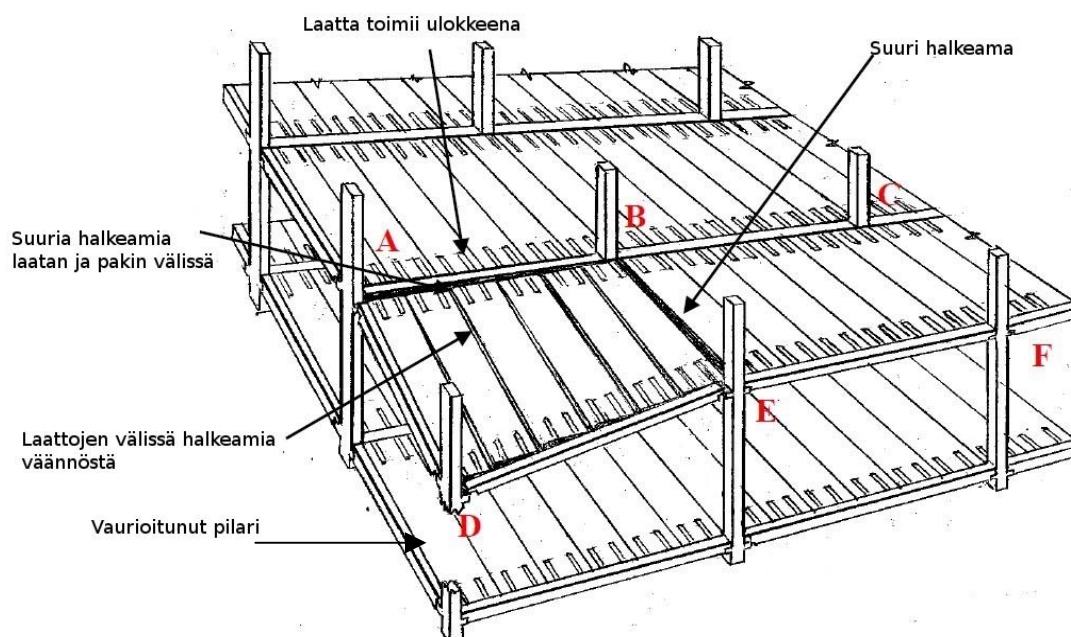
Nurkassa olevan tuen vaurioituttua, vaurioituneen alueen kuormia voidaan kantaa yhdessä tasojen levyvaikutuksen ja ulokkeena toimivien seinäelementtien välityksellä. Laataston levytoiminnan vaikutus riippuu laataston ja seinäelementin välisestä liitoksesta. Liitoksessa oleva rauditus pitää laataston ja seinän yhdessä muodostaen siten jäykän 3-ulotteisen rakenteen.

Seinä- ja laattaelementit voidaan ripustaa vaurioalueen yläpuolelta.

Uuden korvaavan rakennesysteemin kantokyky lasketaan liitosten vetokestävyuden ja rakenteen muodonmuutoskyvyn perusteella. Lisäksi tarkistetaan myös liitosten raudituksen ankkurointi.

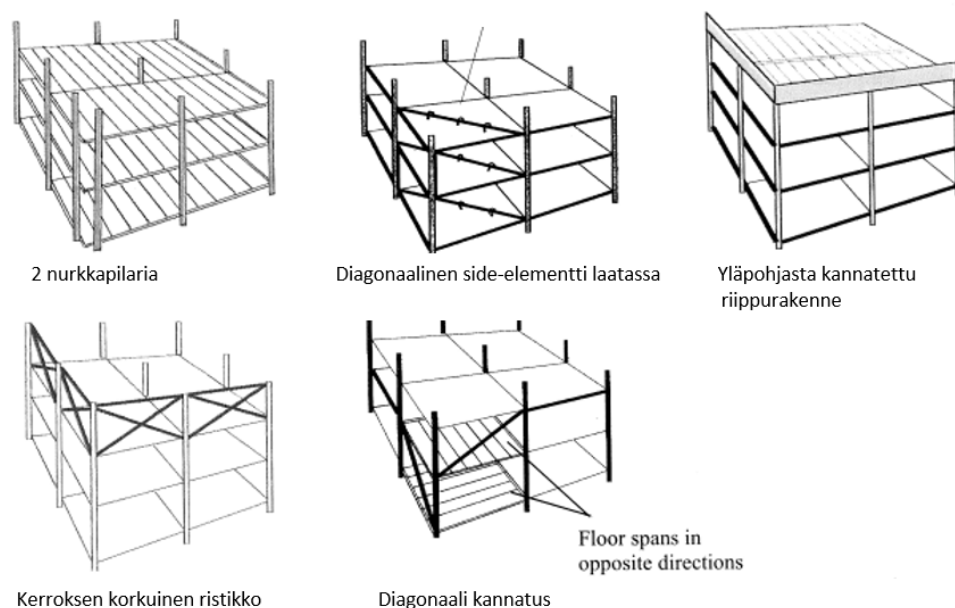
On huomattava, että korvaava rakennesysteemi aiheuttaa usein rakennukseen vaakavoimia, jotka siirretään jäykistävinä levyinä toimivien laatastojen kautta jäykistäville rakenteille. Jäljelle jääneiden rakenteiden tulee kestää nämä vaakavoimat eikä näistä voimista saa aiheutua rakennuksen muun osan sortumista tai kaatumista.

Mikäli vaurioitunutta rakennetta korvaava rakennesysteemi ei ole mahdollinen tai sen aikaansaaminen on vaikeaa, on kyseinen rakenne mitoitettava ns. avainasemassa olevana rakennosana. Näin käy usein kuvan 13 mukaisessa tapauksessa, jossa nurkkapilarin vaurioituttua, on vaikea muodostaa toimivaa vaihtoehtoista rakennesysteemiä.



**Kuva 13.** Nurkkapilarin vaurioitumisen aiheuttamia muodonmuutoksia ja vaurioita muissa rakenteissa. /Kuva fib julkaisu 63.

Nurkan kestävyyttä jatkuvaa sortumaa vastaan voidaan parantaa myös kuvassa 14 esitetyillä tavoilla.



**Kuva 14.** Nurkan jatkuvan sortumisen estäviä ratkaisumahdollisuuksia. /Kuva fib julkaisu 63.

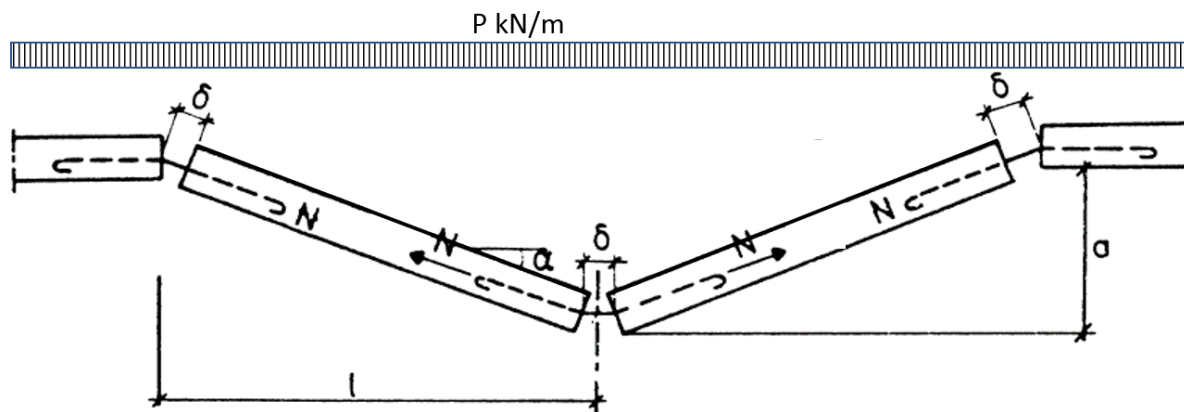
#### 4.1 Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin analyysimenetelmät

Kuormitus on jonkin kantavan rakenneosan poistuessa dynaaminen ja rakenne värähtelee rakenneosan poistumisen jälkeen. Tästä aiheutuu ns. dynaaminen lisä kuormituksiin ja tämä on otettava huomioon mitoituksessa.

Rakenteen analysointiin voidaan käyttää periaatteessa neljää erilaista vaihtoehtoa:

- Lineaarinen staattinen analyysi
- Epälineaarinen staattinen analyysi
- Lineaarinen dynaaminen analyysi
- Epälineaarinen dynaaminen analyysi

Edellä mainittujen menetelmien lisäksi on kehitetty erilaisia käsinlaskentamenetelmiä, joilla voidaan arvioida rakenteen kestävyyttä jonkin kantavan rakenneosan vaurioituessa.



**Kuva 15.** Köysivoiman laskenta

#### Laskentaesimerkki:

Kohdan 6 esimerkin pilarin D5 kuvitellaan vaurioituvan ja sen kantokyky katoaa. Lasketaan Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmälle köysivoimat, joilla voidaan ajatella jatkuvan sortuman olevan estetty. Lasketaan tapaus lineaarisella staattisella analyysillä.

Onnettomuustilanteen kuormitus yhdeltä kerrokselta palkille  $p = 32 \text{ kN/m}$ .

Maksimi taipumalle käytetään arvoa  $a = 2 \text{ m}$ .

#### Lineaarinen staattinen analyysi:

Köysivoimalle saadaan tasapainoehdoista lauseke

$$N = \frac{p \cdot l}{2} * \sqrt{\left(\frac{l}{a}\right)^2 + 1} = \frac{32 \cdot 6}{2} \sqrt{\left(\frac{6}{2}\right)^2 + 1} = 303.6 \text{ kN}$$

Systeemin dynaamisista vaikutuksista johtuen täytyy laskettua voimaa kasvattaa ja tarkemman analyysin puuttuessa käyttäen kerrointa  $\omega = 2.0$ , jolloin voimaksi  $N$  saadaan arvo  $N = 607.2 \text{ kN}$ .

Tarvittavaksi teräsmääräksi saadaan tässä tapauksessa  $A_s > 1215 \text{ mm}^2$  kun käytetään terästä B500B.

Kaikissa tapauksissa on erityisesti huolehdittava terästen ankkuroinnista ja riittävästä liitosten sitkeydestä. Köysivoimia ei voi muodostua, jos rakenne ei ole riittävän sitkeä.

## 4.2 Lisävaatimuksia elementtien liitoksille

Sidevoimamenettelyssä ja korvaavan kuormansiirtoreitin menettelyissä tulee elementtien liitoksille kohdassa 3 esitetyt vaatimukset ja lisäksi elementtien liitosten on täytettävä seuraavat vaatimukset.

## 4.3 Elementin putoamisen estäminen

Lämpö- ja kosteusliikkeiden sekä esim. jännevoiman aiheuttaman kutistuman seurauksena elementin pituus muuttuu. Elementin tukipinnalla vaikuttava kitka pyrkii estämään elementin pään liikkeen. Kitkavoimasta aiheutuu elementtiin ja tukipintaan vastaavasti vaakavoimaa. Kitkan ylittyessä lämpö- ja

kosteusmuutoksista aiheutuva liike pääsee tapahtumaan. Kitka elementin tukipinnoilla voi olla erisuuri tukipinnan laadun ja tukireaktion vaihtelun seurauksena, jolloin lämpö- ja kosteusmuutoksista aiheutuva liike voi tapahtua elementin molemmissa päissä tai vain toisessa päässä, jossa vastustavat voimat ovat pienempiä. Mikäli tapahtuva liike on aina samansuuntaista ja tapahtuu vain elementin toisessa päässä, niin vähitellen elementti saattaa pudota tuelta ("ryömintäilmiö"), mikäli tätä ei ole estetty.

Elementin putoaminen tuelta estetään rakenteellisesti suunnittelemalla elementin tuen detalji siten, että elementti ei pääse siirtymään vaakasuunnassa, esim. elementti on leukapalkkien välissä tai elementti kiinnitetään sitä tukevaan pilari- tai seinärakenteeseen. Elementin putoaminen epäsymmetrisesti tapahtuvista lämpö- ja kosteusliikkeistä estetään kiinnittämällä elementti liitoksella, joka kestävyuden mitoitus perustuu tukien kitkavoimien oletettuun erotukseen.

Liitoksen mitoitusperusteeksi voidaan ottaa voima, joka vastaa elementtien tukipintojen kitkavoimien oletettua suurinta erotusta.

**Ellei tarkempia selvityksiä tehdä, liitospintojen kitkakertoimien erotuksen arvoksi tulee valita vähintään:**

- $k = 0,2$  kun liitoksessa on kuminen tasauslevy, kumilevylaakeri tai vastaava
- $k = 0,3$  kun molemmat liitospinnat ovat terästä
- $k = 0,4$  kun liitospinnassa on teräs betonipintaa vasten
- $k = 0,5$  muissa tapauksissa.

