



Aalto-yliopisto
Insinöörیتieteiden
korkeakoulu

Insinöörیتieteiden korkeakoulu
Rakenne- ja rakennustuotantotekniikan koulutusohjelma

Juho Aittola

**BETONIELEMENTTIRAKENTEISEN KEHÄRUNGON JATKUVAN
SORTUMAN HALLINTA VAIHTOEHTOISILLA
KUORMANSIIRTOREITEILLÄ**

**Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi diplomi-
insinöörin tutkintoa varten Espoossa 23.5.2014.**

Valvoja

Professori Jari Puttonen, Aalto-yliopisto

Ohjaaja

DI Vilho Pekkala, Vahanen Oy

Tekijä Juho Aittola

Työn nimi Betonielementtirakenteisen kehärungon jatkuvan sortuman hallinta vaihtoehtoisilla kuormansiirtoreiteillä

Koulutusohjelma Rakenne ja rakennustuotantotekniikka

Valvoja Professori Jari Puttonen

Professuurikoodi Rak-43

Laitos Rakennetekniikka

Työn ohjaaja DI Vilho Pekkala, Vahanen Oy

Päivämäärä 23.5.2014

Sivumäärä 86 + 7

Kieli Suomi

Tiivistelmä

Eurokoodin käyttöönotto on lisännyt vaatimuksia jatkuvan sortuman estämisen suhteen. Eurokoodissa sideraudoitukseen perustuva menetelmä on ensisijainen keino jatkuvan sortuman estämiseen alemmissa seuraamusluokissa. Eurokoodin kansallisen liitteen mukaisissa korkeammassa seuraamusluokissa 2b ja 3a jatkuvan sortuman estämiseen esitetään vaihtoehtona menetelmä, jossa rakennuksesta ajatellaan poistettavaksi mikä tahansa kantavan rungon osa, jolloin rakennus ei saa menettää stabiliteettiaan eikä paikallinen vaurioituminen saa ylittää hyväksyttävää rajaa. Korkeimmassa seuraamusluokassa 3b tämä menetelmä on ainoa vaihtoehto. Jotta sortuminen voidaan tässä tapauksessa estää, tulee rakenteen kyetä muodostamaan vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti.

Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin käyttöön perustuviin tarkasteluihin ei kuitenkaan eurokoodissa anneta ohjeistusta eikä analyysin käytettäville menetelmille aseteta vaatimuksia. Työssä käsitellään jatkuvan sortuman analysointiin kehitettyjä ohjeita, analyysimenetelmiä ja arvioidaan erilaisten rakenneratkaisujen toimintaa mitoitustilanteessa, jossa rakennuksesta ajatellaan poistettavan pilari.

Työssä analysoitiin tyypillisen 9-kerroksisen elementtirakenteisen toimistorakennuksen rungon toimintaa tilanteessa, jossa alimman kerroksen pilari poistetaan äkillisesti. Analyysi suoritettiin kahdelle eri runkovaihtoehdolle, joista toisessa esijännitetyt betonipalkit ovat yksiaukkoisia ja toisessa jatkuvia. Verrattaessa palkkeihin syntyviä normaalivoimia eurokoodin mukaisiin vaatimuksiin sideraudoitukselle, olivat normaalivoimien arvot yksiaukkoisilla palkeilla moninkertaiset verrattuna sideraudoitukselle esitettyihin vaatimuksiin. Jatkuvilla palkeilla rakenne kykeni kantamaan kuormat taivutettuna rakenteena, kun rakenteeseen annettiin syntyä plastisia niveliä. Lisäksi arvioitiin välipohjalaataston vaikutusta rakenteen toimintaan. Analyysin perusteella raudoitettu pintalaatta joka toimii onnettomuustilanteessa vedettynä rakenteena, kantoi osan kuormasta ja näin pienensi palkkien rasituksia sekä rakenteen taipumaa. Analyysin perusteella yksiaukkoisista palkeista koostuvan rakenteen vaurionsietokyky on kyseenalainen ja vaurionsietokykyä pystytään tehokkaimmin parantamaan lisäämällä rakenteellista jatkuvuutta.

Avainsanat jatkuva sortuma, elementtirakenne, sitkeys, vaihtoehtoinen rakennesysteemi

Author Juho Aittola

Title of thesis Alternate load path method for managing the progressive collapse of precast concrete framed structures

Degree programme Structural Engineering and Building Technology

Major/minor Structural Engineering

Code of professorship Rak-43

Thesis supervisor Professor Jari Puttonen

Thesis advisor M. Sc. Vilho Pekkala, Vahanen Oy

Date 23.5.2014

Number of pages
86+7

Language Finnish

Abstract

Implementation of Eurocodes in Finland has increased demands for the prevention of progressive collapse. According to Eurocode 1, the primary method for the prevention of progressive collapse in the lower consequence classes is the tie force method. Although, in the higher consequence classes the recommended method is the alternate load path method. This requires that upon a notional removal of any column or beam, the building should remain stable and local damage should not exceed a certain limit.

Despite the recommendation to use the alternate load path method, no guidance or requirements are being given for carrying out the analysis. This thesis studies guidance and methods for analysing the progressive collapse of precast concrete framed structures using the alternate path method.

A case study using the alternate path method was conducted for a 9-storey office building. Effects of a sudden removal of the ground storey column were studied for two different frame systems. The first system was based on multi-storey columns and single-span precast beams and the second consisted of single-storey columns and continuous precast beams. When comparing the axial forces on the joint between single-span beams with the tie force requirements of Eurocodes national annex, it was found that the forces were multiple times greater than the tie force requirement. The structure with continuous beams was able to carry the load when plastic hinges were allowed to form in the beams. The effects of the floor system to the collapse resistance were also studied. Reinforced concrete topping capable of membrane behaviour improved the resistance of the structure reducing the required tie forces and deflection of the damaged structure. Analysis showed that the collapse resistance of single-span beam systems fulfilling only the minimum tie force requirements is questionable. Increasing structural continuity by using continuous beams and reinforced topping on the precast floors seemed to be the most efficient way to improve collapse resistance.

Keywords progressive collapse, alternate path method, precast concrete, ductility

Alkusanat

Tämä diplomityö on tehty Vahanen Oy:n toimeksiannosta. Työn ohjaajana toimi Senior Advisor DI Vilho Pekkala. Arvokasta näkemystä työn aihepiiriin sain myös keskusteluista TkT, professori Matti Ollilan kanssa. Kiitokset molemmille saamastani tuesta. Kiitokset myös työn valvojalle, professori Jari Puttoselle, sekä kaikille muille työssä avustaneilla.

Espoossa 20.5.2014



Juho Aittola

Sisällys

1	Johdanto	1
2	Jatkuva sortuma	4
2.2	Vaihtoehtoiset menetelmät jatkuvan sortuman estämiseksi	4
2.2.1	Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti	4
2.2.2	Avainasemassa oleva rakenneosä	5
2.2.3	Sidevoimamenetelmä	6
2.2.4	Muut keinot jatkuvan sortuman riskin vähentämiseksi	8
2.3	Jatkuvan sortuman estäminen Eurokoodin mukaan	9
2.3.1	Kuormitusyhdistelmät ja materiaalien osavarmuusluvut	9
2.3.2	EN 1991-1-7 seuraamusluokat ja niitä vastaavat toimenpiteet	10
2.4	Sortumatyypit	13
3	Poikkileikkauksen kiertymiskyky	17
3.1	Plastinen nivel teräsbetonirakenteessa	17
3.2	Kiertymiskyvyn laskenta	18
3.3	Kiertymiskyky EN 1992-1-1 mukaan	23
3.4	ASCE 41 ja Yhdysvaltojen puolustusministeriön ohje	25
3.5	EN 1998-1 sitkeysvaatimukset	28
3.6	Kiertymiskyvyn vertailu eri standardien välillä	29
4	Jatkuvan sortuman estäminen vaihtoehtoisella kuormansiirtoreitillä	31
4.1	Vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit	31
4.1.1	Palkkien plastinen toiminta	34
4.1.2	Köysirakenne	36
4.1.3	Laataston hyödyntäminen	39
4.3	Elementtiliitosten kapasiteetti ja sitkeys	40
4.3.1	Liitosratkaisut	41
4.3.2	Liitosten jatkuvuuden parantaminen	44
4.3.3	Liitosten kapasiteetin laskenta	47
4.4	Suunnitteluohjeet vaihtoehtoisten rakennesysteemien käyttöön jatkuvan sortuman estämisessä	53
4.4.1	Yhdysvaltojen puolustusministeriön ohje	55
4.4.2	General Service Administrationin ohje	55

4.5	Dynaaminen suurennuskerroin	56
4.6	Lineaarinen staattinen analyysi	59
4.7	Epälineaarinen staattinen analyysi.....	63
4.8	Dynaaminen epälineaarinen analyysi.....	66
5	Betonielementtirakenteisen kehärungon suunnittelu jatkuvan sortuman varalle korvaavan kuormitusreitän menetelmällä	68
5.1	Rakennemalli ja kuormitusyhdistelmä.....	69
5.2	Laskenta-asetuksien määrittäminen	71
5.3	Tulokset.....	77
6	Yhteenveto ja johtopäätökset	81
7	Lähdeluettelo.....	85

1 Johdanto

Rakennuksen jatkuvalla sortumalla tarkoitetaan rakenteen paikallisesta vauriosta alkavaa tapahtumaketjua joka johtaa koko rakennuksen tai suhteettoman suuren osan sortumiseen.¹ Jatkuvan sortuman ominaispiirteitä ovat alkuperäiseen vaurioon nähden merkittävästi suuremmat vauriot ja vaurioiden nopea kehittyminen. Jatkuvan sortuman syynä voi olla esimerkiksi kaasuräjähdyks, rakenteen ylikuormitus, tulipalo tai terrorismi-isku.²

Jatkuvan sortuman mahdollisuuteen alettiin rakenteiden suunnittelussa kiinnittää huomiota vuonna 1968 Englannissa tapahtuneen Ronan Point-asuinkerrostalon osittaisen jatkuvan sortuman jälkeen. Ronan Pointin tapauksessa 22-kerroksisen elementtirakenteisen asuinkerrostalon nurkka sortui 18-kerroksessa tapahtuneen kaasuräjähdyksen aiheuttamaa yhden seinäelementin irtoamisen.



Kuva 1-1, Ronan Point-asuinkerrostalon sortuma (Lähde: <http://mixstuff.ru/wp-content/uploads/2013/06/119.jpg>)

¹ National Institute of Standards and Technology (2007)

² Starossek (2009), s.3-4

Ronan Point-asuinkerrostalon runkorakenne perustui elementtirakenteisiin kantaviin seiniin ja välipohjaelementteihin. Seinien välillä ei ollut lainkaan pystysuuntaista sidontaa jolloin välipohjaelementit olivat kiinnitettynä ainoastaan niitä tukeviin seiniin. Kerrostasojen välisten liitosten toiminta perustui näin ollen ainoastaan kitkaan. Rakennus kuitenkin täytti senaikaisten rakennusmääräysten vaatimukset. Onnettomuuden seurauksena rakennusmääräyksiin ympäri maailmaa lisättiin vaatimuksia rakenneosien väliselle sidonnalle tavoitteena parantaa rakenteiden jatkuvuutta ja mahdollistaa vaihtoehtoisten kuormitusreittien muodostuminen onnettomuustilanteessa.

1990-luvulla ja 2000-luvulla jatkuvan sortuman hallintaan on alettu kehittää uusia menetelmiä sekä suunnitteluohjeita. Terrori-iskujen seurauksina tapahtuneet jatkuvat sortumat, kuten Alfred P. Murrah-virastotalon sortuma Oklahoma Cityssä vuonna 1995 sekä World Trade Centerin terrori-iskujen seurauksena tapahtuneet sortumat vuonna 2001 ovat lisänneet ilmiöön liittyvää mielenkiintoa, tutkimusta sekä viranomaisvaatimuksia. Yleisesti käytettyä sidevoimamenetelmää kohtaan on myös esitetty kritiikkiä ja rakennuksiin joiden sortumilla on vakavat seuraukset, suositellaankin useissa suunnittelustandardeissa käytettäväksi vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmää, jossa rakenteen vaurionsietokyvystä varmistutaan suunnittelemalla rakenne niin että siitä voidaan ajatella poistettavan yksittäinen kantava rakenneosa ilman että rakenne sortuu.

Suomessa Eurokoodien käyttöönotto ja viimeaikaiset rakennusten sortumat ovat tehneet jatkuvan sortuman estämisestä ajankohtaisen aiheen. Suomen rakentamismääräyskokoelmassa jatkuvan sortuman estämiseksi ei esitelty tarkkoja toimintatapoja ja vaatimukset oli mahdollista täyttää riittävää sideraudoitusta käyttämällä. Eurokoodimitoituksessa vaativimpien seurausluokkien tapauksessa kuitenkin suositellaan menetelmää, jossa rakenneosia poistetaan ja todennetaan, ettei sortuma ylitä sallittua rajaa poistamisen seurauksena. Tarkastelun suorittamiseen ei kuitenkaan anneta ohjeita eikä käytettävien analyysimenetelmien suhteen aseteta vaatimuksia.

Jatkuva sortuma on ilmiönä dynaaminen ja sen pienen esiintymistodennäköisyyden vuoksi rakenteet on taloudellisinta mitoitaa siten että sallitaan suuret, pysyvät muodonmuutokset. Näin ollen dynaamisten ja epälineaaristen analyysimenetelmien käyttö on luonnollinen valinta jatkuvan sortuman analysoinnissa. Nykyaikaiset laskentaohjelmistot mahdollistavat näiden kehittyneiden analyysimenetelmien käytön, mutta vaativat käyttäjältään erityisosaamista dynaamisista kuormituksista sekä rakenteiden epälineaarista toiminnasta.

Elementtirakenteille tyypillisillä rakenneratkaisuilla rakenteellinen jatkuvuus on yleensä pieni, jolloin myös niiden energiansitomiskyky on onnettomuustilanteessa pieni. Jatkuvaa sortumaa käsittelevä tutkimus ja suunnitteluohjeet keskittyvät ensisijaisesti paikallavalettujen rakenteiden toimintaan, joissa rakenteiden jatkuvuus ja riittävä sitkeys voidaan verrattain helposti saavuttaa raudoituksen yksityiskohtien suunnittelulla. Betonielementtirakenteisessa rungossa jatkuvuuden ja riittävän sitkeyden saavuttaminen on haastavampaa ja jatkuvan sortuman estämiseen kehitettyjä ohjeita on vähemmän.

Työssä tutkitaan yleisesti jatkuvan sortuman estämiseen liittyvää ohjeistusta, betonirakenteen sitkeyteen vaikuttavia seikkoja, elementtirakentamisen erityispiirteitä sekä parhaita ratkaisuja, joilla betonielementtirakenteisen pilari-palkkirunkoisen rakennuksen vaurionsietokykyä pystytään parantamaan. Työssä toteutetaan laskennallinen tarkastelu tyypillisen toimistorakennuksen toiminnasta tilanteessa, jossa rakennuksesta poistetaan pilari. Tarkastelun avulla pyritään arvioimaan eri ratkaisujen toimivuutta kyseisessä mitoitustilanteessa, sekä kehittämään toimintatapoja ongelman tarkasteluun FEM-laskennan avulla.

2 Jatkuva sortuma

2.2 *Vaihtoehtoiset menetelmät jatkuvan sortuman estämiseksi*

2.2.1 **Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti**

Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmässä rakenteesta oletetaan poistettavan kantavia rakenneosia (palkki, pilari, seinälohko) yksi kerrallaan, jolloin rakenteen tulisi kyetä jakamaan kuormitus niin, ettei rakenne sorru tai sortuma on laajuudeltaan rajattu³. Useissa suunnitteluohjeissa rakenneosan poistamisen oletetaan tapahtuvan äkillisesti, jolloin tästä aiheutuu huomattavia dynaamisia vaikutuksia, jotka tulee huomioida mitoituksessa.

Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmää käytettäessä ei yleensä oteta kantaa rakenteen vaurion aiheuttavaan syyhyn, vaan rakenneosan poistamisella simuloidaan kuormitustilannetta jolle mitoitettuna rakenteella on hyvä vaurionsietokyky erilaisissa vauriotilanteissa⁴.

Sortuman estämiseksi käytetään alkuperäisestä poikkeavaa kuormituspolkua, jossa kuorma kannetaan vaurioituneen rakenteen yli hyödyntäen jäljelle jäänyttä rakennetta. Vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä käytettäessä sallitaan yleensä suuret ja pysyvät muodonmuutokset, jolloin kuorman kantamisessa voidaan hyödyntää rakenteen plastista kapasiteettia. Mahdollisia vaihtoehtoisia kuormankantotapoja ovat mm. rakenteiden mitoittaminen toimimaan vetoa kestävinä köysi- tai kalvorakenteina, palkkien mitoitus sallimalla plastisten nivelien muodostuminen sekä palkkien ja laattojen toiminta ulokkeina poistettaessa kulmassa sijaitseva pilari.

Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin käyttö on useissa suunnittelustandardeissa ja -ohjeissa ensisijainen suunnittelumenetelmä jatkuvan sortuman hallintaan, jos rakennuksen sortuman seuraukset ovat vakavat tai rakennukselta edellytetään toimintakykyä onnettomuustilanteessa.^{5,6}

³ Suomen Betoniyhdistys (2012), s. 4-5

⁴ General Service Administration (2003), s. 7

⁵ SFS-EN 1991-1-7, s. 56

⁶ General Service Administration (2003), s. 7

2.2.2 Avainasemassa oleva rakenneos

Joissain tapauksissa vaihtoehtoisen kuormitusreitin hyödyntäminen ei ole mahdollista tai se on vaikeaa. Tällainen tapaus on tyypillinen esim. poistettaessa rakennuksen kulmapilari, jolloin ulokkeena toimivat palkit ja laatasto eivät kykene kantamaan poistetun pilarin kuormaa. Tällöin poistettavaksi ajateltu pystyrakenne voidaan mitoittaa ns. avainasemassa olevana rakenneosana kestämään onnettomuustilanteen kuormat ja näin vähentää jatkuvan sortuman riskiä.⁷ Avainasemassa oleva rakenneos mitoitetaan normissa määritetylle kuormalle, on kuitenkin huomattava että tämä on eri kuormitustapaus kuin normissa määritelty ennalta tunnetun onnettomuustilanteen kuormitustapaus (esim. ajoneuvon törmäys- tai räjähdyskuorma). Näin ollen avainasemassa olevaan rakenteeseen kohdistuva lisäkuorma ei välttämättä tule määrääväksi.

Rakenneosan mitoittamisella avainasemassa ei voida kuitenkaan saavuttaa samaa vaurionsietokykyä kuin käyttämällä vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä. Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmässä rakenteen vaurioitumisen syy on määrittelemätön, se voi olla onnettomuuskuorman tai ylikuormituksen lisäksi esimerkiksi rakenteen heikkeneminen ruostumisen vaikutuksesta, tulipalo, suunnittelu- tai työvirhe. Näin ollen määrittelemättömän syyn vaikutusta ei voida aina mallintaa rakenteeseen vaikuttavalla kuormalla. Avainasemassa mitoittamista tulisikin käyttää harkiten sekä suunnitella ja toteuttaa avainasemassa olevat rakenneosat erityistä tarkkuutta noudattaen.⁸

Avainasemassa mitoittaminen voi tulla kyseessä myös mitoitettaessa rakenteita rakentamisen aikaisille kuormille ja tuentatapauksille. Rakentamisaikana vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin hyödyntäminen voi olla mahdotonta, jolloin suunnittelijan tulee arvioida mahdolliset onnettomuustilanteet ja niiden aiheuttamat riskit ja mitoittaa rakenteet kestämään näissä tilanteissa syntyvät rasitukset. Mahdollisia rakentamisen aikana huomioitavia kuormitustilanteita voivat olla esim. telineiden pettäminen tai virheellinen asennusjärjestys.⁹

⁷ SFS-EN 1991-1-7, s. 56

⁸ Starossek (2009), s. 56-57

⁹ Starossek (2009), s. 57

2.2.3 Sidevoimamenetelmä

Ronan Point-asuinkerrostalon vuonna 1968 tapahtuneen rakennuksen nurkan jatkuvan sortuman jälkeen tehtiin Isossa-Britanniassa suositus, jonka mukaan uusien korkeiden rakennusten suunnittelussa tulisi kiinnittää erityistä huomioita liitosten jatkuvuuteen ja varmistaa mahdollisuus korvaavien kuormitusreittien muodostumiseen.

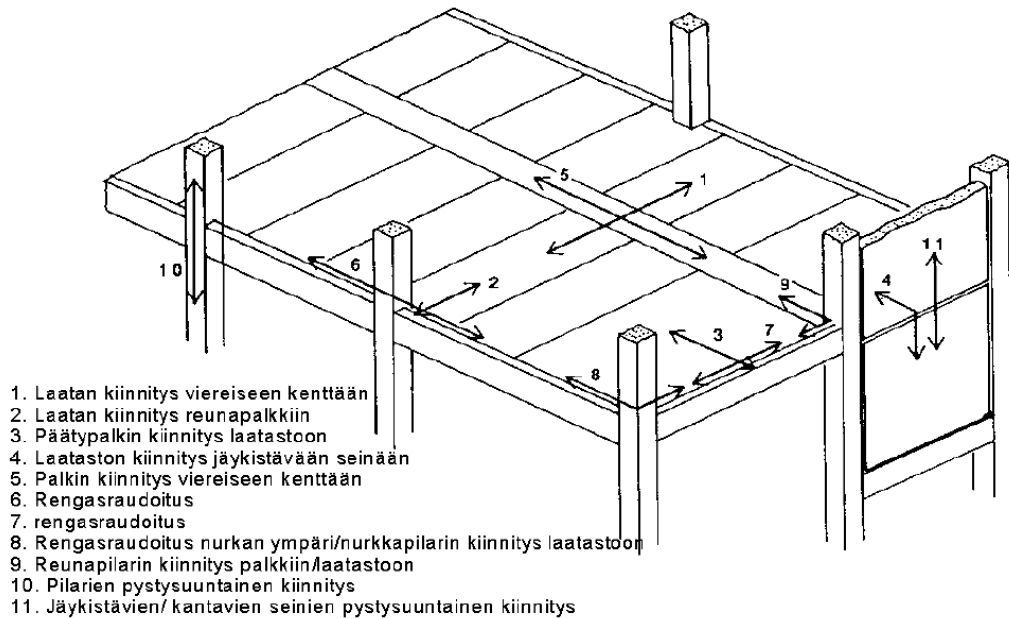
Suunnitteluohjeisiin (British Standard) rakenteen jatkuvuutta parantava sidevoimamenetelmä lisättiin vuonna 1976¹⁰. Sittemmin vastaava menetelmä on otettu käyttöön muissa suunnittelustandardeissa, kuten Suomen rakentamismääräyskokoelmassa sekä eurokoodissa. Menetelmä on eniten käytetty tapa jatkuvan sortuman hallintaan, sillä se on suunnittelijan kannalta yksinkertaisin menetelmä osoittaa normien vaatimusten täytyminen¹¹.

Kuvassa 2-1 esitetään rakennuksen kolmidimensioinen sidejärjestelmä. Järjestelmä koostuu laatastonsuuntaisista siteistä, laatastonsuuntaisiin ympäröiviin rakenteisiin liittävästä siteistä, laatastonsuuntaisista kiertävistä rengassiteistä, pilarien ja palkkien välisistä siteistä sekä pystyrakenteet toisiinsa liittävästä siteistä. Sidejärjestelmän tarkoituksena on parantaa rakenteen monoliittisuutta, mahdollistaa köysimallin muodostumisen elementtien välille poistettaessa pysty- tai vaakasuuntainen tuki, estää elementtien putoamisen onnettomuustilanteessa sekä parantaa mahdollisuuksia kuormien uudelleen jakautumiseen lisäämällä rakenteen staattisen määräämättömyyden astetta.¹²

¹⁰ Moore (2003)

¹¹ Izzuddin (2010), s. 556

¹² Suomen Betoniyhdistys (2012)



Kuva 2-1, sidejärjestelmä (Lähde: Suomen Betoniyhdistys (2012))

Sidevoimamenetelmä on niin sanottu epäsuora suunnittelumenetelmä, sidejärjestelmää ei mitoiteta suoraan millekään kuormitustapaukselle vaan siteiden kapasiteetit perustuvat normeissa määriteltyihin kaavoihin.¹³ Sidevoimamenetelmää on kritisoitu sen sisältämien puutteiden vuoksi. Näitä ovat mm. dynaamisten vaikutusten huomioimatta jättäminen, mallin perustuminen kaksiulotteisiin yksinkertaistuksiin, sidevoimien määrittämisessä käytettyjen kaavojen teoreettinen perusta sekä sitkeyden vaikutuksen huomioimatta jättäminen¹⁴. Sidevoimien määrittelyssä käytetyt kaavat perustuvat staattisiin malleihin, jolloin niissä ei huomioida onnettomuustilanteissa esiintyviä dynaamisia vaikutuksia. Sidevoimien kaavat ovat useassa tapauksessa empiirisiä eikä niistä saatavia arvoja voi kaikissa tapauksissa perustella teoreettisesti. Kaavat eivät välttämättä ota suoraan huomioon esim. tason hyötykuormia tai vaadittavan sidevoiman arvo voi riippua kerrosten lukumäärästä, vaikka tämä ei vaikuttaisi kyseisen siteen kuormitukseen. Sidevoimamenetelmä ei yleensä vaadi rakenteiden riittävän sitkeyden tarkistusta, vaikka rakenteiden siirtymät ovat menetelmää käytettäessä suuria ja riittävä sitkeys on oletettujen kuormankantomekanismien syntymisen edellytys¹⁵.

¹³ Starossek (2009), s. 83

¹⁴ Li *et. al.* (2011)

¹⁵ Izzuddin (2010), s. 557

2.2.4 Muut keinot jatkuvan sortuman riskin vähentämiseksi

Riski voidaan määritellä tapahtuman todennäköisyyden ja seurauksien vakavuuden tulona. Onnettomuuskuorman vaikutuksesta aiheutuvan jatkuvan sortuman esiintymistodennäköisyyttä on mahdollista pienentää tilasuunnittelun avulla ja suojaamalla rakenne vaurion aiheuttavalta uhkalta. Rakenteen runkoratkaisun valinnalla voidaan vaikuttaa vaihtoehtoisten kuormitusreittien muodostumismahdollisuuksiin ja näin parantaa rakenteen vaurionsietokykyä.

Ajoneuvoliikenteen törmäykset voivat aiheuttaa merkittävän riskin kantavien pystyrakenteiden vaurioitumisen kannalta. Tilasuunnittelun avulla jatkuvan sortuman riskiä voidaan vähentää sijoittamalla ajoneuvojen kulkureitit toisaalle kriittisistä rakenteista. Tilasuunnittelun avulla voidaan vaikuttaa myös pommi-iskujen aiheuttamiin uhkiin, julkiset tilat sekä tilat joihin pääsyä ei ole rajoitettu, on korkeissa rakennuksissa edullista sijoittaa matalampiin osiin jolloin riski korkean osan vaurioitumisesta on pienempi.¹⁶

Rakennuksen runkoratkaisulla voidaan vaikuttaa rakenteen vaurionsietokykyyn. Runkorakenteen säännöllinen ja symmetrinen muoto sekä rakenteiden jatkuvuus parantavat edellytyksiä kuormien uudelleen jakautumiselle. Myös pienet jännevälit ovat edullisia vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin muodostumisen kannalta. Epäjatkuvuuskohtat ja kuormien keskittyminen ovat epäedullisia vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin kapasiteetin kannalta. Esimerkki tällaisesta rakenteesta on kehärunko, jossa alimman kerroksen jännevälit ovat kaksinkertaiset ylempiin kerroksiin verrattuna. Rakenteen epäkeskisyydet voivat aiheuttaa onnettomuustilanteessa huomattavan suuria taivutusmomenteja ja syntyvien kuormitusten arviointi voi olla vaikeaa. Välipohjarakenteilla vaurionsietokykyä voidaan parantaa käyttämällä kahteen suuntaan kantavia rakenteita sekä laattakenttien välisellä sidonnalla. Sortuman eteneminen vaakasuunnassa voidaan estää jakamalla rakenne osiin liikuntasaumoilla, tämä on toimiva periaate etenkin pitkissä rakennuksissa.¹⁷

¹⁶ NIST (2007), s. 31

¹⁷ NIST (2007), s. 55

2.3 Jatkuvan sortuman estäminen Eurokoodin mukaan

Eurokoodin osa EN 1991-1-7 käsittelee onnettomuuskuormia. Jatkuvan sortuman estämistä käsitellään standardin liitteessä A ”Suunnittelu ennalta tiedostamattomasta syystä rakennukseen aiheutuvan paikallisen vaurion seuraamusten varalta”. Suomessa liitettä A ei kuitenkaan käytetä, sen sijaan jatkuvan sortuman estämiseksi käytetään kansallisen liitteen ristiriidattoman asiakirjan ”Rakennusten suunnittelu määrittelemättömästä syystä aiheutuvan paikallisen vaurion seuraamusten varalta” määräyksiä. Kansallisen liitteen määräykset eroavat liitteen A määräyksistä seuraamusluokkien määrittelyn ja sidevoimien laskennan suhteen. Seuraavassa käsitellään kansallisen liitteen määräyksiä, ellei toisin mainita.

2.3.1 Kuormitusyhdistelmät ja materiaalien osavarmuusluvut

Taulukossa 2-1 esitetään EN 1990-1-1 kansallisen liitteen mukaiset, Suomessa käytettävät onnettomuustilanteen kuormitusyhdistelmät. Taulukon mukaisesti pysyville kuormille ja määräävälle onnettomuuskuormalle käytetään kuormien ominaisarvoja ja muuttuvat kuormat kerrotaan yhdistelykertoimella ψ . Pääasiallisen muuttuvan kuorman ollessa tason hyötykuorma, käytetään yhdistelykertoimelle arvoa ψ_{21} , jonka arvo on tyypillisesti 0,3 (asuin- ja toimistotilat) tai 0,6 (kokoontumis- ja myymälätilat).

