

Mahmoud Hosseini

**Monikerroksisten rakennusten pilariportaiden suunnittelu
jatkuva sortuma huomioiden**

Metropolia Ammattikorkeakoulu

Insinööri (AMK)

Rakennustekniikka

Insinöörityö

14.2.2018

| | |
|--|--|
| Tekijä Otsikko | Mahmoud Hosseini Monikerroksisten rakennusten pilariportaiden suunnittelu jatkuva sortuma huomioiden |
| Sivumäärä Päivämäärä | 95 sivua 31.1.2018 |
| Tutkinto | Insinööri (AMK) |
| Tutkinto-ohjelma | Rakennustekniikan koulutusohjelma |
| Ammatillinen pääaine | Rakennetekniikka |
| Ohjaajat | Rudus Oy, Suunnittelupäällikkö Ilkka Kuusi Metropolia AMK, Timo Leppänen |
| <p>Tämän työn toimeksiantajana toimi Rudus Oy. Opinnäytetyön tarkoitus oli tutkia ympäristöministeriön tekemän rakentamista koskevien asetusten uudistuksen vaikutusta porraselementin mitoitukseen. Työssä keskityttiin porrastoimittajan vakiovalikoimaan kuuluvaan pilarilliseen umpikierreportaaseen, jonka tuotenimi on Elemento 5.</p> <p>Rakennuksilta, joissa oleskelee paljon ihmisiä, vaaditaan onnettomuuden sattuessa riittävää stabiilisuutta. Tämä tarkoittaa, että rakennusten ja rakennusosien suunnittelussa on otettava huomioon jatkuva sortuma. Rakennuksen ja rakenteiden vaurionsietokyky varmistetaan noudattamalla standardin SFS-EN 1990 ja sen kansallisen liitteen mukaista seuraamusluokkajakoa. Vaativimmassa seuraamusluokassa CC3 rakenteiden suunnittelussa on käytettävä avainasemassa olevan rakennusosan menettelyä, mikäli vaihtoehtoista kuormasiirtoreittiä ei pystytä muodostamaan.</p> <p>Työssä tutkittiin vakioimitoitettun porrasmallin ominaisuuksia ja soveltuvuutta korkeisiin rakennuksiin mitoittamalla porrasmallin pilarin poikkileikkauksen puristuskestävyys ja liitoksille syntyvä sidevoima. Pilarin mitoitus tehtiin standardin SFS-EN 1992-1-1 ja sen kansallisen liitteen mukaan ottamatta onnettomuuskuormaa huomioon. Toisen kertaluvun laskennassa käytettiin nimellisen kaarevuuden menetelmää. Vaino taiputus tarkasteltiin yksinkertaistetulla menetelmällä. Portaan liitosten tarvittava sidevoima kerrostasolaattaan tarkasteltiin ympäristöministeriön määräysten ja betoniyhdistyksen ohjeiden mukaisesti.</p> <p>Laskennan pohjalta laadittiin yrityksen käyttöön taulukko, jossa monikerroksisille rakennuksille ja portaan pilarin poikkileikkaukselle koottiin tärkeimmät kohdat muun muassa puristussuhdeluku ja tarvittava rauditusmäärä.</p> | |
| Avainsanat | Monikerroksiset rakennukset, porraskerros, jatkuva sortuma, pilari |

| | |
|---|--|
| Author Title Number of Pages Date | Mahmoud Hosseini Designing Column Stairs for High Buildings Taking into Consideration Continuous Collapse 95 pages 31 January 2018 |
| Degree | Bachelor of Engineering |
| Degree Programme | Civil Engineering |
| Professional Major | Structural Engineering |
| Instructors | Ilkka Kuusi, Planning chief, Rudus Oy Timo Leppänen, Senior Lecturer |
| <p>The study was commissioned by Rudus Oy. The purpose of the thesis was to study the effectiveness of the changes that may be made to the stair elements through the reform of the regulations on the construction of the environment by the Ministry of the Environment. The thesis focused on a columnar, semi-circular stair belonging to the standard selection of the stair vendor, which is better known under the brand name Elemento 5.</p> <p>Buildings with a large number of people require adequate stability in the event of an accident. This means that buildings and structures have to be designed with continuous collapse being taken into consideration. The resistance of buildings and structures is ensured by following the division of sanctions in accordance with the Standard SFS-EN 1990 and its National Annex. In the most demanding penalty category CC3, the design of structures must be carried out by the method of a key part of a building component, in case the design of an alternative load carrier path is not possible.</p> <p>In the thesis, the properties of the standard graded staircase and the suitability for high-rise buildings were studied by dimensioning the compression resistance of the cross-section of the staircase column and the joining force generated by joints. The pillar design was made according to Standard SFS-EN 1992-1-1 and its national annex, excluding the accident load. The second order calculation used the nominal curvature method. Wine bending was examined by a simplified method. The required side force of the drill joints to the floor plate was examined in accordance with the regulations of the Ministry of the Environment and the Concrete Association guidelines.</p> <p>On the basis of the calculation, a table was prepared for the company, where the most important points for the multi-storey buildings and the cross-section of the staircase column were assembled, such as the compression ratio and the required number of reinforcements.</p> | |
| Keywords | Multi-storey buildings, stairs, continuous collapse, column |

Sisällys

| | | |
|-------|--|----|
| 1 | Johdanto | 1 |
| 1.1 | Tausta | 1 |
| 1.2 | Työn sisältö ja rajoitus | 1 |
| 1.3 | Tutkimuksen toteuttaminen | 3 |
| 1.4 | Yrityksen esittely | 4 |
| 2 | Porrassuunnitteluun vaikuttavat asetukset ja määräykset | 5 |
| 2.1 | Rakennuksen käyttöturvallisuus F2 | 5 |
| 2.2 | Esteetön rakennus F1 | 5 |
| 2.3 | Rakennusten paloturvallisuus E1 | 7 |
| 3 | Teräsbetonielementtinen kierreporras | 7 |
| 3.1 | Vakiomitoitettu pilarillinen umpikierreporras Elemento 5 | 7 |
| 3.2 | Elemento 5:sen vaihtoehtoiset mallit | 8 |
| 4 | Porrassuunnitteluun vaikuttavat rakennetekniset seikat | 10 |
| 4.1 | Rakenteiden lujuus ja vakaus | 10 |
| 4.2 | Onnettomuuskuormat | 11 |
| 4.2.1 | Törmäys | 14 |
| 4.2.2 | Tulipalo | 14 |
| 4.2.3 | Ryömintäilmiö | 15 |
| 5 | Jatkuva sortuma | 15 |
| 5.1 | Paikallinen vaurio ja jatkuva sortuma | 15 |
| 5.2 | Paikallisen vaurion estäminen | 16 |
| 5.3 | Jatkuvan sortuman rajoittaminen | 17 |
| 5.4 | Korvaava rakennesysteemi | 17 |
| 5.5 | Korvaavan rakennesysteemin tarkastelu | 19 |
| 5.6 | Sidejärjestelmät | 21 |
| 6 | Rakenteiden seuraamusluokka | 21 |
| 6.1 | Seuraamusluokka CC1 | 22 |
| 6.2 | Seuraamusluokka CC2 | 23 |
| 6.3 | Seuraamusluokka CC3 | 24 |

| | | |
|-------|---|----|
| 7 | Liitoksilta vaadittu sidevoima | 26 |
| 7.1 | Ympäristöministeriön asetuksen mukaiset sidevoimat | 26 |
| 7.1.1 | Vaakasiteet | 26 |
| 7.1.2 | Pystyrakenteiden sidonta välipohjaan | 28 |
| 7.2 | Betoninormikortin ohjeen mukaiset sidevoimat | 30 |
| 7.2.1 | Laattaelementit | 30 |
| 7.2.2 | Pilari-elementit | 32 |
| 7.2.3 | Porraselementit | 37 |
| 7.3 | RIL 202-2011 mukaiset sidevoimat | 38 |
| 7.3.1 | Vaakarakenteet | 38 |
| 7.3.2 | Pystyrakenteet | 39 |
| 7.4 | Pilarillisen kiertävän portaan liitosten mitoitus | 40 |
| 8 | Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan | 42 |
| 8.1 | Kuormien yhdistelykertoimet | 42 |
| 8.2 | Materiaaliarvot | 44 |
| 8.3 | Betonipeitteen määrittäminen | 45 |
| 8.3.1 | Betonipeitteen nimellisarvo | 45 |
| 8.3.2 | Tehollisen korkeuden määrittäminen | 46 |
| 8.3.3 | Betonipeitteen paksuuden vähimmäisarvot palotilanteessa | 48 |
| 9 | Portaan pilarin mitoitus | 49 |
| 9.1 | Pilarin mitoituksen peruseriaatteet | 49 |
| 9.2 | Pilarin rauditusjärjestelyt | 52 |
| 9.2.1 | Pääraudoitus | 52 |
| 9.2.2 | Vähimmäisraudoitus | 52 |
| 9.2.3 | Enimmäisraudoitus | 52 |
| 9.2.4 | Hakaraudoitus | 52 |
| 9.3 | Lineaarinen analyysi | 53 |
| 9.3.1 | Alkuepäkeskisyys | 53 |
| 9.3.2 | Pilarin lisäepäkeskisyys | 54 |
| 9.3.3 | Ensimmäisen kertaluvun momentti | 55 |
| 9.4 | Hoikka pilari | 56 |
| 9.4.1 | Nurjahduspituus | 56 |
| 9.4.2 | Pilarin hoikkuus | 57 |
| 9.4.3 | Hoikkuuden raja-arvo | 58 |
| 9.5 | Epälineaarinen analyysi | 59 |

| | | |
|--------|---|----|
| 9.6 | Toisen kertaluvun vaikutukset | 60 |
| 9.6.1 | Kaarevuus | 61 |
| 9.6.2 | Viruminen | 62 |
| 9.6.3 | Mitoittava momentti | 66 |
| 9.7 | Normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutus | 67 |
| 9.8 | Vino taivutus | 69 |
| 10 | Vakiomitoitetun pilarin kestävyys | 71 |
| 11 | Yhteenveto | 88 |
| 11.1 | Teorian yhteenveto | 88 |
| 11.1.1 | Rakennusten käyttöturvallisuus | 88 |
| 11.1.2 | Jatkuva sortuma | 88 |
| 11.2 | Mitoituksen yhteenveto | 90 |
| 11.3 | Onnistuminen ja jatkotoimenpiteet | 91 |
| | Lähteet | 92 |

1 Johdanto

1.1 Tausta

Tämä insinööri työ tehdään toimeksiantona Rudus Oy betonituotteet toimialaan kuuluvalla porrasedimenttien tuoteryhmälle. Yrityksen kannalta opinnäytetyön aihe on ajankohtainen, sillä ympäristöministeriön antaman tiedotuksen mukaan rakentamista koskevat asetukset uudistuvat vuoteen 2018 mennessä vuonna 2013 voimaan tulleen maankäyttö- ja rakennuslain muutoksen (958/2012) mukaisesti. [1.]

Rakentamismääräyskokoelman uudistus rakennuksen käyttöturvallisuuden osalta vaikuttaa betonielementtien porrasedimenttien suunnitteluun ja valmistukseen. Kokoelman uudistuksessa käsitellään muitakin aihe-alueita, kuten palomääräykset, esteettömyys ja turvallisuus. Käyttöturvallisuudesta julkaistiin asetusluonnos lausuntokierrokselle vuoden 2016 lopussa. Sisällön perusteella on todennäköistä, että Ruduksen valmistamiin porrasmalleihin on tehtävä muutoksia. Esimerkiksi, kiertävän pilarillisen portaan etenemän mitan tulee olla 400 mm:n etäisyydellä leveämmästä päästä vähintään 270 mm ja sisäreunan mitta suurempi kuin 100 mm. [3, s. 2.]

Toinen syy opinnäytetyön tekemiseen on tornitalobuumi. Suomessa yli 15-kerroksiset rakennukset luokitellaan tornitaloiksi. Korkeasta rakentamisesta on toistaiseksi vähäisiä kokemuksia Suomessa sekä viranomaisten että suunnittelijoiden osalta. Tällä hetkellä tornitaloja ei ole vielä rakennettu kovin suurta määrää. Korkein tornitalo on tällä hetkellä Espoossa vuonna 2017 valmistunut 24 kerroksinen As Oy Espoon Niittyhuippu. Tornitalojen rakentaminen näyttää rakentamisbuumin myötä kasvaneen, sillä paikkakuntia, joihin tornitaloja on kaavailtu rakennettavan, sijaitsee myös pääkaupunkiseudun ulkopuolella. Lähivuosina tornitaloja rakennetaan pääkaupunkiseudulle mahdollisesti tiheään tahtiin. Espoon Keilaniemeen on suunnitteilla neljän pilvenpiirtäjän kokonaisuus, joista korkein on 40 kerroksinen ja 127 metriä korkea maamerkki. Myös Helsingin Pasilaan ja Kalasatamaan on rakenteilla tai suunnitteilla korkeita asuinrakennuksia. [27.]

1.2 Työn sisältö ja rajoitus

Lopputyössä selvitetään, miten paljon ympäristöministeriön tuleva asetus rakennuksen käyttöturvallisuudesta tulee vaikuttamaan kiertävien porrasedimenttien osalta porrassuunnitteluun. Porrasedimentin tulee täyttää esimerkiksi parikuljetuksen tilantarve ja olla sopiva kohteeseen rakenneteknisesti. Sen tulee olla kustannustehokas

käytettäviin neliöihin nähden sekä täyttää kaikki muut hyvän rakentamistavan määräykset ja ohjeet. Mahdollisten muutosten varalta opinnäytetyön toimeksiantaja on varautunut muuttamaan portaiden ulkomittoja uuden asetuksen mukaisiksi.

Tämän työn tarkoituksena on tarkastella työn toimeksiantajan valikoimaan kuuluvan kiertävän portaan soveltuvuutta 15 kerrosta korkeampiin tornitaloihin. Tämä kyseinen porrastyyppi muodostuu kantavasta pilarista, jonka poikkileikkauksensa puristuskapasiteettia on tarkasteltava, jotta voidaan varmistua sen soveltuvuudesta tulevaisuudessa rakennettaviin 15 kerrosta korkeampiin tornitaloihin. Työssä vertaillaan pilarin poikkileikkauksen puristuskestävyyttä muuttamalla pilarin ja portaan mitoitusta vakioituun porrastyyppiin nähden. Valitut kiertävät portaat ovat vakiomitotetun kiertävän portaan muunnoksia isoimmalla pilarin poikkileikkauksella.

Portaan pilarin poikkileikkaus on rakenneteknisesti keskeisessä roolissa kiertävien pilarillisten porraselementtien suunnittelussa. Isommalla pilarin poikkileikkauksella päästään parempiin puristuskestävyyden arvoihin. Poikkileikkauksen sivujen suhde toisiin nähden tulee täyttää eurokoodin SFS-EN1992-1-1 vaatimat määräykset. [20, s. 77.] Tämä ei välttämättä takaa rakenneteknisesti toimivaa poikkileikkausta, sillä on vielä tarkasteltava pilarin stabiiliutta. Nurjahdustarkastelussa pilarin poikkileikkauksen mitoilla ja pilarin pituudella on merkitystä, sillä lyhyillä puristussauvoilla nurjahdusongelma on usein vähäinen, mutta nurjahdus tulee merkittäväksi pitkillä hoikilla sauvoilla. Silloin sauvan geometria tulee merkittäväksi tekijäksi ja nurjahdus voi tapahtua materiaalin myötörajaa alemmassa jännityksessä. Hoikan pilarin mitoituksessa on otettava toisen kertaluvun vaikutukset huomioon. [21, s. 4-11.]

Tausta-aineiston pohjalta työssä myös tutkitaan, miten yli 15-kerroksisten rakennusten pilariportaiden jatkuvan sortuman estäminen voidaan ottaa porrassuunnittelussa huomioon. Suunniteltaessa korkeita rakennuksia jatkuvan sortuman huomioiminen korostuu, sillä seuraukset jatkuvan sortuman huomioimisen laiminlyönneistä tällaisissa kohteissa voivat olla merkittäviä ihmishenkien menettämisen sekä taloudellisten vahinkojen takia. [8, s. 3.]

Työn lopputulosta rajoitetaan pilarin mitoituksen osalta niin, että pilarin mitoituksella haetaan arvio pilarin poikkileikkauksen puristuskestävyydelle ja tarvittavalle teräsmäärälle esimerkiksi 30-kerroksisessa asuintalossa.

1.3 Tutkimuksen toteuttaminen

Tutkimusmenetelmäksi valitaan laadullinen eli kvalitatiivinen tutkimustapa, jossa lopputuloksen tulee vastata tutkimuksen lopputavoitteita laadullisesti kuvaten kohteen ominaisuuksia ja merkityksiä kokonaisvaltaisesti. Siksi tutkittavia yksiköitä ei valita kovin suurta määrää ja niitä tutkitaan perusteellisesti. Aineisto pyritään valitsemaan tarkoituksenmukaisesti ja teoreettisesti perustellen. Laadullisen tutkimuksen raportoinnissa käytetään vakiintunutta esittämistapaa, jossa esitetään tausta-aineistoa ja käytettäviä menetelmiä haastatellen aiheen asiantuntijoita. [28.]

Työssä tutustutaan pilarin mitoitukseen tutustumalla eurokoodeihin ja kansallisiin liitteisiin. Näitä ovat:

- SFS-EN 1990, Eurokoodi 0, Rakenteiden suunnitteluperusteet
- SFS-EN 1991, Eurokoodi 1, Rakenteiden kuormat
- SFS-EN 1991-1-1 Eurokoodi 1: rakenteiden kuormat, Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja hyötykuormat
- SFS-EN 1991-1-6 Eurokoodi 1: rakenteiden kuormat, Osa 1-6: Yleiset kuormat. Toteuttamisen aikaiset kuorma
- SFS-EN 1991-1-7 Eurokoodi 1: rakenteiden kuormat, Osa 1-7: Yleiset kuormat - Onnettomuuskuormat
- SFS-EN 1992-1-1, Eurokoodi 2, Osa 1-1, Betonirakenteiden suunnittelun perusteet
- SFS-EN 1992-1-2, Eurokoodi 2, Osa 1-2, Betonirakenteiden suunnittelu
- Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1, Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt
- Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-2 Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus

Työssä tarkastellaan vakiomitoitetun pilarin puristuskestävyyttä. Tarkoituksena on selvittää millä pilarin koolla ja raudoituksella olisi mahdollista toteuttaa 15 kerrosta korkeampi tornitalo. Lopuksi mitoitetujen pilareiden puristuskestävyyttä vertaillaan

keskenään. Mitoitus suoritetaan yllä mainittuja eurokoodeja ja kansallisia liitteitä noudattaen.

Rakennuksia ja rakennusosia suunnitellaan niin, että onnettomuuden sattuessa ei saa aiheutua koko rakennuksen sortumista. Tämä vaatii, että erilaisten seuraamusluokkien rakennus ja rakenneosat suunnitellaan jatkuva sortuma huomioiden. Betoninormiyhdistyksen ohjeisiin perustuva betoninormikortti 23 ja ympäristöministeriön asetus rakenteiden lujuudesta ja vakaudesta käsittelevät rakennusten jatkuvaa sortumaa. Kuitenkaan kyseiset aineistot eivät ota yksiselitteisesti kantaa porraselementtien jatkuvan sortuman estämisen suunnitteluun vaikuttavan seuraamusluokan valintaan. Työssä myös määritellään seuraamusluokan valinnan vaikuttavuutta porraselementtien suunnitteluun tutustumalla edellä mainittuihin lähdeaineistoihin.

1.4 Yrityksen esittely

Rudus Oy on johtava kivipohjaisia rakennusmateriaaleja valmistava yhtiö. Yrityksen pääkonttori sijaitsee Helsingissä, mutta aluetoimistoja ja tehtaita sijaitsee eri puolilla Suomea. Vuodesta 1999 lähtien Rudus on kuulunut rakennusmateriaalialalla maailmanlaajuisesti toimivaan irlantilaiseen CRH plc- konserniin, kuitenkin toimien itsenäisenä tytäryhtiönä. [35.]

Rudus on monelle tuttu nimi siellä, missä rakennetaan vastuullisesti pitkäikäistä ja viihtyisää ympäristöä. Toiminta-alueet ovat kiviaineet, betonituotteet, valmisbetoni ja kierrätys.

Betonituotteiden valikoimaan kuuluvat:

- elpo-hormit ja infraelementit
- julkisivu- ja porraselementit, nimellä Rudus Elemento
- kaivot ja putket
- pihakivet ja maisematuotteet ja harkot.

Johtavana porraselementtien valmistajana Rudus Oy:n porraselementtien valikoimaan kuuluu 18 eri vakioporrastyyppeä. Tämän lisäksi tilaajan ja arkkitehdin toiveista portaita valmistetaan myös erikoismitoitettuna. [35.]

2 Porrassuunnitteluun vaikuttavat asetukset ja määräykset

Asuinrakennusten kulkutilojen ja porrashuoneiden suunnitteluun käytettäviä rakentamismääräyksiä ovat muun muassa:

- rakennuksen käyttöturvallisuus F2
- esteetön rakennus F1
- rakennusten paloturvallisuus E1

Edellä mainittujen määräysten lisäksi suunnittelussa on otettava huomioon muun muassa toiminnallisuus ja tilankäytön tehokkuus sekä tilasuunnitteluun liittyvät tavoitteet. [7, s. 2.]

2.1 Rakennuksen käyttöturvallisuus F2

Rakentamismääräyskokoelma F2 rakennuksen käyttöturvallisuudesta määrittää portaiden suunnittelun osalta seikkoja, kuten askelman nousua, nousujen määrää, askelman etenemää ja portaan leveyttä. Määräyksen mukaan askelman nousun ja etenemän oikealla suhteella porrassuunnittelu on käyttötarkoituksessaan helppokulkuinen. [2, s. 5.]

Ympäristöministeriön vuonna 2013 antaman tiedotteen mukaan rakentamismääräyskokoelma rakennuksen käyttöturvallisuudesta F2 mukaan lukien uudistuu vaiheittain vuoteen 2018 mennessä. [1.]. Edellä mainitun osan luonnosasetuksessa määritetään muun muassa, että uloskäytävänä toimivan portaan askelman nousu saa olla enintään 180 mm. Etenemän tulee olla vähintään 270 mm. Kiertävissä portaissa 400 millimetrin etäisyydellä askelman leveämmästä päästä etenemän mitta on oltava vähintään 270 mm. Kiertävän portaan sisäreunan etenemälle on asetettu arvoksi vähintään 100 millimetriä. [3, s. 3.]

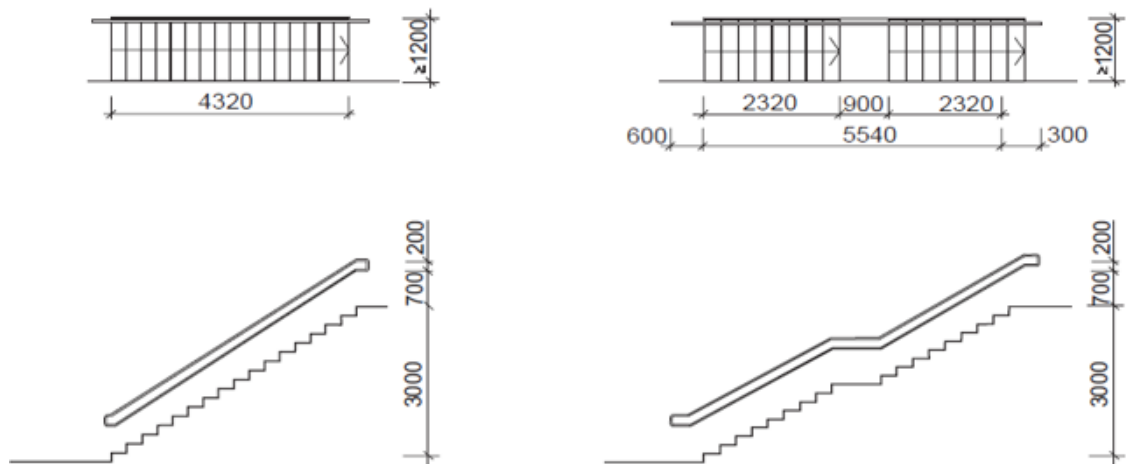
2.2 Esteetön rakennus F1

Ympäristöministeriön ohjeisiin perustuvassa Esteetön rakennus F1:ssä edellytetään, että asuinrakennusten porrashuoneiden tulevat olla käyttäjäystävällisiä, hyvin valaistuja, väljiä ja varustettu tarpeellisin välitasantein. Asuinrakennusten porrashuoneiden kokoon ja muotoon vaikuttavat muun muassa rakennustyyppi, rakennuksen korkeus, rakennuksen sijoittuminen ilmasuuntiin nähden, käytävällä tai

kerrostasanteella olevan oven etäisyys alaspäin johtavaan porrassyökseen, asuntojen koko ja lukumäärä kerrostasannetta kohti. [5, s. 3.]

Sopivasti sijoitettujen, tarpeeksi väljien ja helppokulkuisten uloskäytävien avulla voidaan tulipalossa tai muussa hätätilanteessa mahdollistaa henkilöiden turvallinen poistuminen rakennuksesta niin, että poistumisaika rakennuksesta ei ole vaaraa aiheuttavan pitkä. Asuinkerrostalossa ei yhdelle kerrostasolle saa sijoittaa liikaa asuntoja. [5, s. 4.]

Asuinrakennusten porrashuoneiden ja kulkutilojen suunnittelussa myös parikuljetuksen tilantarve on otettava huomioon niin, että voidaan tarvittaessa vaivatta kuljettaa liikkumisesteinen henkilö pareilla. Tämä vaikuttaa kulkutilojen mitoittamiseen. [5, s. 5.]



Kuva 1. Esimerkit portaista hissillisessä (vasemmanpuoleinen) ja hissittömässä (oikeanpuoleinen) kerrostalossa. Piirustus ei ole mittakaavassa. [7, s. 2.]

Alla on esimerkki, jossa on taulukoitu yleisesti käytettyjä mittoja asuinrakennusten portaiden suunnittelussa.

Taulukko 1. Portaiden suunnittelussa yleisesti käytetyt mitat asuinrakentamisessa. [7, s. 2.]

| | Hissillinen asuinrakennus Kerroskorkeus 3000 mm | Hissitön asuinrakennus Kerroskorkeus 3000 mm |
|-------------|--|---|
| Nousuja | 17 kpl | 18 kpl |
| Nousu | 176,5 mm | 166,6 mm |
| Etenemä | 270,0 mm | 290,0 mm |
| Välitasanne | - | 900,0 mm |

2.3 Rakennusten paloturvallisuus E1

Rakennusten paloturvallisuuden E1:n mukaan tulipalossa tai muussa hätätilanteessa porraskäytävien ja kulkutilojen kautta rakennuksesta turvallisesti poistuminen edellyttää ennen kaikkea porrashuoneen lujuutta ja vakautta, siksi porrashuone on suunniteltava standardin SFS-EN 1991-1-2 ohjeiden nojalla. [6, s. 5.]

Edellä mainittujen ominaisuuksien lisäksi seuraamusluokan valinta, vahvistettujen kulkureittien edellyttämät rauditusmäärät ja muut rakennetekniset seikat kuten jatkuva sortuman estäminen vaikuttavat hyvin paljon portaiden suunnitteluun.

3 Teräsbetonielementtinen kierreporras

Porrastoimittajan valikoimaan kuuluu muutama kiertävä porraselementti, jotka muodostuvat kantavasta pilarista ja sen ympäriltä 180° :n koko kerrosvälin kiertävästä porrasmaisesta runko-osasta. Kierreportaat voivat olla lepotasollisia, jolloin porraselementin leveys kasvaa tarvittavan tilan verran.