Liitos mitoitetaan tuettavan elementin suuntaiselle voimalle  $F_d = k \cdot V_k$ , missä  $V_k$  = elementin tukireaktion ominaisarvo.

Elementin kiinnitys voi sallia lämpö- ja kosteusliikkeitä, mutta rajoittaa siirtymän kuitenkin lopulta sellaiseksi, että elementti ei pääse putoamaan tuelta (esim. väljässä reiässä oleva juottamaton tappi). Kiinnitettäessä pitkiä elementtejä, kuten TT- ja HTT-laattoja viereisiin rakenteisiin tulee ottaa huomioon elementtien pituudenmuutokset, taipumat ja kiertymä tuella.

Elementtiä ei tarvitse kuitenkaan kiinnittää suuremmalle voimalle kuin 150 kN (SFS-EN 1992-1 9.10.24).

Elementin liitos voi olla sellainen, että elementin putoaminen on estetty ilman eri toimenpiteitä tai lämpö- ja kosteusliikkeitä ei pääse liitoksessa tapahtumaan. Mikäli liitoksessa vaikuttavan puristusrasituksen aiheuttama kitkavoima on suurempi kuin elementin putoamisen estämiseksi tarvittava kiinnitysvoima, ei liitoksessa tarvita erillistä kiinnitystä. Kun liitokseen yläpuolisesta rakenteesta tuleva normaalivoima on suurempi kuin elementin tukireaktio, niin elementin putoaminen epäsymmetrisesti tapahtuvien lämpö- ja kosteusliikkeiden seurauksena on estetty.

Jos elementin tukena toimiva rakenne voi elementin tukipinnan tasolla siirtyä elementin putoamisen estämiseksi vaadittavalla kiinnitysvoimalla elementin lämpö- ja kosteusmuutoksista toispuoleisesti aiheutuvan liikkeen verran, ei elementtiä tarvitse kiinnittää ko. voimalle. Lisäksi edellytetään, että kitkavoima elementin tukipinnalla pysyvän kuorman vaikuttaessa on riittävä (vähintään kaksinkertainen liitokselta vaadittavaan kestävyteen nähden) estämään elementin pään siirtymisen. Tällöin liike ohjautuu tukirakenteen siirtymäksi. Tukirakenne on mitoitettava kyseisestä siirtymästä syntyvälle voimalle.

Jos elementtilaatasto toimii laattaelementtien välisten liitosten avulla lämpö- ja kosteusliikkeille yhtenäisenä levynä, voidaan laatasta käsitellä myös elementin putoamisen suhteen yhtenä kokonaisuutena ja keskittää mahdollinen kiinnitys määrättyihin kohtiin. Laattaelementtien väliset liitokset estävät tällöin yksittäisen laattaelementin putoamisen.

Palkki-pilariliitoksessa elementin putoaminen voidaan estää tappiliitoksella tai palkin ja laataston väliseen saumaan sijoitetulla saumaraudoituksella tai molempien yhdistelmällä. Mikäli osa liitokselta vaadittavasta voimasta siirretään saumaraudoituksella ja vain osa tappiliitoksella, on elementin

tukirakenteen (esim. ulokkeen) säilyttävä toimintakykyisenä myös pystytukireaktiolle (elementin ominaistukireaktiolle) saumaraudoituksen myötäessä. Saumaraudoituksen myötäessä elementin tukipinnalla vaikuttava kitka aiheuttaa tukirakenteeseen vaakavoiman, joka voi olla suurempi kuin tukirakenteeseen kiinnitetyn tapin on laskettu siirtävän. Tällöin tukirakenne (ulokkeen raudoitus, teräsuloke ja sen kiinnitys pilariin) on mitoitettava suuremmalle vaakavoimalle kuin tappiliitokselle laskettu osuus edellyttäisi. Itse tappia ja sen liitosta ulokkeeseen ei tarvitse mitoittaa tälle suuremmalle voimalle.

Elementin putoaminen voidaan estää myös ns. toppariratkaisulla, jossa elementtiä ei ole kiinteästi kiinnitetty, mutta putoaminen on estetty. Tämä ratkaisu sallii elementin liikkeen tiettyyn pisteeseen asti.

Elementin tukipinta mitoitetaan siten, että se kestää kitkavoimasta aiheutuvan vaakavoiman murtumatta.

Tarvittaessa elementin päätä vahvistetaan lohkeamisraudoituksella, joka mitoitetaan voimalle

$$N_s = 0,75 \cdot (R_d + H_d) - F_{bu}$$

missä  $F_{bu}$  on pääraudoituksen ankkurointikestävyys tuen etureunasta laskettuna.

Palkin päässä tukialueella mahdollisesti käytettävä teräsvahvistus ankkuroidaan kitkavoimalle tuen reunasta lukien, samoin palkin pään raudoitus. Tappireiän ympärille tulevat vaakalenkit mitoitetaan tapin ottamalle voimalle. Rakennetta ei tarvitse mitoittaa kitkavoimalle tukialueen ulkopuolella.

Elementin tukena toimiva rakenneosia ja sen liitos kantavaan pystyrakenteeseen mitoitetaan kitkavoimalle. Itse kantavaa pystyrakennetta ei tarvitse mitoittaa kitkavoimalle.

## 5. ELEMENTTILIITOSTEN KAPASITEETTEJA ONNETTOMUUSKUORMAYHDISTELMILLE

### 5.1 Tappiliitoksen leikkauskestävyys onnettomuustilanteessa

Onnettomuustilanteessa tappiliitokselle sallitaan suurempia siirtymiä kuin normaalissa murtotilassa. Tällöin tappi voi olla juottamaton. Juotetun tappiliitoksen leikkauskestävyys voidaan laskea elementin betonin lujuuden mukaan, koska heikomman juotosvalun murtumisen jälkeen tappiliitos toimii vielä onnettomuuskuormille. Liitoksen lopullinen murtuminen tapahtuu elementin betonin murtuessa.

Tappiliitoksen leikkauskestävyys lasketaan kaavasta

$$V_{rd} = \frac{1,2 \cdot \Phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}}}{\gamma_c}$$

$\Phi$  on tapin halkaisija

$f_{ck}$  on elementin betonin ominaislujuus onnettomuustilanteessa elementin betonin lieriölujuuden ominaisarvo

$f_{yk}$  on tapin teräksen ominaislujuus

$\gamma_c$  on 1,0 betonin osavarmuusluku onnettomuuskuormayhdistelmille

Kun tappina käytetään harjaterästä B500B on

$$V_{rd} = 26,8 \cdot \Phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \text{ N}$$

Taulukossa on koottuna eri kestävyksiä onnettomuustilanteen mitoitusta varten. Muista, että kestävyudet muissa rajatiloissa ovat erilaiset!

Betonin lujuusluokk a	$f_{ck}$ N/mm <sup>2</sup>	Tapin B500B leikkauskestävyys Vrd kN onnettomuuskuormille				
		T12	T16	T20	T25	T32
C20/25	20,0	17,3	30,7	48,0	75,0	122,9
C25/30	25,0	19,3	34,3	53,7	83,9	137,4
C30/37	30,0	21,2	37,6	58,8	91,9	150,5
C35/45	35,0	22,9	40,6	63,5	99,2	162,6
C40/50	40,0	24,4	43,4	67,9	106,1	173,8
C45/55	45,0	25,9	46,1	72,0	112,5	184,3
C50/60	50,0	27,3	48,6	75,9	118,6	194,3
C55/67	55,0	28,7	50,9	79,6	124,4	203,8
C60/75	60,0	29,9	53,2	83,1	129,9	212,8
C70/85	70,0	32,3	57,5	89,8	140,3	229,9
C80/95	80,0	34,6	61,4	96,0	150,0	245,8
C90/105	90,0	36,7	65,2	101,8	159,1	260,7

**Taulukko 3.** Tappiliitoksen leikkauskestävyys onnettomuuskuormille

Elementin betonin lujuuden ollessa vähintään C35/45, tappia T32 voidaan pitää riittävänä liitoksen maksimivoimalle  $V_k = 150$  kN.

## 5.2 Seinäelementtien saumojen leikkauskestävyys onnettomuustilanteessa, yleistä

Eri aikaan valettujen betonien rajapinnan leikkauskestävyys onnettomuustilanteessa lasketaan SFS-EN 1992-1-1 kohdan 6.25 mukaisesti kaavasta:

$$V_{rd} = c f_{ctk} + \mu \sigma_n + \rho f_{yk} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha), \text{ mutta aina enintään } V_{Rd,max}$$

$\mu$  ja  $c$  ovat taulukon 4 mukaiset pinnan karheudesta riippuvat kertoimet

$f_{ck}$  on elementin betonin ominaislujuus

$f_{ctk}$  on elementin betonin ominaisvetolujuus

$f_{yk}$  on lenkin teräksen ominaislujuus

$\sigma_n$  on saumassa vaikuttava normaalijännitys (yleensä oletetaan nollassi)

$\alpha$  terästen kulma kuvan 17 mukaisesti

$$v = 0,6(1 - f_{ck}/250)$$

Sauman leikkauslujuuden yläraja-arvo on  $V_{Rd,max} = 0,5v f_{ck}$

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

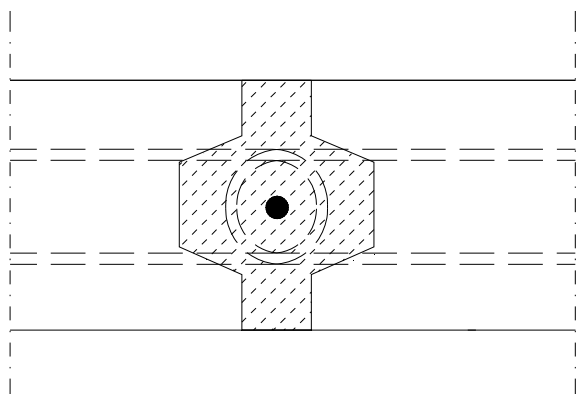
**Taulukko 4.** Rajapinnan karheudesta riippuvat kertoimet

Onnettomuustilanteessa voidaan käyttää betonin ja teräksen ominaislujuuksia laskennassa ja on huomattava, että seuraavissa kohdissa esitetyt arvot pätevät vain onnettomuustilanteessa.

Jos sauma voi halkeilla merkittävästi,  $C=0$  ja onnettomuustilanteessa saumaa tarkastellaan halkeilleena.

Taulukoiden 5...8 mukaiset kestävydet edellyttävät sauman aukeamisen estämistä saumaa vastaan kohtisuoralla vaakaraudoituksella, joka mitoitetaan leikkausvoimalle. Vaakaraudoitus voidaan keskittää välipohjien kohdalle ja seinäelementtien vaakasaumoihin.

### 5.3 Ilman betonivaarnaava olevan lenkkiliitoksen leikkauskestävyys



Kuva 16. Ilman betonivaarnausta oleva lenkkiliitos

Puristava normaalivoima ja kerroin  $c$  oletetaan nolliksi (sauma halkeilee onnettomuustilanteessa), jolloin liitoksen leikkauskestävyyteen vaikuttavat vain teräksen lujuus, teräsmäärä ja kerroin  $\mu$  kunhan sauman maksimileikkauslujuutta  $V_{Rdmax}$  ei ylitetä.