Taulukko 2-1, onnettomuustilanteen kuormitusyhdistelmät EN 1990-1-1 NA mukaan

Mitoitustilanne	Pysyvät kuormat		Määräävä onnettomuuskuorma	Muut samanaikaiset muuttuva kuormat	
	Epäedulliset	Edulliset		Pääasiallinen (jos on)	Muut
Onnettomuus (Yht. 6.11 a/b)	$G_{kj.sup}$	$G_{kj.inf}$	A_d	$\Psi_{11} Q_{kl} (*)$	$\Psi_{2,i} Q_{kl}$
(*) Pääasiallisen kuorman ollessa jokin muu kuin lumi-, jää- tai tuulikuorma käytetään kuitenkin arvoa Ψ_{21}					

Eurokoodi sallii pienempien materiaaliosavarmuuslukujen käyttämisen onnettomuustilanteessa, materiaalien osavarmuusluvut EN 1992-1-1 mukaan on esitetty taulukossa 2-2.

Taulukko 2-2, materiaalien osavarmuusluvut EN 1992-1-1 mukaan

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

2.3.2 EN 1991-1-7 seuraamusluokat ja niitä vastaavat toimenpiteet

EN 1997-1-7 kansallinen liite jakaa rakennukset neljään eri seuraamusluokkaan, jotka määrittävät rakennuksen tyypin ja käyttötarkoituksen mukaan. Vaadittavat toimenpiteet jatkuvan sortuman estämiseksi vaihtelevat seuraamusluokittain.

Taulukko 2-3, seuraamusluokat EN 1997-1-7 kansallisen liitteen mukaan

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

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

²⁾ Kellarikerrokset mukaan luettuina.

Seuraamusluokassa 1 ei aseteta lisävaatimuksia standardien EN 1990... EN 1999 mukaan suunnitelluille rakennuksille, mutta betonirunkoisessa rakennuksessa tulee

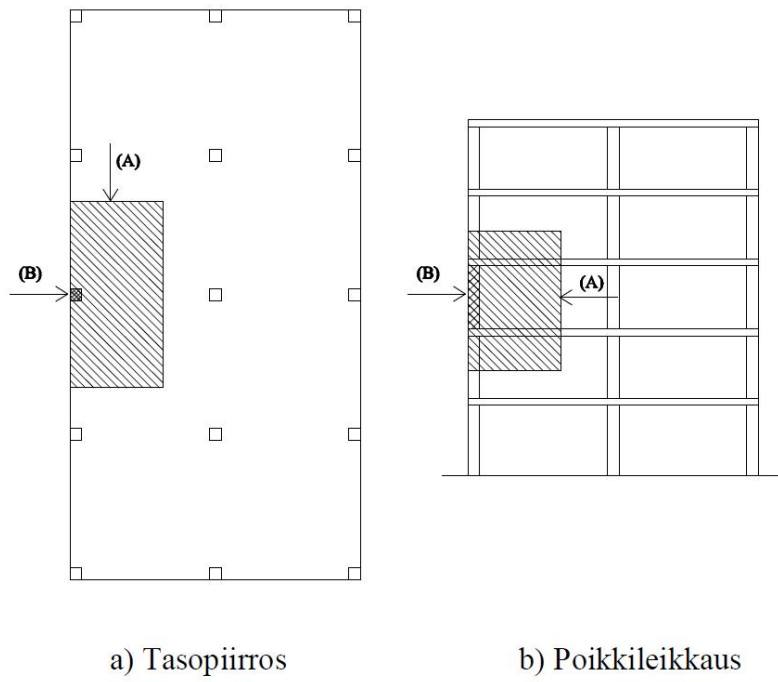
kuitenkin huomioida EN 1992-1-1 kohdassa 9.10 asetetut vaatimukset sidejärjestelmälle.

Seuraamusluokassa 2a ”Melko pienen riskin ryhmä” käytetään standardeissa EN 1990 ... EN 1999 määriteltyjen toimenpiteiden lisäksi vaakasiteitä tai vaakarakenteet ankkuroidaan seiniin. Vaatimukset vaakasiteille ja pystyrakenteiden sidonnalle välipohjaan on esitetty kansallisen liitteen kohdissa 5.1 ja 5.2.

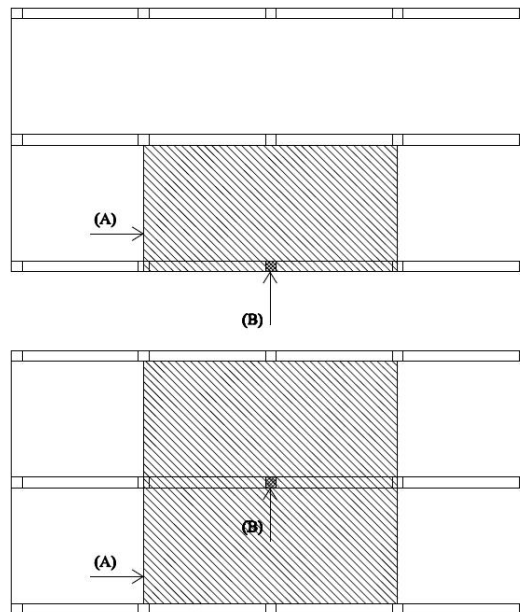
Seuraamusluokissa 2b ”Melko suuren riskin ryhmä” ja 3a on kaksi vaihtoehtoista menettelytapaa. Ensimmäisessä vaihtoehdossa käytetään vaakarakenteissa kansallisen liitteen kohdan 5.1 mukaisia vaakasiteitä, kantavissa pilareissa ja seinissä kohdan 6 mukaisia pystysiteitä sekä pystyrakenteiden sidontaa vaakarakenteeseen kohdan 5.2 mukaisesti. Vaihtoehtoisessa menettelytavassa ajatellaan rakennuksesta poistettavan mikä tahansa tukipilari, pilaria tukeva palkki tai kantavan seinän lohko, jolloin rakennus ei saa menettää stabiliteettiaan eikä paikallinen vaurioituminen saa ylittää hyväksyttävää rajaa.

Seuraamusluokassa 3b sovelletaan edellä mainittua menetelmää, jossa rakennuksesta poistetaan rakenneosia ja varmistetaan stabiliteetin säilyminen ja paikallisen vaurion rajoittuminen.

Seuraamusluokkien 2b, 3a ja 3b yhteydessä mainittu hyväksyttävän vaurioitumisen raja riippuu rakennuksen tyypistä. Monikerroksisilla rakennuksilla paikallisen vaurion laajuus yhdessä kerroksessa saa olla enintään 15 % kerroksen lattiapinta-alasta tai enintään 100 m²/krs ja vaurio saa tapahtua korkeintaan kahdessa päällekkäisessä kerroksessa. Hallimaisilla rakennuksilla paikallisen vaurion laajuus saa olla pilarin vaurioituessa pilariin tukeutuvien pääkannattajien pituus kertaa pääkannattajien väli kerrottuna kahdella. Ulkoseinälinjalla sijaitsevien pilarien tapauksessa hyväksyttävän vaurioalueen laajuus on puolet edellä mainitusta pinta-alasta. Kuvat 2-2 ja 2-3 havainnollistavat sallittujen vaurioalueiden laajuutta. Kuvissa (A) viittaa paikallisen vaurion laajuuteen ja (B) poistettavaksi ajateltuun pilariin.



Kuva 2-2, sallittu vaurio monikerroksisessa rakennuksessa



Selite

(A) Paikallinen vaurio

(B) Poistettavaksi ajateltu pilari

Kuva 2-3, sallittu vaurio hallimaisessa rakennuksessa

Jos pilarin tai seinälohkon poistamisesta aiheutuva vaurio on suurempi kuin hyväksyttävissä oleva vaurio, tulee kyseinen rakenneosu suunnitella ”avainasemassa olevana rakenneosana”. Avainasemassa oleva rakenneosu suunnitellaan kestäämään onnettomuuskuorma A_d . EN 1991-1-7 antaa talonrakenteille kuorman suositusarvoksi 34 kN/m^2 . Jakautuneen kuorman oletetaan välittyvän avainasemassa olevalle rakenneosalle siihen liittyvien rakenneosien kautta. Arvioitaessa kuorman vaikutusta voidaan huomioida avainasemassa olevaan rakenneosaan liittyneiden komponenttien kiinnitysten murtolujuus ja tällä tavoin pienentää kuorman vaikutusta, jos kiinnitykset ovat riittävän heikot.¹⁸ Kansallisessa liitteessä kuormalle A_d esitetään arvo 50 kN ja se vaikuttaa vapaan kerroskorkeuden puolella välissä. Pilareissa kuorma A_d on pistekuorma ja seinissä se jaetaan viivakuormaksi kolmen metrin matkalle.

Kuorman A_d vaikutus tarkasteltavan avainasemassa olevan rakenteen mitoittamiseen riippuu mm. rakenteen dimensioista, tuennasta ja kuormituksesta. Esimerkiksi tyypillisillä liike- ja toimistorakennuksissa käytettävillä pilareiden dimensioilla kuorman $A_d = 50 \text{ kN}$ sisältävä onnettomuustilanteen kuormitusyhdistelmä muodostuu harvoin mitoittavaksi murtorajatilan kuormitusyhdistelmään verrattuna. Verrattaessa kuorman arvoa EN 1991-1-7 kansallisen liitteen törmäyskuormien arvoihin, asettuu arvo 50 kN kuormien 25 kN ja 75 kN välille, jotka edustavat törmäyskuorman arvoja henkilö- ja kuorma-autoille piha-alueilla ja autohalleissa. Vertailtaessa kuormien vaikutusta on kuitenkin huomattava, että törmäyskuorman suositeltu vaikutuskorkeus on 1 m lattiapinnasta, kun se kuormalla A_d on kerroskorkeuden puolivälissä. Lisäksi kansallisen liitteen törmäyskuorman arvo 75 kN kuorma-autolle on puolet EN 1991-1-7 esitetystä arvosta 150 kN .

2.4 Sortumatyypit

Jatkuva sortuma voidaan ilmiönä jakaa sortumamekanismin mukaan eri tyyppisiin. Seuraavassa on esitelty Uwe Starossekkin kirjassa ”Progressive collapse of structures” esitetyt sortumatyypit. Kuvassa 2-4 on esitetty esimerkit tyypejä vastaavista mahdollisista sortumamekanismeista tyypillisessä toimistorakennuksen rungossa.

”Pancake”-tyyppinen sortuma

¹⁸ SFS-EN 1991-1-7, s. 64

Tässä sortumatyyppissä sortuman aiheuttavana alkusyynä on kantavan pystyrakenteen vaurioituminen. Kuormien jakautuessa uudelleen jäljelle jäävät pystyrakenteet eivät kykene kantamaan kuormaa ja murtuvat ketjureaktion tavoin. Tästä seuraa pystyrakenteen kannattaman yläpuolisen rakenteen putoaminen alemman päälle. Yläpuolisen rakenteen potentiaalienergia muuttuu liike-energiaksi ja rakenteen törmäys alapuoliseen tasoon aiheuttaa dynaamisen kuorman, joka johtaa alemmaa tasoa kannattavan pystyrakenteen kantokyvyn menetykseen. Sortuma jatkuu, jos alla olevalla rakenteella ei ole riittävästi kapasiteettia vastustaa sortumista. WTC-kaksoistornien sortuma on hyvä esimerkki tämän tyyppisestä sortumasta. Sortuman nimi tulee sortuman lopputilasta, jossa matalien rakennuksien välipohja- ja kattorakenteet kasautuvat ”pannukakuksi”. Korkeiden rakennuksien sortumissa, kuten WTC-tornien tapauksessa, esiintyvät suuret energiamäärät johtavat rakenteiden suurempaan tuhoutumiseen.

”Zipper”-tyyppinen sortuma

Tälle sortumatyyppille on tyypillistä yhden tai useamman pystyrakenteen vaurioituminen, joka johtaa voimien jakautumiseen uudelleen viereisille, kapasiteetiltaan riittämättömille pystyrakenteille ja näin etenevän sortuman. Voimien uudelleen jakautuminen aiheuttaa yleensä dynaamisia vaikutuksia pystyrakenteiden vaurioituessa äkillisesti. ”Zipper”-tyypin sortuma voi esiintyä sekä puristetussa että vedetyissä rakenteissa. Puristetun rakenteen tapauksessa sortuma voi olla esimerkiksi yhden kerrostason pilareiden sortuminen. Vedetyillä rakenteilla kyseeseen voi tulla esimerkiksi vetotangoilla kannatetun rakenteen sortuminen, jossa yhden tangon murtumisen jäljelle jäänyt rakenne ei kykene kantamaan uudelleen jakautunutta kuormaa

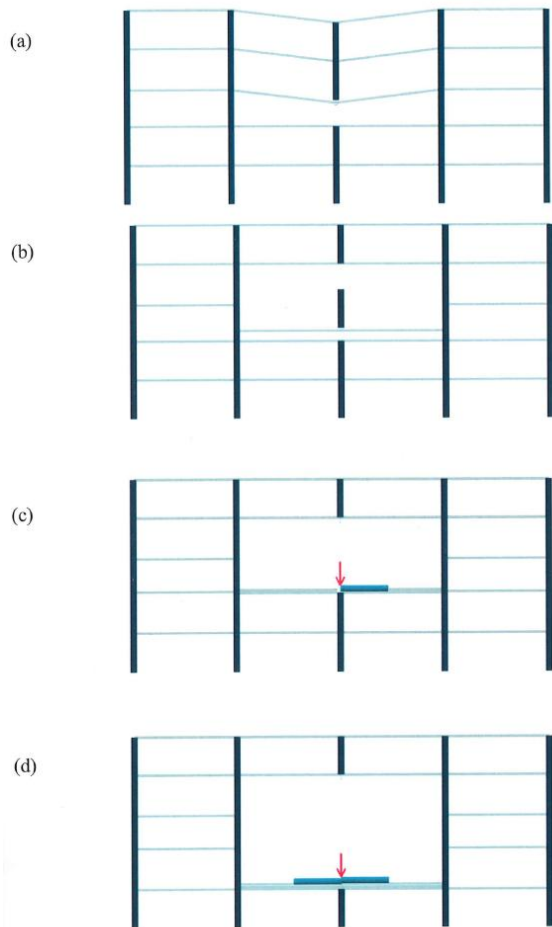
”Domino”-tyyppinen sortuma

”Domino”-tyypin sortumalle on ominaista sortuman eteneminen dominopalikoiden kaatumisen tapaan. Sortumatyyppissä rakenteesta tulee mekanismi, jossa rakenteen alapäässä on nivel, jonka ympäri rakenne kiertyy. Rakenteen kiertyessä potentiaalienergia muuttuu liike-energiaksi ja sortuma jatkuu viereiseen rakenteeseen joko kaatuvan rakenteen törmäyksen vaikutuksesta tai rakenteeseen muodostuvan mekanismin vaikutuksesta.

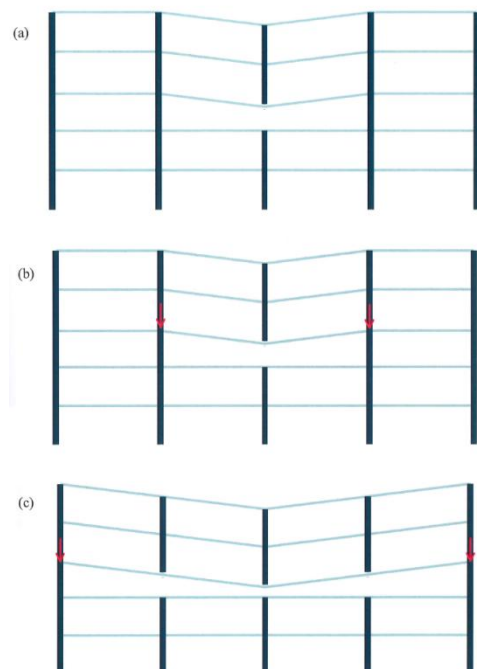
”Instability”-tyyppinen sortuma

Tämän tyyppisen sortuman alkusyy on jäykistävän rakenneosan vaurio. Sortuma voi aiheutua koko rakenteen stabiliteetin menetyksen takia tai vauriosta aiheutuvien suurien muodonmuutoksien seurauksena. Jos stabiliteetin menetyksestä aiheutuva sortuma on äkillinen, voi sortumatyyppin määrittäminen olla vaikeaa.

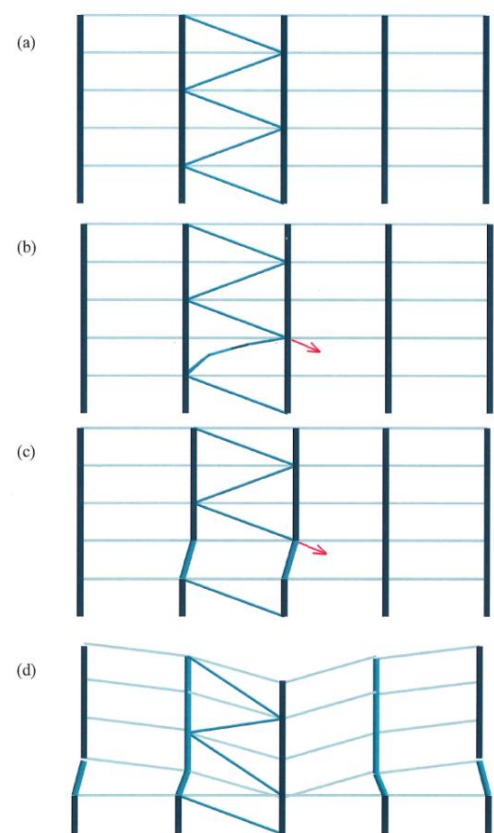
”Pancake”-tyyppi



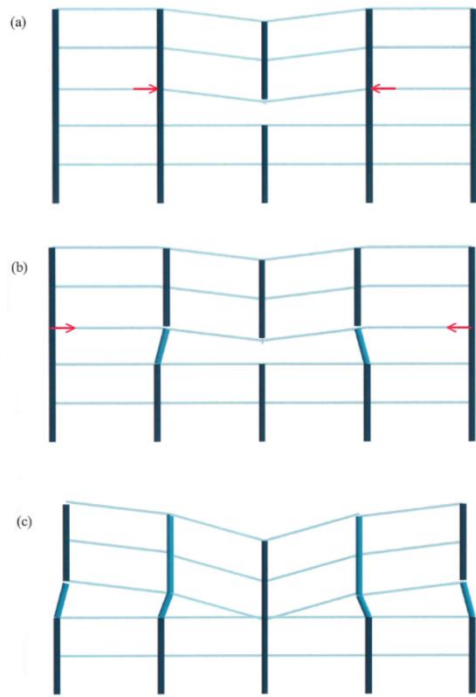
”Zipper”-tyyppi



”Instability”-tyyppi



”Domino”-tyyppi



Kuva 2-4, sortumatyytit (Lähde: Rätty (2010))

3 Poikkileikkauksen kiertymiskyky

3.1 *Plastinen nivel teräsbetonirakenteessa*

Mitoitettaessa rakennus EN 1991-1-7 mukaisesti onnettomuusrajatilan vaatimuksille, sallitaan rakenteen osittainen sortuminen ja rakenteeseen syntyvät pysyvät muodonmuutokset¹⁹. Näin ollen rakenne voidaan onnettomuusrajatilassa mitoittaa käyttäen plastisuusteoriaa, jolloin rakenteeseen syntyy pysyviä muodonmuutoksia. Plastisen kapasiteetin hyödyntäminen mahdollistaa taloudellisemmat rakenteet, mutta rakenteen analysointi on työläämpää kuin lineaarista kimmoteoriaa käytettäessä.

Plastinen nivel on rakenteen kohta, jossa taivutusmomentti on saavuttanut poikkileikkauksen plastisen kestävyuden ja pysyy vakiona kuormituksen lisääntyessä, rakenteen kiertyessä vapaasti plastisoituneen kohdan ympäri. Idealisella plastisella nivelellä ei ole määriteltyä pituutta, vaan se on pistemäinen (palkit) tai viivamainen (laatat) rakenteen kohta.

Teräsbetonirakenteeseen syntyvä nivel ei ole ideaalinen plastinen nivel, vaan sillä on pituus ja sen kiertymiskyky on rajattu. Jotta rakenteen plastinen toiminta olisi mahdollista, tulee rakenteella olla riittävä kiertymiskyky. Rakenteen kiertymiskyky on kaarevuuden ja nivelen pituuden funktio. Jos poikkileikkauksen mittojen oletetaan pysyvän vakiona, kiertymiskykyyn vaikuttavat betonin ja raudoituksen ominaisuudet sekä raudoituksen geometria. Yksinkertainen keino arvioida poikkileikkauksen kiertymäkykyä on puristuspinnan korkeus, pienempi puristettu korkeus mahdollistaa suuremman muodonmuutoksen. Yksinkertaisimmat suunnittelunormeissa esitetyt menetelmät riittävän kiertymiskyvyn varmistamiseksi perustuvatkin puristuspinnan korkeudelle asetettuihin rajoituksiin.

Raudoituksen riittävä muodonmuutoskyky on edellytys rakenteen plastiselle toiminnalle. Eurokoodi jakaa betoniteräkset sitkeyden perusteella kolmeen luokkaan myötölujittumisen ja murtovenymän perusteella. Alimman sitkeysluokan A teräsiin kuuluvat yleensä kylmämuokatut teräkset sekä lujuudeltaan korkeat teräkset. Luokkaan B kuuluvaksi luokitellaan esimerkiksi Suomessa yleisesti käytössä oleva teräslaatu

¹⁹ SFS-EN 1991-1-7, s. 52

A500HW. Luokan C teräksillä on parhaat sitkeysominaisuudet, mutta niiden käyttö on Suomessa harvinaista. Luokan C teräksiä käytetään yleensä maanjäristysmitoituksen yhteydessä, kun rakenteelta edellytetään suurta sitkeyttä.

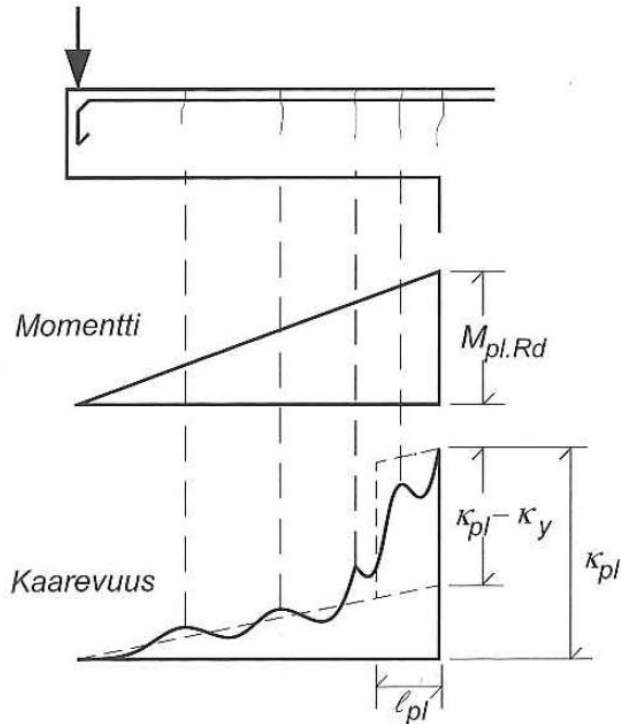
Plastisten nivelien syntyminen mahdollistavana edellytyksenä on että poikkileikkauksen murtotapa on vetopainomurto. Toisin kuin Suomen rakentamismääräyskokoelman osassa B4, ei eurokoodin osassa EN 1992-1-1 kielletä poikkileikkauksen yllirauhoittamista, jolloin murtotapa voi olla hauras eikä plastisen nivelen muodostuminen ole mahdollista.

3.2 Kiertymiskyvyn laskenta

Tarkasteltaessa tasapainomurtuvan teräsbetonirakenteen muodonmuutoksia plastisuusteorian mukaisesti, ovat plastiset muodonmuutokset yleensä huomattavasti kimmoisia suurempia. Näin ollen kimmoiset kiertymät voidaan plastisuusteorian mukaisissa tarkasteluissa merkitä nolliksi. Tällöin oletetaan plastisoitumattomien osien olevan täysin jäykkiä jolloin kiertymä riippuu rakenteen kaarevuudesta plastisoituneella alueella ja plastisoituvan alueen pituudesta.²⁰

Kuvassa 3-1 esitetään taivutuksesta halkeilleen ja plastisoituneen ulokepalkin momentti- ja kaarevuuskuvaajat. Palkin oikeaan päähän on muodostunut plastinen nivel. Kuvassa l_{pl} on plastisen nivelen pituus, κ_{pl} on kaarevuus plastisen momentin $M_{pl,rd}$ kohdalla ja κ_y kaarevuus myötömomentin M_y kohdalla. Kuvasta nähdään myös halkeilun vaikutus kaarevuuteen. Halkeamien kohdalla kaarevuus on suurimmillaan ja halkeamien välillä kaarevuus pienenee betonin vetojäykistysvaikutuksen ansiosta. Kuvaan on katkoviiivalla merkitty idealisoitu kaarevuus.

²⁰ Leskelä (2005), s. 168



Kuva 3-1, kaarevuus momentin funktiona (Leskelä (2005), s. 169)

Plastisen nivelen kiertymä voidaan laskea kuvaan merkityn idealisoidun suorakaiteen avulla. Suorakaiteen korkeus on $\kappa_{pl} - \kappa_y$ ja leveys l_{pl} ja plastisen nivelen kiertymä vastaavasti

$$\theta_{pl} = (\kappa_{pl} - \kappa_y)l_{pl} = \left(\frac{\lambda \varepsilon_{cu}}{\beta} - \frac{\varepsilon_{cy}}{k_x} \right) \frac{l_{pl}}{d} \quad (3-1)$$

missä

ε_{cy} on reunapuristuma sillä hetkellä kun vetorauskoitus saavuttaa myötörajan tai poikkileikkauksen ollessa yliraudoitettu betonin kimmainen maksimipuristuma, jonka suuruus on vähintään 1 ‰ betoniluokasta riippuen.

ε_{cu} on betonin murtopuristuma, betoniluokissa $\leq C50/60$ arvo on 0,0035.

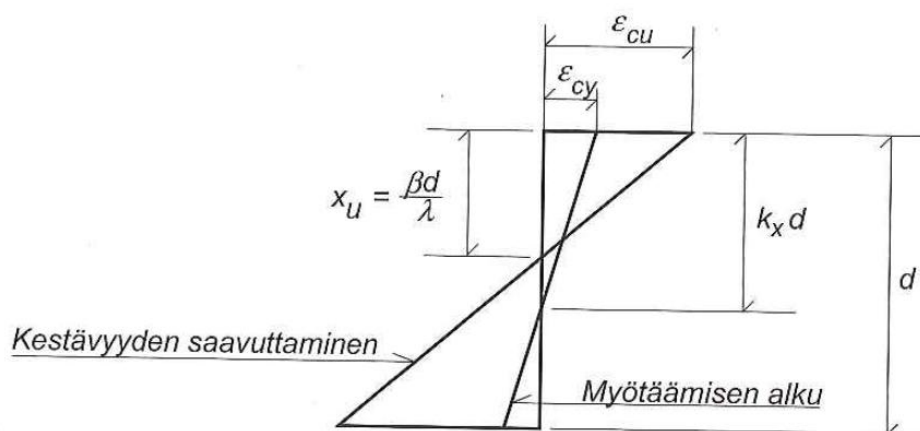
d on tehollinen korkeus.

k_x on puristetun osan korkeuden suhde teholliseen korkeuteen myötäämisen alkaessa.

λ on plastisen jännityssuorakaiteen suhteellinen korkeus.

β on puristetun osan suhteellinen korkeus plastisessa poikkileikkauksessa.

l_{pl} on plastisen nivelen ekvivalentti pituus.



Kuva 3-2, muodonmuutosjakaumat kiertymiskyvyn laskemisessa (Leskelä (2005), s. 170)

Kiertymäkyvyn laskemisessa käytettävän plastisen nivelen ekvivalentin pituuden ratkaisuun ei ole olemassa yksiselitteistä analyttistä ratkaisua, vaan kirjallisuudessa esitetyt laskentakaavat perustuvat kokeellisiin tutkimuksiin. On syytä huomioida, että plastisen nivelen ekvivalentti pituus ei ole rakenteessa esiintyvän nivelen todellinen pituus, vaan pituus jolla kaarevuuden oletetaan olevan vakio (vrt. kuva 3-1).

Plastisoitunut pituus l_{pl} määritellään ideaalisen nivelen sijainnista pisteeseen, jossa kaarevuus on vakio. Näin ollen ekvivalentin nivelen pituus rakenteessa, jossa plastisoituminen tapahtuu ideaalisen nivelen molemmilla puolilla on $2l_{pl}$ ²¹. Seuraavassa on esitetty eri lähteistä koottuja kaavoja plastisen nivelen ekvivalentin pituuden määrittämiseksi.