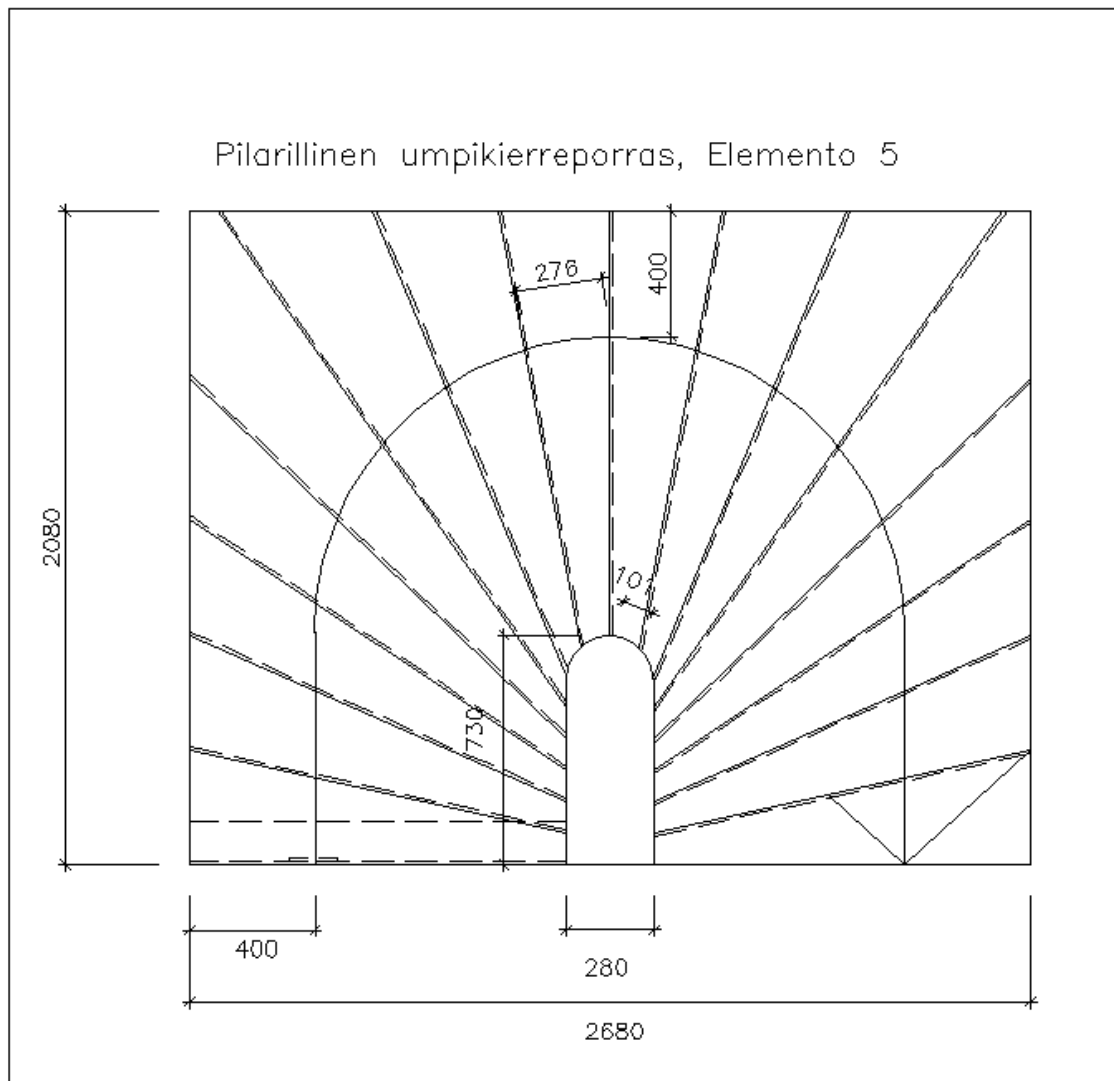
3.1 Vakiomitoitettu pilarillinen umpikierreporras Elemento 5

Tässä työssä keskitytään pilarilliseen umpikierreportaaseen, jonka tuotenimi on Elemento 5. Kyseinen porrasmalli valmistetaan vakiomitoitettuna, joka on vähäisen tilantarpeensa takia rakennuttajien ja arkkitehtien suosiossa. Kyseinen porrastyypin on kuulunut porrastoimittajan vakiovalikoimaan jo pitkään. Sen hyviä puolia ovat elementin mittatarkkuus ja helppo asennettavuus. Sopivan pilarin poikkileikkauksensa ansiosta kyseinen porrastyypin soveltuu tornitaloihin paremmin kuin muut kiertävät pilarilliset porraselementit.

Kyseisen porrasmallin muut rakennetekniset ominaisuudet ovat:

- kerroskorkeus 3000 mm
- nousujen määrä 17 x 176,5 mm
- soveltuu sisäportaisiin
- soveltuu korkeintaan 17-20 kerroksisiin rakennuksiin

- vähintään kahdelta sivulta tuettu
- suunniteltu rasitusluokka on XC0 tai XC1
- suunniteltu käyttöikä on 100 vuotta
- on nopea ja helppo asentaa.

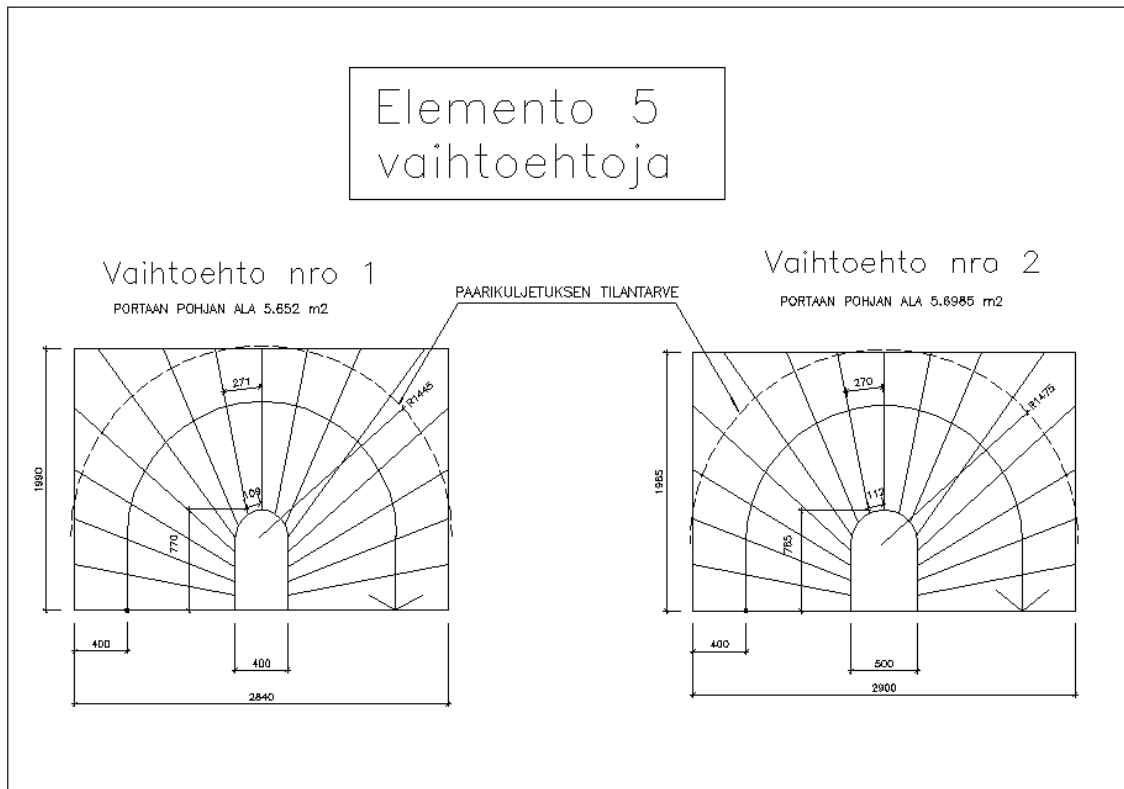


Kuva 2. Asetusluonnoksen mukainen mitoitus vakiomitotetusta pilarillisesta umpikierreporrasta, Elemento 5. Piirustus ei ole mittakaavassa.

3.2 Elemento 5:sen vaihtoehtoiset mallit

Johtavana porraselementtien valmistajana Rudus Oy on varautunut uudistamaan kiertävien porrasmallien mitoitusta luvussa 2.1 mainitun asetusluonnoksen mukaiseksi.

Muutoksesta johtuen valmistuksessa käytettävä muottikalusto joudutaan uusimaan kokonaisuudessaan. Porrastyypinä Elemento 5 on osoittautunut kustannustehokkaaksi tuotteeksi, joten on luonnollista tarkastella laajemmin porrasmallin soveltuvuutta ennen investointia uuteen muottikalustoon. Tästä johtuen tarkoituksena on hakea tietämystä tulevaisuudessa rakennettavien 17 kerrosta korkeampien asuinrakennusten portaan pilarin poikkileikkauksen vaatimasta puristuskestävyydestä ja tarvittavasta rauditusmäärästä.



Kuva 3. Luonnospiirustus mahdollisesta tulevasta pilarillisesta kiertävästä porraselementistä. Piirustus ei ole mittakaavassa.

Yllä olevan kuvan mukaiset vaihtoehtoiset pilarilliset kierreportaat on suunniteltu Elemento 5:sen pohjalta ja vastaavat luonnosasetuksessa asetettuja vaatimuksia. Kuvan mukaisten portaiden ominaisuuksiin kuuluu muun muassa:

- kerroskorkeus 3000 mm
- nousujen määrä 17 x 176,5 mm
- etenemän mitta 400 mm:n etäisyydellä leveämmästä päästä 270 mm

- sisäreunan etenemän mitta 110 mm
- portaan leveys vähintään 1200 mm
- soveltuu sisäportaisiin
- soveltuu myös 17 kerrosta korkeampiin rakennuksiin
- vähintään kahdelta sivulta tuettu
- suunniteltu rasisusluokka on XC0 tai XC1
- suunniteltu käyttöikä on 100 vuotta
- on nopea ja helppo asentaa.

4 Porrassuunnitteluun vaikuttavat rakennetekniset seikat

4.1 Rakenteiden lujuus ja vakaus

Ympäristöministeriön asettamat vaatimukset Maankäyttö- ja rakennuslaissa 117 a, b ja d § koskevat kantavien rakenteiden lujuutta ja vakautta, turvallisuutta ja käyttöturvallisuutta. Asetuksen mukaan rakenteet, porraselementit mukaan lukien täyttävät olennaiset tekniset vaatimukset, kun ne suunnitellaan eurokoodeja ja kansallisia liitteitä käyttäen. [9, s. 4.]

Rakenteet suunnitellaan suorittamalla tarkasteluja murtorajatilassa ja käyttörajatilassa, jotka käsitellään erikseen. Rajatiloihin palataan luvussa 9.

Laiminlyönti rakenteiden suunnittelussa voi johtaa rakennuksen sortumiseen rakenteellisen vian seurauksena. Sampoongin tavaratalon romahdus on hyvä esimerkki, kuva 4.

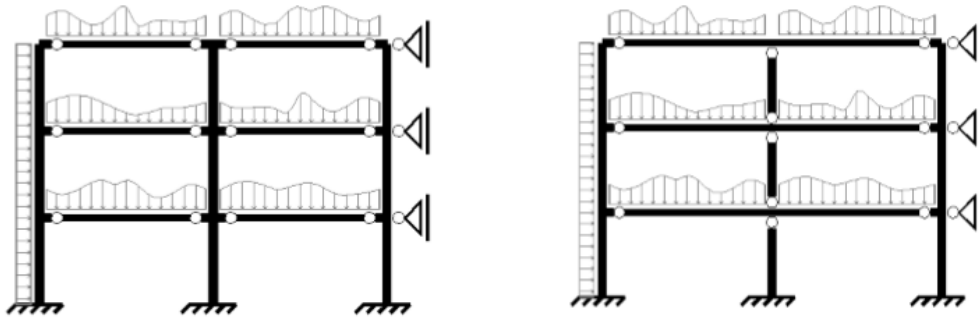


Kuva 4. Seoullissa sijaitsevan Sampoongin tavaratalon romahdus vuonna 1995 rakenteellisen vian seurauksena. [31.]

4.2 Onnettomuuskuormat

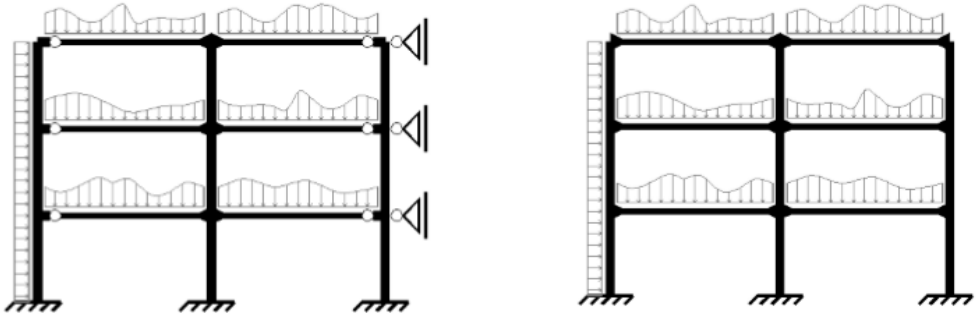
Rakennuksen liittorungon rakennemalli vaikuttaa sekä rakenneosien että liitosten mitoittamiseen. Kuvassa 5 on esitetty tavallisimpia Suomessa käytettäviä liittorungon rakennemalleja. [24, s.3.]

Betoniyhdistyksen ohjeisiin perustuva betoninormikortti 23_EC käsittelee perusteellisesti rakenteiden stabiiliutta ja liitosten suunnittelua ennalta arvaamattomien onnettomuustilanteiden varalta. Betoninormikortissa on selkeästi tuotu esiin palkin, laatan, T-palkin, seinän, pilarin ja porraselementin suunnittelu jatkuva sortuman tapauksessa.



a) Yksiaukkoiset palkit ja jatkuvat pilarit. Kehä on tuettu sivusuunnassa jäykistävillä rakenteilla.

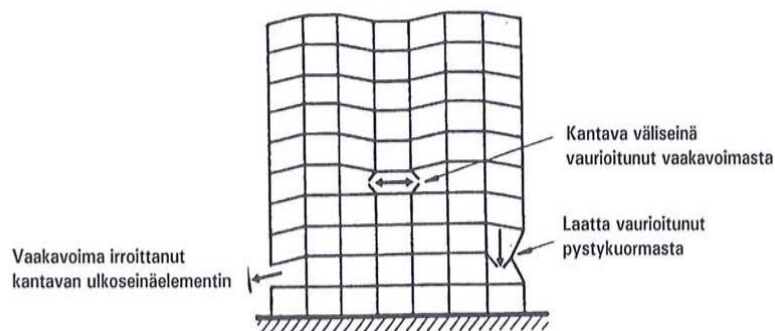
b) Jatkuvat palkit, kerrospilarit keskellä ja jatkuvat reunapilarit. Kehä on tuettu sivusuunnassa jäykistävillä rakenteilla.



c) Jatkuvat palkit ja jatkuvat pilarit. Keskipilarin ja palkin välillä on momenttijäykkä liitos. Reunapilarin ja palkin liitos nivelöity. Kehä on tuettu sivusuunnassa jäykistävillä rakenteilla.

d) Jatkuvat palkit ja jatkuvat pilarit. Pilarien ja palkkien välillä on momenttijäykkä (tai osittain jäykkä) liitos. Kehää ei ole tuettu sivusuunnassa jäykistävillä rakenteilla.

Kuva 5. Rakennemallin valinta. Rakennemallit a) ja b) ovat yleisempiä. [24, s.3.]



Kuva 6. Onnettomuuskuormien mahdolliset aiheuttamat vauriot. [8, s. 2.]

Betoninormikortissa esitetään onnettomuustilanteissa esiintyvät kuormat ja onnettomuuskuormille vaaditut sidevoimat koskien eri seuraamusluokkia.

Betoninormikortti 23 selostaa onnettomuustilanteessa mahdollisesti syntyvä paikallista vauriota ja siitä mahdollisesti aiheutuvaa jatkuvaa sortumaa.

Sortuman syitä voivat olla muun muassa:

- ryömintäilmiö, eli elementin putoaminen esim. epäsymmetrisesti tapahtuvista lämpö- ja kosteusliikkeistä.
- räjähdys, jonka seurauksena kantavat rakenteet menettävät kantokykynsä ja johtavat koko rakennuksen vaurioitumiseen tai sortumiseen.
- törmäystilanteet, joissa kantavia rakenteita tulee suunnitella ja mitoittaa avain asemassa oleville kohdistuville murtorajatilan kuormille.
- perustusten painumat
- seurauksiltaan poikkeuksellisen ankara tulipalo, joka aiheuttaa teräsbetonirakenteiden lujuuden menetystä. Lujuuden menetys voi myös aiheutua hetkellisestä kuormituksesta, mikäli tulipalossa syntyy korkea lämpötila.
- paikallisen vaurion seurauksena elementin putoaminen alempana olevien rakenteiden päälle
- poikkeuksellinen ylikuorma. [8, s. 2.]

Betoninormikortti määrittelee kantavia rakenteita seuraavasti [8, s. 2.]:

- rakenteet, jotka kantavat oman painon lisäksi niille määrätyt hyötykuormat ja muuttuvat kuormat
- rakenteet, jotka ovat muiden rakenteiden tukena
- tai osallistuvat rakennuksen jäykistykseen

Edellä mainitut rakenteet ovat suunnittelun näkökulmasta vaativia ja niitä tarkastellaan vaativissa seuraamusluokissa. Porraselementtien osalta tämä aiheuttaa ristiriitaista tulkintaa, jolloin joudutaan tapauskohtaisesti tekemään seuraamusluokka valintoja.

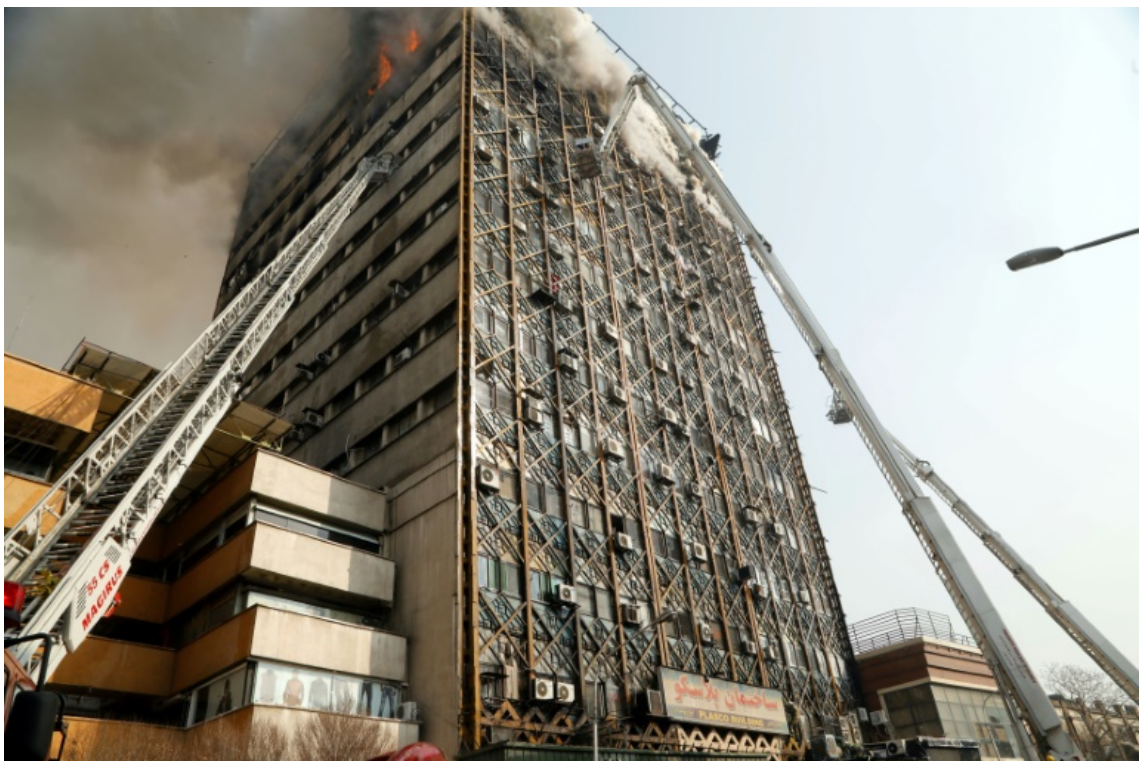
4.2.1 Törmäys

Törmäykselle alttiit rakenteet mitoitetaan SFS-EN 1991-1-7 kansallisen ohjeen luvun 4 mukaisille törmäyskuormille, jolloin jatkuvan sortuma törmäyksen seurauksena katsotaan tulleen estetyksi kohdan 1 b mukaisesti. Kun rakenne on mitoitettu törmäyskuormalle, niin törmäyksestä ei katsota aiheutuvan sortumavaaraa. [8, s. 13.]

4.2.2 Tulipalo

Tulipalolle alttiina olevat rakenteet mitoitetaan betonirakenteiden palomitoitusta koskevien ohjeiden SFS-EN 1991-1-2 mukaisesti. [8, s. 13.]

Tulipalossa rakenteiden toimintakyvyn on pysyttävä sallituissa rajoissa koko vaadittavan palokestoajan, joten paikallista sortumaa ei palotilanteessa voida sallia.



Kuva 7. Teheranissa sijaitseva vuonna 1962 valmistunut 15-kerroksinen asuin- ja toimistorakennus Plasco-rakennus syttyi tuleen ja romahti vuonna 2017. [30.]

Palolle alttiina olevan rakenteen muodonmuutosten seurauksena saattaa muihin rakenteisiin syntyä niiden kantokykyä vaarantavia muodonmuutoksia. Joten myös elementtien suunnittelussa on otettava tämä seikka huomioon ja mitoittaa elementtien väliset liitokset, niin että rakennus kestää muodonmuutokset sortumatta. [8, s. 13.]

4.2.3 Ryömintäilmiö

Lämpö- ja kosteusliikkeiden seurauksena elementin pituudessa voi esiintyä muutoksia. Muodonmuutoksen seurauksena elementti voi toistuvien muodonmuutosten takia päästää putoamaan jommastakummasta päästään, mikäli kitka elementin tukipinnoilla on erisuuruinen. Tätä ilmiötä kutsutaan ryömintäilmiöksi. [8, s. 17.]

Elementin kiinnitys voi sallia lämpö- ja kosteusliikkeitä, mutta siirtymä on rajoitettava sellaiseksi, ettei elementti pääse putoamaan. Elementtiä ei kuitenkaan tarvitse kiinnittää suuremmalle voimalle kuin 150 kN tai mitä elementin tukena toimiva rakenne kestää. Esimerkiksi pilari-palkki-liitoksessa kiinnitysvoiman yläraja voi määräytyä pilarin kapasiteetin perusteella. [8, s. 17.]

Joissakin tapauksissa elementin putoaminen voi olla estetty ilman toimenpiteitä, mikäli liitoksessa vaikuttava puristusvoima aiheuttaa suuremman kitkavoiman tai normaalivoiman kuin mikä on elementin putoamisen estämiseksi vaadittava liitoksen kapasiteetti tai elementin tukireaktio. Esimerkkinä tällaisesta liitoksesta on kerrospilariliitos, jossa palkki on voimakkaasti puristettujen pilareiden välissä. [8, s. 17.]

5 Jatkuva sortuma

5.1 Paikallinen vaurio ja jatkuva sortuma

Paikallinen vaurio eli alkusortuma aiheutuu onnettomuuskuorman aiheuttamasta yksittäisestä rakenneosan vaurioitumisesta. Tästä tulee eliminoida sitä laajemman alueen vaurioitumisen riski. [8, s. 3.]

Betoninormikortti 23_EC ja ympäristöministeriön asetus rakenteiden lujuudesta ja vakaudesta määrävät hyväksyttävälle paikallisen sortuman vaikutusalueen suuruudelle monikerroksisissa rakennuksissa enintään 15% vaurioituneen kerroksen lattiapinta-alasta, kuitenkin enintään 100 m² / kerros. Paikallinen vaurio saa tapahtua kahdessa päällekkäisessä kerroksessa. [8, s. 7.],[9, s.36]

Onnettomuuskuorman aiheuttama yksittäisen rakenneosan alkusortuma voi johtaa ketjureaktioon ja jatkuvaan sortumaan, jossa rakennus vaurioituu joko kokonaisuudessaan tai merkittävästi, niin että siitä seuraa huomattavan suuri henkilövahinkojen vaara. [8, s. 3.]

Paikallisesta vauriosta johtuva jatkuva sortuma voi pahimmassa tapauksessa aiheuttaa koko rakennuksen sortumaa aiheuttaen merkittäviä taloudellisia menetyksiä ja ihmishenkien menettämistä. Tällöin myös poikkeuksellisissa kuormitus- ja onnettomuustilanteissa liitosten tulee kestää murtumatta tai vaurioittamatta ala- tai ylärakenteita. Vaurioalue tulee kyetä rajoittamaan paikallisesti niin, että paikallinen vaurio ei johda koko rakennuksen vaurioitumiseen tai sortumiseen. [8, s. 2.]

Paikallinen vaurioitunut rakenne voi sijaita kuvan 6 mukaisesti missäpäin tahansa rakennuksessa. Tällöin paikallisen vaurion sattuessa kaikki muut ympärillä olevat rakenteet, ylä- ja alapuoliset ja vieressä olevat rakenteet ovat vaarassa vaurioitua. Mikäli vaurioitunut rakenne on yläpuolisten rakenteiden tuki, sen vaurioituminen johtaa myös yläpuolisten rakenteiden ketjusortumaan. [8, s. 3.]

Vastaavasti yläpuolella olevien rakenteiden sortuma saattaa johtaa myös alla olevien rakenteiden vaurioitumiseen aiheuttamalla voimakkaan iskun alla olevaan rakenteeseen, joka sortuu ja pudotessaan aiheuttaa edelleen alapuolella olevien rakenteiden sortumiseen. Onnettomuustilanteessa on erityisen tärkeää saada ketjureaktiona tapahtuvaa sortumaa estetyksi, tai estää se tapahtumasta. [8, s. 3.]

5.2 Paikallisen vaurion estäminen

Standardin SFS-EN 1991-1-7 vaatimus ennalta arvaamattomasta onnettomuustilanteesta aiheutuvien riskien pienentämiseksi voidaan toteuttaa kahdella tavalla. Jatkuva sortuma voidaan rajoittaa joko estämällä paikallisen vaurion esiintyminen tai sen rajoittamisella. Viimeksi mainitussa tapauksessa alkusortuman ei sallita laajenevan paikallisesta vauriosta laajemmalle alueelle. [8, s. 3-13.]

Paikallinen vaurio voidaan estää tapahtumasta edellä mainituilla periaatteilla. Suunnitteluun ja periaatteiden valintoihin vaikuttaa olennaisesti seuraamusluokan valinta, joka määräytyy rakennuksen koosta ja tyypistä, onnettomuuskuormien suuruudesta ja vaikuttavuudesta kantaviin rakenteisiin. [8, s. 4-13.]

Myös rakenteellisin toimenpitein voidaan varautua onnettomuustilanteessa aiheutuvaan sortumavaaraan ja saada se poistettua tai minimoitua vaurion vaikuttavuutta kantaviin rakenneseisiin. Esimerkiksi räjähdyksestä syntyvä jatkuva sortuma voidaan estää suunnittelemalla rakenteet niin, että ylipaine pääse

purkautumaan murtamatta kantavia rakenteita. Tämä voidaan toteuttaa käyttämällä kevyitä julkisivuelementtejä. Tällöin paine pääsee julkisivuelementtien kautta purkautumaan vaurioittamatta kantavia rakenteita. Tässä tapauksessa kantavien elementtien liitosten lujuuden tulee olla suurempi kuin kevyiden julkisivuelementtien. [8, s. 4.]

