



N:o 23EC 2025

BETONINORMIKORTISTO

Eurokoodi EN
1991-1-7

Hakijan yhteystiedot Rakennustuoteteollisuus RTT ry, PL 381, Eteläranta 10, 00131 Helsinki

Hakijan allekirjoitus: Janne Kihula

Lyhyt selostus menetelmästä, käyttöalue ja mahdollinen kuva

Normikortti käsittelee liitosten suunnittelua ennalta arvaamattomien onnettomuustilanteiden varalta. Ennakoitavissa olevat onnettomuuskuormat on otettava suunnittelussa huomioon. Normikortti ei koske terroriteon seurauksena tapahtuvaa sortumaa.



Menetelmän rajoitukset

Betoniyhdistyksen toimikunta on käynyt läpi ehdotuksen ja todennut sen täyttävän EN 1991-1-7 betonirakenteita koskevien määräysten vaatimukset. Kortiston käyttäjällä on vastuu kortiston ohjeiden käytöstä sekä siitä että eurokoodien betonirakenteita koskevia määräyksiä noudatetaan.

Tämä ohje on voimassa yhtä kauan kuin yllä oleva eurokoodien asianomainen kohta. Tämä ohje voidaan peruuttaa Suomen Betoniyhdistys - Finska Betongföreningen ry:n harkinnan perusteella.

Helsingissä Joulukuun 12 p:nä 2025

SUOMEN BETONIIHDISTYS - FINSKA BETONGFÖRENINGEN r.y.

Jukka Lahdensivu

Puheenjohtaja

Mirva Vuori

Toimitusjohtaja

Copyright: Suomen Betoniyhdistys ry PL 381 (Eteläranta 10) puhelin (09) 12 991
00131 Helsinki

BY on riippumaton, betonin oikeaa käyttöä edistävä teknistieteellinen yhdistys. Sen lähes 800 asiantuntijajäsentä edustavat laajasti betonirakentamisen eri osapuolia. Yhdistys järjestää jäsentilaisuuksia, julkaisee teknisiä ohjeita, ylläpitää betonialan pätevyysjärjestelmiä FISE:n osakkaana, järjestää koulutusta, käynnistää ja ohjaa kehitysprojekteja sekä konsultoi mm. ympäristöministeriötä.

BY nimittää Betoninormikortteja käsittelevään toimikuntaan puolueettomia asiantuntijoita. Betoninormikortit on tarkoitettu päteville henkilöille, jotka pystyvät soveltamaan niissä annettuja ohjeita ja ymmärtämään kortteihin liittyvät rajoitukset sekä ottamaan vastuun niiden soveltamisesta omassa työssään. Vaikka normikortteja käsittelevään toimikuntaan on nimitetty maamme paras puolueeton asiantuntemus, ei BY, eivätkä sen jäsenet tai valmistelutyöhön osallistuneet henkilöt ota vastuuta tässä normikortissa annetuista ohjeista.

Muutosluettelo

Versio	Muutos koskee	Tekijä	Päiväys
1.0	Julkaisu	Aki Kemppainen	01.12.2025

SISÄLLYS

1	JOHDANTO	4
1.1	Rakennuksen kokonaisstabiilitetti onnettomuustilanteessa	4
1.2	Varmuuskertoimet ja laskentaperiaatteet onnettomuustilanteessa	5
2	JATKUVAN SORTUMAN ESTÄMINEN	7
2.1	Jatkuvan sortuman käsitteitä	7
2.2	Seuraamusluokat onnettomuustilanteissa	9
2.3	Toimintaperiaatteita ja vaatimuksia jatkuvan sortuman estämiseksi	11
3	PAIKALLISEN VAURION RAJAAMINEN	12
3.1	Monikerroksisessa rakennuksessa	12
3.2	Hallimaisissa rakennuksissa	14
3.2.1	Mastopilarijäykistetty hallirakennus	16
3.2.2	Levyjäykistetty hallirakennus	17
4	SIDEJÄRJESTELMIEN SUUNNITTELU ONNETTOMUUSTILANTEESSA	18
4.1	Sidejärjestelmien periaate	18
4.2	Sidejärjestelmät ja niiden vaatimukset eri seuraamusluokissa	19
4.3	Vaakasidevoimien laskenta	20
4.3.1	Rengas- ja sisäpuoliset siteet	20
4.4	Pystysiteet	23
4.5	Elementin putoamisen estäminen	24
5	VAIHTOEHTOISTEN KUORMANSIIRTOREITTIEEN SUUNNITTELU	26
5.1	Kantavan seinälohkon nimellispituus	27
5.2	Pilarilaattarungon jatkuvan sortuman estäminen	28
5.3	Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin analyysimenetelmät	29
5.4	Avainasemassa olevan rakennusosan menettely	30
6	ELEMENTTILIITOSTEN KAPASITEETTEJA ONNETTOMUUSKUORMAYHDISTELMILLE	31
6.1	Pystysaumaliitokset	31
6.1.1	Vaijerilenkit	31
6.1.2	Teräslenkkiiliitossauman leikkauskestävyys onnettomuustilanteessa	31
6.2	Vaakasaumaliitokset	33
6.3	Hitsausliitokset	34

Liite 1. Lyhyen vaarnatapin leikkauskestävyys onnettomuuskuormilla

Liite 2. Esimerkkilaskelma sidevoimista seinä-laattarungosta

Liite 3. Esimerkkilaskelma sidevoimista pilari-palkkirungosta

Liite 4. Esimerkkilaskelma sidevoimista hallimaiset rakennukset

Liite 5. Esimerkkilaskelma tarvittavista pystysiteistä ja seinäelementin raudoituksesta

1 JOHDANTO

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 suunnittelua määrittelemättömien (ympäristöministeriön asetus 10/16 3§) onnettomuustilanteiden varalta. Lisäksi normikortti on kooste Suomen rakentamismääräyskokoelman Rakenteiden lujuus ja vakaus, rakenteiden kuormat -asetuksen ohjeesta 2019. Ohjekortissa pyritään selvittämään kohtia, jotka ovat aiheuttaneet suunnittelussa tulkintaeroja. Ohjekortissa löytyy laskentaesimerkit eri seuraamusluokissa. Normikortti ei koske terroriteon seurauksena tapahtuvaa sortumaa.

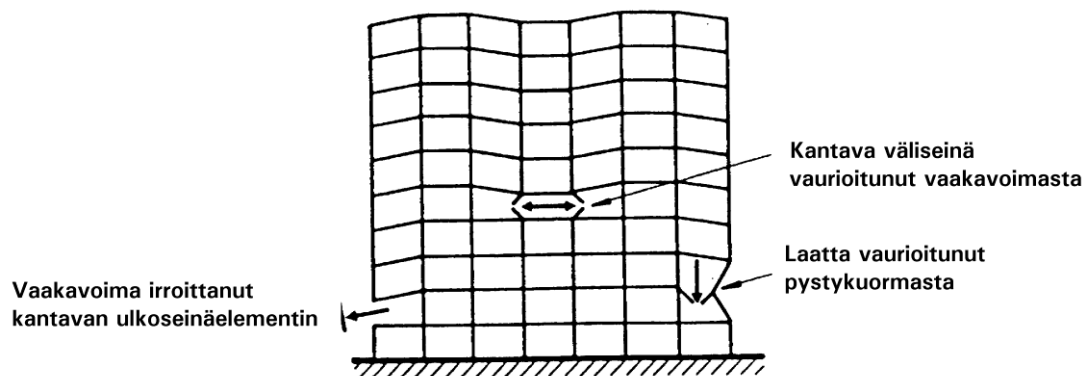
Rakenteet ja liitokset on aina mitoitettava normaaleille kuormitustapauksille ja ennakoitavissa oleville onnettomuuskuormille kuten törmäyskuormat, palotilanne ym. Näiden mitoitustapausten lisäksi on tutkittava myös tässä normikortissa käsitelty määrittelemättömästä syystä johtuva onnettomuustilanne.

HUOMAA!

Onnettomuustilanteiden sidevoimien laskenta ei poista normaalitilanteiden sidevoimien laskennan tarvetta!

Rakennuksen sideteräkset mitoitetaan normaali- ja onnettomuustilanteen sidevoimille. Käytettävä sideteräsmäärä määräytyy, määräävän mitoitustilanteen mukaisesti.

Onnettomuustilanteen suunnittelun periaatteena on merkittävästi lisätä rakenteiden sitkeyttä onnettomuustilanteessa, mutta ylimitoitusta tulee kuitenkin välttää.



Kuva 1. Mahdollisia onnettomuustilanteiden aiheuttamia vaurioita.

1.1 Rakennuksen kokonaisstabiileetti onnettomuustilanteessa

Rakennuksen kokonaisstabiileetti myös mahdollisen korvaavan rakennesysteemin osalta tulee säilyä myös onnettomuustilanteessa.

Rakennuksen kokonaisstabiileetti tulee säilyä myös onnettomuustilanteessa, vaikka rakenteeseen syntyisi korvaavia rakennesysteemejä.

3 § (asetus 10/16) Onnettomuusmitoitustilanteet

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 SFS-EN 1991-1-7 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.

Rakennuksessa tai sen jokaisessa liikuntasuomalohkossa tulee olla onnettomuustilanteessa vähintään kaksi toimivaa jäykistävää rakennetta kummassakin suunnassa. Erilliset jäykistävät rakenteet sijoitetaan riittävän kauaksi toisistaan, jotta ne eivät samanaikaisesti joudu alttiiksi onnettomuudelle. Jäykistävät rakenteet on suunniteltava niin, että yhden vaurioituessa ei menetetä rakennuksen kokonaisstabiileettia.

Onnettomuustilanteessa jäykistävinä rakenteina voivat toimia myös muut rakenteet kuin normaalin kuormitustilanteen mukaiset jäykistävät rakenteet. Korvaavien rakenteiden edellytyksenä on, että niiden liitokset muuhun rakenteeseen ja perustuksiin ovat riittävät onnettomuustilanteen kuormituksille. Huomioiden, että korvaavat rakennesysteemit voivat aiheuttaa ylimääräisiä vaakavoimia (esim. lippurakenteet), joten ne tulee olla suunniteltu.

1.2 Varmuuskertoimet ja laskentaperiaatteet onnettomuustilanteessa

Raudoituksen mitoituslujuuksena käytetään ominaislujuutta (myötölujuus). Betonin laskentalujuuksena käytetään arvoa f_{ck}/γ_c , missä betonin osavarmuusluku onnettomuustilanteessa on $\gamma_c = 1.0$.

Ohjeen vaatimukset koskevat vain valmiissa rakennuksessa tapahtuvia onnettomuustilanteita ja sortumavaaraa. Ohjeissa 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 Ψ_2 kerrottuna ja luonnonkuormista (lumi-, jää- tai tuulikuorma) pääasiallinen kuorma yhdistelykertoimella Ψ_1 ja muut yhdistelykertoimella Ψ_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 kestävyys 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 kuormituslaitteiden lisäyksiksi. Muut kuormituslaitteet 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.

Ontelolaattojen pituussuuntaisissa saumoissa ei suositella käytettävän liian paksuja harjateräksiä. Suositeltava suurin harjateräksenpoikkileikkaus on 16 mm. Terästen tartunta kapeassa, hankalasti valettavassa ja tiivistettävässä saumassa ei ole paras mahdollinen, joten saumaterästen ankkurointipituus tulee laskea huonon tartuntaolosuhteen mukaan. Tällä varmistetaan voiman siirtyminen saumateräksestä saumavaluun. Lisäksi saumavalun ja ontelolaatan välinen tartuntapituus on varmistettava, ettei mitoitusleikkauslujuus ylitä $f_{Rdt}=0,15$ MPa. Tarvittaessa saumateräksen ankkurointipituutta kasvatetaan.

2 JATKUVAN SORTUMAN ESTÄMINEN

2.1 Jatkuvan sortuman käsitteitä

Seuraamusluokka

Rakenteen tai sen osan vaurion seuraamusten luokitus onnettomuusrajatilassa CC1, CC2a, CC2b, CC3a, CC3b. Kyseisiä luokkia käytetään vain jatkuvan sortuman estämisessä käytettävän menettelytavan valintaan, joista on esitetty yksityiskohtaiset kansalliset ohjeet Rakentamismääräyskokoelmassa.

Paikallinen vaurio

Rakenteen osa tai liitos, jonka oletetaan onnettomuustapauksessa sortuneen tai vaurioituneen pahasti.

Avainasemassa oleva rakenneosa

Kantava rakenneosa, josta koko muun rakenteen stabiilius riippuu.

Vaurionsietokyky

Rakenteen kyky vastustaa sellaisia tapauksia, kuten tulipaloa, räjähdyksiä, törmäystä tai inhimillisen virheen seurauksia vahingoittumatta alkuperäiseen syyhyn nähden suhteettoman laajasti.

Sidontaperiaate

Rakennuksen osat (pilarit, palkit ja seinät) sidotaan toisiinsa siten, että ennakoimattomissa onnettomuustilanteissa siteet kestävät standardin kansallisen liitteen ohjeissa määritellyt sidevoimat, tai tunnettujen onnettomuuskuormien tapauksessa erikseen kuormituksen perusteella määritellyt sidevoimat.

Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti

Rakenteen kyky jonkin rakenneosan vaurioituttua siirtää siihen kohdistuvat kuormat muita rakenneosia käyttäen perustuksille.

Kestävyysoitoitus

Normaali eurokoodien mukainen mitoitus tapa, missä varmistetaan rakenteen tai sen osan tai liitoksen kestävydestä verrattuna siihen vaikuttaviin kuormiin.

Sitkeys

Rakenneosan kyky kestää edelleen se kuormitus, joka pyritään pienentämään rakenteen sortumisriskiä

Jatkuvan sortuman estäminen

Suunnitteluprosessi siihen liittyvine toimenpiteineen, joilla pyritään pienentämään rakenteen sortumisriskiä.

Käyttöaste

Rakenneosan määräävän kuormituksen E ja sitä vastaavan kestävyuden R välinen suhdeluku (prosentteina) = E/R

Mitoitusmitoitustilanne

Mitoitusmitoitustilanne, jolloin rakenne altistuu poikkeavalla tavalla, kuten tulipalossa, räjähdyksessä tai törmäyksessä, tai kun rakenteeseen syntyy poikkeuksellinen tilanne, kuten paikallinen vaurio.

Ennakoitavissa oleva/ennakoimaton vaaratilanne tai onnettomuustilanne

Termi ennakoimaton/ennakoitavissa oleva liittyy vaaratilanteisiin ja onnettomuustilanteisiin. Tarkoittaa tilannetta/-tapausta, jota ei pystytä ennakoimaan tai joka voidaan ennakoida vain osittain.

Määriteltävissä oleva/Määrittelemätön kuormitus

Termi määriteltävissä oleva/määrittelemätön liittyy kuormituksiin. Kuormitus voidaan osin ennakoida, mutta sen arvo tai suunta eivät ehkä ole tarkasti määriteltävissä.

Palautumaton käyttörajatila

Käyttörajatila, jossa kaikki käyttökelpoisuusvaatimuksen ylittävät kuormien vaikutukset eivät palaudu, kun kuormat poistetaan.

Palautuva käyttörajatila

Käyttörajatila, jossa jokainen käyttökelpoisuusvaatimuksen ylittävä kuormien vaikutus palautuu, kun kuormat poistetaan.

Riski

Määriteltävissä olevan vaaratilanteen esiintymisen todennäköisyyden tai taajuuden ja esiintymisen seuraamusten suuruuden yhdistelmän mitta. Tavallisesti se on tulo: riski = tapahtuman(todennäköisyys*seuraamukset).

Tilapäinen mitoitustilanne

Mitoitusmitoitustilanne, jonka kesto on paljon lyhyempi kuin rakenteen suunniteltu käyttöikä ja jollainen mitä todennäköisimmin toteutuu.

Normaalisti vallitseva mitoitustilanne

Mitoitusmitoitustilanne, joka vallitsee rakenteen lähes koko suunnitellun käyttöiän ajan.

Vaaratilanne

Standardien EN 1990...EN 1999 soveltamisen kannalta epätavallinen ja vakava tapahtuma, esim. poikkeuksellinen kuorma tai ympäristön vaikutus, riittämätön lujuus tai kestävyys tai kohtuuton poikkeaminen tavoitemitoista.

Luotettavuus

Rakenteen tai rakenneosan kyky täyttää sille asetetut vaatimukset, joihin kuuluu rakenteelle suunniteltu käyttöikä; luotettavuus ilmaistaan tavallisesti todennäköisyyksien avulla. HUOM. Luotettavuus kattaa rakenteen varmuuden, käyttökelpoisuuden ja säilyvyyden.

Monoliittisuus

Rakenteen tai rakenneosan kyky täyttää sille asetetut vaatimukset, joihin kuuluu rakenteelle suunniteltu käyttöikä; luotettavuus ilmaistaan tavallisesti todennäköisyyksien avulla. HUOM. Luotettavuus kattaa rakenteen varmuuden, käyttökelpoisuuden ja säilyvyyden.

Käyttökelpoisuus

Rakenteen tai sen osien vaatimustenmukaisuus sisältäen yhden tai useampia teknisiä ominaisuuksia, kuten kuormien kestävyys, turvallisuus, palonkestävyys, säilyvyys, käyttöikä, asennettavuus, mittatarkkuus, huollettavuus tai tarkoitukseen sopivuus.

Vaurioskenaario

Vaurioskenaario on sama kuin rakenteen murtotapa, mutta koskee pääasiassa tunnettuja ja ennakkoimattomia onnettomuustilanteita tai kuormitustapoja ja -suuntia ja koskee primääristi rakenteen osien paikallisia vaurioita ja niiden mahdollisia syntytilanteita.

Rasitus

Ulkoinen kuorma tai rakenteen sisäisten ominaisuuksien nopea tai vähittäinen muutos, josta aiheutuu jännityksiä tai muodonmuutoksia.

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.

5 § (asetus 10/16) Rakennusten jako seuraamusluokkiin onnettomuusmitoitustilanteessa

Onnettomuusmitoitustilanteen tarkasteluissa rakennuksen ja rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistamisessa noudatetaan standardia SFS-EN 1990 koskevista kansallisista valinnoista annetun ympäristöministeriön asetuksen mukaista seuraamusluokkakajako. Standardin SFS-EN 1991-1-7 kohdan 3.4(1) mukaista toimintaperiaatteen valintaa varten jaetaan seuraamusluokat CC2 ja CC3 rakennusten ja rakenteiden koon perusteella alaluokkiin a ja b siten, että luokassa b mahdolliset seuraamukset ovat suurempia.