²¹ Park & Paulay (1975), s. 250

$$\text{Baker (1956)} \quad l_{pl} = k_1 k_2 k_3 \left(\frac{L_{pl}}{d} \right)^{\frac{1}{4}} d \quad (3-2)$$

missä

k_1 on 0,7 kuumavalssatuille teräksille ja 0,9 kylmämuokatuille teräksille.

k_2 on $1 + N_{Ed}/N_{pl.Rd}$.

k_3 on $0,3(3 + (15 - f_{ck})/25) \geq 0,6$

L_{pl} on plastisen nivelen ja momentin nollakohdan välinen etäisyys.

$$\text{Corley (1966)} \quad l_{pl} = 0,5d + 0,2\sqrt{d} \left(\frac{L_{pl}}{d} \right) \quad (3-3)$$

missä kaikki mitat ovat millimetrejä.

$$\text{Mattock (1967)} \quad l_{pl} = 0,5d + 0,05L_{pl} \quad (3-4)$$

Tämä kaava on yksinkertaistus Corleyn esittämästä kaavasta.

$$\text{Sawyer (1964)} \quad l_{pl} = 0,25d + 0,075L_{pl} \quad (3-5)$$

Kaava perustuu oletukseen, että $M_y/M_{pl.Rd} = 0,85$ ja että myötääminen ulottuu $d/4$ verran sen leikkauksen ohi, missä ulkoinen momentti on pienentynyt arvoon M_y .

Kaavan (3-1) mukaisesti poikkileikkauksen kiertymiskykyyn voidaan vaikuttaa raudoituksen määrällä, lujuudella ja sijainnilla, sekä betonin ominaisuuksilla. Leskelä (2005) luettelee seuraavat poikkileikkauksen kiertymiskykyyn vaikuttavat tekijät:

- 1) Vetoraidoituksen lisääminen pienentää kiertymiskykyä, puristuspinnan korkeuden kasvaessa kimmoisa kaarevuus κ_y kasvaa ja plastinen kaarevuus κ_{pl} pienenee.
- 2) Puristusraidoituksen lisäys kasvattaa kiertymiskykyä, puristuspinnan korkeus pienenee jolloin κ_y pienenee ja κ_{pl} kasvaa.
- 3) Raidoituksen lujuuden korotus pienentää kiertymiskykyä raidoituksen kestävyuden kasvaessa suhteessa betonin kestävyuteen.
- 4) Betonin lujuuden korotus kasvattaa kiertymiskykyä, betonin plastinen puristuskestävyys $\lambda b x f_{cd}$ tasapainottaa vetoraidoituksen kestävyuden $A_s f_{sd}$ pienemmällä korkeudella x , jolloin puristuspinnan korkeus pienenee.
- 5) Betonin murtopuristuman ϵ_{cu} suurennus parantaa kiertymiskykyä. Betonin sallittu murtopuristuma on vakio lujuusluokissa $\leq C50/60$ ja pienenee korkeissa lujuusluokissa ($\geq C55/67$), mutta murtopuristumaa on mahdollista kasvattaa ns. suljetun betonin avulla. Tiheällä hakaraidoituksella voidaan rajoittaa betonin laajenemista jolloin syntyvän kolmiaksaalisen jännitystilän vaikutuksesta betonin puristuslujuus ja murtopuristuman arvo kasvavat.
- 6) Pienemmillä raidoitustangoilla on paremmat tartuntaominaisuudet ja suurempi vetojäykistysvaikutus verrattuna suurempiin tankoihin, näin ollen suuremmilla tangoilla voidaan saavuttaa suurempi kiertymiskyky. Lisäksi pienien tankojen suuri vetojäykistysvaikutus voi aiheuttaa tangon katkeamisen, jos kiertymä keskittyy hyvin lyhyelle alueelle.

Aiemmin esitetyt lausekkeet eivät huomioi vinohalkeilua, eivätkä ankkurointiliukumaa. Suuren leikkausvoiman alueilla esiintyy kuitenkin vinohalkeilua, jolloin käytetty oletus pystysuorista halkeamista ei ole todenmukainen. Vinojen halkeamien vuoksi raidoitus myötää pidemmältä matkalta kuin pystyhalkeilleella alueella. Myötääminen aiheuttaa yleensä ankkuroinnin liukumista, joka myös lisää kiertymää. Ankkuroinnin liukumista

voi kuitenkin olla vaikea todentaa, näin ollen liukuman vaikutuksen huomioimatta jättäminen on varmalla puolella oleva oletus.²²

3.3 Kiertymiskyky EN 1992-1-1 mukaan

EN 1992-1-1 sallii plastisuusteorian mukaisen analyysin käytön ilman kiertymiskyvyn tarkistamista tietyin ehdoin. Sitkeysvaatimusten voidaan olettaa toteutuvan jos seuraavat ehdot toteutuvat:²³

- i) vetorauhoitusta on enintään niin paljon, että jokaisessa poikkileikkauksessa puristuspinnan korkeus

$$x_u/d \leq 0,25 \text{ kun betonin lujuusluokka on } \leq C50/60$$

$$x_u/d \leq 0,15 \text{ kun betonin lujuusluokka on } \leq C55/67$$

- ii) betoniteräket kuuluvat sitkeydeltään luokkaan B tai C
- iii) tukimomentin suhde kenttämomenttiin on jokaisessa jänteessä välillä 0,5...2

EN 1992-1-1 kohdassa 5.6.3 esitetään yksinkertaistettu menettely sallitun kulmanmuutoksen laskemiseksi jatkuville palkeille ja yhteen suuntaan kantaville laatoille. Menetelmässä tarkastellaan 1,2 kertaa poikkileikkauksen korkeuden pituisen palkin tai laatan alueen kiertymiskykyä. Plastisen kulmanmuutoksen katsotaan voivan syntyä jos murtorajatilan kuorman aiheuttama laskettu kulmanmuutos θ_s on enintään yhtä suuri kuin sallittu kulmanmuutos.²⁴

Yksinkertaistetun menetelmän käytölle on asetettu rajoituksia puristusvyöhykkeen suhteellisen korkeuden suhteen. Puristuspinnan suhteellisen korkeuden x_u/d suurin sallittu arvo betonin lujuusluokan ollessa korkeintaan C50/60 on 0,45. Korkeammille lujuusluokille ($\geq C55/67$) suurin sallittu puristuspinnan suhteellinen korkeus on 0,35.

Kulmanmuutos θ_s määritetään käyttäen kuormien ja materiaalien mitoitusarvoja ja kyseisellä hetkellä vaikuttavaa jännevoiman keskimääräistä arvoa. Sallittu plastinen kulmanmuutos lasketaan kertomalla sallitun kulmanmuutoksen perusarvo $\theta_{pl,d}$

²² Leskelä (2005), s.175-176

²³ SFS-EN 1992-1-1, s.61

²⁴ SFS-EN 1992-1-1, s.61

korjauskertoimella k_λ , joka riippuu leikkaushoikkeudesta. Sallitun kulmanmuutoksen perusarvo riippuu puristusvyöhykkeen suhteellisesta korkeudesta, betonin lujuusluokasta sekä raudoituksen sitkeysluokasta. Sallitun kulmanmuutoksen perusarvo voidaan määrittää kuvasta 3-3. Betonin lujuusluokkien C50/60 ja C90/105 väliset arvot voidaan määrittää interpoloimalla kuvaajasta. Kuvaajan arvot vastaavat leikkaushoikkeuden arvoa $\lambda = 3,0$. Muille leikkaushoikkeuden arvoille käytetään korjauskerrointa

$$k_\lambda = \sqrt{\lambda/3} \quad (3-6)$$

Leikkaushoikkeus λ määritellään uudelleen jakautuneen momentin nollakohdan ja maksimikohdan välisen etäisyyden ja poikkileikkauksen tehollisen korkeuden d suhteena. λ voidaan yksinkertaistuksena laskea taivutusmomentin ja leikkausvoiman toisiaan vastaavista mitoitusarvoista kaavalla 3-7.

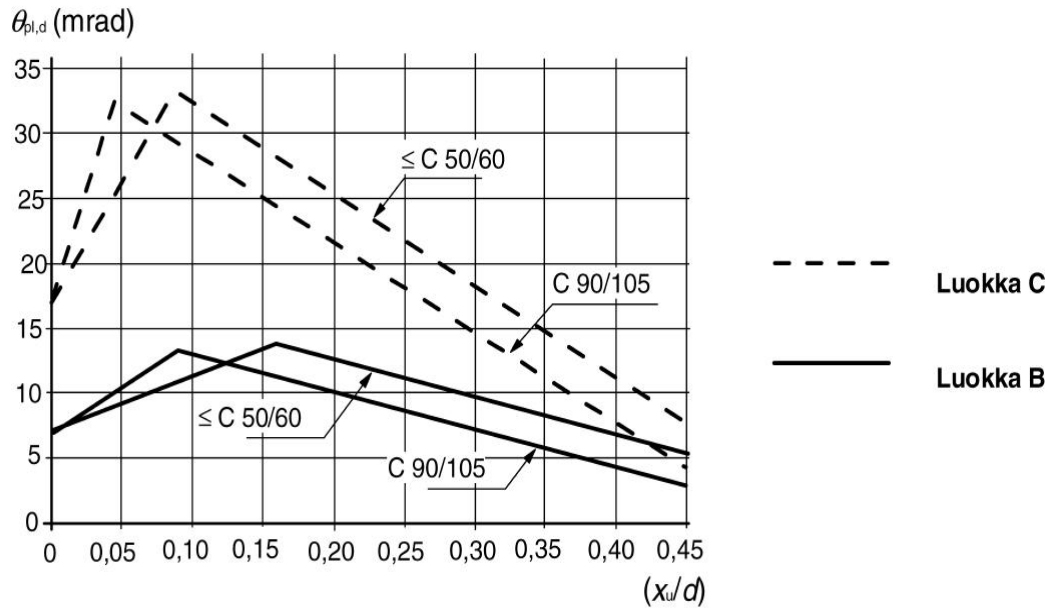
$$\lambda = M_{Sd}/(V_{Sd} d) \quad (3-7)$$

Sijoittamalla 3-7 kaavaan 3-6 saadaan sallitulle plastiselle kulmanmuutokselle arvo

$$\theta_{pl} = \theta_{pl,d} \cdot k_\lambda = \theta_{pl,d} \sqrt{\frac{M_{Sd}}{3V_{Sd}d}} \quad (3-8)$$

Plastista analyysiä ei suositella käytettävän sitkeysluokan A teräksille.²⁵ Kuvassa 3-3 esitetään kulmanmuutoksen perusarvo sitkeysluokan B ja C teräksille. Kuvasta nähdään että erityisesti pienillä puristusvyöhykkeen korkeuksilla sitkeysluokan C terästen käyttö mahdollistaa suuremman kulmanmuutoksen verrattuna luokan B teräseen.

²⁵ SFS-EN 1992-1-1, s.61



Kuva 3-3, sallittu kulmanmuutoksen perusarvo $\theta_{pl,d}$ (Lähde: SFS-EN 1992-1-1, s. 62)

3.4 ASCE 41 ja Yhdysvaltojen puolustusministeriön ohje

Standardi ASCE 41-06 ”Seismic Rehabilitation of Existing Buildings” käsittelee rakennusten maanjäristysmitoitusta antaen ohjeistusta mm. käytettävistä analyysimenetelmistä ja rakenneosille sallituista muodonmuutoksista. Standardissa esitetyt kiertymiskykyyn vaikuttavat tekijät on otettu käyttöön myös Yhdysvaltojen puolustusministeriön jatkuvan sortumisen estämistä käsittelevässä ohjeessa ”Design of Buildings to Resist Progressive Collapse”.²⁶

Sallittuun kiertymään vaikuttavat tekijöitä ovat ASCE 41:n ja puolustusministeriön ohjeen mukaan:

- rakenneosan voima-muodonmuutosominaisuudet, sitkeys ja jäännöslujuus
- veto- ja puristusraudoitusmäärän erotuksen suhde tasapainorauδοitusmäärään $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$, pienempi suhde parantaa sallitun kiertymän arvoa
- leikkausraudoituksen määrä, suurempi leikkausraudoituksen määrä parantaa sallitun kiertymän arvoa

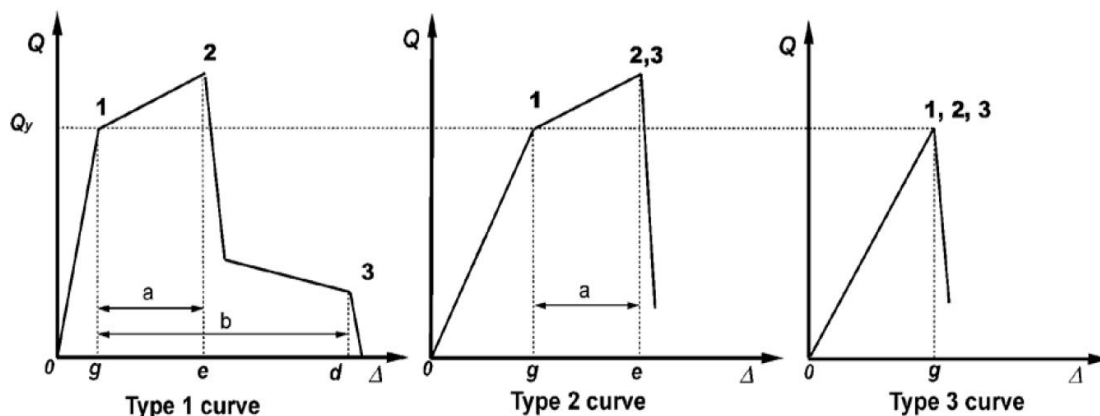
²⁶ American Society of Civil Engineers (2007)

- leikkausvoiman suhde poikkileikkauksen leveyteen ja teholliseen korkeuteen sekä betonin puristuslujuuden ominaisarvon neliöjuureen $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$, pienempi arvo parantaa sallitun kiertymän arvoa
- leikkausraudoituksen ominaisuudet, C (Conforming) viittaa leikkausraudoitukseen, jonka jako plastisen nivelen muodostumisalueella on korkeintaan $d/3$ ja jonka kestävyys on vähintään kolme neljäsosaa mitoittavasta leikkausvoimasta. NC (Non Conforming) viittaa leikkausraudoitukseen, joka ei täytä näitä vaatimuksia.

Sitkeyden ja jäännöslujuuden vaikutukset huomioidaan rakenneosan voima-
muodonmuutoskuvaajan ominaisuuksien perusteella. Kuvassa 3-4 on esitetty voima-
muodonmuutoskuvaajat, joiden perusteella rakenneosa voidaan jakaa kolmeen
luokkaan. Tämän luokituksen ja edellä mainittujen vaikuttavien tekijöiden perusteella
voidaan määrittää poikkileikkaukselle sallittu kiertymä. Puolustusministeriön ohjeessa
sallitut kiertymän arvot ovat suuremmat kuin maanjäristysmitoitusta koskevassa
standardissa ASCE 41 esitetyt arvot. Tähän ovat syynä maanjäristyksessä esiintyvät
useat kuormitusyhdöt ja suurempi esiintymistodennäköisyys verrattuna jatkuvaa
sortumaa analysoitaessa esiintyvään puolen jaksonpituuden mittaiseen kuormitusyhtöön
ja tapahtuman pienempään esiintymistodennäköisyyteen.²⁷

Kuvan 3-4 muodonmuutoskuvaajissa pisteiden 0-1 väli kuvaa poikkileikkauksen
elastista käyttäytymistä ja väli 1-2 plastista aluetta jolla voi tapahtua myötölujittumista.
Piste 3 kuvaa suurinta muodonmuutoksen arvoa, jolla poikkileikkauksella on lujuutta
jäljellä, jäännöslujuus voidaan huomioida analyysissä jos se kykenee kannattamaan
rakenteen oman painon. Primäärinen rakenneosa luokitellaan sitkeäksi, jos
kokonaismuodonmuutos on vähintään kaksinkertainen elastiseen muodonmuutokseen
verrattuna ($e \geq 2g$).

²⁷ Stevens *et al.* (2011), s.878



Kuva 3-4, Rakenteen jaottelu voima-muodonmuutosominaisuuksien mukaan standardin ASCE 41 mukaan (Lähde: ASCE 41 (2006), s. 39)

Taulukko 3-1 esittää puolustusministeriön ohjeen mukaiset teräsbetonipalkille sallitut kiertymät ja rakenteen mallintamisessa käytettävät parametrit eri murtotavoilla.

Taulukko 3-1, teräsbetonipalkin sallittu kiertymä jatkuvan sortuman analysissa (Mukailtu lähteestä Department of Defence (2009), s. 61)

Hallitseva murtotapa	Mallinnusparametrit			Hyväksymiskriteerit					
	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bat}}$	Hakaraudoitus	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	Plastinen kiertymä [°]	Jäännöslujuus	Plastinen kiertymä [°]			
						a	b	Rakenneosan tyyppi	
								Primäärinen	Sekundäärinen
a	b	b							
i. Taivutusmurto									
$\leq 0,0$	C	≤ 3	3,61	5,73	0,2	3,61	5,73		
$\leq 0,0$	C	≥ 6	2,86	4,58	0,2	2,86	4,58		
$\geq 0,5$	C	≤ 3	2,86	3,43	0,2	2,86	3,43		
$\geq 0,5$	C	≥ 6	2,17	2,29	0,2	2,17	2,29		
$\leq 0,0$	NC	≤ 3	2,86	3,43	0,2	2,86	3,43		
$\leq 0,0$	NC	≥ 6	1,43	1,71	0,2	1,43	1,71		
$\geq 0,5$	NC	≤ 3	1,43	1,71	0,2	1,43	1,71		
$\geq 0,5$	NC	≥ 6	0,74	1,14	0,2	0,74	1,14		
ii. Leikkausmurto									
Leikkaushakojen jako $\leq d/2$			0,17	1,14	0,2	0,11	0,57		
Leikkaushakojen jako $> d/2$			0,17	0,57	0,2	0,11	0,28		
iii. Riittämättömän jatkos- tai tartuntapituuden aiheuttama murto kentässä									
Leikkaushakojen jako $\leq d/2$			0,17	1,14	0	0,11	0,57		
Leikkaushakojen jako $> d/2$			0,17	0,57	0	0,11	0,28		
iv. Riittämättömän tartunnan aiheuttama murto liitoksessa pilariin									
			0,85	1,71	0,2	0,57	1,14		

3.5 EN 1998-1 sitkeysvaatimukset

Eurokoodi 8, EN 1998 ”*Design of structures for earthquake resistance*” koskee maanjäristysmitoitusta ja täydentää muiden eurokoodi standardien ohjeita. Standardin ensimmäisessä osassa EN 1998-1 käsitellään rakennuksia koskevat yleiset säännöt ja määräykset. Standardilla ei ole Suomessa kansallista liitettä eikä sitä ole suomennettu, koska tavanomaisilta rakennuksilta ei edellytetä mitoitusta maanjäristyskuormille. Standardin luvussa 5 esitetyt teräsbetonirakenteen sitkeyteen tähtäävät ohjeet ovat kuitenkin käyttökelpoisia myös muissa mitoitustapauksissa kuin maanjäristysmitoituksessa, kun tavoitteena on suunnitella sitkeästi käyttäytyvä ja vaurioita sietävä rakenne.

Eurokoodi 8:n maanjäristysmitoitus perustuu kahteen mitoitustapaukseen; rakenteen sortumattomuusvaatimus NCR (No-Collapse Requirement) edellyttää rakenteen sortumattomuutta voimakkaalle, harvoin esiintyvälle maanjäristykselle ja rakenteiden vaurioitumisen rajoittamisvaatimus DLR (Damage limitation requirement) edellyttää että rakennuksen tulee kestää ilman korjaamattomissa olevia vaurioita maanjäristys, joka esiintyy keskimäärin kerran rakennuksen elinkaaren aikana. Harvoin esiintyvän maanjäristyksen keskimääräinen toistumisaika on 475 vuotta ja vaurioiden rajoittamista vastaava keskimääräinen toistumisaika on 95 vuotta.²⁸

Rakennukset jaetaan neljään tärkeysluokkaan, joiden luokittelu vastaa likimäärin standardissa EN 1990 määriteltyjä seuraamusluokkia. Seuraamusluokan vaikutus otetaan huomioon kertomalla maanjäristyskuorman ominaisarvo A_{ek} seuraamusluokkaa vastaavalla tärkeys kertoimella γ_1 . Tärkeys kertoimelle suositellut arvot vaihtelevat välillä 0,8-1,4.²⁹

Eurokoodi 8 jakaa teräsbetonirakenteet kolmeen sitkeysluokkaan, DCH (Ductility Class High), DCM (Ductility Class Medium) ja DCL (Ductility Class Low). Eurokoodi 2:n vähimmäisvaatimuksien mukaan mitoitettut rakenteet kuuluvat alimpaan luokkaan DCL.³⁰ Korkeammassa sitkeysluokissa rakenneosille asetetaan lisävaatimuksia

²⁸ SFS-EN 1998-1, s.29

²⁹ SFS-EN 1998-1, s.53

³⁰ SFS-EN 1998-1, s.80

raudoituksen ominaisuuksien, raudoituksen yksityiskohtien suunnittelun, poikkileikkauksen geometrian ja käyttöasteen suhteen.

Sitkeysluokalle DCM asetettuja keskeisiä vaatimuksia ovat:

- sallitut teräsluokat ovat B ja C
- betonin vähimmäislujuus on C16/20
- enimmäisarvo vetopuolen raudoitussuhteelle
- suurempi vähimmäisvetoraudoitussuhde verrattuna DCL luokkaan
- puristusteräksiä tulee olla vähintään puolet vetoterästen määrästä
- hakaraudoitus tulee toteuttaa umpihaoilla, jotka ankkuroidaan 135 asteen koukuilla
- hakaraudoituksen suurinta jakoväliä on rajoitettu kriittisillä alueilla

Sitkeysluokalle DCH asetettuja vaatimuksia ovat alemman luokan vaatimuksien lisäksi:

- ainoa sallittu teräsluokka on C
- betonin vähimmäislujuus on C20/25
- terästen ylilujuudelle on asetettu rajoitus, 95 % fraktiilia vastaava lujuus ei saa ylittää ominaislujuutta yli 25 %:lla
- palkeilla tulee olla jatkuva raudoitus, vähintään 2T14 molemmissa pinnoissa ja neljäsosaa yläpinnan suurimmasta teräsmäärästä vastaavan raudoituksen tulee olla jatkuva koko palkin matkalla

3.6 Kiertymiskyvyn vertailu eri standardien välillä

Taulukossa 3-2 on esitetty eri menetelmillä määritettyjä kiertymiskyvyn arvoja.

Kiertymiskyky on määritetty kaksiaukkoiselle jatkuvalla palkille, jonka jännemitat ovat 8 m. Palkin poikkileikkauksen korkeus on 780 mm ja leveys 480 mm. Alapinnan raudoituksena on yhdeksän 25 mm tankoa, yläpinnan raudoituksena kolme 25 mm tankoa ja leikkausraudoituksena 12 mm haat 200 mm jaolla. Kiertymiskyvylle lasketuissa arvoissa on suuria eroja eri menetelmien välillä, suurin kiertymän arvo on yli kuusinkertainen verrattuna pienimpään arvoon. Suurin osa menetelmistä perustuu plastisen nivelen pituuteen ja nämä menetelmät antavat samansuuntaisia tuloksia. Vanhimpia menetelmiä käytettäessä ongelmana on kaavojen määrittelyissä käytetyt teräslaadut, jotka eivät vastaa sitkeysominaisuuksiltaan nykyisin käytettyjä laatuja. Suurimman kiertymän sallii Yhdysvaltojen puolustusministeriön ohje, jonka arvot

perustuvat standardin ASCE 41 vastaaviin arvoihin. Puolustusministeriön ohjeessa ASCE 41:n arvot ovat kerrottu kertoimella 2,5 primäärisille rakenneosille ja kertoimella 2,0 sekundäärisille rakenneosille. Sallituille kiertymille tehtyä korotusta perustellaan palkeille tehtyjen räjähdys- ja törmäyskuormiin perustuvien kuormituskokeiden tuloksilla.³¹

Taulukko 3-2, kiertymiskyvyn vertailu eri lähteiden mukaan (Lähde: Rantala (2013) s. 80)

Teräsbetonipalkin kiertymiskyvyn vertailu tuella ja plastinen taipuma kentässä				
Plastisen nivelen määritelmä / normi	l_{pl} [mm]	θ_{pl} [rad]	θ_{pl} [°]	δ_{pl} [mm]
I.C.E. (1962)	1072	0,01384	0,793	32,4
Corley (1966)	870	0,01122	0,643	26,3
Sawyer (1964)	660	0,00852	0,488	20,0
Mattock (1967)	920	0,01188	0,681	27,8
Paulay ja Priestley (1992)	870	0,01124	0,644	26,3
Panagiotakos ja Fardis (2001)	1246	0,00804	0,461	18,8
Eurokoodi 2 luokka B	1442	0,00976	0,559	22,9
Eurokoodi 2 luokka C	1442	0,01860	1,066	43,6
BY 202	-*	0,03790	2,172	88,8
ASCE 41	-*	0,02100	1,203	49,2
DoD	-*	0,05200	2,979	121,9

* Ei määritelty

³¹ Department of Defence (2009), s. 107

4 Jatkuvan sortuman estäminen vaihtoehtoisella kuormansiirtoreitillä

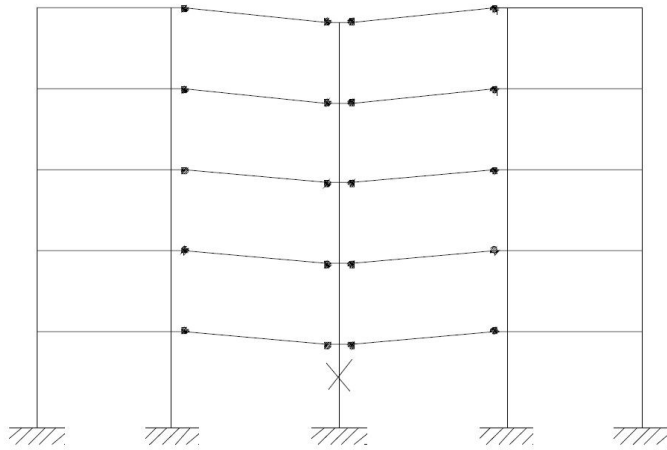
4.1 Vaihtoehtoiset kuormansiirtoreitit

Jotta rakennus voi kestää pystyrakenteen poistamisen sortumatta, pitää pystyrakenteen kantama kuorma johtaa perustusrakenteille vaihtoehtoista reittiä pitkin. Vaihtoehtoisen kuorman siirtymisreitin muodostumiseen vaikuttavat poistettavan pystyrakenteen sijainti sekä rakennejärjestelmän ominaisuudet. Onnettomuustilanteessa rakenteelle voidaan sallia suuret muodonmuutokset, jolloin kuorman kantamiseksi on mahdollista soveltaa yleisemmin käytettyjen menetelmien lisäksi esimerkiksi köysi- tai kalvoteoriaa.

Köysiteoriaa käytettäessä oletetaan että palkki tai laatta tai toisiinsa kiinnitetty palkit ja laatat kantavat kuormaa vedettynä rakenteena, vedon ollessa hallitseva kuormankantomekanismi. Köysirakenne voi syntyä, jos rakenne ei kykene kantamaan kuormaa taivutettuna rakenteena. Köysirakenteen muodostumisen edellytyksenä on riittävä muodonmuutoskyky, vetokapasiteetti sekä ankkurointikapasiteetti. Köysirakenne voi muodostua toisiinsa nivelellisesti kiinnitettyjen elementtien välille tai jatkuvaan rakenteeseen, jonka taivutuskapasiteetti on ylittynyt. Molempiin suuntiin kantavissa laatoissa vastaavaa vedettyä kuormankantomekanismia kutsutaan kalvorakenteeksi. Sekä köysi- että kalvorakenteille on tyypillistä suuret muodonmuutokset ja niiden aiheuttamat merkittävät vauriot.

Eri rakennejärjestelmät mahdollistavat erilaisten kuormankantomekanismien syntymisen. Kuvassa 4-1 esitetyllä mallilla voidaan kuvata kahta erilaista tyypillistä kuormankantomekanismia tilanteessa jossa alimman kerroksen pilari on poistettu. Tyypillisellä elementtirakenteella, jossa yksiaukkoiset palkit on tuettu nivelellisesti konsoleihin, muodostuu rakenteeseen kolminivelinen mekanismi joka kykenee kantamaan kuormaa ainoastaan vedettynä köysirakenteena. Köysirakenne kiertyy kuvaan merkittyjen nivelpisteiden ympäri ja kuormankantamisen edellytyksenä on rakenteen riittävä kapasiteetti syntyville vetovoimille ja vaakakuormien siirtyminen jäykistävien rakenteiden kautta perustuksille. Vaihtoehtoisesti kuvan 4-1 avulla voidaan esittää jatkuvista palkeista koostuvan rakenteen toimintaa, jolloin rakenteeseen voi

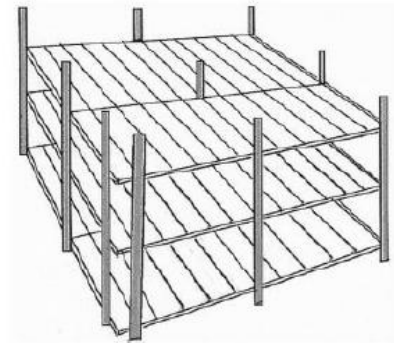
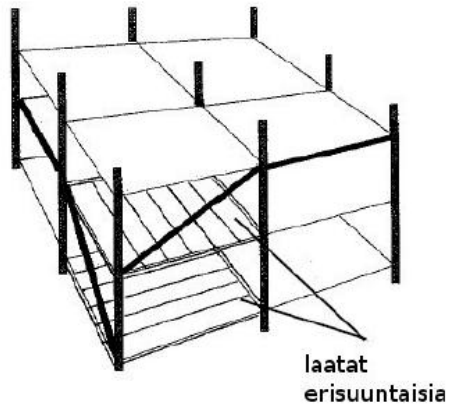
muodostua kuvan mukaiset plastisten nivelten jakauma. Jotta rakenne tässä tapauksessa voisi kantaa kuormaa taivutettuna rakenteena, tulee plastisilla nivelillä olla riittävä kapasiteetti ja kiertymäkyky. Jos plastisten nivelien kiertymäkyky ylitetään, voi jatkuvista palkeista koostuva rakenne kantaa edelleen kuormaa köysirakenteena, jos sen vetokapasiteetti on riittävä. Plastisten nivelien jakautuminen kehärungossa voi olla vaikeasti ennustettavissa, jolloin käyttökelpoinen menetelmä rakenteen toiminnan arvioimiseen on kehärakenteen analysoiminen FEM-mallin avulla. Rakenteiden paikalliseen kapasiteettiin lisäksi molempien rakenteiden sortumattomuuden edellytys on että rakenne säilyttää stabiliteettinsa



Kuva 4-1, plastisten nivelien syntyminen kerrospilarirunkoon (Lähde: Suomen Betoniyhdistys (2012))

Tarkasteltaessa tilannetta jossa kulmapilari vaurioituu, voi vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin muodostuminen tyypillisillä rakenneratkaisuilla olla hankalasti saavutettavissa³². Jatkuvilla palkeilla kuorma voi olla mahdollista kantaa palkkien ja laatastojen toimiessa ulokkeena, mutta tyypillisillä pilariväleillä tätä voidaan pitää epätodennäköisenä, ellei palkin korkeutta kasvateta merkittävästi. Mahdollisia vaihtoehtoisia rakenneratkaisuja kuorman kantamiseksi ovat kahden vierekkäisen pilarin käyttäminen kulmassa tai pilarien ripustus käyttäen apuna jäykistysristikoita. Kuvassa 4-2 on esitetty näiden ratkaisujen periaatteet.