Mitoitus avainasemassa olevana rakenneosana tehdään SFS-EN 1991-1-7 mukaisille onnettomuuskuormille. Kantavat rakenteet tehdään niin vahvoiksi, että ne kestävät onnettomuuskuormat ja mahdolliset ylikuormat. Avainasemassa olevan rakennusosan menettelyä voidaan käyttää vain, jos vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä ei pystytä muodostamaan tai menetelmän käyttö johtaa rakenteen teknisen toiminnan kannalta kohtuuttomiin ja epätaloudellisiin rakenneratkaisuihin. [9, s.38.]

5.3 Jatkuvan sortuman rajoittaminen

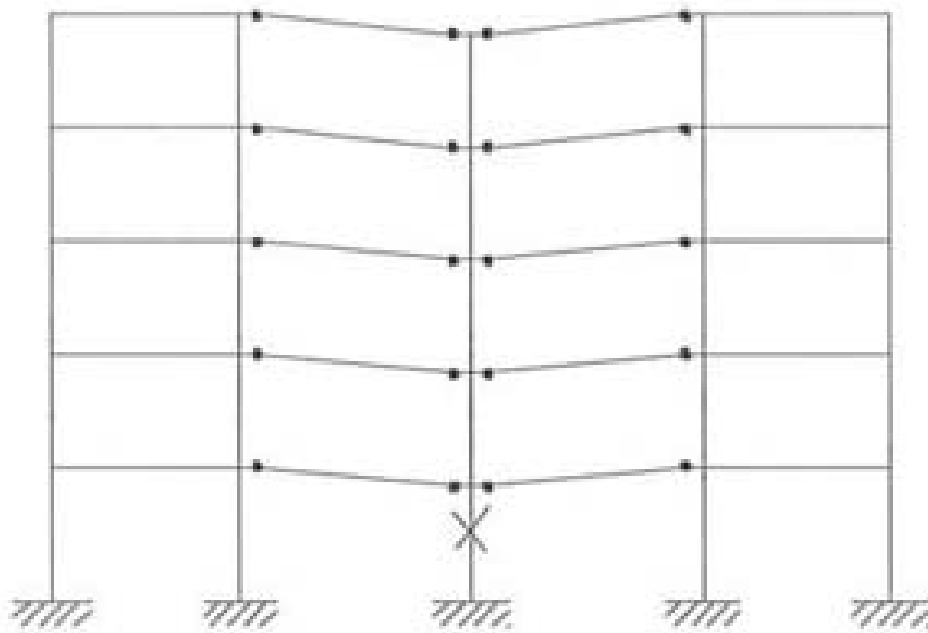
Ympäristöministerö asetuksessa ”rakenteiden lujuus ja vakaus” annetun ohjeen mukaan paikallista vauriota voidaan rajata käyttämällä seuraavia toimenpiteitä:

- vaihtoehtoinen kuormansiirtymisreitti
- lisätä rakenteen staattista määräämättömyyttä tai varmistua rakenneliitosten sitkeydestä
- käyttää riittävää määrää jäykistäviä rakenteita sekä seinissä että katossa
- huolehtii, että pääkannattajien stabiilius säilyy myös paikallisen vaurion jälkeen
- sekundääristen rakenteiden suunnittelu niin, että ne eivät aiheuta sortuma-alueen laajenemista.

5.4 Korvaava rakennesysteemi

Jatkuva sortuma voidaan rajata, jolloin alkusortuma ei laajene paikallisesta vauriosta laajemmalle alueelle. SFS-EN 1991-1-7 liitteen A (FI) korvaavan ympäristöministeriön ohjeen mukaan rakennusten suunnittelu määrittelemättömästä syystä aiheutuva paikallinen vaurio on saatava estettyä liitoksilla, joilla on hyvä sitkeysominaisuus ja muodonmuutoskyky. [8, s. 14.]

Kantavien rakenneosien välissä sijoitettujen liitosten avulla muodostetaan korvaava rakennesysteemi, jonka edellytyksenä on nivelellisten liitosten muodostuminen kantavan rakenneosan poistumisen tai vaurioitumisen jälkeen. Korvaavan rakennesysteemin ansiosta sortuma-alue rajoittuu alkuperäisen vaurioalueen lähiympäristöön. Tämä vaatii huolellista liitosten suunnittelua. Liitoksilta vaaditaan riittävän paljon kapasiteettia ja sitkeyttä korvaavan rakennesysteemin syntymiseen. Korvaavan rakennesysteemin muodostettua kuormat saadaan siirrettyä vaurioitumattomalle rakenteelle aiheuttamatta lisää vahinkoa. [8, s. 7.]



Kuva 8. Onnettomuuden sattuessa alakerroksen pilarin poistumisen tai vaurioitumisen seurauksena kerrospilarirunkoon syntyy plastisia niveliä, joiden varassa yläpuoliset rakenteet roikkuvat. [8, s. 5.]

Korvaava rakennesysteemi muodostuu joukko kantavista rakenneosista, jotka ovat nivelellisin liitoksin toisistaan kiinni. Nämä kyseiset nivelelliset liitokset, jotka onnettomuuden sattuessa muodostavat kuormia siirrettävän kantavan kalvorakenteen, muodostuvat erilaisista sidejärjestelmistä.

Korvaava rakennesysteemin muodostuessa rakenteiden toimintatavat poikkeavat alkuperäisestä toimintatavastaan, niin että rakenteet toimivat vetoa kestävinä köysi- tai kalvorakenteina ja kestävät onnettomuustilanteessa niille tulevat rasitukset. Tällöin siteiden suuret muodonmuutokset ovat sallittuja, kunhan sortuminen saadaan estetyksi. [8, s. 5.]

Liitoksilta vaaditaan seuraavat ominaisuudet:

- sietävät vetoa
- toimivat plastisina nivelinä
- sietävät suuret muodonmuutokset.

Raudoitteet, joita käytetään elementtien välisissä liitoksissa, tulee olla sitkeydeltään SFS EN-1992-1-1 liitteen C luokkien B ja C mukaisia, jotta voitaisiin sitkeyden katsoa olevan riittävän. Liitoksissa voidaan käyttää teräslaatuja A500HW, B500B ja B500C1. [8, s. 15.]

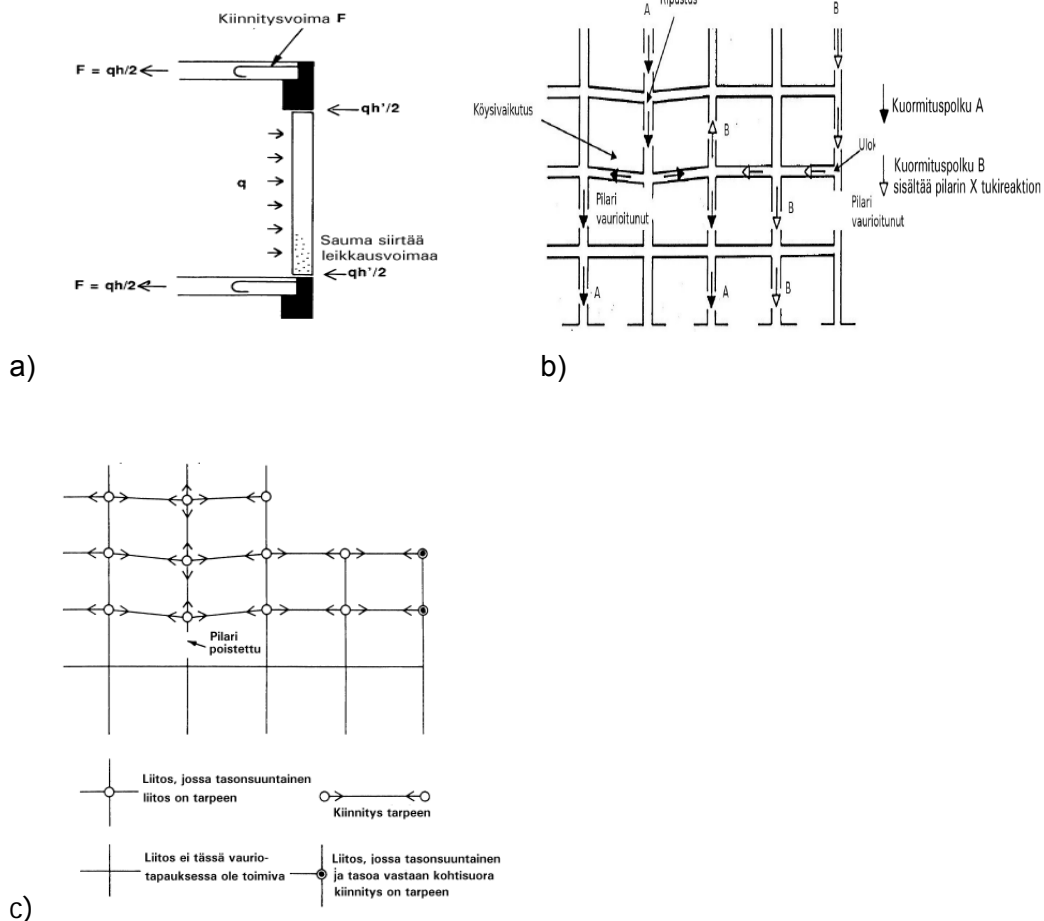
Edellytyksenä uuden kantavan rakennesysteemin syntymiselle on, että edellä mainitut kohdat täyttyvät. Rakenteisiin voi syntyä plastisia niveliä, jonka edellytyksenä on, että rakennesysteemin osat siirtävät vetoa kestävinä köysi- tai kalvorakenteina ja sallivat mahdollisia muodonmuutoksia. Liitoksilta vaaditaan suurta muodonmuutoskykyä ja muodonmuutosenergiakapasiteettia, jolla voidaan vaimentaa putoavien kappaleiden liike-energia. Riittävän kokoisilla ja oikein sijoitetuilla saumateräksillä aikaansaadaan vetoa ja muodonmuutosta kestäviä liitoksia, jotka toimivat plastisina nivelinä, ja joiden varaan vaurioituneet elementit jäävät köysirakenteena roikkumaan aiheuttamatta lisää vahinkoja varsinkin alapuolisille rakenteille. [8, s, 3-7.]

"Kun elementtien väliset liitokset mitoitetaan standardin SFS EN 1991-1-7 suunnitteluohjeissa esitetyille voimille, niin erillistä tarkastelua korvaavan rakennesysteemin osalta ei tarvitse tehdä." [8, s. 14.]

5.5 Korvaavan rakennesysteemin tarkastelu

Korvaavan rakennesysteemin tarkastelussa ajatellaan kussakin kerroksessa sijaitsevan pystyrakenne tai pystyrakennetta tukeva palkki yksi kerrallaan poistetuksi. Tämän jälkeen selvitetään, miten rakennus vaurioituu kyseisen rakenneosan poistamisen seurauksena, jonka jälkeen tarkastellaan mahdollisen vaurioituneen alueen laajuus ja kuormien siirtyminen korvaavan rakennesysteemin yli. [8, s. 5.]

Muuttunut rakennesysteemi mitoitetaan rakenteiden painosta tulevalle pysyvälle kuormalle sekä muuttuvien kuormien yhdistelmälle. Onnettomuustilanteen kuormitusyhdistelmässä hyötykuormalle käytetään pitkäaikaisen kuormitusyhdistelmän mukaista yhdistelykerrointa ψ_2 ja luonnonkuormille (lumi- jää- tai tuulikuorma) yhdistelykerrointa ψ_1 . Kuorman osavarmuusluku onnettomuustilanteessa on 1,0. [8, s. 14.]



Kuva 9. rakenteen mitoitus onnettomuuskuormalle b) korvaava rakennesysteemi ja vaihtoehtoinen reitti kuormien siirtämiseksi vaurioituneen alueen yli c) liitosten mitoitus ohjeiden mukaisille minimivoimille [8, s. 6.]

Mikäli jonkin kantavan pystyrakenteen vaurioitumisen seurauksena vaurioalue kasvaa sallittua aluetta (15% vaurioituneen kerroksen lattiapinta-alasta, kuitenkin enintään 100 m² / kerros) suuremmaksi, rakenneosa on mitoitettava avainasemassa olevana rakenneosana. Tällöin sen tulee kestää onnettomuuskuormayhdistelmien lisäksi vähintään onnettomuuskuorman suuruista voimaa $A_d = 50$ kN, jota käytetään määrittelemättömästä syystä aiheutuvalle onnettomuustilanteelle. Onnettomuuskuorma sijoitetaan vapaan kerroskorkeuden puoleen väliin. Eli pilareissa se vaikuttaa

pistekuormana vapaan kerroskorkeuden puolivälissä, ja seinissä jaetaan viivakuormaksi 3 metrin leveydelle, jolloin onnettomuuskuormaksi saadaan $q_{Ad} = 16,7 \text{ kN/m}$. [8, s. 7.]

On huomattava, että korvaava rakennesysteemi aiheuttaa usein rakennukseen vaakavoimia, jotka siirretään jäykistävinä levyinä toimivien välipohjalaatastojen kautta jäykistäville pystyrakenteille. [8, s. 12.]

5.6 Sidejärjestelmät

Jatkuva sortuman estämiseen vaaditaan soveltuvia sidejärjestelmiä, mikäli rakenne ei ole suunniteltu monoliittisesti kestämään onnettomuuskuormia. Sidejärjestelmän avulla saadaan siirrettyä kuormia muodostettuun korvaavaan rakennesysteemiin. [20, s. 81.]

Sidejärjestelmät muodostuvat:

- rengasraudoitus, joka on laataston ympäri kulkeva
- laataston sisäiset siteet
- vaakasuuntaiset pilari- tai seinäsiteet
- tarvittaessa pystysiteet, erityisesti rakenteen muodostuessa levyistä.

6 Rakenteiden seuraamusluokka

Onnettomuusrajatilatarkasteluissa rakennuksia ja rakenteita jaetaan rakennuksen vaurionsietokyvyn, tyypin ja käyttötarkoituksen mukaan kolmeen seuraamusluokkaan CC1, CC2 ja CC3. Seuraamusluokat CC2 ja CC3 jaetaan edelleen alaluokkiin a ja b siten, että luokassa b mahdolliset seuraamukset ovat suurempia. Ympäristöministeriön asettamat seuraamusluokat perustuvat standardin SFS-EN 1990 ja standardin SFS-EN 1991-1-7 kohdan 3.4(1) koskeviin kansallisiin valintoihin. [9, s. 37.]

6.1 Seuraamusluokka CC1

Onnettomuustilanteessa vähäisiä seuraamuksia omaavat rakennukset jaetaan seuraamusluokkaan CC1, johon kuuluvat 1- ja 2-kerroksiset rakennukset ja varastot, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä.



Kuva 10. Esimerkki rakennustypistä, joka kuuluu seuraamusluokkaan CC1. [32.]

Seuraamusluokan CC1 rakennuksissa ei tarvita erityistarkastelua määrittelemättömistä syistä aiheutuvien onnettomuuskuormien varalta. [9, s. 39.]

Taulukko 2. Seuraamusluokka CC1 [9, s. 37-39.]

| Seuraamusluokka | Kerrosten lukumäärä tai rakennuksen tyyppi | Onnettomuustarkastelu ja seuraukset |
|--|--|---|
| CC1 | 1- tai 2-kerroksiset rakennukset | Ei tarvitse erityistarkastelua* ¹ vähäiset seuraukset |
| * ¹ Määrittelemättömistä syistä aiheutuvia onnettomuuskuormia ei tarvitse huomioida, mikäli rakennus on suunniteltu ja rakennettu standardin SFS-EN 1990 ...SFS-EN 1999 sääntöjen mukaisesti, jolloin se täyttää normaalisti vallitsevan mitoitustilanteen vaatimukset. | | |

6.2 Seuraamusluokka CC2

Seuraamusluokka CC2a on melko pienen riskin ryhmä. Tähän ryhmään kuuluvat korkeintaan 4-kerroksiset rakennukset, joiden korkeus maanpinnasta on enintään 16 m.



Kuva 11. Tavanomainen 1-4 kerroksinen asuintalo kuuluu seuraamusluokan CC2:sen alaluokkaan a. [33.]

Seuraamusluokan CC2a:n rakennuksissa on käytettävä vaakasiteitä tai vaakarakenteet ankkuroidaan seiniin. Lisäksi pystyrakenteet ovat sidottava vaakarakenteeseen. Suurin osa rakennuksista kuuluu tähän ryhmään. [9, s.38-39.]

Seuraamusluokka CC2b on melko suuren riskin ryhmä, jossa rakennuksen stabiileetti on tarkistettava, ja paikallisen vaurion laajenemisen riskin takia rakenneosat on suunniteltava avainasemassa olevina rakenneosina, mikäli vaihtoehtoinen kuormiensiirtoreitti ei pystytä muodostamaan. [9, s.38.]

Rakenteet ja rakennukset, jotka eivät kuulu seuraamusluokkiin 1, 2a, tai 3, kuuluvat seuraamusluokkaan CC2 alaluokkaan b. [9, s. 38-39.]

Taulukko 3. Seuraamusluokka CC2 [9, s. 37-39.]

| Seuraamusluokka | | Kerrostien lukumäärä tai rakennuksen tyyppi | Onnettomuustarkastelu ja seuraukset |
|-----------------|------|---|---|
| CC2 | CC2a | 4-kerroksiset rakennukset, joiden korkeus on $h \leq 16\text{m}$ | Melko pienen riskin ryhmä CC1 koskevien periaatteiden lisäksi on käytettävä vaakasiteitä, tai vaakarakenteet ankkuroitava seiniin |
| | CC2b | Kaikki muut rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu seuraamusluokkiin 1, 2a tai 3 | Melko suuren riskin ryhmä CC1 koskevien periaatteiden lisäksi on käytettävä sidejärjestelmä tai rakenneosat suunniteltava avainasemassa olevina rakenneosina |

6.3 Seuraamusluokka CC3

Seuraamusluokkaan CC3a kuuluvat 9-15-kerroksiset asuin-, konttori- ja liikerakennukset, ja muut samantyyppiset rakennukset. Tämän seuraamusluokan rakennuksissa on käytettävä jompaakumpaa seuraamusluokan CC2b menettelytapaa; tai CC3b menettelytapaa. [9, s. 38-39.]



Kuva 12. Seuraamusluokkaan CC3 kuuluva asuinkerrostalo. As Oy Espoon Niittyhuippu. [34.]

Tämän seuraamusluokan rakennuksissa on tehtävä rakennuksen järjestelmällinen riskinarviointi, jonka tulokset täyttävät avainasemassa olevina rakenneosina rakenteiden suunnittelua. [9, s. 38-39.]

Taulukko 4. Seuraamusluokka CC3 [9, s. 37-39.]

| Seuraamusluokka | | Kerrosten lukumäärä tai rakennuksen tyyppi | Onnettomuustarkastelu ja seuraukset |
|-----------------|------|---|--|
| CC3 | CC3a | 9-15 kerroksiset asuin-, konttori- ja liikerakennukset, ja muut saman tyyppiset rakennukset. | Suuren riskin ryhmä CC1 koskevien periaatteiden lisäksi on käytettävä sidejärjestelmä tai rakenneosat suunniteltava avainasemassa olevina rakenneosina. Tai sekä ennakoitavissa että ennakoimattomat vaaratilanteet otettava huomioon järjestelmälliseen riskinarviointiin |
| | CC3b | Konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit ja katsomot, joissa yli 1000 henkeä. Raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset. Kaikki haasteelliset 8-kerroksiset rakennukset. | Suuren riskin ryhmä CC1 koskevien periaatteiden lisäksi, sekä ennakoitavissa että ennakoimattomat vaaratilanteet otettava huomioon järjestelmälliseen riskinarviointiin. Tai vähintään rakenneosat suunniteltava avainasemassa olevina rakenneosina . |

Seuraamusluokkaan CC3b kuuluvat rakennukset ovat yleensä rakenteellisesti vaativia suurine jänneväleineen, tai katsomorakenteita, joissa yli 1000 henkeä oleskelee samaan aikaan.

”Muut yli 8-kerroksiset rakennukset kellarikerros mukaan luettuna

Konserttitalit, teatterit, urheilu ja näyttelyhallit, katsomot yli 1000 henkeä

Raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset

Erikoisrakenteet tapauskohtaisen harkinnan mukaan” [9, s. 38.]

Standardin SFS-EN 1991-1-7 kohdan 3.3(2) huomautuksen mukaan rakenteet on suunniteltava niin, että rakennuksen ja rakenteiden riittävä vaurionsietokyky on

varmistettava siten, että normaalisti vallitsevan mitoitustilanteen vaatimukset täyttyvät, ja joilla voidaan paikallisen vaurion eteneminen suhteettoman laajalle estää. [9, s. 38.]

7 Liitoksilta vaadittu sidevoima

7.1 Ympäristöministeriön asetuksen mukaiset sidevoimat

Ympäristöministeriön asetus rakenteiden lujuus ja vakaus antaa vaatimukset rakenteiden väliisille liitoksille yleisellä tasolla. Liitoksilta vaaditaan täyttävä asetuksessa määrätyt sidevoimat.

7.1.1 Vaakasiteet

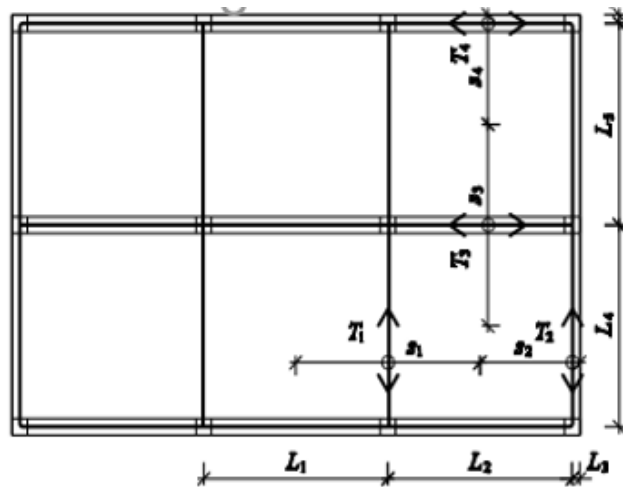
Onnettomuustilanteessa rengas- ja sisäpuolisilla siteillä varustetut väli- ja yläpohjat roikkuvat muodostuneen kalvorakenteen varaan sortumatta, eivätkä aiheuta lisää vahinkoja alapuolisille rakenteille. Rengas- ja sisäpuoliset siteet mitoitetaan vaakasuuntaisille voimille.

Taulukko 5. Ympäristöministeriön ohjeiden mukaiset sidevoimat. [9, s. 32.]

| Seuraamusluokka | T_i |
|---|---|
| CC2 | $g_k \leq 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ $T_i = s \cdot 3\text{kN/m}$ tai vähintään 10 kN |
| | $g_k \geq 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ $T_i = s \cdot 20\text{kN/m}$ tai vähintään 70 kN |
| CC3a $g_k \geq 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ | $T_i = \max\left(\frac{F_t \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \psi \cdot q_k)}{6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \frac{z}{5\text{m}} s; T_i = F_t \cdot s\right)$ |
| Kaavoissa, | |
| s | on sisäpuolisilla siteillä siteiden väli keskeltä keskelle ja rengassiteillä rengassiteen ja lähimmän sisäpuolisen siteen väli jaettuna kahdella lisätynä etäisyydellä rakenteen reunaan. |
| F_t | min (48kN/m, 16 + 2,1 n_s) |
| g_k | Vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo |
| q_k | Vaakarakenteen muuttuvan kuorman ominaisarvo |
| ψ_1 | Muuttuvan kuorman yhdistelykerroin onnettomuusrajatilassa |
| n_s | Kerrosten lukumäärä koko rakennuksessa |
| z | Pilareiden tai seinien keskiviivojen välinen etäisyys siteen suunnassa. |

Edellytyksenä kalvorakenteen muodostumiseen on jatkuvat siteet elementtien välillä, joilla on riittävä muodonmuutoskyky ts. riittävän suuri plastinen kapasiteetti. Näitä edustavat kuumavalssatut betoniteräket B500B ja B500C1. Rengasraudoitus kiertää pohjan ympäri ja sisäpuoliset eli saumaraudoitukset sijoittuvat saumoihin toisiaan vastaan. [9, s. 39.]

Siteet sijoitetaan mahdollisimman lähelle välipohjien reunoja, pilari- ja seinälinjoja optimaalisimman tuloksen aikaansaamiseksi. [9, s. 39.]



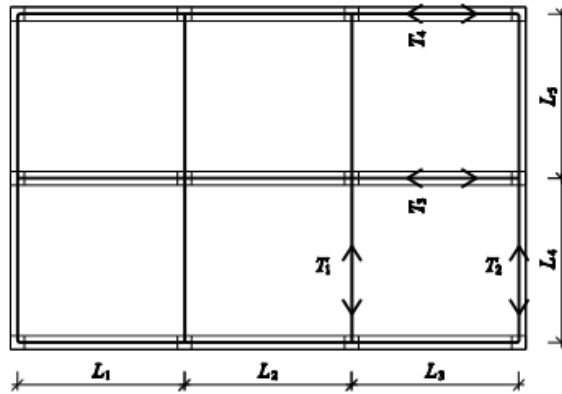
Sidevoimat:

$$T_1: s_1 = (L_1 + L_2)/2 \quad T_2: s_2 = L_3 + L_2/2 \quad T_3: s_3 = (L_4 + L_5)/2 \quad T_4: s_4 = L_6 + L_5/2$$

Kuva 13. Kertymäleveyden s määrittäminen. [9, s. 32.]

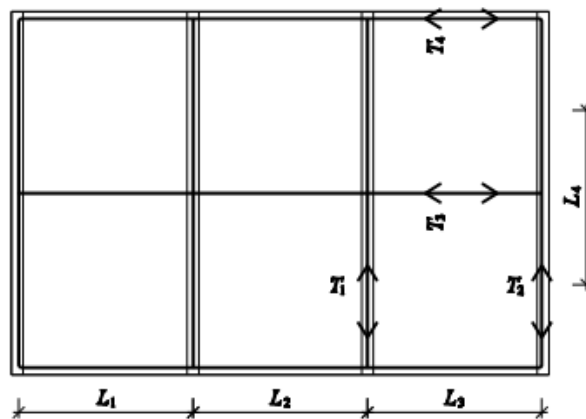
Mikäli vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo on $2,0 \frac{kN}{m^2} \leq g_k \leq 3,0 \frac{kN}{m^2}$ sidevoiman arvot voidaan interpoloida.

a)



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

b)



Sidevoimat kantavat seinät-laatta-rungossa:

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

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

Kuva 14. Mitan z määrittäminen vaakasiteiden voimien laskennassa. [9, s. 33.]

”Rakenneseosia, joita käytetään muiden kuin onnettomuuskuormien kantamiseen, voidaan hyödyntää edellä mainittuina siteinä” [9, s. 33.]

7.1.2 Pystyrakenteiden sidonta välipohjaan

Seinät ja pilarit sidotaan jokaiseen väli- tai yläpohjatasoon vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvon g_k vastaavalle sidevoimalle.

Ympäristöministeriön asetus rakenteiden lujuus ja vakaus käsittelee pystyrakenteiden sidejärjestelmä yleisellä tasolla.