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

CC3	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 • yli 8-kerroksiset (kellarikerrokset mukaan luettuna) asuin-, konttori- ja liikerakennukset • konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot • raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset. Erikoisrakenteet, kuten esimerkiksi korkeat tornit. Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet, jotka sijaitsevat siirtymien hättävaiikutuksille herkissä ympäristöissä erityisesti hienorakeisten maalajien alueilla.
CC2	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1.
CC1	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 m² tai suurin jänneväli enintään 6 metriä. Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa kuten • matalalla olevat terassit ja alapohjat, ilman kellaritiloja • ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne • sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaavat, joihin pääasiassa kohdistuu ilman paine-eroista aiheutuva sivuttaiskuormitus ja jotka eivät toimi kantavan tai jäykistävän rungon osana. Tilapäisenä oleskeluna pidetään päivittäistä käymistä rakennuksessa, mutta ei siellä pidempään viipymistä.

Taulukko 1 SFS-EN 1990 kansallisen liitteen mukaisen perusjako seuraamusluokkiin

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

CC3b alaluokka	• Muut kuin CC3a luokkaan kuuluvat yli 8-kerroksiset rakennukset kellarikerros mukaan luettuna • Konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot • Raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset, joissa usein on suuri joukko ihmisiä • Erikoisrakenteet tapauskohtaisen harkinnan mukaan
CC3a alaluokka	9 — 15 kerroksiset asuin-, konttori- ja liikerakennukset ja muut 9 — 15 kerroksiset käyttötarkoitukseltaan ja rungoltaan saman tyyppiset rakennukset. Kerrosten lukumäärään luetaan kellarikerrokset mukaan.
CC2b alaluokka	Melko suuren riskin ryhmään kuuluvat kaikki muut rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu seuraamusluokkiin 1, 2a tai 3.
CC2a alaluokka	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.
CC1	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa oleskelee ihmisiä vain tilapäisesti. Esimerkkinä varastot.

Taulukko 2 SFS-EN 1991-1-7 kansallisen liitteen mukainen tarkennettu seuraamusluokka

2.3 Toimintaperiaatteita ja 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 rakennuksille.

Toimintaperiaatteita ovat:

- Paikallisen vaurion rajaaminen
- Sidejärjestelmät
- Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti
- Rakenneosien mitoittaminen avainasemassa olevaksi

3 PAIKALLISEN VAURION RAJAAMINEN

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

Rakenteiden yksityiskohdat suunnitellaan siten, että rakenteelle saadaan hyväksyttävä vauriosietokyky ja paikallinen vaurio ei ylitä asetuksessa esitettyä laajuutta. Paikallinen vaurio rajataan rakenteellisin toimenpitein.

3.1 Monikerroksisessa rakennuksessa

6 § (asetus 10/16) Toimintaperiaatteet monikerroksisen rakennuksen vaurionsietokyvyn varmistamiseen

Standardin SFS-EN 1991-1-7 kohdan 3.3(2) huomautuksen 3 § mukainen riittävä vaurionsietokyky monikerroksisessa rakennuksessa on varmistettava joko sidejärjestelmien avulla **tai** suunnittelemalla vaihtoehtoiset kuormansiirtymisreitit.

Tulkinta:

Samassa rakennuksessa voi olla yhtäaikaaisesti käytössä sidejärjestelmä, kuormansiirtoreitti sekä avainasemassa olevia rakenteita.

Sidejärjestelmät suunnitellaan siten, että rakennuksen vaurionsietokyky ja sitkeys paranee, kun mahdollisen vaurion seuraamukset suurenevät.

Vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit suunnitellaan siten, että paikallinen vaurio ei ylitä 4 §:ssä esitettyä rajaa.

Mikäli vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä ei ole löydettävissä tai menetelmän käyttö johtaa rakenteen teknisen toiminnan kannalta kohtuuttomiin rakennuskorjauksiin, voidaan rakenteiden vaurionsietokyvyn parantamisessa käyttää standardin SFS-EN 1991-1-7 kohdan 3.3(2) a) mukaista avainasemassa olevan rakennusosan menettelyä siten, että rakennuksen vaurionsietokyky oleellisesti kasvaa.

Standardin SFS-EN 1991-1-7 kohdan 3.3(2) huomautuksen 1 mukainen avainasemassa olevaan rakennusosaan vaikuttava onnettomuuskuorma A_d on määritettävä riskinarvioinnin perusteella ja perustelut käytettävälle arvolle on sisällytettävä suunnitteluasiakirjoihin ja kirjattava. Vaihtoehtoisesti voidaan käyttää standardin suositusarvoa.

Seuraamusluokan CC3b rakennuksissa on tehtävä lisäksi rakennuksen järjestelmällinen riskinarviointi, jolloin otetaan huomioon sekä ennakoitavissa olevat että ennakoimattomat vaaratilanteet. Jos riskiarvioinnin perusteella voidaan määrittää onnettomuuskuormia, nämä onnettomuuskuormat tulee ottaa huomioon suunnittelussa. Onnettomuuskuormat voivat olla viivakuormia, piste-kuormia, painekuormia, pakkomuodonmuutoksia tai -voimia.

Tulkinta:

Seuraamusluokan CC3b rakennuksissa sidevoimia mitoittaessa voi käyttää CC3a kaavoja, jollei riskiarvioinnin perusteella ole määritelty suurempia sidevoimia liitoksille.

Riskianalyysi kohdistetaan erityisesti kohtiin, jotka riskiarviossa on määritelty ylimpään luokkaan. Hankkeessa tarkastellaan vain riskitapahtuman todennäköisyyksiä ja erinäisillä toimenpiteillä pyritään pienentämään riskin todennäköisyyttä. Hankkeesta laaditaan hankekohtaiset vaaratekijät, jotka ovat hankkeen osapuolten tunnistamia. RIL 241-2016 Erytymenettelyn soveltamisen -kirjasta löytyy valmiita tarkastuslistoja, jotka perustuvat tunnettuihin riskitekijöihin, jotka täydentävät hankekohtaista listaa.

Riskianalyysin koordinaattoriksi ja riskianalyysin kokoajaksi nimetään vastuuhenkilö, joka lähtökohdaisesti on hankkeen ulkopuolinen riippumaton riittävän pätevä asiantuntija (esimerkiksi ollut mukana vastaavissa hankkeissa). Riskianalyysiä ja siihen liittyvää toimenpidesuunnitelmaa päivitetään hankkeessa tapahtuvien muutosten ja / tai tarkennusten perusteella koko hankkeen ajan. Riskianalyysiin tulee osallistua eri vaiheissa vähintään seuraavat tahot. Kaikkien alojen vastaavat erityissuunnittelijat, pääsuunnittelija, toteuttaja, rakennushankkeeseen ryhtyvä, rakennushankkeeseen nimetyt kolmannen osapuolen tarkastajat, vastaava työnjohtaja, työnjohtajat, tuoteosatoimitusten osapuolet, rakennuksen omistaja sekä käytöstä ja huollosta vastaavat tahot.

Yhtenä toimenpiteenä hankkeissa on käyttää riskianalyysiworkshop-työskentelyä.

4 § (asetus 10/16) Onnettomuusmitoitustilanteet – paikallisen vaurion laajuuden rajaaminen

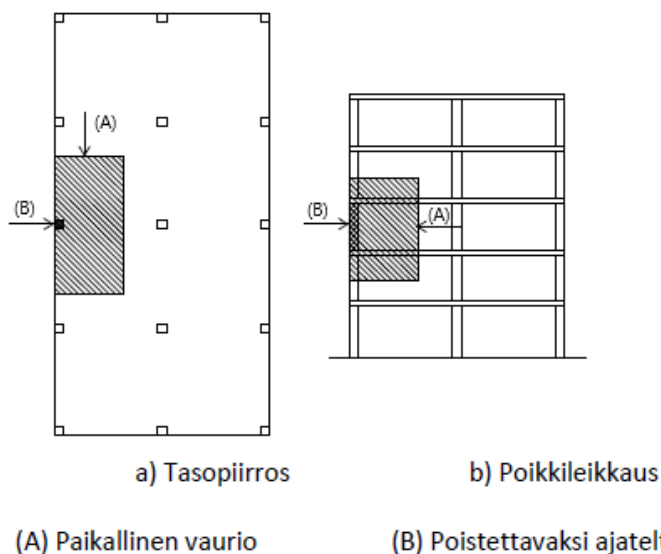
Standardin SFS-EN 1991-1-7 kohdan 3.3(2) huomautuksen 2 mukaisen paikallisen vaurioitumisen hyväksyttävä raja riippuu rakennustyyppistä:

- 1) Monikerroksisissa rakennuksissa paikallisen vaurion laajuus yhdessä kerroksessa voi olla enintään 15 prosenttia kyseisen kerroksen lattiapinta-alasta ja enintään 100 m²/krs. Vaurio voi tapahtua kahdessa päällekkäisessä kerroksessa.

Tulkinta:

Parvekerakenteet oletetaan väliaikaisiksi oleskelutiloiksi, jolloin paikallisen vaurion laajuuden rajaaminen ei koske parvekerakenteita. Poikkeuksena parvekkeet, jotka toimivat hätäpoistumisreitteinä.

Kuitenkin alimman kerroksen parvekepilarit ja -pielet mitoitetaan avainasemassa olevaksi.

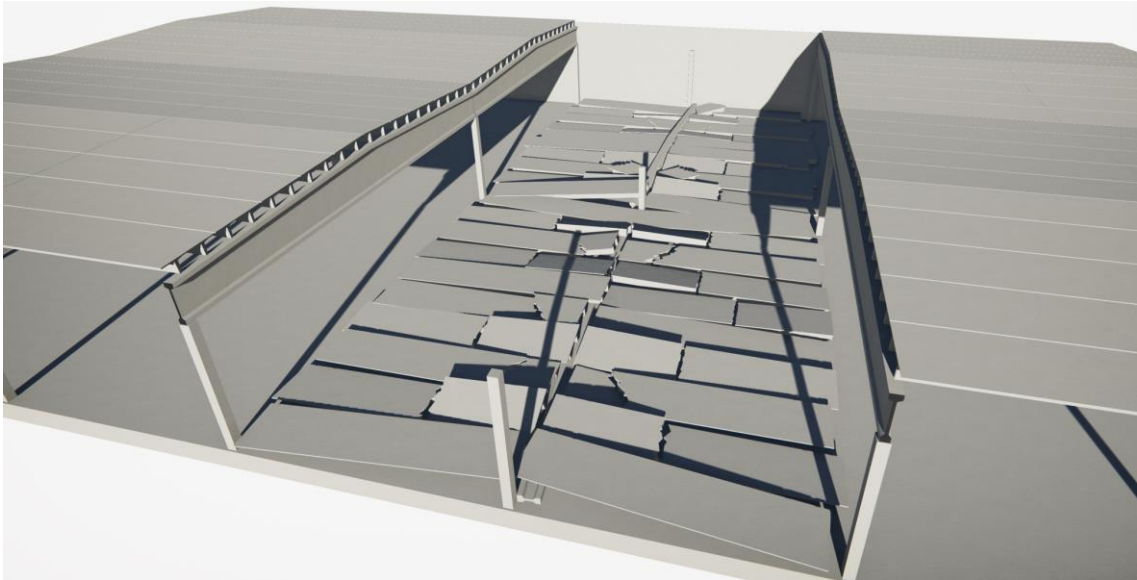


Kuva 3.1. Monikerroksisen rakennuksen paikallisen vaurion sallittu laajuus kansallisen liitteen mukaisesti

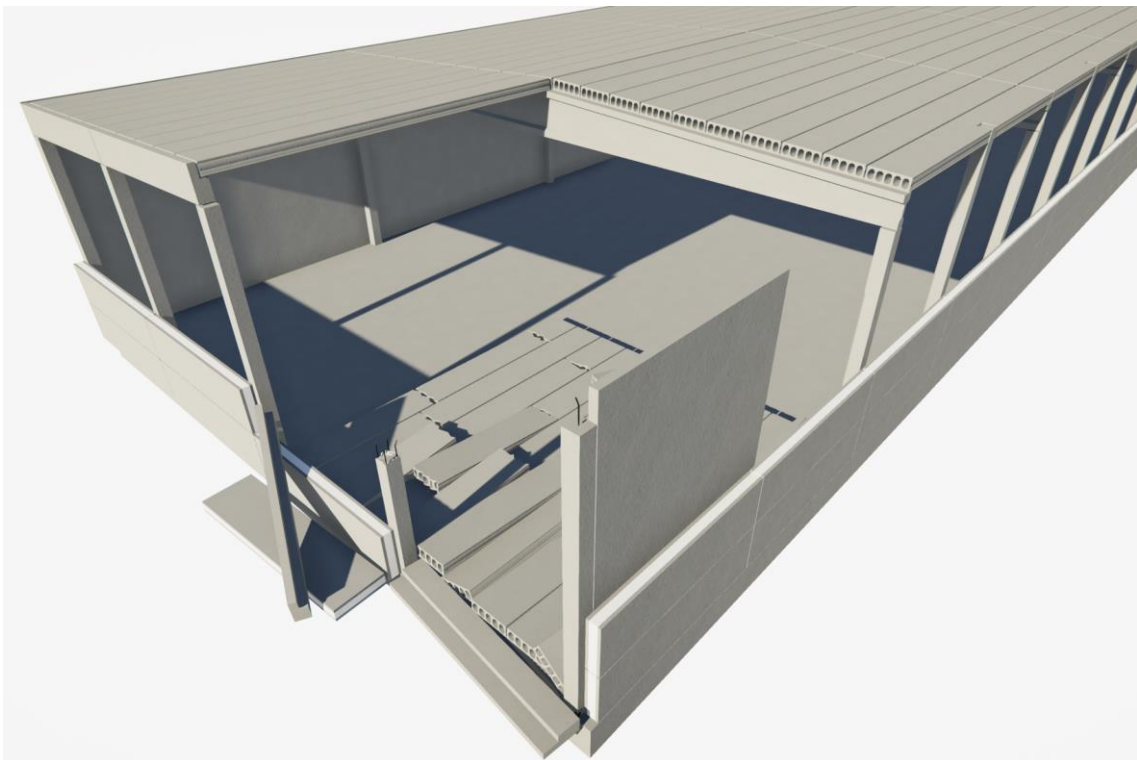
3.2 Hallimaisissa rakennuksissa

Hallimaiset rakennukset on suunniteltava niin, että paikallinen vaurio ei voi aiheuttaa jatkuvaa sortumaa tai rakennuksen kokonaisstabiileetin menetystä.

Elementtiliitoksien suunnittelussa kitkaa ei saa käyttää elementtien putoamisen estämiseen tai onnettomuuskuormien sidontaan.



Kuva 3.2. Paikallisesta vauriosta huolimatta rakennuksen kummankin lohkon tulee säilyttää kokonaisstabiileetti onnettomuuskuormilla.



Kuva 3.3. Paikallisesta ja yhden jäykistävän rakenteen vauriosta huolimatta tulee rakennuksen säilyttää kokonaisstabiileetti onnettomuuskuormilla.

4 § (asetus 10/16) Onnettomuusmitoitustilanteet – paikallisen vaurion laajuuden rajaaminen

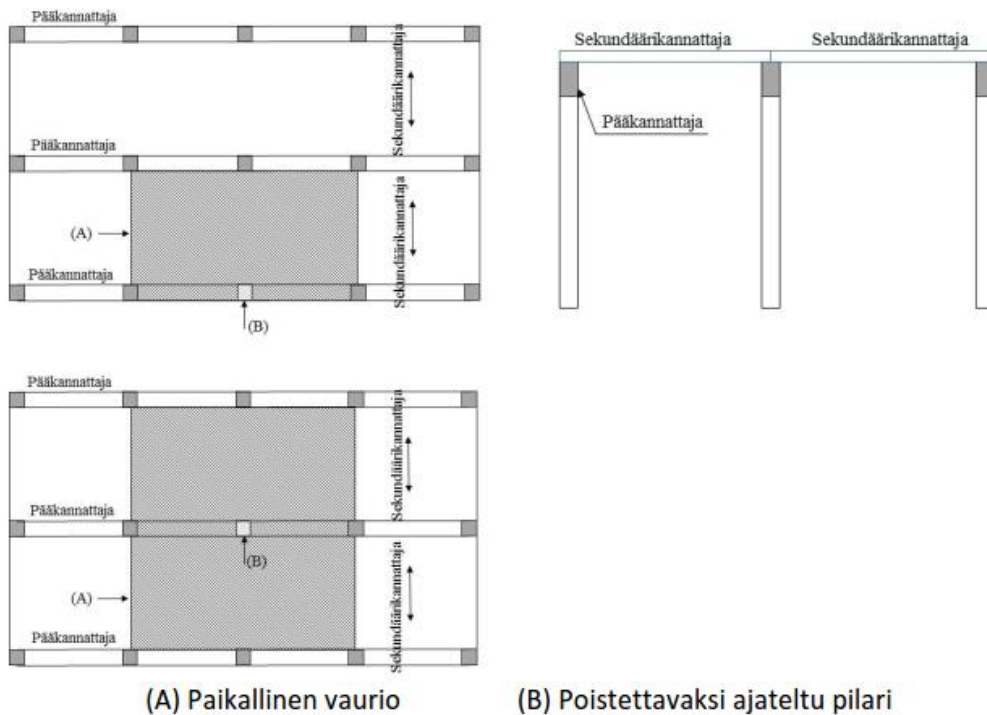
Standardin SFS-EN 1991-1-7 kohdan 3.3(2) huomautuksen 2 mukaisen paikallisen vaurioitumisen hyväksyttävä raja riippuu rakennustyyppistä:

- 2) Hallimaisissa rakennuksissa paikallisen vaurion laajuus voi pilarin vaurioituessa olla enintään pilariin tukeutuvien pääkannattajien yhteenlaskettu pituus kertaa pääkannattajien väli kerrottuna kahdella. Pääkannattajien ollessa ulkoseinälinjalla paikallisen vaurion laajuus voi olla pilariin tukeutuvien pääkannattajien yhteenlaskettu pituus kertaa pääkannattajien väli.

Jos hallimaisen rakennuksen pääkannattajana toimii kaari tai vastaava rakenne, jossa ei ole erillisiä pilareita, paikallisen vaurion laajuus voi olla enintään pääkannattajan pituus kertaa pääkannattajien väli kerrottuna kahdella. Pääkannattajan ollessa ulkoseinälinjalla paikallisen vaurion laajuus voi olla pääkannattajan pituus kertaa pääkannattajan väli.

Mikäli hallimaisen rakennuksen pystyrunkona käytetään kantavia seiniä, paikallisen vaurion laajuus voi olla seinän kannattamien vaakarakenteiden pituus kerrottuna mitalla $2H$, jossa H on kantavan seinän korkeus.

Vaurio voi tapahtua hallimaisissa rakennuksissa vain yhdessä kerroksessa.



