

Tomi Rantanen

JATKUVAN SORTUMAN HUOMIOIMI- NEN KANTAVIEN VÄLISEINIEN PYSTY- SITEISSÄ

Kandidaatintyö
Rakennetun ympäristön tiedekunta
Tarkastaja: yliopistonlehtori Olli Kerokoski

Tammikuu 2020

TIIVISTELMÄ

Tomi Rantanen: Jatkuvan sortuman huomioiminen kantavien väliseinien pystysiteissä
Preventing progressive collapse of supporting partition walls by vertical ties
Kandidaatintyö
Tampereen yliopisto
Rakennustekniikan kandidaatin tutkinto-ohjelma
Tammikuu 2020

Tässä kandidaatintyössä esitetään eurokoodin vaatimukset jatkuvan sortuman huomioimiseksi seuraamusluokissa CC2b ja CC3a. Tämän lisäksi tutkitaan kahta eri pystysideratkaisua, jotka täyttävät vaatimukset, kun suunnitellaan kantavia väliseinäelementtejä. Työn tavoite on selkeyttää ja nopeuttaa aiheen antaneen yrityksen suunnittelutyötä ja parantaa suunnittelun laatua sekä tarkistaa yrityksen nykyisen ratkaisun kestävyys ja verrata sitä vaihtoehtoiseen ratkaisuun.

Jatkuva sortuma tarkoittaa tilannetta, jossa onnettomuuden aiheuttaman vaurion seurauksena koko rakennus tai merkittävä osa siitä sortuu. eurokoodin mukaan jatkuva sortuma tulee estää. Tämä tapahtuu seuraamusluokissa CC2b ja CC3a vaaka- ja pystysiteiden avulla. Tässä työssä perehdytään vain kantavien väliseinien pystysiteisiin.

Seinän pystysiteiden tulee pystyä kannattelemaan yhdestä kerroksesta kyseiselle seinälle kertyvien kuormien summan. Pystyside voidaan toteuttaa esimerkiksi juotosputkeen ankkuroitavalla harjateräksellä tai vaihtoehtoisesti seinäkengillä. Vakioratkaisusta tarkistetaan terästen ankkurointi- ja jatkospituudet ja teräsmäärät. Tässä tapauksessa ankkurointipituus juotosputkeen osoittautui mitoittavimmaksi. Ankkurointipituus riippuu teräkseen kohdistuvasta jännityksestä, mikä ei salli teräksen täyden kapasiteetin käyttöä pystysiteessä, joten suunnittelijan vastuulla on tarkistaa jännityksen mukaisen ankkurointipituuden täytyminen.

Juotosputkiratkaisua verrattiin seinäkenkään ja se osoittautui tuotannon kannalta helpomaksi ratkaisuksi, kuin seinäkenkä. Joissain tapauksissa on kuitenkin parempi valita seinäkenkä, esimerkiksi kapeissa seinissä. Vakioratkaisun eduiksi nähtiin sen yksinkertaisuus, osien helppo saatavuus, kustannukset sekä mahdollisuus sisällyttää vaadittu raudoitus alihankintana tilattuun raudoituspakettiin. Vakioratkaisun huonoin puoli lienee sen sopimattomuus ohuisiin tai joissain tapauksissa voimakkaasti raudoitettuihin seiniin.

Avainsanat: Jatkuva sortuma, onnettomuustilanne, pystyside, kantava väliseinä

ALKUSANAT

Tämän työn aihe on saatu Parma Oy:ltä ja haluankin kiittää Pasi Salmelaa mielenkiintoisesta aiheesta, sekä muusta tuesta, joka edesauttoi työn valmistumista. Haluan kiittää myös kaikkia muita, jotka tukivat minua tämän työn tekemisessä.

Tampereella, 7.1.2020

Tomi Rantanen

SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	1
2.	JATKUVAN SORTUMAN RAJOITTAMINEN.....	2
2.1	Jatkuva sortuma	2
2.2	Seuraamusluokat.....	3
2.3	Vaurionsietokyvyn varmistaminen eri seuraamusluokissa	5
3.	KANTAVIEN VÄLISEINIEN PYSTYSITEET	7
3.1	Pystysiteiden kuormat.....	7
3.2	Laskentaesimerkki	9
4.	PYSTYSITEIDEN TOTEUTUS	10
4.1	Yrityksen vakioratkaisu jatkuvan sortuman huomioimiseksi	10
4.2	Nykyisen ratkaisun kestävyys	11
4.2.1	Ankkurointi- ja jatkospituudet.....	11
4.2.2	Pystysaumojen leikkauskestävyys	18
4.3	Seinäkenkäratkaisu	19
4.4	Eri ratkaisujen vertailu.....	22
5.	YHTEENVETO.....	24
	LÄHTEET.....	26
	LIITE A	

KUVALUETTELO

Kuva 1.	<i>Paikallisen vaurion laajeneminen jatkuvaksi sortumaksi (RIL 201-4-2017, s. 21).</i>	3
Kuva 2.	<i>Vaurionsietokykyä parantavan menettelytavan valinta seuraamusluokan CC2 monikerrosrakennuksissa (RIL 201-4-2017, s. 37).</i>	6
Kuva 3.	<i>Vaurionsietokykyä parantavan menettelytavan valinta seuraamusluokan CC3 monikerrosrakennuksissa (RIL 201-4-2017, s. 38).</i>	6
Kuva 4.	<i>Monikerrosrakennuksen sidejärjestelmä (Asuinkerrostalon mallilaskelmat 2010, s. 25).</i>	7
Kuva 5.	<i>Seinän keskialueelle sijoitettavan pystysiteen toteutus (Salmela 2017).</i>	10
Kuva 6.	<i>Betonipeitteen c_d arvon määrittäminen (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 134).</i>	13
Kuva 7.	<i>Kertoimen K valinta (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 135).</i>	14
Kuva 8.	<i>Suoran tangon ankkuroinnista poikkeavat ankkurointityypit (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 132).</i>	14
Kuva 9.	<i>Halkaisijaltaan 60 mm Spiralo-putkia.</i>	15
Kuva 10.	<i>Limijatkosten prosenttiosuuden määrittäminen (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 139).</i>	16
Kuva 11.	<i>Neljän T12 ja yhden T20 välinen limijatkos (muokattu lähteestä Salmela 2017).</i>	17
Kuva 12.	<i>Pystysuuntaisen leikkausvoiman jakautuminen komponentteihin (PVL-vaijerilenkki, tekninen käyttöohje 2019, s. 5).</i>	18
Kuva 13.	<i>Seinäelementtien kiinnitys seinäkenkien ja ankkurointipulttien avulla (muokattu lähteestä SUMO-seinäkenkä, tekninen käyttöohje 2015, s. 4-5).</i>	20
Kuva 14.	<i>Limijatkoksen poikittaisraudoituksen sijoittelu (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 140).</i>	21
Kuva 15.	<i>Verkoilla toteutettu poikittaisraudoitus (SUMO-seinäkenkä, tekninen käyttöohje 2015, s. 12-13).</i>	22

LYHENTEET JA MERKINNÄT

Patteri	Pystyasennossa oleva seinämuotti, jolla seinän molemmille pinnoille saadaan muottipinta
Rakenne	Rakennesista koostuva kokonaisuus, joka kantaa kuormia
Rakenneosa	Esimerkiksi laatta, pilari, palkki tai seinä
RIL	Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry
Sidejärjestelmä	Menettelytapa jatkuvan sortuman estämiseksi erityisesti seuraamusluokan CC2 rakennuksissa
Spiralo-putki	Spiralo Oy:n teräsnauhasta valmistama jänneterästen suoja-putki
A_s	Raudituksen poikkipinta-ala
c_d	Suojabetonipeitteen paksuus
f_{bd}	Harjateräksen tartuntalujuus
f_{ctd}	Betonin vetolujuuden mitoitusarvo
f_{yd}	Teräksen mitoituslujuus
H	Kerroskorkeus metreinä
K	Poikittaisraudoituksesta riippuva kerroin
$l_{b,rqd}$	Tartuntapituuden perusarvo
l_{bd}	Tartuntapituuden tai jatkospituuden mitoitusarvo
$l_{0,min}$	Jatkospituuden minimiarvo
V_{Rd}	Leikkauskestävyyden mitoitusarvo
α_i	Tartuntapituuden kertoimet
γ_c	Betonin osavarmuusluku
γ_s	Teräksen osavarmuusluku
ϕ	Teräksen nimellinen halkaisija
η_1	Tartuntaolosuhteista riippuva kerroin
η_2	Teräksen halkaisijasta riippuva kerroin
ρ_1	Poikkileikkauksen jatkettujen tankojen suhteellinen osuus
σ_{sd}	Terästangon mitoitusjännitys

1. JOHDANTO

Rakennus tulee eurokoodia noudattamalla suunnitella siten, että se kestää paikallisen vaurion sortumatta kokonaan tai merkittävästi. Asia on kuitenkin monimutkainen, sillä onnettomuustilanteita on käytännössä ääretön määrä, minkä vuoksi rakenteiden mitoittaminen vastaavan varalle ei ole yksinkertaista. Tämä kandidaatintyö käsittelee jatkuvan sortuman estämistä eli paikallisen vaurion rajoittamista ja rakenteen vaurionsietokykyä. Työn aihe on saatu Parma Oy:ltä.

Jatkuva sortuma on aiheena laaja ja sen estämiseksi on eurokoodissa esitetty useampia eri menetelmiä. Tämä työ on rajattu käsittelemään niistä vain yhtä, jota käytettäessä katsotaan jatkuva sortuma estetyksi riittävällä varmuudella seuraamusluokan CC2 monikerrosrakennuksissa. Seuraamusluokka CC2 koskee suurinta osaa asuin- ja liikerakennuksista, joten työn rajaaminen yhteen luokkaan antaa kattavan lopputuloksen.

Rakenteen kannalta tutkimus keskittyy vain betonielementtien kantavien väliseinien pystysiteisiin ja niiden kestävyysrajoitustilassa. Työn tarkoituksena on ottaa kantaa pystysiteiden teräsmääriin, terästen ankkurointipituuksiin, pystysiteiden keskinäisiin etäisyyksiin ja välikiinnikkeiden, kuten seinäkenkien, käyttöön huomioiden sekä eurokoodin asettamat vaatimukset että taloudelliset tekijät.

Tavoitteena on muodostaa yrityksen käyttöön selkeä ohjeistus jatkuvan sortuman huomioimisesta kantavien väliseinien elementtisuunnittelussa. Ohjeiden ja detaljien tarkoitus on helpottaa ja nopeuttaa jokapäiväisen suunnittelutyön etenemistä, mutta oikeaoppinen eurokoodien vaatimusten huomioiminen tekee suunnittelutyöstä myös entistä laadukkaampaa. Lisäksi tavoitteena on löytää optimaalisin ratkaisu sekä tuotannon että työmaan kannalta, sillä betonielementtien sujuva suunnittelu, valmistus ja asentaminen palvelevat hankkeen kaikkia osapuolia. Työ tehdään kirjallisuustutkimuksena hyödyntäen pääosin eurokoodia ja sen kansallisia liitteitä ja niihin pohjautuvia aineistoja. Rakenneosaratkaisujen vertailua varten on keskusteltu väliseinien tuotantoon erikoistuneiden tehtaiden työnjohtajien ja työntekijöiden kanssa heidän kokemuksistaan koskien eri ratkaisuja.