Seinien ja pilareiden sidejärjestelmän tulee kantaa onnettomuusrajatilassa siihen kohdistuvat kuormat, jotka määräytyvät vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvon g_k perusteella. Pystyrakenteet etenkin reunapilarit ja -seinät sidotaan jokaiseen väli- ja yläpohjatasoon. Sidejärjestelmällä estetään paikallisen vaurion laajenemisen niin, että alimman kerroksen pilarin vaurioituttua kyseinen pilari ja sen yläpuolinen pilari roikkuvat kalvorakenteen varassa, ja eivät aiheuta lisää vahinkoa.

Eri seuraamusluokissa sidevoimat määräytyvät alla olevan taulukon mukaan.

Taulukko 6. Pystyrakenteiden sidevoimat ympäristöministeriön ohjeiden mukaisesti. [9, s. 42-43.]

| Seuraamusluokka | T_{tie} |
|---------------------------------------|---|
| CC2 | $g_k \leq 2,0 \frac{kN}{m^2}$ $F_{tie} = s \cdot 3kN/m$, mutta kuitenkin enintään 150 kN |
| | $g_k \geq 3,0 \frac{kN}{m^2}$ $F_{tie} = s \cdot 20kN/m$, mutta kuitenkin enintään 150 kN |
| CC3a $g_k \geq 3,0 \frac{kN}{m^2}$ | $F_{tie} = F_t \frac{h}{2,5 m} s$, mutta kuitenkin enintään $F_{tie} = 2 \cdot F_t \cdot s$ |
| Kaavoissa on | |
| s | Sidevoiman kertymisleveys, joka lasketaan pystyrakenteiden välisten vapaiden etäisyyksien puolestavälistä puoleenväliin tai pystyrakenteen ollessa ulkonurkassa rakenteen ulkoreunaan saakka. |
| g_k | Vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo |
| q_k | Vaakarakenteen muuttuvan kuorman ominaisarvo |
| F_t | min (48kN/m, 16 + 2,1 n_s) |
| h | kerroksen korkeus |
| n_s | kerrosten lukumäärä koko rakennuksessa |

Seuraamusluokka CC2 antaa sidevoimalle arvot:

$$F_{tie} = s \cdot 20kN/m, \text{ vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvon ollessa } g_k \geq 3,0 \frac{kN}{m^2}$$

$F_{tie} = 3 \frac{kN}{m} s$, vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvon ollessa $g_k \leq 2,0 \frac{kN}{m^2}$

Mikäli vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo on $2,0 \frac{kN}{m^2} \leq g_k \leq 3,0 \frac{kN}{m^2}$

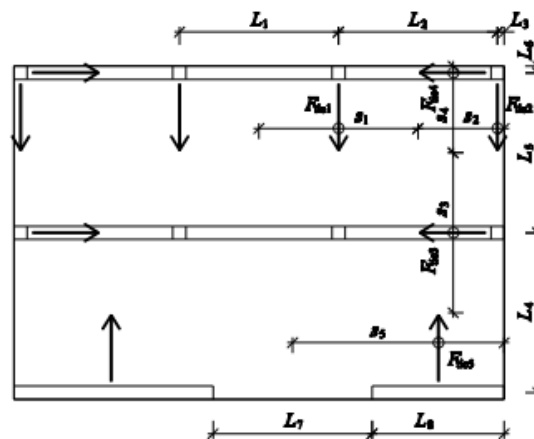
sidevoiman arvot voidaan interpoloida. Sidevoiman suuruus tulee olla välillä:

$$70 \text{ kN} \leq F_{tie} \leq 150 \text{ kN}. [9, \text{ s. } 42.]$$

Sidevoima seuraamusluokassa CC3a:ssa ympäristöministeriön antamien ohjeiden mukaan lasketaan kaavaan $F_{tie} = Ft \frac{h}{2,5 \text{ m}} \cdot s$ mukaan. Seuraamusluokassa CC3a:ssa

vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo on vähintään $g_k \geq 2,0 \frac{kN}{m^2}$. Sidevoima

ei saa olla ylittää enimmäisarvoa $F_{tie} = 2 \cdot Ft \cdot s$. [9, s. 43.]



Sidevoimat:

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

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

Kuva 15. Kertymäleveyden s määrittäminen. [9, s. 43.]

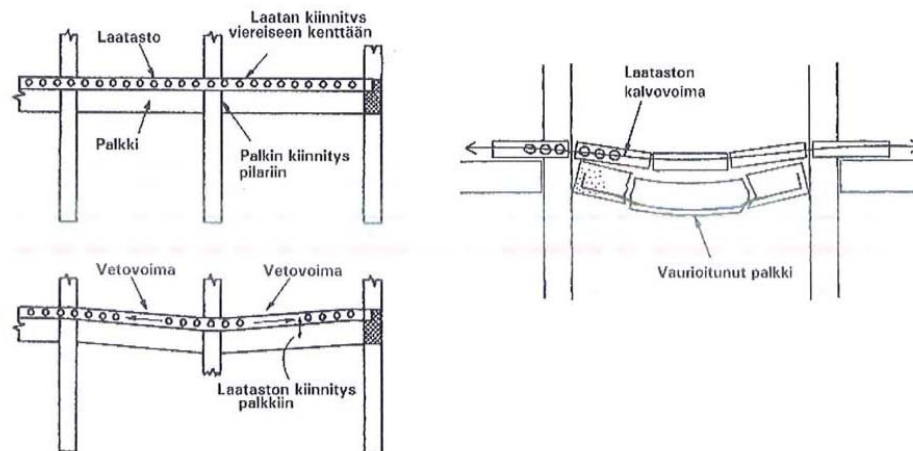
Kaikki pystyrakenteet varustetaan jatkuvalla pystysuuntaisella sidonnalla perustuksista yläpohjan tasalle, jotka kestävät onnettomuustilanteessa esiintyvä suurin pystysuuntaisten pysyvien ja muuttuvien kuormien vetovoima, joka kertyy yhdestä kerroksesta. Kyseinen vetovoima ankkuroidaan yläpuoliseen kerrokseen.

7.2 Betoninormikortin ohjeen mukaiset sidevoimat

7.2.1 Laattaelementit

Rengasraudoituksen tavoitteena on jäykistää laatasto yhtenäiseksi levykentäksi, jotta se pystyy siirtämään jäykkänä levynä kuormat jäykistävälle pystyrakenteelle.

Rengasraudoitus mitoitetaan tulevalle kuormalle sen mukaan mihin seuraamusluokkaan rakennus tai rakenneosa kuuluu.



Kuva 16. Kantava kalvorakenne. [8, s. 23.]

Taulukko 7. Betoninormikortin mukaiset rengasraudoituksen sidevoimat. [8, s. 23.]

| Sidevoima | CC1 | CC2 | CC3a |
|--------------|---|---|---|
| T_2, T_4 | $\geq 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (s + a)$, kuitenkin vähintään 70 kN $\leq 150 \text{ kN}$ | $\geq 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (s + a)$, kuitenkin vähintään 70 kN $\leq 150 \text{ kN}$ | $\geq F_t \cdot (s + a) \cdot \frac{(g_k + \sum \psi_i \cdot q_k \cdot z)}{37,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}$ $\geq F_t \cdot (s + a)$, kuitenkin vähintään 70 kN |
| Kaavoissa on | | | |
| s | rengassiteen etäisyys lähimmästä sisäpuoleisesta siteestä ($s_2; s_4$) | | |
| a | rengassiteen etäisyys rakennuksen reunasta | | |
| z | pilareiden tai seinien keskiviivojen välinen etäisyys siteen suunnassa | | |
| g_k | vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo | | |
| q_k | vaakarakenteen muuttuvan kuorman ominaisarvo | | |
| ψ_1 | muuttuvan kuorman yhdistelykerroin onnettomuusrajatilassa | | |
| n_s | kerrosten lukumäärä | | |

Jäykistävinä levyinä toimivilta laatoilta vaaditaan myös pituus- ja poikkisuuntaisten saumojen leikkauskestävyyttä. Laatan saumaraudoituksen tarve määräytyy useammasta eri kuormitustapauksesta normaalissa murto- ja käyttörajatilassa vaikuttaville vaakavoimille, muun muassa tuulikuormasta ja vinoudesta aiheutuvasta kuormasta. Murtorajatilassa tarvittava rengasraudoituksen määrä riippuu tasolle tulevasta vaakavoimasta ja jäykistävien pystyrakenteiden välimatkasta. [8, s. 23.]

Taulukko 8. Betoninormikortin mukaiset laatan pituussuuntaisten saumaraudoituksen sidevoimat. [8, s. 23.]

| Sidevoima | CC1 | CC2 | CC3a |
|--|---|---|--|
| T_3 | $\geq 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot s_3$, kuitenkin vähintään 70 kN $\leq 150 \text{ kN}$ | $\geq 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot s_3$, kuitenkin vähintään 70 kN $\leq 150 \text{ kN}$ | $\geq F_t \cdot s_3 \cdot \frac{(g_k + \sum \psi_i \cdot q_k \cdot z_3)}{37,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}$; tai $\geq F_t \cdot s_3$ kuitenkin vähintään 70 kN |
| Kaavoissa on s_3 rengassiteen etäisyys lähimmästä sisäpuoleisesta siteestä (s_2 ; s_4) z_3 pilareiden tai seinien keskiviivojen välinen etäisyys siteen suunnassa g_k vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo q_k vaakarakenteen muuttuvan kuorman ominaisarvo ψ_1 muuttuvan kuorman yhdistelykerroin onnettomuusrajatilassa n_s kerrosten lukumäärä | | | |

Betoninormikortti 23:n mukaan välipohjat ja yläpohja varustetaan enintään 1,2 m:n etäisyydellä reunalta sijoittuneella jatkuvalla rengasraudoituksella. Rengasraudoituksella tulee saavuttaa niin luja kokonaisuus, että normaalin murtotilan kuormitusyhdistelmien voimien lisäksi aikaansaadaan myös onnettomuuskuormat, jotka määräytyvät seuraamusluokkien mukaan. [8, s. 25-27.]

Rengasraudoitukselta vaadittava minimikestävyys 70 kN edellyttää vähintään rengasraudoitusta 2T10. Tämä ohje koskee keskitettyjä siteitä, jossa sideväli on yli 3,5 m. [8, s. 25-27.]

7.2.2 Pilarelementit

Kantavat pystyrakenteet voivat toimia sekä yläpuolisten pystyrakenteiden että väli- ja yläpohjien tukena.

Palkki voidaan kiinnittää pilariin monella tavalla ja erilaisilla liitoksilla. Palkki voidaan kantaa joko tekemällä kolo pilariin, jolloin palkin putoaminen estetään tukipinnalla tapilla ja saumaraudoituksella. Pilarin vaurioituessa palkki on vaarassa putoa, joten jatkuvan sortuman estämiseksi muodostetaan pilarin yli jatkuva köysirakenne liittämällä

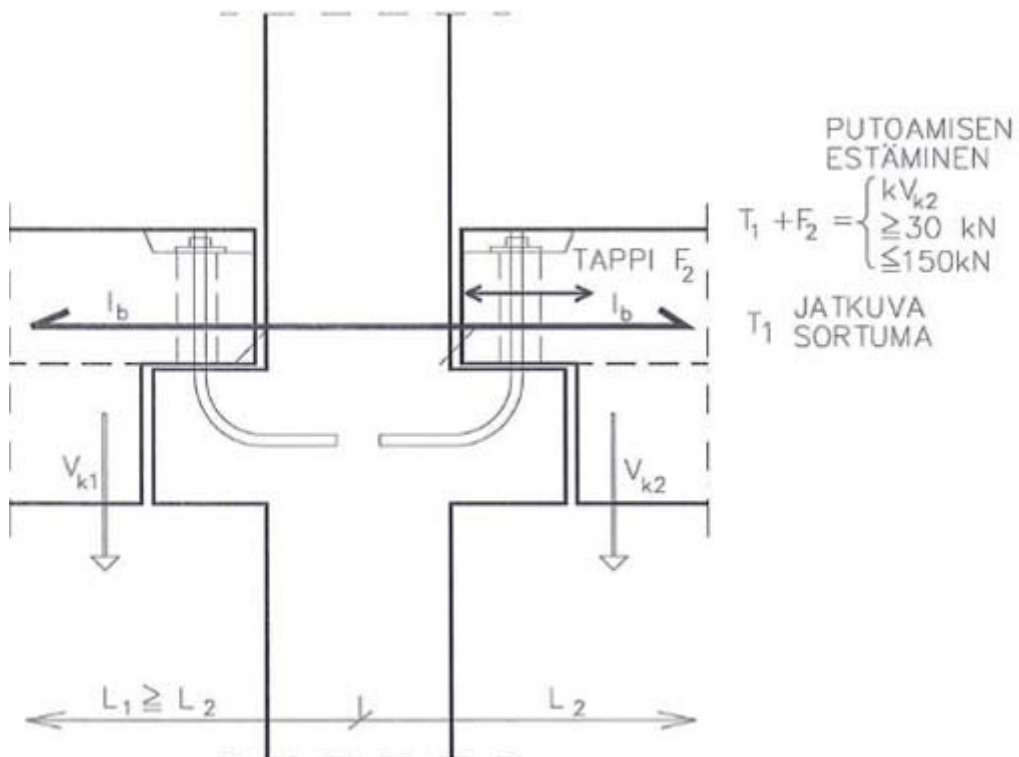
palkki viereiseen kenttään palkin ja laatan väliseen saumaan sijoitetulla saumaraudoituksella. [8, s. 35.]

Liitostavasta huolimatta tarvittava sidevoima on jatkuvan sortuman T_1 ja tapin F_2 yhteenlaskettu voima, jonka tulee olla suurin seuraavista arvoista:

$$T_1 + F_2 = \max(V_{k2}; 30 \text{ kN}) \quad (1)$$

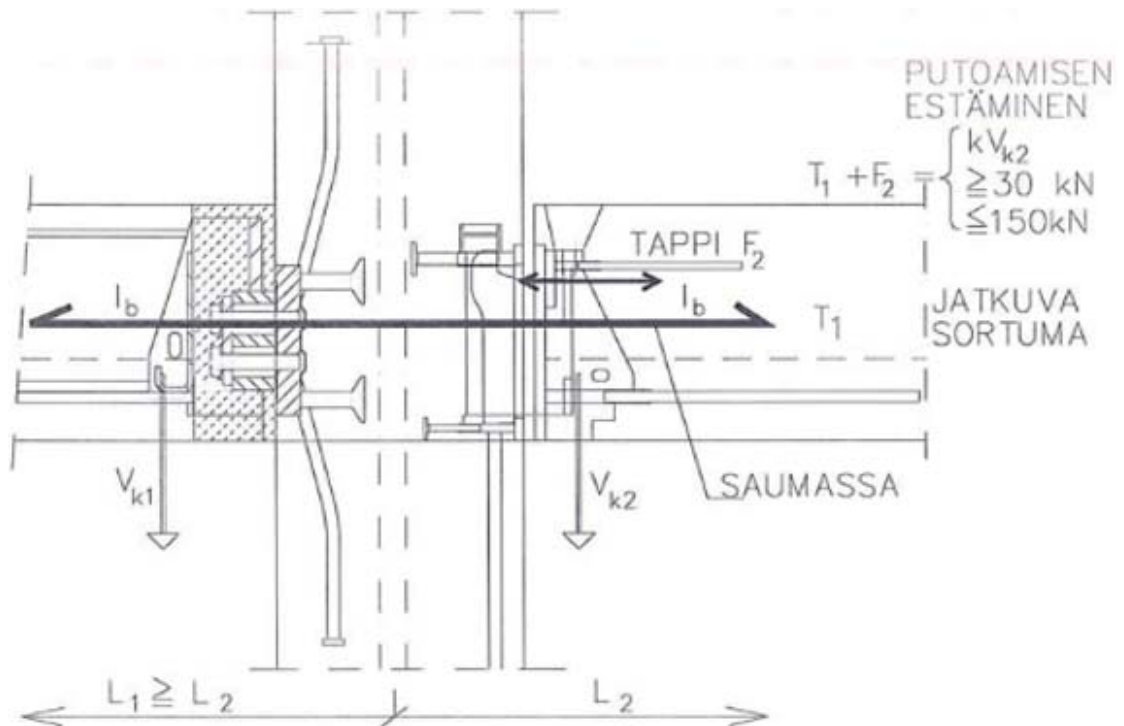
Missä,

V_{k2} on palkissa esiintyvä leikkausvoima



Kuva 17. Palkin ja pilarin betonikonsoliliitos [8, s. 35.]

Palkki voidaan kiinnittää pilariin myös teräskonsolilla. Liitoksen max. kantama voima on 150 kN. [8, s. 35.]

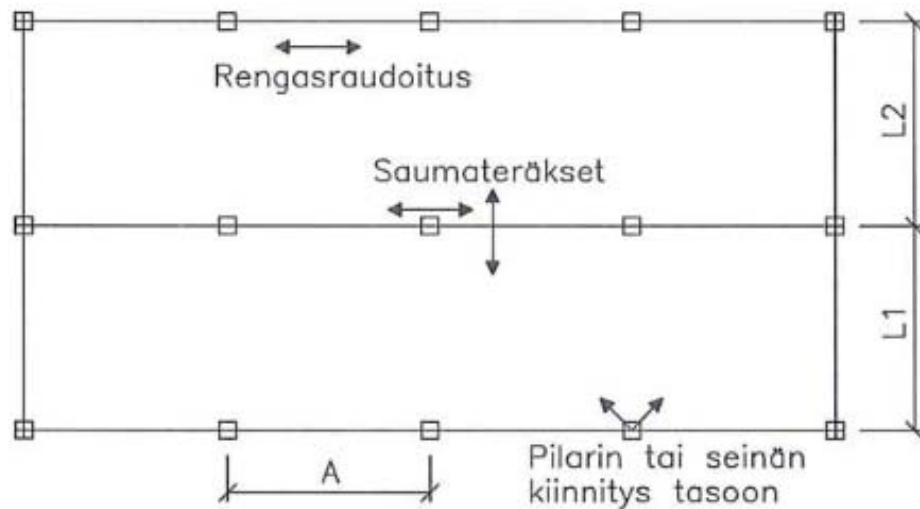


Kuva 18. Palkin ja pilarin teräskonsoliitiitos [8, s. 35.]

Reunapilarin liitos välipohjaan tulee mitoittaa rakenteen seuraamusluokan vaativille voimille.

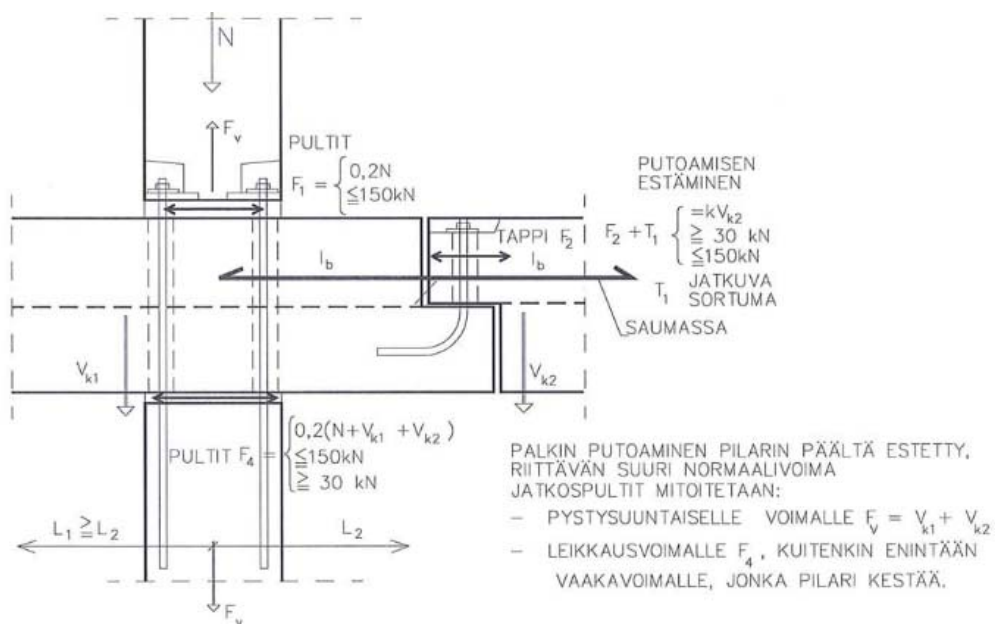
Taulukko 9. Reunapilarin tarvittava sidevoima. [8, s. 36.]

| Seuraamusluokka | F_{tie} |
|--|---|
| CC1 ja CC2 | $\geq 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot A$, mutta kuitenkin $\leq 150 \text{ kN}$ |
| CC3 | $\geq F_t \cdot \frac{h}{2,5 \text{ m}} \cdot A$, mutta kuitenkin $\leq 150 \text{ kN}$ tai $\leq 2 \cdot F_t \cdot s$ |
| Missä: $F_t \leq \min \left(48 \frac{\text{kN}}{\text{m}}, \text{ yli 15 kerroksissa rakennuksissa; } (16 + 2,1 \cdot n_s) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right)$ | |
| n_s | on kerrosten lukumäärä |
| h | on kerroskorkeus |
| A | on pilariväli reunan suunnassa |



Kuva 19. Reunapilarin vaakakiinnitys laatastoon [8, s. 37.]

Palkki voi myös jatkua pilarin ulkopuolelle, jolloin palkin putoaminen pilarin päältä on estetty, sillä palkkiin kohdistuu riittävän suuri normaalivoima.



Kuva 20. Palkin ja pilarin liitos, jossa palkki on jatkettu pilarin ulkopuolella [8, s. 36.]

Palkin uloketta lovetetaan, niin että se vastaavasti kantaa toista palkkia. Tapilla ja saumarauoituksilla palkit liitetään toisiinsa. Liitokseen ei pitäisi kohdistua 150 kN suurempaa voimaa. [8, s. 38.]

Pilari-pilarijatkoksessa ylempi pilari kiinnitetään alapuoliseen pilariin tai palkkiin vaakasuuntaiselle leikkausvoimalle, jonka tulee olla:

$$F = \begin{cases} \geq 0,2 \cdot N_k \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases} \quad (2)$$

Missä,

N_k on ylemmän pilarin normaalivoiman ominaisarvo

Vastaavasti alempi pilari liitetään yläpuoliseen rakenteeseen vaakasuuntaiselle leikkausvoimalle ja pystysuuntaiselle vetovoimalle:

$$F = \begin{cases} \geq 0,2 \cdot (N_k + V_{k1} + V_{k2}) \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases} \quad (3)$$

Missä,

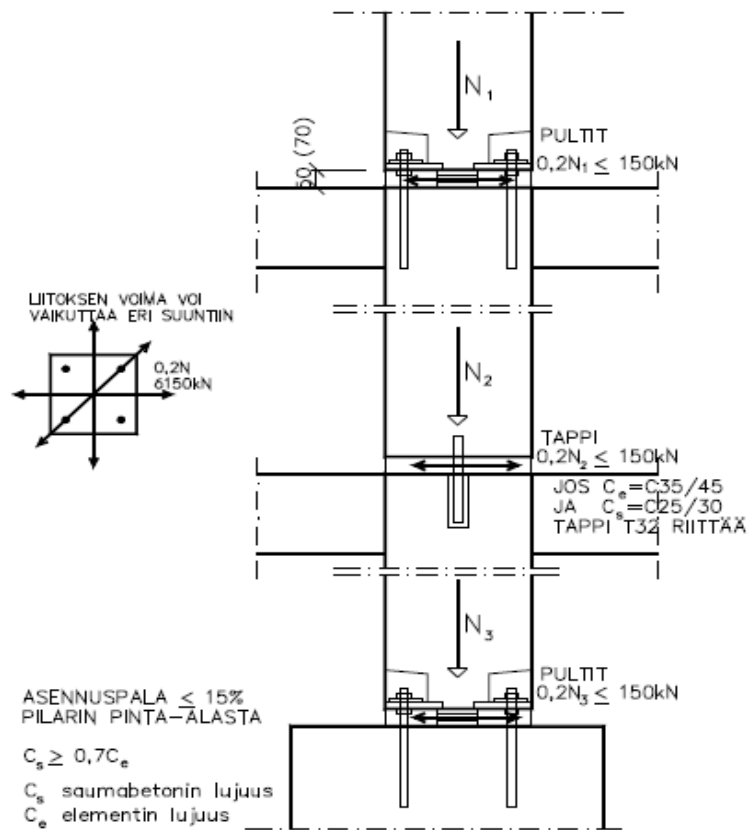
N_k on ylemmän pilarin normaalivoiman ominaisarvo

V_k on alempaan pilariin tukeutuvien vaakarakenteiden tukireaktioiden ominaisarvoja

Taulukko 10. Pilariliitoksen vaakavoiman maksimiarvoa $F_{\max} = 150 \text{ kN}$ vastaavat tapit jatkuvan sortuman estämiseksi. Saumabetonin tarvittava lujuus tulee olla vähintään 70 % pilarin lujuudesta. [8, s. 39.]

| Elementin betonin lujuus | Saumabetonin lujuus | Pilariliitoksen vaakavoiman maksimiarvoa $F_{\max} = 150 \text{ kN}$ ($N_k \leq 750 \text{ kN}$) vastaavat tapit Teräksen lujuus A 500 HW |
|--------------------------|---------------------|---|
| # C30/37 | C20/25 | 2 T 25 tai 4 T 20 |
| C35/45 | C25/30 | 2 T 25 tai 4 T 20 |
| C40/50 | C30/37 | 1 T 32 tai 2 T 25 tai 4 T 20 |
| C50/60 | C35/45 | 1 T 32 tai 2 T 25 tai 4 T 16 |
| C60/75 | C40/50 | 1 T 32 tai 2 T 25 tai 4 T 16 |
| C90/105 | C60/75 | 1 T 25 tai 2 T 20 tai 4 T 16 |

Pilari-pilarijatkoksessa olevan sauman betonin lujuus tulee olla vähintään 70% pilarin betonin lujuudesta, jotta liitos ei olennaisesti heikennä rakenteen puristuskestävyyttä. Tämän lisäksi rakenteen riittävän puristuskestävyyden takaamiseksi sauman tulee olla rakenteen leveyteen nähden ohut.



Kuva 21. Pilarijatkos ja pilarin liitos perustukseen. [8, s. 38.]

Pilarin liitos perustukseen mitoitetaan voimalle [8, s. 36.]:

$$F = \begin{cases} \geq 0,2 \cdot N_k \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases} \quad (4)$$

Missä,

N_k on ylemmän pilarin normaalivoiman ominaisarvo

7.2.3 Porraselementit

Porraselementtejä suunnitellaan murto- ja käyttörajatiloissa standardin SFS-EN 1990 seuraamusluokan CC2 mukaisilla siteillä, vaikka muu rakennus kuuluisi seuraamusluokkaan CC3. Kuitenkin betoniyhdistyksen ohjeisiin perustuvaa Betoninormikorttia 23-EC:ta voidaan soveltaa suorien ja kiertävien, päistään tuettujen porraselementtien siteiden mitoitukseen niin, että hätäpoistumisreitteinä toimivat portaat kuuluvat seuraamusluokkaan CC3. [25.]