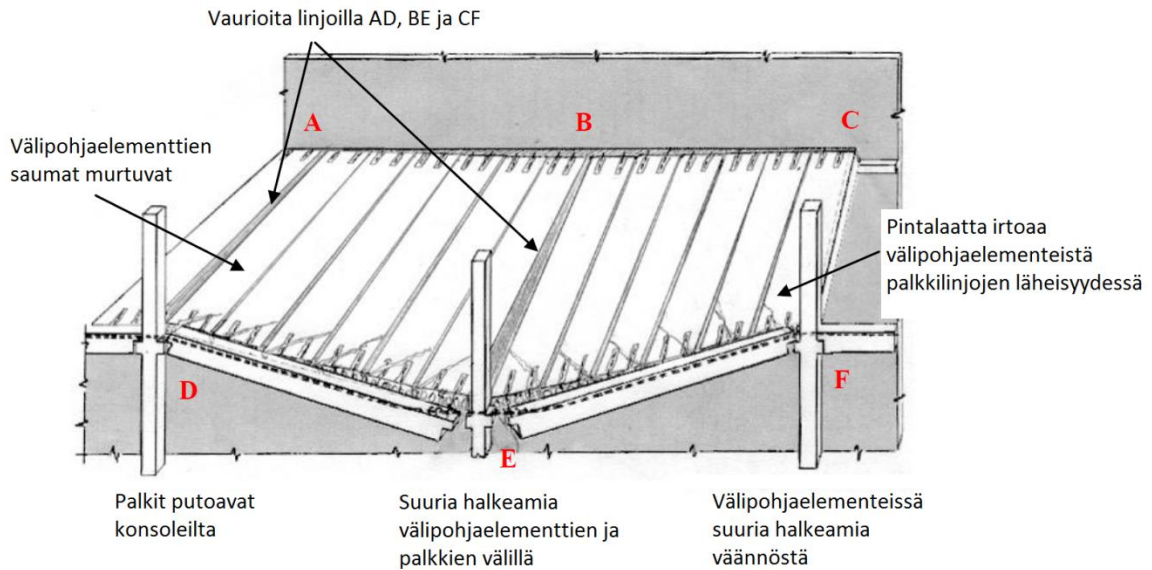
³² Suomen Betoniyhdistys (2012), s. 49



Kuva 4-2, vaihtoehtoisia kuormankantotapoja nurkkapilarin vaurioituessa (Lähde: Suomen betoniyhdistys (2012))

Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti voi muodostua myös välipohjalaataston avulla. Toisiinsa sidotut laattakentät voivat muodostaa palkkien tavoin köysirakenteen joka kantaa kuorman vaurioituneen alueen yli. Molempiin suuntiin kantavana tällaista vedettyä rakennetta kutsutaan kalvorakenteeksi. Laatasto jolla on jäykkyyttä myös heikossa suunnassa voi muodostaa vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin laatan kantosuunnan muuttuessa. Mainitut kuormankantomekanismit vaativat rakenteelta jatkuvuutta, joka elementtirakenteella on vähäistä ilman elementtirakenteen monoliittisuutta parantavaa sidejärjestelmää. Näin ollen elementtilaataston kuormankantokyky poikkeuksellisissa kuormitustilantessa vaatii toimivan sidejärjestelmän. Sidejärjestelmään kuuluvat komponentit on esitetty kuvassa 2-1.

Kuvassa 4-3 on esitetty tyypillisen yksiaukkoisista leukapalkeista, monikerrospilareista ja ontelolaatoista koostuvan elementtirakenteen mahdollinen toimintamalli pilarin vaurioituessa. Rakenteeseen syntyvät vauriot ovat merkittäviä ja hallitsevana kuormankantomekanismina on reunapalkin toimiminen vedettynä köysirakenteena.



Kuva 4-3, elementtirakenteen mahdollinen toimintamalli reunapilarin vaurioituessa (Mukailtu lähteestä: Acker (2013))

4.1.1 Palkkien plastinen toiminta

Rakenteissa jotka muodostuvat jäykistä kehistä plastisten nivelien tulisi muodostua ensimmäiseksi vaakarakenteisiin, sillä pilareihin muodostuvat nivelet voivat johtaa stabiliteetin menetykseen. Jotta voidaan varmistua että plastiset nivelet muodostuvat palkkeihin, tulee pystyrakenteella olla onnettomuustilanteessa suurempi kapasiteetti vaakarakenteeseen verrattuna. Tämä on keskeinen periaate maanjäristysmitoituksessa, näin ollen aiheita käsitteleviä suunnitteluohjeita annetaan esimerkiksi maanjäristysmitoitusta käsittelevässä eurokoodin osassa 8. Eurokoodi 8:n menetelmä plastisten nivelien sijainnin varmistamiseksi perustuu palkkien ja pilareiden taivutuskestävyyksien suhteille määritettyihin vaatimuksiin sekä pilareiden käyttöasteen rajoittamiseen aksiaalisen puristuksen suhteen. Liitokseen liittyvien pilareiden taivutuskestävyyksien summan tulee olla vähintään 1,3ertainen liittyvien palkkien taivutuskestävyyksiin verrattuna³³. Pilareiden taivutuskestävyyden arvo määritetään pienimpänä taivutuskestävyytenä, joka esiintyy kyseissä tilanteissa vaikuttavien aksiaalisten kuormien vaikuttaessa³⁴. Pilareiden käyttöaste aksiaaliselle puristukselle saa olla korkeintaan 65 %³⁵. Käyttöasteen rajoittamisella pyritään varmistamaan että

³³ SFS-EN 1998-1-1, s. 73

³⁴ SFS-EN 1998-1-1, s. 73

³⁵ SFS-EN 1998-1-1, s. 97

poikkileikkauksella on normaalivoiman vaikuttaessa yhteisvaikutuskuvaajan mukainen riittävä taivutuskapasiteetti.

Myös betonirakenteiden suunnittelua käsittelevän standardin ACI 318 maanjäristysmitoitusta käsittelevässä osassa esitetään samat periaatteet. Liitokseen liittyvien pilareiden taivutuskestävyys tulee olla 1,2-kertainen palkkeihin verrattuna³⁶. Aksiaalisen puristuksen käyttöaste huomioidaan materiaalin osavarmuuslukua vastaavan heikennyskerroimen avulla. Puristusmurron tapauksessa heikennyskerroimen arvo on 0,65 käytettäessä tavanomaista hakarautoitusta ja 0,75 käytettäessä spiraalihakoja, taivutusmurrulle heikennyskerroimen arvo on 0,90³⁷. Puristusmurron ja taivutusmurron määrittelyssä käytetään apuna raudoituksen venymää. Pienemmillä venymän arvoilla kuin 0,002 poikkileikkaus luokitellaan puristusmurron hallitsemaksi ja suuremmilla arvoilla kuin 0,005 taivutusmurron hallitsemaksi. Poikkileikkauksen teräsvenymän ollessa välillä 0,002 ja 0,005 heikennyskerroin määritellään lineaarisesti interpoloimalla.

Tarkasteltaessa tilannetta jossa jatkuvalta palkilta poistetaan tuki pilarikuorman vaikuttaessa tuen kohdalla, on pilarin aiheuttaman pistekuorman momentti yhtä suuri poistetun tuen sekä viereisten tukien kohdalla. Tässä tilanteessa symmetrisesti raudoitettussa palkissa plastisten nivelien tulisi muodostua samanaikaisesti kohtaan jossa pilarikuorma vaikuttaa poistetun tuen kohdalla sekä viereisille tuille. Todellisessa tilanteessa palkkiin vaikuttaa myös jakautunut kuorma palkin pituudella ja palkin kapasiteetti ei yleensä ole yhtä suuri positiiviselle ja negatiiviselle taivutusmomentille. Näin ollen plastisten nivelien jakautuminen ei ole aina helposti ennustettavissa, vaan se voi olla tarpeellista määrittää esim. FEM-analyysin avulla.

Jotta rakenteen sortuma voidaan pysäyttää, tulee rakenteen kyetä sitomaan sortumassa vapautuva potentiaalienergia. Plastisten nivelien muodostuessa tapahtuvat plastiset muodonmuutokset sitovat runsaasti energiaa verrattuna elastisiin muodonmuutoksiin ja ovat näin ollen hyödyllisiä sortuman estämisessä. Sortuma voidaan estää, jos sitoutunut energia on suurempi kuin potentiaalienergian muutos.

³⁶ American Concrete Institute (2011), s. 346

³⁷ American Concrete Institute (2011), s. 123

4.1.2 Köysirakenne

Köysirakenne voi syntyä sekä palkkeihin että toisiinsa sidottujen laattakenttien välille. Köysirakenteen syntymisen edellytyksenä on rakenteen ja liitoksien riittävä muodonmuutoskyky ja normaalivoimakestävyys. Köysirakenne muodostuu, kun rakenteeseen on syntynyt kolmi- tai useampinivelinen mekanismi, joka ei kykene kantamaan kuormaa taivutettuna rakenteena, vaan ainoastaan vedettynä rakenteena. Köysirakenteen syntymisen edellytyksiä ovat riittävä ankkurointi tuilla, siteiden riittävä kapasiteetti palkkien tai laattojen välillä sekä jäykistävien rakenteiden riittävä kapasiteetti syntyville vaakakuormille.

Köysirakenteen muodostumista jatkuvaan palkkiin voidaan tutkia kuormituskokeella, jossa palkki kuormitetaan murtokuormaan asti. Seuraavassa esitetään erään jatkuvan palkin toimintaa kuormituskokeessa, jossa kehärakenteen osana toimivaa jatkuvaa palkkia kuormitetaan jännevälin keskellä sijaitsevalla pistekuormalla. Pistekuorma simuloi poistettavan pilarin aiheuttamia rasituksia. Kuormaa kasvatetaan lineaarisesti, jolloin pystytään parhaiten arvioimaan palkin kuormankantomekanismi erisuuruksilla kuormituksilla. Palkin ylä- ja alapinnassa on sama raudoitus, jolloin plastinen rajakuorma on yhtä suuri tuilla kuin kentässä. Jatkuvalla palkilla, jota kuormittaa pistekuorma jännevälin keskellä pistekuorman aiheuttama taivutusmomentti on yhtä suuri kentässä ja tuilla, jolloin palkin plastisoituminen alkaa samanaikaisesti kentässä ja tuilla. Riittävän sitkeyden omaavan palkin toiminta voidaan jakaa kolmeen eri vaiheeseen:³⁸

- 1) Ensimmäisessä vaiheessa palkki käyttäytyy kimmoisasti ja kantaa kuorman taivutuksena, jolloin palkissa esiintyvät normaalivoimat ovat pieniä. Kimmoisan vaiheen lopuksi plastiset nivelet alkavat muodostua samanaikaisesti sekä tuille että kenttään.
- 2) Toisessa vaiheessa kuormituksen lisääntyessä plastisten nivelten kiertymät ja palkin taipuma kasvavat plastisten nivelien taivutusmomentin pysyessä likimain vakiona. Normaalivoima kasvaa ensin puristavana, kunnes taipuman kasvaessa normaalivoima muuttuu vedoksi.

³⁸ Li *et. al.* (2011), s. 2933-2934

- 3) Kolmannessa vaiheessa plastisten nivelten kiertymäkyky ylittyy ja palkki kantaa kuormaa vedettynä köysirakenteena taipuman edelleen kasvaessa. Lopulta palkki murtuu vetokapasiteetin ylittyessä.

Kuvassa 4-4 on esitetty Betoninormikortin 23 mukainen köysimalli, jota voidaan soveltaa sekä palkkeihin, että yhteen suuntaan kantaviin laattoihin. Betoninormikortin mukaan taipumaksi a köysimallin tasapainotilassa voidaan valita $\sim 1/5 \dots 1/4$, missä l on pienempi alkuperäisistä jänneväleistä. Köysirakenteessa vaikuttava normaalivoima voidaan tällöin laskea kaavalla:

$$N = \frac{Ql}{2a} = \frac{ql^2}{2a} = 2 \dots 2,5ql \quad (4-1)$$

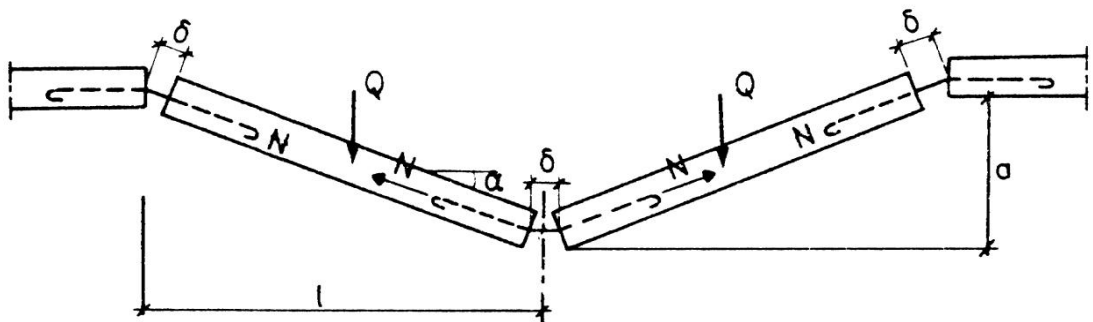
jossa

Q on jännevälin keskellä vaikuttava pistekuorma

q on jännevälillä vaikuttava tasainen kuorma

l on jänteen pituus

a on taipuma tasapainotilassa



Kuva 4-4, köysimalli (Lähde: Suomen Betoniyhdistys (2012))

Elliot (2002) esittää köysivoiman kaavat tasaiselle kuormalle sekä pistekuormalle joka vaikuttaa poistetun rakenteen kohdalla.³⁹ Rakenteen kriittiseksi taipumaksi esitetään $a \approx 0,2l$ joka on lähellä betoninormikortissa esitettyä arvoa taipumalle tasapainotilassa. Tasaisesti jakautuneelle kuormalle köysirakenteessa vaikuttava normaalivoima on:

$$N = 2ql \left(\frac{0,208l}{a} + \frac{0,25a}{l} \right) \quad (4-2)$$

Rakenteelle, jossa vaikuttaa yläpuolisen rakenteen pistekuorma jännevälin keskellä, köysirakenteessa vaikuttava normaalivoima on

$$N = 0,5P \sqrt{\left(\frac{l}{a}\right)^2 + 1} \quad (4-3)$$

jossa P on pistekuorma jännevälin keskellä

Elementtirakenteilla köysirakenteen toimivuuden varmistamiseksi on tärkeää riittävän vetovoimakapasiteetin lisäksi varmistua rakenteen muodonmuutoskyvystä sekä ankkuroinnista tuilla. Käytettäessä Suomessa tyypillisiä elementtirakenteisia ratkaisuja, voivat köysirakenteen muodostumiseen vaadittavat edellytykset kuitenkin olla vaikeita täyttää. Ongelmallisia kohtia ovat sideraudoituksen kapasiteetin riittävyys sekä ankkurointi tuilla, joilla terästen riittävän ankkurointipituus on vaikeata saavuttaa.

Laskettaessa edellä esitetyt köysimalliin perustuvat vaatimukset saumaraudoitukselle ja verrattaessa niitä eurokoodin EN 1991-1-7 kansallisen liitteen vaatimuksiin, voidaan havaita että saumaraudoitukselle esitetyt vaatimukset vaikuttavat riittämättömiltä. Alemmissa seuraamusluokissa 1-2b vetokapasiteetti on pienimillään vain noin kuudesosa teoreettisen köysimallin mukaan lasketusta arvosta. Seuraamusluokassa 3a erot köysimallin vaatimuksiin ovat pienempiä, mutta tällöinkin eurokoodin vaatimusten mukainen kapasiteetti on vain noin puolet köysimallin mukaisesta kuormasta.

³⁹ Elliot (2002), s. 358

Köysimalli ei tosin huomioi sidejärjestelmän kolmiulotteisuutta, mikä voi lisätä rakenteen kapasiteettia. Ontelolaattojen saumaraudoituksen ankkurointi voi olla ongelma, jos laatta tuetaan ulkoseinälinjalla sisäkuorielementin päälle, jolloin tankojen ankkurointipituus on erittäin pieni. Tällöin voi olla tarpeen käyttää kaksileikkeistä harjaterästankoa tai tiheämpää ankkurointiväliä kuin ontelolaattojen saumaväli.⁴⁰

Myös muissa lähteissä on kritisoitu köysimalliin perustuvan sidevoimamenetelmän toimivuutta jatkuvan sortuman hallinnassa. Izzuddin⁴¹ kritisoi muodonmuutoskyvyn huomioimatta jättämistä nykyisissä menetelmissä. Li⁴² mainitsee ongelmiksi, ettei sidevoimamenetelmä huomioi kuormien todellista jakautumista eikä dynaamisia vaikutuksia.

4.1.3 Laatastun hyödyntäminen

Jatkuvan sortuman hallinnassa on mahdollista hyödyntää myös laatastun taivutuskapasiteettia (laattavaikutus) tai vetokapasiteettia (levyvaikutus). Jatkuvan sortuman tapauksessa voidaan sallia suuret muodonmuutokset, jolloin käytettäviä teorioita ovat myötöviiva- ja kalvoteoria. Laatastun huomioimisella mitoituksessa voidaan saavuttaa taloudellisempia suunnitteluratkaisuja⁴³. Lisäksi Eurokoodiin perustuvassa suunnittelussa, jossa sallitaan rakenteen paikallinen sortuminen, voidaan hyödyntää laatastun syntyviä paikallisia sortumamekanismeja.

Elementtirakenteisessa rakennuksessa tyypillisesti välipohjarakenteena käytettyjen ontelolaattojen käyttäminen jatkuvan sortuman estämisessä on ongelmallista niiden ollessa yhteen suuntaan kantavia. Sidejärjestelmän yhtenä tarkoituksena on parantaa laatastun toimintaa levymäisenä rakenteena, mutta tämän laskennallinen todentaminen voi olla hankalaa. Jos ontelolaatastun päällä käytetään raudoitettua pintavalua, voidaan sen vaikutus huomioida jatkuvan sortuman estämisessä yhdessä muiden rakenteiden kanssa tai mitoittaa pintalaatta kantamaan vauriosta aiheutunut kuorma⁴⁴. Pintalaatan paksuuden kasvattaminen on kuitenkin ongelmallista rakenteen omapainon, korkeuden ja kustannuksien kasvaessa. Pintalaattaa käytettäessä on tärkeää varmistua hyvästä

⁴⁰ Mikkola (2012), s. 82

⁴¹ Izzuddin (2010)

⁴² Li *et. al.* (2011)

⁴³ Khalil (2011), s. 3

⁴⁴ Peltonen *et. al.* (2013), s. 149

tartunnasta ontelolaatan ja pintavalun välillä, jotta rakenne voi toimia suunnitellulla tavalla.

Kuorilaattarakenne, jossa 100-150 mm paksun esijännitetyn laattaelementin päälle valetaan 100-200 mm pintalaatta, antaa enemmän mahdollisuuksia pintalaatan mitoitukselle verrattuna ontelolaatan päälle valettuun ohuempaan laattaan. Yhdistettynä kuorilaattarakenteilla tyypillisesti käytettäviin lyhyempiin jänneväleihin, antaa tämän tyyppinen rakenne paremmat edellytykset laataston hyödyntämiseen sortuman rajoittamisessa.

4.3 Elementtiliitosten kapasiteetti ja sitkeys

Tyypillisessä elementtirakenteessa muodonmuutokset keskittyvät liitosten alueella, jolloin elementtirakenteen sitkeä toiminta onnettomuustilanteessa edellyttää liitosten sitkeää toimintaa⁴⁵. Tunnetuissa elementtirakenteiden sortumatapauksissa liitosten toiminta on ollut usein määräävä tekijä sortuman kannalta⁴⁶. Jatkuvan sortuman estämisen kannalta liitoksilta toivottavia ominaisuuksia ovat suuri muodonmuutos- ja energiansitomiskyky. Murtumismekanismien tulisi olla sitkeä, vältettäviä murtumismekanismia ovat leikkausmurtuminen, terästen ankkurointimurto sekä puristusterästen nurjahduksen aiheuttama murto⁴⁷. Näin ollen liitosten muodonmuutosten tulisi keskittyä teräsosiin, joilla tulee olla riittävä muodonmuutoskyky.

Useat jatkuvaa sortumaa koskevat suunnitteluohjeet perustuvat paikallavalettujen rakenteiden käyttöön, joissa jatkuvuus ja plastinen toiminta on verrattain helppoa saavuttaa raudoituksen yksityiskohtien oikealla suunnittelulla. Jatkuvien rakenteiden etuna on, että plastisoitumisen avulla voidaan sitoa suuri osa sortumassa vapautuvasta energiasta. Useimmissa betonielementteihin perustuvissa runkoratkaisuissa palkit ovat kuitenkin yksiaukkoisia ja päistään nivelellisesti tuettuja, jolloin kyky energian sitomiseen on pieni. Näiden ohjeiden soveltaminen elementtirunkoiseen rakenteeseen

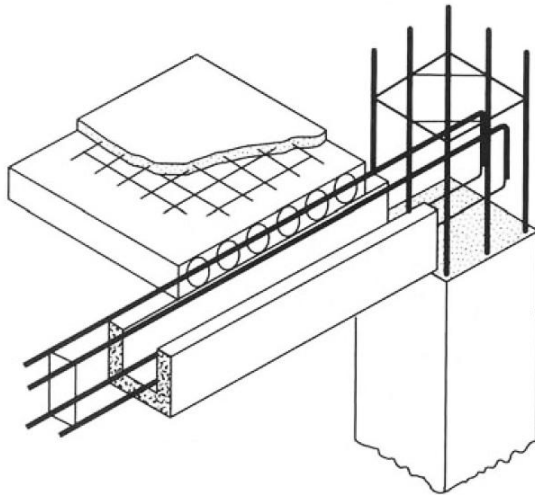
⁴⁵ Elliot (1996), s. 510

⁴⁶ Albertsson *et. al.*, s. 4.25

⁴⁷ Elliot (1996), s. 512

vaatiikin rakenteilta ainakin osittaista jatkuvuutta, jotta plastisten nivelien muodostuminen on mahdollista.

Rakenteen jatkuvuus ja sitkeä toiminta ovat toivottavia ominaisuuksia suunniteltaessa maanjäristyksen kestäviä rakenteita. Elementtirakenteiden jatkuvuutta ja sitkeyttä parantavia ratkaisuja onkin kehitetty ensisijaisesti maanjäristysmitoituksen näkökulmasta. Maanjäristysalueille kehitetyt elementtiratkaisut kuitenkin poikkeavat tyypillisistä Suomessa ja Pohjois-Euroopassa käytetyistä ratkaisuista. Näille ratkaisuille on tyypillistä liitosalueiden toteuttaminen paikallavalettuina rakenteina. Tämän tyypillisillä rakenteilla saavutetaan hyvin monoliittinen rakenne, joka toimii paikallavaletun rakenteen tavoin⁴⁸. Esimerkki tällaisesta elementtirakenteesta on esitetty kuvassa 4-5. Tämän tyypillisillä ratkaisuilla kuitenkin menetetään monia elementtirakentamisen etuja, kun rakennuspaikalla tehtävän työn määrä lisääntyy.



Kuva 4-5, maanjäristysalueelle kehitetty elementtirakenne (Lähde: fib (2003), s. 113)

4.3.1 Liitosratkaisut

Elementtirakenteen liitokset on mahdollista luokitella joko niiden toteutustavan tai rakenteellisen toiminnan mukaan. Jaoteltaessa liitos toteutustavan mukaan, voidaan liitokset jakaa jälkivalettuihin liitoksiin ("wet joint") ja liitoksiin joissa ei tarvita jälkivalua ("dry joint"). Jälkivaletuissa liitoksissa raudoitustangot jatketaan joko

⁴⁸ fib (2003)

limittämällä, hitsaamalla tai käyttämällä mekaanisia jatkoksia. Jälkivalettuja liitoksia käytettäessä saavutetaan usein ainakin osittainen jatkuvuus. Liitoksissa, joissa ei käytetä jälkivalua, liitoksen toiminta perustuu yleensä mekaanisten kiinnikkeiden tai hitsausliitosten käyttöön. Tällaisille liitoksille on tyypillistä niveellinen toiminta, jännitysten keskittyminen pienille alueille ja hauraat murtumismekanismit.⁴⁹

Luokiteltaessa elementtirakenteen liitos toimintatavan mukaan voidaan liitokset jakaa monoliittisiin ja nivelellisiin. Monoliittista liitosta käytettäessä pyritään jäljittelemään paikallavaletun liitoksen toimintaa, jolloin liitosta liittyviin rakenneosiin voidaan pitää jäykkänä. Nivelelliset liitokset ovat heikompia kuin niihin liittyvät elementit jolloin kiertymä keskittyy liitoksen alueelle.⁵⁰

Monoliittiset liitokset voidaan jakaa edelleen lujiin, sitkeydeltään rajoitettuihin liitoksiin, sekä sitkeisiin liitoksiin. Lujissa, mutta sitkeydeltään rajoitetuissa liitoksissa liitos suunnitellaan liittyviä osia lujemmaksi, jolloin plastiset muodonmuutokset eivät tapahdu liitoksen alueella. Sitkeissä liitoksissa pyritään liitos suunnittelemaan niin, että plastisen nivelen muodostuminen liitoksen alueelle ja siihen liittyviin elementteihin on mahdollista. Myös nivelelliset liitokset voidaan jaotella niiden sitkeyden perusteella. Rajoitetun sitkeyden omaavat liitokset ovat usein mekaanisin kiinnikkein tai hitsaamalla toteutettuja liitoksia, joita ei jälkivaleta. Sitkeälle nivelelliselle liitokselle on tyypillistä muodonmuutoksen keskittyminen liitoksen alueelle. Tämän tyyppinen liitos on mahdollista toteuttaa esimerkiksi jälkijännittämällä liitos.⁵¹

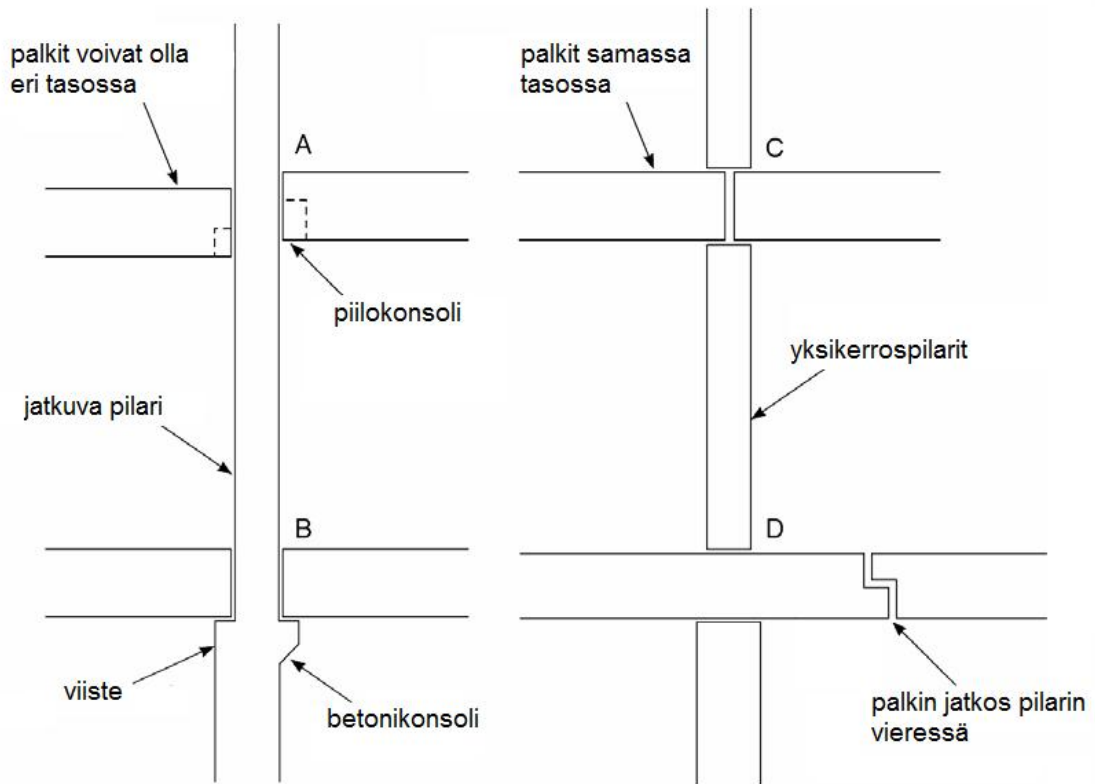
Kehärunkoinen betonielementtirakenteinen runko voidaan toteuttaa käyttäen joko yksi- tai monikerrospilareita. Monikerrospilareita käytettäessä palkit tuetaan käyttäen erilaisia konsolirakenteita. Yksikerrospilarien tapauksessa palkit voivat olla jatkuvia tai yksiaukkoisia ja ne voidaan jatkaa joko pilareiden kohdalla tai niiden vieressä. Kuvassa 4-6 esitetään tyypillisiä ratkaisuja liitosten toteuttamiseen. Monikerrospilarien tapauksessa palkki voidaan tukea pilariin kyljessä olevaan ulkoiseen konsoliin tai käyttää niin sanottua piilokonsolia, jossa palkki kiinnitetään pilarissa sijaitsevaan

⁴⁹ Sauter (1984)

⁵⁰ fib (2003), s. 41

⁵¹ fib (2003), s. 41

liitososaan liitoksen jäädessä pois näkyvistä. Piilokonsolin etuna tilansäästön ja esteettisten tekijöiden lisäksi on pilarin raudoitustyön pienempi määrä.