Luvussa 2 esitetään jatkuvaan sortumaan liittyvä teoria työn kannalta olennaisella tarkkuudella, minkä jälkeen luvussa 3 esitetään kuinka suurille ja minkä tyyppisille kuormille kantava väliseinä altistuu mahdollisessa onnettomuustilanteessa. Luvussa 4 selvitetään yrityksen nykyisen ohjeistuksen kestävyys ja vertaillaan sitä seinäkenkäratkaisuun. Seinäkenkäratkaisu on toinen yleinen tapa pystysiteiden toteuttamiseen. Eri vaihtoehtojen vaurionsietokykyä vertaillaan onnettomuusrajatilassa. Viimeisessä luvussa lopputuloksista kootaan yhteenveto.

2. JATKUVAN SORTUMAN RAJOITTAMINEN

2.1 Jatkuva sortuma

Onnettomuuden tai muun ennalta arvaamattoman tilanteen seurauksena rakenne voi altistua onnettomuuskuormalle. Jatkuvalle sortumalle tarkoitetaan tilannetta, jossa onnettomuuskuorman aiheuttaman paikallisen vaurion seurauksena koko rakennus tai merkittävä osa siitä sortuu (SFS-EN 1991-1-7 2014, s. 52). Eurokoodin perusvaatimukseen kuuluu, että ”rakenne tulee suunnitella ja toteuttaa siten, että esimerkiksi räjähdys, törmäys tai inhimillinen erehdys ei vaurioita sitä alkuperäiseen syyhyn nähden suhteettoman paljon” (SFS-EN 1990 2006, s. 44).

Inhimillisenä erehdyksenä voidaan esimerkkinä pitää Laukaan maneesihallia, joka sortui helmikuussa 2013, kun hallin pääkannattajina toimineet teräskehät pettivät lumikuorman ja merkittävän alimitoituksen yhteisvaikutuksesta. Inhimillinen erehdys, tässä tapauksessa puutteellinen suunnittelu, johti koko hallin sortumiseen äkillisesti ja varoittamatta sekä yhden henkilön kuolemaan ja neljän loukkaantumiseen. Rakennuksen jatkuvaa sortumaa ei oltu estetty, minkä seurauksena keskialueella olevien teräskehien pettäessä jatkuvat katto-orret vetivät mukanaan viereisiä teräskehiä aiheuttaen koko hallin sortumisen. (Elomaa et al. 2014, s. 37, 41)

Elomaa et al. (2014, s. 45) mainitsevat jatkuvan sortuman estämisen keinojen olevan puutteellisia ja joskus jopa haitallisia. Suomen Rakennusinsinöörien Liiton julkaisussa (RIL 201-4-2017, s.12) on huomautettu, että Suomessa on ollut myös tapauksia, jolloin jatkuvat katto-orret ovat puolestaan estäneet alkusortumaa laajenemasta jakamalla kuormia laajemmalle alueelle vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä pitkin. Jatkuvuus on sekä aiheuttanut sortumia että estänyt paikallista vauriota laajenemasta, mikä vahvistaa tutkintaselostuksen väitteen ohjeiden ristiriitaisuudesta. Jatkuvan sortuman estäminen ei siis ole yksiselitteistä, joten se vaatii rakennesuunnittelijalta ammattitaitoa.

Paikallisen vaurion sattuessa vaurioituneeseen rakenneosaan kohdistuneet kuormat pyrkivät jakautumaan uudelleen muille rakenneosille. Epäsuotuisassa tilanteessa jakautuneet kuormat ylittävät jonkin muun rakenneosan kestävyuden, jolloin vaurio laajenee rakenteessa. Mikäli kuormat eivät sortuman edetessä löydä tarpeeksi kestävästä vaihtoehtoista reittiä perustuksille, koko rakennus voi sortua ketjureaktiomaisesti. (RIL 201-4-2017, s. 20–21) Paikallisen vaurion laajenemista jatkuvaksi sortumaksi on havainnollistettu kuvassa 1.



Kuva 1. Paikallisen vaurion laajeneminen jatkuvaksi sortumaksi (RIL 201-4-2017, s. 21).

2.2 Seuraamusluokat

Rakenteeseen kohdistuvan vaurioitumisen tai vian seurauksena voi aiheutua henkilövahinkoja, taloudellisia tai sosiaalisia menetyksiä ja ympäristövahinkoja. Seuraamusten vakavuuden perusteella rakennuskohteet luokitellaan eurokoodin (SFS-EN 1990 2006, s. 136) mukaan kolmeen seuraamusluokkaan, jotka on esitetty esimerkkeineen taulukossa 1.

Taulukko 1. Seuraamusluokkien määrittely (SFS-EN 1990 2006, s. 136).

Seuraamusluokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä maa- ja vesirakennuskohteita koskevia esimerkkejä
CC3	Suuret seuraamukset hengenmenetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Pääkatsomot; julkiset rakennukset, joissa vaurion seuraamukset ovat suuret (esim. konserttitalo)
CC2	Keskisuuret seuraamukset hengenmenetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Asuin- ja liikerakennukset; julkiset rakennukset, joissa vaurion seuraamukset ovat keskisuuret (esim. toimistorakennus)
CC1	Vähäiset seuraamukset hengenmenetysten tai pienien tai merkityksettömien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Maa- ja metsätalousrakennukset, joissa ei yleensä oleskele ihmisiä (esim. varastorakennukset), kasvihuoneet

Rakennesuunnittelija valitsee luonnossuunnittelun aikana alustavan luokituksen, jota tarkennetaan yleissuunnittelussa jakamalla valittu luokka alaluokkiin tai määrittämällä rakenteen eri osille eri seuraamusluokat (RIL 201-4-2017, s. 27).

Tässä työssä tutkitaan tapauksia, jotka kuuluvat eurokoodin 1991-1-7 kansallisen liitteen (2009) mukaan luokkiin CC2b ja CC3a. eurokoodissa 1991-1-7 (2014) seuraamusluokka CC2 on jaettu alaluokkiin 2a ja 2b, mutta Suomessa käytetään kansallisen liitteen (2009) mukaista luokitusta, jossa myös CC3 on jaettu alaluokkiin. Taulukossa 2 on esitetty kansallisen liitteen (2009) mukaiset rakennusten luokat ja luokitteluun vaikuttavat seikat.

Taulukko 2. Rakennuksen tyyppiä ja käyttötarkoitusta vastaavat seuraamusluokat (SFS-EN 1991-1-7 kansallinen liite 2009, s. 14).

Seuraamusluokka	Rakennuksen tyypin ja käyttötarkoituksen mukainen luokitus
1	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä kuten esim. varastot
2a Melko pienen riskin ryhmä	Rakennukset, joissa on korkeintaan neljä maanpäällistä kerrosta ¹⁾ tai joiden korkeus maanpinnasta on enintään 16 m
2b Melko suuren riskin ryhmä	Kaikki muut rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu seuraamusluokkiin 1, 2a tai 3
3a	9-15 kerroksiset ²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset ja muut 9-15 kerroksiset käyttötarkoitukseltaan ja rungoltaan samantyyppiset rakennukset
3b	Muut yli 8-kerroksiset ²⁾ rakennukset Konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot (yli 1000 henkeä) Raskaasti kuormitettut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset Erikoisrakenteet tapauskohtaisen harkinnan mukaan

¹⁾ Asuinrakennukset, joissa on korkeintaan kaksi maanpäällistä kerrosta, voidaan suunnitella kuitenkin onnettomuusrajatilassa seuraamusluokan 1 mukaisesti.

²⁾ Kellarikerrokset mukaan luettuina.

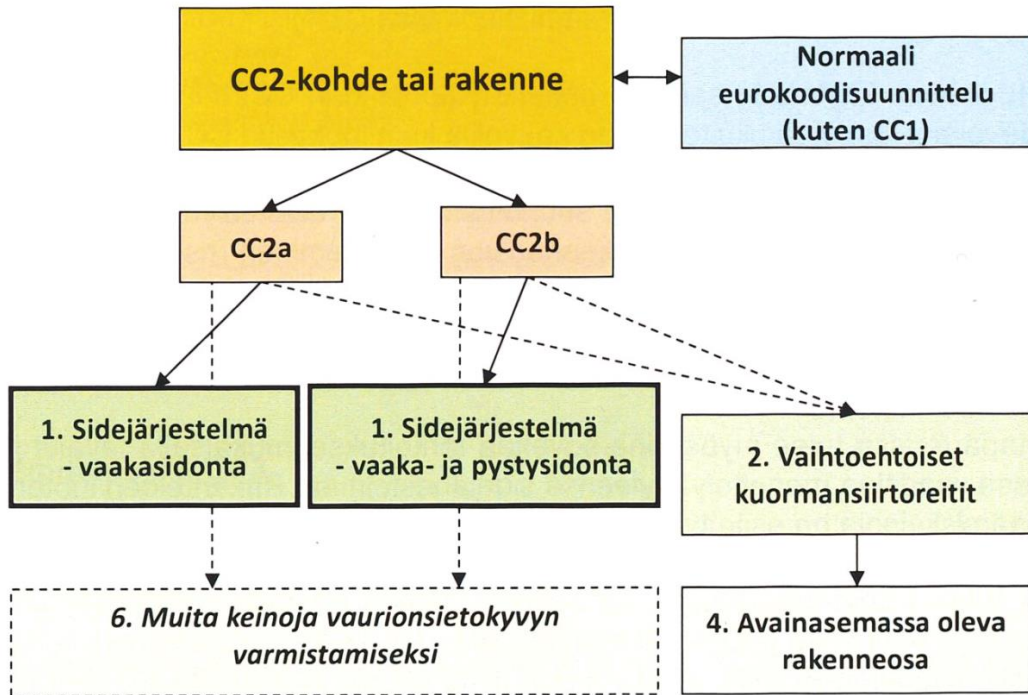
2.3 Vaurionsietokyvyn varmistaminen eri seuraamusluokissa

Rakenteiden vaurionsietokykyä voi parantaa ennakoimalla onnettomuustilanteita, jolloin estetään paikallisen vaurion syntyminen mitoittamalla rakenne kestäväksi määriteltävissä oleva onnettomuuskuorma, kuten käyttämällä paineenpurkausluokkuja räjähdyspaineen pienentämiseksi tai suojaamalla rakenne törmäyksiltä käyttämällä suojakaiteita tai -tolppia. Paikallisen vaurion syntymistä ei kuitenkaan voi estää varmuudella kokonaan, joten rakenne tulee suunnitella myös määrittelemättömille onnettomuuskuormille rajoittamalla niiden aiheuttaman paikallisen vaurion laajuutta. (SFS-EN 1991-1-7 2014, s. 24, 26)