Seinä $t=220\text{mm}$		Lenkkiraudituksen leikkauskestävyys $V_{rd}$ kN onnettomuuskuormille, ei vaarnaava, $f_{yk}=235\text{ N/mm}^2$				
Betonin lujuusluokk a	$f_{ck}$ N/mm <sup>2</sup>			$\Phi 10$	$\Phi 10$	$\Phi 10$
		$\Phi 8$ k600	$\Phi 8$ k300	k600	k300	k150
C20/25	20,0	19,7	39,4	30,8	61,5	123,0
C25/30	25,0	19,7	39,4	30,8	61,5	123,0
C30/37	30,0	19,7	39,4	30,8	61,5	123,0
C35/45	35,0	19,7	39,4	30,8	61,5	123,0
C40/50	40,0	19,7	39,4	30,8	61,5	123,0
C45/55	45,0	19,7	39,4	30,8	61,5	123,0
C50/60	50,0	19,7	39,4	30,8	61,5	123,0

Taulukko 5. Lenkkiraudituksen S235JRG2 leikkauskestävyys onnettomuuskuormille ilman betonivaarnausta

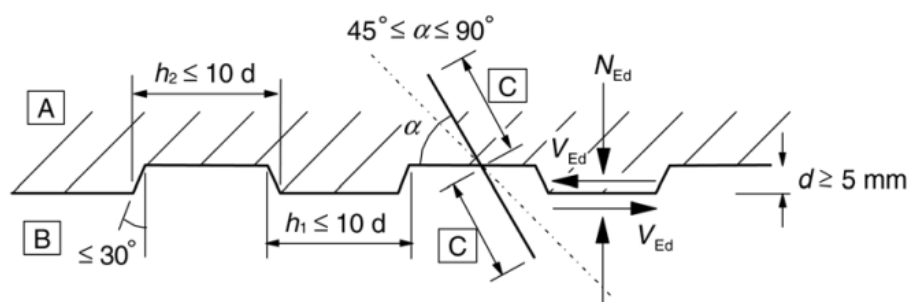


Seinä t=220mm		Lenkkiraudoituksen leikkauskestävyys $V_{rd}$ kN onnettomuuskuormille, ei vaarnaa, $f_{yk}=500 \text{ N/mm}^2$				
Betoinin lujuusluokk a	$f_{ck}$ N/mm <sup>2</sup>			$\Phi 10$	$\Phi 10$	$\Phi 10$
		$\Phi 8$ k600	$\Phi 8$ k300	k600	k300	k150
C20/25	20,0	41,9	83,8	65,4	130,9	261,8
C25/30	25,0	41,9	83,8	65,4	130,9	261,8
C30/37	30,0	41,9	83,8	65,4	130,9	261,8
C35/45	35,0	41,9	83,8	65,4	130,9	261,8
C40/50	40,0	41,9	83,8	65,4	130,9	261,8
C45/55	45,0	41,9	83,8	65,4	130,9	261,8
C50/60	50,0	41,9	83,8	65,4	130,9	261,8

**Taulukko 6.** Lenkkiraudoituksen B500B leikkauskestävyys onnettomuuskuormille ilman betonivaarnauستا

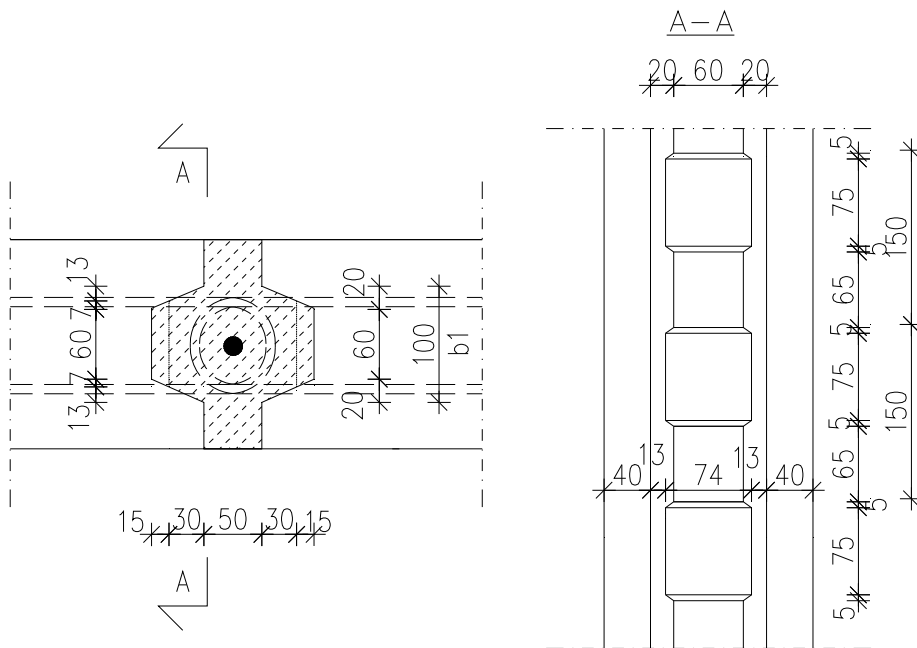
#### 5.4 Betonivaarnatun lenkkiliitossauman leikkauskestävyys onnettomuustilanteessa

Betonivaarnauksen tulee täyttää SFS-EN 1992-1-1 kuvan 10 (SFS-EN 1992-1-1 kuva 6.9) vaatimukset, jotta sitä voidaan käyttää hyödyksi laskennassa.



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

**Kuva 17.** Vaarnauksen vaatimukset /Kuva SFS-EN 1992-1-1



**Kuva 18.** Betonivaarnauksella ja lenkeillä toteutettu liitos, vakioliitos DV 503

Seinä t=220mm		Lenkkiradoituksen leikkauskestävyys Vrd kN onnettomuuskuormille, vaarlaus, $f_{vk}=500 \text{ N/mm}^2$				
Betonin lujuusluokk a	$f_{ck}$ N/mm <sup>2</sup>	Φ 8		Φ 10		Φ 10
		k600	k300	k600	k300	k150
C20/25	20,0	240,4	315,8	282,8	400,6	636,2
C25/30	25,0	273,4	348,8	315,8	433,6	669,2
C30/37	30,0	295,4	370,8	337,8	455,6	691,2
C35/45	35,0	317,4	392,8	359,8	477,6	713,2
C40/50	40,0	350,4	425,8	392,8	510,6	746,2
C45/55	45,0	372,4	447,8	414,8	532,6	768,2
C50/60	50,0	394,4	469,8	436,8	554,6	790,2

**Tauluko 7.** Betonivaarnatun lenkkiliitossauman leikkauskestävyys onnettomuuskuormille B500B teräksellä, seinä t=220 mm

Seinä t=220mm		Lenkkiraudituksen leikkauskestävyys Vrd kN onnettomuuskuormille, vaarlaus $f_{yk}=235 \text{ N/mm}^2$				
Betonin lujuusluokk a	$f_{ck}$ N/mm <sup>2</sup>	Φ 8 k600	Φ 8 k300	Φ 10 k600	Φ 10 k300	Φ 10 k150
C20/25	20,0	200,4	235,9	220,4	275,7	386,5
C25/30	25,0	233,4	268,9	253,4	308,7	419,5
C30/37	30,0	255,4	290,9	275,4	330,7	441,5
C35/45	35,0	277,4	312,9	297,4	352,7	463,5
C40/50	40,0	310,4	345,9	330,4	385,7	496,5
C45/55	45,0	332,4	367,9	352,4	407,7	518,5
C50/60	50,0	354,4	389,9	374,4	429,7	540,5

**Tauluko 8.** Betonivaarnatun lenkkiliitossauman leikkauskestävyys onnettomuuskuormille S235JRG2 teräksellä, seinä t=220 mm

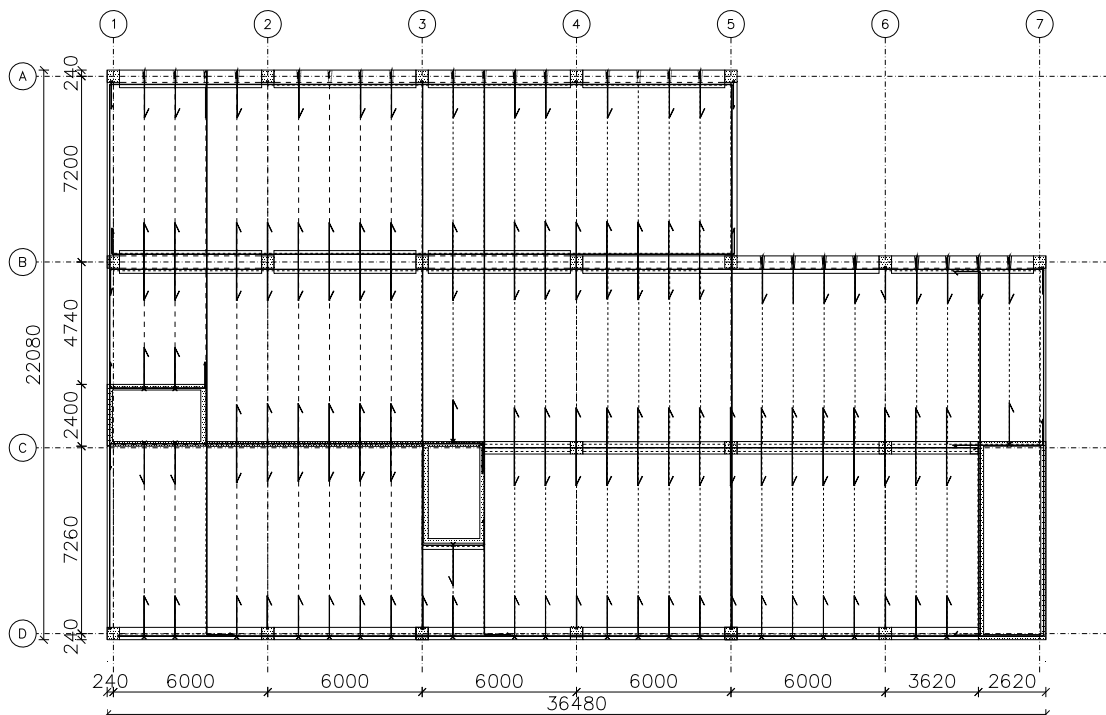
## 6. LASKENTAESIMERKKI JATKUVAN SORTUMAN ESTÄMISESTÄ

### 6.1 Yleistä

Mitoitus tehdään tässä esimerkissä tunnistetuille onnettomuuskuormille ja määrittelemättömille onnettomuuskuormille siten, että mahdollisesti syntyvä yhden rakenneosan vaurio ei aiheuta koko rakennuksen tai sen merkittävän osan sortumista (ympäristöministeriön asetus 10/16 3§).

Tässä esimerkissä esitettyjen tapausten lisäksi tulee suorittaa erikseen normaaliolosuhteita koskevat murto- ja käyttörajatilamitoitukset.

### 6.2 Lähtötiedot



**Kuva 19.** Esimerkkirakennuksen välipohja

Tarkastellaan 9-kerroksista toimistorakennuksen välipohjaa. Rakennuksen runko on pilari - palkkirunko ja laatastona on ontelolaatta  $H=320$  mm  $g_k = 4,0$  kN/m<sup>2</sup> ja pintarakenteen paino  $g_{k1} = 1,5$  kN/m<sup>2</sup>

Rakennuksen kerrosluku on  $n_s = 9$ , joten rakennus kuuluu onnettomuusmitoitustilanteen seuraamusluokkaan CC3a.

Välipohjan kerrosala on 689 m<sup>2</sup>. Kerroskorkeus  $H=3,0$  m.

Rakennuksen moduulilinjan A ulkoseinän vieressä sijaitsee paikoitusalue, johon on mahdollista päästä kuorma- autolla, jonka kokonaispaino on yli 3,5 t. Kyseisen sivun alimman kerroksen pilareihin voi täten kohdistua liikenteestä törmäyskuorma SFS-EN-1991-1-7 kansallisen liitteen kohdan 8 mukainen törmäyskuorma  $F_{dx} = F_{dy} = 75$  kN.

Toimistorakennuksessa välipohjan hyötykuormaluokka on B ja hyötykuorma  $q_k = 2,5$  kN/m<sup>2</sup>.

#### Välipohjan kuormitus ja paino:

- ontelolaatta + pintarakenteet  $g_k = 5,5$  kN/m<sup>2</sup>
- hyötykuorma, luokka B  $q_k = 2,5$  kN/m<sup>2</sup>
- kevyet väliseinät  $q_{k2} = 0,5$  kN/m<sup>2</sup> (siirrettäviä, seinien paino  $\leq 1$  kN/m)

Saumattu ontelolaatasto kykenee jakamaan viivakuormaa poikisuunnassa useammalle laatalle, joten kevyiden väliseinien paino voidaan jakaa tasaiseksi kuormaksi. Kevyiden väliseinien paino otetaan

huomioon lisäämällä hyötykuorman arvoa määrällä  $q_{k2}$ . Hyötykuormaa ja väliseinien painon summaa käsitellään yhtenä hyötykuorman kuormaluokan mukaisena kuormana.

Onnettomuusmitoitustilanteessa muuttuvan kuorman yhdistelykertoimena käytetään muulle kuin luonnonkuormalle pitkäaikaisen kuorman yhdistelykerrointa  $\psi_2$ . Kuormaluokassa B pitkäaikaisen kuorman yhdistelykerroin  $\psi_2 = 0,3$ . Onnettomuusmitoitustilanteessa ei käytetä pinta-alavähennystä.

### 6.3 Moduulilinjan A pilarit

#### 6.3.1 Tunnistettu onnettomuuskuorma

Moduulilinjan A pilareihin kohdistuu tunnistettu onnettomuuskuorma törmäyksestä.