Kuva 4-6, elementtirakenteen liitosten toteutusvaihtoehtoja (Mukailtu lähteestä fib (2008))

Jatkuvan sortuman hallinnan kannalta liitokselta toivottavia ominaisuuksia ovat kyky kantaa palkin suuntaisia normaalivoimia, kyky sitoa energiaa plastisten muodonmuutosten avulla sekä riittävä muodonmuutoskyky. Tyypillinen tapa yksiaukkoisen jännebetonipalkin tukemiseen on palkin tukeminen betonikonsolin päälle. Tämän tyyppinen liitos pääsee kiertymään lähes vapaasti, jolloin rakennetta analysoitaessa liitoksen toimintaa voidaan pitää täysin nivelellisenä. Näin ollen liitos ei myöskään kykene sitomaan energiaa plastisen muodonmuutosten avulla. Piilokonsolit perustuvat valmistajakohtaisiin ratkaisuihin. Yhteistä näille on pilariin ja palkkiin asennettavat tehdasvalmisteiset liitososat, nivelellinen toiminta sekä rajallinen kestävyys vääntörasituksien suhteen. Piilokonsolien mitoitus perustuu valmistajakohtaisten kestävyysarvojen käyttämiseen, yleensä valmistajat ilmoittavat konsolin kestävyuden leikkausvoimalle, vääntömomentille sekä normaalivoimalle. Valmistajat eivät yleensä ilmoita arvoja liitosten ominaiskestävyyksille eivätkä

sallituille kiertymille, näistä ei myöskään ole saatavilla julkista tutkimustietoa. Näin ollen piilokonsoleilla toteutettavien liitosten mitoitus onnettomuustilanteen kuormille on ongelmallista. Sideraudoituksella voidaan lisätä liitoksen kapasiteettia onnettomuustilanteen kuormille, mutta ilman varmuutta piilokonsolin toiminnasta suurien muodonmuutosten tapahduttua, ei liitoksen toiminnasta onnettomuustilanteessa voida saada varmuutta.

Käytettäessä kerrospilareita, pilarijatkos toteutetaan sijoittamalla liitokseen palkkien läpi tulevat pultit, joilla saadaan kapasiteettia myös palkin normaalivoimia vastaan. Kerrospilarien käyttö mahdollistaa jatkuvien palkkien käyttämisen, jolloin palkkielementtien välille mahdollisesti tarvittavat liitokset sijoitetaan pilarien ulkopuolelle. Yksiaukkoisilla palkeilla palkkien välinen jatkos voidaan sijoittaa pilarin kohdalle, tällöin palkit eivät pääse kiertymään vapaasti ja tuelle muodostuu tukimomentti. Tukimomentin suuruus riippuu pilarin pystykuormasta sekä pintojen välisestä kitkakertoimesta, eikä sitä näin ollen tule hyödyntää palkkien mitoituksessa. Sen sijaan palkin yläpinta ja pilarin alapää tulee raudoittaa kestävämmän suurimman tukimomentin vaikutukset.

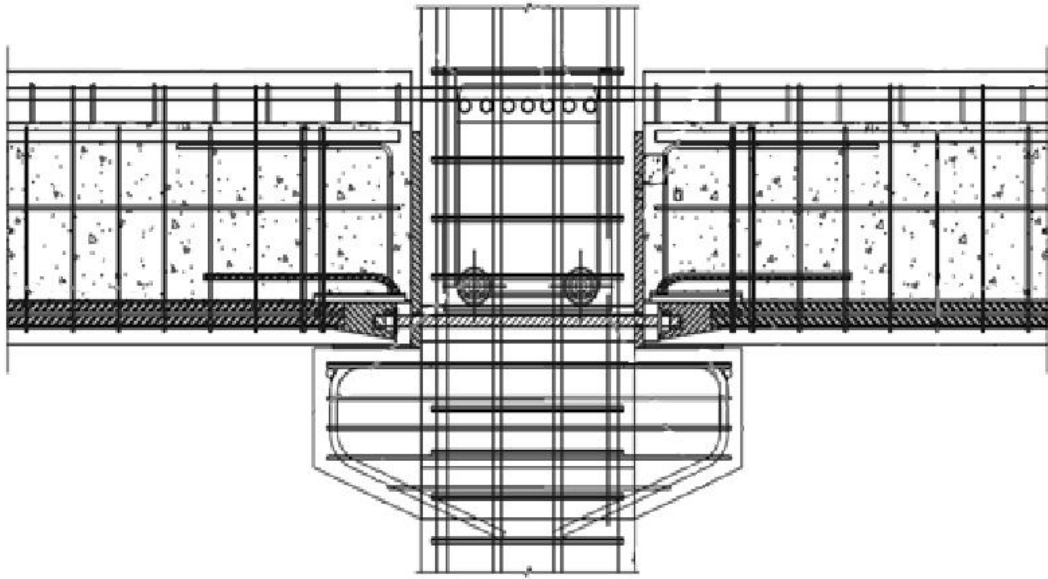
4.3.2 Liitosten jatkuvuuden parantaminen

Betonielementtien liitosten taivutuskapasiteetti perustuu muiden betonirakenteiden tavoin liitokseen puristus- ja vetovoimista syntyvien voimaparien hyödyntämiseen. Puristusvoimat elementtien välillä voidaan yleensä välittää betonin puristuksena, vetovoimien välittämiseen voidaan käyttää harjaterästankoja tai muita teräsoasia.

Tarkasteltaessa yksiaukkoisista palkeista koostuvan rakennejärjestelmän toimintaa jatkuvan sortuman tapauksessa, jossa palkkien tulisi kantaa kuormaa poistetun pilarin yli, voi muuttuneeseen rakennesysteemiin syntyä sekä positiivinen (poistetun pilarin kohdalla), että negatiivinen taivutusmomentti (viereisten pilarien kohdalla). Näin ollen liitoksilla olisi hyödyllistä olla vetokapasiteettia sekä ylä- että alapinnassa, jotta sortumaa vastustavien taivutusmomenttien ja plastisten nivelten syntyminen olisi mahdollista.

Tyypillisen palkkien välisen liitoksen, jossa liitos toteutetaan pilarin kohdalla, palkin alapinnan jatkuva raudoitus on kuitenkin vaikeaa toteuttaa, eikä siitä ole hyötyä muissa mitoitusilanteissa. Yläpinnan raudoituksen jatkuvuus on sen sijaan helpompaa toteuttaa ja raudoituksen kapasiteettia on mahdollista hyödyntää myös muissa mitoitusilanteissa.

Betonikonsoleihin tukeutuvilla yksiaukkoisilla palkeilla yksi keino jatkuvuuden lisäämiseen on palkkien yläpintaan sijoitettavan raudoituksen vieminen pilarin läpi. Käytettäessä liittorakenteista palkkia, jossa palkin yläosa toimii yhdessä paikallavalun kanssa, voidaan yläpinnan teräkset sijoittaa palkin leikkausraudoituksen sisäpuolelle ja viedä pilarin läpi joko pilariin tehtyjen reikien kautta tai liittää pilariin valmiiksi asennettuihin mekaanisiin raudoitusjatkoksiin. Alapinnan raudoituksen jatkuvuuden kannalta ongelman muodostavat betonikonsoolin ja palkin väliin jäävä pieni tila, sekä raudoituksen vieminen pilarin läpi. Mahdollinen ratkaisu alapinnan raudoituksen jatkuvuuden saavuttamiseen on mekaanisten jatkosten käyttö. Kuvassa 4-7 on esitetty palkkien välinen liitosratkaisu, joka on jatkuva sekä negatiivisille että positiivisille taivutusmomenteille. Yläpinnan teräkset on jatkettu liittämällä ne pilariin asennettuun harjateräkseen, jonka molemmissa päissä on kierremuhviliitos. Alapinnan terästen jatkuvuus on saavutettu asentamalla palkkien päihin pilarikengät ja liittämällä nämä toisiinsa kierretangon avulla. Liitostyypillä voidaan saavuttaa hyvä jatkuvuus, mutta ratkaisun huonoina puolina voidaan pitää liitososien verrattain suurta määrää, tästä aiheutuvia lisäkustannuksia sekä mekaanisten liitosten vaatimia tiukkoja sijaintitoleransseja. Lisäksi palkkiin asennettavat liitososat rajoittavat jänteiden sijoittelua esijännitetyissä palkeissa.



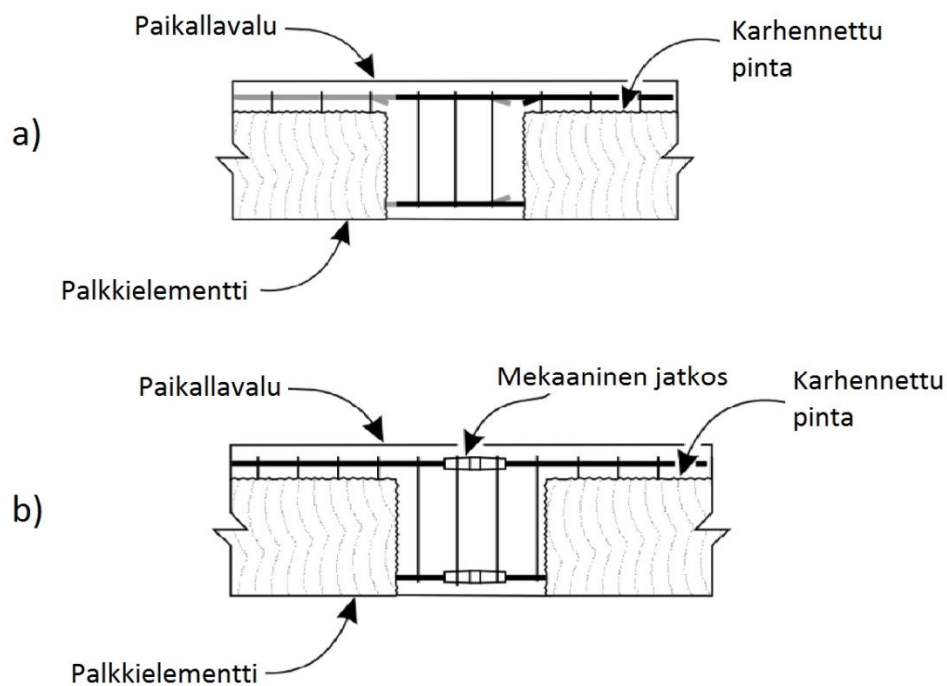
Kuva 4-7, palkkien jäykkä liitos pilarikenkien avulla (Lähde: Peikko (2009), s.17)

Useissa tapauksissa helpoin tapa jatkuvan raudoituksen saavuttamiseksi olisi sijoittaa raudoitus laatan saumaan ja kiertää näin pilari. Tällä järjestelyllä suoritettujen kuormituskokeiden tulokset kuitenkin osoittavat, että tällä tavoin sijoitettu teräs ei toimi tehokkaasti, vaan teräksessä vaikuttava jännitys on vain 25 % teräksen myötölujuudesta⁵².

Yksikerrospilareihin perustuva järjestelmä mahdollistaa jatkuvien palkkien käyttämisen ja antaa näin paremmat edellytykset rakenteellisen jatkuvuuden saavuttamiseen. Käytettäessä jatkuvia elementtipalkkeja voidaan minimoida tarvittavien palkkiliitosten määrä. Palkkien välisiltä liitoksilta ei voida kuitenkaan aina välttyä, palkkien painon ja kuljetuspituuden aiheuttamien rajoitusten takia. Jatkuvien palkkien liitokset toteutetaan tavanomaisesti jännevälillä 0,2 pisteissä, joissa taivutusmomentti on tavanomaisissa kuormitustilanteissa lähellä nollaa. Tällöin liitoksen jäykkyydelle ja taivutuskapasiteetille ei tarvitse asettaa suuria vaatimuksia. Jatkuvan sortuman tapauksessa momenttijakauma voi kuitenkin poiketa muista mitoitusilanteista, jolloin suuri kapasiteetti ja hyvät muodonmuutosominaisuudet ovat toivottuja ominaisuuksia liitoksen toiminnan kannalta.

⁵² Elliott *et al.* (1998), s. 42-46

Jatkettaessa palkki jännevälän vapaalla osalla voidaan jatkuvuudeltaan hyvä liitos toteuttaa paikallavalettuna. Raudoitus voidaan jatkaa esimerkiksi käyttämällä tavallista limijatkosta, hitsattua limijatkosta tai mekaanisia jatkososa. Kuvassa 4-8 on esitetty periaate limijatkoksilla sekä mekaanisilla jatkososilla toteutetusta liitoksesta. Paikallavaletun liitoksen ongelmana on sen toteuttamiseen vaadittava työmäärä sekä asennustyötä hidastava vaikutus. Paikallavaletulla liitoksella tulee olla riittävä lujuus ennen välipohjajaelementtien asennusta, mikä voi viivyttää välipohjajaelementtien asennusta tai asettaa suuria vaatimuksia palkkien asennusaikaiselle tuennalle.

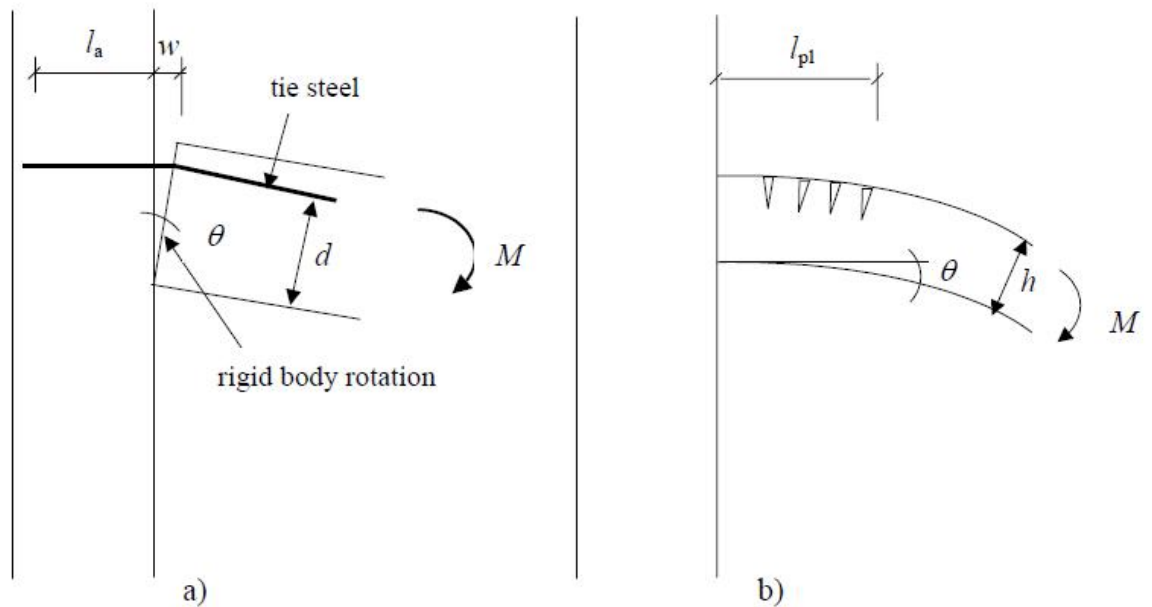


Kuva 4-8, palkin liitos kentässä (Mukailtu lähteestä: fib (2003), s. 120-123)

4.3.3 Liitosten kapasiteetin laskenta

Elementtirakenteen momenttia välittävät liitokset on mahdollista jaotella toimintatavaltaan kahteen tyyppiin. Kuvassa 4-9 a-kohdan liitoksen taivutuskapasiteetti on pieni verrattuna liittyvien rakenneosien kapasiteettiin, jolloin muodonmuutokset keskittyvät raudoitukseen sauman alueelle, ja liitoksen toiminta määräytyy liitoksen raudoituksen ominaisuuksien perusteella. Kuvan 4-9 b-kohdan tapauksessa liitos on

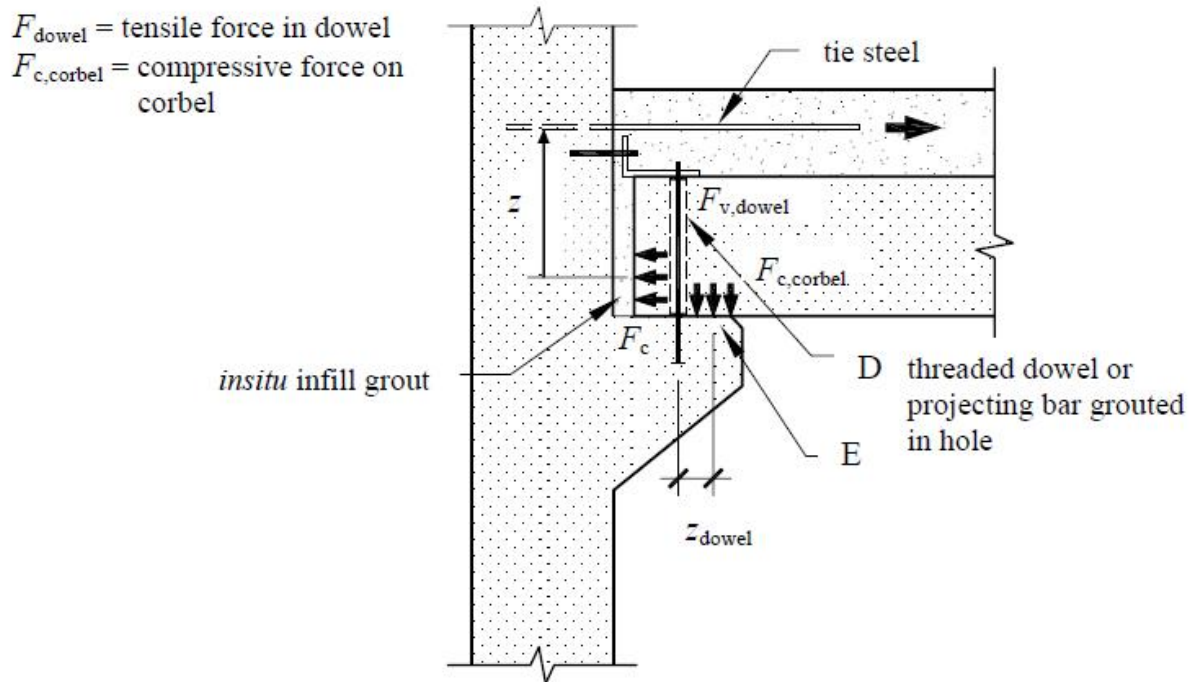
likimain tasavahva siihen liittyvien rakenteiden kanssa, jolloin muodonmuutokset tapahtuvat laajemmalla alueella.⁵³



Kuva 4-9, taivutusmomenttia välittävien elementtiliitosten toimintatavat (Lähde: fib (2008))

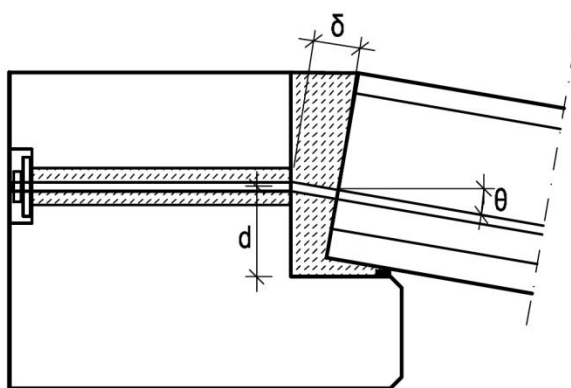
Kuvassa 4-10 esitetään betonikonsoliin tuetun palkin ja pilarin välisen liitoksen toiminta negatiiviselle taivutusmomentille kun sideteräkset on sijoitettu palkin päällä olevaan paikallavaluun ja ankkuroitu pilariin. Sideteräksen voimasta ja betonin puristuksesta syntyvän voimaparin lisäksi liitoksessa vaikuttaa liitoksessa sijaitsevan tappin vedon ja konsolin betonissa sijaitsevan puristuksen muodostama voimapari. Tämän voimaparin tuoma lisäkapasiteetti voidaan käyttää hyväksi, jos tappi on ankkuroitu riittävän hyvin, mutta sen tuoma kapasiteetti on pieni verrattuna sideteräksen muodostamaan kapasiteettiin, koska momenttivarsi on hyvin pieni. Liitoksen kapasiteetti lasketaan tavallisen betonipoikkileikkauksen tapaan. Betonin puristuslujuutena käytetään jälkivaletun betonin lujuutta. Tarkasteltaessa liitoksen kapasiteettia positiivisille taivutusmomenteille, muodostuu liitoksen vetokapasiteetti konsolin tappin leikkauskapasiteetista. Ongelmana tämän kapasiteetin hyödyntämisessä jatkuvan sortuman hallinnassa on, ettei tappiliitoksella ole riittävää sitkeyttä eikä muodonmuutoskykyä. Näin ollen jatkuvuus positiivisille taivutusmomenteille on syytä muodostaa muilla tavoin.

⁵³ fib (2008), s. 287



Kuva 4-10, betonikonsoliliitoksen taivutuskapasiteetti (Lähde: fib (2008))

Saumaltaan heikkoa liitosta ei usein ole suunniteltu välittämään taivutusmomenttia. Tällainen liitos on esimerkiksi liitos jolla ontelolaatta liitetään reunapalkkiin. Liitoksen kapasiteetti määräytyy tällöin raudoituksen lujuuden, muodonmuutoskyvyn tai ankkuroinnin perusteella. Seuraavassa käsitellään tämän tyyppisen liitoksen kapasiteetin laskentaa jatkuvan sortuman tapauksessa, jolloin muodonmuutokset ovat suuria. Tarkastelu suoritetaan lähteen (Albertsson et al. (1982)) esitetystä mukailten.



Kuva 4-11, esimerkki heikkosaumaisesta elementtiliitoksesta

Kuvassa 4-11 esitetyn elementtiliitoksen kapasiteettia voidaan arvioida kaavalla

$$M = N(\delta)0,95z \quad (4-4)$$

jossa

$$\delta = 2d \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \cong d\theta \text{ on raudoituksen venymä}$$

d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus

$$z \cong d \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \text{ on sisäinen momenttivarsi}$$

Tyypillisillä elementtiliitoksilla raudoituspinta-alat ovat pieniä, jolloin myös puristuspuunnan korkeus jää pieneksi. Kaavassa (4-4) pienennetään sisäistä momenttivartta kertoimella 0,95, jolla huomioidaan raudoitustangon taipuman vaikutuksesta pienentynyt momenttivarsi. Kun asetetaan raudoituksessa vaikuttava voima N vastaamaan raudoituksen kestävyyttä $f_u A_s$ saadaan liitoksen momenttikestävydeksi

$$M_u = f_u A_s d 0,95 \cos\left(\frac{\theta_u}{2}\right) \quad (4-5)$$

Kestävyyttä arvioitaessa tulee tarkistaa raudoituksen muodonmuutoskyky.

Raudoituksen voidaan olettaa venyvän sauman alueella, sekä pituudella 2ϕ elementin alueella, jossa ϕ on raudoitustangon halkaisija. Raudoitukselle sallittu venymä riippuu käytettävästä jännitys-venymäyhteyden mallista. Käytettäessä myötölujittuvaa materiaalimallia, on venymä rajattu arvoon ε_{ud} . Sallittu venymä riippuu teräksen sitkeysluokasta, sitkeysluokan B teräkselle voidaan EN 1992-1-1 mukaan käyttää arvoa

$$\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_k = 0,9 * 5 \% = 4,5 \%. \quad (4-6)$$

Eurokoodin kansallisessa liitteessä venymä ε_{ud} on rajoitettu arvoon 1 % kaikissa sitkeysluokissa. Käytettäessä jännitys-venymäyhteyden mallia, jossa teräsännityksen oletetaan pysyvän vakiona, ei muodonmuutoksen suuruutta eurokoodin mukaan tarvitse

rajoittaa.⁵⁴ Tällöin voidaan suurimpana venymänä käyttää betoniteräksen ominaisvenymän arvoa ε_{uk} . Jos oletetaan teräsvenymän tapahtuvan saumassa jonka leveys on b ja elementissä pituudella 2ϕ , saadaan raudoitukselle sallituksi venymäksi myötölujittuvan mallin mukaan

$$\delta_{ud} \leq \varepsilon_{ud}(4\phi + b) \quad (4-7)$$

jossa

$\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk}$ on muodonmuutoksen suurin sallittu arvo

ϕ on raudoitustangon halkaisija

b on sauman leveys

Edelleen voidaan sallitulle kulmanmuutokselle johtaa raudoituksen venymän ja kulmanmuutoksen yhteyden perusteella suurin sallittu arvo

$$\theta_{ud} \leq \frac{\delta_{ud}}{d} \quad (4-8)$$

jossa

δ_{ud} on raudoituksen sallittu venymä

d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus

Tuettaessa palkki betonikonsolin päälle, sijoitetaan liitokseen yleensä palkin läpi menevä tappi. Tappin tarkoituksena on estää palkin putoaminen tuelta, tappin kapasiteettia ei tule hyödyntää sidevoimien laskennassa, koska liitoksella ei ole riittävää sitkeyttä. Liitoksen kapasiteetti voidaan laskea kaavan (4-9) ja kuvan 4-12 avulla.

⁵⁴ SFS-EN 1992-1-1 NA, s. 4

$$V_u = \frac{1,2\phi^2\sqrt{f_{ck}f_{yk}}}{\gamma_{c.acc}}, \min \left\{ \begin{array}{l} 0,25ac f_{ctm} \\ f_{yk}A_{sh} \end{array} \right. \quad (4-9)$$

jossa

ϕ on pultin halkaisija

f_{ck} on elementin betonin ominaislujuus

f_{yk} on tapin teräksen ominaislujuus

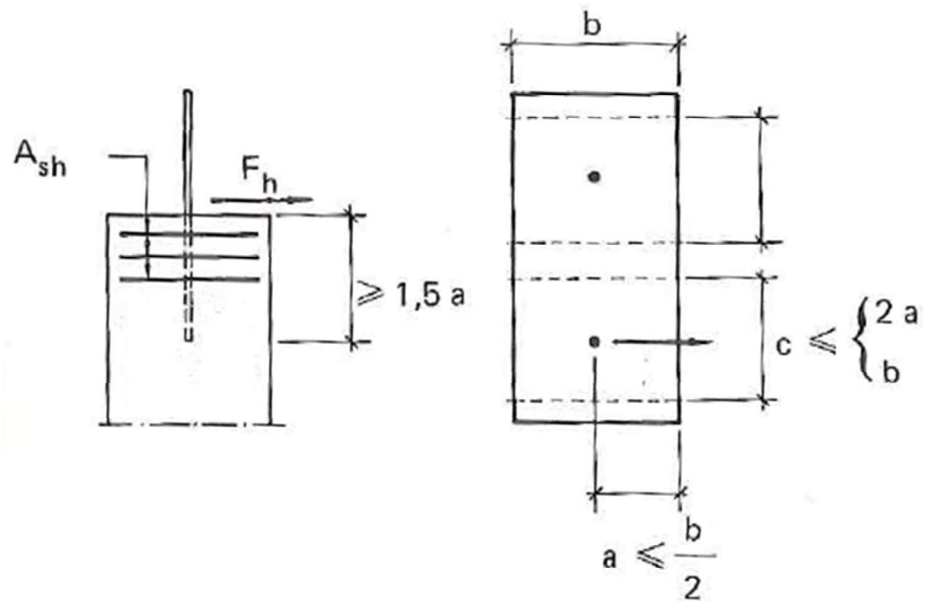
$\gamma_{c.acc} = 1,2$ on betonin osavarmuusluku onnettomuustilanteessa

a on tapin etäisyys konsolin reunasta (kuva 4-12)

c on kuvan 4-12 mukainen mitta

f_{ctm} on betonin vetolujuus

A_{sh} on konsolin yläpään halkeiluraudoituksen pinta-ala



Kuva 4-12, pulttiliitoksen leikkauskapasiteetin mitoitusuureet (Lähde: Suomen Betoniyhdistys (1989))

4.4 Suunnitteluohjeet vaihtoehtoisten rakennesysteemien käyttöön jatkuvan sortuman estämisessä

Eurokoodissa esitetään vaihtoehtoisen rakennesysteemin menetelmä vaihtoehtona jatkuvan sortuman hallintaan, mutta analyysin suorittamiseen ei anneta tarkempaa ohjeistusta. Vaihtoehtoisen rakennesysteemin analysointi vaatii suunnittelijalta dynaamisten vaikutusten huomioimista ja rakenteen suunnittelu taloudellisesti vaihtoehtoiselle rakennesysteemille edellyttää yleensä rakenteen plastisen kapasiteetin hyödyntämistä. Rakenteen todellisen käyttäytymisen mallintamiseen olisi näin ollen luonnollisinta valita tarkastelumalli jossa dynaaminen kuormitus ja materiaalin epälineaarisuus on huomioitu mahdollisimman todenmukaisesti. Suunnittelussa yleisesti käytettävät ja suunnittelijoiden parhaiten hallitsemat analyysimenetelmät ovat kuitenkin staattisia ja rakenteita tarkastellaan useimmiten lineaarisen kimmoteorian mukaisesti. Analyysien yksinkertaistamiseksi onkin kehitetty menetelmiä joilla voidaan arvioida rakenneosan poistamisen vaikutuksia ilman dynaamista analyysia tai epälineaarista materiaalmallia.