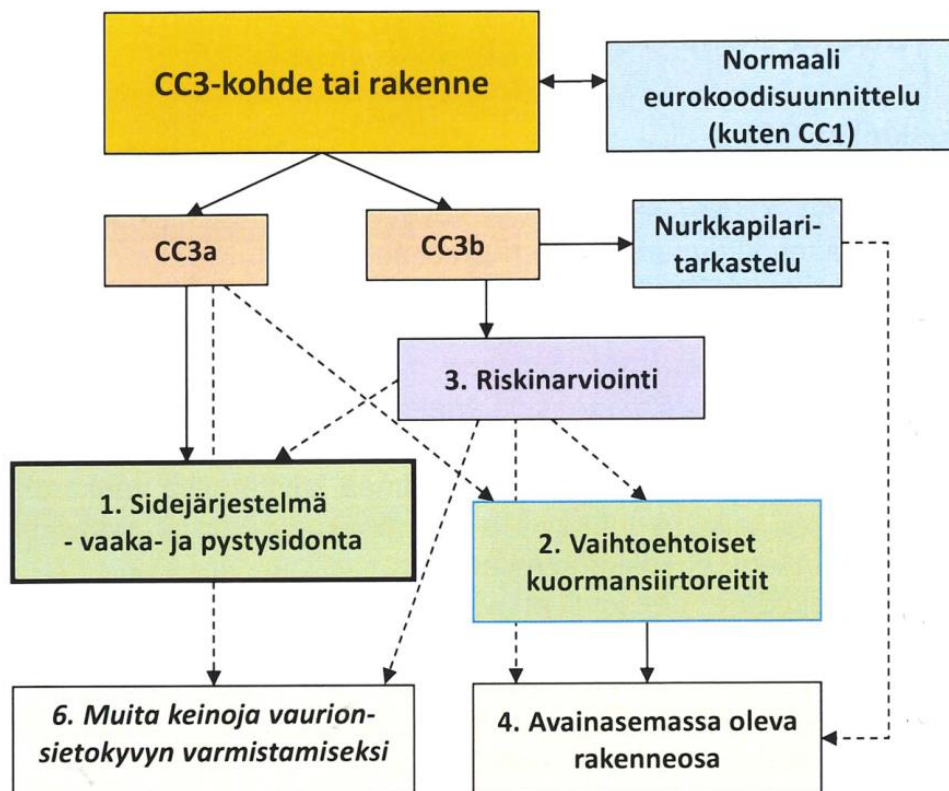
Monikerrosrakennusten vaurionsietokyvyn tutkimista varten on määritetty paikalliselle vauriolle hyväksyttävä laajuus, kun rakenteesta poistetaan mikä tahansa tukipilari, pilaria tukeva palkki tai seinälohko. Betoniseinissä seinälohkon nimellispituus on kyseistä seinää tukevien pystysuuntaisten rakenneosien välinen etäisyys, jonka yläraja-arvo on $2,25H$, missä H on kerroskorkeus metreinä. Tällöin paikallinen vaurio saa tapahtua kahdessa päällekkäisessä kerroksessa ja se saa olla korkeintaan 15 % vaurioituneen kerroksen lattiapinta-alasta ja alle 100 m². (SFS-EN 1991-1-7 kansallinen liite 2009, s. 21)

Seuraamusluokassa CC1 ei vaadita erityistarkastelua määrittelemättömästä syystä aiheutuvan onnettomuuskuorman varalle, mikäli rakennus on suunniteltu standardien SFS-EN 1990 – SFS-EN 1999 sääntöjen mukaisesti. Seuraamusluokassa CC2a vaaditaan luokan CC1 ehtojen lisäksi sidejärjestelmän soveltamista rakenteiden vaakasiteisiin ja luokassa CC2b myös pystysiteisiin. Seuraamusluokassa CC2b voidaan vaihtoehtoisesti tutkia myös paikallisen vaurion rajaamista hyväksyttävään kokoon. Mikäli paikallisen vaurion hyväksyttävä raja ylittyy, rakenneosaa suunnitellaan avainasemassa olevana rakenneosana, mutta sitä ei käsitellä tässä työssä. Seuraamusluokassa CC3a menetellään samalla tavalla kuin luokassa CC2b, mutta luokassa CC3b vaaditaan lisäksi myös järjestelmällistä riskinarviointia, joten pelkästään sidejärjestelmän käyttö tai paikallisen vaurion rajaaminen ei riitä. (SFS-EN 1991-1-7 kansallinen liite 2009, s. 14–15)

Tässä työssä keskitytään pystysidejärjestelmään, jota sovelletaan seuraamusluokissa CC2b ja CC3a. Sidejärjestelmän tarkoituksena on yhtenäistää rakennetta jatkuvalla sidonnalla, jolloin onnettomuustilanteessa rakenteen toiminta kokonaisuutena jakaa vaurioituneen rakenneosan kuormia useammille rakenneosille, mikä estää paikallista vauriota laajenemasta. Mikäli sidejärjestelmää ei voida soveltaa, tutkitaan vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit tai mitoitetaan rakenneosaa avainasemassa olevana rakenneosana. Seuraamusluokakohtaisen menettelytavan valintaa on havainnollistettu kuvissa 2 ja 3.



Kuva 2. Vaurionsietokykyä parantavan menettelytavan valinta seuraamuluokan CC2 monikerrosrakennuksissa (RIL 201-4-2017, s. 37).



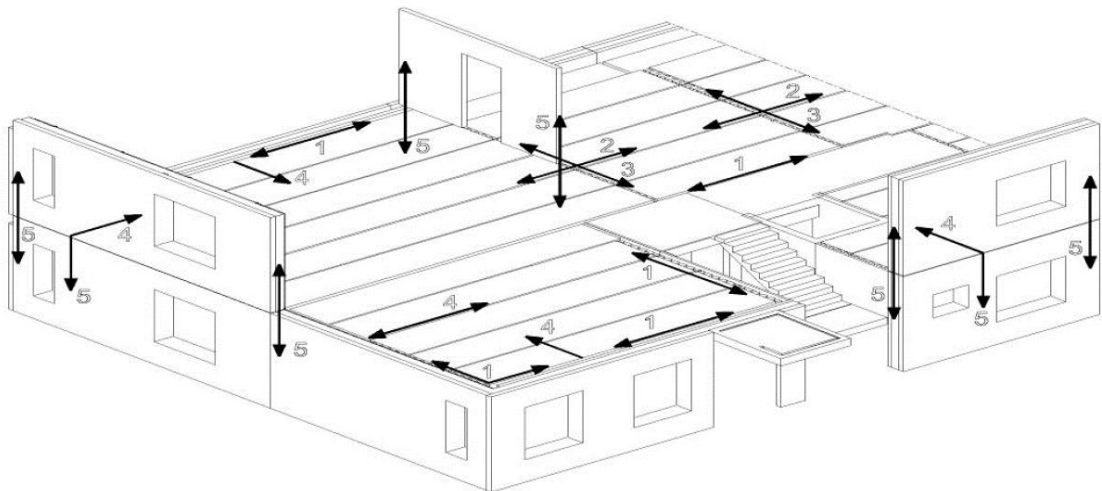
Kuva 3. Vaurionsietokykyä parantavan menettelytavan valinta seuraamuluokan CC3 monikerrosrakennuksissa (RIL 201-4-2017, s. 38).

3. KANTAVIEN VÄLISEINIEN PYSTYSITEET

3.1 Pystysiteiden kuormat

eurokoodin 1991-1-7 (2014, s. 62) mukaan ”jokainen pilari ja seinä varustetaan jatkuvalla sidonnalla perustuksista yläpohjan tasalle.” Pystysiteet voidaan toteuttaa esimerkiksi seinä-ontelolaatta-rungossa kantavien seinäelementtien pystysaumoihin sijoitettavilla pystysuuntaisilla teräksillä tai seinäelementtien keskialueelle sijoitettavilla pystysuuntaisilla sideteräksillä (RIL 201-4-2017, s. 100). Monikerrosrakennuksen sidejärjestelmää on havainnollistettu kuvassa 4, missä

- 1: laataston rengasraudoitus,
- 2–3: toisiaan vastaan kohtisuorat laataston saumaraudoitukset,
- 4: vaakasuuntaiset pilari- tai seinäsiteet ja
- 5: pystysiteet (Asuinkerrostalon mallilaskelmat 2010, s. 23).



Kuva 4. Monikerrosrakennuksen sidejärjestelmä (Asuinkerrostalon mallilaskelmat 2010, s. 25).

Onnettomuustilanteessa jokin pilari tai seinä voi menettää kantokykynsä, jolloin se jää rakenteellisesti katsottuna ylempien rakenneosien varaan. Tästä syystä seinät tulee mitoittaa vetovoimalle, joka on yhdestä kerroksesta kertyvien pystysuuntaisten pysyvien ja muuttuvien kuormien summa ja se ankkuroidaan ylempään kerrokseen. Pystysiteet voidaan sijoittaa seinäelementtien saumoihin, minkä lisäksi niitä sijoitetaan seinien keskialueille enintään 6 m keskiövällein. Seinän vapaasta päädystä pystysiteet saavat olla enintään 3 m etäisyydellä. (RIL 201-4-2017, s. 100)

Onnettomuuskuormien mitoitusarvot lasketaan yhdistelemällä pysyvät ja muuttuvat kuormat taulukon 3 mukaisesti (SFS-EN 1990 kansallinen liite 2007, s. 6). Taulukon 3 yhdistelykertoimina käytetään taulukon 4 arvoja.

Taulukko 3. Onnettomuuskuormien mitoitusarvot (SFS-EN 1990 kansallinen liite 2007, s. 6).

Mitoitustilanne	Pysyvät kuormat		Määrävä onnettomuuskuorma tai maanjäristyskuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat (*)	
	Epäedulliset	Edulliset		Pääasiallinen (jos on)	Muut
Onnettomuus (Yht. 6.11a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	A_d	$\psi_{11} Q_{k1}$ (**)	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Maanjäristys (***) (Yht. 6.12a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	γA_{Ek} tai A_{Ed}	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

(*) Taulukon A.1.1 mukaiset kuormat ovat muuttuvia kuormia.
(**) Pääasiallisen kuorman ollessa jokin muu kuin lumi-, jää- tai tuulikuorma käytetään kuitenkin arvoa ψ_{21} .
(***) Maanjäristysmitoitusta sovelletaan vain tilaajan niin edellyttäessä. Katso myös standardia SFS-EN 1998-1.

Taulukko 4. Kuormien yhdistelykertoimien ψ arvot (SFS-EN 1990 kansallinen liite 2007, s. 2).

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (katso SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30\text{kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3)* ¹ kun $s_k < 2,75$ kN/m ²	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75$ kN/m ²	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma ** ¹	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (katso SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (katso SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

*¹ Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\psi_0 = 0$ luokkien A, B, F ja G yhteydessä.
Huom: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään ψ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen.
**¹ Lisätty Suomen kansalliseen liitteeseen.

3.2 Laskentaesimerkki

Pystysiteille kohdistuvien voimien määrittämiseksi ei tässä työssä tehdä valmista laskentapohjaa, vaan voimien määrittäminen on suunnittelijan vastuulla. Kirjan RIL 201-4-2017 sivuilla 107–108 on esimerkkilaskelma, joka antaa käsityksen pystysiteille kohdistuvien vetovoimien suuruuksista, kun tiedetään kantavan seinäelementin mitat, välipohjalaatoille kohdistuvat kuormat ja kuormien kertymäalueet.

Lähtöarvot:

Rakennuksen seuraamusluokka onnettomuusrajatilassa on CC2b, joten se vaatii vaakasidonnan lisäksi myös pystysiteet. Kerroskorkeus on 3 m, josta oletetaan seinäelementin vapaaksi korkeudeksi 2,6 m. Seinäelementin paksuus on 0,2 m ja pituus 8,4 m.