##### Vaihtoehto 1:

- Pilarit mitoitetaan kestämaan onnettomuuskuorma  $F_{dx} = F_{dy} = 75$  kN yhdessä muiden samanaikaisesti tulevien pysyvien ja hyötykuormien kanssa. Luonnonkuormista (tuulikuorma, lumikuorma) käytetään yhdistelykertoimena tavallisen kuorman yhdistelykerroin  $\psi_1$  ja muille hyötykuormille pitkäaikaisen kuorman yhdistelykerrointa  $\psi_2$ .
- Kuormat  $F_{dx}$  ja  $F_{dy}$  eivät vaikuta samanaikaisesti. Kuorma-autojen törmäyskuorman oletetaan vaikuttavan korkeudella 0,5 m ... 1,5 m ajoväylän pinnasta.
- Jos vaihtoehdon 2 mukaisesti rajoitetaan ajoneuvoliikenne vain henkilö- ja pakettiautoille ja vaihtoehto 2 ei tule kyseeseen, pilarit mitoitetaan 0,5 m:n korkeudella ajoväylän pinnasta vaikuttavalle onnettomuuskuormalle  $F_{dx} = F_{dy} = 25$  kN.

Tämä vaihtoehdon 1 mukainen tapa on yleensä järkevin.

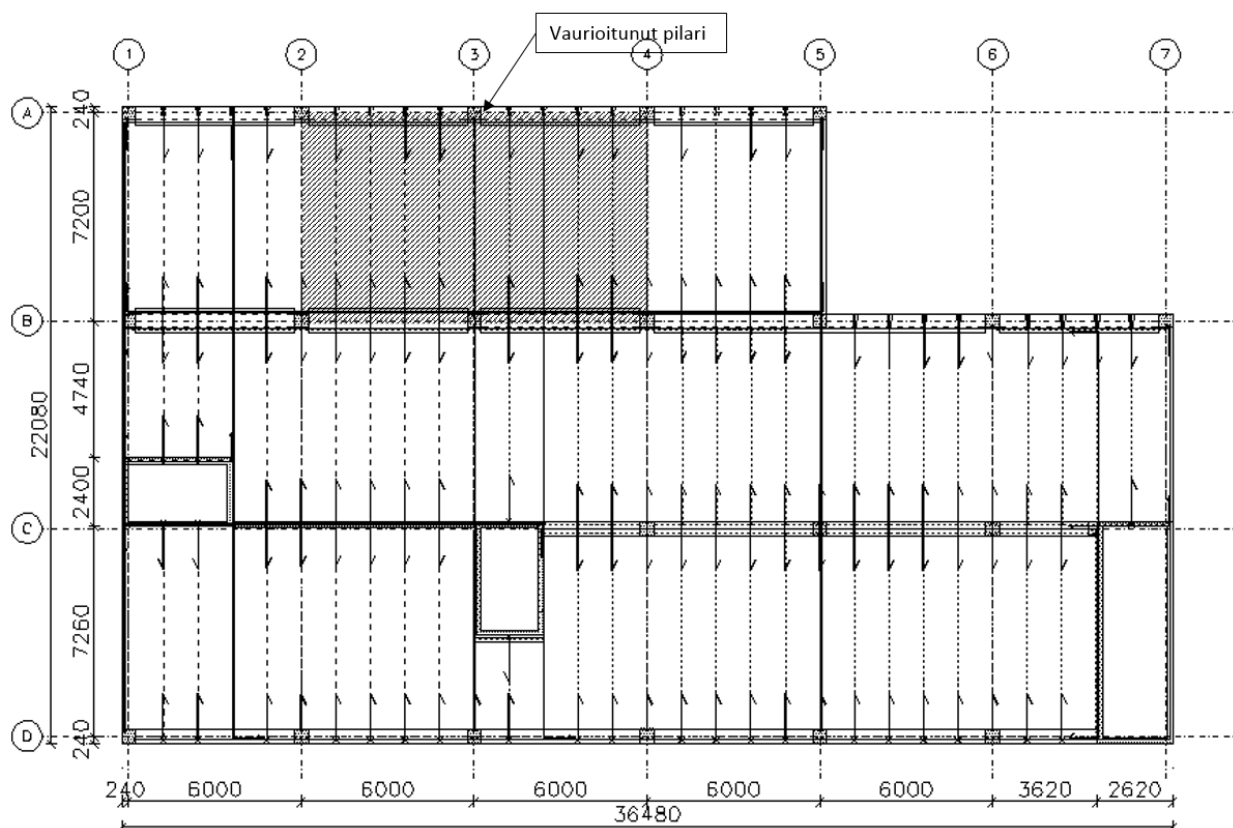
##### Vaihtoehto 2, suojaus tai painorajoitus:

- Suojataan pilarit siten, että törmäys ei ole mahdollinen.
- Rakennetaan paikoitusalue sellaiseksi, että sinne pääsee henkilö- ja pakettiautoilla, joiden kokonaispaino on enintään 3,5 t, mutta pääsy on estetty tätä painavammalla kuorma-autolla. Tällöin törmäyskuorma on em. taulukon mukaan  $F_{dx} = F_{dy} = 25$  kN.

##### Vaihtoehto 3, sortuma-alueen rajaus:

- Sallitaan alkusortuma, mutta siitä ei saa aiheutua alkusortuma-alueen ulkopuolisen rakennuksen sortumista. Vaurioituneen pystyrakenteen kuormien tulee pystyä siirtymään rakenteen muiden osien kannettavaksi vaihtoehtoisia reittejä pitkin. Huomaa, että köysivoimat ym. tulee laskea todellisten voimien mukaisesti, ei sidevoimien laskentakaavoista saaduilla arvoilla!
- Alkusortuma-alueen laajuus saa olla enintään kahdessa päällekkäisessä kerroksessa korkeintaan  $100$  m<sup>2</sup>/kerros, kuitenkin enintään 15 % kerrosalasta ( $103$  m<sup>2</sup>).
- Nurkkapilarin A1 vaurioituessa alkusortuma-alueen pinta-ala on noin  $6,24 \cdot 7,24 = 45$  m<sup>2</sup>, mikä olisi hyväksyttävä. Nurkkapilarin vaurioituessa ylempien kerrosten nurkkakenttien tulee pysyä ylhäällä, minkä tavoite on erittäin vaikeasti saavutettavissa.
- Reunapilarin A3 vaurioituessa alkusortuma-alueen pinta-ala on noin  $12,0 \cdot 7,24 = 87$  m<sup>2</sup>, mikä olisi vielä hyväksyttävä. Suunnitellaan joka kerroksessa perättäisten reunapalkkien välille siteet muodostuneille köysivoimille siten, että vaurioituneen pilarin molemmilla puolilla olevat palkit voivat muodostaa kuvan x mukaisen köysirakenteen, joka kussakin kerroksessa kantaa kyseisen kerroksen kuorman vaurioituneen pilarin yli siirtäen sen viereisille vaurioitumattomille pilareille.
- Reunapilarin A2 vaurioituessa ongelmaksi muodostuu siteen voiman (kuvan x mukaisen köysirakenteen voiman T) ankkurointi nurkkapilariin ja pilarin kestävyys voimalle muodostuu ongelmaksi.

Yleensä järkevin ja taloudellisin tapa on mitoittaa rakenteet määräysten mukaisille törmäyskuormille onnettomuusmitoitustilanteessa.



Kuva 20. Paikallinen sortuma-alue reunapilarin A3 vaurioituessa

### 6.3.2 Toimenpiteet määrittelemättömästä systä tapahtuvan jatkuvan sortuman estämiseksi

Rakenne on suunniteltava myös ennalta määrittelemättömän onnettomuustilanteen varalta, siten että siitä ei aiheudu alkusortuma-alueita suuremman alueen sortumaa ja rakennuksen vakavuus säilyy.

#### Vaihtoehto 1:

Suunnitellaan rakenteeseen SFS-EN-1991-1-7 kansallisen liitteen mukaiset onnettomuusmitoitustilanteen seuraamusluokan 3a mukaiset siteet.

#### Vaihtoehto 2:

Sallitaan hyväksyttävän laajuinen alkusortuma, mutta alkusortuman ulkopuolisen alueen tulee säilyä sortumatta. Alkusortuma-alueen suuruus pysyy hyväksyttävissä rajoissa, mutta edellä olevan perusteella vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitti ja kuormien siirtyminen ei toteudu. Lisäksi alkusortuma pitää rajata kahteen kerrokseen => joudutaan joka tapauksessa käyttämään muita menetelmiä.

#### Vaihtoehto 3:

Jos vaihtoehtoinen rakennesysteemi ei ole mahdollinen, on kohtuuton (ympäristöministeriön asetus 10/16 3§) tai alkusortuma ylittää sallitun, mitoitetaan pilarit avainasemassa olevina rakenneosina.

Vaihtoehtoja 2 ja 3 käytettäessä rakenteeseen on kuitenkin suunniteltava SFS-EN-1992-1-7 kansallisen liitteen mukaiset siteet.

## 6.4 Reunalinjan D pilarit

Reunalinjan D pilarit eivät sijaitse ajoväylän vieressä, joten niihin ei kohdistu tunnistettua törmäyskuormaa. Linjan D pilareiden kohdalla tarkastelu rajoittuu jatkuvan sortuman estämiseen ennalta määrittelemättömän onnettomuuden varalta. Käytettävissä ovat samat 3 vaihtoehtoa kuin linjan A pilareilla.

## 6.5 Keskipilarit

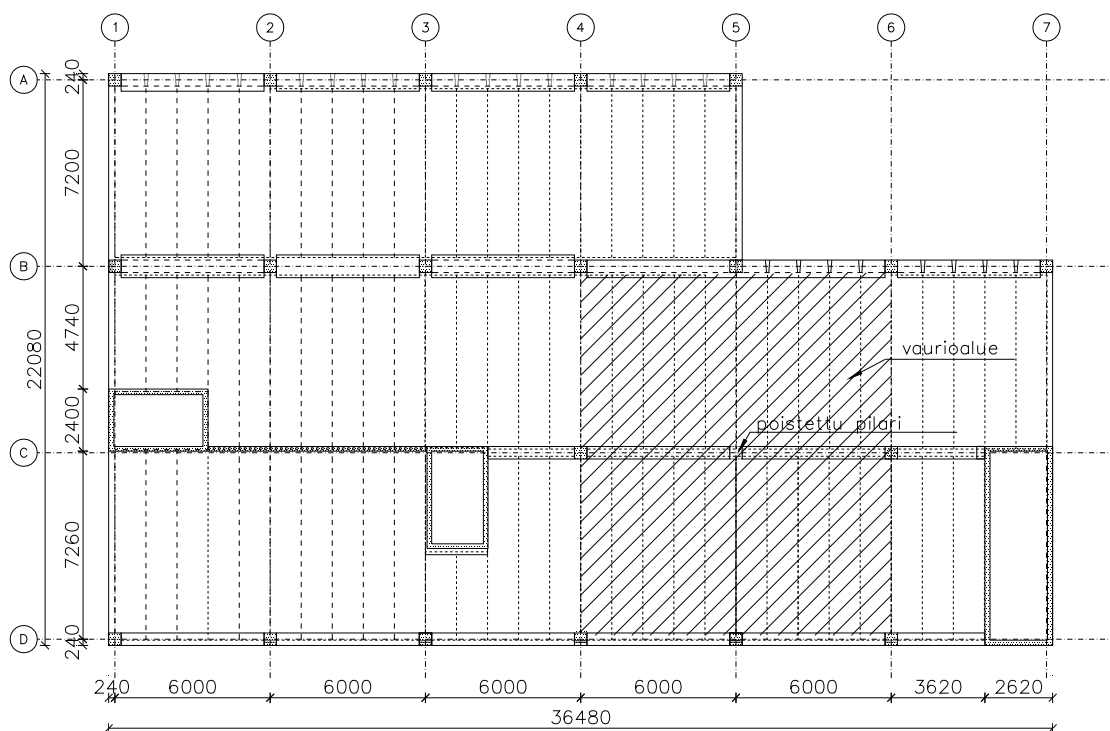
Keskilinjojen pilareille ei kohdistu tunnistettuja onnettomuuskuormia, joten onnettomuustilanteen tarkastelu rajoittuu määrittelemättömästä syystä tapahtuvan jatkuvan sortuman estämiseen.

### Vaihtoehto 1:

Vaihtoehdossa 1 rakenteeseen suunnitellaan onnettomuusmitoitustilanteen 3a mukaiset siteet.

### Vaihtoehto 2:

Sallitaan hyväksyttävän laajuinen alkusortuma, mutta alkusortuman ulkopuolisen alueen tulee säilyä sortumatta. Sortuman laajuus on erittäin vaikeasti määriteltävissä ja sortuma tulee rajoittaa kahteen kerrokseen => menetelmä ei ole käyttökelpoinen.



**Kuva 21.** Esimerkkirakennuksen paikallinen sortuma-alue keskipilarin vaurioituessa

Kuvan 21 mukaisesti keskipilarin sortuessa alkusortuma-alueen pinta-ala on noin  $12\text{ m} \cdot 14,4\text{ m} = 173\text{ m}^2$ , mikä ylittää alkusortuma-alueen hyväksyttävän laajuuden  $100\text{ m}^2$ . Vaihtoehto 2 ei siis tässä tapauksessa tule kyseeseen, vaan keskipilari on mitoitettava avainasemassa olevana rakenneosana, suunniteltava vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti, jotta sortumaa ei synny tai käytettävä vaihtoehdon 1 mukaista sidejärjestelmää.