Taulukko 11. Porrassyöksyelementin liitos mitoitetaan taulukon mukaisille vaakasuuntaisille sidevoimille. [8, s. 40.]

| | |
|---|---|
| Seuraamusluokka | T_s |
| CC1 ja CC2 | $\max (s \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} ; G_k ; 30 \text{ kN})$ |
| CC3 | $\max (s \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} ; k_s (G_k + \psi_2 \cdot Q_k) ; 30 \text{ kN})$ |
| <p>Missä,</p> <p>$k = 1,28$ $k = 1,28 + 0,056 \cdot (n_s - 15)$ G_k on syöksyn oman painon ominaisarvo Q_k on hyötykuorman ominaisarvo normaalitilanteessa ψ_2 on hyötykuorman pitkäaikaiskuormituksen yhdistelykerroin</p> | |

7.3 RIL 202-2011 mukaiset sidevoimat

7.3.1 Vaakarakenteet

RIL 202-2011 antamien yksinkertaisempien ohjeiden mukaan rengasraudoituksen tulee kestää seuraava vetovoima [20, s. 81.]:

$$F_{\text{tie,per}} = l_i \cdot 10 \text{ kN/m}, \text{ kuitenkin } F_{\text{tie,per}} \geq 70 \text{ kN} \quad (5)$$

Missä,

$F_{\text{tie,per}}$ rengasraudoituksessa vaikuttava voima
 l_i reunimmaisen jänteen pituus

Laatan sisäiset siteet eli saumateräkset järjestetään kahteen suuntaan likimain kohtisuoraan toisiaan vastaan laattojen vaaka- ja pystysuuntaisten saumojen mukaisesti. Sisäiset siteet tehdään koko pituudeltaan jatkuviksi ja ankkuroidaan rengasraudoitukseen kummassakin päässä. Saumaraudoitteiden tehtävänä on muodostaa laatasta onnettomuustilanteessa ns. roikkuva köysirakenne, jolloin laattaelementin putoaminen estetään. [20, s. 81.]

Saumaterästen ankkuroinnin varmistamiseksi laattojen poikittaisiin saumoihin sijoitetaan ankkuroitaville saumaraudoituksille mitoitettuja raudotteita, jotka estävät pituussuuntaisten saumojen aukeaminen. Vastaavasti reunapilarit ja -seinät sidotaan jokaiseen väli- ja yläpohjatasoon raudoituksella, joka on mitoitettu laatan tukireaktiota vastaavalle vetovoimalle tai vähintään:

$$F_{\text{tie, fac}} = 20 \text{ kN/m} \quad (6)$$

$$F_{\text{tie}} = 20 \text{ kN/m} \cdot (11 + 12) / 2, \text{ kuitenkin } F_{\text{tie}} \geq 70 \text{ kN} \quad (7)$$

Saumateräksillä vaadittavan vähimmäisarvoon 20kN/m riittävät saumateräkset T10 k 1200. Suurempaa arvoa kuin $F_{\text{tie}} = 150 \text{ kN}$ ei tarvitse käyttää.

Sisäpuoliset siteet yhdistetään rengasraudoitukseen siten, että voimien siirtyminen tapahtuu luotettavasti. [20, s. 83.]

7.3.2 Pystyrakenteet

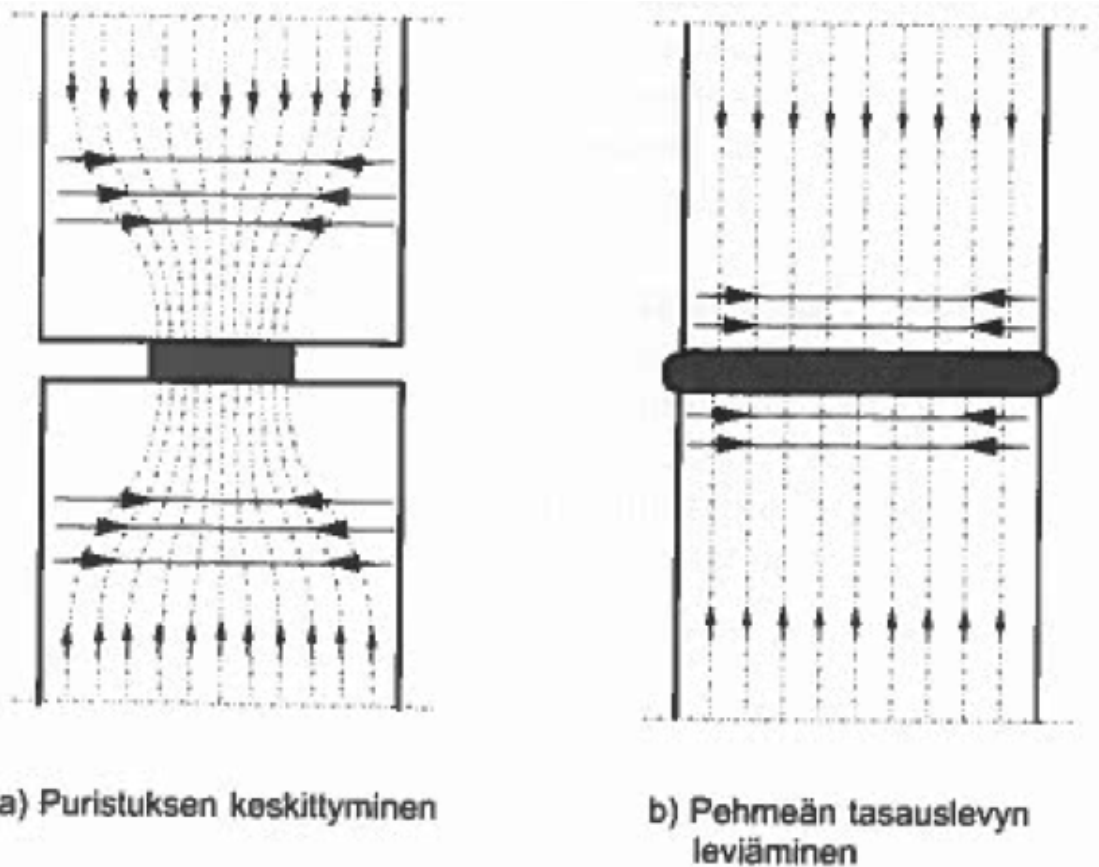
RIL202-2011 ohjeiden mukaan pilarit ja seinät sidotaan vetovoimaa kestäväällä ja jatkuvalla sidonnalla perustuksista yläpohjan tasalle, joka on yhdestä kerroksesta kertyvän suurimman pystysuuntaisten pysyvien ja muuttuvien kuormien mitoitusarvon reaktio.

Pilarien välisten liitos tulee olla kuitenkin vähemmän kuin [20, s. 83.]:

$$F_{\text{tie, col}} = 150 \text{ kN}$$

Toisiinsa liittyvien elementtien esimerkiksi pilarielementtien vetojännitykset otetaan huomioon. Puristuskuormat esiintyvät keskittyneesti kiilan tai liitoksen ollessa pilareiden välissä, joka ei kosketa koko poikkipinta-alaa. Tapauksessa b pehmeän tasauslevyn ollessa pilareiden välissä puristus- ja vetojännitykset jakaantuvat tasaisesti koko poikkipinta-alaan. [20, s. 87.]

Puristetuissa liitoksissa kuin pilarielementtien välisissä liitoksissa voidaan leikkausvoimat jättää huomiotta leikkausvoiman ollessa pienempi kuin 10% puristusvoimasta.



Kuva 22. Toisiinsa liittyvien pilareiden välinen puristuskuorma. [20, s. 88.]

Tapauksessa b tarvittava rauditus:

$$A_s = 0,25 \cdot (t/h) \cdot \frac{F_{Ed}}{f_{yd}} \quad (8)$$

A_s Raudituksen poikkileikkausala kummassakin elementissä

t taseuslevyn paksuus

h taseuslevyn mitta raudituksen suunnassa

F_{Ed} Liitoksessa vaikuttava puristusvoima

7.4 Pilarillisen kiertävän portaan liitosten mitoitus

Porraselementtejä mitoitettaessa laskelmien helpottamiseksi portaat oletetaan laattamaisiksi elementeiksi. Normaalista laattaelementeistä nämä poikkeavat kuitenkin siten, että porraselementit eivät osallistu rakennuksen jäykistykseen, vaan kantavat oman painonsa lisäksi ainoastaan niille määrätty hyötykuormat.

Ympäristöministeriön asetus rakennusten vakaudelle ja lujuudelle sekä betoniyhdistykseen perustuva betoninormikortti 23 eivät ota yksiselitteisesti kantaa

porraselementtien seuraamusluokan valintaan. Porraselementtien seuraamusluokka on tulkinnan varaista, mutta ne kuuluvat yleisesti seuraamusluokkaan CC2:seen, sillä ne eivät kuulu jäykistäviin rakenneosiin, ja kantavat oman painon lisäksi ainoastaan niille määrättyt hyötykuormat. Betoninormikortti 23 antaa myös porraselementeille seuraamusluokan CC3:sen mukaisia vähimmäisarvoja, vaativien rakennusten ja hätäpoistumistienä toimivien porraselementtien varalta. [25.]

Porraselementtejä suunnitellaan murto- ja käyttörajatiloissa standardin SFS-EN 1990 seuraamusluokan CC2 mukaisilla siteillä, vaikka muu rakennus kuuluisi seuraamusluokkaan CC3. Kuitenkin betoniyhdistyksen ohjeisiin perustuvaa Betoninormikorttia 23_EC:ta voidaan soveltaa suorien ja kiertävien, päistään tuettujen porraselementtien siteiden mitoittamiseen. Hätäpoistumisreitteinä toimivat portaat kuuluvat seuraamusluokkaan CC3. [25.]

Seuraamusluokkaan CC3:seen kuuluvilta rakennuksilta vaaditaan sidejärjestelmä, tai rakenneosat on suunniteltava ”avainasemassa olevina rakenneosina ” tai sekä ennakoitavissa että ennakoimattomat vaaratilanteet otettava huomioon järjestelmälliseen riskinarviointiin, joka on vähintään yhtä määräävä, kuin jos rakenneosat suunniteltaisiin avainasemassa olevina rakenneosina . [9, s. 37-39.]

Suorat ja päistään tuetut porraselementit siirtävät kuormaa porrassyöksen kautta vaakarakenteeseen. Kerrostasolaatat varustetaan rengasraudoituksella ja saumarauoituksella, joita mitoitetaan onnettomuustilanteessa tuleville kuormille. Vastaavasti portaat varustetaan riittävän muodonmuutoskyvyn omaavilla seiteillä, jolloin onnettomuuden sattuessa porrassyöksyt jäävät roikkumaan kerrostasolaattojen välityksellä porrashuoneen kantaviin rakenteisiin. [25.]

Pilarillisten porraselementtien kohdalla vaakarakenteeseen siirtäviä kuormia tarkastellaan sekä pilarin että porrassyöksen liitosten kohdalta. Pilarin sidevoima vaakarakenteeseen lasketaan ympäristöministeriön asetuksen mukaan. Porrassyöksen sidevoima lasketaan betoniyhdistyksen ohjeeseen perustuva betoninormikortti 23:n mukaan. Mikäli porrassyöksen sidevoima ylittää betoninormikortti 23:n salliman sidevoiman, ylimenevä osuus lisätään pilarin ja vaakarakenteen liitokseen, jonka tulee kestää vähintään ympäristöministeriön ohjeen mukainen sidevoima. Luvussa 7.3 käsitellään tarkemmin ympäristöministeriön antamaa ohjetta. [25.]

8 Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan

8.1 Kuormien yhdistelykertoimet

Ympäristöministeriön asetuksen rakenteiden lujuus ja vakaus mukaan voidaan avainasemassa olevan rakennusosan menettelyä käyttää, jos vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä ei ole löydettävissä. Portaat suunnitellaan mahdollisilla siteillä niin, että onnettomuustilanteessa ne jäävät roikkumaan kerrostasolaattojen välityksellä porrashuoneen kantaviin rakenteisiin. Eli pilaria ei tarvitse mitoittaa avainasemassa olevana rakenneosana. Laskennassa tämä tarkoittaa sitä, että pilarin mitoituksessa ei oteta onnettomuuskuormaa $A_s = 50 \text{ kN}$ huomioon. Pilari mitoitetaan käyttö- ja murtorajatilassa.[25.]

Käyttöraja-tila [10, liite 1, s.4]:

$$F_d = 1,0 \cdot G + 1,0 \cdot \psi_2 \cdot Q_1 + 1,0(\psi_2 \cdot Q_2 + \psi_2 \cdot Q_3) \quad (9)$$

Käyttöraja-tilassa osavarmuuskertoimen arvo on aina $K_{FI} = 1,0$.

Murtorajatilatarkastelu

Kuormitusyhdistelmät murtorajatilassa

EQU Staattinen tasapaino

STR Rakenneosien kestävyys

Taulukko 12. Kuormakerroin määräytyy seuraamusluokan mukaan, SFS-EN 1990.

| Seuraamusluokka | K_{FI} |
|-----------------|----------|
| CC3 | 1,1 |
| CC2 | 1,0 |
| CC1 | 0,9 |

Rakenneosien kestävyys kuormitusyhdistelmässä STR [10, liite 7, s. 4.]

$$F_d = \max \left\{ \begin{array}{l} = 1,15 K_{FI} \cdot G + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot Q_1 + 1,5 \cdot K_{FI} (\psi_0 \cdot Q_2 + \psi_0 \cdot Q_3) \\ = 1,35 \cdot K_{FI} \cdot G \end{array} \right\} \quad (10)$$

Onnettomuusrajatila

Onnettomuusrajatilasa osavarmuuskertoimen arvo on aina $K_{FI} = 1,0$. [10, liite 7, s. 3.]

Palotilanteessa:

$$F_d = 1,0 \cdot G + 1,0 \cdot \psi_1 \cdot Q_{k1} + 1,0 \cdot (\psi_1 \cdot Q_2 + \psi_2 \cdot Q_3) \quad (11)$$

Käytetään ψ_1 :n sijaan arvoa ψ_2 , mikäli Q_{k1} on jokin muu kuin lumi-, jää- tai tuulikuorma.

Määrittelemättömästä syystä aiheutuvassa onnettomuustilanteessa:

$$F_d = 1,0 \cdot G + 1,0 \cdot A + 1,0(\psi_1 \cdot Q_2 + \psi_2 \cdot Q_3) \quad (12)$$

Missä,

| | |
|----------|---|
| F_d | on mitoituskuorma murtorajatilassa |
| G | on omapaino ja muut pysyvät kuormat |
| Q_1 | on muuttuva kuorma |
| ψ_0 | on muuttuvien kuormien yhdistelykerroin |
| K_{FI} | on kuormakerroin |
| A | määrittelemättömästä syystä aiheutuva onnettomuuskuorma |

Muuttuvien kuormien yhdistelykertoimet saadaan standardin SFS-EN 1990 Eurokoodin taulukosta A1.1.

Taulukko 13. Yhdistelykertoimien arvot rakennuksille Standardin SFS-EN 1990 taulukon A1.1(FI):n mukaan. [9, s.18.]

| Kuorma | ψ_0 | ψ_1 | ψ_2 |
|---|----------|----------|---------------------|
| Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (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) ^{*)} kun | | | |
| $s_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$ | 0,7 | 0,4 | 0,2 |
| $s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$ | 0,7 | 0,5 | 0,2 |
| Jääkuorma ^{***)} | 0,7 | 0,3 | 0 |
| Rakennusten tuulikuormat (SFS-EN 1991-1-4) | 0,6 | 0,2 | 0 |
| Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (SFS-EN 1991-1-5) | 0,6 | 0,5 | 0 |
| ^{*)} Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\psi_0 = 0$ luokkien A, B, F ja G yhteydessä. Huomautus: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään ψ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen. ^{**)} Ajokäytävillä $\psi_2 = 0$ ^{***)} Koskee huurtumisesta, jäätävästä sateesta ja räntäsateesta aiheutuvia jääkuormia | | | |

8.2 Materiaaliarvot

Betonisen porraselementin materiaalina on käytettävä vähintään lujuusluokan C30/37 mukaista betonia ja myötölujuudeltaan 500...600 MPa terästä (EN14843:2007) (EN 206 ja SFS 7022).

Taulukko 14. Betonin eri lujuusluokkien arvot [20, s.31.]

| LUJUUSLUOKKA | | C16/20 | C20/25 | C25/30 | C30/37 | C35/45 | C40/50 | C45/55 | C50/60 | |
|-------------------------------|----------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|----------------------------------|
| Ominaispuristuslujuus | f_{ck} | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | |
| Kuutiolujuus | $f_{ck,cube}$ | 20 | 25 | 30 | 37 | 45 | 50 | 55 | 60 | |
| Keskimääräinen puristuslujuus | f_{cm} | 24 | 28 | 33 | 38 | 43 | 48 | 53 | 58 | $f_{cm} = f_{ck} + 8\text{MPa}$ |
| Keskimääräinen vetolujuus | f_{ctm} | 1,9 | 2,2 | 2,6 | 2,9 | 3,2 | 3,5 | 3,8 | 4,1 | $f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{(2/3)}$ |
| Ominaisvetolujuus | $f_{ctk,0,05}$ | 1,3 | 1,5 | 1,8 | 2,0 | 2,2 | 2,5 | 2,7 | 2,9 | $f_{ctk,0,05} = 0,7f_{ctm}$ |
| Keskimääräinen kimmo kerroin | E_{cm} | 29000 | 30000 | 31000 | 33000 | 34000 | 35000 | 36000 | 37000 | $E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ |

Raudoitetun rakenteen betonin mitoituspuristuslujuus [13.]

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad (13)$$

Missä,

γ_c betonin osavarmuusluku

α_{cc} pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät huomioon ottava kerroin, $\alpha_{cc} = 0,85$

Raudoituksen mitoituslujuus

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (14)$$

Missä,

γ_s raudoituksen osavarmuusluku

Taulukko 15. Murtorajatilojen materiaali osavarmuusluvut. [20, s. 18.]

| Mitoitustilanteet | betonin γ_c | betoniteräksen γ_s |
|--------------------------------------|--------------------|---------------------------|
| Normaalisti vallitseva ja tilapäinen | 1,5 | 1,15 |
| Onnettomuus | 1,2 | 1,0 |

8.3 Betonipeitteen määrittäminen

8.3.1 Betonipeitteen nimellisarvo

Betonipeite suojaa betonin sisällä olevia raudoituksia korroosion vaikutuksilta, varmistaa riittävän tartunnan betonin ja raudoituksen välillä ja suojaa raudoitteita tulipalolta. Raudoituksen riittävän tartunnan ja rakenteen riittävän käyttöiän varmistamiseksi betonipeitteen paksuuden tulee olla vähintään seuraavan taulukon mukainen.

Taulukko 16. Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimukset.[10, liite 7, s.5]

| Minimiarvo betonipeitteelle ($C_{min,dur}$). [mm] | | | | | | | | |
|---|---------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| Kriteeri | Rasitusluokka | | | | | | | |
| | X0 | XC1 | XC2 XC3 | XC4 | XD1 | XS1 | XD2 | XD3 XS2,3 |
| Betoniteräs | 10 | 10 | 20 | 25 | 30 | 30 | 35 | 40 |
| Jänneteräs | 10 | 20 | 30 | 35 | 40 | 40 | 45 | 50 |
| 100 vuoden suunnitteluikä | +0 | +0 | +5 | +5 | +5 | +5 | +5 | +5 |
| Lujuusluokka \geq | C20/25 -5 | C30/37 -5 | C35/45 -5 | C35/45 -5 | C35/45 -5 | C40/50 -5 | C35/45 -5 | C45/55 -5 |
| RakMK B4 1-rakenneluokka | -5 | -5 | -5 | -5 | -5 | -5 | -5 | -5 |

Betonipeitteen paksuus saadaan kaavasta:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} \quad (15)$$

Missä,

C_{nom} on betonipeitteen nimellisarvo

C_{min} on betonipeitteen pienin sallittu arvo

ΔC_{dev} sallittu mittapoikkeama, joka on yleensä 10 mm

Betonipeitteen pienin sallittu arvo lasketaan kaavasta:

$$C_{min} = \max[C_{min,b}; C_{min,dur}; 10\text{mm}] \quad (16)$$

Missä,

$C_{min,b} = \emptyset$, joka on tangon halkaisija

Palotilanteen vaatima betonipeitteen vähimmäisarvovaatimukset tarkastellaan erikseen.

8.3.2 Tehollisen korkeuden määrittäminen

Tämän insinööriyön betonipilarin poikkileikkaus ei ole kahden akselin suhteen symmetrinen. Laskennan yksinkertaistamiseksi muokataan poikkileikkausta varman puolella suorakaiteen muotoiseksi, jolloin saadaan raudoitusten sijainti ja määrä myös konservatiivisesti. Tällöin raudoituksen ja puristuskestävyyden laskenta tehdään tavanomaisesti. [13.]

$$e_1 = \max \left\{ \max (\emptyset, C_{\min, \text{dur}}) + \Delta C_{\text{dev}} + \frac{\emptyset}{2} ; \max (\emptyset_h, C_{\min, \text{dur}}) + \Delta + \emptyset_h + \frac{\emptyset}{2} \right\} \quad (17)$$

Missä,

\emptyset_h on hakojen halkaisija
 \emptyset on pääterästen halkaisija
 $e_1 = h - d$ e_1 on etäisyys alareunasta

Tankojen välillä oleva vapaa väli, jonka arvo on vähintään suurin arvoista:

$$e_{\text{vv}} = \max \{ \emptyset; dg + 3; 20 \text{ mm} \}$$

Missä,

\emptyset on tangon halkaisija
 dg on runkoaineen suurin raekoko

Raudoitusten ollessa kahdessa tai useammassa rivissä tehollinen korkeus saadaan seuraavasti:

$$d = h - e \quad (18)$$

$$e = \frac{e_1 \cdot A_{s1} + e_2 \cdot A_{s2}}{A_{s1} + A_{s2}}$$

$$e_2 = e_1 + \frac{T_1}{2} + e_{\text{vv}} + \frac{T_2}{2}$$

$$e_n = e_1 + \frac{T_1}{2} + e_{\text{vv}} + \frac{T_2}{2} + e_w + \frac{T_n}{2}$$

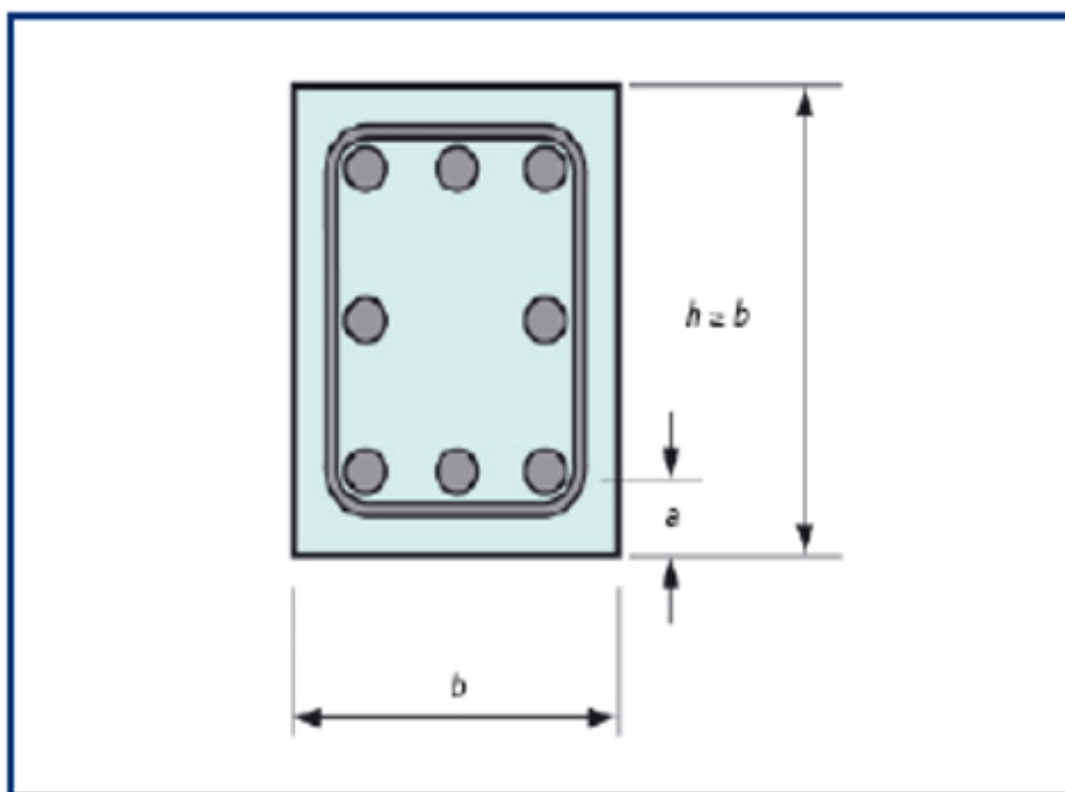
Missä,

A_{si} samalla rivillä olevien raudoitusten poikkileikkausten pinta-ala
 e_n rivien välinen tila.

8.3.3 Betonipeitteen paksuuden vähimmäisarvot palotilanteessa

Palonkestävyyden määrittämiseen on saatavilla kehittyneitä laskentamenetelmiä, yksinkertaistettuja laskentamenetelmiä tai taulukkomitoitus. Eurokoodissa SFS-EN 1992-1-2 pilareille on kaksi taulukkoa, joissa esitetään menetelmät A ja B. Taulukkomitoitus A menetelmällä on nopein ja yksinkertaisin tapa pilarien vähimmäismittojen ja -betonipeitteiden määrittämiseen palon kestävyyden kannalta. [21, s.1.]

Taulukkomitoituksessa tulipalon tarvittava suojabetonin määrä saadaan keskiöetäisyyden a nimellisarvon avulla vähimmäisbetonipeitteen sijasta [21, s.1].



Kuva 23. Nimellinen keskiöetäisyys a on kuvan mukaisesti pääteräksen keskikohdan ja rakenteen poikkileikkauksen reunan välinen etäisyys. [21, s.2]

Pilarien vähimmäismitat ja -keskiöetäisyydet palonkestävyyden kannalta saadaan seuraavalla sivulla olevan taulukon mukaisesti.