Seinäelementin omapaino viivakuormana:

$$g_{k1} = 2,6 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 13 \text{ kN/m}$$

Pysyvät kuormat ontelolaatastolta, pintavalulta ja väliseiniltä pintakuormina:

$$g_{k2} = 5,1 \text{ kN/m}^2 + 1,0 \text{ kN/m}^2 + 0,5 \text{ kN/m}^2 = 6,6 \text{ kN/m}^2$$

Muuttuvana kuormana on hyötykuorma $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$ ja muuttuvan kuorman (hyötykuorma) yhdistelykertoimena $\psi_2 = 0,3$ standardin SFS-EN 1990 kansallisen liitteen (2007) s. 2 mukaan. Mikäli pääasiallinen muuttuva kuorma olisi lumi-, jää- tai tuulikuorma, käytettäisiin yhdistelykertoimena ψ_1 mukaista arvoa. Kuormat kertyvät seinälle sen molemmilta puolilta yhteensä 7,29 m leveydeltä, jolloin seinälle kohdistuvan viivakuorman arvoksi saadaan taulukon 3 mukaisilla yhtälöillä

$$F = 7,29 \text{ m} \cdot (g_k + \psi_2 \cdot q_k) + G_k \text{ ja}$$

$$F = 7,29 \text{ m} \cdot (6,6 \text{ kN/m}^2 + 0,3 \cdot 2,0 \text{ kN/m}^2) + 13 \text{ kN/m} = 65,5 \text{ kN/m} .$$

Väliseinäelementille tuleva kokonaiskuorma, jolle pystysiteet on mitoitettava, on suuruudeltaan

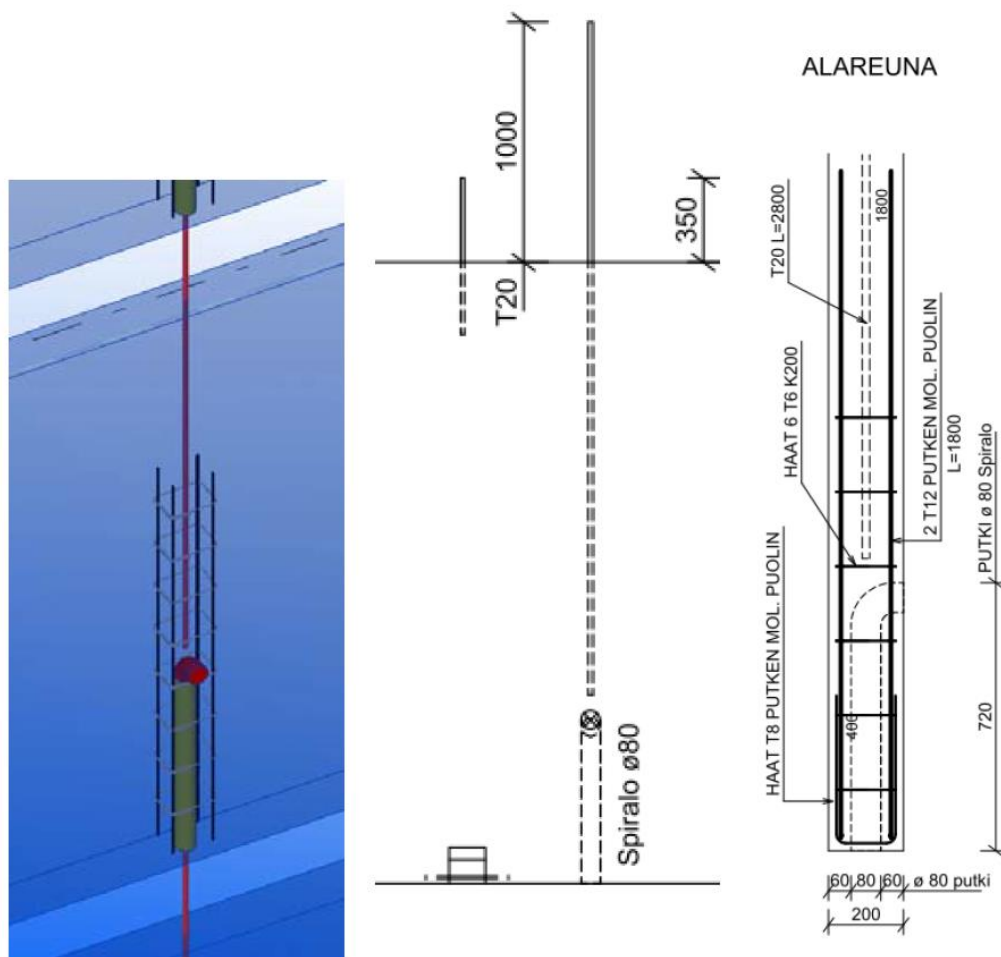
$$F_{tot} = 65,5 \text{ kN/m} \cdot 8,4 \text{ m} = 550,2 \text{ kN} .$$

Muiden väliseinien pystysiteiden kuormat lasketaan vastaavalla tavalla.

4. PYSTYSITEIDEN TOTEUTUS

4.1 Yrityksen vakioratkaisu jatkuvan sortuman huomioimiseksi

Yrityksen nykyisen ohjeistuksen mukaan seinäsunnittelussa estetään jatkuva sortuma ensisijaisesti seinäelementtien pystysaumoihin sijoitettavilla teräksillä, jotka toimivat jatkuvina pystysiteinä. Kuormien kasvaessa pystysiteitä lisätään myös seinän keskialueelle, ja ne saavat olla enintään 3 m päässä seinän vapaasta päästä. Seinän keskialueelle sijoittuvat pystysiteet toteutetaan vakioratkaisussa T20 harjateräksillä ja ne sidotaan yläpuoliseen elementtiin Spiralo-juotosputkella, jonka ympärillä on lisäteräkset. Keskialueelle sijoitettavan pystysiteen detajli on esitetty kuvassa 5. (Salmela 2017)



Kuva 5. Seinän keskialueelle sijoitettavan pystysiteen toteutus (Salmela 2017).

4.2 Nykyisen ratkaisun kestävyys

Murtorajatilan mukaisessa mitoituksessa käytetään onnettomuustilanteessa normaalista tilanteesta poikkeavia osavarmuuslukuja, koska tällöin rakenteeseen kohdistuvat kuormitukset ovat lyhytaikaisia (SFS-EN 1992-1-1 2015). Normaalitilanteessa ja onnettomuustilanteessa käytettävät osavarmuusluvut on esitetty taulukossa 5.

Taulukko 5. Murtorajatiiloissa käytettävät materiaaliosavarmuusluvut (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 26).

Mitoitustilanteet	betonin γ_C	betoniteräksen γ_S	jänneteräksen γ_S
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen	1,5	1,15	1,15
Onnettomuus	1,2	1,0	1,0

Vakioratkaisun teräslaadun B500B ominaislujuus on 500 MPa, joka on sama kuin mitoituslujuus, kun ominaislujuus jaetaan onnettomuustilanteessa käytettävällä teräksen materiaaliosavarmuusluvulla $\gamma_s = 1,0$. Harjateräksen T20 nimellinen halkaisija on $\phi = 20$ mm ja poikkipinta-ala $A_s = 314$ mm², joten se kestää 157 kN vetovoiman ilman pysyvää muodonmuutosta. Betonin heikosta vetolujuudesta johtuen pystysiteen tulee olla jatkuva, mikä on toteutettu neljällä T12 harjateräksellä sijoittamalla ne juotosputken molemmin puolin. Teräkset ovat limittäin juotosputken ja ylöspäin jatkuvan T20 teräksen kanssa, jolloin ne välittävät kuormat juotosputkelta yläpuoliseen teräkseen. T12 terästen yhteenlaskettu pinta-ala on $A_s = 452$ mm², joten niiden kestävyys yhteensä on 226 kN, joka on enemmän kuin yhden T20 harjateräksen kestävyys. Tarkempi laskenta on esitetty liitteessä A.

4.2.1 Ankkurointi- ja jatkospituudet

Betoniterästen kapasiteetti riippuu myös teräksen ankkuroinnista. Aivan teräksen päässä tartuntaa ei ole lainkaan, joten myös kestävyyttä vetovoimaa vastaan ei ole. Liian lyhyellä ankkurointipituudella teräksen kuormittaminen voi aiheuttaa betonin halkeilua ennen kuin saavutetaan koko teräksen vetokapasiteetti. Ankkurointipituuden kasvaessa vetoteräksen kapasiteetin katsotaan kasvavan lineaarisesti ankkurointipituuden mitoitusarvon matkalla täyteen kapasiteettiin asti. (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 131, 151)

Seuraava ankkurointipituuden laskeminen perustuu lähteeseen SFS-EN 1992-1-1 (2015) s. 132–136. Terästen ankkurointipituus riippuu betonin vetolujuuden mitoitusarvosta f_{ctd} , teräksen halkaisijasta ja olosuhteista riippuvista kertoimista. Onnettomuustilanteessa betonin vetolujuuden mitoitusarvoksi saadaan

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C = 1,8 / 1,2 = 1,5 ,$$

kun betonin lujuusluokka on C25/30.

Harjateräksen tartuntalujuus f_{bd} lasketaan kaavalla (1).

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} , \quad (1)$$

missä

η_1 on tartuntaolosuhteista riippuva kerroin, joka on pystytangoilla 1,

η_2 on tangon halkaisijasta riippuva kerroin, joka on 1 alle 32 mm halkaisijalla ja

f_{ctd} on betonin vetolujuuden mitoitusarvo ja

Kun tiedetään teräksen halkaisija ja vetolujuuden mitoitusarvo, voidaan ankkurointipituuden perusarvo laskea kaavalla (2).

$$l_{b,rqd} = (\phi/4) (\sigma_{sd}/f_{bd}) , \quad (2)$$

missä σ_{sd} on tangon mitoitusjännitys, jonka arvona käytetään teräksen onnettomuustilanteen mukaista mitoituslujuutta.

Kaavoja (1) ja (2) soveltamalla saadaan esimerkiksi betonin lujuusluokalla C25/30 ja teräslaadun B500B T20 harjateräksellä onnettomuustilanteen ankkurointipituuden perusarvoksi

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{20 \text{ mm}}{4} \right) \left(\frac{500 \text{ MPa}}{2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \text{ MPa}} \right) = 743 \text{ mm}.$$

Sideteräksen ulostulo on vakioratkaisussa 1000 mm, jolloin saatu tulos olisi riittävä. Seinäelementtien välissä on kuitenkin esimerkiksi välipohjalaatta, jolloin vain osa teräksestä ankkuroituu juotosputken sisään. Tarkastelemalla tartuntaa vain juotosputkessa, saadaan yksiselitteinen lopputulos, joka ei riipu muista rakenneosista.

Vakioratkaisussa T20 teräs ankkuroidaan juotosputkeen noin 600 mm matkalta, jos oletetaan välipohjarakenteen olevan yhteensä 400 mm. Ankkurointipituuden perusarvoa voi pienentää laskemalla mitoitusarvon l_{bd} , joka lasketaan kaavalla (3).

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} , \quad (3)$$

missä kertoimien α_2 , α_3 ja α_5 tulon tulee olla suurempi kuin 0,7.

Kertoimien α_1 , α_2 , α_3 , α_4 ja α_5 määrittäminen tapahtuu taulukon 6 ohjeiden ja kaavojen mukaan.

Taulukko 6. Kertoimien α_1 , α_2 , α_3 , α_4 ja α_5 määrittäminen
(muokattu lähteestä SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 135).

Vaikuttava tekijä	Ankkurointityyppi	Betoniteräs	
		vetoteräs	puristusteräs
Tankojen muoto	Suora	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8 (b), (c) ja (d))	$\alpha_1 = 0,7$ jos $c_d > 3\phi$ muuten $\alpha_1 = 1,0$ (mitan c_d arvot ovat kuvassa 6)	$\alpha_1 = 1,0$
Betonipeite	Suora	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8 (b), (c) ja (d))	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (mitan c_d arvot ovat kuvassa 6)	$\alpha_2 = 1,0$
Poikittainen laajenemisen estoraudotus, jota ei ole hitsattu pääraudoitukseen	Kaikki tyypit	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Poikittainen hitsattu laajenemisen estoraudotus*	Kaikki tyypit; sijainti ja koko kuvassa 8 (e) määritellyllä tavalla	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Laajenemista estävä poikittaispaine	Kaikki tyypit	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	–

missä

$\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min})/A_s$

ΣA_{st} poikittaisraudoituksen poikkileikkausala pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta l_{bd}

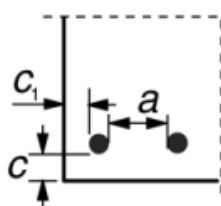
$\Sigma A_{st,min}$ poikittaisraudoituksen poikkileikkauksen vähimmäisarvo
= 0,25 A_s palkeilla ja 0 laatoilla

A_s yksittäisen halkaisijaltaan suurimman ankkuroidun tangon poikkileikkausala

K kuvan 7 arvot

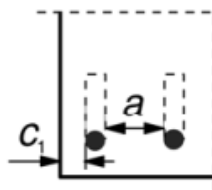
p poikittaispaine [MPa] murtorajatilassa pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta l_{bd} .