**Vaihtoehto 3:**

Keskipilari mitoitetaan avainasemassa olevana rakenneosana ja kuormitukset ko. rakenneosalle määritetään riskinarvioinnin perusteella siten, että vaurionsietokyky oleellisesti kasvaa.

**Vaihtoehto 4:**

Suunnitellaan vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti ja mitoitetaan rakenteet näille voimille. Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmää voidaan käyttää, koska sillä käytännössä estetään alkusortuman syntyminen.

**6.6 Kantava seinä porrashuoneiden välillä moduulilinjalla C****Vaihtoehto 1:**

Rakennukseen suunnitellaan onnettomuusseuraamusluokan CC23a mukaiset siteet.

**Vaihtoehto 2:**

Sallitaan hyväksyttävän suuruinen alkusortuma.

Porrashuoneiden moduulilinjojen 2 ja 3 suuntaiset seinät toimivat linjan C suuntaisen seinän sivusuuntaisena tukena. Sivusuuntaisten tukien väli 8.4 m. Vaurioituneeksi otaksuttavan seinälohkon nimellispituus on seinän sivusuuntaisten tukien väli, enintään  $2,25 \cdot H$ , missä  $H$  on kerroskorkeus. Esimerkin rakennuksessa kerroskorkeus  $H = 3$  m, joten vaurioituneeksi otaksuttu seinälohkon pituus on

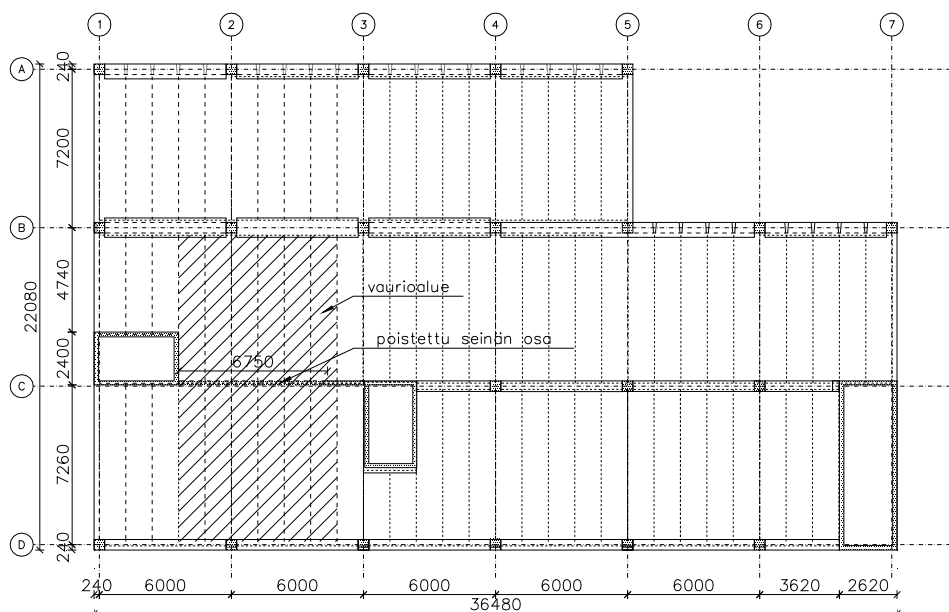
$$L_s \leq \min\{2,25H; 8,4 \text{ m}\}$$

Vaurioituneen seinälohkon pituus on siis  $L_s = 6,75$  m. Jos vaurioituneen alueen otaksutaan alkavan heti porrashuoneen seinästä, niin se ulottuu 0,50 m kuudennen laatan alueelle eli yli laataston puolivälin, joten vaurioalueen laajuus laatastossa on 6 laatan levyinen alue eli 7,2 m. Jos vaurioitunut seinälohkon otaksutaan sijaitsevan keskeisesti porrashuoneiden seinien välille, vaurioitunut seinän osa ulottuu 0,375 m porrashuoneen viereisten laattojen alueelle. Tällöin vaurioalueeksi laatastossa voitaisiin otaksua 5 laatan levyinen alue eli 6,0 m. Vaurioalue ulottuu laatastossa vaurioituneeksi oletetun seinälohkon molemmiin puoleisille laatoille, joten vaurioalueen laajuus on  $7,2 \cdot (7,37 + 6,72) = 101,4 \text{ m}^2 \sim 100 \text{ m}^2 \sim 15 \%$  kerrosalasta. Vaurioalueen laajuus on juuri ja juuri vielä hyväksyttävissä, joten seinää ei tarvitse mitoitaa avainasemassa olevana rakenneosana. Tässäkin tapauksessa on estettävä vaurion laajeneminen muihin kerroksiin käyttäen vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä tai sidejärjestelmää.

Avainasemassa olevan rakenneosan käyttö ei kansallisen liitteen mukaan saa olla pääsääntöinen mitoitustapa.

Rakenteeseen on kuitenkin suunniteltava SFS-EN-1992-1-7 kansallisen liitteen mukaiset siteet.





**Kuva 22.** Paikallinen sortuma-alue kuvan 13 rakenteessa seinän vaurioituessa

### Vaihtoehto 3:

Mitoitus avainasemassa olevana rakennusosana voidaan tehdä vain, mikäli asetuksen (ympäristöministeriö 10/16 3§) vaatimukset täyttyvät.

Rakenteeseen on kuitenkin suunniteltava SFS-EN-1992-1-7 kansallisen liitteen mukaiset siteet.

### Vaihtoehto 4:

Suunnitellaan vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit.

## 6.7 Seuraamusluokan CC3a mukaisen sidejärjestelmän suunnittelu

Suunnitellaan kuvan 19 esimerkkikohteeseen SFS-EN-1991-1-7 kansallisen liitteen mukaiset onnettomuusmitoitustilanteen seuraamusluokkaa CC3a vastaavat siteet (ks. tämän normikortin kohta 3).

### 6.7.1 Laataston ympäri kiertävät rengassiteet:

Kerroslukumäärä  $n_s = 9 \Rightarrow F_t = (16 + 2,1 \cdot n_s) \text{ kN/m} = (16 + 2,1 \cdot 9) \text{ kN/m} = 34,9 \text{ kN/m} < 48 \text{ kN/m} \Rightarrow$

$$F_t = 34,9 \text{ kN/m}$$

Väli pohjan kuormitus onnettomuusmitoitustilanteessa:

$$p_{d,acc} = g_k + \psi_2 \cdot (q_k + q_{k2}) = 5,5 + 0,3 \cdot (2,5 + 0,5) \text{ kN/m}^2 = 6,4 \text{ kN/m}^2$$

#### Rengasside moduulilinjalta A:

Puolet rengassiteen etäisyydestä lähimpään sisäiseen siteeseen on mitta  $s_2 = 3,35 + 0,5 = 3,85 \text{ m}$

Kantavien pystyrakenteiden keskilinjojen etäisyys toisistaan siteen suunnassa  $z = 6,0 \text{ m}$

$$T_i = \frac{F_t \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \Psi_i \cdot q_k)}{6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \cdot \frac{z}{5 \text{ m}} \cdot s$$

kuitenkin vähintään  $T_2 = F_t \cdot s_2$

$$T_2 = (34,9 \cdot 0,8 \cdot (5,5 + 0,3 \cdot 3) / 6) \cdot (6,0 - 3,85) / 5 = 137,6 \text{ kN tai vähintään } T_2 = 34,9 \cdot 3,85 = 134,4 \text{ kN}$$

Rengassiteiden määrä  $A_{s2} = 276 \text{ mm}^2$  B500B eli 2 T16  $A_{s2} = 402 \text{ mm}^2$ .

Rengasside on lisäksi mitoitettava normaalissa murtorajatilassa kestävään välipohjaan kohdistuva tuulikuorma ja vinoudesta aiheutuva lisävaakavoima, kun välipohjalaatasto toimii vaakasuunnassa korkeana palkkina tukeutuen jäykistäviin rakenteisiin. Jos jäykistävien rakenteiden välimatka on suuri, niin tämä tilanne saattaa vaatia suuremman rengasteräsmäärän kuin onnettomuusmitoitustilanne.

Rengasside toimii myös reunapalkkien välisenä siteenä.

### Rengasside moduulilinjalta 1:

Puolet rengassiteen etäisyydestä lähimpään sisäiseen siteeseen on mitta  $s_1 = 0,6 + 0,22 = 0,82$  m

Kantavien pystyrakenteiden keskilinjojen etäisyys toisistaan siteen suunnassa  $z_1 = 7,2$  m

$$T_1 = (34,9 \cdot 0,8 \cdot (5,5 + 0,3 \cdot 3) / 6) \cdot (7,2 \cdot 0,82) / 5 = 35,2 \text{ kN tai vähintään } T_1 = 34,9 \cdot 0,82 = 28,7 \text{ kN}$$

Rengassiteeltä vaadittava voima  $T_1 = 70$  kN. Rengassiteiden määrä  $A_{s1} = 140 \text{ mm}^2$  B500B eli 2 T 10  $A_{s1} = 157 \text{ mm}^2$ .

### 6.7.2 Palkkielementtien väliset sisäiset siteet

#### Sisäinen side keskipalkille:

Sidelinjojen välit keskipalkkilinjan molemmin puolin  $L_1 = L_2 = 7,2$  m

Kantavien pystyrakenteiden keskilinjojen etäisyys toisistaan siteen suunnassa  $z = 6,0$  m

$$\text{Sidevoima } T_3 = (34,9 \cdot 0,8 \cdot (5,5 + 0,3 \cdot 3) / 6) \cdot (6,0 \cdot 7,2) / 5 = 257,3 \text{ kN tai vähintään } T_2 = 34,9 \cdot 7,2 = 251,3 \text{ kN}$$

Sidevoima  $T_3 = 257,3$  kN. Toisella keskipalkkilinjalta on leukapalkki, jonka molemmilla puolilla oleviin laatan pään ja uuman välisiin saumoihin laitetaan siteet. Yhden siteeltä vaadittava vetokestävyys on 128,7 kN ja teräsmäärä on  $A_{s1} = 257 \text{ mm}^2$  B500B eli 2 T16  $A_{s2} = 402 \text{ mm}^2$  uuman molemmin puolin.

Toisella keskipalkkilinjalta on suorakaidepalkki, jonka päällä olevaan laattojen väliseen saumaan siteet laitetaan. Siteen vaadittava teräsmäärä on  $A_{s12} = 515 \text{ mm}^2$  B500B eli 3 T16 ( $603 \text{ mm}^2$ ) tai 2 T20 ( $628 \text{ mm}^2$ ).

Palkin putoamisen estämiseksi palkki on kiinnitettävä pilariin tai viereiseen kenttään vaakasuuntaiselle voimalle  $F_d = k \cdot V_k$ . Oletetaan, että pilari-palkki-liitoksessa käytetään kumista tasauslevyä, jolloin  $k = 0,2$ . Palkin tukireaktion ominaisarvo  $V_k = 215$  kN. Kiinnitysvoima  $F_d = k \cdot V_k = 0,2 \cdot 215 \text{ kN} = 43 \text{ kN} > 30 \text{ kN}$ . Kiinnitysvoima otetaan vastaan pilarikonsolissa olevalla tapilla. Oletetaan elementin betonin olevan C40/50. Tappi T20 on riittävä.

Kiinnitysvoima otetaan vastaan sekä sisäisellä siteellä  $T_3$  että palkin ja pilarin välisessä liitoksessa olevalla tapilla. Sisäinen side sijaitsee saumavalussa, joten saumavalun ja palkkielementin välisen sauman tulee pystyä siirtämään sisäisen siteen osuus voimasta.

### 6.7.3 Kantavien seinäelementtien väliset vaakasiteet

Side sijoitetaan seinän yläpuoliseen vaakasaumaan.

Tarkastellaan moduulilinjalta C porrashuoneen välissä olevaa kantavaa seinää.

Vaurioituvan seinälohkon nimellispituus  $L_s = 6,75$  m.

Siteen voimaa laskettaessa mitta  $z = L_s / 2 = 3,375$  m

Sisäisten siteiden väli  $s = 7,2$  m

$$\text{Sidevoima } T_4 = (34,9 \cdot 0,8 \cdot (5,5 + 0,3 \cdot 3) / 6) \cdot (3,375 \cdot 7,2) / 5 = 160,8 \text{ kN tai vähintään } T_2 = 34,9 \cdot 7,2 = 251,3 \text{ kN}$$

Vaadittava sidevoima  $T_4 = 251,3$  kN, mikä vastaa teräsmäärää  $A_{s1} = 503 \text{ mm}^2$  B500B. Sideteräkset 2 T20 ( $628 \text{ mm}^2$ ).