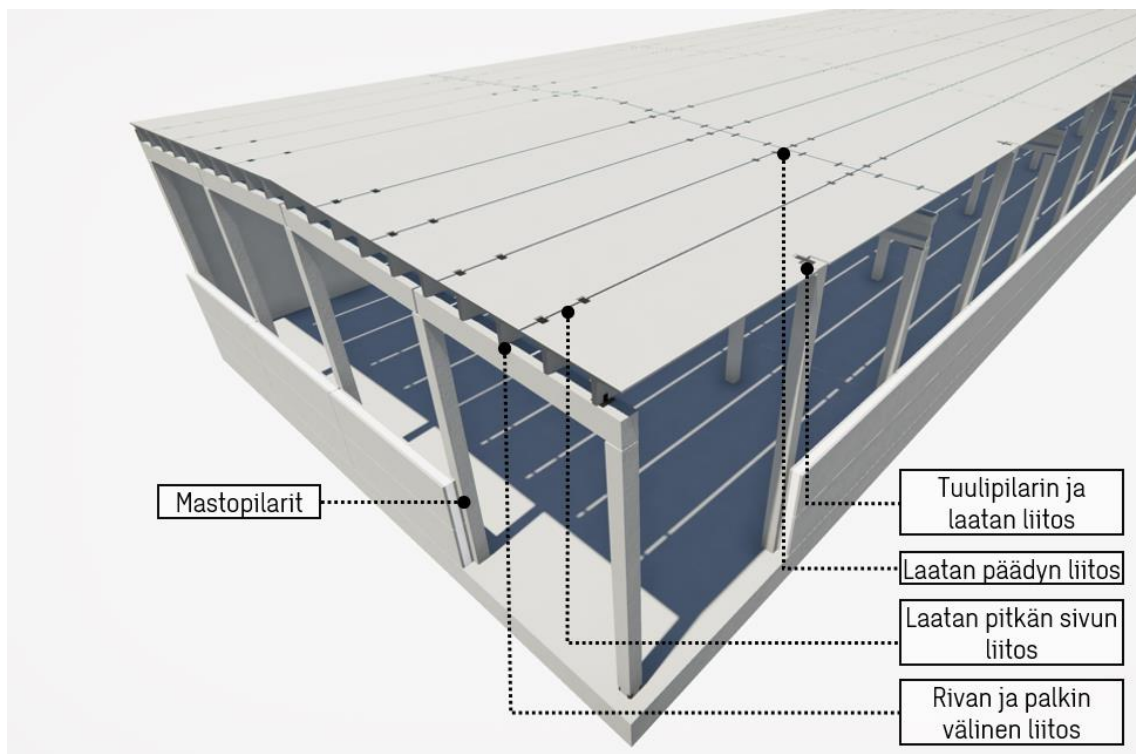
Kuva 3.4. Hallimaisen rakennuksen paikallisen vaurion hyväksyttävä laajuus kansallisen liitteen mukaisesti

3.2.1 Mastopilarijäykistetty hallirakennus

Mastopilarijäykistetyissä hallirakennuksissa liitokset on suunniteltava niin, että paikallinen sortuma ei voi aiheuta jatkuvaa sortumaa. Tämä tarkoittaa sitä, että liitoksia ei tule ylimitoitaa, ettei liitoksen sitkeydestä synny ketjureaktiota tai rakenneosiin suunnittelematonta pakkovoimaa.

Tulkinta:

Pilarit sidotaan yläpohjatasoon, kuitenkin enintään $F_{tie} = 150$ kN. Yläpuolisia rakenteita ei tarvitse mitoittaa tätä suuremmalle sidontavoimalle, jolloin asetuksen ohjeen kohdan 7 ”suunnittelemalla sekundääriset rakenteet siten, että ne eivät aiheuta sortuma-alueen laajenemista” vaatimukset täyttyvät

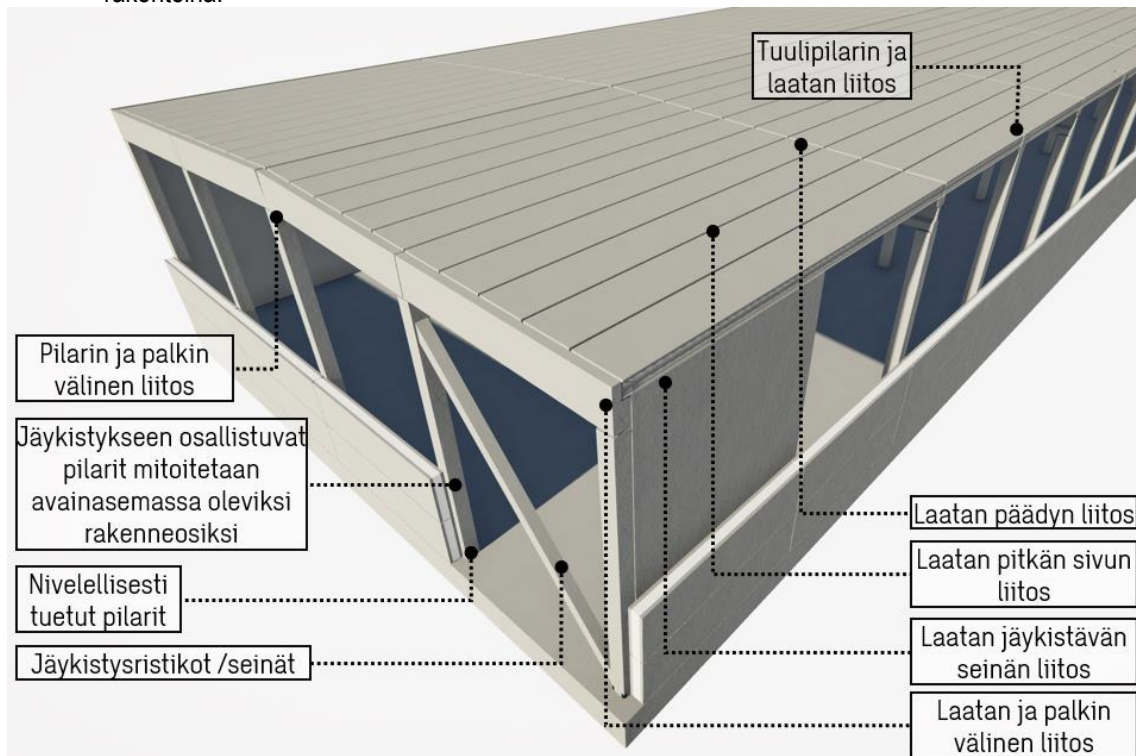


Kuva 3.5. Mastojäykisteisin hallirakennuksen mitoitettavat liitokset

3.2.2 Levyjäykistetty hallirakennus

Levyjäykisteisissä hallirakennuksissa ei suositella käytettäväksi TT-laattakattoa, koska ohuen kannen kautta tapahtuva jäykistävien voimien siirto on haastavaa. Tämä johtaa voimien keskittymiseen jäykistäviin rakenteisiin, jolloin liitosten toteutus voi muodostua taloudellisesti epäedulliseksi. Levyjäykistetyissä halliissa rakennuksen kokonaisstabiileetti tulee suunnitella siten, että yhden jäykistävän rakenteen vaurioituminen ei vaaranna koko rakennuksen kokonaisstabiileettiä.

- Erilliset jäykistävät rakenteet sijoitetaan riittävän kauaksi toisistaan, jotta ne eivät samanaikaisesti joudu alttiiksi onnettomuudelle tai paikallisen vaurion laajuudelle.
- Lähtökohtaisesti jokaisessa liikuntasaumalohkossa tulee olla onnettomuustilanteessa vähintään kaksi toimivaa jäykistävää rakennetta kummassakin suunnassa.
- Jäykistyskuormissa ja -rakenteissa huomioitava yhden jäykistävän rakenteen vaurioituminen. Onnettomuustilanne voi muodostua hallimaisissa rakennuksissa määrääväksi kuormitustilanteeksi.
 - o Yhtenä vaihtoehtona on lisätä jäykistäviä rakenteita liikuntasaumalohkolle onnettomuustilannetta varten.
- Pilarit ja seinät, jotka osallistuvat rakennuksen jäykistykseen, mitoitetaan avainasemassa olevina rakenteina.



Kuva 3.6. Levyjäykistetyn hallirakennuksen mitoitettavat liitokset

4 SIDEJÄRJESTELMIEN SUUNNITTELU ONNETTOMUUSTILANTEESSA

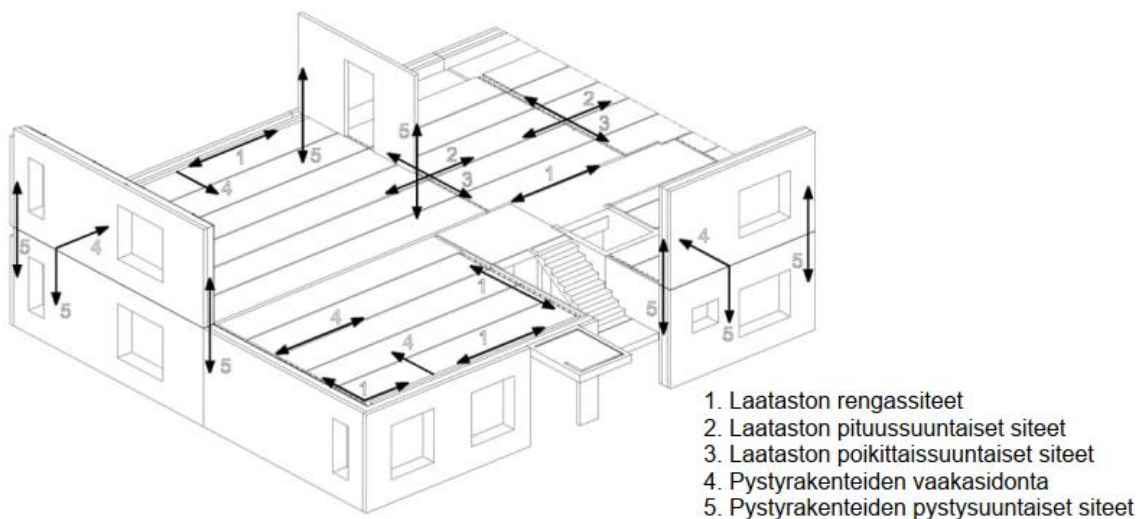
Sidejärjestelmien tarkoitus on parantaa rakenteen sitkeyttä ja pyrkiä estämään alkusortuman syntymistä. Sidejärjestelmän ohjeiden mukaiset voimat ja niiden perusteella suunnitellut raudoitukset ym. eivät kuitenkaan ole yleensä riittäviä muodostamaan ns. vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä. Sidejärjestelmien käyttäminen on kuitenkin usein järkevin 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. Normaali murto- ja käyttörajatilan kuormitustapaukset on aina tarkistettava. Kaikkia rakennneosia 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.

4.1 Sidejärjestelmien periaate

Sidejärjestelmillä pyritään parantamaan rakennukseen sitkeyttä ja estämään jatkuvan sortuman syntymisen. 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 2.2.



Kuva 4.1. Sidejärjestelmän periaate betonielementtirungossa /kuva fib bulletin 63/

4.2 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.

Tulkinta:

Rakennus ei vaadi onnettomuustilanteen erillistä sidejärjestelmää.

Seuraamusluokan CC2a rakennukset:

Seuraamusluokkaa CC1 koskevien toimintaperiaatteiden lisäksi luokan CC2a rakennuksissa käytetään vaakasiteitä kohdan 1.1 mukaisesti tai vaakarakenteet ankkuroidaan seiniin kohdan 1.2 mukaisesti.

Tulkinta:

Rakennus vaatii onnettomuustilanteen vaakasiteet sekä vaakarakenteiden ankkuroinnin seiniin.

Seuraamusluokan CC2b rakennukset:

Seuraamusluokkaa CC1 koskevien toimintaperiaatteiden lisäksi vaakarakenteissa käytetään vaakasiteitä kohdan 1.1 mukaisesti sekä kaikissa kantavissa pilareissa ja seinissä käytetään pystysiteitä kohdan 2 mukaisesti sekä pystyrakenteet sidotaan vaakarakenteeseen kohdan 1.2 mukaisesti.

Tulkinta:

Rakennus vaatii onnettomuustilanteen vaakasiteet, vaakarakenteiden ankkuroinnin seiniin sekä pystysiteet.

Seuraamusluokan CC3a rakennukset:

Seuraamusluokkaa CC1 koskevien toimintaperiaatteiden lisäksi vaakarakenteissa käytetään vaakasiteitä kohdan 1.1 mukaisesti sekä kaikissa kantavissa pilareissa ja seinissä käytetään pystysiteitä kohdan 2 mukaisesti sekä pystyrakenteet sidotaan vaakarakenteeseen kohdan 1.2 mukaisesti.

Tulkinta:

Rakennus vaatii onnettomuustilanteen vaakasiteet, vaakarakenteiden ankkuroinnin seiniin sekä pystysiteet.

Seuraamusluokan CC3b rakennukset:

Seuraamusluokkaa CC1 koskevien toimintaperiaatteiden lisäksi rakennuksen järjestelmällinen riskinarviointi on tarpeen, jolloin otetaan huomioon sekä ennakoitavissa olevat että ennakoimattomat vaaratilanteet. Riskiarvioinnin tuloksesta riippumatta rakenteiden on täytettävä seuraamusluokan CC3a vaatimukset.

Tulkinta:

Rakennuksen riittävä vaurionsietokyky on varmistettava joko sidejärjestelmän avulla tai suunnitelmalla vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti. Näistä valitaan rakennukselle sopivampi vaihtoehto.

Kuitenkin rakennus vaatii vähintään CC3a seuraamusluokan onnettomuustilanteen vaakasiteet, vaakarakenteiden ankuroinnin seiniin ja pystysiteet sekä riskiarvioinnin, jossa huomioidaan ennakoitavat sekä ennakoimattomat onnettomuustapaukset.

Rakennuksessa voi olla kahden eri seuraamusluokan rakenteita, mutta eri seuraamusluokan rakenteet tulee kuitenkin onnettomuustilanteessa mitoittaa vähintään seuraamusluokan edellyttämällä tavalla.

Rakennuksissa, joissa on kahden tai useamman seuraamusluokan rakenteita, tulee käytännöt ja tulkinat sopia paikallisen viranomaisen kanssa heti hankkeen alussa.

Lisäksi tarkastetaan rakennuksen kohdat, joissa pilarin tai kohdan 3 § määrittelyn mukaisen kantavan seinän lohkon ajatellun poiston vuoksi vaakasiteitä sisältävä vaakarakenne alkaa toimia vaakarakenteen korkuisena ulokkeena. Mikäli tällaisesta ajatellusta rakenneosan poistamisesta seuraa hyväksyttävän rajan ylittävä vaurio, poistetuksi ajateltu rakenne käsitellään riskiarvioinnissa avainasemassa olevana rakennusosana.

4.3 Vaakasidevoimien laskenta

4.3.1 Rengas- ja sisäpuoliset siteet

Jokainen välipohja ja yläpohja varustetaan sen ympäri kiertävillä rengassiteillä ja toisiaan vastaan kohtisuorilla sisäpuolisilla siteillä. Siteet tehdään jatkuviksi ja ne sijoitetaan mahdollisimman lähelle välipohjien reunoja, pilari- ja seinälinjoja. Vähintään 30 % siteistä sijoitetaan pilarien ja seinien ruudukolinjojen välittömään läheisyyteen.

Siteiltä edellytetään sellaista muodonmuutoskykyä, että siteet voivat toimia korvaavana kuormansiirtorakenteena tai osana korvaavaa kuormansiirtorakennetta.

Vaakasiteet voivat olla betonirakenteissa olevia betoniteräksiä tai betoni–teräs -liittolaatoissa olevia verkoraudoitteita ja teräsohutlevystä valmistettuja liittolevyraudoituksia (jos leikkausliittimet yhdistävät ne suoraan teräspalkkeihin). Siteinä voidaan käyttää edellä mainittujen tyyppien yhdistelmää.

Tulkinta:

Lähtökohtaisesti vaakasiteinä käytetään harjateräksiä, jännepunoksia ja teräsrakenteita.

Jännepunoksia voi käyttää tapaus kohtaisen harkinnan mukaan sidevoimien hallintaan seuraavien ohjeiden mukaisesti.

Käyttö ontelolaataston rengasteräksinä.

Jännepunosta voidaan käyttää vedettynä suorana rengasteräksenä. Kulmat ja muut taitteet raudoitetaan harjaterätangoilla. Jatkospituus on vähintään 1200 mm. Samassa kohdassa saa jatkaa vain yhden

jännepunoksen. Jatkoskohtien väli k/k 1500 mm. Harjatangot ja punoksen jatkospituus määritetään aina punoksen mukaan.

Jännepunosta voidaan käyttää suorana saumateräksenä keskituella. Keskituella saumateräksenä käytettävän jännepunoksen vähimmäispituus on 4000 mm.

Jännepunoksen mitoitusvoimana normaalitilanteessa käytetään T12 harjaterästangon arvoja (rajoitettu venymä).

Kun jännepunosta käytetään pelkästään jatkuvan sortumaa rajoittavana raudoitteena, voidaan punoksen vetokapasiteettina käyttää punoksen mitoitusarvoa.

Rakennesuunnittelija varmistaa aina jännepunoksia käytettäessä, että rakenteen toiminta on vastaava kuin harjateräksiä käytettäessä sekä tartunta on riittävä.

Jännepunoksena käytetään vähintään $\varnothing=12,5$ mm, $A_p=93$ mm², St1640/1860 SUP-P -jännepunosta.

Jokaiselta jatkuvalta siteeltä ja sen pääteankkuroinneilta edellytetään, että ne pystyvät siirtämään onnettomuusrajatilassa seuraavat voimat:

Seuraamusluokat CC2a ja CC2b

Sidevoimat T määräytyvät vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvon g_k perusteella.

Rengas- ja sisäpuoliset siteet:

Kun vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo $g_k \geq 3,0$ kN/m²

$$T_i = S \times 20 \text{ kN/m} \quad (\text{kaava 6.1})$$

Sidevoiman T vähimmäisarvo on 70 kN rengassiteillä. Mikäli sisäpuoliset siteet joudutaan keskittämään tukilinjalle, sidevoiman vähimmäisarvoa 70 kN sovelletaan myös sisäpuolisille siteille (esim. elementtien päätysaumoissa olevat sisäpuoliset siteet).

Tulkinta:

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 vähimmäiskestävyys saadaan 20 kN/m. Jos saumateräkset sijoitetaan esimerkiksi 1,2 m:n välein oleviin saumoihin, yhteen saumaan sijoitettavien saumaterästen vetokestävyys tulee olla vähintään 24 kN. Lähtökohtaisesti alle 10 mm saumateräksiä ei käytetä.

Kun vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo $g_k \leq 2,0$ kN/m²

$$T_i = S \times 3 \text{ kN/m} \quad (\text{kaava 6.2})$$

Sidevoiman T vähimmäisarvo on 10 kN rengassiteillä. Mikäli sisäpuoliset siteet joudutaan keskittämään tukilinjalle, sidevoiman vähimmäisarvoa 10 kN sovelletaan myös sisäpuolisille siteille (esim. elementtien päätysaumoissa olevat sisäpuoliset siteet).

missä:

s on sisäpuolisilla siteillä siteiden väli keskeltä keskelle ja rengassiteillä rengassiteen ja lähimmän sisäpuolisen siteen väli jaettuna kahdella lisättynä etäisyydellä rakenteen reunaan

Vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvon g_k ollessa välillä 2,0 – 3,0 kN/m² sidevoiman arvot interpoloidaan.