Taulukossa 6 esiintyvän betonipeitteen c_d arvo määritetään kuvan 6 mukaisilla kaavoilla.



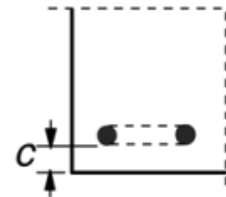
a) Suorat tangot

$$c_d = \min(a/2, c_1, c)$$



b) Taivutetut tai koukkupäiset tangot

$$c_d = \min(a/2, c_1)$$

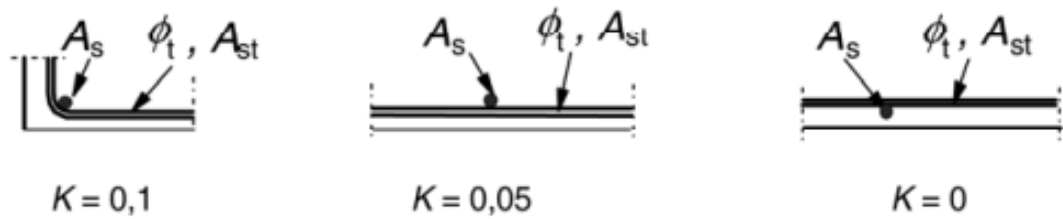


c) Lenkipäiset tangot

$$c_d = c$$

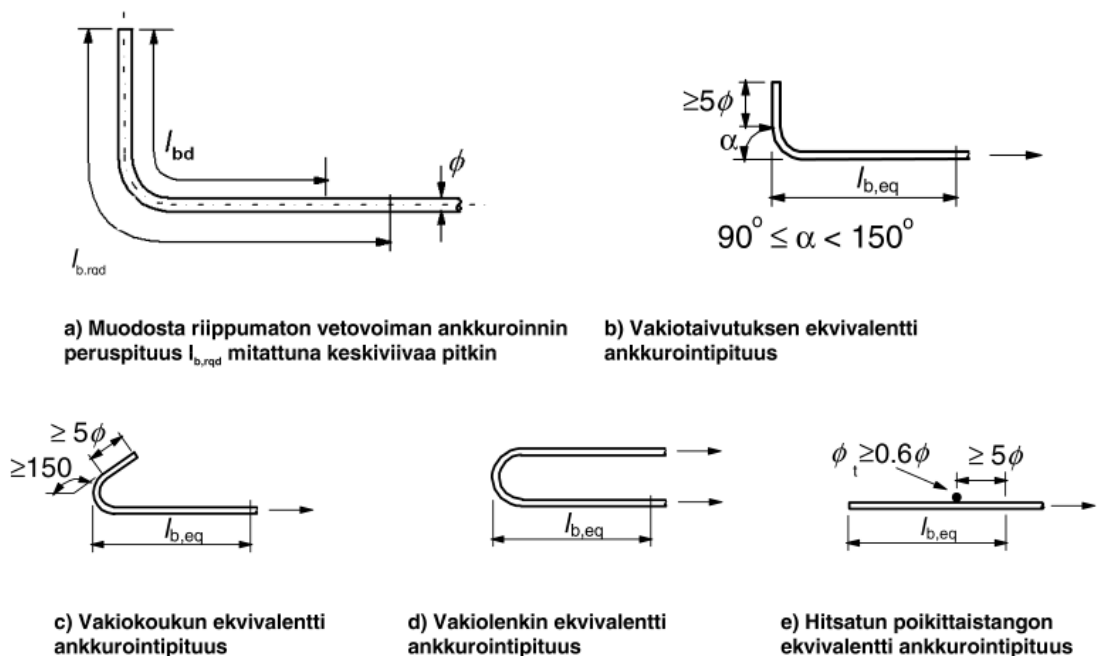
Kuva 6. Betonipeitteen c_d arvon määrittäminen (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 134).

Kuvassa 7 on esitetty laajenemista estävän poikittaisraudoituksen tyypin vaikutus kertoimeen K .



Kuva 7. Kertoimen K valinta (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 135).

Suorasta ankkuroinnista poikkeavat ankkurointityypit on esitetty kuvassa 8.



Kuva 8. Suoran tangon ankkuroinnista poikkeavat ankkurointityypit (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 132).

Edellä esitettyjen ehtojen mukaan T20 sideteräksen ankkurointipituuden mitoitusarvon kertoimiksi saadaan

$$\alpha_1 = 1 \quad (\text{suora tanko})$$

$$\alpha_2 = 0,925 \quad (c_d = 30 \text{ mm})$$

$$\alpha_3 = 1 \quad (\text{ei laajenemista estävää raudoitusta, } K = 0)$$

$$\alpha_4 = 1 \quad (\text{ei hitsattua poikittaisraudoitusta})$$

$\alpha_5 = 1$ (ei poikittaispainetta),

jolloin ankkurointipituuden mitoitusarvoksi saadaan

$$l_{bd} = 0,925 \cdot 742,6 \text{ mm} = 687 \text{ mm}.$$

Saatu tulos on edelleen yli 600 mm, joten joko juotosputkea ja terästä on pidennettävä, tai laskuissa käytettävä teräkselle pienempää mitoituslujuutta. Saatu ankkurointipituus vastaa tilannetta, jossa käytetään koko teräksen kapasiteetti. Mikäli lujuuden arvona käytetään pienempää arvoa, myös ankkurointipituus lyhenee. Seinien pystysiteiden määrää laskettaessa saavutetaan harvoin tilanne, jossa jokaisesta siteestä käytetään koko kapasiteetti. Tällöin siteiden lukumäärän ja kuormien perusteella voidaan määrittää yhdelle siteelle kohdistuvan voiman ja jännityksen suuruus, jolloin siteen ankkurointipituus myös muuttuu. Esimerkiksi käyttämällä siteeseen kohdistuvan jännityksen arvona 435 MPa, saadaan 20 mm harjateräksen ankkurointipituudeksi 598 mm.

Juotosputkena käytetään Spiralo-putkea, joka on suunniteltu jännitettyjen betonirakenteiden jännepunosten suojaputkiksi, joten sen pinta on tiheästi aaltoileva hyvän tartunnan takaamiseksi (Spiralo-Putki Oy, 2015). Putken pinnan muotoa on havainnollistettu kuvassa 9. Putken pinnan muotoilusta ja pystysuuntaan tehtävästä juotosvalusta johtuen voidaan olettaa tartuntaolosuhteiden olevan hyvät.



Kuva 9. Halkaisijaltaan 60 mm Spiralo-putkia.

Tartuntapituuksien lisäksi tulee tarkastella raudoituksen jatkospituudet, joiden laskenta perustuu lähteeseen SFS-EN 1992-1-1 (2015) s. 137–139. Juotosputken ympärillä olevien 4T12 tulee välittää siteelle kohdistuva pystykuorma yhdelle T20 harjateräkselle. Jatkospituuden mitoitusarvo lasketaan kaavalla (4).

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} , \quad (4)$$

missä $l_{b,rqd}$ lasketaan kaavalla (3) ja kertoimet α_1 , α_2 , α_3 ja α_5 määritetään edellä esitetyn taulukon 6 ohjeiden mukaan, mutta kerrointa α_3 määrittäessä käytetään poikittaisraudoituksen poikkileikkausalan vähimmäisarvona kaavan (5) mukaista arvoa.

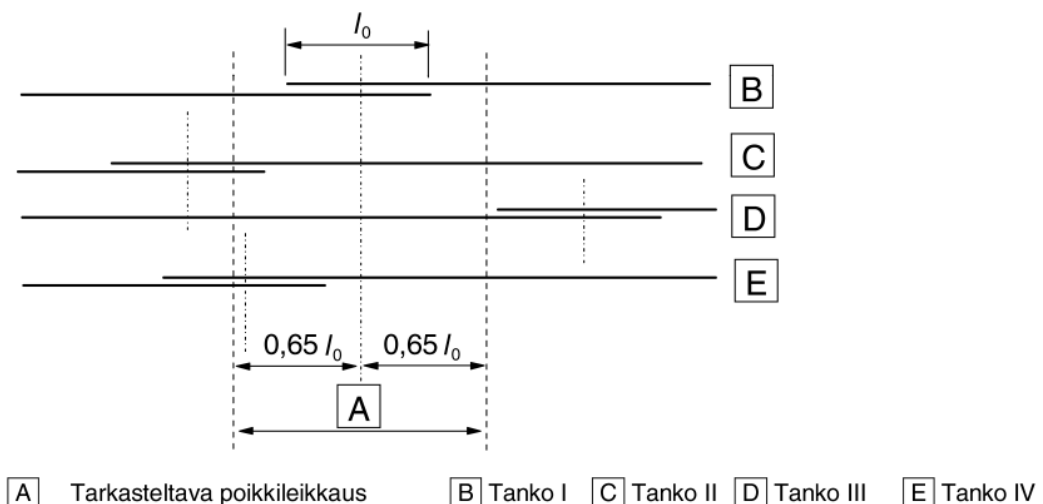
$$\Sigma A_{st,min} = 1,0 A_s (\sigma_{sd}/f_{yd}) , \quad (5)$$

missä A_s on yhden limijatkettun tangon poikkileikkausala.

Kerroin α_6 huomioi limijatkosten määrän poikkileikkauksessa ja sen arvo lasketaan kaavalla (6).

$$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,5}, 1 \leq \alpha_6 \leq 1,5 , \quad (6)$$

missä ρ_1 poikkileikkauksen jatkettujen tankojen prosenttiosuus kaikista poikkileikkauksen tangoista, jotka ovat kuvan 10 mukaisesti enintään etäisyydellä $0,65 l_0$ tarkasteltavan jatkoksen keskikohdasta.



Kuva 10. Limijatkosten prosenttiosuuden määrittäminen (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 139).

Kertoimen α_6 arvoja on esitetty taulukossa 7.

Taulukko 7. Kertoimen α_6 arvoja (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 138).

Limijatkettujen tankojen suhteellinen osuus poikkileikkauksen tankojen kokonaisalasta	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %
α_6	1	1,15	1,4	1,5
HUOM. Väliarvot voidaan interpoloida suoraviivaisesti.				

Pystysiteen tapauksessa jokainen poikkileikkauksen tanko on jatkettu, joten kertoimen α_6 arvoksi saadaan 1,5.

Jatkospituuden minimiarvo lasketaan kaavalla (6).

$$l_{0,min} \geq \max\{0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm}\}. \quad (6)$$

Mikäli jatkettavien tankojen välinen vapaa väli on suurempi kuin 4ϕ tai 50 mm, suurennetaan jatkospituuden mitoitusarvoa vapaan välin verran.