### 6.7.4 Laattaelementtien väliset sisäiset siteet (pituussuuntainen saumaraudoitus)

Sijoitetaan saumateräksket laatan jokaiseen saumaan eli k1200, jolloin  $s_5 = 1,2$  m

Kantavien pystylinjojen väli siteen suunnassa  $z = 7,2$  m

$$T_5 = (34,9 \cdot 0,8 \cdot (5,5 + 0,3 \cdot 3) / 6) \cdot (7,2 \cdot 1,2) / 5 = 51,5 \text{ kN tai vähintään } T_5 = 34,9 \cdot 1,2 = 41,88 \text{ kN}$$

Rengassiteiden määrä  $A_{s2} = 276 \text{ mm}^2$  B500B eli 2 T16  $A_{s2} = 402 \text{ mm}^2$ .

Laatan pituussuuntaiselta saumateräkseltä vaadittava kestävyys on  $T_3 = 51,5$  kN, mikä vastaa teräsmäärää  $A_{s5} = 103 \text{ mm}^2$  A500 HW. Saumateräksket T12 k1200 ( $A_{s5} = 113 \text{ mm}^2$  /sauma).

### 6.7.5 Seinien ja pilareiden sidonta välipohjaan

Välipohjan pysyvä kuorma  $g_k = 5,5 \text{ kN/m}^2$

**Reunapilarit A2... A4, D2 ... D6:**

Sidevoiman kertymisleveys on tässä tapauksessa pilariväli  $s = 6$  m.

Sidevoima  $F_t = 34,9 \text{ kN/m}$

Kerroskorkeus  $h = 3$  m

$$\text{Vaadittava sidevoima } F_{\text{tie}} \leq \begin{cases} F_t \cdot \frac{H}{2,5 \cdot m} \cdot s = 34,9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{3 \text{ m}}{2,5 \text{ m}} \cdot 6 \text{ m} = 251,3 \text{ kN} \\ 2 \cdot F_t \cdot s = 2 \cdot 34,9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6 \text{ m} = 418,8 \cdot \text{kN} \end{cases}$$

Vaadittava sidevoima vastaa teräsmäärää  $A_s = 503 \text{ mm}^2$  B500B.

Pilareiden sidonnassa välipohjaan voidaan hyödyntää laattojen välisissä saumoissa olevia saumateräksiä, mikäli palkki on kiinnitetty pilariin saumaterästen ottamalle voimalle reunapalkkia vastaan kohtisuorassa suunnassa. Saumateräksen T12 vetokestävyys  $N_{Rd} = 56,5$  kN, joten sidevoimalle riittää yhteensä 5 T12 (T12 kahdessa saumassa pilarin molemmin puolin sekä T12 pilarin kohdalla olevassa saumassa). Pilarin molemmilla puolilla olevat palkit kiinnitetään pilariin palkkia vastaan kohtisuorassa vaikuttavalle voimalle  $F_{\text{tie}} = (251,3 - 56,5) / 2 = 97,4$  kN/palkki. Käytetään tappia T32, jonka leikkauskestävyyden mitoitusarvo onnettomuustilanteessa on  $V_{Rd} = 144,8$  kN.

**Nurkkapilarit A1, A5 ja D1:**

Nurkkapilarissa sidonta tehdään molempiin suuntiin. Moduulilinjan 1 suunnassa sidevoiman kertymämatka  $s = 6 \text{ m} / 2 = 3$  m ja sidevoima  $F_{\text{tie,y}} = 125,7$  kN. Sideteräksket kuten reunapilarin kohdalla. Pilariin kiinnitettyä rengasterästä voidaan käyttää hyväksi.

Moduulilinjan A suunnassa sidevoiman kertymämatka  $s = 7,2 \text{ m} / 2 = 3,6$  m ja sidevoima  $F_{\text{tie,x}} = 150,8$  kN. Käytetään pilariin kiinnitettyä rengasraudoitusta 2 T16, jonka vetokestävyys on  $N_{Rd} = 201$  kN.

**Reunapilari B2:**

Sidevoiman kertymämatka  $s = (7,2 + 7,2) \text{ m} / 2 = 7,2$  m ja sidevoima reunaan vastaan kohtisuorassa suunnassa  $F_{\text{tie}} = 301,5$  kN.

Sidevoima otetaan vastaan palkin ja laatan välissä (leukapalkki) tai palkin päällä laattojen välisessä saumassa sijaitsevalla sisäisellä siteellä ja pilari-palkki-liitoksen tapilla. Tapin T32 leikkauskestävyys on  $V_{Rd} = 144,8$  kN, joten siteille voimaksi jää  $N_{Ed} = 156,8$  kN. Tässä tapauksessa vaadittava voima on pienempi kuin keskipalkkien sidevoima  $T_1$ . Siteet kiinnitetään pilariin esim. hitsaustartunnoin.

### 6.7.6 Pystysiteet

#### Nurkkapilari A1:

Pilarin kuormitusalue  $(7,2/2+0,24) \text{ m} \cdot (0,24+6/2) \text{ m} = 12,4 \text{ m}^2$ . Reunapalkin paino  $7,2 \text{ kN/m}$ . Yhdeltä kerrokselta pilarille tuleva normaalivoima onnettomuustilanteessa  $N_{Ed} = 6,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 12,4 \text{ m}^2 + 7,2 \text{ kN/m} \cdot 3 \text{ m} = 101 \text{ kN}$ .

#### Reunapilari A2:

Pilarin kuormitusalue  $(7,2/2+0,24) \text{ m} \cdot 6,0 \text{ m} = 23 \text{ m}^2$ . Yhdeltä kerrokselta pilarille tuleva normaalivoima  $N_{Ed} = 6,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 23 \text{ m}^2 + 7,2 \text{ kN/m} \cdot 6 \text{ m} = 190,4 \text{ kN}$ .

#### Keskipilari B2:

Pilarin kuormitusalue  $7,2 \text{ m} \cdot 6,0 \text{ m} = 43,2 \text{ m}^2$ . Keskipalkin paino  $9 \text{ kN/m}$ . Yhdeltä kerrokselta pilarille tuleva normaalivoima  $N_{Ed} = 6,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 43,2 \text{ m}^2 + 9 \text{ kN/m} \cdot 6 \text{ m} = 330,5 \text{ kN}$ .

Pilari-pilariliitoksen jatkospulttien vetokestävyyden tulee olla riittävä hallitsemaan voima  $N_{Ed}$ .

Toisena kuormitustapauksena pilari-pilariliitos tulee mitoittaa myös vaakavoimalle  $150 \text{ kN}$ .

#### Kantava seinä porrashuoneiden välissä moduulilinjalla

Oletetaan  $8,4 \text{ m}$  pitkän seinän muodostuvan kahdesta  $4,2 \text{ m}$  pitkästä elementistä. Yhden seinäelementin paino (paksuus  $200 \text{ mm}$ ) on  $g_s = 13,4 \text{ kN}$ . Yhdeltä kerrokselta seinälle tulee kuormaa  $7,17 \text{ m:n}$  matkalta. Seinän kuormitus  $p_{d,s} = 6,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 7,17 \text{ m} = 45,9 \text{ kN/m}$ . Saumaväli eli pystysiteiden väli  $4,2 \text{ m}$ . Vaadittava sidevoima seinäelementtien välisessä pystysaumassa  $F_v = (13,4+45,9) \text{ kN/m} \cdot 4,2 \text{ m} = 249 \text{ kN}$ . Tarvittava sideteräsmäärä  $A_{sv} = 498 \text{ mm}^2$  A500HW. Laitetaan pystysaumaan 2 T20  $A_{sv} = 628 \text{ mm}^2$ .

## 7. ELEMENTTILIITOKSIA ONNETTOMUUSTILANTEESSA

### 7.1 Yleistä

SFS-EN 1991-1-7 kansallisen esitettyjen liitosten suunnitteluohjeiden tarkoituksena on taata liitoksiin riittävää sitkeyttä ja varmistaa rakenteiden toiminta yhtenä kokonaisuutena myös onnettomuustilanteissa ja vaihtoehtoisen kantavan systeemin muodostuminen, jotta paikallinen vaurio ei pääse laajenemaan suhteettomasti. Tämä edellyttää, että liitosten kestävyys aikaansaadaan raudoituksella, jolla on riittävä muodonmuutoskyky.

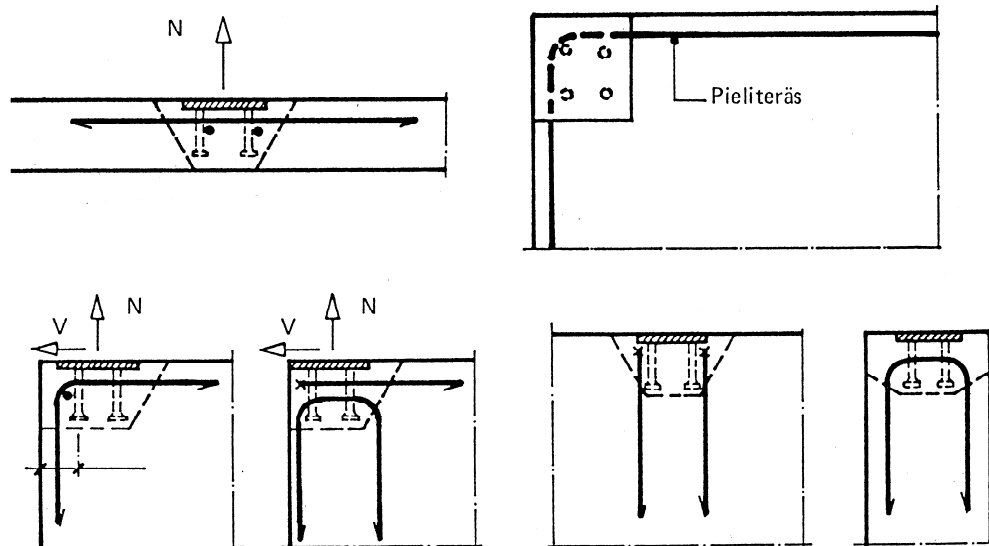
Liitoksissa onnettomuustilanteen vaatiman raudoituksen sitkeyden tulee olla riittävä. SFS-EN-1992-1-1 liitteen C luokkien B ja C sitkeyden voidaan katsoa olevan riittävän, jolloin liitoksissa voidaan käyttää teräslaatuja B500B ja B500C.

Rakennuksen nurkkapilariin tukeutuvien elementtien kiinnittäminen viereiseen kenttään liitoksella, joka kykenee estämään nurkkapilarin vaurioituessa siihen liittyvien rakenteiden sortumisen, on usein mahdotonta. Ainoa mahdollisuus on tällöin mitoittaa nurkkapilari avainasemassa olevana rakenneosana.

### 7.2 Tartuntalevyjen ja hitsauksen käyttö liitoksissa onnettomuustilanteessa

Jatkuvan sortuman tai elementin putoamisen estämiseksi tarvittavissa kiinnityksissä voidaan käyttää tartuntalevyjä tai muita vastaavanlaisia betonivaluun asennettavia kiinnikkeitä. Rakenteen toiminta onnettomuustilanteessa poikkeaa normaalista. Kiinnikkeiden kantokyvyn varmistamiseksi rakenteeseen syntyvien suurten muodonmuutosten jälkeen kiinnikkeelle tulevasta voimasta betoniin mahdollisesti syntyvä murtokartio ankkuroidaan kuvan 23 mukaisesti liitoksilta vaadittavaa kestävyyttä vastaavalla raudoituksella.

Ahtaissa paikoissa tai mikäli muuten on syytä epäillä raudoituksen ankkurointia, voidaan raudoituksen ankkurointia varmistaa hitsauksen avulla. Tällaisen hitsin luokkavaatimus voi olla tavallisesti vaadittavaa luokkaa alhaisempikin. Esimerkkinä tällaisesta tilanteesta on rengas- ja saumaterästen limijatkokset.