Taulukko 17. Pilarin vähimmäismitat ja keskiöetäisyyden vähimmäisarvot, kun pilarin poikkileikkaus on suorakaide tai pyöreä. [21, s.3]

| Standardipalonestävyys | Vähimmäismitat (mm) | | | |
|------------------------|---|--|--|----------------------------------|
| | Pilarin leveys b_{min} / pääterästen keskiöetäisyys a | | | |
| | Pilarin altistus useammalta kuin yhdeltä sivulta | | | Pilarin altistus yhdeltä sivulta |
| | $\mu_{fi} = 0,2$ | $\mu_{fi} = 0,5$ | $\mu_{fi} = 0,7$ | $\mu_{fi} = 0,7$ |
| R 30 | 200/25 | 200/25 | 200/32 300/27 | 155/25 |
| R 60 | 200/25 | 200/36 300/31 | 250/46 350/40 | 155/25 |
| R 90 | 200/31 300/25 | 300/45 400/38 | 350/53 450/40 ^a | 155/25 |
| R 120 | 250/40 350/35 | 350/45 ^a 450/40 ^a | 350/57 ^a 450/51 ^a | 175/35 |
| R 180 | 350/45 ^a | 350/63 ^a | 450/70 ^a | 230/55 |
| R 240 | 350/61 ^a | 450/75 ^a | — | 295/70 |

Huomautukset
Tämä taulukko on sama kuin eurokoodin SFS-EN 1992-1-2 taulukko 5.2a (menetelmä A) ja on voimassa seuraavilla ehdoilla:
1 Sivusiirtymättömän (=jäykistety) pilarin nurjahduspituus palotilanteessa $l_{0,fi} \leq 3$ m. Arvona $l_{0,fi}$ voidaan pitää 50 % todellisesta pituudesta välikerroksille ja 50...70 % todellisesta pituudesta ylimmän kerroksen pilarille
2 Ensimmäisen kertaluvun epäkeskisyyden palotilanteessa tulisi olla $\leq 0,4b$ (tai h). Vaihtoehtoisesti käytetään menetelmää B (ks. eurokoodi EN 1992 osa 1-2, taulukko 5.2b). Epäkeskisyydenä palotilanteessa voidaan pitää samaa arvoa kuin mitoitusarvo normaalilämpötilassa.
3 Raudituksen poikkileikkauksen pinta-ala limityskohtien ulkopuolella on korkeintaan 4 % betonin poikkileikkauksen pinta-alasta.
4 μ_{fi} on normaalivoiman mitoitusarvo palotilanteessa jaettuna pilarin kestävyuden mitoitusarvolla normaalilämpötilassa. Varmalla puolella olevaksi $\mu_{fi,n}$ arvoksi voidaan ottaa 0,7.
Merkinnät
a Vähintään 8 tankoa

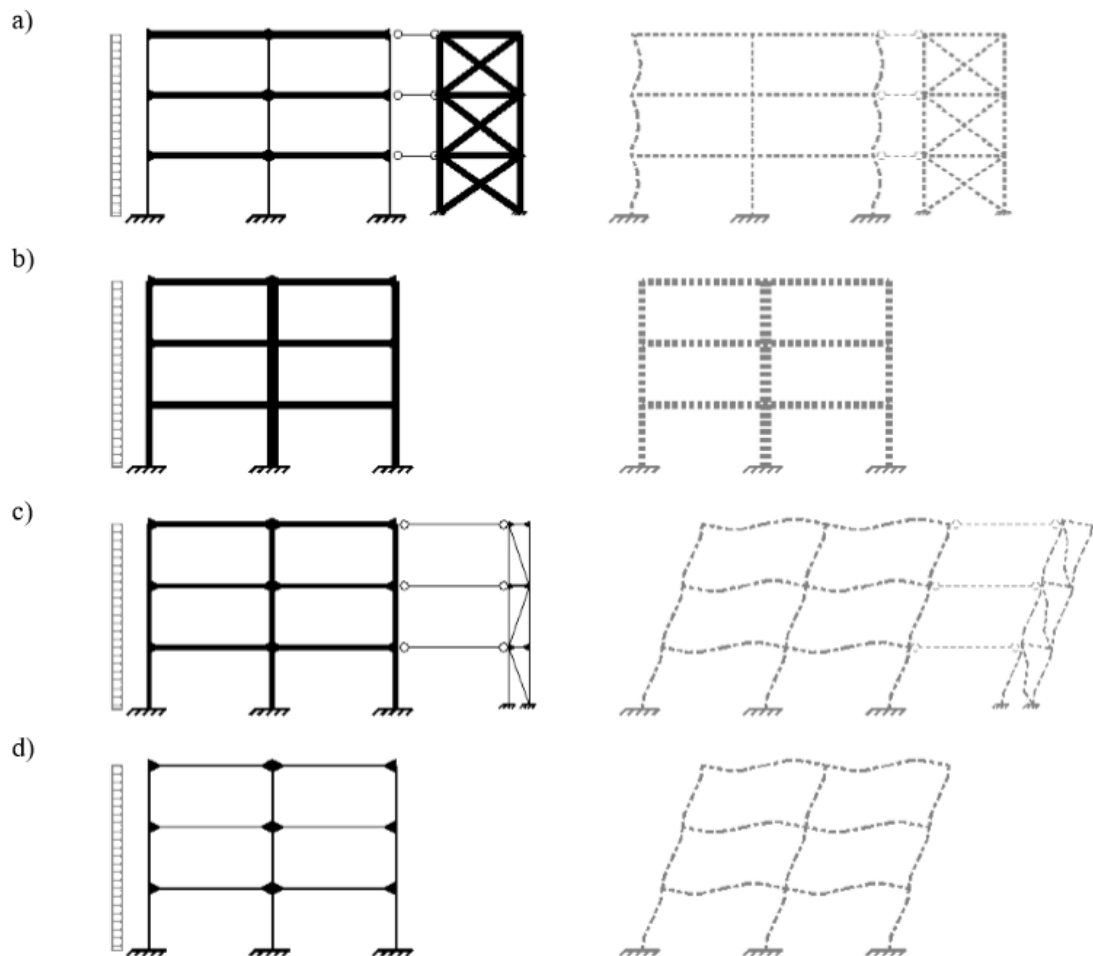
9 Portaan pilarin mitoitus

9.1 Pilarin mitoituksen peruseräkkeet

Eurokoodi SFS-EN1992-1-1 on määrittänyt pilarin rakenneosana, jonka poikkileikkauksen suurempi sivumitta on enintään neljä kertaa suurempi kuin sen lyhyempi sivu, ja pituus vähintään 3 kertaa poikkileikkauksen suurempi sivumitta. [20, s. 77.]

Pilareiden pääasiallisena tehtävänä on välittää muilta rakenneosilta tulevat kuormat alas perustuksille. Pääasiallisesti pilarin kohdistuvat voimat ovat puristavia normaalivoimia, mutta kehärakenteissa pilarit siirtävät myös vaakavoimia ja momentteja. Usein pilarissa esiintyy mitoituksen kannalta normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutus. [22, s. 100.]

Kehät luokitellaan neljään ryhmään sivusiirtyvyyden ja sivuttaisen tuennan perusteella. Tässä työssä keskitytään pelkästään sivusiirtymättömän pilarin mitoitukseen.

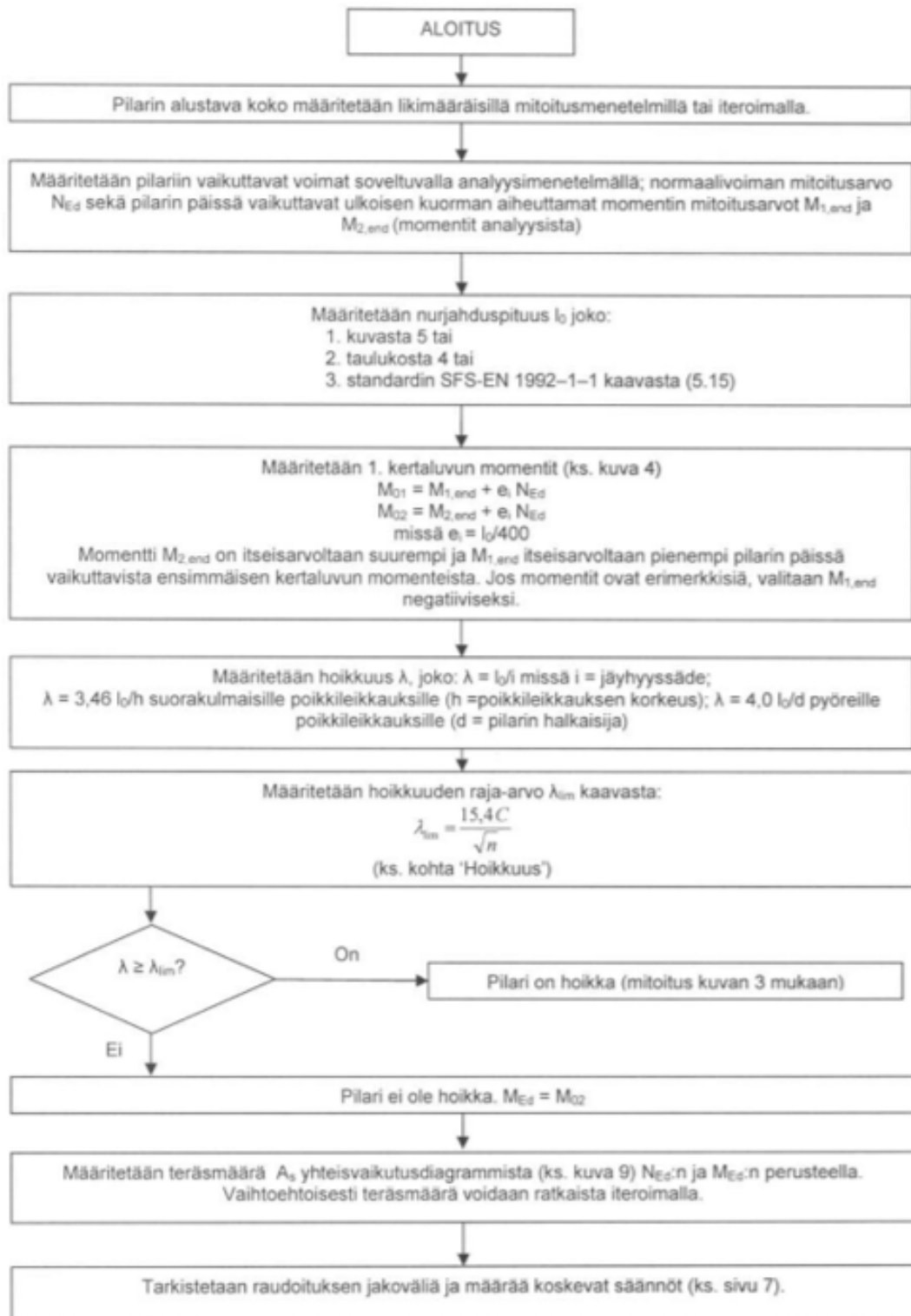


Kuva 24. Kehät a) ja b) ovat sivusiirtymättömiä. Kehät c) ja d) ovat sivusiirtyviä. [24, s.5.]

Sivusiirtymättömän pilarin mitoituksessa voidaan käyttää betoniyhdistyksen laatimaa vuokaaviota, joka perustuu nimelliseen kaarevuuteen menetelmään. Mitoituksessa otetaan oman painon lisäksi ylempien kerrosten painot pistekuormana pilarin päälle. Pilari mitoitetaan murtorajatilassa hoikkana rakenteena, jolloin vinoudesta aiheutuvat momentit otetaan mitoituksessa huomioon.

- oma paino (pilari ja laatta)
- ylempien kerrosten porrasedimenttien painot (pilarit ja laatat)
- hyötykuorma (ylempien kerrosten porrasedimenttien laattojen alueelta)

- epäkeskeisyydestä / vinoudesta aiheutuvat momentit lisätään omapainosta ja hyötykuormasta erikseen pilarin päihin.



Kuva 25. Sivusiirtymättömän pilarin mitoituksen vuokaavio. [21, s.4.]

9.2 Pilarin raudoitusjärjestelyt

9.2.1 Pääraudoitus

Eurokoodi EN 1002-1-1 luku 9.5 käsittelee pilareita, jonka mukaan on käytettävä pilarin pääraudoituksena vähintään $\Phi = 8$ mm paksuista tankoa. [20, s. 77.]

9.2.2 Vähimmäisraudoitus

Pitkittäisen raudoituksen vähimmäisarvolle on annettu ohje: [20, s. 77.]

$$A_{s,\min} = \max\left\{\frac{0,1 N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002 A_c\right\} \quad (19)$$

Missä,

A_c poikkileikkauksen pinta-ala

N_{Ed} puristavan normaalivoiman mitoitusarvo

9.2.3 Enimmäisraudoitus

Pääraudoituksen ala saa olla enintään [10, liite 7, s. 12.]:

$$A_{s,\max} = 0,06 A_c \quad (20)$$

Tämä tarkoittaa, että betoniterästankojen pinta-alan osuus betoni poikkileikkauksen pinta-alasta saa olla enintään 6%.

$A_{s,\max} = 0,06 A_c$ Limityskohtien ulkopuolella

$A_{s,\max} = 0,12 A_c$ Limitysten kohdalla

9.2.4 Hakaraudoitus

Jokainen poikkileikkauksen nurkkaan sijoitettu, ja puristettu pääraudoitustanko tai tankonippu sidotaan irtohaoilla, hitsatuilla sidetangoilla tai jatkuvilla kierrehaoilla. Hakojen tehtävä on estää puristettuja päätankoja nurjahtamasta ja tukevat niitä valun aikana. Pääraudoituksen sitovien hakojen halkaisija oltava vähintään [10, liite 7, s. 12.]:

$$\Phi_{h,\min} = \max\left\{\frac{\Phi}{4}; 6 \text{ mm}\right\} \quad (21)$$

Hakojen jakovälit päätankojen suunnassa saavat olla enintään

$$S_{cl,tmax} = \min\{15\Phi; b; 400 \text{ mm}\}$$

Missä,

Φ pienin päätangon halkaisija
 b pilarin pienin sivumitta

Lähellä tukia enimmäisjakoväliä pienennetään kertoimella 0,6. Päätankojen suunnan muuttuessa hakojen jakovälissä on huomioitava päätankojen suunnan muutoksesta aiheutuvat poikkileikkauksen puristetussa osassa mikään päätanko ei saa olla kauempana kuin 150 mm etäisyydellä sidotusta tangosta. [20, s. 78.]

9.3 Lineaarinen analyysi

Lineaarinen analyysi on ideaalinen käyttäytyminen rakenteille, jossa vaikuttavien kuormien ja niiden aiheuttamien siirtymien ja jännitysten välinen yhteys on lineaarinen. Rakenteiden käyttäytyessä lineaarisesti voidaan olettaa, että myös materiaali käyttäytyy lineaarisesti kimmoisena, jolloin rakenteen muodonmuutokset jäävät hyvin pieniksi. [22, s. 34.]

9.3.1 Alkuepäkeskisyys

Normaalivoiman epäkeskisyys, vaakakuormat ja mahdollinen kiinnitysmomentti määrittelevät alkuepäkeskisyyden. Alkuepäkeskisyys on merkitsevä, ja sen kasvaessa myös taivutusmomentti kasvaa. Toisaalta kasvanut taivutusmomentti aiheuttaa normaalivoiman epäkeskisyyden vahvistumisen, jolloin tämä kierre jatkuu. [22, s.102.]

$$e_0 = \max\left\{\frac{M_d}{N_{Ed}}, \frac{h}{30}, 20\text{mm}\right\} \quad (22)$$

missä,

e_0 on kuorman epäkeskisyys
 M_d on ulkoisen kuorman aiheuttama momentti
 h on poikkileikkauksen suurempi sivumitta

9.3.2 Pilarin lisäepäkeskisyys

Erillispilareihin vaikuttavia rakennepoikkeamia voidaan tarkastella lisäepäkeskisyydellä e_i .

$$e_i = \theta_i \cdot \frac{l_0}{2} \quad (23)$$

Missä,

l_0 on pilarin nurjahduspituus
 θ_i on kulmapoikkeama

Kulmapoikkeama on pilarin poikkeamaa ideaalimuodosta tai kuorman paikan poikkeamista oletetusta kohdasta.

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (24)$$

Missä,

$$\begin{aligned} \theta_0 &= \frac{1}{200} && \text{on perusarvo} \\ \alpha_h &&& \text{rakenteen korkeudesta aiheutuva pienennyskerroin} \\ \alpha_h &= \frac{2}{\sqrt{l}}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1 \end{aligned} \quad (25)$$

Kaavassa l on pilarin todellinen pituus

α_m rakenteosien määrään perustuva pienennyskerroin

$$\alpha_m = \sqrt{\frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (26)$$

M on erillispilareiden tapauksessa pystyosien määrä.

Seinien ja jäykistettyjen kehien erillispilareiden tapauksessa voidaan rakenteiden vinoudesta aiheutuvat vaikutukset huomioida myös yksinkertaistetulla kaavalla. [20,s. 56.]

$$e_i = \frac{l_0}{400} \quad (27)$$

9.3.3 Ensimmäisen kertaluvun momentti

Keskialueella olevan kriittisen momentin arvo, eli ensimmäisen kertaluvun tarkastelun momentti M_{0Ed} saadaan ekvivalentin momentin avulla:

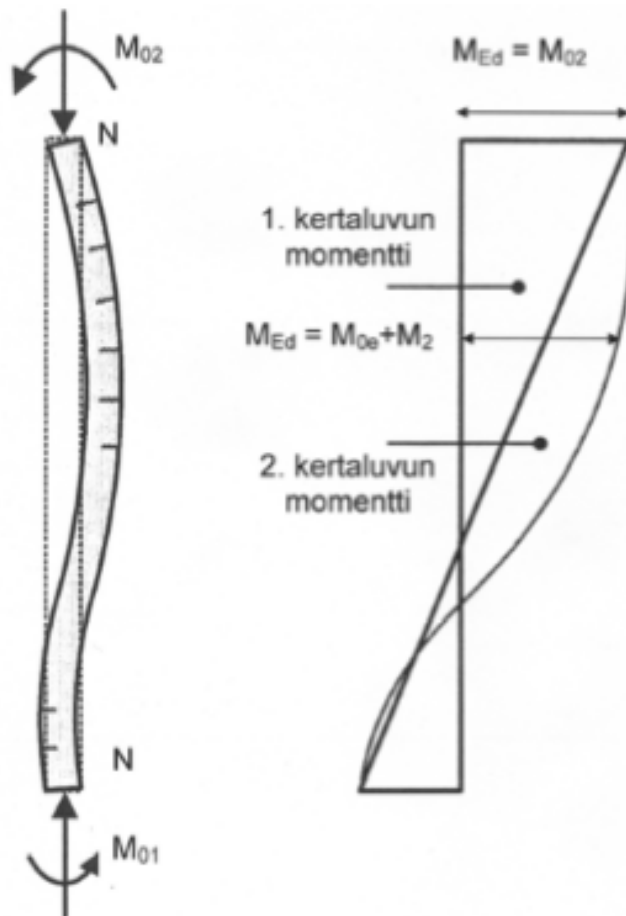
$$M_{0Ed} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} \geq 0,4 M_{02} \quad (28)$$

M_{02} on suurempi ja M_{01} pienempi sauvan päiden momenteista, jossa epätarkkuuden vaikutus on otettu huomioon. [21, s.6.]

$$M_{01} = e_i N_{Ed} + \min \{ |M_{yläpää}| ; |M_{alapää}| \}$$

$$M_{02} = e_i N_{Ed} + \max \{ |M_{yläpää}| ; |M_{alapää}| \}$$

Pilarin mitoituksessa, jossa ei tarvitse ottaa huomioon toisen kertaluvun vaikutuksia, mitoitusmomentti on $M_{Ed} = M_{02}$.



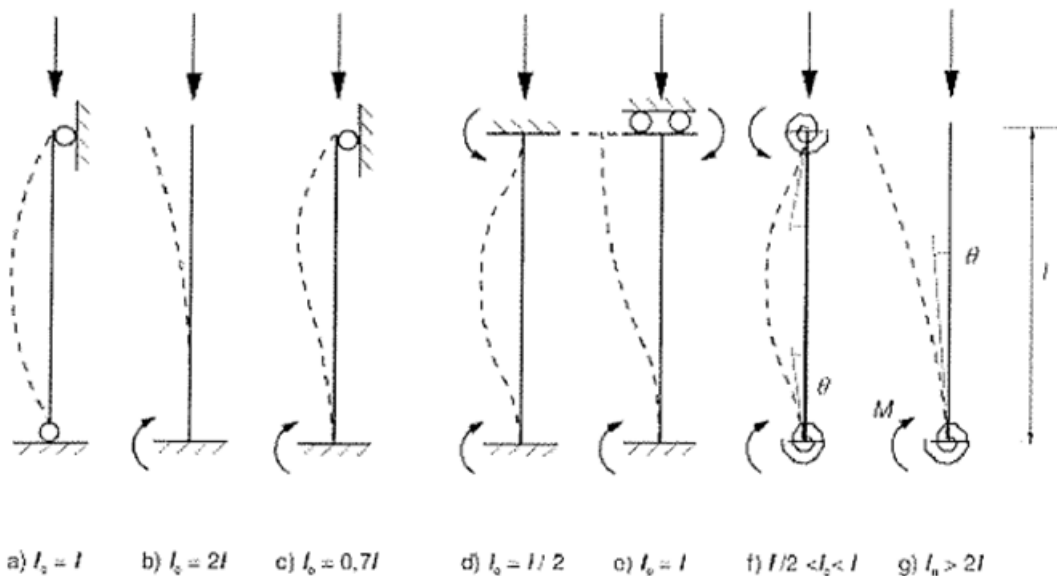
Kuva 26. Pilarin mitoitusmomentit. [21, s.6.]

9.4 Hoikka pilari

9.4.1 Nurjahduspituus

Pilarin nurjahdus on riippuvainen itse pilarin pituudesta ja sen tuentatavoista. Pilarin mitoituksessa nurjahduspituus on keskeisessä asemassa ja vaikuttaa pilarin hoikkuuteen.

Puristettujen rakenteiden nurjahduspituudet l_0 saadaan seuraavan kuvan mukaisesti tuentatavasta riippuen. [22, s. 100.]



Kuva 27. Pilarin tuentatavasta riippuvat nurjahduspituudet. [22, s. 100.]

Nurjahduspituus lasketaan tarkemmin sivusiirtymättömille seuraavasti:

$$L_0 = 0,5 \cdot L \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 \cdot k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 \cdot k_2}\right)} \quad (29)$$

Sivusiirtyvien pilareiden nurjahduspituus saadaan:

$$L_0 \geq \left\{ \begin{array}{l} L \cdot \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}} \\ L \cdot \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \end{array} \right\} \quad (30)$$

Missä,

L_0 on nurjahduspituus
 L pilarin todellinen pituus

Nurjahduspituuden laskemiseen käytetään kaavoja 21 ja 22, joissa voidaan k_1 ja k_2 vähimmäisarvoina käyttää 0,1, sillä täysin jäykkä kiinnitys ei yleensä ole mahdollista. [21, s. 7.]

Tämän opinnäytetyön esimerkissä pilarin tuennassa oletuksena on nivelliitos ja vaakatuki jokaisen välipohjan kohdalla. Tämä vastaa kuvan 27 tapauksen a) nurjahduspituutta. Eli pilari on sivusiirtymätön ja päistään nivelöity, jolloin nurjahduspituus on pilarin pituus. Jos haluttaisiin käyttää mitoituksessa momenttijäykkää tuentaa pilarin päissä, niin sauman jäykkyyden tulisi olla yhtä suuri kuin pilarin jäykkyyden. Tällöin käytetään eurokoodin f) nurjahduspituutta, jossa pilari on sivusiirtymätön ja päissä on jouset kantamassa momenttia.

9.4.2 Pilarin hoikkuus

Pilari mitoitetaan hoikkana rakenteena, jossa on olemassa nurjahtamisen riski. Pilarin hoikkuus vähentää puristuskestävyyttä toisen kertaluvun vaikutuksen lisääntyessä. [21, s. 4.]

Pilarin hoikkuus lasketaan kaavasta:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (31)$$

Missä,

l_0 on nurjahduspituus
 i on poikkileikkauksen jäyhyys säde tarkasteltavassa suunnassa

Jäyhyys säde lasketaan kaavasta:

$$i = \sqrt{\frac{I_C}{A_c}} \quad (32)$$

Missä,

I_c on betonileikkauksen jäyhyysmomentti

A_c on betonipoikkileikkauksen pinta-ala

9.4.3 Hoikkuuden raja-arvo

Toisen kertaluvun vaikutukset voidaan jättää huomiotta myös tapauksessa, jossa hoikkuus λ on tietyn arvon λ_{lim} alapuolella.

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \quad (33)$$

Missä,

$$A = \frac{1}{1 + 0,2 \varphi_{ef}}$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega}$$

$$C = 1,7 - r_m$$

Missä,

φ_{ef} on virumisaste

ω on suhteellinen mekaaninen arvo

A_s on pääraudoituksen kokonaisala

r_m on päätemomenttien suhde

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}$$

$$[M_{02}] \geq |M_{01}|$$

Kaikille jäykistämättömille rakenneosille tai kun momentit johtuvat epätarkkuuksista ja vaakakuormista : $r_m = 1$, eli $C = 0,7$

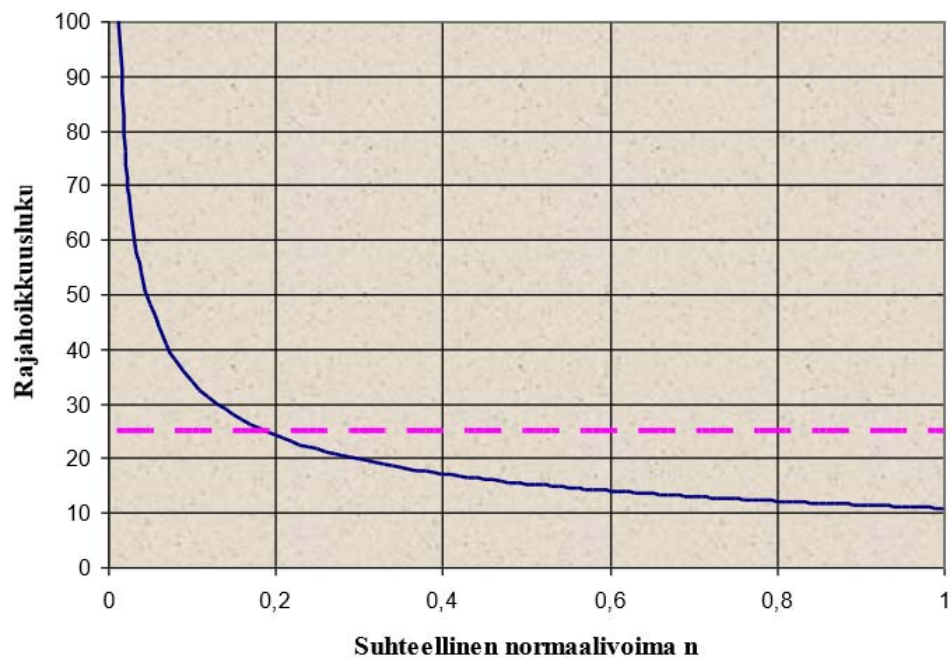
Suositusarvot: $A = 0,7$; $B = 1,1$ ja $C = 0,7$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \quad \text{suhteellinen normaalivoima} \quad (34)$$

Missä,

N_{Ed} on mitoittava normaalivoima
 A_c on betonipoikkileikkauksen pinta-ala
 f_{cd} on betonin mitoituslujuus

Rakentamismääräyskokoelma B4 antaa suositusarvoilla A, B ja C vakiorajahoikkeudeksi $\lambda = 25$. [22, s. 32.]



Kuva 28. Rajahoikkeusluku suhteellisen normaalivoiman n :n funktiona. [22, s. 32.]

9.5 Epälineaarinen analyysi

Teräsbetonipalkin voi mitoittaa eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 mukaan kolmella menetelmällä:

- a) yleisellä menetelmällä
- b) nimellisen jäykkyyden menetelmä
- c) nimellisen kaarevuuden menetelmä.

Yleinen menetelmä perustuu epälineaariseen analyysiin, jossa rakenteeseen vaikuttavien kuormien ja niiden aiheuttamien siirtymien ja jännitysten välinen yhteys on

epälineaarinen, jolloin lopulliseen mitoitustaivutusmomenttiin vaikuttaa ensimmäisen kertaluvun momentin lisäksi myös toisen kertaluvun vaikutukset. [22, s. 101.]

Nimellisen jäykkyyden ja nimellisen kaarevuuden menetelmät ovat yksinkertaistettuja menetelmiä, jotka antavat suurempia kokonaismomenteja poikkileikkauksen mitoittamisen kannalta.

Käyttäkseen menetelmä b täytyy nimelliset jäykkyydsarvot arvioida riittävällä tarkkuudella. Nimellisen jäykkyyden menetelmä soveltuu sekä erillisille rakenneosille että koko rakenteille.

Erillisten rakenneosien mitoitukseen parhaiten sopii nimellisen kaarevuuden menetelmä. Tässä työssä pilaria mitoitetaan kaarevuuden menetelmällä, joka perustuu taipumasta johtuvaan nimelliseen lisämomenttiin. Nimellisen lisämomentin arvioidaan kaarevuuden maksimiarvion avulla. Tämän jälkeen teräsbetonipilarin tarvittava raudoituspinta-ala voidaan määrittää mekaanisella raudoitussuhteella, jonka arvo voidaan lukea yhteisvaikutusdiagrammista. [22, s. 101.]