Sidevoimat:

$$T_1:S_1 = (L_1 + L_2)/2 \quad T_2:S_2 = L_3 + L_2/2 \quad T_3:S_3 = (L_4 + L_5)/2 \quad T_4:S_4 = L_6 + L_5/2$$

Seuraamusluokat CC3a ja CC3b

Sidevoimat T määräytyvät vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvon g_k perusteella. Seuraamusluokassa CC3a ja CC3b vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvon g_k on yleensä suurempi kuin 3,0 kN/m². Jos vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvon g_k on kuitenkin tätä pienempi, voidaan sidevoimat määrittää hankekohtaisesti.

Rengas- ja sisäpuoliset siteet:

Kun vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo $g_k \geq 3,0$ kN/m²:

$$T_i = \frac{F_t \times 0,8 \times (g_k + \sum \psi_i q_k)}{6 \frac{kN}{m^2}} \times \frac{z}{5m} \times s \quad \text{mutta kuitenkin vähintään } T_i = F_t \times s \quad (\text{kaava 6.3})$$

- F_t on 48 kN/m tai $(16 + 2,1 n_s)$ kN/m sen mukaan, kumpi on pienempi
- g_k on vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo. Mikäli vaakarakenteella vaikuttaa useampia muuttuvia kuormia, kertymisleveydellä s vaikuttavat muuttuvat kuormat lasketaan yhteen noudattaen onnettomuusrajatilan yhdistelysääntöjä.
- ψ_i on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin onnettomuusrajatilassa (ψ_1 tai ψ_2 riippuen kuormasta)
- q_k on vaakarakenteen muuttuvan kuorman ominaisarvo s on sisäpuolisilla siteillä siteiden väli keskeltä keskelle ja rengassiteillä rengassiteen ja lähimmän sisäpuolisen siteen väli jaettuna kahdella lisätynä etäisyydellä rakenteen reunaan.
- n_s on kerrosten lukumäärä koko rakennuksessa
- z on pilareiden tai seinien keskiviivojen välinen etäisyys siteen suunnassa tai siteen ollessa kantavan seinän suunnassa kohdan 4 mukainen poistettavaksi ajatellun seinälohkon nimellispituus jaettuna kahdella (z on siis varmalle puolelle otaksuttu arvio korvaavan köysirakenteen jännevälin puolikkaasta).

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

Sidevoimat kantavat seinät-laatta-rungossa:

$$T_1 \text{ ja } T_2: z = \frac{L_4}{2}, \text{ jossa } L_4 \text{ on kantavan seinälohkon nimellispituus}$$

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

Rakenneosia, joita käytetään muiden kuin onnettomuuskuormien kantamiseen, voidaan hyödyntää edellä mainittuina siteinä.

6.1.2 Seinien ja pilareiden sidonta välipohjaan

Reunapilarit ja -seinät sidotaan jokaiseen väli- ja yläpohjatasoon. Sidevoimat määräytyvät vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvon g_k perusteella. Siteiden edellytetään pystyvän kantamaan onnettomuusrajatilassa seuraavat voimat:

Seuraamusluokka CC2a ja CC2b

$$T_{tie} = 20 \frac{kN}{m} \times s, \text{ kun vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo } g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{kaava 6.4})$$

$$T_{tie} = 3 \frac{kN}{m} \times s, \text{ kun vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo } g_k \leq 2,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (kaava 6.5)}$$

mutta kuitenkin enintään $F_{tie} = 150 \text{ kN}$

s on sidevoiman kertymisleveys, joka lasketaan pystyrakenteiden välisten vapaiden etäisyyksien puolestavälistä puoleenväliin tai pystyrakenteen ollessa ulkonurkassa rakenteen ulkoreunaan saakka

Vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvon g_k ollessa välillä 2,0–3,0 kN/m² sidevoiman arvot interpoloidaan.

Seuraamusluokka CC3a ja CC3b

Sidevoimat määräytyvät vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvon g_k perusteella.

Alla esitettyä kaavaa (6) voidaan soveltaa, kun vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$. Jos vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvon g_k on tätä pienempi, voidaan sidevoimat määrittää hankekohtaisesti.

$$F_{tie} = F_t \times \frac{h}{2,5m} \times s, \text{ mutta kuitenkin enintään } F_{tie} = 2 \times F_t \times s \quad (\text{kaava 6.6})$$

missä:

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

h on kerroskorkeus

s on sidevoiman kertymisleveys, joka lasketaan pystyrakenteiden välisten vapaiden etäisyyksien puolestavälistä puoleenväliin tai pystyrakenteen ollessa ulkonurkassa rakenteen ulkoreunaan saakka

n_s on kerrosten lukumäärä koko rakennuksessa.

Sidevoimat:

Sidevoiman kertymisleveyden s määrittäminen seinien ja pilareiden sidontavoiman laskennassa (seinien siteet voidaan sijoittaa koko seinän pituudelle)

Nurkkapilarit sidotaan kummassakin suunnassa.

Rengassiteitä tai sisäpuolisia siteitä käytetään pilareiden sidontaan, jos rauditus on ankkuroitu pilariin.

4.4 Pystysiteet

Jokainen pilari ja seinä varustetaan jatkuvalla pystysuuntaisella sidonnalla perustuksista yläpohjan tasalle. CC1- ja CC2a -luokan rakennuksissa pystysidonta ei ole välttämätöntä mutta suositellaan kuitenkin toteuttavaksi vastaavasti kuin CC2b-luokan rakennuksissa.

Pilareiden ja kantavien seinien tulee kestää onnettomuusmitoitustilanteessa esiintyvä vetovoima, jonka mitoitusarvo on suurin pystysuuntaisen pysyvän ja muuttuvien kuormien mitoitusarvon reaktio, joka kertyy pilarille tai seinälle yhdestä kerroksesta. Vetovoima ankkuroidaan yläpuoliseen kerrokseen.

Tulkinta:

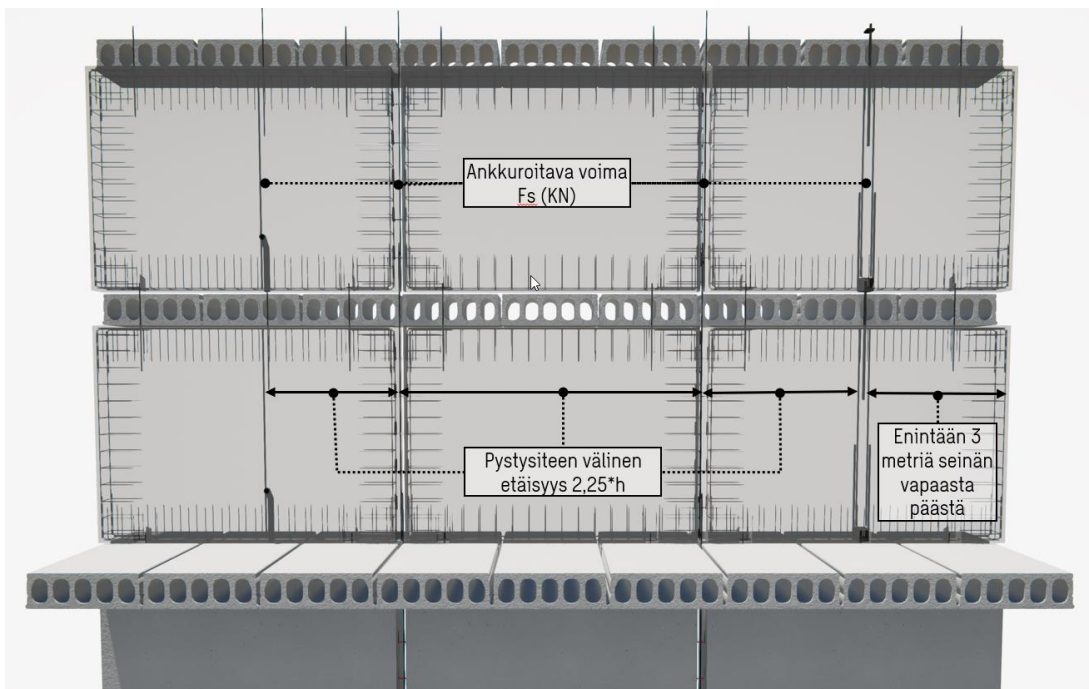
Pystysiteen mitoituksessa käytetään onnettomuus tilanteen kuormitusyhdistelmää.

Kantavan seinärakenteen pystysiteiden maksimietäisyys toisista on $2,25 \cdot h$ metriä. Reunimmaiset pystysiteet sijoitetaan enintään 3 metrin etäisyydelle seinän vapaasta päästä. Pystysiteet voi sijoittaa elementtisaumoihin. Pystysiteenä voi käyttää harjaterästä ja juotosputkea, seinäkenkiä tai vastaavaa liitosta, joka pystyy siirtämään pystysiteelle tulevan voiman yläpuoliselle rakenteelle.

Pystysiteet mitoitetaan yhden kerroksen kuormille.

$$F_v = g_s + g_k + \psi_i \cdot q_k$$

- g_s on seinärakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo.
- g_k on vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo.
- q_k on vaakarakenteen muuttuvan kuorman ominaisarvo
- ψ_i on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin onnettomuusrajatilassa



Kuva 4.2. Pystysiteiden mahdollisia sijainteja

4.5 Elementin putoamisen estäminen

Elementtiliitos mitoitetaan vähintään $F_{tie, fac} = 20 \text{ kN/m}$ tai $F_{tie, col} = 150 \text{ kN}$.

Elementtiliitoksien suunnittelussa ei saa kitkaa käyttää elementtien putoamisen estämiseen.

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) säilytettävä toimintakykyisenä myös pystytukireaktiolle (elementin ominaistukireaktiolle) saumaraudoituksen myödetessä.

Saumaraudoituksen myödetessä elementin tukipinnalla vaikuttava kitka aiheuttaa tukirakenteeseen vaakavoiman, joka voi olla suurempi kuin tukirakenteeseen kiinnitetyn tapin on laskettu siirtävän. Tällöin tukirakenne (ulokkeen rauditus, teräsuloke ja sen kiinnitys pilariin) on mitoitettava suuremmalle vaakavoimalle kuin tappiliitokselle laskettu osuus edellyttäisi. Itse tappia ja sen liitosta ulokkeeseen ei tarvitse mitoitaa tälle suuremmalle voimalle.

Tappireiän ympärille tulevat vaakalenkit mitoitetaan tapin ottamalle voimalle. Rakennetta ei tarvitse mitoitaa kitkavoimalle tukialueen ulkopuolella.

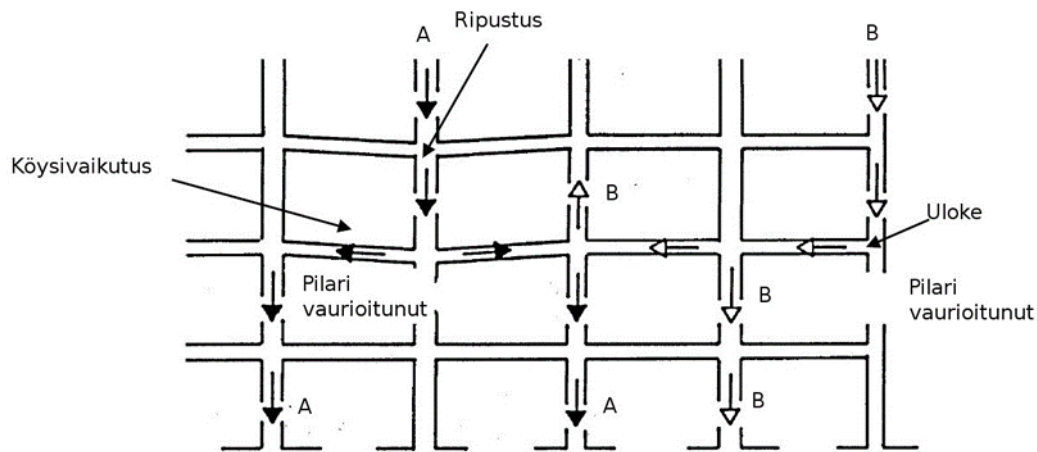
5 VAIHTOEHTOISTEN KUORMANSIIRTOREITTIIEN SUUNNITTELU

Kantavan pystyrakenteen vaurioituessa siihen vaikuttavat kuormat siirtyvät toimiviksi jääneille rakenneosille. Nämä rakenneosat muodostavat ns. vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin. Vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit suunnitellaan onnettomuustilanteen mitoituskuormille.

Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin suunnittelussa rakennuksesta ajatellaan poistetuksi pilari, pilaria tukeva palkki, pilarin ja palkin välinen liitos tai sidejärjestelmiä koskevan määrittelyn mukainen kantavan seinän lohko (yksi kerrallaan kussakin rakennuksen kerroksessa).

Uusi rakennesysteemi muodostuu yleensä rakenteiden alkuperäisestä toimintatavasta poiketen siten, että rakenteet toimivat vetoa kestävinä köysi- tai kalvorakenteina (kuva 5.1). Tällöin rakenteelle voidaan sallia suuriakin muodonmuutoksia, kunhan vain sortuminen saadaan estetyksi. Kuitenkaan rakenteen taipuma ei saa ylittää $L/5$.

Rakenteisiin ja niiden välisiin liitoksiin saa syntyä plastisia niveliä.



Kuva 5.1. Vaihtoehtoisen 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 vaihtoehtoisen kantavan rakennesysteemin syntymiselle 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. Käytettäessä SFS 1300 standardin B500B ja B500C luokan tai sitkeämpiä teräksiä, voidaan katsoa sitkeysominaisuuksien olevan riittäviä.

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.

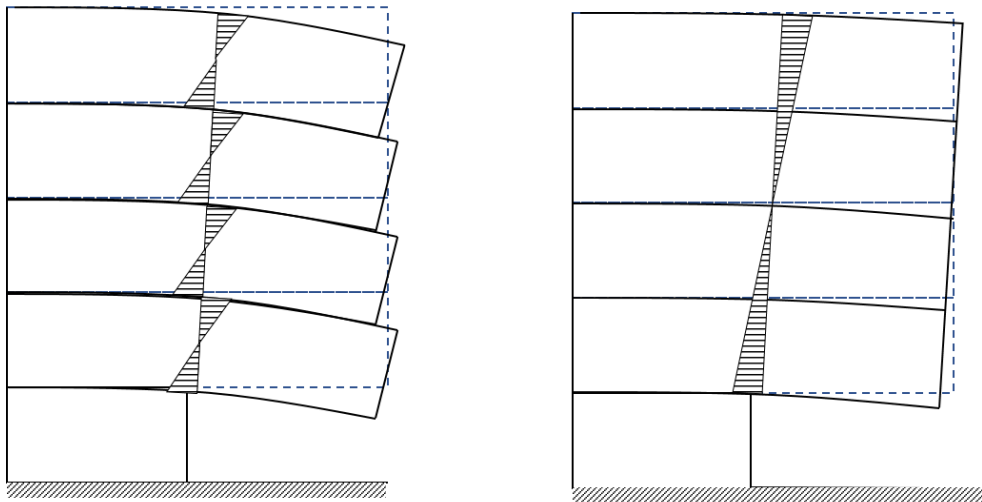
Korvaavan rakennesysteemin tarkastelu lähtee siitä, että kussakin kerroksessa jokainen pystyrakenne tai pystyrakennetta tukeva palkki ajatellaan yksi kerrallaan poistetuksi ja selvitetään, miten rakennus vaurioituu kyseisen rakenneosan poistamisen seurauksena, kuinka suuri on mahdollisen vaurioituneen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

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

5.1 Kantavan seinälohkon nimellispituus

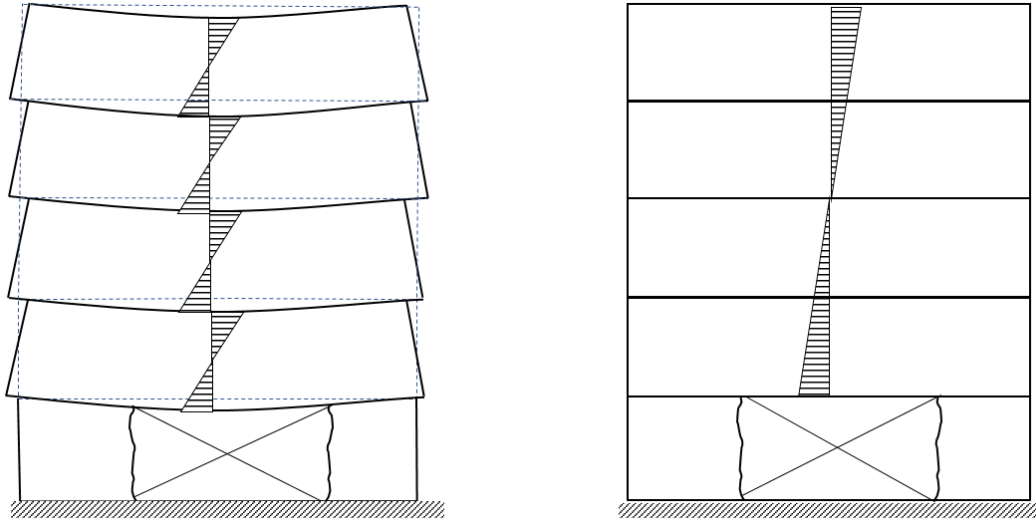
Kantavan seinälohkon nimellispituus on sivusuuntaisena tukena toimivien pystysuuntaisten rakenneosien välinen etäisyys, kuitenkin enintään $2,25 \times H$, missä H on kerroskorkeus metreinä.

Jos jonkin kantavan pystyrakenteen poistamisen seurauksena paikallinen vaurioalue tulee suuremmaksi kuin hyväksyttävän alueen suuruus tai vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä ei pystytä muodostamaan, niin kyseinen rakenneosa on suunniteltava ns. avainasemassa olevana rakenneosana.

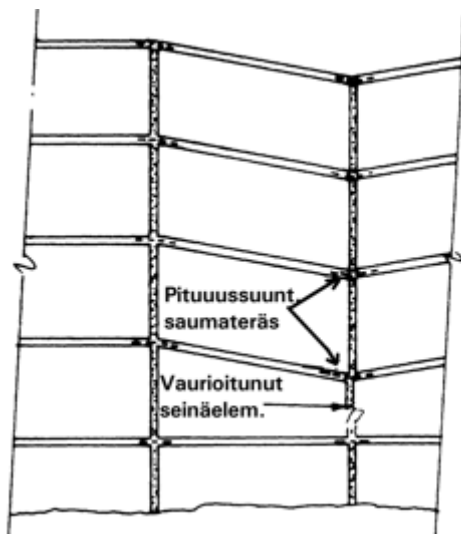


Kuva 5.2. Kuormien siirtäminen vaurioituneelta alueelta ulokerakenteella.