Kuormituksen tyyppien ja materiaalimallin yhdistelmistä voidaan muodostaa neljä erilaista analyysimenetelmää:

- staattinen lineaarinen analyysi
- staattinen epälineaarinen analyysi
- dynaaminen lineaarinen analyysi
- dynaaminen epälineaarinen analyysi

Dynaaminen kuormitus ja materiaalin epälineaarisuus asettavat vaatimuksia analyysiin käytettävälle FEM-ohjelmistolle ja lisäävät laskentamallin luomiseen käytettävää aikaa.⁵⁵ Kehittyneet FEM-ohjelmistot mahdollistavat sekä plastisuusteorian mukaisen että dynaamisen analyysin.

Staattinen lineaarinen analyysi on yksinkertainen suorittaa. Siinä kuorman dynaamiset vaikutukset arvioidaan suurennuskertoimen avulla ja materiaalimalli perustuu lineaariseen kimmoteoriaan. Materiaalin epälineaarisuus on mahdollista ottaa huomioon mallintamalla plastinen nivel kohtiin, joissa poikkileikkauksen kestävyys ylittyy, mutta tämä menettely on työläs erityisesti suuremmissa rakennemalleissa, eikä välttämättä anna oikeaa kuvaa rakenteen toiminnasta kuormitusten jakautuessa uudelleen.⁵⁶

Staattisen epälineaarisen analyysin materiaalimallissa otetaan huomioon materiaalin epälineaarinen käyttäytyminen, jolloin rakenteeseen voi muodostua plastisia niveliä. Analyysimenetelmän käyttö edellyttää poikkileikkausten ominaisuuksien määrittelyä käytettävässä ohjelmistossa. Kehittyneissä FEM-ohjelmistoissa tämä on mahdollista tehdä määrittämällä betonin ja raudoituksen ominaisuudet sekä geometria, tai syöttämällä poikkileikkauksen plastista käyttäytymistä kuvaavat suureet ohjelmaan. Dynaamisten menetelmien käyttö voi vaatia käyttäjältä rakenneseosan poistamista vastaavan dynaamisen kuormituksen ominaisuuksien määrittelyn lisäksi mm. omien kuormitusyhdistelmien luomista.

Kirjoittamisen hetkellä yksityiskohtaisimmat ohjeet vaihtoehtoisen rakennesysteemiin perustuvan menetelmän käytöstä ovat USA:n puolustusministeriön (Department of

⁵⁵ Marjanishvili et al. 2006, s. 365-368

⁵⁶ General Service Administration (2003), s. 40

Defence, DoD) ohjeistus ”Unified Facilities Criteria (UFC), Design of Buildings to Resist Progressive Collapse” vuodelta 2009 sekä USA:n liittovaltion rakennuksista vastaavan viraston General Services Administrationin (GSA) ohjeistus ”Progressive Collapse Guidelines” vuodelta 2003. Nämä ohjeet koskevat kyseisten virastojen alaisia hankkeita, mutta muun ohjeistuksen puuttuessa ne ovat usein sovellettuja ohjeita jatkuvan sortuman analyysiin.

4.4.1 Yhdysvaltojen puolustusministeriön ohje

Yhdysvaltojen puolustusministeriön ohje on tällä hetkellä yksityiskohtaisin suunnitteluohje jatkuvan sortuman estämiseksi. Se on kehitetty alun perin vastaamaan terrori-iskujen aiheuttamiin uhkiin, mutta sen periaatteet ovat uhista riippumattomia ja vastaavat suurelta osin Eurokoodin vastaavia periaatteita. Samalla tavoin kuin Eurokoodissa, rakennukset jaetaan eri luokkiin käyttötarkoituksen ja käyttäjämäärän mukaisesti. Rakennuksen luokan perusteella määritellään jatkuvan sortuman estämiseen käytettävä menetelmä. Käytettävät menetelmät, sidemenetelmä, vaihtoehtoisen rakennesysteemin käyttö ja rakenteiden paikallinen vahvistaminen, vastaavat Eurokoodissa esitettyjä menetelmiä. Eurokoodista poiketen vaihtoehtoisen rakennesysteemin käyttöön esitetään yksityiskohtaisempi ohjeistus. Käsiteltävät analyysimenetelmät ovat staattinen lineaarinen, staattinen epälineaarinen ja dynaaminen epälineaarinen analyysi. Analyysissa huomioidaan eri materiaaleille asetetut vaatimukset sitkeyden suhteen ja esitetään epälineaarisisessa analyysissa sallitut suurimmat kiertymän arvot.

4.4.2 General Service Administrationin ohje

USA:n liittovaltion rakennusten suunnittelua koskevan ohje ”Progressive Collapse Guidelines” käsittelee uusien rakennuksien suunnittelua jatkuvan sortuman varalle, sekä olemassa olevien rakennuksien analysointia jatkuvan sortuman suhteen. Ohjeen viimeisin versio on vuodelta 2003, päivitetty versio on kirjoittamisen aikana tekeillä.

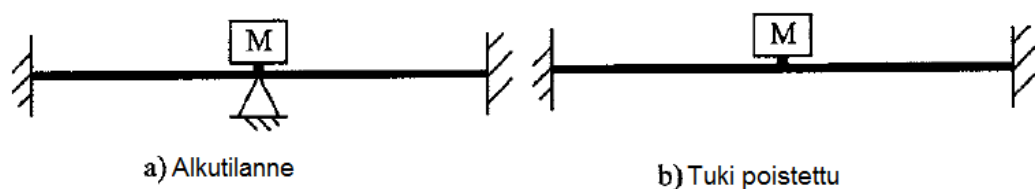
Kuten useissa muissakin ohjeissa ja standardeissa, jatkuvan sortuman estämiseksi vaadittava menettely riippuu rakennuksen ominaisuuksista ja käyttötarkoituksesta. GSA:n ohjeen luokittelu on yksityiskohtaisempi kuin muissa ohjeissa ja ottaa huomioon myös käytetyn rakennejärjestelmän sekä rakenteen yksityiskohdat, kuten rakenteiden

jatkuvuuden ja käytetyt liitosratkaisut.⁵⁷ Ohjeessa esitetään analyysimenetelmät vaihtoehtoisen rakennesysteemin käyttöön. Käytettävät menetelmät ovat tyypiltään staattinen lineaarinen, staattinen epälineaarinen, dynaaminen lineaarinen ja dynaaminen epälineaarinen analyysi. Lineaarisia menetelmiä suositellaan käytettäväksi ainoastaan matalissa- tai keskikorkeissa rakennuksissa, tai jatkuvan sortuman esiintymistodennäköisyyden karkeaan arviointiin, sillä niillä ei voi arvioida luotettavasti kokonaisen rakenteen käyttäytymistä.^{58,59} Ohjeessa ei esitetä erillisiä vaatimuksia sidevoimille, eikä pystyrakenteiden paikalliselle kestävyydelle, vaan niille käytetään rakennusta koskevan suunnittelunormin vaatimuksia.

4.5 Dynaaminen suurennuskerroin

Jatkuvan sortuman analyysia voidaan yksinkertaistaa arvioimalla rakenneosan poistamisen dynaamisia vaikutuksia suurennuskertoimella, jolla korotetaan staattisten kuormien arvoa. Yhdysvaltojen puolustusministeriön ohjeessa jatkuvan sortumisen estämiseen vuodelta 2005 sekä GSA:n ohjeessa dynaamisen suurennuskertoimen arvo staattisille analyysimenetelmille on 2,0. Tämä kertoimen arvo on teoreettinen maksimi, olettaen että materiaali toimii täysin lineaarisesti.⁶⁰

Suurennuskertoimen arvo 2 voidaan perustella yksinkertaisen energiatasapainoon perustuvan tarkastelun avulla. Kuvassa 4-13 on esitetty päistään jäykästi tuettu palkki, joka on alkutilanteessa tuettu jännevälillä keskeltä ja jota rasittaa massa M aiheuttama pistekuorma keskellä palkkia. Tuki poistetaan äkillisesti, jolloin pistekuorma alkaa vaikuttaa jännevälillä keskellä.



Kuva 4-13, rakennemalli dynaamisten vaikutusten arviointiin (Mukailtu lähteestä: Dusenderry (2006))

⁵⁷ General Service Administration (2003), s. 20-28

⁵⁸ General Service Administration (2003), s.5

⁵⁹ General Service Administration (2003), s.7

⁶⁰ Stevens, D. et al. (2011), s. 877

Seuraavassa esitetään tarkastelu, jolla perustellaan dynaamisen suurennuskertoimen arvon 2 käyttäminen analysoitaessa jatkuvaa sortumaa suoran suunnittelustrategian mukaisella menettelyllä, jossa rakenteesta poistetaan rakenneosia ja todennetaan vaihtoehtoisen kuormankantomekanismien syntyminen. Tarkastelu suoritetaan lähdeettä Dusenderry (2006) mukaillen.

Merkitään

δ	rakenteen taipuma
m	rakenteen massa
g	putoamiskiiktyvyys
F	palkista massaan kohdistuva voima
E_p	potentiaalienergia
E_k	liike-energia
E_s	muodonmuutosenergia

Poistettaessa tuki, taipumasta seuraa potentiaalienergian muutos

$$\Delta E_p = mg\delta \quad (4-10)$$

Muodonmuutosenergian muutos elastiselle systeemille on voimamuodonmuutoskuvaajan alapuolinen pinta-ala

$$\Delta E_s = \frac{1}{2}F\delta \quad (4-11)$$

Putoavan massan liike-energia on

$$\Delta E_k = \Delta E_p - \Delta E_s = \delta\left(mg - \frac{1}{2}F\right) \quad (4-12)$$

Asetetaan liike-energia nolaksi, jolloin saadaan ehto putoamisliikettä vastustavalle voimalle F

$$F = 2mg \quad (4-13)$$

Rakenteen säilyessä elastisena, putoamisliikettä vastustava voima on kaksinkertainen putoavaan massaan verrattuna. Näin ollen rakenteen tuen äkillisen poiston vaikutuksia rakenteeseen voidaan tutkia staattisesti suurennuskertoimella, jonka maksimiarvo on 2,0.

Jatkuvan sortuman tapauksessa rakenteissa tapahtuu pysyviä muodonmuutoksia, jolloin lineaarisen kimmoteorian mukainen suurennuskerroin 2,0 on varmalla puolella oleva arvio dynaamisten kuormien vaikutuksesta. GSA:n ohje vuodelta 2003 ja DoD:n ohje vuodelta 2005 määrittelevät käytettäväksi arvoksi 2,0, mutta DoD:n päivitetyssä ohjeessa vuodelta 2009 kertoimen arvo on määritelty uudelleen epälineaarille materiaalimalleille. Uuden kertoimen määrittely perustuu erityyppisille rakennuksille eri kuormitustilanteissa tehtyihin FEM-analyyseihin.⁶¹ Teräsbetoniselle kehärakenteelle suurennuskertoimen arvo on

$$\Omega_N = 1,04 + 0,45 / (\min\left(\frac{\theta_{pra}}{\theta_y}\right) + 0,48) \quad (4-22)$$

jossa

θ_{pra} on sallittu plastinen kiertymä

θ_y on kiertymä jolla rakenneosia myötää

Kerrointa määritettäessä rakenneosien sallitun kiertymän ja myötökiertymän suhde θ_{pra}/θ_y määritetään kaikille rakenneosille lukuun ottamatta pilareita alueella, jolla vaikuttaa dynaamisilla vaikutuksilla korotettu kuorma. Määritetyistä suhteista käytetään pienintä arvoa. Sallitulle plastiselle kiertymälle käytetään taulukon 3-1 arvoa. Myötökiertymien määrittämisessä käytetään taulukon 4-1 mukaisia jäykkyyksiä.

⁶¹ Department of Defence (2009), s. 103

Taulukko 4-1, rakenneosien jäykkyydet määritettäessä myötökiertymää (Lähde: American Society of Civil Engineers (2007))

Rakenneosa	Taivutusjäykkyys	Leikkausjäykkyys	Aksiaalinen jäykkyys
Palkit (esijännittämättömät)	$0,5E_cI_c$	$0,4E_cA_w$	-
Palkit (esijännitettyt)	E_cI_c	$0,4E_cA_w$	-
Pilarit ($N_{ed,g} \geq 0,5A_c f_c$)	$0,7E_cI_c$	$0,4E_cA_w$	E_cA_c
Pilarit ($N_{ed,g} \leq 0,3A_c f_c$)	$0,5E_cI_c$	$0,4E_cA_w$	E_sA_s
Seinät (halkeilemattomat)	$0,8E_cI_c$	$0,4E_cA_w$	E_cA_c
Seinät (halkeilleet)	$0,5E_cI_c$	$0,4E_cA_w$	E_cA_c

Uutta suurennuskertoimen määrittelyä on kuitenkin arvosteltu, sillä kertoimen määrittelyn mukaan suurennuskertoimen arvo pienenee monotonisesti sitkeyden parantuessa. Poikkileikkauksen käyttäytyessä ideaaliplastisesti kertoimen määrittely on pätevä, mutta jos rakenneosassa esiintyy köysivaikutuksia tai rakenne toimii puristettuna holvikaarena, ei oletus kertoimen pienentymisestä ole pätevä. Näiden vaikutusten esiintyessä voi kertoimen määrittely johtaa epävarmalla puolella oleviin tuloksiin.⁶²

4.6 Lineaarinen staattinen analyysi

General Service Administrationin (GSA) ohjeessa ”Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines” esitetään menetelmä rakenteiden analysointiin staattisella analyysimenetelmällä käyttäen lineaarista materiaalimallia. Menetelmästä todetaan, ettei se ole kykenevä ennustamaan tarkasti rakenteen todellista käyttäytymistä, mutta menetelmää voidaan käyttää jatkuvan sortuman todennäköisyyden arviointiin⁶³.

GSA:n ohjeessa rakennukset jaetaan rakennejärjestelmän mukaan ”tyypillisiin” ja ”epätyypillisiin”. ”Tyypillisellä” rakennuksella tarkoitetaan rakennetta, joka on säännöllinen ja pystyrakenteiltaan jatkuva. Rakennus tulisi luokitella ”epätyypilliseksi” jos sillä on seuraavia ominaisuuksia: eri rakennejärjestelmistä koostuva rakennus, epäjatkuvat pystyrakenteet, vaihtelevat jännevälit, erityisen suuret jännevälit, epäsäännöllinen pohjaratkaisu tai tiheä pilarijako. Jaottelu vaikuttaa mm. edellytettuihin

⁶² Izzuddin (2010), s. 563

⁶³ General Service Administration (2003), s.7

tarkasteluihin analysoitaessa pystyrakenteen poistamista sekä liitoksille ja rakenneosille arvioituihin ylilujuuksiin.⁶⁴

”Tyypillisille” rakennukselle tutkitaan ulkoseinälinjoilla pilarin poistaminen ensimmäisen maanpäällisen kerroksen nurkassa sekä pitkän ja lyhyen sivun keskellä. Rakennuksen sisäisistä pilareista tutkitaan alimman kerroksen lähimpänä kulmapilaria sijaitsevan pilarin poistaminen. ”Epätyypillisillä” rakennuksilla suunnittelijan tulee määrittää tarkastelun kannalta kriittiset tapaukset.⁶⁵

Linearisessa analyysissä rakenteella oletetaan olevan plastista kapasiteettia, joka huomioidaan sallimalla rakenneosille ja liitoksille suuremmat voimat kuin niiden lineaarisella kimmoteoriolla määritetty kestävyys. Sallittu kuorma määritetään vaikuttavan voiman ja kestävyuden suhteella (Demand -Capacity Ratio, DCR). Tämä menettely perustuu maanjäristysmitoitukseen käytettävissä standardeissa FEMA 273 ”Seismic Rehabilitation Guidelines” ja FEMA 356 ”Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings” esitettyihin arvoihin. Suhteen arvo määritetään kaavalla:⁶⁶

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \quad (4-23)$$

jossa

Q_{UD} on vaikuttava voima (momentti, normaalivoima, leikkausvoima tai voimien yhdistelmä) murtorajatilassa

Q_{CE} on kestävyuden ominaisarvo

Suhteelle sallitut arvot rajoitetaan rakennuksen tyyppin mukaan, teräsbetonirakenteelle sallitut arvot ovat

⁶⁴ General Service Administration (2003), s.36-37

⁶⁵ General Service Administration (2003), s.34-37

⁶⁶ General Service Administration (2003), s.39

$DCR \leq 2,0$ ”Tyypillisille” rakennuksille

$DCR \leq 1,5$ ”Epätyypillisille” rakennuksille

Rakennus voidaan jakaa ”tyypillisiin” ja ”epätyypillisiin” osiin rakennuksen eri osissa käytetyn rakennejärjestelmän mukaisesti ja käyttää sallittuja arvoja tämän jaottelun mukaisesti.

GSA:n ohje esittää viisivaiheisen menettelyn analyysin suorittamiseksi. Seuraavassa esitellään menettely vaihe vaiheelta.

Vaihe 1

Rakennemallista poistetaan pystyrakenne ja mallia kuormitetaan kuormitusyhdistelmällä⁶⁷

$$2 * (Omapaino + 0,25 * Määräävä muuttuva kuorma)$$

Vaihe 2

Määritetään liitokset joissa sallittu DCR arvo ylitetään leikkausvoiman vaikutuksesta. Liittyvä rakenneosa poistetaan mallista ja siihen liittyvät kuormat jaetaan viereisille rakenteille. Jos DCR arvot taivutusmomentille ylittyvät rakenneosan päissä ja keskellä, syntyy mekanismi jonka ei oleteta kantavan kuormaa. Mekanismiin liittyvä rakenneosa poistetaan mallista ja siihen liittyvät kuormat jaetaan viereisille rakenteille.

Vaihe 3

Liitoksille ja rakenneosille, joissa DCR arvo ylittyy taivutusmomentin vaikutuksesta, mallinnetaan nivel joko liitokseen tai rakenneosan päähän. Nivel mallinnetaan pienen etäisyyden päähän rakenneosien (yleensä pilari ja palkki) risteyskohdasta, tämän etäisyyden tulee olla alle puolet myötävään rakenneosan poikkileikkauksen korkeudesta.

Vaihe 4

⁶⁷ General Service Administration (2003), s.36

Mallinnettuihin niveliin kohdissa joissa taivutuskestävyys ylittyy, lisätään taivutuskestävyyden ominaisarvoa M_{ce} vastaavat vastakkaissuuntaiset momentit nivelen molemmille puolille. Momenttien suunnan tulee vastata vaiheessa 1 määritettyjen momenttien vaikutusta.

Vaihe 5

Vaiheet 1-4 toistetaan kunnes DCR arvot eivät ylitä rakennemallin missään kohdassa. Jos sallitut DCR arvot ylittyvät sallitun sortuma-alueen ulkopuolella, jatkuvan sortuman mahdollisuutta pidetään suurena.

Menetelmässä on useita puutteita rakenteen tarkan käyttäytymisen ennustamisen kannalta ja näin ollen GSA:n ohje suosittelee kehittyneempiä, epälineaarisia menetelmiä rakenteiden tarkempaan analysointiin.⁶⁸ Plastiselle kapasiteetille käytetty, vain rakennejärjestelmän ominaisuuksista riippuva määrittäminen ei huomioi millään tavalla poikkileikkauksen ominaisuuksia tai jännitysjakautumaa, joista plastinen kapasiteetti on todellisuudessa riippuvainen. Vaikuttavan voiman ja kestävyuden suhteelle määritettävä DCR-arvo olettaa saman plastisen kapasiteetin niin taivutukselle ja vedolle, kuin leikkausvoimalle ja puristavalle normaalivoimalle, vaikka poikkileikkauksella ei ole näitä vastaavaa plastista muodonmuutoskykyä. Myös eri analyysimenetelmien välillä suoritettavat vertailut osoittavat että menetelmällä ei saavuteta johdonmukaisia tuloksia muihin analyysimenetelmiin verrattuna ja että tulokset voivat olla epävarmalla puolella⁶⁹.

Puolustusministeriön ohje lineaariseen staattiseen analyysiin on yksityiskohtaisempi ja huomioi tarkemmin poikkileikkauksen ominaisuuksien ja murtumistavan vaikutukset. Laskentamalli tarkastetaan kahdelle kuormitusyhdistelmälle, ensimmäisellä yhdistelmällä tarkastetaan sitkeästi käyttäytyvien rakenneosien kestävyys ja toisella hauraiden rakenneosien kestävyys. Luokittelu sitkeän ja hauraan käyttäytymisen välillä tehdään kuvassa 3-4 esitettyjen voima-muodonmuutoskuvaajien perusteella. Poikkileikkaus luokitellaan sitkeäksi jos sillä on tyypin 1 tai 2 mukainen voima-muodonmuutoskuvaaja ja $e \geq 2g$. Poikkileikkaus luokitellaan hauraaksi, jos sillä on

⁶⁸ General Service Administration (2003), s.7

⁶⁹ Marjanishvili (2006), s. 374

tyypin 1 mukainen voima-muodonmuutoskuvaaja, jolle $e < 2g$ tai voima-muodonmuutoskuvaaja on tyypin 3 mukainen. Sitkeiden rakenteiden plastista kapasiteettia arvioidaan korottamalla kestävyyttä korotuskertoimella, betonipalkeille käytettävät korotuskertoimet on määritelty taulukossa 4-2. Taulukossa esiintyvät parametrit on määritetty kappaleessa 3.4.

Taulukko 4-2, teräsbetonipalkin kestävyuden korotuskerroin lineaarisessa jatkuvan sortuman analyysissä (Mukailtu lähteestä Department of Defence (2009), s. 62)

Hallitseva murtotapa			Korotuskerroin m	
			Rakennesosan tyyppi	
			Primäärinen	Sekundäärinen
i. Taivutusmurto				
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Hakaraudoitus	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$		
$\leq 0,0$	C	≤ 3	16	19
$\leq 0,0$	C	≥ 6	9	9
$\geq 0,5$	C	≤ 3	9	9
$\geq 0,5$	C	≥ 6	6	7
$\leq 0,0$	NC	≤ 3	9	9
$\leq 0,0$	NC	≥ 6	6	7
$\geq 0,5$	NC	≤ 3	6	7
$\geq 0,5$	NC	≥ 6	4	5
ii. Leikkausmurto				
Leikkaushakojen jako $\leq d/2$			1,5	3
Leikkaushakojen jako $> d/2$			1,5	2
iii. Riittämättömän jatkos- tai tartuntapituuden aiheuttama murto kentässä				
Leikkaushakojen jako $\leq d/2$			1,5	3
Leikkaushakojen jako $> d/2$			1,5	2
iv. Riittämättömän tartunnan aiheuttama murto liitoksessa pilariin				
			2	3

4.7 Epälineaarinen staattinen analyysi

Epälineaarisisessa staattisessa analyysissä käytetään rakennemallia, jossa rakenteiden plastinen käyttäytyminen on mallinnettu ja dynaamiset vaikutukset arvioidaan

kertomalla staattiset kuormat dynaamisella suurennuskertoimella. Verrattuna lineaariseen analyysiin pystytään epälineaarilla analyysillä tarkemmin arvioimaan rakenteen todellinen käyttäytyminen ja hyödyntämään paremmin rakenteen plastinen kapasiteetti. Epälineaarille menetelmille ei myöskään yleensä aseteta vaatimuksia rakennejärjestelmän ominaisuuksien, kuten säännöllisyyden suhteen.⁷⁰

Yhdysvaltojen puolustusministeriön ohjeessa annetaan ohjeistus epälineaarisen staattisen analyysin suorittamiseen. Ohjeessa määritellään mm. mallinnuksessa käytettävät parametrit ja kuormitusyhdistelmät. Seuraavassa käsitellään ohjeen keskeiset vaatimukset epälineaariseen staattiseen analyysiin liittyen.

Todellisen rakenteen rakenneosat jaetaan mallinnettaessa primäärisiin ja sekundäärisiin. Primääriseksi rakenneosaksi luokitellaan rakenneosa joka pystyrakenteen poiston tapauksessa toimii sortumista vastustavalla tavalla. Sekundäärinen rakenne on kantava rakenne jonka ei oleteta vastustavan sortumaa, tällainen rakenne voi olla esimerkiksi sekundäärinen palkki, joka on päistään nivelellisesti kiinnitetty. Jos saman palkin päiden kiertymälle määritetään kiinnitysaste, ja palkki näin ollen vastustaa sortumista, tulee palkki määritellä primääriseksi rakenneosaksi.⁷¹

Analyysissä käytettävän rakennemallin tulee olla kolmiulotteinen. Sekundäärisiksi luokiteltujen rakenneosien sisällyttäminen malliin on valinnaista, mutta mallinnetut sekundääriset rakenneosat tulee tarkistaa niiden muodonmuutoskyvyn suhteen. Rakenneosien voima-muodonmuutos ominaisuudet tulee mallintaa tarkasti ja liitosten lujuus sekä muodonmuutoskyky tulee huomioida mallissa. Jos liitosten kestävyys tai muodonmuutoskyky on huonompi kuin liittyvien rakenneosien, tai jos liitoksen joustavuus aiheuttaa yli 10 % muutoksen liitosvoimissa tai muodonmuutoksissa, tulee liitos mallintaa erikseen. Jos korkeaan rakennukseen liittyy kolmikerroksinen tai matalampi osa, voidaan se jättää mallintamatta jos osan poisjättämisellä ei ole negatiivista vaikutusta korkeamman osan kestävyYTEEN.⁷²

⁷⁰ Department of Defence (2009), s. 49

⁷¹ Department of Defence (2009), s. 30

⁷² Department of Defence (2009), s. 49-50

Käytettävät kuormitusyhdistelmät määritellään erikseen alueille, joille pystyrakenteen poistamisen oletetaan aiheuttavan dynaamisia vaikutuksia sekä alueille joille poistamisella ei arvioida olevan merkittäviä dynaamisia vaikutuksia. Alueet joilla vaikuttaa dynaamisella suurennuskertoimella korotettu kuorma on esitetty kuvassa 4-15.

Dynaamisten kuormien vaikutusalueella käytetään kuormitusyhdistelmää

$$G_N = \Omega_N(1,2D + \max(0,5L, 0,2S)) \quad (4-24)$$

jossa

Ω_N on dynaaminen suurennuskerroin, määritetty kappaleessa 4.5.

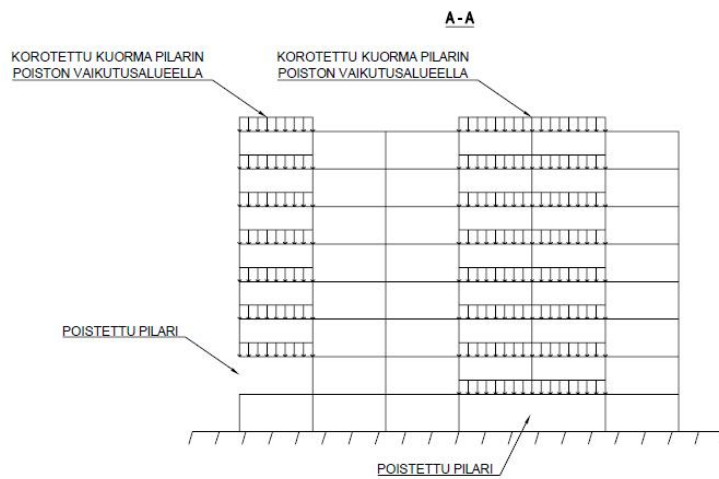
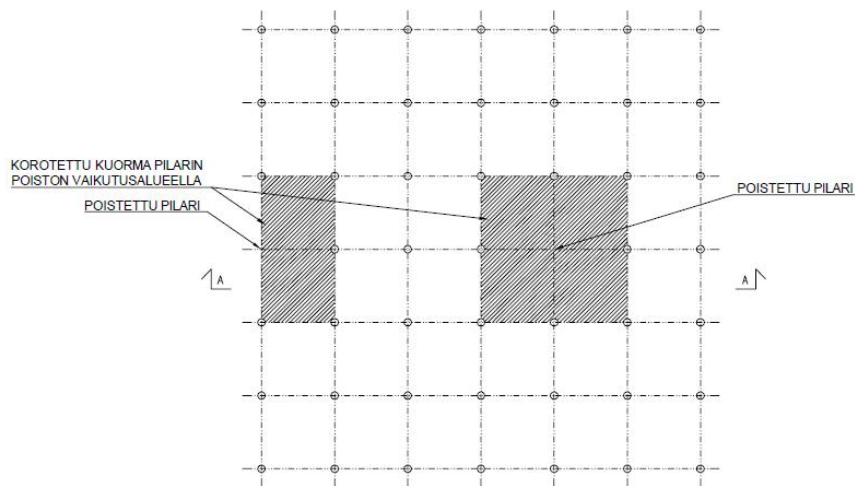
D on pysyvien kuormien ominaisarvo

L on muuttuvien kuormien ominaisarvo (ei kuitenkaan lumikuorma)

S on lumikuorman ominaisarvo

Alueilla joilla ei arvioida olevan dynaamisia vaikutuksia, käytetään kuormitusyhdistelmää

$$G = 1,2D + \max(0,5L, 0,2S) \quad (4-25)$$



Kuva 4-15, dynaamisten kuormien oletettu vaikutusalue staattisessa analyysissä (Mukailtu lähteestä: Department of Defence (2009), s. 46)

4.8 Dynaaminen epälineaarinen analyysi

Jatkuva sortuma on ilmiönä monimutkainen ja dynaaminen, mikä puoltaa kehittyneiden ja dynaamisten menetelmien käyttöä sen analysoinnissa.⁷³ Dynaamisen epälineaarisen analyysin suurimpana etuna on sen antama realistinen kuva rakenteen todellisesta käyttäytymisestä, lisäksi vältetään dynaamisen suurennuskertoimen määrittämiseltä. Dynaaminen epälineaarinen analyysi on kuitenkin menetelmänä työläs ja vaatii tekijältään osaamista dynaamisen analyysin suorittamiseen sekä tulosten tulkitsemiseen.