9.6 Toisen kertaluvun vaikutukset

Nimellisen kaarevuuden menetelmän mukaisella toisen kertaluvun momentilla tarkoitetaan rakenteen siirtymätilasta aiheutuvien voimasuureiden lisäystä, jolle voidaan käyttää kaavaa [21, s.5.]:

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 \quad (35)$$

Missä,

M_2 on toisen kertaluvun momentti

e_2 on toisen kertaluvun taipuma

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c}$$

Missä,

$\frac{1}{r}$ on kaarevuus

c on kokonaiskaarevuuden jakaumasta riippuva kerroin

Vakio poikkileikkaukselle yleensä $c = 10 (\pi^2)$, jos 1.kertaluvun momentti on vakio, tulee c:lle valita pienempi arvo (8 on alaraja).

Toisen kertaluvun vaikutukset voidaan jättää huomioimatta, jos:

- hoikkuus λ on rajahoikkuuden λ_{lim} alapuolella
- toisen kertaluvun vaikutukset ovat alle 10 % ensimmäisen kertaluvun vaikutuksista. [22, s. 102.]

9.6.1 Kaarevuus

Kaarevuus $\frac{1}{r}$ lasketaan kaavasta [21, s.5.]:

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0} \quad (36)$$

Missä,

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 d}, \quad \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (37)$$

Jos rauditus ei ole keskittynyt vastakkaisille reunoille, käytetään

$$d = \left(\frac{h}{2}\right) + i_s$$

Missä,

i_s on raudituksen kokonaisalan jäyhyysäde

K_r on kaarevuuden kerroin

$$K_r = \frac{(n_u - n)}{(n_u - n_{bal})} \leq 1 \quad (38)$$

Missä,

$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$ on suhteellinen normaalivoima

$$n_u = 1 + \omega \qquad n_{bal} = 0,4$$

K_φ on viruman kerroin

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1 \qquad (39)$$

Missä,

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \qquad (40)$$

φ_{ef} on viruma aste, ja sen vaikutus voidaan jättää huomioimatta, eli $\varphi_{ef} = 0$, jos kaikki seuraavat ehdot täyttyvät:

- $\varphi(\infty, t_0) \leq 2$
- $\lambda \leq 75$

9.6.2 Viruminen

Viruminen on kuivumisen, lujuudenkehityksen ja kutistumisen rinnalla yksi betonin materiaaliominaisuuksista, joilla on vaikutusta betonin rakenteelliseen toimintaan. Viruminen on betonin muodonmuutos, johon vaikuttaa ympäristön kosteus, rakenneosan mitat, betonin koostumus, betonin kovettumisaste kuormituksen alussa, kuormituksen kesto ja suuruus. [13.]

Standardin SFS-EN 1992-1-1 nomogrammeilla voidaan määrittää virumaluku $\varphi(\infty, t_0)$, ja viruman aiheuttama muodonmuutos seuraavasti:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \left(\frac{\sigma_c}{E_c}\right) \qquad (41)$$

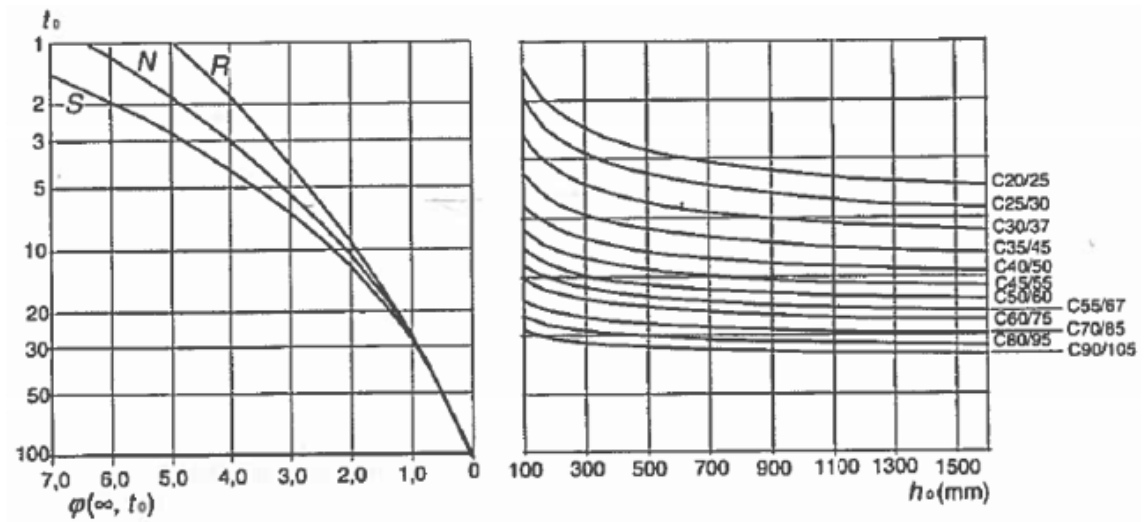
Missä,

$\varphi(\infty, t_0)$ virumaluku
 $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ viruman aiheuttama muodonmuutos

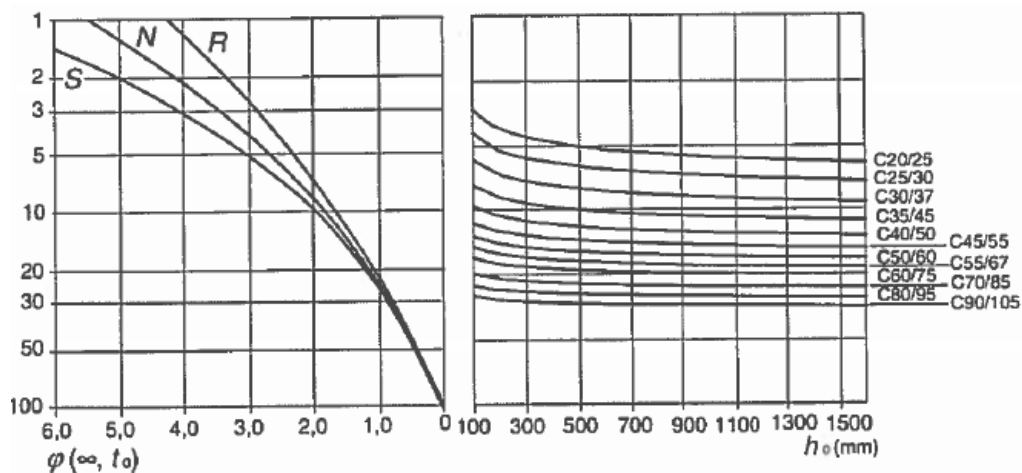
$\frac{\sigma_c}{E_c}$ pitkäaikaiskuormituksen aiheuttama betonin hetkellinen
 muodonmuutos
 σ_c betonin puristusjännitys

Viruman määrittäessä tulee seuraavien ehtojen olla voimassa, mikäli σ_c puristusjännitys ei ylitä arvoa $0,45 f_{ck}$ kuormituksen alkamishetkellä t_0 , ympäristön lämpötila on välillä $-40^\circ\text{C} \dots +40^\circ\text{C}$, ja ympäristön suhteellinen kosteus on välillä $\text{RH} = 40\% \dots \text{RH} = 100\%$.

Olosuhteiden mukaan lopullinen viruma voidaan määrittää alla olevien nomogrammien mukaan.



Kuva 29. Sisätiloissa sijaitseville rakenneosille, jossa $\text{RH} = 50\%$, voidaan viruma mitoitaa nomogrammista. [13.]



Kuva 30. Ulkotilat ja tilat, joissa suhteellinen kosteus on vähintään 80% [13.]

Vasemmalla olevaan käyrästään piirretään vaakasuora viiva alkamaan kuormittamisiästä, rakenteessa käytettävän sementtityypin mukaan. Seuraavaksi piirretään vaakaviivan ja sementtityypin käyrän leikkauspisteestä viivan origoon.

Mitoittaessa lopullinen viruma, tulee määrittää poikkileikkauksen muunnettu paksuus h_0 :

(42)

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

Missä

A_c poikkileikkauksen pinta-ala

u poikkileikkauksen piiri

Lasketun poikkileikkauksen muunnetun paksuuden viivan ja puristuslujuuden käyrän leikkauspisteestä viedään vaakasuora viiva vasempaan käyrästään piirrettyyn vinoviivaan asti, joiden leikkauspisteestä viedään viiva kohtisuoraan alas kohti vastaavaa virumalukua.

Jos rakenneosaan vaikuttavat olosuhteet eivät noudata edellä mainittuja ehtoja, esim. jos betonin puristusjännitys ylittää arvon $0,45 f_{ck}$ kuormitusaikassa t_0 , tulee virumaluku $\varphi(\infty, t_0)$ määrittää standardin SFS-EN 1992-1-1 liitteen B:n korvaavalla virumaluvulla. Tavanomaisissa suunnittelutehtävissä riittää yleensä nomogrammien tarkkuus.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (43)$$

Missä,

φ_0 on nimellinen virumaluku, joka lasketaan seuraavasti:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (44)$$

Missä,

φ_{RH} on suhteellisen kosteuden huomioiva kerroin

(45)

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1-RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1-RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{kun } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

Missä,

$$\beta(f_{cm}) \text{ huomioi betonin lujuuden vaikutuksen} \quad (46)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

$$\beta(t_0) \text{ huomioi kuormituksen aloitusajankohdan vaikutuksen} \quad (47)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})}$$

Kuormituksen alun jälkeen viruman kehitystä voidaan kuvata $\beta_c(t, t_0)$ kaavan mukaan:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{-0,3} \quad (48)$$

Missä,

$(t - t_0)$ on kuormituksen kesto vuorokausina

β_H on suhteellisen kosteuden ja poikkileikkauksen muunnetusta paksuudesta riippuva kerroin. (49)

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 150, \text{ kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3, \text{ kun } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

Missä,

$$\alpha_1, \alpha_2 \text{ ja } \alpha_3 \text{ ovat betonin lujuuden huomioiva kerroin} \quad (50)$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$$

Sementtityypilläkin on vaikutusta virumaan. Sementtityypin vaikutusta otetaan huomioon muuntamalla kuormittumisikää t_0 .

$$t_0 = t_{0,T} \left(\frac{9}{2+t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (51)$$

Missä,

$t_{0,T}$ on betonin lämpötilakorjattu ikä kuormituksen alkaessa (52)

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13,65\right)} \cdot \Delta t_i$$

Missä,

t_T on lämpötilakorjattu betoni ikä, jolla lausekkeissa korvataan t

$T(\Delta t_i)$ on lämpötila [°C] aikavälillä Δt_i

Δt_i on aika vuorokausina, jona lämpötila T vallitsee

Josta saadaan toisen kertaluvun momentin laskennassa käytettävä virumisaste φ_{ef} :

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} \quad (53)$$

Missä,

M_{0Eqp} on lineaarisen laskennan mukainen taivutusmomentti KRT:ssa kuormien pitkäaikaisyhdistelmien vallitessa.

M_{0Ed} on lineaarisen laskennan mukainen taivutusmomentti MRT:ssä kuormien mitoitusarvojen vaikuttaessa yhdistelmänä.

9.6.3 Mitoittava momentti

Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 mukaan nimellisen kaarevuuteen perustuvassa menetelmässä pilari mitoitetaan voimasuureyhdistelmälle N_{Ed} ja M_{Ed} .

Jäykistetyille, sivusiirtymättömille pilareille.

$$M_{Ed} = \max\{M_{02}; M_{0e} + M_2; M_{01} + 0,5 \cdot M_2\} \quad (54)$$

Sivusiirtyvälle pilareille

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (55)$$

Missä,

M_{Ed} on mitoittava momentti

M_{0Ed} on ensimmäisen kertaluvun tarkastelun momentti, jossa on epätarkkuuksien vaikutus mukana ($e_0 + e_i$)

M_2 on toisen kertaluvun momentti, joka sisältää rakenteen siirtymätilasta aiheutuvien voimasuureiden lisäykset.

M_{02} on suurempi sauvan päiden momenteista sisältäen vinouden vaikutuksen.

M_{01} on pienempi sauvan päiden momenteista sisältäen vinouden vaikutuksen.

9.7 Normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutus

Normaalivoima N_{Ed} ja taivutusmomentti M_{Ed} rasittavat yhtä aikaa pilaria, jotka kumpikin aiheuttavat pilarin poikkileikkaukseen jännitystä ja muodonmuutosta. Normaalivoiman aiheuttama jännitys ja muodonmuutos ovat yhtenäinen koko poikkileikkauksen alueella, kun toisaalta momentin aiheuttamat jännitys ja muodonmuutos aiheuttavat puristusjännitystä puristettuun osaan, ja vetojännitystä vedettyyn osaan. [20, s.96.]

$$b \cdot h \cdot f_{cd} \geq N_{Ed} \quad (56)$$

$$1 \geq \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

$$b \cdot h^2 \cdot f_{cd} \geq M_{Ed} \quad (57)$$

$$1 \geq \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

Missä,

$b \cdot h \cdot f_{cd}$ mitoitettu poikkileikkauksen puristuskestävyys

$b \cdot h^2 \cdot f_{cd}$ mitoitettu poikkileikkauksen taivutuskestävyys

Yhteisvaikutuksena:

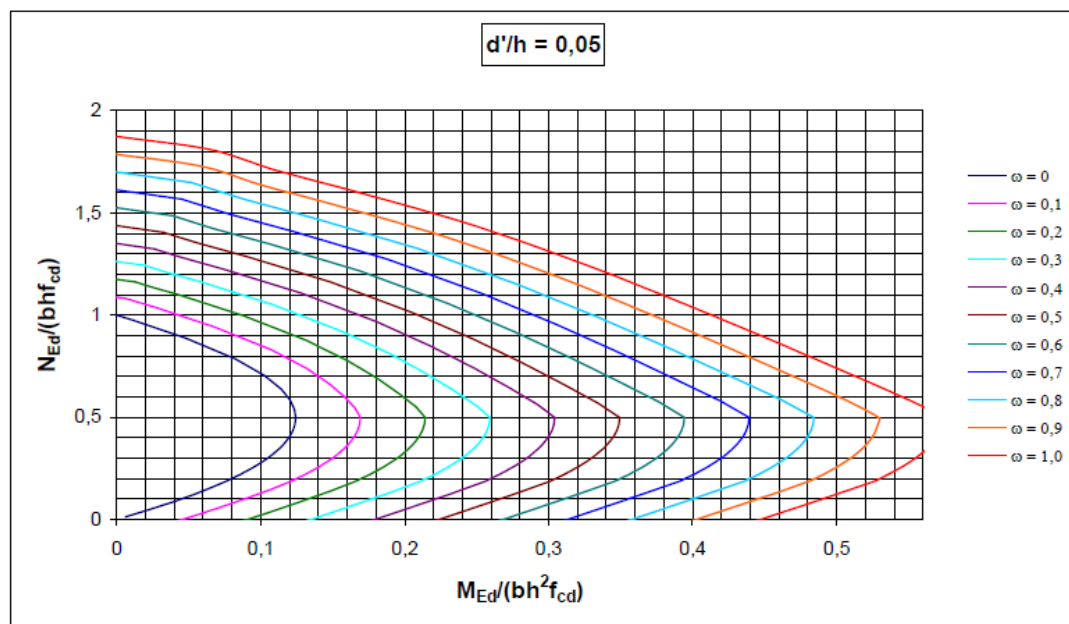
(58)

$$\frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} + \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \leq 1,0$$

Yllä oleva yhtälö tarkoittaa sitä, että puristusjännitys ja taivutusjännitys, ja niiden yhteisvaikutus eivät saa ylittää poikkileikkauksen sallimaa ja laskettua mitoitusarvoa.

Normaalivoiman N_{Ed} ja taivutusmomentin M_{Ed} yhdistelmän yhteisvaikutus on sama kuin normaalivoimalla N_{Ed} , jonka epäkeskisyyden on $e_d = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$.

Käsin laskennassa poikkileikkauksen kestävyysarvot luetaan valmiiksi laadituista yhteisvaikutusdiagrammeista, jossa kaikki normaalivoiman ja taivutusmomentin arvoparit tuottavat poikkileikkauksen murtumisen.



Kuva 31. Symmetrisesti raudoitettujen suorakaiteiden poikkileikkauksen yhteisvaikutusdiagrammi, jossa $\frac{d'}{h} = 0,05$ [21, s.15.]

Eri poikkileikkauksille on eri yhteisvaikutusdiagrammi, riippuen poikkileikkauksen geometriasta. Tässä insinöörityössä olevan portaan pilarin poikkileikkaus on muodoltaan puoli ympyrän ja suorakaiteen yhdistelmä. Tässä tapauksessa mitoitus

raudoitusten toimintaa todellisella poikkileikkauksella ja raudoitusten sijainnilla on erittäin monimutkainen. Kuten edellisessä luvussa todettiin, laskennan yksinkertaistamiseksi muokataan poikkileikkausta varman puolella suorakaiteen muotoiseksi.

Yhteisvaikutusdiagrammi helpottaa poikkileikkauksen mekaanisen raudoitussuhteen valintaa, jonka arvo on pienempi kuin 1,0. Yhteisvaikutusdiagrammissa pystyakselilla on suhteellinen normaalivoima v ja vaak-akselilla on suhteellinen momentti μ , jotka vaikuttavat toistensa arvoihin lineaarisesti.

Suhteellinen normaalivoima (59)

$$v = \frac{N_{Ed}}{b h f_{cd}}$$

Suhteellinen momentti (60)

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b h^2 f_{cd}}$$

Mekaaninen raudoitussuhde saadaan geometrisille poikkileikkauksille: (61)

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

Missä,

A_s poikkileikkauksessa tarvittava pääterästen poikkileikkausala

A_c poikkileikkauksen pinta-ala

[20, s.96-97.]

9.8 Vino taivutus

Taivutuksen kohdistuessa kahdesta suunnasta poikkileikkaukseen neutraaliakseli asettuu vinoon pääakselin nähden. Pääakselien suunnissa vaikuttavien taivutusmomenttien suhde määrää neutraaliakselin kallistuman.

Vino taivutus tarkistetaan eurokoodin standardin SFS-EN 1992-1-1 kaavalla [21, s.10.]:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^\alpha \leq 1,0 \quad (62)$$

Missä,

$M_{Ed,i}$ toisen kertaluvun vaikutuksesta aiheutuvan lisän sisältävä mitoitusmomentti asianomaisen akselin suhteen

$M_{Rd,i}$ taivutuskestävyys asianomaisen akselin momentin suhteen

α eksponentin arvo suorakaiteen muotoisille poikkileikkauksille saadaan alla olevasta taulukosta.

Taulukko 18. Eksponentin α arvot [20, s.10.]

| | | | |
|---|-----|-----|-----|
| N_{Ed}/N_{Rd} | 0,1 | 0,7 | 1,0 |
| a | 1,0 | 1,5 | 2,0 |
| Huomautus | | | |
| Lineaarista interpolointia voidaan käyttää. | | | |

Eksponentin arvo suorakaiteen muotoisille poikkileikkauksille saadaan puristussuhteen $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}$ mukaan.

Missä,

N_{Ed} on normaalivoima

N_{Rd} on puristuskapasiteetti

$$N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \quad (63)$$

10 Vakiomitoitetun pilarin kestävyys

Vakiomitoitettua pilaria tarkastellaan 17 kerroksisessa rakennuksessa. Laskennan pohjalta laaditaan taulukko, jossa vertaillaan pilarin kestävyttä ja tarvittava rauditusmäärä eri kerroksisissa rakennuksissa.

Vakiomitoitetun portaan pohjalta suunniteltuja portaita voidaan mitoittaa samalla periaatteella.

Porras muodostuu kahdesta osasta:

$$A_{\text{kok}} = A_1 + A_2 = 5,5744 \text{ m}^2$$

Missä,

A_{kok} on portaan kokonaispinta

A_1 on pilarin pinta-ala

A_2 on kiertävien askelmien pinta-ala

Pilarin pinta-ala

$$A_1 = 0,280 \text{ m} \cdot 0,590 \text{ m} + \frac{\pi(0,14\text{m})^2}{2} = 0,196 \text{ m}^2$$

Muutetaan pilarin poikkileikkauksen muoto neljäkantiseksi.

$$A_1 = 0,630 \text{ m} \cdot 0,280 \text{ m} = 0,1764 \text{ m}^2$$

Askelmien pinta-ala

$$A_2 = 5,398 \text{ m}^2$$

Kuormitustapaukset

KRT:

Pilarin omapaino 13,23 kN

Laatan omapaino 32,27 kN

Hyötykuorma (4 kN/m²) 21,53 kN

$$F_d = K_{FI} \cdot G + 1,0 \cdot \psi_2 Q_1$$

$$F_d = 1,0 \cdot (13,23 \text{ kN} + 32,27 \text{ kN}) + 1,0 \cdot 0,3 \cdot 21,53 \text{ kN} = 52 \text{ kN}$$

MRT:

Kuormayhdistelmä STR

$$F_d = \max \left\{ \begin{array}{l} = 1,15 K_{FI} \cdot G + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot Q_1 \\ = 1,35 \cdot K_{FI} \cdot G \end{array} \right\}$$

$$F_d = \max \left\{ \begin{array}{l} = 1,15 \cdot 1,1 \cdot (13,23 \text{ kN} + 32,27 \text{ kN}) + 1,5 \cdot 1,1 \cdot 21,53 \text{ kN} \\ = 1,35 \cdot 1,1 \cdot (13,23 \text{ kN} + 32,27 \text{ kN}) \end{array} \right\}$$

$$F_d = \max \left\{ \begin{array}{l} = 93,1 \text{ kN} \\ = 67,57 \text{ kN} \end{array} \right\}$$

Onnettomuustilanteessa:

$$F_d = 1,0 \cdot G + 1,0 \cdot A + 1,0(\psi_1 \cdot Q_2 + \psi_2 \cdot Q_3)$$

Pystykuormat

$$F_d = 1,0 \cdot (13,23 \text{ kN} + 32,27 \text{ kN}) + 1,0(0,7 \cdot 21,53 \text{ kN}) = 60,57 \text{ kN}$$

Vaakakuormat

$$F_d = 1,0 \cdot 50 \text{ kN} = 50 \text{ kN}$$

Pilarin mitoitus murtorajatilassa 18-kerroksissa rakennuksessa

$$N_{Ed} = 17 \cdot 93,1 \text{ kN} = 1582,7 \text{ kN}$$

$$\text{Betoni C30/37} \quad f_{ck} = 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot 30 \text{ MPa}}{1,5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\text{Teräs A500HW} \quad f_{yk} = 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{yd} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\text{Pilarin betonin pinta-ala:} \quad A_{pc} = b_{pl} \cdot h_{pl} = 0,1764 \text{ m}^2$$

Minimiraudoitus:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,1 N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002 A_c \right\}$$

$$A_{s,min} = 0,002 \cdot 176400 \text{ mm}^2 = 352,8 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 12 \cdot \left(\frac{20}{2} \right)^2 \cdot \pi = 3769,91 \text{ mm}^2$$

Näin suuri normaalivoiman mitoitusarvo saa olla suurimmillaan:

$$N_{Ed,max} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,1} = 16390,8 \text{ kN}$$

Raudoitus vahvempaan suuntaan:

$$A_{s,1} = 5\pi \left(\frac{\emptyset}{2} \right)^2 = 1570 \text{ mm}^2 \quad \emptyset = 20 \text{ mm}$$

Raudoitus heikompaan suuntaan:

$$A_{s,2} = 5\pi \left(\frac{\emptyset}{2} \right)^2 = 1570 \text{ mm}^2 \quad \emptyset = 20 \text{ mm}$$

Raudoituksen maksimi:

$$\frac{A_s}{A_{pc}} = \frac{12 \pi 10^2 \text{ mm}^2}{176400 \text{ mm}^2} = 0,022 \quad \text{pienempi kuin } 0,06 \quad \text{ok}$$

Hakojen maksimiväli:

$$S_{cl,tmax} = \min\{15\Phi; b; 400 \text{ mm}\} = 240 \text{ mm}$$

$$S = 200 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

Nurjahduspituus:

$$l_0 = l = 3000 \text{ mm} = 3000 \text{ mm} \quad \text{sivusiirtymätön, päistään nivelöity}$$

Epäkeskisyys:

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{3000 \text{ mm}}{400 \text{ mm}} = 7,5 \text{ mm}$$

Vahvempaan suuntaan:

Tehollinen korkeus

$$d = h - e = 630 \text{ mm} - 60 \text{ mm} = 570 \text{ mm}$$

Suhteellinen teräsala

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{1570 \text{ mm}^2}{280 \text{ mm} \cdot 570 \text{ mm}} = 9,837 \cdot 10^{-3}$$

Mekaaninen terässuhde:

$$\omega_1 = \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 9,837 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{434,78 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0,252$$

Heikompaan suuntaan:

Tehollinen korkeus

$$d = b - e = 280 \text{ mm} - 40 \text{ mm} = 240 \text{ mm}$$

Suhteellinen teräsala

$$\rho = \frac{A_s}{h d} = \frac{1570 \text{ mm}^2}{630 \text{ mm} \cdot 240 \text{ mm}} = 10,4 \cdot 10^{-3}$$

Mekaaninen raudoitussuhde heikompaan suuntaan:

$$\omega_2 = \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 10,4 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{434,78 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0,266$$

Poikkileikkauksen maksimipuristus:

$$N_{Rd} = A_{pc}f_{cd} + (A_{s,1} + A_{s,2}) \cdot f_{yd} = 4364,0 \text{ kN}$$

Puristussuhde:

$$\eta = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{1582,7 \text{ kN}}{4364,0 \text{ kN}} = 0,363$$

Vinon taivutuksen eksponentti:

$$\alpha = 1 + (1,5 - 1) \cdot \frac{\eta - 0,1}{0,7 - 0,1} = 1,219$$

Vahva suunta

Murtorajatila:

Askelmien aiheuttama momentti

$$M_{t,y} = 30 \text{ kNm (Swecolta, Robotti)}$$

Kuormien epäkeskeisyys

$$e_0 = \max\left\{\frac{h}{30}, 20\text{mm}\right\} = \max\{21\text{mm}, 20\text{mm}\}$$

Ensimmäisen kertaluvun momentit

$$M_B = e_0 \cdot N_{ed} + M_{t,y} = 0,021 \text{ m} \cdot 1582,7 \text{ kN} = 63,24 \text{ kNm}$$

$$M_A = 0$$

$$M_{01} = N_{Ed} \cdot e_i + \min\{|M_B|; |M_A|\}$$

$$M_{01} = 11,87 \text{ kNm}$$

$$M_{02} = N_{Ed} \cdot e_i + \max\{|M_B|; |M_A|\}$$

$$M_{02} = 75,11 \text{ kNm}$$

$$M_{0Ed} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} \geq 0,4 M_{02}$$

$$M_{0Ed} = 0,6 \cdot 75,11 \text{ kNm} + 0,4 \cdot 11,87 \text{ kN} = 49,82 \text{ kNm} \geq 30,05 \text{ kNm}$$

Käyttörajatila:

$$N_k = 17 \cdot 52 \text{ kN} = 884 \text{ kN}$$

Askelmien aiheuttama momentti

$$M_{t,y} = 20 \text{ kNm (Swecolta, Robotti)}$$

Kuormien epäkeskeisyys

$$e_0 = \max\left\{\frac{h}{30}, 20\text{mm}\right\} = \max\{21\text{mm}, 20\text{mm}\}$$

Ensimmäisen kertaluvun momentit

$$M_B = e_0 \cdot N_k + M_{t,y} = 0,021 \text{ m} \cdot 884 \text{ kN} + 20 \text{ kNm} = 38,57 \text{ kNm}$$

$$M_B = 0$$

$$M_{01} = N_{Ed} \cdot e_i + \min \{|M_B|; |M_A|\}$$

$$M_{01} = 6,63 \text{ kNm}$$

$$M_{02} = N_{Ed} \cdot e_i + \max \{|M_B|; |M_A|\}$$

$$M_{02} = 45,20 \text{ kNm}$$

$$M_{0Ed} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} \geq 0,4 M_{02}$$

$$M_{0Ed} = 0,6 \cdot 45,2 \text{ kNm} + 6,63 \cdot 11,87 \text{ kN} = 29,77 \text{ kNm} \geq 18,10 \text{ kNm}$$