Päällekkäiset seinäelementit voivat toimia erillisinä yhden kerroksen korkuisina rakenteina kantaen yhden kerroksen kuormat tai saumojen mitoitukselta riippuen useamman kerroksen korkuisena rakenteena. Ulokerakenne voi muodostua myös useammasta rinnakkaisesta elementistä. Saumojen raudoituksen avulla useamman erillisen seinäelementin muodostamasta ulokeosasta saadaan yhtenä kokonaisuutena toimiva levyrakenne.



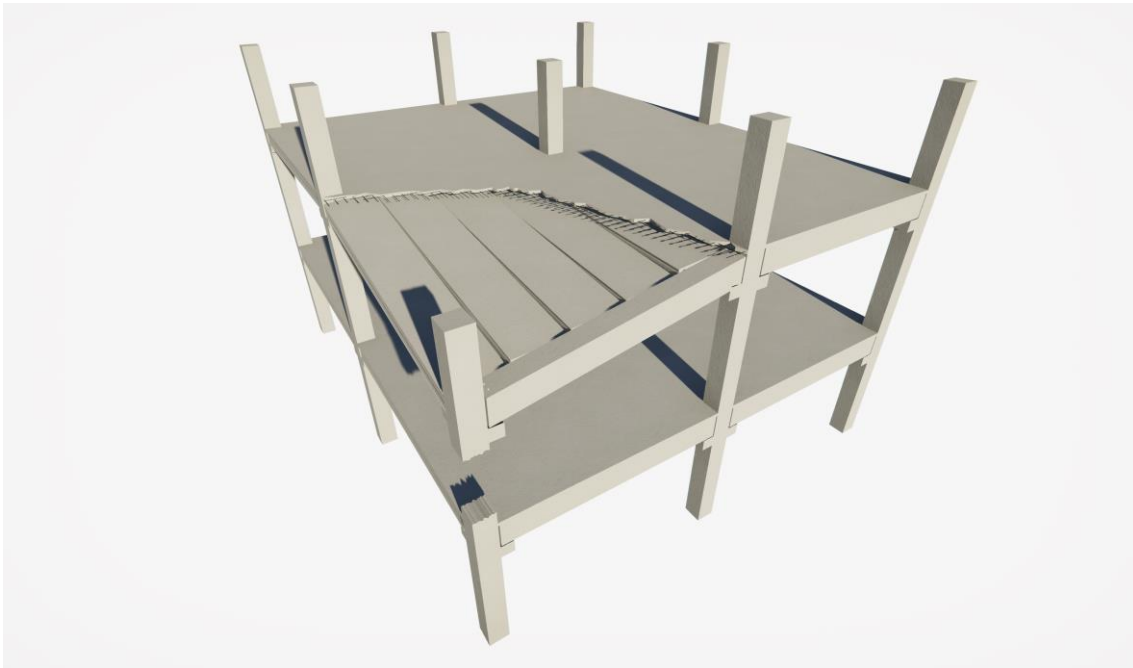
Kuva 5.3. Kuormien siirtäminen vaurioituneelta alueelta palkkirakenteella.



Kuva 5.4. Kuormien siirtäminen vaurioituneelta alueelta köysi-/kalvorakenteella.

5.2 Pilarilaattarungon jatkuvan sortuman estäminen

Pilarilaattarungossa suositellaan käytettäväksi rakenteellista pintalaattaa, jossa vähintään palkkikaistat raudoitetaan. Rakenteellinen pintalaatan tilavarauus on 80...100 mm riippuen ontelolaattojen pituudesta. Tilavaruudessa tulee huomioida lisäksi pintarakenteet. Pintalaatan paksuuden valinnassa tulee huomioida ontelolaattojen kaarevuus ylöspäin ja ontelolaatan korkeimmassa kohdassa laatan paksuus tulee olla vähintään 60 mm.



Kuva 5.5. Nurkkapilarin vaurioitumisen aiheuttamia muodonmuutoksia ja vaurioita muissa rakenteissa.

5.3 Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin analyysimenetelmät

Kantavan rakenneosan äkillinen poistuminen rakenteesta aiheuttaa jäljelle jääville rakenneosille dynaamisen lisän kuormituksiin. Tämä dynaaminen lisä on otettava huomioon rakenteiden mitoituksessa. Dynaaminen lisä voidaan ottaa huomioon joko sisällyttämällä ne staattisiin arvoihin tai kertomalla staattiset kuormat vastaavan vaikutuksen tuottavilla dynaamisilla suurennuskertoimilla.

Rakenteen analysointiin voidaan käyttää esimerkiksi epälineaarista aikahistoria-analyysiä.

Rakenteen analysoinnissa oleellista on, onnettomuusvoiman suuruus ja kuinka nopeasti kantava rakenneosa poistuu rakennesysteemistä. Fib Bulletin 63:ssa on esitetty muutamia perustapauksia, jolla pystyy määrittämään kantavan rakenteeseen kohdistuvan voiman ja poistumisen keston.

Tyypillisessä tapauksessa kantava rakenne poistuu rakennesysteemistä 50–5 000 ms aikana riippuen onnettomuusvoiman aiheuttajasta. Poistumisajasta on suositeltavaa tehdä herkkyystarkastelu, jotta saadaan selville poistumisajan vaikutus dynaamisiin suurennuskertoimiin tai kuormituslisään.

Betonirakennuksen vaimennuksena voi käyttää arvoa 5 %.

Jollei tarkemmin tarkastella rakenneosan äkillisen poistumisen dynaamisia vaikutuksia jäljelle jääville rakenneosille, voidaan dynaamiset vaikutukset huomioida kertomalla staattiset kuormat suurennuskertoimella 2.

5.4 Avainasemassa olevan rakennusosan menettely

Rakennuksen pystyrakenteiden tulee pääosin olla mitoitettu muuten kuin avainasemassa olevina rakennusosina. Avainasemassa olevan rakennusosan menettelyä voidaan käyttää vain, jos vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä ei pystytä muodostamaan. 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 murtolujuus.

Tulkinta:

Rakenneosan onnettomuuskuormana voidaan käyttää esimerkiksi kaksi kertaa rakennusosalle tulevaa laskentakuormaa, joka sisältää varmuuskertoimet, jollei riskiarvioinnin perusteella määrity suurempi kuorma.

6 ELEMENTTILIITOSTEN KAPASITEETTEJA ONNETTOMUUSKUORMAYH-DISTELMILLE

Onnettomuustilanteessa elementtiliitoksille sallitaan suurempia siirtymiä, kuin normaalitilanteessa, jolloin liitoksissa voi tapauskohtaisesti käyttää suurempia kapasiteetteja. Liitososille voi tiedustella onnettomuustilanteen kapasiteettitaulukoita valmistajien teknisestä asiakaspalvelusta.

6.1 Pystysaumaliitokset

6.1.1 Vaijerilenkit

Vaijerilenkkivalmistajilta löytyy pystysuuntaiselle leikkauskestävyyden kapasiteettitaulukot onnettomuustilanteeseen. Kapasiteettitaulukoita voi tiedustella valmistajien teknisestä asiakaspalvelusta.

6.1.2 Teräslenkkiliitossauman leikkauskestävyys onnettomuustilanteessa

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

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

missä

c ja μ ovat kertoimia, jotka riippuvat rajapinnan karheudesta

f_{ctd} on vetolujuuden mitoitusarvo (**onnettomuustilanteessa käytetään f_{ctk} -arvoa**)

f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo (**onnettomuustilanteessa käytetään f_{ck} -arvoa**)

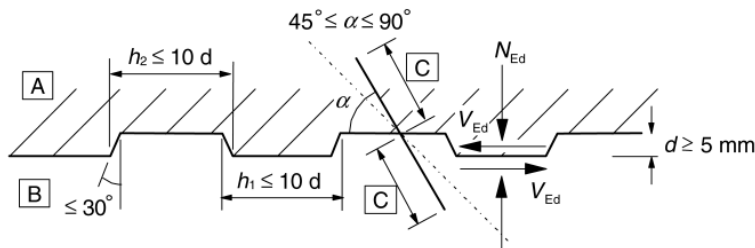
f_{yd} on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo (**onnettomuustilanteessa käytetään f_{yk} -arvoa**)

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



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

Kuva 6.1. Vaarnattu työsauma. (EN 1992-1-1, 2015, s. 92)

Ohessa 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. **(Onnettomuustilanteessa saumat oletetaan lähtökohtaisesti halkeilleen merkittävästi, joten kertoimen c arvo on 0)**

6.2 Vaakasaumaliitokset

Onnettomuustilanteessa lyhyiden vaarnatappien leikkausvoimakestävyys voidaan arvioida Fib Model Code for Concrete Structures 2020 -julkaisussa esitetyn kaavan avulla, jolloin vaarnatappien juottaminen ei ole välttämätöntä.

$$V_{F(s)} = V_{F,max} \cdot \sqrt{\frac{S}{S_{max}}} = K_{2,max} \cdot A_s \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}} \cdot \sqrt{\frac{S}{S_{max}}} \leq \frac{A_s \cdot f_{yk}}{\sqrt{3}}$$

missä

$V_{F(s)}$ on leikkausvoiman maksimiarvo

S_{max} on vaarnatapin liukuma, kun $S \leq S_{max} \approx 0,10 \cdot \emptyset - 0,20 \cdot \emptyset$

$K_{2,max}$ on taivutuskestävyyden vuorovaikutuskertoimen liukumasta S_{max} , missä $K_{2,max} \leq 1,6$ pyöreämuotoiselle poikkileikkaukselle ja betoniluokka on C20- C50.

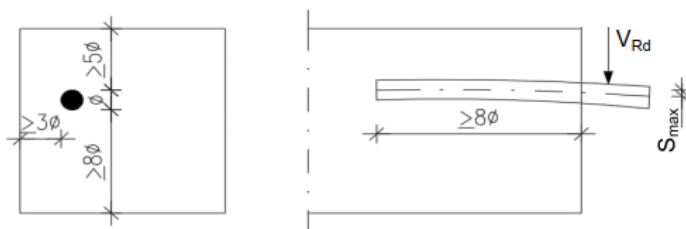
Jotta edellä esitettyä kaavaa voidaan yksinkertaistaa, tehdään laskentaa varten seuraavat oletukset.

- Tappiliitokseen ei vaikuta vetoa.
- Tangon maksimi maksimiliukuma on $0,1 \cdot \emptyset$.
- $K_{2,max} = 1,6$, kun betoniluokka C20-C50 välillä.
- Kerroin 1,2 on pyöristetty alaspäin, joka tulee kaavasta $1,6 \cdot A_s$
- Betonin materiaaliosavarmuusluku onnettomuustilanteessa on 1,0
- Onnettomuustilanteessa kerroin α_{cc} on 1,0

Lyhyiden vaarnatappien leikkausvoimakestävyys voidaan laskea kaavasta

$$V_{Rd} = 1,2 \cdot \emptyset^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}} \leq \frac{A_s \cdot f_{yk}}{\sqrt{3}}$$

$\emptyset$ on vaarnatapin halkaisija



Kuva 6.2. Kuvassa esitetty lyhyen vaarnatapin ehdot

Liitteessä 1 on laskettu lyhyen vaarnatappiliitoksen leikkauskestävyys onnettomuuskuormille.

Kun elementin betonin lujuus on vähintään C35/45, Ø32-vaarnatappia voidaan pitää riittävänä liitoksen maksimivoimalle $V_k = 150 \text{ kN}$.

Elementtien sidontaan käytettyjen lyhyiden harjaterästappien eli vaarnatappien pituudelle ei ole yhtä yhte-näistä pituutta. Fib Model Code for Concrete Structures 2020 -julkaisussa suositus minimiankkurointipituudeksi on sileillä pinnoilla 6Ø ja karheilla pinnoilla 10Ø.

Tavanomaisessa betonielementtiliitoksessa vaarnatappin pituutena voi käyttää arvoa 10Ø, jossa on huomi-oitu mukaan elementtisauman paksuus.

Ankkurointipulteissa voidaan käyttää lyhyempää pituutta, kun kiinnityksessä käytetään aluslevyä ja mutteria.

Vaakasaumat voi mitoittaa EN 1992-1-1, kohdan 6.2.5 leikkaus eri aikaan valettujen betonien rajapinnassa -kohdan mukaisesti, jonka kaava on esitetty kohdassa 6.1.2. Mitoituksessa on huomioitava, että laasti- ja valusaumat luokitellaan merkittävästi halkeiluiksi sileiksi pinnoiksi, jolloin kaavassa käytettävät kertoimet ovat $c=0$ ja $\mu=0,5$ sekä huomioitava terästen riittävästä ankkuroinnista.

6.3 Hitsausliitokset

Betonielementtien työmaahitsauksien toteutusluokka määräytyy rakennuksen seuraamusluokan mukai-sesti. Toteutusluokka valitaan EN 1993-1-1 taulukko C.1 mukaisesti. Työmaahitsauksissa noudatetaan hy-väksyttyä hitsausohjetta ja hitsaustyön suorittajalla tulee olla pätevyystodistus. Yrityksellä tulee olla myös pätevä hitsauskoordinoija. Betonielementtirakenteiden työmaahitsauksista on laadittu ohjekortti ”Betonira-kentamisen työmaahitsausohje”, joka on saatavilla elementtisuunnittelu.fi -sivustolta.

Toteutus- ja hitsiluokan valinta		
Rakennuksen seuraamusluokka (CC)	Toteutusluokka (EXC)	Hitsiluokka EN ISO 5817
CC1 tai CC2	EXC2	C
CC3	EXC3	B
1.) Väsyttävien ja seismisten kuormituksien toteutus- ja hitsiluokat määritettävä erikseen. 2.) Toteutusluokka EXC4 voidaan esittää rakenteille, joiden rakenteellinen vaurio voi aiheuttaa ää-rimmäiset seuraamukset.		

Taulukko 6.1. Yksinkertaistettu toteutus- ja hitsiluokan valintataulukko

Liite 1

Lyhyen vaarnatapin leikkauskestävyys onnettomuuskuormilla

Fib Model Code for Concrete Structures 2020

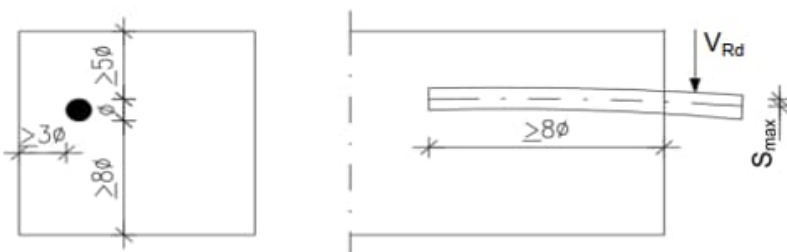
Betonin lujuusluokka	F_{ck} N/mm ²	Tapin B500B leikkauskestävyys V_{rd} kN onnettomuuskuormille				
		12	16	20	25	32
C20/25	20	17,3	30,7	48,0	75,0	122,9
C25/30	25	19,3	34,3	53,7	83,9	137,4
C30/37	30	21,2	37,6	58,8	91,9	150,5
C35/45	35	22,9	40,6	63,5	99,2	162,6
C40/50	40	24,4	43,4	67,9	106,1	173,8
C45/55	45	25,9	46,1	72,0	112,5	184,3
C50/60	50	27,3	48,6	75,9	118,6	194,3
C55/67	55	28,7	50,9	79,6	124,4	203,8
C60/75	60	29,9	53,2	83,1	129,9	212,8
C70/85	70	32,3	57,5	89,8	140,3	229,9
C80/95	80	34,6	61,4	96,0	150,0	245,8
C90/105	90	36,7	65,2	101,8	159,1	260,7

Lyhyiden vaarnatapin leikkausvoimakkestävyys voidaan laskea kaavasta

$$V_{Rd} = 1,2 \cdot \varnothing^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}} \leq \frac{A_s \cdot f_{yk}}{\sqrt{3}}$$

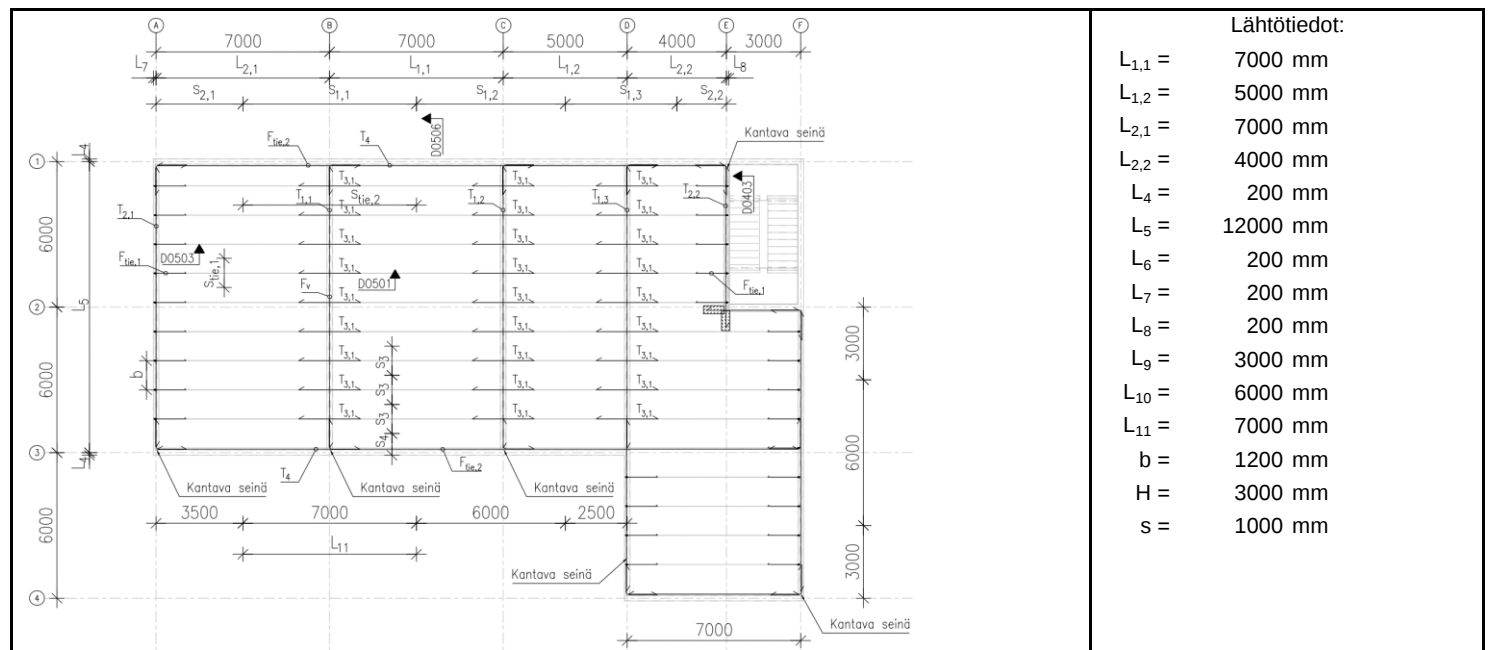
$\varnothing$ on vaarnatapin halkaisija

Kuvassa esitetty lyhyen vaarnatapin ehdot



Liite 2

Kantavat seinät-laatta -runko
CC2a, CC2b ja CC3a



Sidevoimien kertymisleveyden s määrittäminen vaakasiteiden voimien laskennassa

Asetuksen ohjeet, Rakenteiden kuormat 2019

T _{1,1} :	$s_{1,1} = (L_{2,1} + L_{1,1})/2$	= (7000mm + 7000mm)/2 =	7000 mm	(6.1.1, kuva 3)
T _{1,2} :	$s_{1,2} = (L_{1,1} + L_{1,2})/2$	= (5000mm + 7000mm)/2 =	6000 mm	(6.1.1, kuva 3)
T _{1,3} :	$s_{1,3} = (L_{1,2} + L_{2,2})/2$	= (4000mm + 5000mm)/2 =	4500 mm	(6.1.1, kuva 3)
T _{2,1} :	$s_{2,1} = L_7 + L_{2,1}/2$	= 200mm + (7000mm)/2 =	3700 mm	(6.1.1, kuva 3)
T _{2,2} :	$s_{2,2} = L_8 + L_{2,2}/2$	= 200mm + (4000mm)/2 =	2200 mm	(6.1.1, kuva 3)
T _{3,1} :	$s_3 = b$	= 1200mm =	1200 mm	(6.1.1, kuva 3)
T ₄ :	$s_4 = L_4 + b/2$	= 200mm + (1200mm)/2 =	800 mm	(6.1.1, kuva 3)