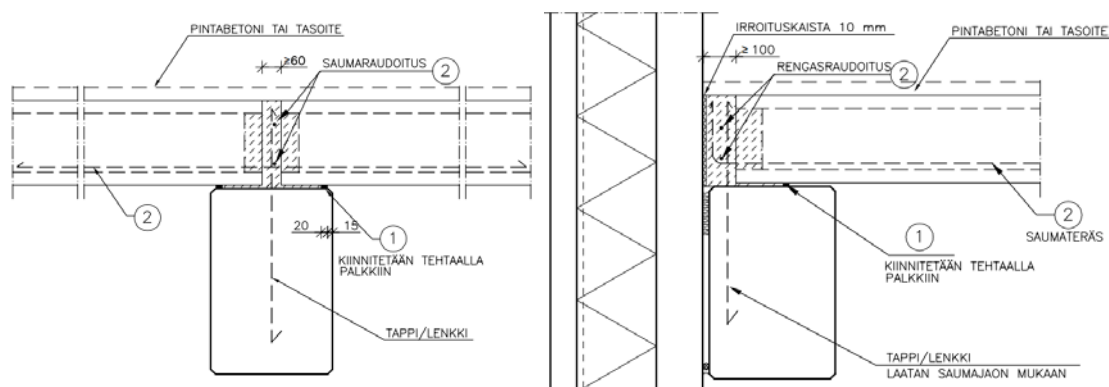
Kuva 23. Esimerkkejä tartuntalevyjen ankkuroinnista elementtiin /BY 30-4

## 7.3 Laatastori liitoksia

### 7.3.1 Ontelo- ja kuorilaatat

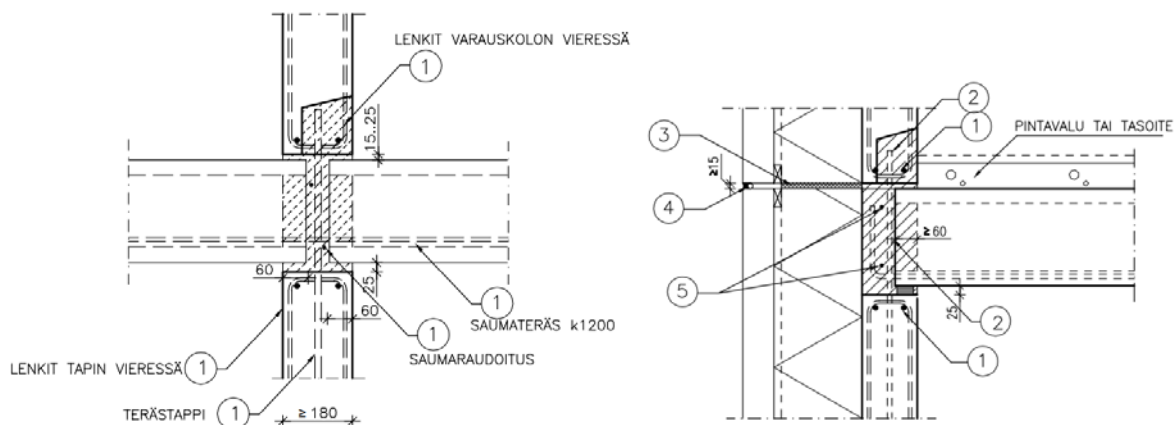
Rakennuksen reunalla saumaraudoitus ankkuroidaan suorakulmakoukun avulla rengasraudoituksen ympäri.

Laatan tukena toimiva palkki tai seinä kiinnitetään laatastori raudoituksella, joka on mitoitettu laatan tukireaktiota vastaavalle vetovoimalle. Välipohjajaelementit voidaan myös ripustaa yläpuoliseen seinään, jolloin liitos toimii myös alapuolisen tuen sortuessa.



**Kuva 24.** Laattaelementin ja palkin liitos

Pituussuuntainen saumateräs tulee ankkuroida reunalla laatan tukena toimivaan kantavaan rakenteeseen kuten palkkiin tai seinään. Alapuolisen reunaseinän sidonta välipohjaan ankkuroi laatan pituussuuntaisen siteen.

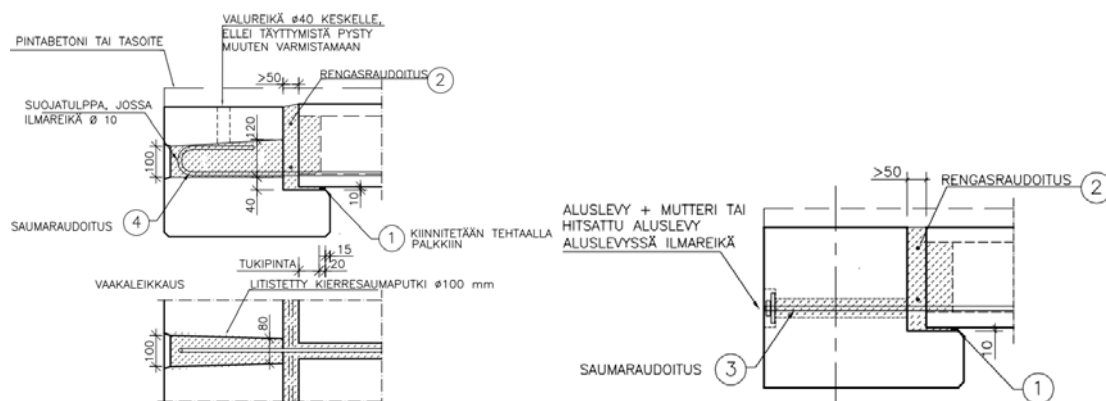


**Kuva 25.** Laattaelementin ja seinän liitos

Koukun ankkurointi on tarkistettava saumateräkselle tulevalle voimalle. Joissakin tapauksissa ankkurointikestävyys ei riitä teräksen täydelle ominaislujuudelle ja tarvittavaa teräsmäärää joudutaan kasvattamaan. Ankkuroinnin kannalta parempi ratkaisu on koukun korvaaminen yhtenäisellä lenkillä, mikä kuitenkin hankaloittaa rengasraudoituksen asentamista.

Toispuoleisessa leukapalkissa saumateräs toimii jo normaalissa käyttötilanteessa palkin epäkeskisestä kuormituksesta aiheutuvalla väännöllä. Kuormitetun laatan kiertyessä laatastori saumateräksillä sidottu palkki saa vastaavan kiertymän. Kiertymästä aiheutuva vääntömomentti otetaan vastaan voimaparilla, jonka muodostavat saumateräksissä vaikuttava vetovoima sekä palkin kiertyessä laatastori päin saumavalun kautta yläkannakseen kohdistuva puristusvoima. Tämä voimapari kumoaa laatan epäkeskisestä tukireaktiosta aiheutuvan vääntömomentin. Toimiakseen väännöllä saumateräs on ankkuroitava suorana palkin uumaan, kuva 26, ja terästen tulee ankkuroitua kunnolla ontelolaattojen

väliseen saumaan. Leuasta tuleva tappi ja sen taakse koukulla ankkuroitu saumateräs tai palkin leuasta laatan saumaan taivutettu saumateräs eivät toimi kunnolla. Kuvassa 26 saumateräs on ankkuroitu koukulla palkin uumassa olevaan kierresaumaputkella tehtyyn kartioreikään, jonka halkaisija on 100/80 mm. Saumateräs voidaan ankkuroida reikään koukun, poikkitangon, kiristetyn mutterin tai ankkurointilevyn avulla. Reiän juotosvalun onnistumiseen tulee kiinnittää erityistä huomiota. Reiän tulppauksen tulee olla sellainen, että reiän täyttyminen kunnolla juotosmassalla voidaan todeta. Tulpassa tulee olla ilmanpoistoreikä. Mitoitettaessa ontelolaattaa laatan jännevälin oletetaan ulottuvan palkin keskilinjalle.



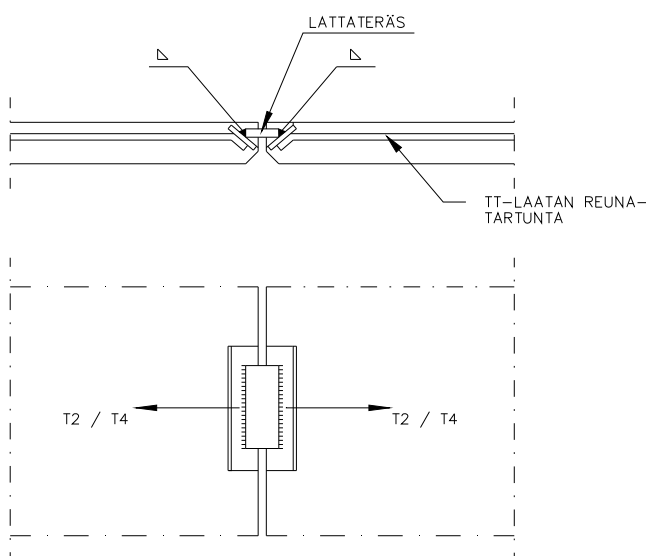
**Kuva 26.** Esimerkki ontelolaatan liittymisestä leikapalkkiin

### 7.3.2 TT-laattojen liitoksia

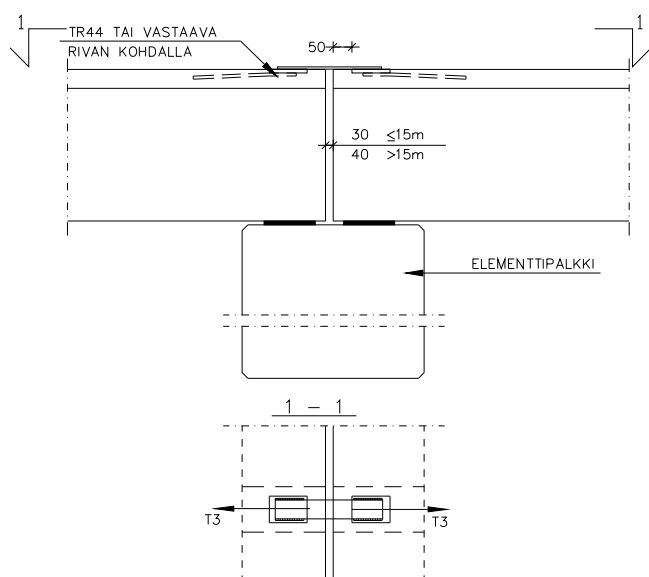
TT-laattojen pituussuuntaisessa reunassa sijaitseva reunatartunta toimii osana rengassidettä siirtäen sidevoimat  $T_2$  ja  $T_4$  laattaelementiltä toiselle. Rengassiteeltä vaadittava vähimmäisvoima 70 kN edellyttää lähellä tason reunaa olevia reunatartuntoja 4 kpl TR 39 (kuva 27), 2 kpl TR 43 tai 1 kpl TR 44.

Laataston pituussuuntaisena sisäisenä siteenä toimii laattaelementin päässä oleva, sidevoimalle  $T_3$  mitoitettu reunatartunta 1 kpl TR 44 (kuva 28), joka riittää keskitetyn sisäisen siteen vähimmäisvoimalle 70 kN. Laatan poikisuuntaisena sisäisenä siteenä toimii kuvan 22 mukainen TT-laatan reunatartunta, joka mitoitetaan voimalle  $T_1$ .

Jos TT-laatan päällä on rakenteellinen pintabetoni, voi sideraudoitus sijaita myös pintabetonissa. Tällöin TT-laatan ja pintabetonin välisen työsauman tulee kestää sidevoimista saumaan syntyvä leikkausrasitus.



**Kuva 27.** TT-laatan reunatartunnan muodostama rengasside



**Kuva 28.** TT-laatan reunatartunnan muodostama sisäinen side

#### 7.4 Porrassyöksyelementtien liitokset

Porrassyöksyelementin liitos lepotasoon mitoitetaan seuraaville onnettomuustilanteen vaakasuuntaisille sidevoimille:

**Seuraamusluokat 1 ja 2:**

$$T_s \geq \begin{cases} s \cdot 20 \cdot \text{kN/m} \\ G_k \\ 30 \cdot \text{kN} \end{cases}$$

missä

$s$  on syöksyelementin leveys

$G_k$  on syöksyelementin oman painon ominaisarvo

**Seuraamusluokka 3:**

$$T_s \geq \begin{cases} s \cdot 20 \cdot \text{kN/m} \\ k_s \cdot (G_k + \psi_2 \cdot Q_k) \\ 30 \cdot \text{kN} \end{cases}$$

missä

$k_s = 1,28 + 0,056 \cdot (n_s - 15)$  yli 15 kerroksisissa rakennuksissa

$G_k$  on syöksyelementin oman painon ominaisarvo

$Q_k$  on syöksyelementin hyötykuorman ominaisarvo normaalitilanteessa

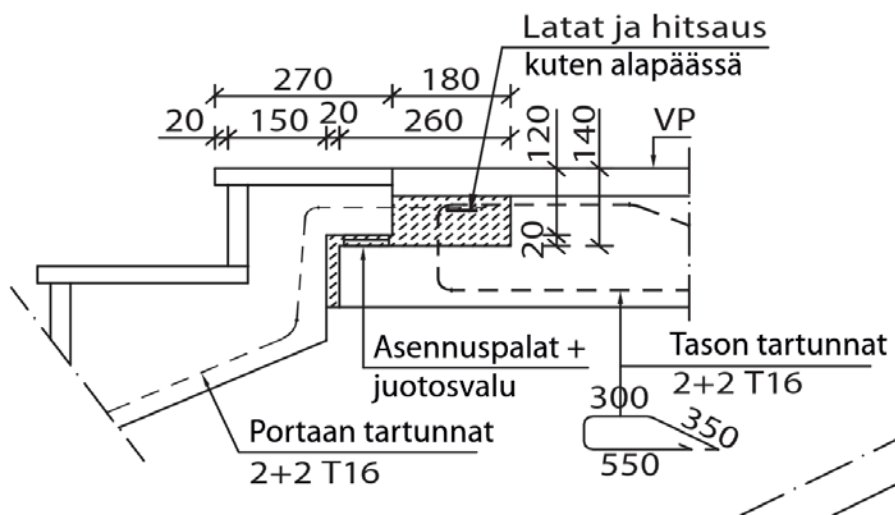
$\psi_2$  on hyötykuorman onnettomuuskuormitustilanteen ja pitkäaikaiskuormituksen yhdistelykerroin; henkilökuormille  $\psi_2 = 0,3$

Pelastustienä toimivien portaiden tulee myös onnettomuustilanteessa säilyä toimintakuntoisena, jotta pelastautuminen portaita pitkin on mahdollista. Lähtökohtana on estää koko porraskäytävää koskeva



jatkuva sortuma. Toisen lepotason tai sen tukirakenteen mahdollisesti vaurioituessa syöksyelementti jää roikkumaan toisesta lepotasosta eikä putoa alemman porrassyöksyelementin päälle ja vaurioita sitä.