⁷³ Peltonen et. al. (2013) s. 151

Lisäksi dynaamisten laskentamallien laskenta-ajat ovat pidempiä kuin staattisessa analyysissa.⁷⁴

Kappaleessa 4.7 esitetyt Yhdysvaltojen puolustusministeriön ohjeen mukaiset staattiselle epälineariselle analyysille esitetyt mallinnusohjeet pätevät myös dynaamisen epälineaarisen analyysin suorittamiseen lukuun ottamatta dynaamisen suurennuskertoimen käyttöä. Dynaamisessa analyysissa pystyrakenteen poisto simuloidaan määrittämällä dynaaminen kuormitusyhdistelmä jossa pilarin äkillinen poistaminen simuloidaan kuormafunktioiden avulla.

Puolustusministeriön ohjeen mukaan pystyrakenteen poistamiseen kuluva aika saa olla korkeintaan kymmenesosa rakennuksen pystysuuntaista ominaistajuutta vastaavasta jaksonajasta, joka määritetään mallista josta pystyrakenne on poistettu.⁷⁵ Dynaamisen analyysin mahdollistavat FEM-ohjelmistot sisältävät yleensä mahdollisuuden myös rakenteen ominaistajuuksien määrittämiseen, jolloin ominaistajuus saadaan määritettyä verrattain yksinkertaisesti käyttäen samaa laskentamallia. Dynaamista analyysia tulee jatkaa kunnes saavutetaan siirtymän suurin arvo tai vähintään yhden värähtelyn jaksonajan verran. Dynaamisessa analyysissa käytettävien laskentaparametrien ominaisuuksista, kuten käytettävän aika-askelen pituudesta ei anneta ohjeistusta.

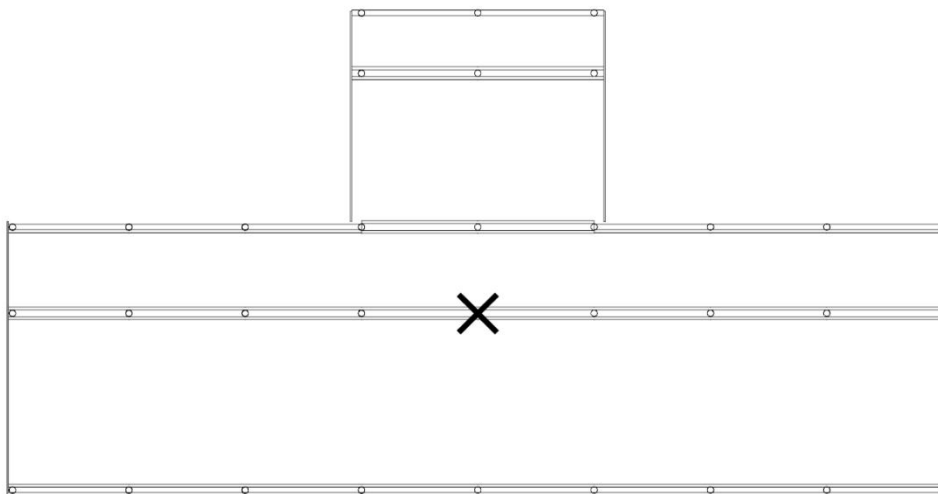
⁷⁴ Marjanishvili (2006), s. 365

⁷⁵ Department of Defence (2009), s. 54

5 Betonielementtirakenteisen kehärungon suunnittelu jatkuvan sortuman varalle korvaavan kuormitusreitin menetelmällä

Luvussa tutkitaan esimerkkikohteen avulla tyypillisen toimistorakennuksen rungon toimintaa korvaavan kuormitusreitin menetelmällä, kun rungosta ajatellaan poistettavan rakenneosia yksi kerrallaan. Tutkittava kohde on yhdeksänkerroksinen toimistorakennus, jonka kaksi alinta kerrosta ovat pysäköintitilaa ja ylemmät seitsemän kerrosta toimistotilaa. Tutkittavan kohteen rakennejärjestelmänä on pilari-palkkijärjestelmä jonka kantavana pystyrunkona toimivat monikerroksiset pyöreät teräsbetonipilarit. Vaakasuuntainen kantava järjestelmä koostuu ontelolaatoista, jotka tukeutuvat yksiaukkoisiin jännebetonisiin leukapalkkeihin. Leukapalkit on tuettu pilareihin piilokonsolien avulla. Analysoitavan rakennuksen sidejärjestelmän oletetaan täyttävän rakennuksen seuraamusluokan mukaiset vaatimukset. Rakennus on jäykistetty porras- ja hissikuilujen sekä vetotankojen avulla. Tarkastelu suoritetaan vertailun vuoksi myös rakenteelle, jossa palkit ovat jatkuvia jännebetonipalkkeja.

Tarkasteltavaksi tilanteeksi valitaan alimman kerroksen keskellä sijaitsevan pilarin vaurioituminen, jonka arvioidaan olevan kriittisin kuormitustapaus palkkeihin syntyvien kuormitusten suhteen. Analyysissä pyritään arvioimaan rakenteen käyttäytyminen poistettaessa pilari äkillisesti, rakenteen kestävyys kyseisessä mitoitustilanteessa sekä mahdolliset muutostarpeet rakenteen vahvistamiseksi.

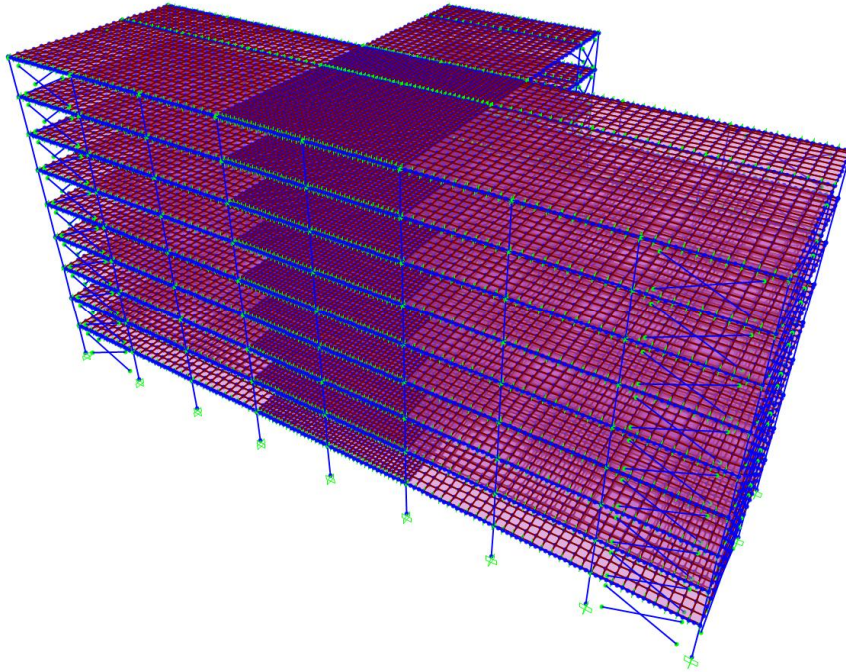


Kuva 5-1, pilarin poistokohta

5.1 Rakennemalli ja kuormitusyhdistelmä

Rakennuksesta analysoidaan yhdeksänkerroksinen toimisto-osa, toimisto-osaan liittyvät kaksikerroksiset maanalaiset osat jätetään analyysin ulkopuolelle, sillä voidaan arvioida, ettei niiden poisjättämisellä ole vaikutusta korkean osan toimintaan. FEM-analyysi suoritetaan SAP2000 ohjelmistolla, joka mahdollistaa sekä dynaamisten että epälineaaristen analyysien suorittamisen.

Analyysia varten rakennuksesta on muodostettu neljä erilaista FEM-rakennemallia. Kaksi malleista on kolmiulotteisia malleja, joihin on mallinnettu pilarit, palkit ja välipohjalaatat. Toisessa malleista palkit ovat yksiaukkoisia ja toisessa jatkuvia. Rakennusta jäykistäviä pystykuiluja ei ole mallinnettu, vaan rakenne on jäykistetty mallintamalla rakennuksen päätyihin jäykistysristikot. Kaksi malleista on kehämalleja, joihin on mallinnettu ainoastaan tarkasteltavan linjan palkit ja pilarit. Toisessa näistä malleista palkit ovat yksiaukkoisia ja toisessa jatkuvia. Kuvankaappaus kolmiulotteisesta rakennemallista esitetään kuvassa 5-2.



Kuva 5-2, Rakennuksen kolmiulotteinen FEM-malli

Pilarit ovat pyöreitä betonipilareita, halkaisijaltaan 380-580 mm kuormituksen mukaan. Palkit ovat esijännitetyjä leukapalkkeja korkeudeltaan 530-880 mm. Käytetyt ontelolaatat ovat korkeudeltaan 320 mm ja 400 mm joiden päälle valetaan rakenteellinen 80 mm raudoitettu pintalaatta. Laatat on mallinnettu käyttäen ortotrooppisia kuorielementtejä. Ontelolaattojen kantosuunnassa laatan jäykkyytenä on käytetty ontelolaatan ja pintalaatan muodostaman liittorakenteen jäykkyyttä, kantosuuntaa vastaan kohtisuorassa suunnassa laatastolle ei ole oletettu jäykkyyttä. Tason suuntaisille voimille laatan jäykkyydeksi on oletettu pintalaatan paksuutta vastaava jäykkyys. Ortotrooppisen laatan jäykkyyismatriisin muodostamiseksi vaadittavat parametrit on määritetty liitteessä 1. Välipohjien FEM-mallinnuksessa käytettyjen kuorielementtien sivumitta on 0,4 m alueilla jotka ovat poistetun pilarin läheisyydessä ja tämän yläpuolisilla tasoilla ja 0,8 m muualla rakenteessa. Suurempaa elementtikokoa käytetään laskennan nopeuttamiseksi. Ontelolaattojen ja palkkien väliset liitokset on rakennemallissa oletettu täysin nivelellisiksi.

Kuormitusyhdistelmänä käytetään standardin EN 1990 kansallisen liitteen mukaista onnettomuustilanteen kuormitusyhdistelmää ”6.11 a/b”. Määräävän muuttuvan kuorman ollessa tasojen hyötykuorma, voidaan kuormitusyhdistelmä esittää muodossa:

$$G_{kj,sup} + G_{kj,inf} + A_d + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5-1)$$

jossa

$G_{kj,sup}$ on epäedullinen pysyvä kuorma

$G_{kj,inf}$ on edullinen pysyvä kuorma

A_d on määräävä onnettomuuskuorma, jota ei tässä tapauksessa esiinny

$\psi_{21} Q_{k1}$ on pääasiallinen muuttuva kuorma kerrottuna yhdistelykertoimella, tässä tapauksessa $\psi_{21} = 0,3$ (toimistotila) ja pääasiallinen muuttuva kuorma on tasojen hyötykuorma

$\psi_{2,i}$ on muiden muuttuvien kuormien $Q_{k,i}$ yhdistelykerroin, tässä tapauksessa kuormana on katon lumikuorma, jolloin $\psi_{2,i} = 0,2$.

Oletetaan että analyysin kannalta kriittisin on kuormitustapaus, jossa tasaisesti jakautuneet muuttuvat kuormat vaikuttavat kerrostasoilla 1-8 sekä lumikuorma katon tasolla. Kuormitusyhdistelmäksi saadaan:

$$G_{kj,sup} + 0,3Q_{k1} + 0,2Q_{k,i} \quad (5-2)$$

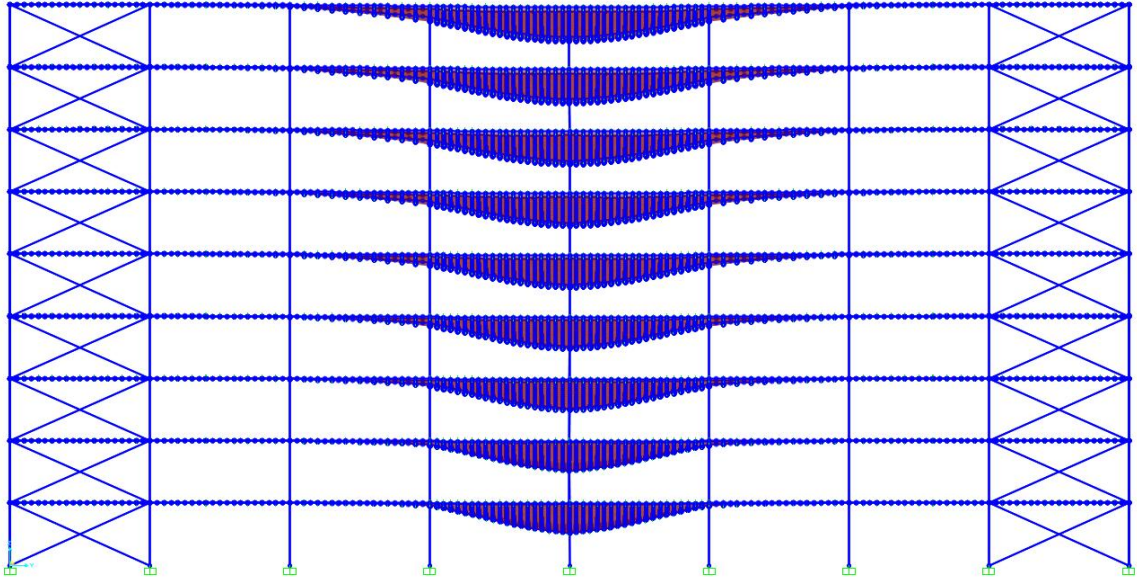
Hyötykuorman arvona ensimmäisessä kerroksessa on 5 kN/m^2 , toisessa kerroksessa 4 kN/m^2 ja tätä ylemmissä kerroksissa 3 kN/m^2 . Lumikuorman ominaisarvo katolla on $2,2 \text{ kN/m}^2$.

5.2 Laskenta-asetuksien määrittäminen

Pilarin äkillinen poistaminen simuloidaan mallissa poistamalla pilarin ylempään rakenteeseen aiheuttama tukireaktio lyhyen ajan kuluessa. Tukireaktion suuruus määritetään vaurioitumattoman rakenteen FEM-mallista käyttämällä onnettomuustilanteen kuormitusyhdistelmää. Tarkasteltava pilari poistetaan FEM-mallista ja korvataan tukireaktion suuruutta vastaavalla voimalla.

Tukireaktion poistamiseen kuuluva aika määritetään Yhdysvaltojen puolustusministeriön ohjeen mukaisesti perustuen rakenteen ominaistajuutta vastaavaan jaksonaikaan. Ohjeen mukaisesti aika saa olla korkeintaan kymmenesosa rakenteen matalinta pystysuuntaista ominaistajuutta vastaavasta jaksonajasta.⁷⁶ Ominaistajuus määritetään mallista, josta tarkasteltavaa vauriotapausta vastaava pilari on poistettu. Matalimmiksi ominaistajuuksiksi kolmiulotteisia rakennemalleja käyttämällä saadaan yksiaukkoisista palkeista koostuvalle rakenteelle $2,58 \text{ Hz}$ ja $2,69 \text{ Hz}$ rakenteelle jossa palkit ovat jatkuvia. Yksiaukkoisista palkeista koostuvan mallin matalinta ominaistajuutta vastaava ominaismuoto on esitetty kuvassa 5-3.

⁷⁶ Department of Defence (2009), s. 54



Kuva 5-3, matalinta pystysuuntaista ominaistaajuutta 2,58 Hz vastaava ominaismuoto yksiaukkoisista palkeista koostuvalle rakenteelle

Taajuutta vastaavat jaksonajat saadaan taajuuden käänteislukuina

$$T_{\text{yksiaukkoiset palkit}} = \frac{1}{f} = \frac{1}{2,58 \text{ Hz}} = 0,39 \text{ s} \quad (5-3)$$

Valitaan pilarin poistamiseen kuluva ajaksi

$$t_{\text{yksiaukkoiset palkit}} = \frac{T}{10} = \frac{0,39 \text{ s}}{10} \approx 0,03 \text{ s} \quad (5-4)$$

Jatkuville palkeille vastaavasti

$$T_{\text{jatkuvat palkit}} = \frac{1}{f} = \frac{1}{2,69 \text{ Hz}} = 0,37 \text{ s} \quad (5-5)$$

Valitaan pilarin poistamiseen kuluva ajaksi

$$t_{\text{jatkuvat palkit}} = \frac{T}{10} = \frac{0,37 \text{ s}}{10} \approx 0,03 \text{ s} \quad (5-6)$$

Pilarin poistamiselle määritetään oma kuormitustapauksensa, jossa poistettavan pilarin kohdalla vaikuttaa tukireaktion suuruutta vastaava kuorma. Dynaamista analyysia varten määritetään tälle kuormitustapaukselle aikafunktio, jossa kuorman vaikutus poistetaan lineaarisesti ajan t kuluessa. Dynaaminen analyysi suoritetaan ensin nostamalla onnettomuuskuormayhdistelmää vastaavien kuormien arvot 1,5 s kuluessa täysiin arvoihinsa ja poistamalla pilari ajanhetkellä 2 s. Analyysi lopetetaan ajanhetkellä 4 s, jolloin rakenne on värähdellyt yhden kokonaisen jaksonajan verran. Dynaamisessa analyysissa tulee määrittää kuormien aikariippuvuuden lisäksi tulosten esitystarkkuus sekä vaimennus. Tulokset esitetään 0,005 s tarkkuudella, laskennassa käytettävän aika-askelen ohjelma määrittää automaattisesti. Vaimennus määritetään Rayleighin suhteellisen vaimennuksen mallin mukaisesti. Tässä mallissa systeemin liikeyhtälön vaimennusmatriisi C koostuu kahdesta osasta, massamatriisille M ja jäykkyysematriisille K on omat vaimennuskertoimensa η ja δ .

$$C = \eta M + \delta K \quad (5-7)$$

Vaimennussuhteen ja vaimennuskertoimien välinen yhteys eri ominaistajuuksilla voidaan kirjoittaa muodossa

$$\xi_n = \frac{1}{2\omega_n} \eta + \frac{\omega_n}{2} \delta \quad (5-8)$$

Asettamalla vaimennussuhteen arvot kahdelle tiedetylle taajuudelle, voidaan vaimennuskertoimien arvot ratkaista muodostuneen yhtälöparin avulla. Käytettäessä samaa vaimennuskertoimen arvoa molemmille taajuuksille, saadaan kertoimien arvoiksi:

$$\delta = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \quad (5-9)$$

$$\eta = \omega_1 \omega_2 \delta \quad (5-10)$$

Alimpia pystysuuntaisia ominaistajuuksia $f_1 = 2,58 \text{ Hz}$ ja $f_2 = 2,96 \text{ Hz}$ vastaavat kulmataajuudet ovat tässä tapauksessa yksiaukkoisille palkeille

$$\omega_{1,yksiaukkoiset\ palkit} = 2\pi f_1 = 16,21\ Hz \quad (5-11)$$

ja

$$\omega_{2,yksiaukkoiset\ palkit} = 2\pi f_2 = 18,6\ Hz \quad (5-12)$$

Vastaavasti jatkuville palkeille, joiden alimmat pystysuuntaiset ominaistajuuudet ovat $f_1 = 2,69\ Hz$ ja $f_2 = 3,02\ Hz$

$$\omega_{1,jatkuvat\ palkit} = 2\pi f_1 = 16,90\ Hz \quad (5-13)$$

ja

$$\omega_{2,jatkuvat\ palkit} = 2\pi f_2 = 18,98\ Hz \quad (5-14)$$

Kulmataajuuksien ω_1 ja ω_2 sekä vaimennussuhteen arvon ξ avulla voidaan laskea vaimennuskertoimien arvot. Vaimennussuhteelle ξ käytetään arvoa 5 %, mikä on yleisesti käytetty arvo analysoitaessa rakenteita, joissa tapahtuu suuria plastisia muodonmuutoksia. Yksiaukkoisista palkeista koostuvassa rakenteessa ei oleteta tapahtuvan suuria plastisia muodonmuutoksia, jolloin käytetty arvo voi olla yliarvioitu. Kertoimen vaikutusta arvioidaan tulosten yhteydessä. Vaimennuskertoimien arvoiksi saadaan

$$\delta_{yksiaukkoiset\ palkit} = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} = 2,87 \cdot 10^{-3} \quad (5-15)$$

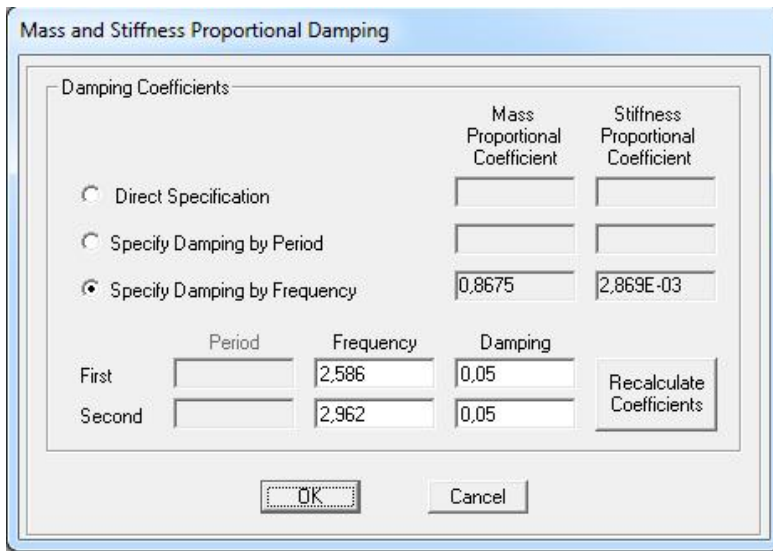
$$\eta_{yksiaukkoiset\ palkit} = \omega_1 \omega_2 \delta = 0,87 \quad (5-16)$$

Jatkuville palkeille vastaavasti

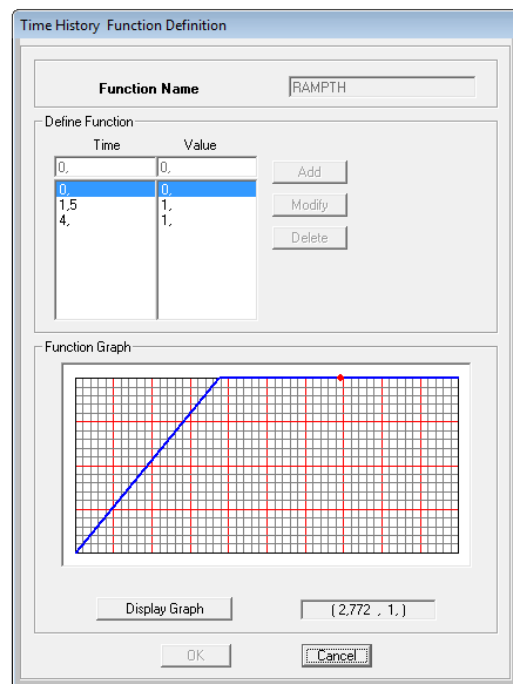
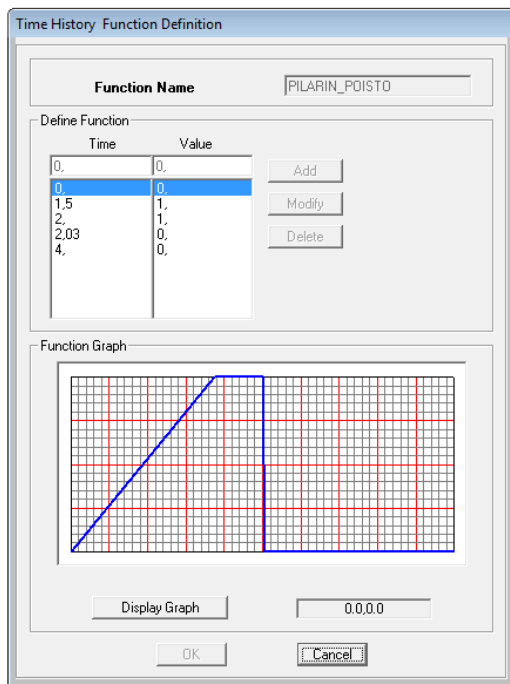
$$\delta_{jatkuvat\ palkit} = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} = 2,79 \cdot 10^{-3} \quad (5-17)$$

$$\eta_{jatkuvat\ palkit} = \omega_1 \omega_2 \delta = 0,89 \quad (5-18)$$

Kuvassa 5-4 on esitetty vaimennuksen määrittäminen SAP2000-ohjelmistossa, ohjelmaan voidaan syöttää taajuudet ja niitä vastaavat vaimennussuhteet, jolloin ohjelma laskee vaimennuskertoimet automaattisesti. Kuvassa 5-5 on esitetty analysissä käytetyt kuormien funktiot kuormalle joka simuloi pilarin tukivoimaa sekä muille kuormille.



Kuva 5-4, vaimennuksen määrittäminen SAP2000 ohjelmistossa



Kuva 5-5, kuormitusfunktiot dynaamisesta analyysistä varten

Kuvassa 5-6 on esitetty yhteenvedona ohjelmaan määritetyt laskenta-asetukset dynaamiselle analyysille. Analyysi on suoritettu epälineaarisenä analyysinä, jossa on huomioitu sekä geometrinen epälineaarisuus että materiaalien epälineaarisuus.

Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: DYN [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Time History [Design...]

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case []

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:

- Use Modes from Case: MODAL []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	RAMPTH	1.
Load Pattern	q_3	RAMPTH	0.3
Load Pattern	q_5	RAMPTH	0.3
Load Pattern	Tukireaktio	PILARIN_POIST	1.
Load Pattern	lumi_2.2	RAMPTH	0.2
Load Pattern	q_4	RAMPTH	0.3

[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters

Time Step Data:

- Number of Output Time Steps: 800
- Output Time Step Size: 5,000E-03

Other Parameters:

- Damping: Proportional Damping [Modify/Show...]
- Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

History Type:

- Transient
- Periodic

Mass Source: MSSSRC1 []

[OK] [Cancel]

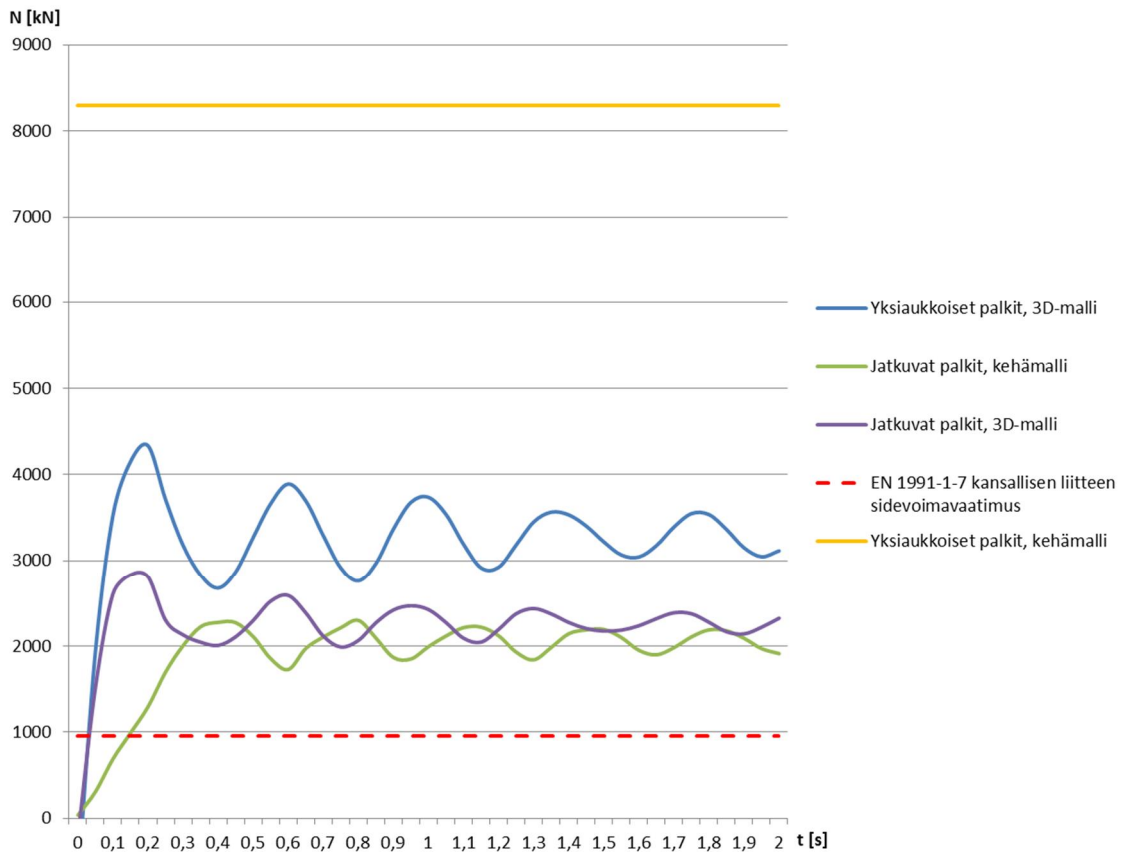
Kuva 5-6, laskenta-asetukset dynaamiselle analyysille

Plastisten nivelien ominaisuudet on määritetty malliin liitteen 3 mukaisten kestävyyksien mukaisesti. Nivelille on määritetty myötömomentti taivutuskestävyyden arvon mukaisesti sekä suurin sallittu kiertymä perustuen Yhdysvaltojen puolustusministeriön ohjeeseen. Rakenteen myötäessä momentin oletetaan pysyvän vakiona.