Seuraavia arvoja käytetään ainoastaan CC3a esimerkkilaskelmissa

Kantavan seinälohkon nimellisipituus

$$L_{nim} = \min(L_5, 2.25 \cdot h) = \min(12000\text{mm}, 2.25 \cdot 3000\text{mm}) = 6750 \text{ mm} \quad (6.3)$$

Seinien keskiviivojen välisen etäisyyden z määrittäminen vaakasiteiden voimien laskennassa

T _{1,1} :	$z_{1,1} = L_{nim}/2$	= 6750mm/2 =	3375 mm	(6.1.1, kuva 4a)
T _{1,2} :	$z_{1,2} = L_{nim}/2$	= 6750mm/2 =	3375 mm	(6.1.1, kuva 4a)
T _{1,3} :	$z_{1,3} = L_{nim}/2$	= 6750mm/2 =	3375 mm	(6.1.1, kuva 4a)
T _{3,1} :	$z_3 = \max(L_{2,1}, L_{1,1}, L_{1,2}, L_{2,2})$	=	7000 mm	(6.1.1, kuva 4a)
T _{2,1} :	$z_{2,1} = L_{nim}/2$	= 6750mm/2 =	3375 mm	(6.1.1, kuva 4a)
T _{2,2} :	$z_{2,2} = L_{nim}/2$	= 6750mm/2 =	3375 mm	(6.1.1, kuva 4a)
T ₄ :	$z_4 = \max(L_{2,1}, L_{1,1}, L_{1,2}, L_{2,2})$	=	7000 mm	(6.1.1, kuva 4a)

Kerroslukumäärä

$$n_s = 9 \text{ kpl}$$

Ontelolaatta + pintarakenteet

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

Hyötykuorma, Luokka B

$$q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

Kevyet väliseinät

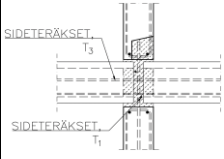
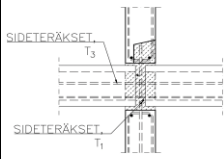
$$q_{k2} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

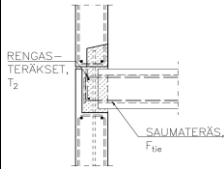
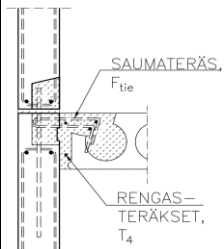
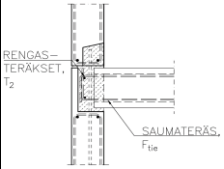
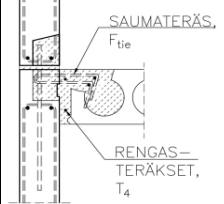
$$\psi_2 = 0,3$$

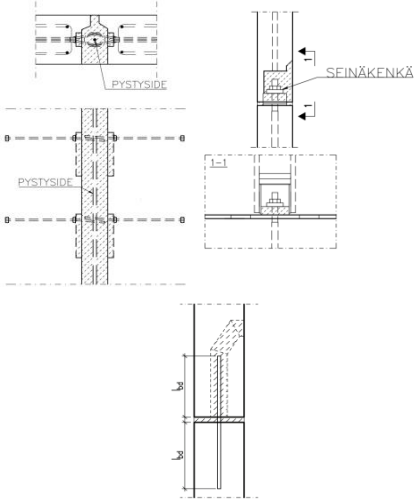
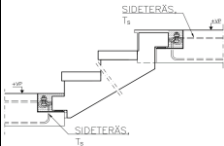
Välipohjan kuormitus onnettomuustilanteessa

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

$$F_t = (16 + 2.1 \cdot n_s) \text{ kN/m} = 34,9 \text{ kN/m}$$

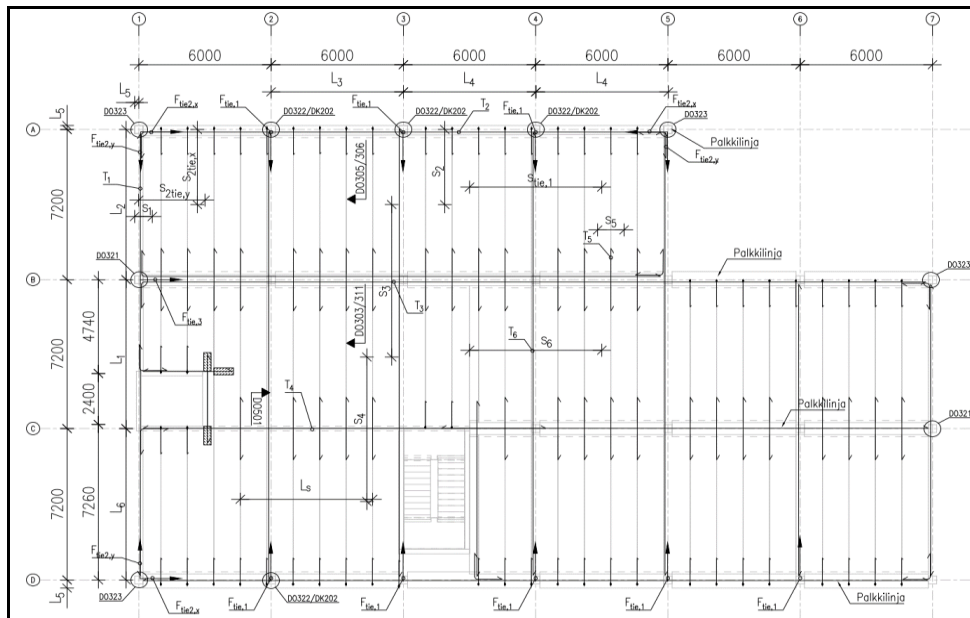
Sidevoima	Laskentakaava, seuraamusluokka	Esimerkkilaskelma	Raudoitusmäärä (B500B)	Esimerkkidetali, elementtisuunnittelu.fi/liitokset/runkoliitokset elementtisuunnittelu.fi/liitokset/seinaliitokset
$T_{1,i}$ ja $T_{3,i}$ Sisäpuoliset siteet	Seuraamusluokka CC2a ja CC2b kun $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$ $T_i = \begin{cases} \geq s_i \cdot 20 \text{ kN/m} \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases}$ <i>Asetuksen ohje (6.1.1 (1))</i>	(Sisäinen side seinän päällä MOD B) $T_{1,1} = \max(140, 70) \text{ kN} = 140 \text{ kN}$ (Sisäinen side seinän päällä MOD C) $T_{1,2} = \max(120, 70) \text{ kN} = 120 \text{ kN}$ (Sisäinen side seinän päällä MOD D) $T_{1,3} = \max(90, 70) \text{ kN} = 90 \text{ kN}$	$A_{s, \text{req}} = 280 \text{ mm}^2$ (A-3T12) $A_{s, \text{req}} = 240 \text{ mm}^2$ (A-3T12) $A_{s, \text{req}} = 180 \text{ mm}^2$ (A-2T12)	DO501 
	Seuraamusluokka CC3a $T_i = \begin{cases} \geq \frac{F_i \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \psi_i \cdot q_k)}{6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \cdot \frac{z_i}{5\text{m}} \cdot s_i \\ \geq F_i \cdot s_i \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases}$ <i>Asetuksen ohje (6.1.1 (3))</i>	(Sisäinen side seinän päällä MOD B) $T_{1,1} = \max(141, 244, 70) \text{ kN} = 244 \text{ kN}$ (Sisäinen side seinän päällä MOD C) $T_{1,2} = \max(121, 209, 70) \text{ kN} = 209 \text{ kN}$ (Sisäinen side seinän päällä MOD D) $T_{1,3} = \max(90, 157, 70) \text{ kN} = 157 \text{ kN}$	$A_{s, \text{req}} = 489 \text{ mm}^2$ (A-3T16) $A_{s, \text{req}} = 419 \text{ mm}^2$ (A-4T12) $A_{s, \text{req}} = 314 \text{ mm}^2$ (A-3T12)	
	Seuraamusluokka CC2a ja CC2b kun $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$ $T_i = s_i \cdot 20 \text{ kN/m}$ <i>Asetuksen ohje (6.1.1 (1))</i>	(Sisäinen side ontelolaattojen pituussuuntaisissa saumoissa) $T_{3,1} = s_3 \cdot 20 \text{ kN/m} = 24 \text{ kN}$ (70kN vaatimus koskee vain keskitettyjä siteitä)	$A_{s, \text{req}} = 48 \text{ mm}^2$ (A-T10)	DO501 
	Seuraamusluokka CC3a $T_i = \begin{cases} \geq \frac{F_i \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \psi_i \cdot q_k)}{6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \cdot \frac{z_i}{5\text{m}} \cdot s_i \\ \geq F_i \cdot s_i \end{cases}$ <i>Asetuksen ohje (6.1.1 (3))</i>	(Sisäinen side ontelolaattojen pituussuuntaisissa saumoissa) $T_{3,1} = \max(50, 42) \text{ kN} = 50 \text{ kN}$ (70kN vaatimus koskee vain keskitettyjä siteitä)	$A_{s, \text{req}} = 100 \text{ mm}^2$ (A-T12)	

$T_{2,i}$ ja $T_{4,i}$ Rengassiteet	Seuraamusluokka CC2a ja CC2b kun $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$ $T_i = \begin{cases} \geq s_i \cdot 20 \text{ kN/m} \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases}$ <i>Asetuksen ohje (6.1.1 (1))</i>	(Rengasside MOD A) $T_{2,1} = \max(74, 70) = 74 \text{ kN}$ (Rengasside MOD E) $T_{2,2} = \max(44, 70) = 70 \text{ kN}$	$A_{s, \text{req}} = 148 \text{ mm}^2$ (A-2T10) $A_{s, \text{req}} = 140 \text{ mm}^2$ (A-2T10)	DO503 
	Seuraamusluokka CC3a $T_i = \begin{cases} \geq \frac{F_t \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \psi_i \cdot q_k)}{6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \cdot \frac{z_i}{5\text{m}} \cdot s_i \\ \geq F_t \cdot s_i \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases}$ <i>Asetuksen ohje (6.1.1 (3))</i>	(Rengasside MOD A) $T_{2,1} = \max(74, 129, 70) = 129 \text{ kN}$ (Rengasside MOD E) $T_{2,2} = \max(44, 77, 70) = 77 \text{ kN}$	$A_{s, \text{req}} = 258 \text{ mm}^2$ (A-3T12) $A_{s, \text{req}} = 154 \text{ mm}^2$ (A-2T10)	
$F_{\text{tie},i}$ Seinien sidonta välipohjaan	Seuraamusluokka CC2a ja CC2b kun $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$ $T_i = \begin{cases} \geq s_i \cdot 20 \text{ kN/m} \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases}$ <i>Asetuksen ohje (6.1.1 (1))</i>	(Rengasside MOD 1 ja 3) $T_4 = \max(16, 70) = 70 \text{ kN}$	$A_{s, \text{req}} = 140 \text{ mm}^2$ (A-2T10)	DO506 
	Seuraamusluokka CC3a $T_i = \begin{cases} \geq \frac{F_t \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \psi_i \cdot q_k)}{6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \cdot \frac{z_i}{5\text{m}} \cdot s_i \\ \geq F_t \cdot s_i \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases}$ <i>Asetuksen ohje (6.1.1 (3))</i>	(Rengasside MOD 1 ja 3) $T_4 = \max(33, 28, 70) = 70 \text{ kN}$	$A_{s, \text{req}} = 140 \text{ mm}^2$ (A-2T10)	
$F_{\text{tie},i}$ Seinien sidonta välipohjaan	Seuraamusluokka CC2a ja CC2b kun $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$ $F_{\text{tie},i} = \begin{cases} \geq 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot s_i \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases}$ <i>Asetuksen ohje (6.1.2 (4))</i>	(MOD A ja E, $s_{\text{tie},1} = 1200\text{mm}$) $F_{\text{tie},1} = \min(24, 150) = 24 \text{ kN}$ (MOD 1 ja 3, $s_{\text{tie},1} = 7000\text{mm}$) $F_{\text{tie},2} = \min(140, 150) = 140 \text{ kN}$	$A_{s, \text{req}} = 48 \text{ mm}^2$ (B-T10) $A_{s, \text{req}} = 280 \text{ mm}^2$ Jaettuna 7 m matkalle saadaan $A_{s, \text{req}} = 40\text{mm}^2/\text{m}$, joka tarkoittaa Z-T6-K1000	DO503 tai DO506 
	Seuraamusluokka CC3a $F_{\text{tie},i} = \begin{cases} \geq F_t \cdot \frac{H}{2,5\text{m}} \cdot s_i \\ \leq 2 \cdot F_t \cdot s_i \end{cases}$ <i>Asetuksen ohje (6.1.2 (6))</i>	(MOD A ja E, $s_{\text{tie},1} = 1200\text{mm}$) $F_{\text{tie},1} = \min(50, 84) = 50 \text{ kN}$ (MOD 1 ja 3, $s_{\text{tie},1} = 7000\text{mm}$) $F_{\text{tie},2} = \min(293, 489) = 293 \text{ kN}$	$A_{s, \text{req}} = 101 \text{ mm}^2$ (B-T12) $A_{s, \text{req}} = 586 \text{ mm}^2$ Jaettuna 7 m matkalle saadaan $A_{s, \text{req}} = 84\text{mm}^2/\text{m}$, joka tarkoittaa Z-T8-K1000	

F_v Pystysiteet	Seuraamusluokat CC2b ja CC3a $F_v = g_s + g_k + \psi_i \cdot q_k$ Asetuksen ohje (6.2) MOD B G_s = 18 kN/m G_k = 38.5 kN/m Q_k = 21 kN/m ψ₂ = 0,3	(Pystyside MOD B) $F_v = (18+38.5+(0,3\cdot 21) \text{ kN/m} = 62,8 \text{ kN/m,}$ $F_{v,tot} = F_v \cdot L_s = 753,6 \text{ kN}$ Moduulin seinälinjan kokonaispituus on 12 m. Seinälinja koostuu kolmesta 4 m pitkstä väliseinäelementistä, jolloin pystysaumoja on 4 kpl. Jos jokaisessa pystysaumassa viedään T20 harjaterästanko (DV507) saadaan niillä otettua yhteensä 628 kN, jolloin jäljelle jää 302kN. Jäljelle jäävä voima sadaan kuljetettua seinien välillä esimerkiksi seinäkenkäliitoksilla (DV101) tai valureikä/spiraloputki liitoksilla (4T16).	DV507 ja DV101 	
T_s Porrassyökyelementin sidonta lepotasolaataan	Seuraamusluokat 1 ja 2 $T_s = \begin{cases} \geq s \cdot 20 \cdot \text{kN/m} \\ \geq G_k \\ \geq 30 \text{ kN} \end{cases}$ G_k = 15 kN (BNK 23EC 2025 määrittämä) Seuraamusluokka CC3a $T_s \geq \begin{cases} \geq s \cdot 20 \cdot \text{kN/m} \\ \geq k_s \cdot (G_k + \psi_2 \cdot Q_k) \\ \geq 30 \text{ kN} \end{cases}$ k_s = 1.28 Q_k = 10 kN (BNK 23EC 2025 määrittämä)	(Portaan leveys s=1000mm) $T_s = \max(20, 15, 30) = 30 \text{ kN}$ (Portaan leveys s=1000mm) $T_s = \max(20, 23, 30) = 30 \text{ kN}$	$A_{s,req} = 60 \text{ mm}^2$ (D-2T10) $A_{s,req} = 60 \text{ mm}^2$ (D-2T10)	DL403 
F_d Ontelolaatan putoamisen estäminen	$F_d = k \cdot V_k$ k = 0,5 V_k = 34 kN (BNK 23EC 2025 määrittämä)	$F_d = 0.5 \cdot 35 \text{ kN} = 17 \text{ kN}$	$A_{s,req} = 34 \text{ mm}^2$ (T₃ = 48mm², A1T10)	

Liite 3

Pilari-palkki -runko
CC2a, CC2b ja CC3a



Lähtötiedot:

$L_1 =$	7200 mm
$L_2 =$	7200 mm
$L_3 =$	6000 mm
$L_4 =$	6000 mm
$L_5 =$	220 mm
$L_6 =$	7200 mm
$b =$	1200 mm
$H =$	3000 mm

Sidevoimien kertymisleveyden s määrittäminen vaakasiteiden voimien laskennassa

$T_1:$	$s_1 = L_5 + b/2$	$= 220\text{mm} + 1200\text{mm}/2 =$	820 mm	(6.1.1, kuva 3)
$T_2:$	$s_2 = L_2/2$	$= 7200\text{mm}/2 =$	3600 mm	(6.1.1, kuva 3)
$T_3:$	$s_3 = (L_1 + L_2)/2$	$= (7200\text{mm} + 7200\text{mm})/2 =$	7200 mm	(6.1.1, kuva 3)
$T_4:$	$s_4 = \max(L_1, L_6)$	$= \max(7200\text{mm}, 7200\text{mm}) =$	7200 mm	(6.1.1, kuva 3)
$T_5:$	$s_5 = b$	$= 1200\text{mm} =$	1200 mm	(6.1.1, kuva 3)
$T_6:$	$s_6 = (L_4 + L_4)/2$	$= (6000\text{mm} + 6000\text{mm})/2 =$	6000 mm	(6.1.1, kuva 3)
$F_{tie,1}:$	$s_{tie,1} = \max(L_3, L_4)$	$= \max(6000\text{mm}, 6000\text{mm}) =$	6000 mm	(6.1.1, kuva 3)
$F_{tie,2x}:$	$s_{tie,2x} = \max(L_1, L_2, L_6)/2$	$= \max(7200\text{mm}, 7200\text{mm}, 7200\text{mm})/2 =$	3600 mm	(6.1.1, kuva 3)
$F_{tie,2y}:$	$s_{tie,2y} = \max(L_3, L_4)/2$	$= \max(6000\text{mm}, 6000\text{mm})/2 =$	3000 mm	(6.1.1, kuva 3)
$F_{tie,3}:$	$s_{tie,3} = (L_1 + L_2)/2$	$= (7200\text{mm} + 7200\text{mm})/2 =$	7200 mm	(6.1.1, kuva 3)