Seuraamusluokassa 3 on käytetty samaa leveydestä johtuvaa vähimmäisarvoa 20 kN/m, koska lyhyeen porrassyöksyyn kuormituksen perusteella aiheutuva sidevoima saattaa johtaa pienempään arvoon 20 kN/m. Koska seuraamusluokassa 3 onnettomuudesta aiheutuvat riskit ovat suuremmat kuin luokassa 2, eivät luokassa 3 vaatimukset liitosten suhteen saa olla pienempiä kuin luokassa 2.



**Kuva 29.** Esimerkki porrassyöksyn liitoksesta lepotasoon /HB

## 7.5 Seinäelementtien liitoksia

Seinäelementit sidotaan jokaiseen väli- tai yläpohjatasoon. Sidevoimat määräytyvät tämän ohjeen kohdan 3.3.2 mukaan.

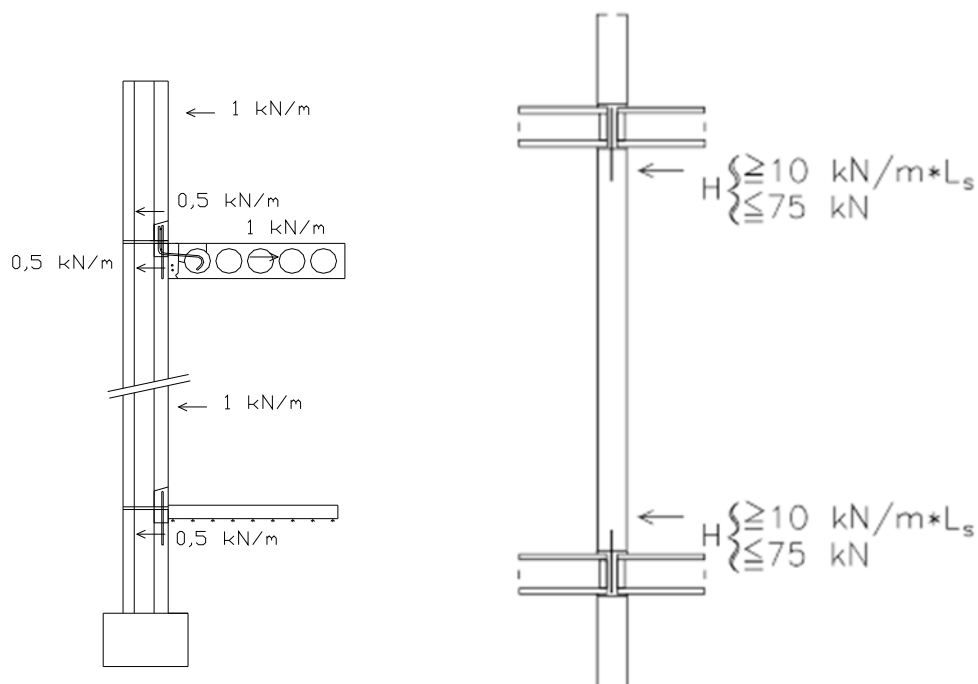
Kantava tai jäykistävä seinäelementti kiinnitetään lisäksi yläreunastaan (tai seinän päällä olevasta saumasta) muuhun kantavaan rakenteeseen seinän pituussuuntaiselle sisäisen siteen voimalle  $T_1$  ja poikkisuuntaan vähintään voimalle  $H$ .

$H \geq 20 \cdot kN/m \cdot L_s$ , kuitenkin enintään 150 kN.

$L_s$  on seinäelementin pituus.

Ei-kantavaan seinäelementtiin, joka ei toimi jäykistävässä rakenteena, oletetaan vaikuttavaksi vaakasuuntainen viivakuorma, jonka onnettomuusmitoitustilanteen mukainen laskenta-arvo on vähintään 1 kN/m. Vaakakuorma voi sijaita millä korkeudella tahansa, mutta kuorman epäkeskeisyydestä kiinnityksiin aiheutuvia lisärasituksia ei tarvitse ottaa huomioon. Normaalisissa murto- ja käyttörajatiloissa ei-kantavan seinän vaakakuormitus määritetään SFS-EN-1991-1-1 kansallisen liitteen taulukon 6.12(FI) mukaan.

Ei-kantava seinäelementti kiinnitetään ylä- ja alapuoliseen tai viereiseen kantavaan rakenteeseen. Kiinnitykset mitoitetaan kokonaisvoimalle, jonka laskenta-arvon suuruus on vähintään 1 kN/m seinän vaakasuuntaista pituusmetriä kohden, elleivät muut syyt vaadi suurempaa voimaa. Kiinnitysvoima voidaan jakaa tasan sekä ylä- että alareunan osalle tai molemmille pystyreunoille. Kiinnitys voi tapahtua myös pelkästään yhdestä reunasta (esim. alareunasta tai pystyelementillä toisesta pystyreunasta) koko vaadittavalle voimalle tilanteesta ja liittyvistä rakenteista riippuen.



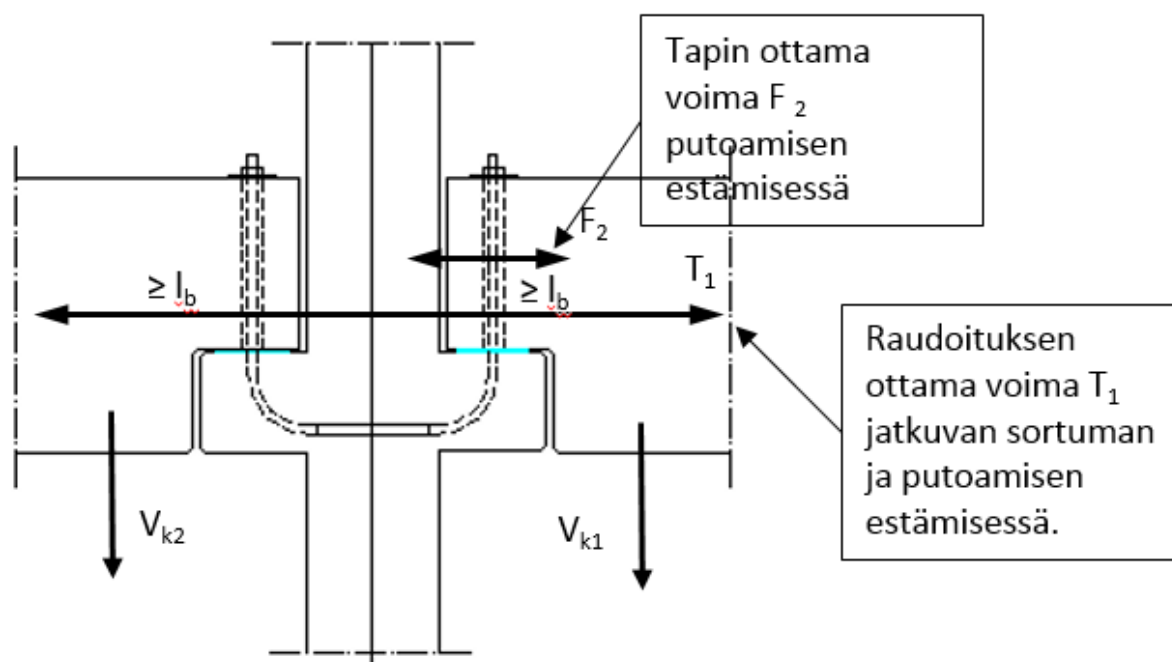
**Kuva 30.** Ei-kantavan ja kantavan seinäelementin vaakakiinnitys poikkisuuntaan (ei eurokoodin mukainen)

### 7.5.1 Pilarielementin liitoksia

Kuva 31 esittää palkin ja pilarin liitosta, jossa palkit tukeutuvat pilarissa oleviin ulokkeisiin. Palkin putoaminen tukipinnalta on estetty tapilla ja saumaraudoituksella (voimat  $F_2$  ja  $T_1$ ). Jatkuvan sortuman estämiseksi palkki on liitetty viereiseen kenttään palkin ja laatan väliseen saumaan sijoitetulla saumaraudoituksella (voima  $T_1$ ), jolloin palkistosta muodostuu pilarin yli jatkuva köysirakenne. Ulokkeessa ja teräskonsolissa olevan tapin ei voida olettaa toimivan jatkuvan sortuman estämiseksi tilanteessa, jossa kyseinen pilari on vaurioitunut, vaan voimat tulee tässä tapauksessa viedä liitoksen yli kulkevalla raudoituksella. Liitos voidaan toteuttaa myös erilaisilla teräskonsoleilla.

Pilarin läpäisevä tai ohittava rauditus tulee ankkuroida luotettavasti laatastoon.

Jatkuvan sortuman estämiseksi tarvittavat voimat lasketaan kohdan 3 mukaisesti ja elementin putoamisen estämiseksi tarvittavat voimat kohdan 4 mukaisesti.



**Kuva 31.** Palkin ja pilarin liitos, esimerkkinä betonikonsoli

Kiinnitys voidaan keskittää joko pilarin kohdalle tai jakaa pilarivälille kiinnittämällä palkki laatastoon (kuva 24) ja palkki edelleen esim. tapilla pilariin. Tappiin kohdistuva palkin suuntainen voima (elementin putoamisen estäminen, kuva 31) ja palkkia vastaan kohtisuora voima (pilarin kiinnitys laatastoon) katsotaan erillisiksi kuormitustapauksiksi. Reunapilarin jatkoksessa jatkospultit mitoitetaan kestäämään sidontavoima  $F_{tie}$ .

Onnettomuusmitoitustilanteen seuraamusluokissa CC2b ja CC3a jokaisessa pilarilinjassa on jatkuva pystysuuntainen sidonta perustuksista yläpohjan tasolle asti. Siteen tarkoituksena on siirtää alapuolisen pilarin vaurioitumisen varalta välipohjalta pilarille tuleva normaalivoima yläpuoliselle rakenteelle. Side mitoitetaan yhdestä kerroksesta pysyvistä ja muuttuvista kuormista pilarille tulevalle normaalivoimalle.

Elementin betonin lujuus	Saumabetonin lujuus	Pilariliitoksen vaakavoiman arvoa $F = 150$ kN vastaavat tapit B500B
C30/37	C20/25	2 T 25 tai 4 T 20
C35/45	C25/30	2 T 25 tai 4 T 20
C40/50	C30/37	1 T 32 tai 2 T 25 tai 4 T 20
C50/60	C35/45	1 T 32 tai 2 T 25 tai 4 T 16
C60/75	C40/50	1 T 32 tai 2 T 25 tai 4 T 16
C90/105	C60/75	1 T 25 tai 2 T 20 tai 4 T 16

**Tauluko 9.** Pilariliitoksen vaakavoiman maksimiarvoa  $F_{max} = 150$  kN vastaavat tapit jatkuvan sortuman estämiseksi.

## 8. LÄHDEVIITTEET

SFS-EN-1991-1-7 Eurokoodi 1, Osa 1-7 Yleiset kuormat, Onnettomuuskuormat

Suomen rakentamismääräyskokoelma 2016, Rakenteiden lujuus ja vakaus, Rakenteiden kuormat

SFS-EN-1992-1-1 Eurokoodi 2, Betonirakenteiden suunnittelu, osa 1-1 Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt

Fib Bulletin 63 Design of Precast Structures Against Accidental Actions, 2012

BY 30-4, Betonirakenteiden yksityiskohtien ja raudoituksen suunnitteluohjeet, Osa 4 Elementit, Suomen Betoniyhdistys r.y, Helsinki 1989