Kertoimet jatkospituuden määrittämistä varten ovat

$$\alpha_1 = 1 \quad (\text{suora tanko})$$

$$\alpha_2 = 0,925 \quad (c_d = 30 \text{ mm})$$

$$\alpha_3 = 1 \quad (\text{ei laajenemista estävää raudoitusta, } K = 0)$$

$$\alpha_5 = 1 \quad (\text{ei poikittaispainetta) ja}$$

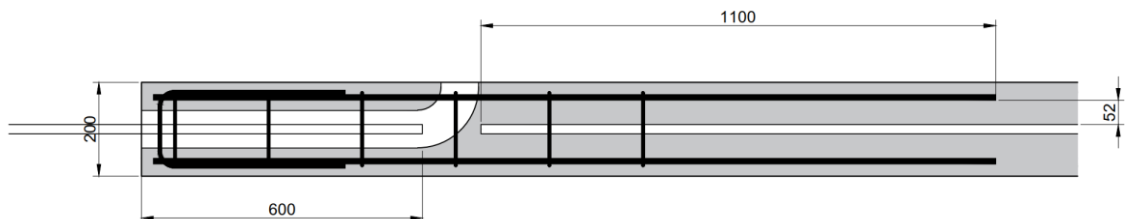
$$\alpha_6 = 1,5 \quad (\text{kaikki tangot ovat jatkettuja),}$$

jolloin jatkospituuden mitoitusarvoksi saadaan

$$l_{bd} = 1,5 \cdot 0,925 \cdot 742,6 \text{ mm} = 1030 \text{ mm},$$

kun pystysiteiden teräkset ovat käytössä täydeltä kapasiteetiltaan.

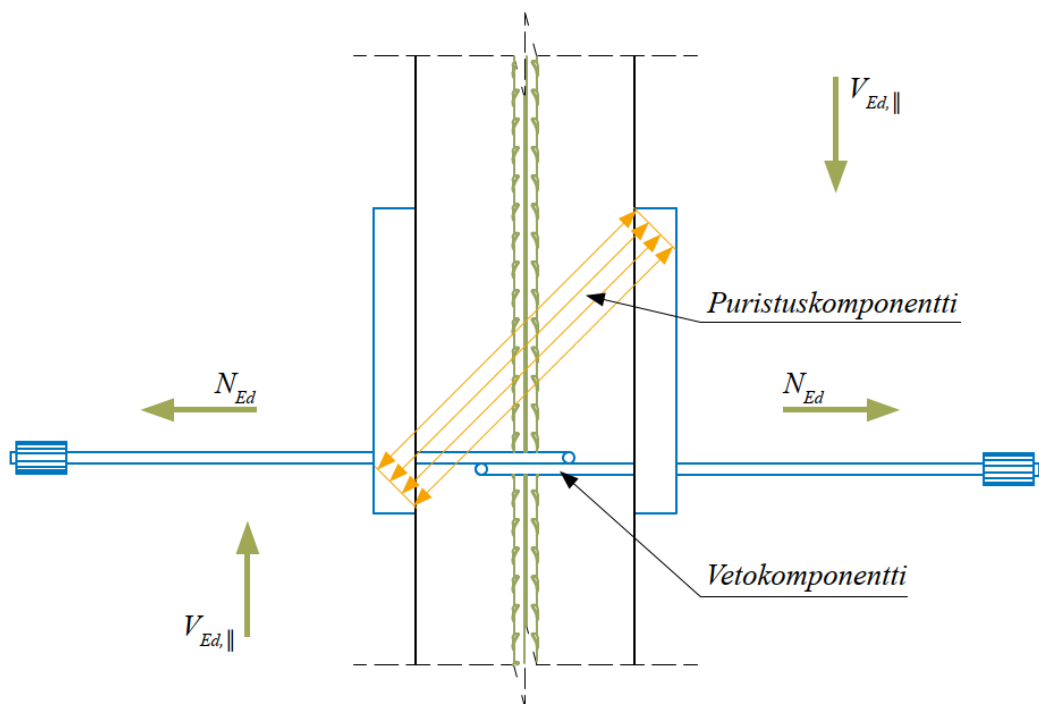
Tässä tapauksessa tarkastellaan 4T12 terästen voimien välittämistä T20 teräkselle limijatkoksena. Tällöin tankojen vapaa väli voi suojabetonipeitteen paksuudesta riippuen olla yli 50 mm, kuten kuvassa 11, jossa seinä on 200 mm paksu ja suojabetonipeite on 20 mm. Jatkospituutta määritettäessä pysytään varmallalla puolella, kun kasvatetaan edellä laskettua mitoitusarvoa vapaan välin verran. Tällöin jatkospituuden mitoitusarvoksi saadaan 1082 mm, joten 1100 mm jatkospituus nykyisen detaljin mukaisesti on riittävä. Myös jatkospituutta laskettaessa tulee huomioida, että mikäli pystysiteestä ei käytetä koko kapasiteettia, jatkospituuden mitoitusarvoksi saadaan pienempi arvo, mikä edelleen kasvattaa liitoksen varmuutta. Ankkurointi- ja jatkospituuksien laskenta on esitetty tarkemmin liitteessä A.



Kuva 11. Neljän T12 ja yhden T20 välinen limijatkos (muokattu lähteestä Salmela 2017).

4.2.2 Pystysaumojen leikkauskestävyys

Betonielementit sidotaan jälkivalettavissa pystysaumoissa toisiinsa vaijerilenkeillä ja saumateräksellä, joka kulkee vaijerilenkkien läpi. Sauman toisen puolen seinään kohdistuva pystysuuntainen kuormitus aiheuttaa saumaan pystysuuntaisen leikkausvoiman, joka jakautuu saumassa vinoksi puristuskomponentiksi ja vaakasuuntaiseksi vetokomponentiksi. Liitoksen pystysuuntaiseen leikkauskestävyyteen vaikuttaa vaijerilenkkien jakoväli ja betonin lujuus. (Vaijerilenkkiohje 2012) Liitoksessa vaikuttavan leikkausvoiman jakautumista komponentteihin on havainnollistettu kuvassa 12.



Kuva 12. Pystysuuntaisen leikkausvoiman jakautuminen komponentteihin (PVL-vaijerilenkki, tekninen käyttöohje 2019, s. 5).

Peikko Group Oy on betonirakenteiden liitososiin erikoistunut suomalainen perheyrittys, jonka valikoimaan kuuluvat PVL-vaijerilenkit (PVL-vaijerilenkki, tekninen käyttöohje 2019). Vaijerilenkkiohjeen (2012) mukaan Peikko on ainoa toimittaja, jolta löytyy vaijerilenkeille eurokoodin mukainen käyttöohje. Taulukossa 8 on esitetty PVL-vaijerilenkkien teknisen käyttöohjeen (2019) mukaiset vaijerilenkkien pystysuuntaiset leikkauskestävyydet eri betoniluokilla.

Taulukko 8. Sauman kestävyys V_{Ra} [kN/kotelopari] pystysuuntaista leikkausvoimaa vastaan riippuen betoniluokasta ja lenkkityypistä (PVL-vaijerilenkki, tekninen käyttöohje 2019, s. 11).

Betonin lujuusluokka	Pystysuuntainen leikkauskestävyys $V_{Ra, }$ [kN/kotelopari]					
	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
PVL® 60-120	13,0	15,2	17,4	19,8	22,0	24,2
PVL® 140	28,0	32,8	37,7	43,0	45,1	46,0
PVL® SOLO	24,6	29,1	33,6	38,4	40,1	40,6

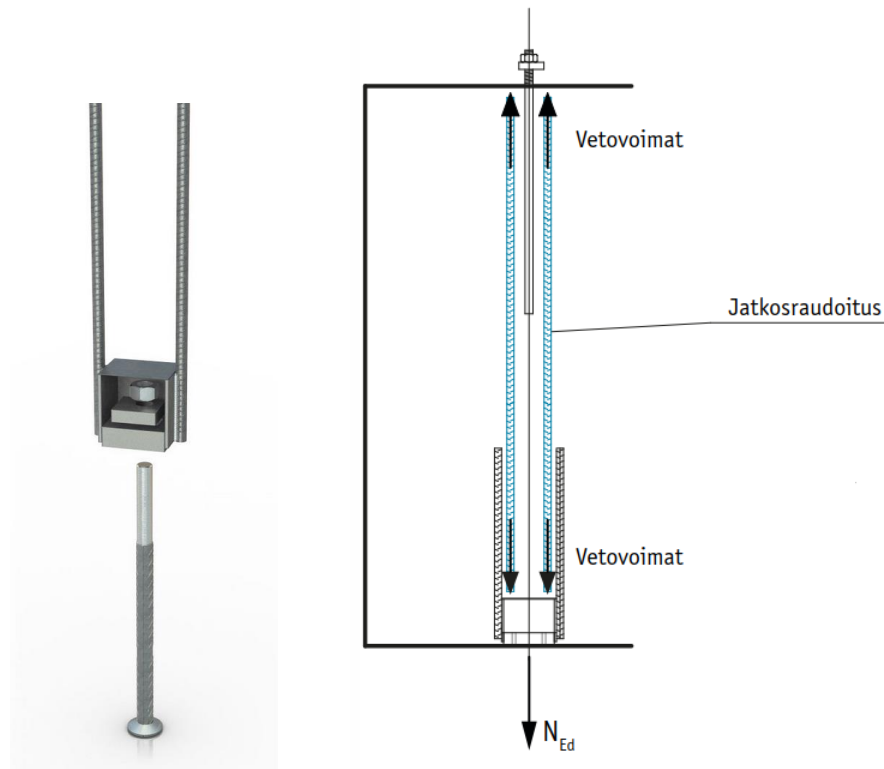
Esimerkiksi luvun 3.2 laskentaesimerkin 2,6 m korkeassa seinässä voisi olla PVL 80 vaijerilenkit 300 mm lenkkijaolla. Jos saumavalun betoniluokka on C35/45, yksi sauma kestää 151 kN pystysuuntaisen leikkausrasituksen. Laskentaesimerkissä seinä tuli mitoittaa 550 kN kuormalle, joten kahden pystysauman lisäksi kaksi T20 pystysidettä seinän keskialueella olisi riittävä. Tarkempi laskenta on esitetty liitteessä A.

Taulukon mukaisten kestävyysien käyttäminen edellyttää PVL-vaijerilenkkiohjeen (2019) ohjeiden mukaista lisäraudoitusta. Esimerkiksi lenkkityyppi PVL 60-120 vaatii saamaan 12 mm harjateräksen ja elementtiin vähintään 10 mm pieliteräkset ja vähintään 6 mm reunahaat.

Vuoden 2019 aikana julkaistiin uusi versio PVL-vaijerilenkkien teknisestä käyttöohjeesta, jonka mukaiset kestävydet pystysuuntaiselle leikkausvoimalle ovat lähes kolme kertaa pienemmät aiempaan ohjeeseen verrattuna, mikä vaikuttaa oleellisesti pystysiteiden suunnitteluun. Nämä kestävydet ovat kuitenkin murtorajatilan mukaiset, joten onnettomuustilanteessa voidaan käyttää suurempia kestävyksiä. Peikon määrittämät onnettomuustilanteen mukaiset kestävydet eivät kuitenkaan ole yleisesti saatavilla.

4.3 Seinäkenkäratkaisu

Yrityksen vakioratkaisussa seinäelementtien keskialueella olevat pystysiteet sidotaan juotosputken avulla yläpuoliseen elementtiin, mutta ratkaisun voisi toteuttaa myös seinäkengillä ja ankkurointipulteilla. Peikko Group Oy:n valikoimaan kuuluvat SUMO-seinäkengät ja niihin liittyvät HPM- ja PPM-ankkurointipultit. Seinäkenkä ja ankkurointipultti sopivat keskenään yhteen ja ne kiinnitetään toisiinsa aluslevyllä ja mutterilla. Seinäelementtiin kohdistuvat vetovoimat välitetään elementin alapäässä olevalta seinäkengältä jatkosraudoituksen avulla elementin yläpäässä sijaitsevalle ankkurointipultille. (SUMO-seinäkenkä, tekninen käyttöohje 2015, s. 4). Rakennesaratkaisua on havainnollistettu kuvassa 13.