Asetuksen ohjeet, Rakenteiden kuormat 2019

Seuraavia arvoja käytetään ainoastaan CC3a esimerkkilaskelmissa

Seinien keskiviivojen välisen etäisyyden z määrittäminen vaakasiteiden voimien laskennassa

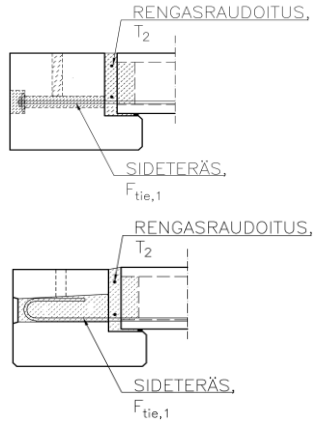
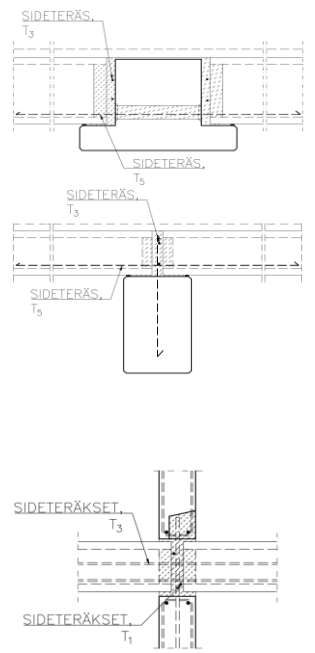
$T_1:$	$z_1 = \max(L_1, L_2, L_6)$	$= 7200\text{mm} =$	7200 mm	(6.1.1, kuva 4b)
$T_2:$	$z_2 = \max(L_3, L_4)$	$= \max(6000\text{mm}, 6000\text{mm}) =$	6000 mm	(6.1.1, kuva 4b)
$T_3:$	$z_3 = \max(L_3, L_4)$	$= \max(6000\text{mm}, 6000\text{mm}) =$	6000 mm	(6.1.1, kuva 4b)
$T_4:$	$z_4 = L_{nimm}/2 = (2.25 \cdot H)/2$	$= (2.25 \cdot 3000\text{mm})/2 =$	3375 mm	(6.1.1, kuva 4b)
$T_5:$	$z_5 = \max(L_1, L_2)$	$= \max(7200\text{mm}, 7200\text{mm}) =$	7200 mm	(6.1.1, kuva 4b)
$T_6:$	$z_6 = \max(L_1, L_2)$	$= \max(7200\text{mm}, 7200\text{mm}) =$	7200 mm	(6.1.1, kuva 4b)

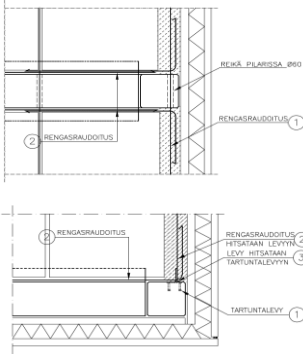
Kerroslukumäärä	$n_s =$	9 kpl
Ontelolaatta + pintarakenteet	$g_k =$	5,5 kN/m ²
Hyötykuorma, Luokka B	$q_k =$	2,5 kN/m ²
Kevyet väliseinät	$q_{k2} =$	0,5 kN/m ²
	$\psi_2 =$	0,3

Välipohjan kuormitus onnettomuustilanteessa

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

$$F_t = (16 + 2.1 \cdot n_s) \text{ kN/m} = 34,9 \text{ kN/m}$$

Sidevoima	Laskentakaava, seuraamusluokka	Esimerkkilaskelma	Raudoitusmäärä (B500B)	Esimerkkidetallit, elementtisuunnittelu.fi/liitokset/runkoliitokset elementtisuunnittelu.fi/liitokset/seinaliitokset
T_1 ja T_2 Rengassiteet	Seuraamusluokka CC2a ja CC2b kun $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$ $T_i = \begin{cases} \geq s_i \cdot 20 \text{ kN/m} \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases}$ Asetuksen ohje (6.1.1 (1)) Seuraamusluokka CC3a $T_i = \begin{cases} \geq \frac{F_t \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \psi_i \cdot q_k)}{6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \cdot \frac{z_i}{5\text{m}} \cdot s_i \\ \geq F_t \cdot s_i \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases}$ (6.1.1 (3))	(Rengasside MOD 1) $T_1 = \max(16, 70) \text{ kN} = 70 \text{ kN}$ (Rengasside MOD A) $T_2 = \max(72, 70) \text{ kN} = 72 \text{ kN}$ (Rengasside MOD 1) $T_1 = \max(35,2, 28,7, 70) \text{ kN} = 70 \text{ kN}$ (Rengasside MOD A) $T_2 = \max(126, 129, 70) \text{ kN} = 129 \text{ kN}$	$A_{s,\text{req}} = 140 \text{ mm}^2$ (A-2T10) $A_{s,\text{req}} = 144 \text{ mm}^2$ (A-2T10) $A_{s,\text{req}} = 140 \text{ mm}^2$ (A-2T10) $A_{s,\text{req}} = 257 \text{ mm}^2$ (A-3T12)	DO305 tai DO306 
T_3, T_4, T_5 ja T_6 Sisäpuoliset siteet	Seuraamusluokka CC2a ja CC2b kun $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$ $T_i = \begin{cases} \geq s_i \cdot 20 \text{ kN/m} \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases}$ Asetuksen ohje (6.1.1 (1)) Seuraamusluokka CC3a $T_i = \begin{cases} \geq \frac{F_t \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \psi_i \cdot q_k)}{6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \cdot \frac{z_i}{5\text{m}} \cdot s_i \\ \geq F_t \cdot s_i \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases}$ Asetuksen ohje (6.1.1 (3))	(Sisäinen side keskipalkille) $T_3 = \max(144, 70) \text{ kN} = 144 \text{ kN}$ (Sisäinen side seinän päällä) $T_4 = \max(144, 70) \text{ kN} = 144 \text{ kN}$ (Laattaelementtien väliset sisäiset siteet) $T_5 = \max(24) \text{ kN} = 24 \text{ kN}$ (70kN vaatimus koskee vain keskitettyjä siteitä) (Vähintään 30 % on keskitettävä pilarilinjan välittömään läheisyyteen) $T_6 = 0,3 \cdot \max(120, 70) \text{ kN} = 36 \text{ kN}$ (Sisäinen side keskipalkille) $T_3 = \max(251, 257, 70) \text{ kN} = 257 \text{ kN}$ (Sisäinen side seinän päällä) $T_4 = \max(251, 145, 70) \text{ kN} = 251 \text{ kN}$ (Laattaelementtien väliset sisäiset siteet) $T_5 = \max(42, 51) \text{ kN} = 51 \text{ kN}$ (70kN vaatimus koskee vain keskitettyjä siteitä) (Vähintään 30 % on keskitettävä pilarilinjan välittömään läheisyyteen) $T_6 = 0,3 \cdot \max(258, 210, 70) \text{ kN} = 77 \text{ kN}$	$A_{s,\text{req}} = 288 \text{ mm}^2$ (A-3T12) $A_{s,\text{req}} = 288 \text{ mm}^2$ (A-3T12) $A_{s,\text{req}} = 48 \text{ mm}^2$ (A-T10) $A_{s,\text{req}} = 72 \text{ mm}^2$ (A-2T10) $A_{s,\text{req}} = 515 \text{ mm}^2$ (A-3T16) $A_{s,\text{req}} = 503 \text{ mm}^2$ (A-3T16) $A_{s,\text{req}} = 103 \text{ mm}^2$ (A-T12) $A_{s,\text{req}} = 154 \text{ mm}^2$ (A-2T12)	DO303, DO311, DO501 

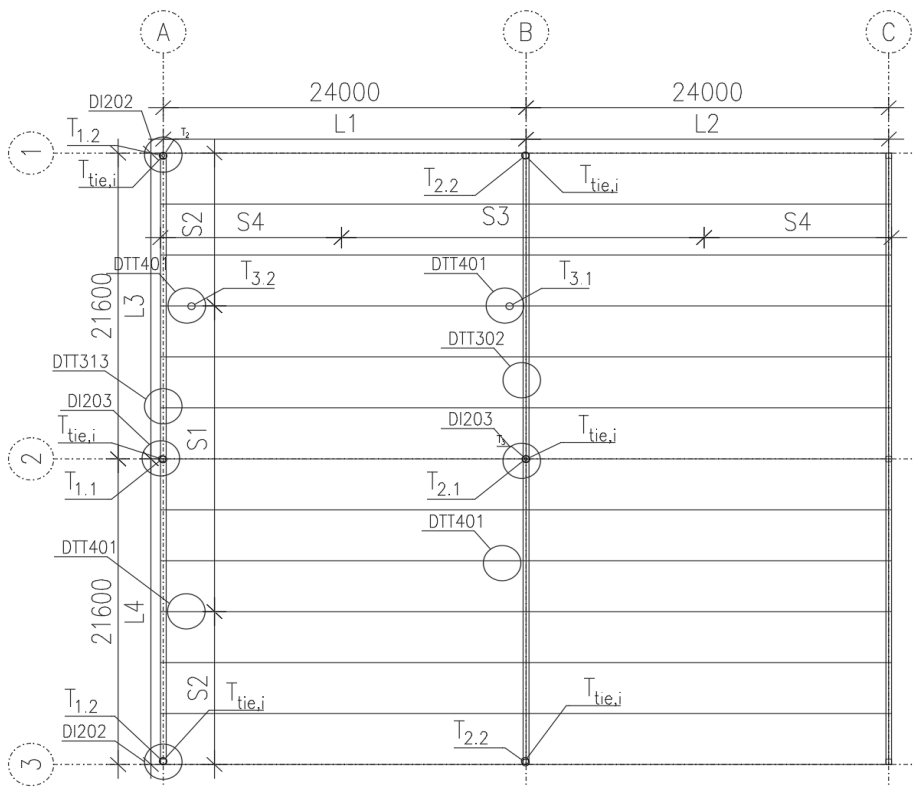
F_{tie,1}, F_{tie,2} ja F_{tie,3} Seinien ja pilarien sidonta välipohjaan	Seuraamusluokka CC2a ja CC2b kun g_k ≥ 3,0 kN/m² $F_{tie,i} = \begin{cases} \geq 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot s_i \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases}$ Asetuksen ohje (6.1.2 (4))	(Reunapilarit) F_{tie,1} = min(120, 150) = 120 kN Pilareiden sidonnassa välipohjaan voidaan hyödyntää laattojen välisissä saumoissa olevia saumateräksiä, mikäli palkki on kiinnitetty pilariin saumaterästen ottamalle voimalle reunapalkkia vastaan kohtisuorassa suunnassa. Saumateräksen T8 vetokestävyys N_{Re}=28.3 kN, joten sidevoimalle riittää yhteensä 5 T8 (T8 kahdessa saumassa pilarin molemmin puolin sekä T8 pilarin kohdalla olevassa saumassa). Pilarin molemmilla puolilla olevat palkit kiinnitetään pilariin palkkia vastaan kohtisuorassa vaikuttavalle voimalle F_{tie,1} = (120-28.3)/2 = 49.9 kN/palkki. Käytetään tappia T25, jonka leikkauskestävyyden mitoitusarvo onnettomuustilanteessa on V_{Re} = 77.3 kN. F_{tie,2x} = min(72, 150) = 72 kN (Nurkkapilarit) F_{tie,2y} = min(60, 150) = 60 kN (Reunapilarit) F_{tie,3} = min(144, 150) = 144 kN (Reunapilarit) F_{tie,1} = min(251, 419) = 251 kN (Nurkkapilarit) F_{tie,2x} = min(151, 251) = 151 kN (Nurkkapilarit) F_{tie,2y} = min(126, 209) = 126 kN (Reunapilarit) F_{tie,3} = min(302, 503) = 302 kN	A_{s,req} = 240 mm² (5T8, ontelolaattojen saumoihin) A_{s,req} = 144 mm² (A-2T10) A_{s,req} = 120 mm² (A-2T10) A_{s,req} = 288 mm² (A-3T12) A_{s,req} = 503 mm² (5T12, ontelolaattojen saumoihin) A_{s,req} = 302 mm² (A-3T12) A_{s,req} = 251 mm² (A-3T12) A_{s,req} = 603 mm² (A-2T20)	DO321, DO322, DO323 tai DO324 
	Seuraamusluokka CC3a $F_{tie,i} = \begin{cases} \geq F_t \cdot \frac{H}{2,5m} \cdot s_i \\ \leq 2 \cdot F_t \cdot s_i \end{cases}$ Asetuksen ohje (6.1.2 (6))			

F_v Pystysiteet	Seuraamusluokka CC2b ja CC3a $F_v = g_s + g_k + \psi_i \cdot q_k$ Asetuksen ohje (6.2)	(Nurkkapilari, MOD A/1) Kuormitusala A = 12,4 m² Pilarin omapaino G_s = 18 kN Pysyvän kuorma G_k = 116 kN Muuttuva kuorma Q_k = 37,3 kN F_{v,1} = G_s + G_k + ψ2·Q_k = 159 kN (Reunapilari, MOD A/2) Kuormitusala A = 23 m² Pilarin omapaino G_s = 18 kN Pysyvän kuorma G_k = 170 kN Muuttuva kuorma Q_k = 69 kN F_{v,2} = G_s + G_k + ψ2·Q_k = 244 kN (Keskipilari, MOD B/2) Kuormitusala A = 43,2 m² Pilarin omapaino G_s = 18 kN Pysyvän kuorma G_k = 281 kN Muuttuva kuorma Q_k = 130 kN F_{v,3} = G_s + G_k + ψ2·Q_k = 416 kN (Kantava seinä, MOD C) Kuormitusalan pituus s₄ = 7,2 m Seinän omapaino g_s = 15 kN/m Pysyvän kuorma g_k = 39,6 kN/m Muuttuva kuorma q_k = 21,6 kN/m F_{v,3} = G_s + G_k + ψ2·Q_k = 65,7 kN/m	DV507, DK211, DK213, DK214 tai DV101 Pilarien sidonta voidaan toteuttaa pulteilla ja pilarikengillä. Kantavien seinien pystysidonnat voidaan toteuttaa esimerkiksi elementtien pystysaumoihin asennettavilla pystyteräksillä, seinäkengillä tai valuputkilla.
F_d Elementin putoamisen estäminen	Seuraamusluokka CC2b ja CC3a kun g_k ≥ 3,0 kN/m² $F_{tie,i} = \begin{cases} \geq 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot s_i \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases}$ Asetuksen ohje (6.1.2 (4))	F_{tie,x} = min(120, 150) = 120 kN (A-1T32) F_{tie,y} = min(144, 150) = 144 kN (A-1T32)	DK202

Liite 4

Hallimainen rakennus

CC2a, CC2b



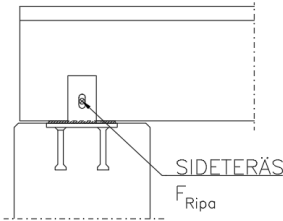
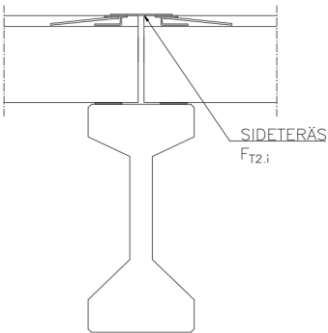
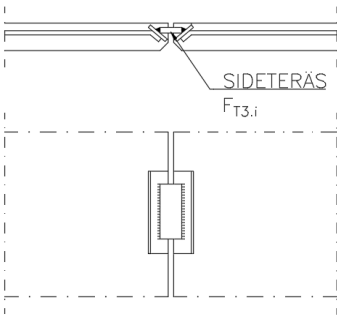
Lähtötiedot:

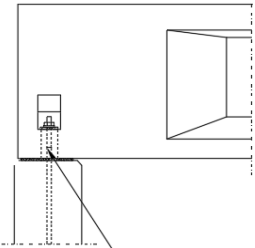
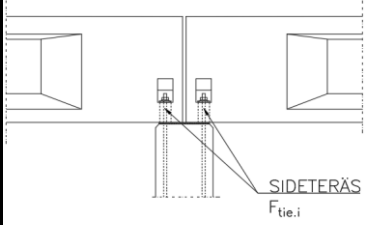
$L_1 = 24000 \text{ mm}$
 $L_2 = 24000 \text{ mm}$
 $L_3 = 21600 \text{ mm}$
 $L_4 = 21600 \text{ mm}$

Sidevoimien kertymisleveyden s määrittäminen vaakasiteiden voimien laskennassa

Asetuksen ohjeet, Rakenteiden kuormat 2019

$T_{1.1}$:	$s_1 = (L_3 + L_4)/2$	$= 21600 \text{ mm} + 21600 \text{ mm}/2 =$	21600 mm	(6.1.1, kuva 3)
$T_{1.2}$:	$s_2 = (L_3)/2$	$= 21600 \text{ mm}/2 =$	10800 mm	(6.1.1, kuva 3)
$T_{2.1}$:	$s_1 = (L_3 + L_4)/2$	$= 21600 \text{ mm} + 21600 \text{ mm}/2 =$	21600 mm	(6.1.1, kuva 3)
$T_{2.2}$:	$s_2 = (L_3)/2$	$= 21600 \text{ mm}/2 =$	10800 mm	(6.1.1, kuva 3)
T_3 :	$s_3 = (L_1 + L_2)/2$	$= 24000 \text{ mm} + 24000 \text{ mm}/2 =$	24000 mm	(6.1.1, kuva 3)
T_4 :	$s_4 = (L_1)/2$	$= 24000 \text{ mm}/2 =$	12000 mm	(6.1.1, kuva 3)
$F_{tie,x}$:	$s_{tie,x} = \max(L_3, L_4)$	$= \max(21600 \text{ mm}, 21600 \text{ mm}) =$	21600 mm	(6.1.1, kuva 4)
$F_{tie,y}$:	$s_{tie,y} = \max(L_1, L_2)$	$= \max(24000 \text{ mm}, 24000 \text{ mm}) =$	24000 mm	(6.1.1, kuva 4)