Hoikkuus:

$$i_{,yy} = \sqrt{\frac{I_{,yy}}{A}}$$

$$I_{,yy} = \frac{b h^3}{12} = \frac{(280 \cdot 690^3) \text{ mm}^4}{12} = 5,834 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$i_{,yy} = \sqrt{\frac{5,834 \cdot 10^9 \text{ mm}^4}{0,1764 \cdot 10^6 \text{ mm}^2}} = 181,865 \text{ mm}$$

, ja pilarin hoikkuudeksi edelleen

$$\lambda_{,yy} = \frac{3000 \text{ mm}}{199,29 \text{ mm}} = 16,496$$

Hoikkuusraja

$$\tilde{\lambda}_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{A_c \cdot f_{cd}}}$$

$$\tilde{\lambda}_{lim} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{\frac{1582,7 \cdot 10^3 \text{ N}}{176,4 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}} = 14,840$$

$$\tilde{\lambda} \leq \tilde{\lambda}_{lim}$$

Hoikkuusraja-arvo ei täyty

Kaarevuus

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0}$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 d}$$

$$K_r = \frac{(n_u - n)}{(n_u - n_{bal})} \leq 1$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{1582,7 \text{ kN}}{0,1764 \text{ m}^2 \cdot 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0,528$$

$$n_u = 1 + \omega \qquad n_{bal} = 0,4$$

$$K_r = \frac{(1,252 - 0,528)}{(1,252 - 0,4)} \leq 1,0$$

$$0,850 \leq 1,0$$

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1$$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,35 + \frac{30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{200} - \frac{16,496}{150} = 0,390$$

Virumaluku $\varphi(\infty, t_0)$:

RH 50 %

Sementti R

Kun kuormitusikä $t_0 = 7d$

$$\text{Muunnettu paksuus } h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 176400 \text{ mm}^2}{1820 \text{ mm}} = 193,85 \text{ mm}$$

,joten $(\infty, 7d) \approx 3,2$

Virumisaste φ_{ef}

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

$$\varphi_{ef} = 3,2 \cdot \frac{29,77 \text{ kNm}}{49,82 \text{ kNm}} = 1,912$$

$$K_\varphi = 1 + 0,39 \cdot 1,912 \geq 1$$

$$K_\varphi = 1,746 \geq 1$$

Toisen kertaluvun momentti nimellisen kaarevuuden menetelmällä

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2$$

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c}$$

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c} = K_r K_\varphi \frac{f_{yd}}{4,5 d} \cdot l_0^2$$

$$e_2 = 0,850 \cdot 1,746 \frac{0,00217}{4,5 \cdot 570 \text{ mm}} \cdot (3000 \text{ mm})^2 = 11,3 \text{ mm}$$

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 = 17,885 \text{ kNm}$$

Mitoitusmomentti

$$M_{Ed} = \max(M_{02}; M_{0e} + M_2; 0,5 \cdot M_{01} + M_2)$$

$$M_{Ed} = 75,11 \text{ kNm}$$

suhteellinen normaalivoima

$$\nu_y = \frac{N_{Ed}}{b h f_{cd}} = \frac{1582,7 \cdot 10^3 \text{ N}}{176400 \text{ mm}^2 \cdot 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0,528$$

suhteellinen momentti

$$\mu_y = \frac{M_{Ed}}{b h^2 f_{cd}} = \frac{75,11 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{111,13 \cdot 10^6 \cdot 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0,040$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{60}{630} = 0,095$$

Heikko suunta

Murtorajatila:

Askelmien aiheuttama momentti

$$M_{t,z} = 20 \text{ kNm (Swecolta, Robotti)}$$

Kuormien epäkeskeisyys

$$e_0 = \max \left\{ \frac{h}{30}, 20 \text{ mm} \right\} = \max \{ 9,33 \text{ mm}, 20 \text{ mm} \}$$

Ensimmäisen kertaluvun momentit

$$M_B = e_0 \cdot N_{ed} + M_{t,z} = 0,02 \text{ m} \cdot 1582,7 \text{ kN} + 20 \text{ kNm} = 51,66 \text{ kNm}$$

$$M_A = 0$$

$$M_{01} = N_{Ed} \cdot e_i + \min \{ |M_B| ; |M_A| \}$$

$$M_{01} = 11,87 \text{ kNm}$$

$$M_{02} = N_{Ed} \cdot e_i + \max \{ |M_B| ; |M_A| \}$$

$$M_{02} = 63,53 \text{ kNm}$$

$$M_{0Ed} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} \geq 0,4 M_{02}$$

$$M_{0Ed} = 0,6 \cdot 63,53 \text{ kNm} + 0,4 \cdot 11,87 \text{ kN} = 42,87 \text{ kNm} \geq 25,42 \text{ kNm}$$

Käyttörajatila:

$$M_{t,z} = 6 \text{ kNm (Swecolta, Robotti)}$$

Kuormien epäkeskeisyydestä aiheutuva momentti (ulkoiset kuormat)

$$e_0 = \max \left\{ \frac{h}{30}, 20 \text{ mm} \right\} = \max \{ 9,33 \text{ mm}, 20 \text{ mm} \}$$

Ensimmäisen kertaluvun momentit

$$M_B = e_0 + N_{ed} + M_{t,z} = 0,02 \text{ m} \cdot 884 \text{ kN} + 6 \text{ kNm} = 23,68 \text{ kNm}$$

$$M_B = 0$$

$$M_{01} = N_{Ed} \cdot e_i + \min \{ |M_B| ; |M_A| \}$$

$$M_{01} = 6,63 \text{ kNm}$$

$$M_{02} = N_{Ed} \cdot e_i + \max \{|M_B|; |M_A|\}$$

$$M_{02} = 30,31 \text{ kNm}$$

$$M_{0Ed} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} \geq 0,4 M_{02}$$

$$M_{0Ed} = 0,6 \cdot 30,31 \text{ kNm} + 0,4 \cdot 6,63 \text{ kN} = 20,84 \text{ kNm} \geq 12,13 \text{ kNm}$$

Hoikkuus:

$$i_{,zz} = \sqrt{\frac{I_{,zz}}{A}}$$

$$I_{,zz} = \frac{h b^3}{12} = \frac{(630 \cdot 280^3) \text{ mm}^4}{12} = 1,152 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$i_{,zz} = \sqrt{\frac{1,152 \cdot 10^9 \text{ mm}^4}{0,1764 \cdot 10^6 \text{ mm}^2}} = 80,82 \text{ mm}$$

, ja pilarin hoikkuudeksi edelleen

$$\lambda_{,zz} = \frac{3000 \text{ mm}}{80,82 \text{ mm}} = 37,13$$

Hoikkuusraja

$$\tilde{\lambda}_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{N_{Ed}} \sqrt{A_c \cdot f_{cd}}}$$

$$\tilde{\lambda}_{lim} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{\frac{1582,7 \cdot 10^3 \text{ N}}{176,4 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}} = 14,84$$

$$\tilde{\lambda} \leq \tilde{\lambda}_{lim}$$

Hoikkuusraja ei täyty

Kaarevuus:

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0}$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 d}$$

$$K_r = \frac{(n_u - n)}{(n_u - n_{bal})} \leq 1$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{1582,7 \text{ kN}}{0,1764 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 \cdot 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0,528$$

$$n_u = 1 + \omega$$

$$n_{bal} = 0,4$$

$$K_r = \frac{(1,266 - 0,528)}{(1,266 - 0,4)} \leq 1,0$$

$$0,852 \leq 1,0$$

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1$$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0,35 + \frac{30 \frac{N}{mm^2}}{200} - \frac{37,13}{150} = 0,253$$

Virumaluku $\varphi(\infty, t_0)$: 3,2

Virumisaste φ_{ef}

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$$

$$\varphi_{ef} = 3,2 \cdot \frac{20,84 \text{ kNm}}{42,87 \text{ kNm}} = 1,556$$

$$K_\varphi = 1 + 0,253 \cdot 1,556 \geq 1$$

$$K_\varphi = 1,394 \geq 1$$

Toisen kertaluvun momentti nimellisen kaarevuuden menetelmällä

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2$$

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c}$$

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c} = K_r K_\varphi \frac{f_{yd}}{4,5 d} \cdot l_0^2$$

$$e_2 = 0,852 \cdot 1,394 \frac{0,00217}{4,5 \cdot 240 \text{ mm}} \cdot (3000 \text{ mm})^2 = 21,48 \text{ mm}$$

Toisen kertaluvun momentti

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 = 34,00 \text{ kNm}$$

Mitoitusmomentti

$$M_{Ed} = \max(M_{02}; M_{0e} + M_2; 0,5 \cdot M_{01} + M_2)$$

$$M_{Ed} = 76,87 \text{ kNm}$$

suhteellinen normaalivoima

$$v_z = \frac{N_{Ed}}{b h f_{cd}} = \frac{1582,7 \cdot 10^3 \text{ N}}{176400 \text{ mm}^2 \cdot 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0,528$$

suhteellinen momentti

$$\mu_z = \frac{M_{Ed}}{h b^2 f_{cd}} = \frac{76,87 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{49,392 \cdot 10^6 \cdot 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0,092$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{40}{280} = 0,143$$

Vino taivutus

Voidaan käyttää symmetrisesti raudoitettun suorakaidepoikkileikkauksen mitoitusdiagrammeja. Käyttöasteet lasketaan μ -arvoilla, koska lauseke supistuu samaksi kuin EC2:n kaava 5.39. (Sweco)

Taivutuskestävyys, y-akseli: $\mu_{Rd,\omega_0} = 0,0$

Käytetään $\omega_1 = 0,252 \Rightarrow \mu_{Rd,\omega_0} = 0,22$

Taivutuskestävyys, z-akseli: $\mu_{Rd,\omega_1} = 0,15$

Vino taivutus, y-akseli: $\left[\frac{\mu_y}{\mu_{Rd,\omega_0}} \right]^\alpha + \left[\frac{\mu_z}{\mu_{Rd,\omega_0}} \right]^\alpha =$

$$\left[\frac{0,040}{0,220} \right]^{1,219} + \left[\frac{0,092}{0,220} \right]^{1,219} = 46,8 \% \quad \text{Ok}$$

Vino taivutus, z-akseli: $\left[\frac{\mu_y}{\mu_{Rd,\omega_0}} \right]^\alpha + \left[\frac{\mu_z}{\mu_{Rd,\omega_0}} \right]^\alpha =$

$$\left[\frac{0,040}{0,154} \right]^{1,219} + \left[\frac{0,092}{0,154} \right]^{1,219} = 72,2 \% \quad \text{Ok}$$

Jatkuva sortuma

Ympäristöministeriön antamiin ohjeisiin perustuva rakenteiden lujuus ja vakaus antaa seuraamusluokassa CC2 porraselementin pilarin liitokselle voiman:

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

Kuormankertymisleveyden laskennassa käytetään kuormaluokka 2.

$$s = 4,8 \text{ m}$$

$$F_{\text{tie}} = \begin{cases} \geq 96 \text{ kN} \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases}$$

Betoninormikortti 23 antaa seuraamusluokassa CC3 porrassyöksen liitokselle voiman:

$$F_{\text{tie}} = \max \left(s \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} ; k_s (G_k + \psi_2 \cdot Q_k) ; 30 \text{ kN} \right)$$

Missä,

$$k = 1,28$$

$$k = 1,28 + 0,056 \cdot (n_s - 15)$$

G_k on syöksen oman painon ominaisarvo

Q_k on hyötykuorman ominaisarvo normaalitilanteessa

ψ_2 on hyötykuorman pitkäaikaiskuormituksen yhdistelykerroin

$$F_{\text{tie}} = 52,3 \text{ kN}$$

Portaan kokonaissidevoima pysyy sallituissa rajoissa.

$$52,3 \text{ kN} + 96 \text{ kN} = 148,23 \text{ kN}$$

11 Yhteenveto

Työssä tutustuttiin aiheeseen liittyvään kirjallisuuteen muun muassa ”betoninormikorttiin 23:seen”, ympäristöministeriön asetukseen rakenteiden lujudesta ja vakaudesta, eurokoodeihin SFS-EN-1991 ja SFS-EN-1992, eurokoodien kansallisiin liitteisiin ja muihin pilarin mitoitukseen vaikuttaviin oleellisiin lähteisiin. Työ osoittautui rakenneteknisesti ja liian monien työvaiheiden takia vaativaksi. Työn laajuuden seurauksena virheiden tekeminen ja eri vaiheissa harhaan eksyminen aiheuttivat ajallisesti ongelmia. Opinnäytetyön aiheen rakenteellisen vaativuuden vuoksi oli haastateltava tiheään tahtiin aiheen suunnittelijoita ja asiantuntijoita.

11.1 Teorian yhteenveto

11.1.1 Rakennuksen käyttöturvallisuus

Ympäristöministeriö julkaisi vuoden 2017 lopussa lopullisen asetuksen rakenteiden käyttöturvallisuudesta, jossa sisäportaisiin soveltuvan kiertävän portaan osalta ei ole asetettu luonnosasetuksessa esitettyjä vaatimuksia. Luonnosasetus vaati, että kiertävissä portaissa 400 millimetrin etäisyydellä askelman leveämmästä päästä etenemän mitta on oltava vähintään 270 mm. Kiertävän portaan sisäreunan etenemälle oli asetettu vähintään 100 millimetriä.

Uudessa asetuksessa sisäportaiden mitoitukselle on yleisesti määritelty käyttötarkoituksen mukainen vähimmäisleveys ja etenemä, sekä nousujen enimmäiskorkeus. Uloskäytävän portaan askelman noususta vaaditaan enintään 180 millimetriä ja etenemästä vähintään 270 millimetriä. Julkaistun asetuksen sisältö ei tuo kiertävän pilarillisen porraselementin suunnitteluun ja toteutukseen muutoksia, sillä porraselementti E5 täyttää kaikki asetetut määräykset. [4, luku 2, 4 §.]

Uuden asetuksen sisältö ei vielä kuitenkaan sulje luonnosasetuksessa asetettuja vaatimuksia. Ympäristöministeriö antaa vielä kyseisestä asetuksesta ohjeita, joissa voi olla luonnosasetuksessa esitetyt vaatimukset otettu huomioon.

11.1.2 Jatkuva sortuma

Onnettomuusmitoitustilanne suoritetaan noudattaen ympäristöministeriön asetusta rakenteiden onnettomuuskuormia koskevista kansallisista valinnoista sovellettaessa standardia SFS-EN 1991-1-7. Asetuksen mukaan rakennusta ja kantavia rakenteita

suunnitellaan onnettomuustilanteessa niin, että ensisijaisesti parannetaan rakenteen vaurionsietokykyä ja sitkeyttä sidejärjestelmän avulla. Tämä koskee myös seuraamusluokan CC3 alaluokkaan b:hen kuuluvia rakenteita. Avainasemassa olevan rakennusosan menettely ei ole suositeltu tapa, mikäli vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti on löydettävissä. Kuitenkin jos vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä ei kyetä muodostamaan tai menetelmän käyttö johtaa rakenteen toiminnan kannalta kohtuuttomiin rakenneratkaisuihin, silloin joudutaan rakenteiden vaurionsietokykyä parantaa vähintään mitoittamalla avainasemassa olevan rakennusosana asetuksen määräämälle onnettomuuskuorman suositusarvolle A_d . Seuraamusluokan CC3b rakennuksissa kohteen vaativuudesta riippuen on suoritettava rakennuksen järjestelmällinen riskinarviointi ottamalla huomioon sekä ennakoitavissa olevat että ennakoimattomat vaaratilanteet. [9, s.38.]

Rakennuksen liittorungon rakennemalli vaikuttaa sekä rakenneosien että liitosten mitoittamiseen. Kohteeseen soveltuvan liittorungon valinnalla voidaan onnettomuustilannetta varten muodostaa vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti mahdollisten nivelellisten liitosten avulla niin, että ei tarvitse käyttää avainasemassa olevan rakennusosan menettelyä. Näin ollen pilarillinen umpikierreporras suunnitellaan murtorajatilassa. Porras varustetaan riittävän vaurionsietokyvyn ja hyvän muodonmuutoksen omaavilla siteillä niin, että onnettomuustilanteessa porräs jää roikkumaan kerrostasolaattojen välityksellä porrashuoneen kantaviin rakenneosiin. Tämä toteutuu kun porrastoimittaja varmistaa liitoksen kestävyuden ja muodonmuutoskyvyn kerrostasolaattaan. Vastaavasti kohteen rakennesuunnittelijalta vaaditaan, että portaan ympäröivät rakenteet suunnitellaan kestäväksi uudesta kuormansiirtoreitistä aiheutuvat kuormat. Pilarillinen umpikierreporras on vähintään kahdelta sivulta tuettu, eli se on muiden kantavien pystyrakenteiden ympäröimänä, jolloin se ei ole törmäyksen tai muun onnettomuustilanteen suorassa vaikutuksessa.

Seuraamusluokassa CC3, jossa hyötykuorma on $q_k \geq 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$, ympäristöministeriön asetus rakenteiden lujuus ja vakaus antaa onnettomuustilanteessa porraselementin pilarille suuremmat sidevoimat kuin betoninormikortti 23. Tämä ei kuitenkaan ylitä kummankaan ohjeen antamaa maksimi sidevoimaa.

11.2 Mitoituksen yhteenveto

Tässä työssä tutkittiin valitun porrasmallin ominaisuuksia ja soveltuvuutta korkeisiin rakennuksiin mitoittamalla sen pilarin poikkileikkauksen puristuskestävyyttä ja liitoksilta vaadittua sidevoimaa. Pilarin mitoitus tehtiin standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaan ottamatta onnettomuuskuormaa huomioon. Toisen kertaluvun laskennassa käytettiin nimellisen kaarevuuden menetelmää. Vino taivutus tarkasteltiin yksinkertaistetulla menetelmällä. Portaan liitosten sidevoima kerrostasolaattaan tarkastettiin ympäristöministeriön määräysten ja betoniyhdistyksen ohjeiden mukaisesti.

Vakiomitoitetun portaan pilarilla on hyvä puristuskestävyys. Pilari on kahteen suuntaan taivutettu, jolloin vino taivutus tulee ottaa huomioon. Vino taivutus lähestyy sallittua rajaa 19 kerroksisessa rakennuksessa. Kun kerroksia on enemmän kuin 19, raja ylitetään. Työn tuloksena voidaan todeta, että vakiomitoitettu pilarillinen umpikierreporras E5 soveltuu korkeintaan 19 kerroksisiin rakennuksiin raudoituksella 12T20.

Vaihtoehtoiset portaavat ovat muodoltaan ja ulkomitoiltaan hyvin samankaltaisia. Portaavat vastaavat vakiomitoitettua porrasta, jolloin pilarin kestävyyttä lasketaan samalla periaatteella. Murtorajatilatarkastelussa puristuksen ja taivutuksen yhteisvaikutuksen alaisena pilarit käyttäytyvät pääosin samalla tavalla. Esimerkiksi 30-kerroksisessa rakennuksessa ja raudoituksella 12T16, isomman poikkileikkauksensa ansiosta portaan vaihtoehto numero 2:n pilarin puristuslujuus ja sen puristussuhdeluku ovat muutaman prosentin verran tehokkaampi kuin portaan vaihtoehto numero 1:n pilarin vastaavat arvot. Vaihtoehto numero 2 kestää myös vinoa taivutusta erinomaisesti molempiin suuntiin. Kuitenkin portaan vaihtoehto numero 1:n pilarin maksimipuristuslujuus on 5770 kN, puristussuhdeluku 50,1 % ja vino taivutus jää selvästi alle sallitun rajan.

Tarkasteltujen pilareiden poikkileikkaukset ovat hyvin suuria. Puristuskapasiteetista jää huomattava osa hyödyntämättä. Lisäksi tornitalon kaikkien kerrosten portaiden pilareiden ei tarvitse olla niin massiivisia. Tarvittaessa voidaan toteuttaa alimmat kerrokset jommankumman tarkasteltujen pilareiden poikkileikkauksella ja ylimmät kerrokset vakiopilarilla.

11.3 Onnistuminen ja jatkotoimenpiteet

Yksi tämän työn tarkoituksista oli saada tietoa, millä pilarin poikkileikkauksella ja raudoitusmäärällä voidaan toteuttaa monikerroksiset rakennukset. Tässä työssä pilarin mitoitus on tehty kaikin puolin varman puolelle. Esimerkiksi poikkileikkaus on muutettu suorakaiteeksi, joka on reilusti varman puolella. Myös toisen kertaluvun vaikutus on mitoitettu kaarevuuden menetelmällä, jolla päädytään suurempaan raudoituksen poikkileikkauspinta-alaan. Mielenkiintoista pilarin mitoituksessa oli se, että raudoitusmäärää kasvattamalla ei välttämättä päästä parempiin arvoihin. Tämä vaatii hyvin tarkkaa tarkastelua, että miten raudoitusmäärät vaikuttavat vinon taivutuksen eksponentin, suhteellisen momentin ja mekaanisen raudoitussuhteen arvoihin.

Selkein jatko tälle työlle on suorittaa pilarin mitoitusta käyttämällä muita menetelmiä toisen kertaluvun ja vinotaivutuksen laskennassa. Jatkossa mitoitus tukena voidaan käyttää jotakin FEM ohjelmaa varmistaakseen laskennassa käytettyjä mitoitusarvoja. Tällöin saadaan tietoa eri menetelmien välisistä eroista, sekä lisää tietoa mitoituksen eri vaiheiden vaikutuksesta lopputulokseen.

Lähteet

1. Rakentamismääräyskokoelma, Ympäristöministeriö. Verkkosivu. <<http://www.ym.fi/rakentamismaaraykset>> Luettu 10.6.2017
2. Rakentamismääräyskokoelma osa F2, Rakennuksen käyttöturvallisuus, Määräykset ja ohjeet 2001, Suomen rakentamismääräyskokoelma, Ympäristöministeriö, Asunto- ja rakennusosasto
3. Luonnos ympäristöministeriön asetukseksi rakennuksen käyttöturvallisuudesta, Luonnos perustelumuiistioksi koskien asetusta rakennuksen käyttöturvallisuudesta.
4. 1007/2017 Ympäristöministeriön asetus rakennuksen käyttöturvallisuudesta. Verkkosivu. <<https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2017/20171007>> Luettu 9.1.2018
5. Rakentamismääräyskokoelma osa F1, Esteetön rakennus. Määräykset ja ohjeet 2005. Ympäristöministeriö, asunto- ja rakennusosasto.
6. E1 Rakennusten paloturvallisuus, määräykset ja ohjeet 2011. Suomen rakentamismääräyskokoelma
7. RT 93-10953, ohjetiedosto, 2009, Asuntosuunnittelu, Porrashuoneet ja kulkutilat
8. Betoninormikortti 23_EC 2012, Liitosten suunnittelu ja mitoitus onnettomuuskuormille Standardien SFS-EN-1991-1-7 yleiset kuormat, onnettomuuskuormat mukaan
9. Rakenteiden lujuus ja vakaus, Rakenteiden kuormat 2017, Suomen rakentamismääräyskokoelma, Ympäristöministeriö.

10. Ympäristöministeriön asetus Eurocode-standardien soveltamisesta talonrakentamisessa annetun asetuksen muuttamisesta. Eurokoodien kansalliset liitteet. 2009
11. SFS-EN 1990, Eurokoodi 0, Rakenteiden suunnitteluperusteet
12. SFS-EN 1991, Eurokoodi 1, Rakenteiden kuormat
13. SFS-EN 1992-1-1, Eurokoodi 2, Osa 1-1, Betonirakenteiden suunnittelun perusteet
14. SFS-EN 1992-1-2, Eurokoodi 2, osa 1-2, Betonirakenteiden suunnittelu
15. SFS-EN 1991-1-1, Eurokoodi 1, Rakenteiden kuormat, osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja hyötykuormat
16. SFS-EN 1991-1-6, Eurokoodi 1, Rakenteiden kuormat, osa 1-6: Yleiset kuormat. Toteuttamisen aikaiset kuormat
17. SFS-EN 1991-1-7, Eurokoodi 1, Rakenteiden kuormat, osa 1-7: Yleiset kuormat-Onnettomuuskuormat
18. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1, Osa 1-1, Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt
19. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-2, Osa 1-2, Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus
20. RIL 202-2011/BY 61, Betonirakenteiden suunnitteluohje. Eurokoodi 1992-1-1 ja 1992-1-2
21. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan, Osa 5. Pilarit. Betoniteollisuus.

22. Teräsbetonirakenteiden mitoitus eurokoodin mukaan, Juha Niemi, BY 50, Betoninormit 2004
23. Teräsbetonipilarin EN:n mukainen mitoitus Robot Structural Analysis Professional 2012-ohjelmalla. Opinnäytetyö, Pasi Marttinen 2012.
24. Rakenneanalyysi, Arto Sivill, Sweco Rakennetekniikka Oy. Verkkosivu. <
http://www.betoniyhdistys.fi/media/sivill_ec-1994-koulutus-rakenneanalyysi-2016.pdf> Luettu 25.1.2018
25. Haastattelu 04.09.2017-27.11.2017, Kalle Hakala, RI, Sweco Oy, Pilariportaan FEM-mallinnus, Pilarin poikkileikkauksen muoto, Pilarin hoikkuus, Yhteisvaikutusdiagrammin käyttö, Jatkuva sortuma ja seuraamusluokat.
26. Haastattelu 29.11.2017, Marko Mustonen, DI, Mäkeläinen insinööritoimisto, palonmitoitus, kuormien vaikutuspisteet ja jatkuva sortuma.
27. Espooseen valmistui kaikessa hiljaisuudessa tornitalo, joka saattaa olla jopa Suomen korkein – suurempiakin tekeillä jo nyt. Verkkosivu. <
<https://yle.fi/uutiset/3-9988687>> Luettu 28.12.2017
28. Eila Järvenpää, Teknillinen korkeakoulu, Tuotantotalouden osasto, 2006. Laadullinen tutkimus. PowerPoint esitys. Verkkosivu. <
<http://www.cs.tut.fi/~ihtesem/k2007/materiaali/luento4.pdf>> Luettu 9.1.2018
29. Laadullinen tutkimus. Verkkosivu. <
<https://koppa.jyu.fi/avoimet/hum/menetelmapolkuja/menetelmapolku/tutkimusstrategiat/laadullinen-tutkimus>> Luettu 9.1.2018
30. Plasco-rakennus. Verkkosivu. <
<https://www.hs.fi/ulkomaat/art-2000005051612.html>> Luettu 20.1.2018

31. Sampoong Department Store collapse. Verkkosivu.
<https://en.wikipedia.org/wiki/Sampoong_Department_Store_collapse> Luettu
20.1.2018
32. Mökki. Verkkosivu.
<http://www.hirsiveistamo.fi/images/karapuu/mokit/aatu_takaa.jpg> Luettu
20.1.2018
33. Tavanomainen 1-4 kerroksinen asuintalo. Verkkosivu.
<https://images1.apartments.com/i2/b-LPDyTqLvrxPm05i5fljHfeYb_hw1n8us2068USFw/117/5317-w-96th-st-oak-lawn-il-primary-photo.jpg> Luettu 20.1.2018
34. As Oy Espoon Niittyhuippu. Verkkosivu.
<https://c1.staticflickr.com/3/2842/33879409272_d6614acb82_o.jpg> Luettu
20.1.2018
35. Rudus Oy. Verkkosivu. < <http://www.rudus.fi/rudus-yrityksena/rudus-konserni>>
Luettu 20.1.2018