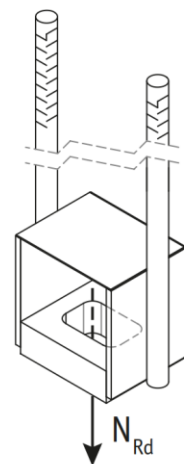


Kuva 13. Seinäelementtien kiinnitys seinäkenkien ja ankkurointipulttien avulla (muokattu lähteestä SUMO-seinäkenkä, tekninen käyttöohje 2015, s. 4-5).

Seinäkenkäratkaisun pulttiliitos ei kuitenkaan ole yhtä kestävä vetoa vastaan kuin saman paksuinen B500B harjateräs. SUMO-seinäkenkän teknisessä ohjeessa (2015) on esitetty eri seinäkenkien kestävyysmitoitukset vetovoimalle, missä on otettu huomioon myös liitettävän pultin kestävyys ja betonin lujuusluokka. Eri kokoisten seinäkenkien vetokestävyysmitoitukset betoniluokassa C25/30 on esitetty taulukossa 9.

Taulukko 9. SUMO-seinäkenkien vetokestävyysmitoitukset (SUMO-seinäkenkä, tekninen käyttöohje 2015, s. 8).

Seinäkenkä	Ankkurointi-pultti	Aluslevy	N_{Rd} [kN]
SUMO 16H	HPM 16	AL 16	62
SUMO 20H	HPM 20	AL 20	96
SUMO 24H	HPM 24	AL 24	139
SUMO 30H	HPM 30	AL 30	220
SUMO 39H	HPM 39	AL 39	383
SUMO 30P	PPM 30	AL 30	299
SUMO 36P	PPM 36	AL 36	436
SUMO 39P	PPM 39	AL 39	521
SUMO 45P	PPM 45	AL 45	697
SUMO 52P	PPM 52	AL 52	938

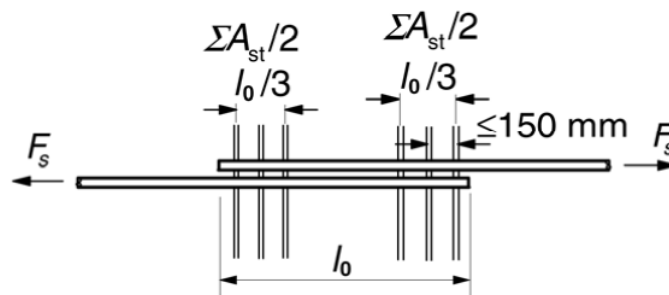


Luvun 3.2 laskentaesimerkin tapauksessa seinän pystysiteeksi riittäisi seinäkengän kestävyuden perusteella yksi SUMO 30H -seinäkengä, mikäli sen lisäksi molemmissa elementin saumoissa on vakioratkaisun tapaan T12 saumateräkset. Jatkosraudoituksen lisäksi rakenneratkaisu vaatii Peikon ohjeiden mukaisesti seinäelementtiin teräsverkot molemmille pinnoille sekä seinäkengän kohdalle poikittaisraudoituksen. Poikittaisraudoitus toteutetaan lisäverkoilla tai irtotangoilla. Poikittaisraudoituksen teräsmäärät on esitetty taulukossa 10.

Taulukko 10. *Seinäkenkien poikittaisraudoitus (SUMO-seinäkenkä, tekninen käyttöohje 2015, s. 11, HPM-ankkurointipultit, tekninen käyttöohje 2019, s. 27).*

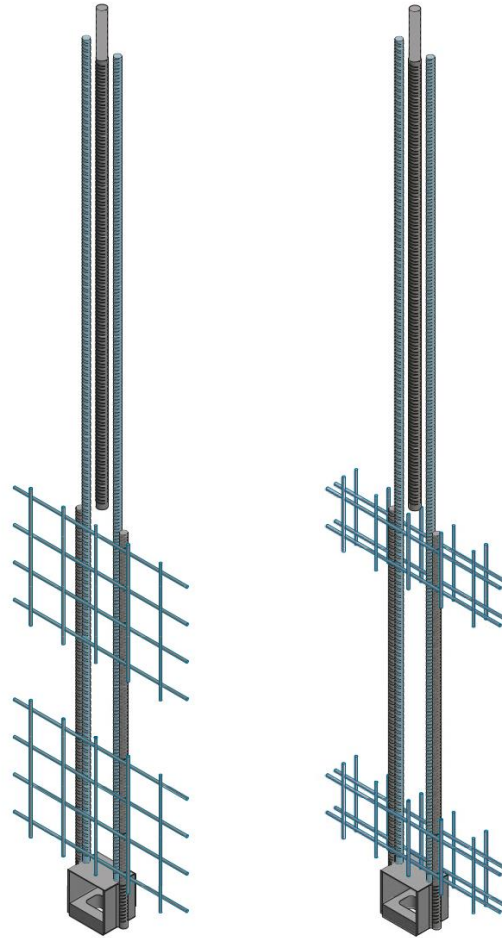
Seinäkenkä	SUMO 16H	SUMO 20H	SUMO 24H	SUMO 30H	SUMO 39H
Ankkurointipultti	HPM 16	HPM 20	HPM 24	HPM 30	HPM 39
Jatkosraudoitus	2T14	2T16	2T20	2T25	2T28
Alareunan poikittaisraudoitus:					
Verkko yhdellä puolella	#6-100-560/200	#6-100-560/300	#8-100-670/300	#8-100-680/400	#10-150-830/550
Verkko kahdella puolella	#6-100-560/200	#6-100-560/200	#8-100-670/200	#8-150-680/250	#10-150-830/250
Yläreunan poikittaisraudoitus:					
	4+4 T6	3+3 T8	4+4 T8	4+4 T10	8+8 T16

Poikittaisraudoitus asennetaan eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 kohdan 8.7.4 mukaisesti limittyvien tankojen päiden tasalle. Irtotankoja käytettäessä raudoitus asennetaan kuvan 14 mukaisesti.



Kuva 14. *Limijatkoksen poikittaisraudoituksen sijoittelu (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 140).*

Kuvassa 15 on havainnollistettu alareunan poikittaisraudoituksen asettelua seinäkengissä ilman yläreunan poikittaisraudoitusta. Seinäkengäohje ei määrittele tarkasti jatkosraudoituksen ja ankkurointipultin poikittaisraudoitusta vaan se tulee toteuttaa eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 2015 kohdan 8.7.4 mukaisesti (Peikko Group 2015).



Kuva 15. Verkoilla toteutettu poikittaisraudoitus (SUMO-seinäkenkä, tekninen käyttöohje 2015, s. 12-13).

4.4 Eri ratkaisujen vertailu

Tuotannon kannalta parasta ratkaisua etsiessä on keskusteltu sekä tuotannon työnjohtajien että elementtityöntekijöiden kanssa. Vakioratkaisun eduiksi nähdään sen yksinkertaisuus seinäkenkään verrattuna. Spiralo-putkea saa tilattua seinäkenkiin verrattuna nopealla toimitusajalla ja lisäraudoituksen pystyy helposti tekemään tehtaalla. Mikäli seinäelementin raudoitus tulee alihankintana valmiina pakettina, tuotannon tehtäväksi ei jää muuta kuin pujottaa Spiralo-putki raudoituksen sisään tehtaalla. Tässä on kuitenkin joskus ongelmia vahvasti raudoitettujen seinien kanssa, koska suunnitelmiin verrattuna raudoitus vie todellisuudessa hieman enemmän tilaa. Tällöin suojabetonipeitteen täyttymiseksi Spiralo-putken hakapaketti on jäänyt ahtaaksi, eikä putki meinaa mahtua raudoituksen sisään. Näitä tilanteita on kuitenkin harvoin ja silloinkin ratkaisuna voi olla 80 mm Spiralo-putken vaihtaminen 60 mm paksuiseksi. Spiralo-putkilla toteutetun vakioratkaisun etuja on myös edullisemmat kustannukset kalliisiin seinäkenkäosiin verrattuna.

Paksun 20 mm harjateräksen kestävyyttä vastaavat seinäkenkäosat ovat myös painavia, mikä osaltaan vaikeuttaa ja hidastaa elementin valmistamista ja pahimmassa tapauksessa vaarantaa työturvallisuuden. Valmistusta hidastavat usein myös puutteelliset suunnitelmat, joissa ei kerrota suoraan vaadittavaa poikittaisraudoitusta, vaan viitataan seinäkengän käyttöohjeeseen, jolloin tuotannossa kulutetaan turhaan työntekijöiden ja esimiesten aikaa etsimällä tuotteiden käyttöohjeita ja oikeaa raudoitusdetaljia.

Spiralo-putkella toteutettu ratkaisu on yleisesti tuotannon suosima, mutta siihenkin liittyy omat ongelmansa. Esimerkiksi putken päähän juotosvalun tekoa varten asennettava 90° kulmaputki ei sellaisenaan sovi Spiralo-putken päähän, vaan kulmaputki tulee sahata sopivaksi osittain toisesta osasta. Seinän paksuus on myös rajoittava tekijä, koska 80 mm tai 60 mm Spiralo-putki raudoituksineen vie oman tilansa elementistä. Alle 180 mm seiniin vakioratkaisa voi olla hyvin vaikea saada sopimaan, jolloin se on järkevämpi vaihtaa seinäkenkäratkaisuun. Myös 180 mm seinät voivat olla liian ahtaita, mikäli ne ovat voimakkaasti raudoitettuja. Kuitenkin tavanomaiseen 200 mm seinään vakioratkaisu sopii pääsääntöisesti hyvin.

Patterissa valettavissa seinissä ongelmaksi voi muodostua Spiralo-putken ja tapin pysyminen suorassa. Mikäli putki tai tappi menee vinoon, saattaa työmaalla olla vaikeaa saada alemman elementin tappi osumaan ylemmän elementin juotosputkeen. Paksua 20 mm harjaterästankoa on vaikea taivuttaa, joten pienikin vinous voi aiheuttaa ongelmia työmaalla.

Elementtityöntekijöiden kanssa keskustellessa on ilmennyt myös sekaannuksia tavallisen juotosputken ja Spiralo-putken välillä. Tavallinen juotosputki on sisäpuolelta sileäpintainen kierresaumaputki, jonka tartunta on heikko verrattuna Spiralo-putken voimakkaasti aaltoilevaan pintaan. Onnettomuustilanteen kannalta on tärkeää, että putken ja betonin välinen tartunta on riittävän kestävä kannattelemaan ripustuskuorman. Joissain tapauksissa myös suunnitelmissa on epäselvästi ilmaistu, että juotosputken tulisi olla juuri tietynlainen Spiralo-putki, mikä voi aiheuttaa sekaannuksia. Vaikka onnettomuustilanne onkin epätodennäköinen, sen sattuessa sileään putkeen juotetusta pystysiteestä ei ole juurikaan hyötyä.

5. YHTEENVETO

Jatkuvan sortuman estämiseksi esitetään eurokoodissa seuraamusluokista riippuen erilaisia vaihtoehtoja, joista yksi on sidejärjestelmä. Sidejärjestelmää käytetään onnettomuustilanteen seuraamusluokissa CC2b ja CC3a. Kyseisiin seuraamusluokkiin sisältyvät kaikki tavanomaisesti kuormitettut 5–15 kerroksiset asuin-, konttori-, ja liikerakennukset, mikä kattaa suuren osan nykypäivän elementtirakentamisesta.