Sidevoima	Laskentakaava, seuraamusluokka	Esimerkkilaskelma	Esimerkkidetaji, elementtisuunnittelu.fi/liitokset/runkoliitokset
$T_{1.1}, T_{1.2}$ Laatan sidonta reunapalkkiin	Seuraamusluokka CC2a ja CC2b kun $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$ $T_i = \begin{cases} \geq s_i \cdot 20 \text{ kN/m} \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases}$ <i>Asetuksen ohje (6.1.1 (1))</i> Kuitenkin enintään $T_i=150 \text{ kN}$ (BNK 23EC 2025 määrittämä)	$T_{1.1} = \min(432, 150) \text{ kN} = 150 \text{ kN}$ $T_{1.2} = \min(216, 150) \text{ kN} = 150 \text{ kN}$ Palkkivälin kokonaisvoima $T_{\text{palkki1}} = T_{1.2} + (T_{1.1}/2) = 150 \text{ kN}$ $T_{\text{laatta}} = (T_{\text{palkki1}}/12 \text{ ripaa}) \text{ kN} = 25 \text{ kN}$ Palkkivälillä 6 laattaa, joissa 2 ripaa/laatta	DTT313 
$T_{2.1}, T_{2.2}$ Laatan sisäpuoliset siteet	Seuraamusluokka CC2a ja CC2b kun $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$ $T_i = \begin{cases} \geq s_i \cdot 20 \text{ kN/m} \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases}$ <i>Asetuksen ohje (6.1.1 (1))</i> Kuitenkin enintään $T_i=150 \text{ kN}$ (BNK 23EC 2025 määrittämä)	$T_{2.1} = \min(432, 150) \text{ kN} = 150 \text{ kN}$ $T_{2.2} = \min(216, 150) \text{ kN} = 150 \text{ kN}$ Palkkivälin kokonaisvoima $T_{\text{palkki2}} = T_{2.2} + (T_{2.1}/2) = 225 \text{ kN}$ $T_{\text{LSS}} = (T_{\text{palkki2}}/12 \text{ ripaa}) \text{ kN} = 19 \text{ kN}$ Palkkivälillä 6 laattaa, joissa 2 sidontaa/laatta	DTT302 
$T_{3.1}, T_{3.2}, T_{3.3}$ Laatan sisäpuoliset siteet	Seuraamusluokka CC2a ja CC2b kun $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$ $T_i = \begin{cases} \geq s_i \cdot 20 \text{ kN/m} \\ \geq 70 \text{ kN} \end{cases}$ <i>Asetuksen ohje (6.1.1 (1))</i> Kuitenkin enintään $T_i=150 \text{ kN}$ (BNK 23EC 2025 määrittämä)	$T_{3.1} = \min(480, 150) \text{ kN} = 150 \text{ kN}$ $T_{3.2} = \min(240, 150) \text{ kN} = 150 \text{ kN}$ $T_{3.3} = \min(216, 150) \text{ kN} = 150 \text{ kN}$ Moduulivälin A-B kokonaisvoima $\text{Mod2} = T_{3.1} = 150 \text{ kN}$ $\text{kN/side} = (150 / (6 \times 2 \times 2)) = 6 \text{ kN}$ Palkkivälillä 6 laattaa/moduuliväli, joissa 2 sidontaa/laatta Moduulivälin A-B kokonaisvoima $\text{Mod1} = T_{3.2} = 150 \text{ kN}$ $\text{kN/side} = (150 / (6 \times 2)) = 13 \text{ kN}$ Palkkivälillä 6 laattaa, joissa 2 sidontaa/laatta	DTT401 

F_{tie,x}, F_{tie,y} Pilarien sidonta paikkiin	Seuraamusluokka CC2a ja CC2b kun g_k ≥ 3,0 kN/m² $F_{tie,i} = \begin{cases} \geq 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot s_i \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases}$ Asetuksen ohje (6.1.2 (4))	F_{tie,x} = min(432, 150) =150 kN F_{tie,y} = min(480, 150) =150 kN	DI202, DI203  
--	---	---	---

Liite 5. Esimerkkilaskelma tarvittavista pystysiteistä ja seinäelementin onnettomuustilanteen raudoituksesta

Lähtötiedot:

Ankkuroitava voima
onnettomuustilanteessa

$$F_v := 62.8 \frac{kN}{m}$$

Liite 2 mukaan

F_v on $G_s + G_k + \psi_2 \cdot Q_k = 62.8 \text{ kN/m}$.

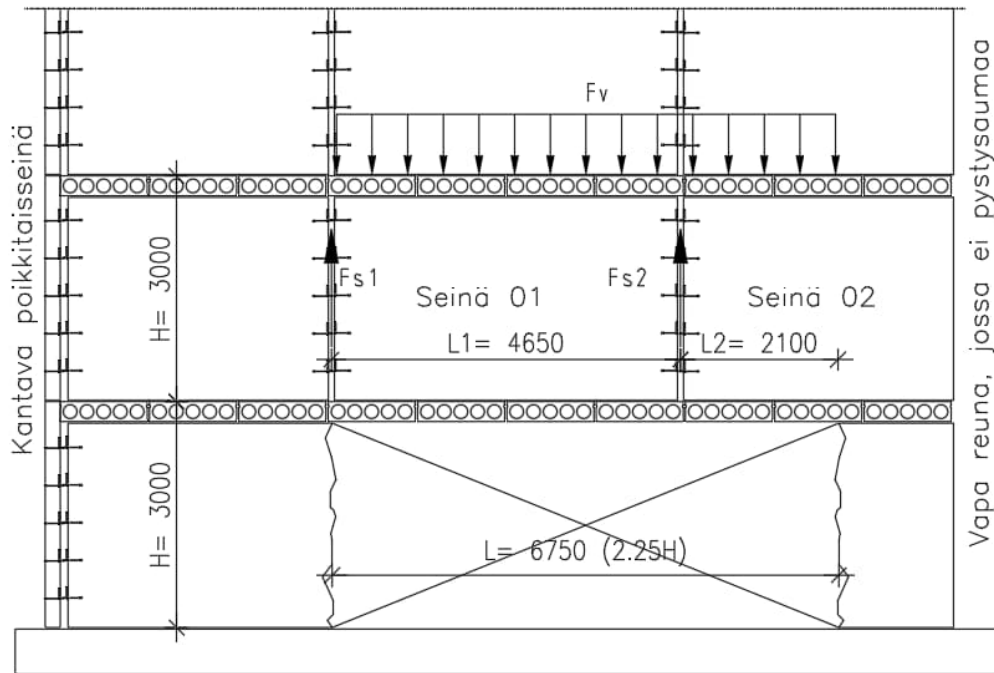
Kerroksen korkeus

$$H := 3000 \text{ mm}$$

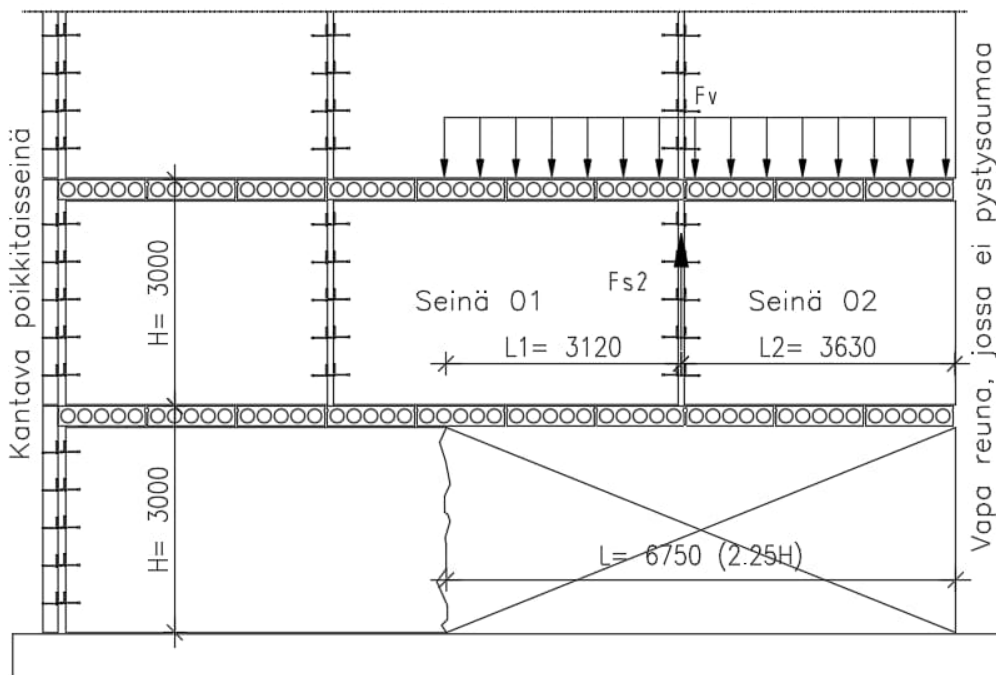
Tarkistettava pituus

$$L_p := 2.25 \cdot H = 6750 \text{ mm}$$

Tapaus 01: rakenteen poisto keskellä jänneväliä



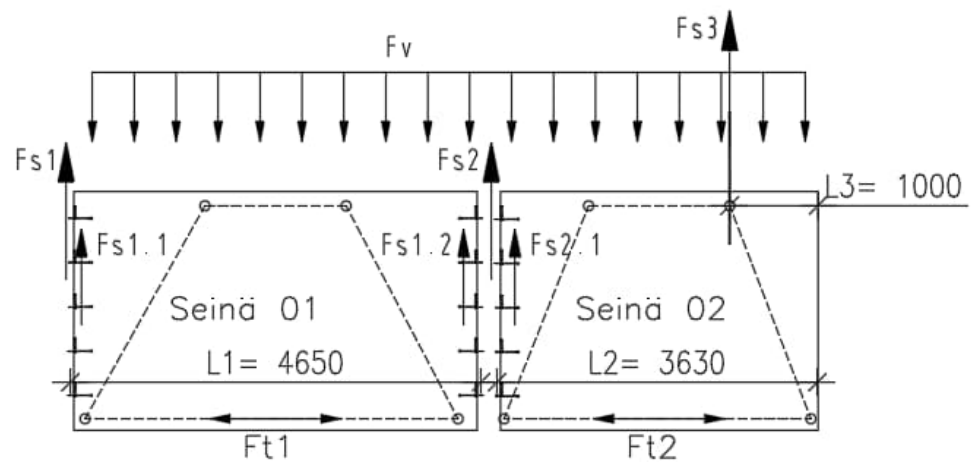
Tapaus 02: rakenteen poisto reunasta



Tarkastettava leveys $2.25 \cdot H$ (poistuvat rakenteet) ja voi sijaita mielivaltaisessa paikassa, joten tarkastelu tehdään koko seinän pituudelle, jotta kaikki tarvittavat pystysiteet tulevat määritellyä. Seinässä 2 vaaditaan yksi pystyside, kun reunimmainen pystysauna on kauempana kuin 3 metriä reunasta.

Liite 5. Esimerkkilaskelma tarvittavista pystysiteistä ja seinäelementin onnettomuustilanteen raudoituksesta

Voima pystysaumoissa ja pystysiteessä



Seinä 01

Seinän pituus

$$L_1 := 4650 \text{ mm}$$

Siirrettävä voima
pystysaumojen kautta

$$F_{s1.1} := \frac{F_v \cdot L_1}{2} = 146 \text{ kN}$$

$$F_{s1.2} := \frac{F_v \cdot L_1}{2} = 146 \text{ kN}$$

Kokonaisvoima
saumoissa

$$F_{s1} := F_{s1.1} = 146 \text{ kN}$$

Vaadittu pystysaumojen
teräkset

$$A_{s_sauma_1} := \frac{F_{s1}}{500 \text{ MPa}} = 292 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_sauma_2} := \frac{F_{s2}}{500 \text{ MPa}} = 433 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_side_Fs3} := \frac{F_{s3}}{500 \text{ MPa}} = 315 \text{ mm}^2$$

Seinä 02

$$L_2 := 3630 \text{ mm}$$

$$L_3 := 1000 \text{ mm}$$

$$F_{s3} := \frac{F_v \cdot \frac{L_2^2}{2}}{(L_2 - L_3)} = 157.3 \text{ kN}$$

$$F_{s2.1} := F_v \cdot L_2 - F_{s3} = 70.6 \text{ kN}$$

$$F_{s2} := F_{s1.2} + F_{s2.1} = 216.7 \text{ kN}$$

Esim. 2T16

Esim. 3T16

Esim. 2T16

Esimerkki 1: Pystysaumot Fs1 ja Fs2 ja pystyside Fs3 kestävät edellä esitetyt voimat. Näin ollen, seinä toimii yksiaukkoisena seinämaisena palkkina, joten seinän raudoitus (alapinnan rengasteräkset) tulee mitoittaa voimalle Fv.

Fv aiheuttama voima voidaan laskea yksinkertaistaen:

Yksinkertaistettu tehollinen korkeus ja momenttivarsi $d := 0.9 \cdot H$ $Z := 0.8 \cdot d = 2.2 \text{ m}$

Seinä 01

Momentti

$$M_{ek_01} := \frac{F_v \cdot L_1^2}{8}$$

Vetoresultantti
alapinnassa

$$Ft_{01} := \frac{M_{ek_01}}{Z} = 78.6 \text{ kN}$$

Seinä 02

$$M_{ek_02} := \frac{F_v \cdot (L_2 - L_3)^2}{8}$$

$$Ft_{02} := \frac{M_{ek_02}}{Z} = 25.1 \text{ kN}$$

Liite 5. Esimerkkilaskelma tarvittavista pystysiteistä ja seinäelementin onnettomuustilanteen raudoituksesta

Vaadittu teräksen
pinta-ala

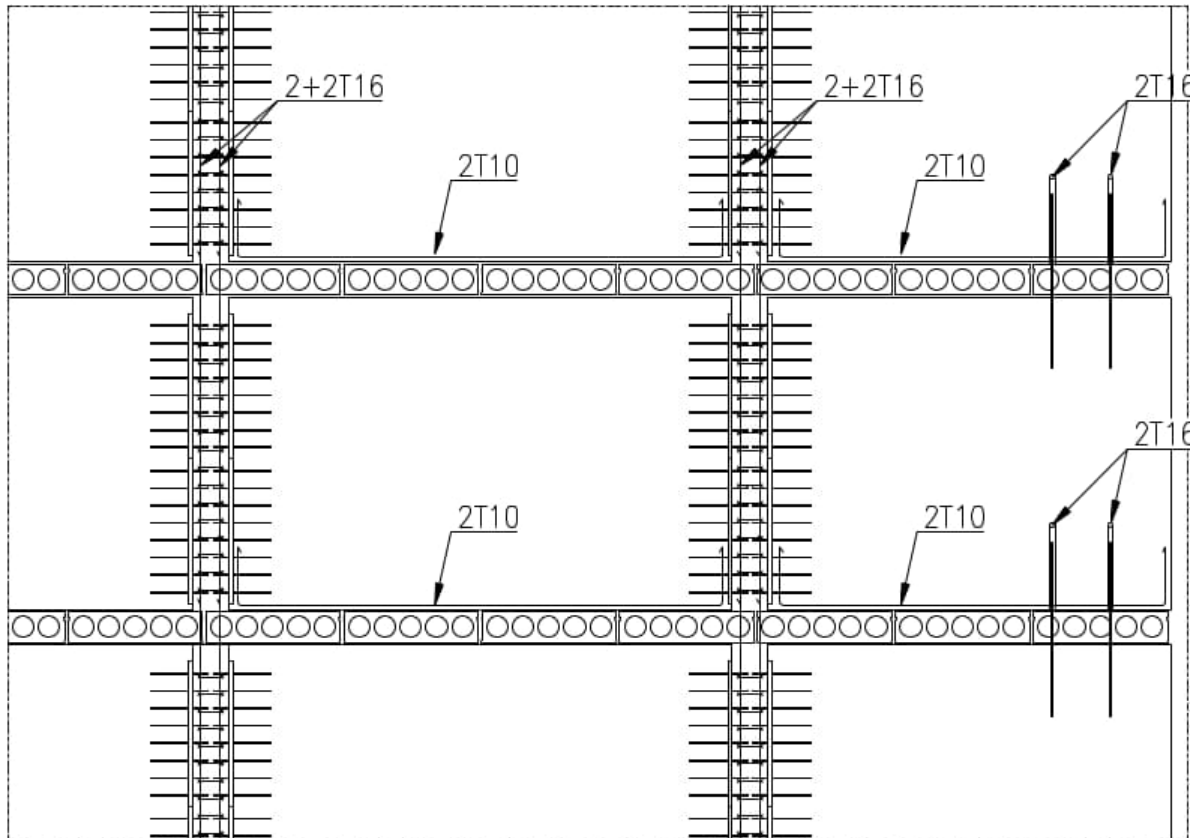
$$A_{st_01} := \frac{F_{t01}}{500 \text{ MPa}} = 157 \text{ mm}^2$$

2T10

$$A_{st_02} := \frac{F_{t02}}{500 \text{ MPa}} = 50 \text{ mm}^2$$

2T10

Yhteenveto: Jos saumojen rasitukset eivät ylitä $F_{s1}=146 \text{ kN}$ ja $F_{s2}=216.7 \text{ kN}$ ja seinien alapinnassa on vähintään 2T10 B500B, rakenne toimii onnettomuustilanteessa.



Esimerkki 2: Pystysaumot F_{s1} ja F_{s2} ja pystyside F_{s3} eivät kestä edellä esitettyjä voimia. Pystysaumoissa on 5 kpl vaijerilenkkiä ja niiden kestävyys onnettomuustilanteessa on 20kN/vaijerilenkkiä. (Tarkemmat onnettomuustilanteen kapasiteetit saa valmistajilta.)

Pystysauman kapasiteetti $F_{s_Rd} := 5 \cdot 20 \text{ kN} = 100 \text{ kN}$

Pystysauman teräkset $A_{spystysauma} := \frac{F_{s_Rd}}{500 \text{ MPa}} = 200 \text{ mm}^2$ 1T16

Voima lisäpystysiteelle on: Seinä 01

Otetaan sauman 1 kokonaiskapasiteetti ja puolet sauman 2 kapasiteetista

$$F_{Lisä_Seinä_1} := F_v \cdot L_1 - 1.5 \cdot F_{s_Rd} = 142 \text{ kN}$$

$$A_{s_lisä_1} := \frac{F_{Lisä_Seinä_1}}{500 \text{ MPa}} = 284 \text{ mm}^2$$

2T16

Liite 5. Esimerkkilaskelma tarvittavista pystysiteistä ja seinäelementin onnettomuustilanteen raudoituksesta

Seinä 02

Otetaan puolet sauman 2 kapasiteetista

$$F_{Lisä_Seinä_2} := F_v \cdot L_2 - 0.5 \cdot F_{s_Rd} = 178 \text{ kN}$$

$$A_{s_lisä_2} := \frac{F_{Lisä_Seinä_2}}{500 \text{ MPa}} = 356 \text{ mm}^2 \quad 2T16$$