Seinäsuunnittelussa jatkuvan sortuman huomioimisen voisi kiteyttää tilanteeseen, jossa rakennuksesta voitaisiin poistaa mikä tahansa elementti ilman, että koko rakennus sortuu tai paikallisen vaurion raja ylittyy. Elementin poistamisen aiheuttama paikallinen vaurio ei saa olla yli 100 m² eikä yli 15 % vaurioituneen kerroksen pinta-alasta, minkä lisäksi poistetun seinän kannattelemat kuormat tulee välittää muille rakenteille. eurokoodin mukaan jatkuva sortuma katsotaan seinien suhteen estetyksi, kun seinien pystysiteet on mitoitettu yhdestä kerroksesta kyseiselle seinälle kertyvälle pysyvien ja muuttuvien kuormien summalle. Yli 6 m pitkissä seinissä elementin pystysaumojen lisäksi seinän keskialueelle on lisättävä jatkuva pystyside perustuksista vesikatolle asti. Seinän vapaasta päädyistä pystyside saa olla enintään 3 m etäisyydellä.

Pystysiteiden toteuttamiseen on useita erilaisia tapoja rakennesuunnittelijasta riippuen. Yrityksen seinäsuunnittelussa tavanomaisin keino on Spiralo-putkesta ja 20 mm harjateräksestä koostuva ratkaisu, joita lisätään kuormien mukaan yli 6 m pitkien seinien keskialueelle. Tämän vakioratkaisun nykyisen detaljin mukaan harjateräs ankkuroidaan Spiralo-putkeen 600 mm matkalta, mikä on hieman liian vähän, jos teräksestä käytetään koko kapasiteetti. Tällainen tilanne on kuitenkin hyvin harvinainen, mutta se on silti huomioitava suunnittelussa. Kuitenkin ankkurointipituutta laskettaessa ei huomioitu välipohjarakenteeseen ankkuroituvaa osuutta, mikä kasvattaa myös ankkuroinnin varmuutta. Vakioratkaisussa terästen limijatkokset toteutetaan neljällä 12 mm harjateräksellä, jotka sidotaan haoilla toisiinsa. Jatkospituudet täyttävät myös eurokoodin vaatimukset.

Vakioratkaisun ohella voidaan pystysiteenä käyttää myös seinäkenkiä, esimerkiksi kapeissa seinissä, joihin vakioratkaisu lisäteräksineen ei mahdu. Seinäkenkä saattaa kuitenkin aiheuttaa lisätyötä elementtien tuotannossa, jos suunnitelmiin ei ole merkitty tarpeellisia tietoja lisäterästen suhteen. Kokonaisuudessaan yrityksen tuotanto suosii vakioratkaisua käytännöllisyydestä ja kustannuksista johtuvista syistä.

Suunnittelijan tehtävä on suunnitella seinäelementti ja pystysiteet tarpeeksi kestäviksi, ja varmistua, että vakioratkaisun mukainen lisäpystyside mahtuu elementtiin muiden terästen joukkoon. Onnettomuuskuorman laskemista varten yrityksen suunnittelijoilla on käytössään taulukko-ohjelmalla toteutettu laskentapohja, jonka avulla voidaan laskea

pystysiteille kohdistuva kuorma ja lisäsiteiden vaatima ankkurointipituus. Tietomallipohjaisessa suunnittelussa teräkset voidaan saada mahtumaan millin tarkkuudella elementtiin, mutta käytännössä tilanne on usein toinen. Suunnittelijoiden säännöllinen vierailu tuotannon puolella auttaa käsittämään todellista tilannetta paremmin, mikä kehittää myös suunnittelijaa työssään.

LÄHTEET

- Betoniteollisuus ry (2012). Vaijerilenkkiohje. 5 s. Saatavissa (viitattu 2.12.2018): [www.elementtisuunnittelu.fi/Download/23853/Vaijerilenkkiohje%20\(1\).pdf](http://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/23853/Vaijerilenkkiohje%20(1).pdf)
- Elementtisuunnittelu.fi (2010). Asuinkerrostalon laskentaesimerkit. 28 s. Saatavissa (viitattu 19.12.2018): http://www.elementtisuunnittelu.fi/Dowload/23641/Asuinkerrostalon%20mallilaskelmat_ver_5_20131115.pdf
- Elomaa, J., Kekki, T., Koponen, J. & Valonen K. (2014). Tutkintaselostus Y2013-01 Lapsen kuolemaan johtanut ratsastusmaneesin sortuminen Laukaassa 13.2.2013. Onnettomuustutkintakeskus. 48 s. Saatavissa (viitattu 5.11.2018): https://www.turvallisuustutkinta.fi/material/attachments/otkes/tutkintaselostukset/XR30vQZwt/Y2013-01_Laukaa.pdf
- Paatero, A. (2012). Kerrostalot, väliseinien ja massiivilaattojen suunnitteluohjeet (PDF). Parma Oy. 30 s. Saatavilla (viitattu 11.11.2018): https://parma.fi/userassets/uploads/documents/2018/06/parma_kerrostalot_valiseina_massiivilaatat_suunnitteluohje.pdf
- Peikko Group Oy (2015). SUMO®-seinäkenkä, tekninen käyttöohje. 20 s. Saatavissa (viitattu 22.11.2018): https://d76yt12idvq5b.cloudfront.net/file/dl/i/LDa7Tw/7bI_q9vSgsCfTyPMNDjg/SUMO-seinakenkaFI-02-2015.pdf
- Peikko Group Oy (2018). Tietoa Peikosta. Saatavissa (viitattu 22.11.2018): <https://www.peikko.fi/tietoa-peikosta/peikko-lyhyesti/>
- Peikko Group Oy (2019). HPM®-ankkurointipultti, tekninen käyttöohje. 38 s. Saatavissa (viitattu 8.9.2019): https://d76yt12idvq5b.cloudfront.net/file/dl/i/qsnQaQ/XEJ7_tCEbcT-K2oT2w6j3g/HPM-ankkurointipulttiFI002TMAWeb.pdf
- Peikko Group Oy (2019). PVL®-vaijerilenkki, tekninen käyttöohje. 32 s. Saatavilla (viitattu 30.8.2019): https://d76yt12idvq5b.cloudfront.net/file/dl/i/p_TvIw/vA88xO1mvRVFsBu7RRVo8Q/PVL-vaijerilenkkiFI8-2016.pdf
- RIL 201-4-2017 (2017). Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 166 s.
- Salmela, P. (2017). Jatkuvan sortuman huomiointi seinäsuunnittelussa, Parma Oy, yrityksen oma kiintolevy
- SFS-EN 1990 + A1 + AC (2006). Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. 184 s.

SFS-EN 1991-1-7 + A1 + AC (2014). Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat. Suomen standardisoimisliitto SFS ry. 117 s.

SFS-EN 1992-1-1 +A1 + AC (2015). Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Suomen Standardisoimisliitto SFS ry. 220 s.

Spiralo-Putki Oy (2015). Suoritustasoilmoitus. Saatavissa (viitattu 21.9.2019): http://spiralo.fi/kuvat/suoritustasoilmoitus_001DoP.jpg

Ympäristöministeriö (2007). Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1990. 8 s. Saatavissa (viitattu 19.12.2018): www.eurocodes.fi/1990/1990/NA%20SFS-EN1990-YM.pdf

Ympäristöministeriö (2007). Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1. 17s. Saatavilla (viitattu 17.11.2018): www.eurocodes.fi/1992/1992-1-1/NA%20SFS-EN1992-1-1-YM.pdf

Ympäristöministeriö (2009). Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1991-1-7. 18 s. Saatavilla (viitattu 17.11.2018): www.eurocodes.fi/1991/1991-1-7/NA%20SFS-EN1991-1-7-YM.pdf

LIITE A

Laskelmat

Betoni:

Osavarmuusluku

$$\gamma_c := 1.2$$

Ominaislujuus

$$f_{ck} := 25 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctm} := 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \text{MPa} = 2.565 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctk.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.795 \cdot \text{MPa}$$

(EC2 NA)

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

(EC2 NA)

$$\alpha_{ct} := 1$$

Puristuslujuuden mitoitusarvo

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17.708 \cdot \text{MPa}$$

Vetolujuuden mitoitusarvo

$$f_{ctd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.496 \cdot \text{MPa}$$

Teräs:

Osavarmuusluku (onnettomuustilanne)

$$\gamma_s := 1.0$$

Ominaislujuus

$$f_{yk} := 500 \cdot \text{MPa}$$

Mitoituslujuus

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 500 \cdot \text{MPa}$$

Yhden T20 kestävyys:

Tangon halkaisija

$$\phi := 20 \cdot \text{mm}$$

Tankojen lukumäärä

$$n := 1$$

Tankojen poikkipinta-ala

$$A_s := n \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 \cdot \pi = 314.2 \cdot \text{mm}^2$$

Tankojen vetokestävyys

$$N_{d,T20} := f_{yd} \cdot A_s = 157.08 \cdot \text{kN}$$

Neljän T12 kestävyys:

Tangon halkaisija

$$\phi := 12 \cdot \text{mm}$$

Tankojen lukumäärä

$$n := 4$$

Tankojen poikkipinta-ala

$$A_s := n \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \cdot \pi = 452.389 \cdot \text{mm}^2$$

Tankojen vetokestävyys

$$N_{d,4T12} := f_{yd} \cdot A_s = 226.195 \cdot \text{kN}$$

Pystysiteiden tartunta:

η_1 (hyvät olosuhteet)

$$\eta_1 := 1$$

η_2 ($\phi < 32 \text{ mm}$)

$$\eta_2 := 1$$

Harjateräksen tartuntalujuus

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 3.367 \cdot \text{MPa}$$

Suojabetonipeitteen paksuus

$$c_d := 30 \text{ mm}$$

Tangon halkaisija

$$\phi := 20 \cdot \text{mm}$$

Ankkurointipituuden perusarvo

$$l_{b,rqd} := \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = 742.608 \cdot \text{mm}$$

Ankkurointi- ja jatkospituuden
mitoitussarvojen kertoimet

$$\alpha_1 := 1$$

$$\alpha_2 := 1 - 0.15 \cdot \frac{(c_d - \phi)}{\phi} = 0.925$$

$$\alpha_3 := 1$$

$$\alpha_4 := 1$$

$$\alpha_5 := 1$$

$$\alpha_6 := 1.5$$

Ankkurointipituuden mitoitussarvo

$$l_{bd,1} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 686.912 \cdot \text{mm}$$

Jatkospituuden mitoitussarvo

$$l_{bd,2} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} = 1030.3682 \cdot \text{mm}$$

Jatkospituuden minimiarvo

$$l_{0,\min} := \max(0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}, 15 \cdot \phi, 200 \text{ mm}) = 334.173 \cdot \text{mm}$$

Pystysaumojen leikkauskestävyys:

Pystysiteiden mitoituskorma

$$T_s := 550.2 \cdot \text{kN}$$

Pystysiteiden lukumäärä
(kaksi saamaa ja lisäsiteet)

$$n_s := 3$$

Kuorma/side

$$T_{s1} := \frac{T_s}{n_s} = 183.4 \cdot \text{kN} \quad > 157.1 \text{ kN, ei riitä}$$

Pystysiteiden lukumäärä
(kaksi saamaa ja lisäsiteet)

$$n_s := 4$$

Kuorma/side

$$T_{s1} := \frac{T_s}{n_s} = 137.55 \cdot \text{kN} \quad < 157.1 \text{ kN, ok}$$

Seinän vapaa korkeus

$$h := 2.6 \cdot \text{m}$$

PVL 80 k 300 (C35/45)

$$V_{Rd.1} := 17.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Koteloparien lukumäärä

$$n_{PVL} := \frac{h}{0.3\text{m}} = 8.667$$

Sauman leikkauskestävyys

$$V_{Rd} := n_{PVL} \cdot V_{Rd.1} = 150.8 \cdot \text{kN} \quad > 137.6 \text{ kN, ok}$$