5.3 Tulokset

Kuvassa 5-7 esitetään normaalivoimat poistetun pilarin kohdalla. Yksiaukkoisten palkkien tapauksessa kyseessä on palkkien välisessä liitoksessa vaikuttava voima ja jatkuvilla palkeilla itse palkissa vaikuttava voima. Kaikissa tapauksissa suurin voima on yli kaksinkertainen EN 1991-1-7 kansallisen liitteen sidevoimavaatimukseen verrattuna, joka on 958 kN (laskettu liitteessä 2). Suurin normaalivoima saadaan mallilla, jossa rakenne on mallinnettu kaksiulotteisena kehänä ja jossa palkeille ei ole määritetty taivutusjäykkyyttä, vaan niiden oletetaan toimivan vedettyinä köysirakenteina. Toiseksi suurin normaalivoima saadaan kolmiulotteisesta mallista, jossa välipohjat on mallinnettu välittämään tason suuntaisia voimia. Pintalaatan kantaessa osan kuormasta vedettynä rakenteena, on normaalivoiman arvo noin puolet pienempi verrattuna suurimpaan arvoon. Jatkuvilla palkeilla normaalivoiman arvo on tutkituista tapauksista pienin. Kehämallin suurimman normaalivoiman arvot ovat pienempiä kuin kolmiulotteisella mallilla johtuen plastisten nivelien erilaisesta jakaantumisesta. Yksiaukkoisten palkkien analyysissä ei ole huomioitu liitoksiin mahdollisesti muodostuvia tukimomenteja, jotka muodostuessaan pienentäisivät palkkeihin syntyviä normaalivoimia. Vertailtaessa normaalivoiman arvoja sidevoimavaatimuksiin, on huomattava että sidevoima on määritelty seuraamusluokan 3a mukaan. Jos rakennus olisi yhden kerroksen matalampi, kuuluisi se seuraamusluokkaan 2b jossa tarkasteltava sidevoima on rajattu arvoon 150 kN. Näin pienen sidevoiman tapauksessa vaikuttaa hyvin epätodennäköiseltä että rakenne pystyisi muodostamaan vaihtoehdoisen kuormansiirtoreitin jos palkkien välisessä liitoksessa vaikuttaa pilarikuorma.

Kaikissa analyyseissa käytettiin vaimennuskertoimen arvoa $\xi = 5 \%$. Vertailun vuoksi yksiaukkoisten palkkien analyysi suoritettiin myös kertoimen arvolle $\xi = 2,5 \%$. Vaimennuskertoimen vaikutus oli vähäinen, pienempi kerroin kasvatti suurimman normaalivoiman arvoa n. 3 %.

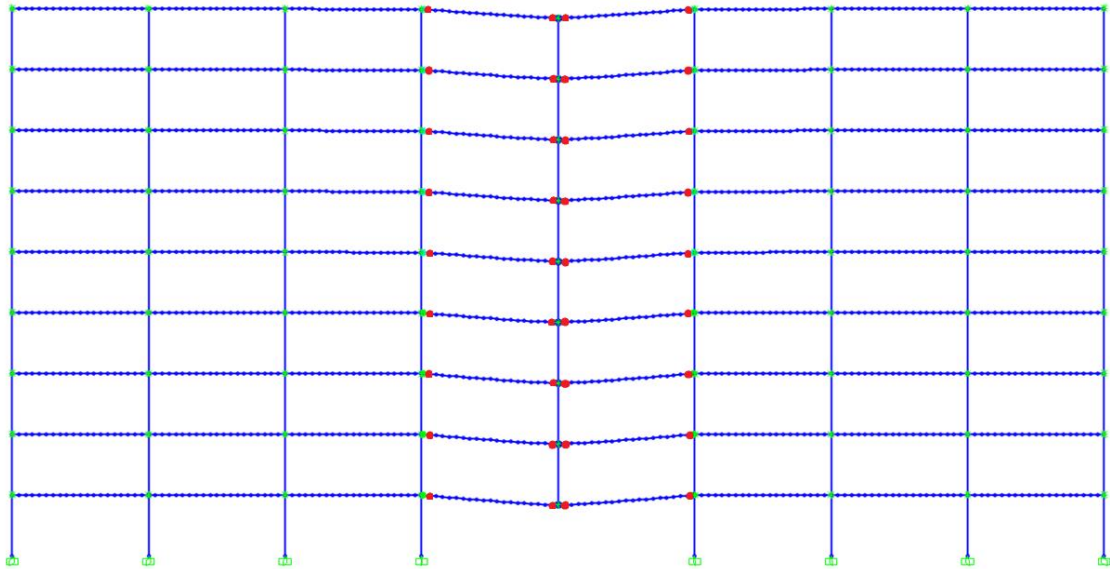


Kuva 5-7, normaalivoimat poistetun pilarin kohdalla

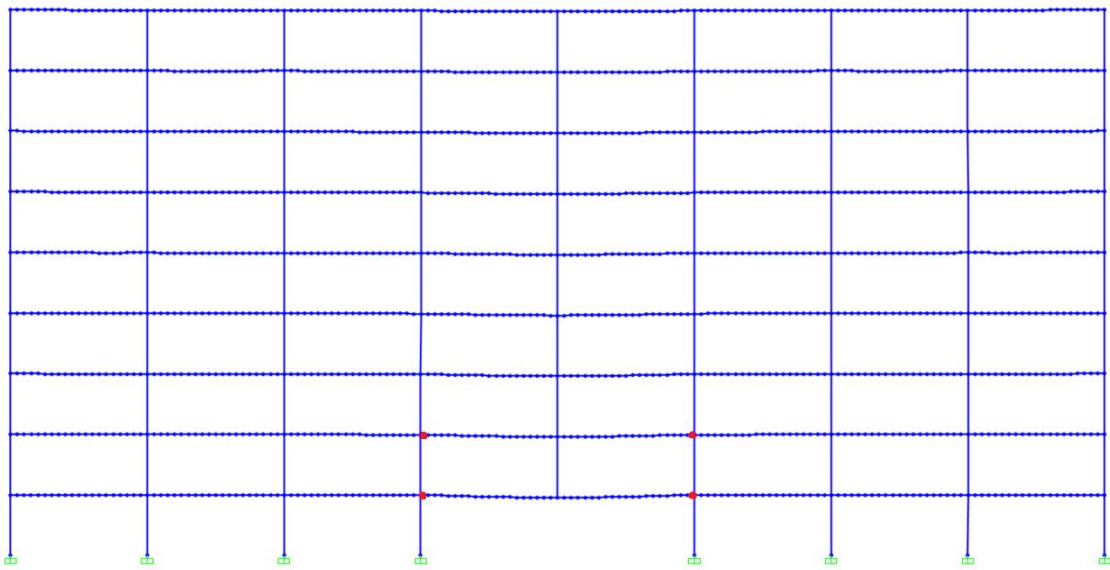
Tarkasteltaessa jatkuvista palkeista koostuvaa rakennemallia plastisten nivelien jakauma vaihteli käytettävän mallin mukaan. Kehämallin tapauksessa rakenteeseen muodostui kuvan 5-8 mukainen plastisten nivelien jakauma. Plastisten nivelien kiertymä oli suurimmillaan n. 0,5 astetta. Kolmiulotteisen mallin plastiset nivelet on esitetty kuvassa 5-9. Mallin mukaan plastisia niveliä muodostuu ainoastaan kahden alimman kerroksen palkkeihin kohtiin jossa palkit liittyvät vauriokohdan viereisiin pilareihin. Näiden nivelien kiertymä on ainoastaan n. 0,04 astetta. Molemmissa tapauksissa kiertymät ovat selkeästi pienempiä kuin palkille arvioitu kiertymäkyky (laskettu liitteessä 3).

Kiertymäkyky on arvioitu Yhdysvaltojen puolustusministeriön ohjeen mukaan ja sen arvoksi saatiin 2,86 astetta sekä positiivisille että negatiivisille taivutusmomenteille. Jatkuvien palkkien tarkastelussa on syytä huomioda että palkkien korkeus on oletettu yhtä suureksi kuin yksiaukkoisilla palkeilla. Todellisessa tilanteessa palkkien jatkuvuutta kannattaisi hyödyntää murtorajatila- ja käyttörajatilamitoituksessa, mikä johtaisi matalampiin palkkikorkeuksiin. Tehdyssä analyysissä plastisilla nivelien käyttöaste oli pieni, jolloin voidaan olettaa myös matalampien palkkien kykenevän muodostamaan korvaavan kuormansiirtoreitin. Jos jatkuvien palkkien kiertymäkyky

ylittyisi, on todennäköistä että rakenne kykenisi edelleen kantamaan kuormaa vedettynä rakenteena. Olettaen että palkeissa ei ole jatkoksia alueella johon vaurioituminen vaikuttaa, on jatkuvilla palkeilla, joissa on runsaasti korkealujuista jänneterästä, hyvät edellytykset muodostaa vetoa kestävä rakenne.



Kuva 5-8, plastisten nivelien jakaantuminen kehämallin tapauksessa



Kuva 5-9, plastisten nivelien jakautuminen 3D-mallissa

Tarkasteltaessa rakenteen taipumia ovat tulokset ristiriitaisia yksinkertaistettujen kehämallien ja kolmiulotteisten mallien välillä. Kolmiulotteisten mallien taipuma poistetun pilarin kohdalla on ainoastaan 30-40 mm luokkaa, kun se kehämallien tapauksessa on suurimmillaan n. 380 mm tarkasteltaessa yksiaukkoisia palkkeja.

Kolmiulotteisissa rakennemalleissa on huomioitu pintalaatan toiminta mallintamalla tasot kuorielementeillä, jotka siirtävät tason suuntaisia voimia. Analyysissä ei kuitenkaan ole huomioitu materiaalin epälineaarista käyttäytymistä, jolloin tason suuntainen jäykkyys on mahdollisesti yliarvioitu. On kuitenkin todennäköistä että tason suuntaiset voimat pystyvät rajoittamaan rakenteen taipumaa ja kantamaan osan kuormasta. Rakenteen muodonmuutokset päällekkäisissä kerroksissa ovat kaikilla malleilla likimain yhtä suuria ja keskittyvät poistetun pilarin viereisiin laattakenttiin.

Tarkasteltaessa pintalaattaan syntyviä rasituksia, keskittyvät suurimmat rasitukset pilareiden läheisyyteen. Näillä alueilla on todennäköistä että rakenteessa tapahtuu plastisia muodonmuutoksia ja alueilla on syytä käyttää suurempaa raudoitusmäärää kuin muualla laatasta.

Pilareiden suurimmat puristusvoiman arvot ovat suuruudeltaan 10 MN luokkaa. Murtorajatilassa vastaava arvo on noin 9 MN. Olettaen että pilarit on mitoitettu murtorajatilassa lähelle 100 % käyttöastetta ja huomioiden betonin pienemmän osavarmuusluvun onnettomuustilanteessa, on puristuskestävyys kuitenkin riittävä. Laskentamallissa pilarien ja palkkien välinen liitos on oletettu nivelelliseksi, jolloin pilareille ei välity taivutusmomenttia. Todellisessa onnettomuustilanteessa taivutusrasituksia voi kuitenkin esiintyä johtuen kuormien epäkeskisyydestä ja suurista vaakavoimista. Näin ollen pilarien kestävyys onnettomuustilanteessa on kyseenalainen. Pilarien murtuminen johtaisi sortuman etenemiseen laajemmalle alueelle ja pahimmassa tapauksessa koko rakenteen sortumiseen.

Tuloksia tarkasteltaessa on huomioitava kuormitusyhdistelmän aiheuttama epävarmuus. Onnettomuusrajatilan mukaisella kuormitusyhdistelmällä hyötykuorman osuus on 30 % ominaisarvosta, jolloin rakenteiden oma paino muodostaa merkittävimmän kuormituksen. Jos hyötykuorma on suurempi, ovat analyysissä tehdyt johtopäätökset epävarmalla puolella.

6 Yhteenveto ja johtopäätökset

Suomessa viime aikoina tapahtuneet rakenteiden sortumat ovat lisänneet keskustelua rakenteellisen turvallisuuden tasosta. Ehdotuksissa turvallisuuden parantamiseksi ovat korostuneet menettelyt, joilla pyritään löytämään ja estämään suunnittelussa ja rakentamisessa tapahtuvat virheet. Tällaisia toimintatapoja ovat esimerkiksi suunnitelmien ulkopuolinen tarkastus sekä ehdotettu olemassa olevien rakennuksien katsastusmenettely. Vähemmälle huomiolle keskustelussa on jäänyt käytettävien rakenneratkaisujen turvallisuustaso ja vaurionsietokyky. Suomalaisessa betonielementtirakentamisessa tyypillinen tapa vaurionsietokyvyn parantamiseksi on ollut vaadittavan sideraudoituksen käyttäminen ja rakenteiden mitoittaminen normeissa määritellyille onnettomuuskuormille. Sideraudoituksen toimintaa on kuitenkin tutkittu verrattain vähän ja eivätkä normien kaavat sidevoimien määrittämiseksi ole aina johdonmukaisia todellisiin kuormitustilanteeseen verrattuna. Näin ollen sidevoimamenetelmää käytettäessä ei saada varmuutta rakenteen todellisesta toiminnasta ja kestävyydestä.

Kantavan rakenteen äkilliseen vaurioitumiseen johtavat syyt ovat usein vaikeasti ennakoitavissa. Onnettomuuskuormien kuten ajoneuvon törmäyksen tai kaasuräjähdyksen esiintymiseen voidaan varautua rakennuksen käyttötarkoituksen ja sijainnin perusteella. Sen sijaan monet vaurion aiheuttavat syyt ovat luonteeltaan satunnaisia eikä rakennetta voida suunnitella niiden varalle. Tällaisia vaurioitumiseen johtavia syitä ovat esimerkiksi rakenteiden ylikuormitus sekä suunnittelussa, toteutuksessa tai materiaaleissa esiintyvät virheet. Useissa suunnitteluohjeissa esitetään ensisijaisena menetelmänä jatkuvan sortuman estämiseen niin sanottua korvaavan rakennesysteemin menetelmää. Menetelmässä rakenteesta ajatellaan poistettavan rakenneosia yksi kerrallaan. Poistamisen seurauksena rakenne ei saa sortua eikä menettää stabiliteettiaan. Tällä periaatteella suunnitellulla rakenteella oletetaan olevan hyvä vaurionsietokyky.

Jatkuvan sortuman analysointia korvaavan rakennesysteemin menetelmällä on tutkittu 2000-luvulla enenevässä määrin ja suunnittelua koskevia ohjeita on julkaistu erityisesti Yhdysvalloissa. Tutkimus ja suunnitteluohjeet ovat kuitenkin keskittyneet paikallavalettujen rakenteiden analysointiin. Paikallavaletut kehärakenteet toteutetaan

yleensä jatkuvina rakenteina ja jatkuvan sortuman hallinnassa voidaan hyödyntää rakenteeseen syntyviä plastisia niveliä. Tyypillisin Suomessa käytettävä runkorakenne elementtirakenteisissa pilari-palkkirunkoisissa rakennuksissa perustuu monikerrospilarien ja yksiaukkoisten esijännitettyjen palkkien käyttämiseen. Poistettaessa pilari tämäntyyppisestä rakenteesta, syntyy rakenteeseen mekanismi, joka kykenee kantamaan kuormaa ainoastaan vedettynä rakenteena. Näin ollen plastisten nivelien muodostumista ei voida hyödyntää sortuman estämisessä ja rakenteen kantokyvyn tulee perustua palkkien ja välipohjien riittävään vetokestävyyteen ja muodonmuutoskykyyn. Tämän tyyppisen rakenteen analysointia jatkuvan sortuman varalle on tutkittu vähemmän eivätkä aiemmin mainitut ohjeet käsittele tämän tyyppistä rakennetta.

Analysoitaessa yksiaukkoisista palkeista koostuvaa rakennetta tilanteessa, jossa rakenteesta poistetaan äkillisesti pilari, voidaan vaikutuksia arvioida yksinkertaisilla köysimalleihin ja kehiin perustuvilla menetelmillä. Näiden menetelmien ongelmana on että ne eivät huomio välipohjalaataston toimintaa eivätkä todellisen rakenteen liitoksissa mahdollisesti esiintyviä tukimomenteja. Tämä johtaa yleensä sidevoimien yliarvioimiseen ja edelleen epätaloudellisiin ja hankalasti toteutettaviin ratkaisuihin. Nykyaikaiset kehittyneet laskentaohjelmat mahdollistavat dynaamisten ja epälineaaristen laskentamenetelmien käyttämisen. Niiden avulla voidaan tehokkaasti mallintaa rakenteen toimintaa myös jatkuvan sortuman tapauksessa. Jatkuvien rakenteiden tapauksessa analysoinnissa voidaan huomioida rakenteiden plastinen kapasiteetti ja mitoittaa rakenne sallimalla plastisten nivelien muodostuminen.

Työssä analysoitiin tyypillisen 9-kerroksisen toimistorakennuksen rungon toimintaa tilanteessa jossa rakenteesta poistetaan alimman kerroksen pilari. Analyysin perusteella yksiaukkoisista palkeista koostuvalla rakenteella sidevoimavaatimukset vaikuttavat riittämättömiltä. Pintalaatan huomiointi laskentamallissa pienensi palkkien välistä sidevoimaa ja rakenteen taipumaa ja näin ollen paransi edellytyksiä kuorman kantamiseen, mutta tästä huolimatta rakenteen kuormankantokyky vaikutti kyseenalaiselta. Vertailun vuoksi laskenta suoritettiin myös rakenteelle, jossa palkit ovat jatkuvia. Tämän analyysin perusteella rakenne pystyi muodostamaan vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin, kun rakenteeseen annettiin syntyä plastisia niveliä.

Työssä suoritetun analyysin sekä jatkuvaa sortumaa käsittelevän kirjallisuuden ja suunnitteluohjeiden perusteella jatkuviin palkkeihin perustuvilla rakenteilla on parhaat edellytykset vastustaa paikallisen vaurion aiheuttamaa sortumaa. Pitkillä jänneväleillä käytettäessä yksiaukkoisia palkkeja kasvavat vaatimukset palkkien väliselle sideraudoitukselle suuriksi, eikä sideraudoituksen toimivuudesta suurien muodonmuutoksien tapahduttua ole varmuutta. Jatkuvien palkkien käytöllä saavutettaisiin myös muita etuja, kuten mahdollisuus pienempiin rakennekorkeuksiin sekä materiaalimenekkiin. Vertailtaessa betonia materiaalina muihin vaihtoehtoihin, kuten teräkseen ja betoni-teräs liittorakenteisiin, muodostuu suurin ero vertailtaessa poikkileikkauksen plastista käyttäytymistä. Teräs- ja liittorakenteet ovat luontaisesti sitkeitä toisin kuin betonirakenteet, joiden mitoituksessa sitkeys on tärkeä suunnitteluperuste. Kaikista materiaaleista on kuitenkin mahdollista toteuttaa sitkeästi toimiva ja vaurionkestävä rakenne.

Betonielementtirakenteen toimintaa rakenteen vaurioituttua on tutkittu verrattain vähän. Jatkuvan sortuman estäminen elementtirakenteissa on tähän mennessä perustunut elementtien välisen sidejärjestelmän hyödyntämiseen. Sidejärjestelmän toimivuutta erilaisilla liitosratkaisuilla olisi hyödyllistä tutkia kuormituskokeiden avulla. Kokeista saatua tietoa voitaisiin hyödyntää osittain ristiriitaisten sidevoimien määrittämiseen käytettävien kaavojen päivittämiseen sekä liitosten ominaisuuksien määrittämiseksi. Liitoksille määritettyjä ominaisuuksia kuten kiertymäkykyä ja taivutuskestävyyttä voitaisiin hyödyntää analysoitaessa rakennetta käyttäen vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmää.

Suunniteltaessa rakenne eurokoodin mukaisesti korvaavan kuormitusreitin menetelmällä, tulee suunnittelijan tarkastaa rakenneosan poistamisen vaikutukset. Jos poistamisesta aiheutuu sallittua suurempi sortuma, antaa eurokoodi mahdollisuuden mitoittaa poistettava rakenneosa ns. avainasemassa olevana rakenneosana. Tällöin poistettavan rakenneosan tulee kestää esitetyn vaakasuuntaisen kuorman vaikutukset. Pilareille tämän kuorman arvoksi on määritelty 50 kN. Tämän suuruinen kuorma on kuitenkin tyypillisesti käytettävillä pilareiden dimensioilla merkityksetön, eikä näin ollen lisää rakenteen varmuutta. Jos pystyrakenteen vaurioitumisella on merkittävät

seuraukset, eikä rakennetta voida suunnitella kestävästi sortumatta käyttämällä vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä, tulisi suunnittelijan harkita pystyrakenteelta vaadittavaa varmuustasoa ja tarvittaessa mitoittaa pilari suuremmille kuormille kuin normi määrää.

7 Lähdeluettelo

Acker, 2012. *Design of precast concrete structures with regard to accidental loading*. [Online]

Available at: <http://www.abcic.org.br/latinamericaseminar/palestras/palestraarnold.pdf> [Haettu 23 Syyskuu 2013].

Albertsson et. al., 1982. *Betongkonstruktioners dimensionering för undvikande av fortskridande ras*. Göteborg: Chalmers Tekniska Högskola.

American Concrete Institute, 2011. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11)*, Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute.

American Society of Civil Engineers, 2007. *Seismic rehabilitation of existing buildings*, Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.

Elliot et. al., 1998. Stability of semi-rigid precast concrete structures. *PCI Journal*, Issue 43, pp. 42-60.

Elliot, K. S., 1996. *Multi-storey precast concrete framed structures*. 1 painos toim. Oxford: Blackwell Science Ltd.

Elliot, K. S., 2002. *Precast Concrete Structures*. Oxford: Buitenworth-Heinemann.

fib, 2003. *Seismic design of precast concrete building structures*. Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib).

fib, 2008. *Structural connections for precast concrete*, Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib).

General Service Administration, 2003. *Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects*. s.l.:s.n.

Izzuddin, 2008. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss - Part I: Simplified assesment framework. *Engineering Structures*, Issue 30, pp. 1308-1318.

Izzuddin, 2010. Robustness by design – Simplified progressive collapse assesment of building structures. *Stahlbau*, Issue 79, pp. 556-554.

Khalil, 2011. *UFC Progressive Collapse: Material Cost Savings*, Durham: Applied Science International.

Leskelä, M., 2005. *BY 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus*. 1. painos toim. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys r.y..

Li, Y., 2011. An improved tie force method for progressive collapse resistance design of. *Engineering Structures*, 33(10), pp. 2931-2942.

Marjanishvili, 2006. Comparison of Various Procedures for Progressive Collapse Analysis. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Issue 20, pp. 365-374.

Mikkola, M., 2012. *Jatkuvan sortuman estäminen teräsbetonirunkoisen asuinkerrostalon suunnitteluperusteena*. Espoo, Aalto-yliopisto, Insinööritieteiden korkeakoulu.

Moore, 2003. *The UK and European regulations for accidental actions*. Chicago: Multihazard Mitigation Council of the National Institute of Building Sciences.

- National Institute of Standards and Technology (NIST), 2007. *Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings*. s.l.:U.S. Department of Commerce.
- Park, R. & Paulay, T., 1975. *Reinforced Concrete Structures*. New York: John Wiley & Sons.
- Peikko Oy, 2009. Betonielementeistä koottu putkiston kannatinrakenne. *Peikon lehti*, Issue 2, pp. 14 -17.
- Peltonen et.al., 2013. *Progressive Collapse Analysis of Composite Framed Buildings with Encased in Concrete Steel Beams*. Helsinki, IABSE.
- Rantala, 2013. *Teräsbetonirakenteen sitkeys suunnitteluperusteena*. Espoo, Aalto-yliopisto, Insinööritieteiden korkeakoulu.
- Räty, J., 2010. *Limiting the extent of localised failure according to SFS-EN 1991-1-7*. Espoo: s.n.
- Sauter, 1984. *Earthquake Resistance Criteria for Precast Concrete Structures*. [Online] Available at: http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/8_vol5_629.pdf [Haettu 10 Marraskuu 2013].
- SFS-EN 1991-1-7, 2009. *Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat*, Helsinki: Suomen standardoimisliitto.
- SFS-EN 1992-1-1 NA, 2007. *Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2 Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt.*, Helsinki: Ympäristöministeriö.
- SFS-EN 1992-1-1, 2005. *Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt*, Helsinki: Suomen standardoimisliitto.
- SFS-EN 1998-1-1, 2005. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, Helsinki: Suomen standardoimisliitto.
- Starossek, 2009. *Progressive collapse of structures*. London: Thomas Telford Limited.
- Stevens, 2011. DoD Research and Criteria for the Design of Buildings to Resist Progressive Collapse. *Journal of Structural Engineering*, Issue 137, p. 877.
- Suomen Betoniyhdistys, 1989. *By 30-4 Betonirakenteiden yksityiskohtien ja raudoituksen suunnitteluohjeet*. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys.
- Suomen Betoniyhdistys, 2012. *Betoninormikortti 23 EC, Liitosten mitoitus onnettomuuskuormille*, Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.

Liitteet:

Liite 1, Ontelolaatta-jälkivalu liittorakenteen jäyhyysmomentin laskenta

Liite 2, Palkin sidevoimien laskenta seuraamusluokassa 3a

Liite 3, Jatkuvan jännebetonipalkin taivutuskapasiteetin ja kiertymäkyvyn laskenta

Ontelolaatta-jälkivalu liittorakenteen jäyhyysmomentin laskenta

Lasketaan ontelolaatan ja jälkivalun muodostaman liittorakenteen (O32 + 80mm) jäykkyys muunnettuna poikkileikkauksena, jonka perusteella voidaan määrittää ortotrooppisen laatan laskennassa käytettävät parametrit.

O32 ontelolaatta + 80 mm pintalaatta

Lähtötiedot:

$b := 1200\text{mm}$	ontelolaatanlaatan leveys
$h := 320\text{mm}$	ontelolaatan paksuus
$h_{pl} := 80\text{mm}$	pintalaatan paksuus
$h_{jp} := 35\text{mm}$	jännepunosten korkeus
$A_p := 10 \cdot 93\text{mm}^2 = 930 \cdot \text{mm}^2$	jännepunosten pinta-ala
$A_s := 1.2\text{m} \cdot 335 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 402 \cdot \text{mm}^2$	pintalaatan raudoituspinta-ala
$E_1 := 37\text{GPa}$	ontelolaatan (C50/60) kimmomoduli
$E_2 := 33\text{GPa}$	jälkivalun (C30/37) kimmomoduli
$E_s := 200\text{GPa}$	betoniteräksen kimmomoduli
$E_p := 190\text{GPa}$	jänneterästen kimmomoduli
$n_{s_1} := \frac{E_s}{E_1} - 1 = 4.405$	kimmomodulien suhde
$n_{p_1} := \frac{E_p}{E_1} - 1 = 4.135$	kimmomodulien suhde
$n_2 := \frac{E_2}{E_1} = 0.892$	kimmomodulien suhde
$A_r := 45054\text{mm}^2$	reiän pinta-ala
$r := \sqrt{\frac{A_r}{\pi}} = 119.754 \cdot \text{mm}$	reiän halkaisija
$A_{1p} := h \cdot b - 4 \cdot \pi \cdot r^2 = 2.038 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$	ontelolaatan ja jänteiden poikkileikkausala
$A_{pm} := n_{p_1} \cdot A_p = 3.846 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$	jänteiden muunnettu poikkileikkausala
$A_{sm} := n_{s_1} \cdot A_s = 1.771 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$	betoniterästen muunnettu poikkileikkausala
$A_{2m} := n_2 \cdot b \cdot h_{pl} = 8.562 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$	pintalaatan muunnettu poikkileikkausala
$A_m := A_{1p} + A_{pm} + A_{sm} + A_{2m} = 0.295 \text{m}^2$	muunnettujen pinta-alojen summa
$h_{pp} := \frac{\left[A_{1p} \cdot \frac{h}{2} + A_{pm} \cdot h_{jp} + A_{sm} \cdot \left(h + \frac{h_{pl}}{2} \right) + A_{2m} \cdot \left(h + \frac{h_{pl}}{2} \right) \right]}{A_m}$	

$$h_{pp} = 217.615 \cdot \text{mm}$$

painopisteakselin korkeus

$$I_{1p} := \frac{b \cdot h^3}{12} - 4 \cdot \frac{\pi \cdot r^4}{4} = 2.631 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{2m} := n_2 \cdot \frac{b \cdot h_{pl}^3}{12} = 4.566 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_m := I_{1p} + A_{1p} \cdot \left(h_{pp} - \frac{h}{2} \right)^2 + I_{2m} + A_{2m} \cdot \left(h + \frac{h_{pl}}{2} - h_{pp} \right)^2 + A_{pm} \cdot (h_{pp} - h_{jp})^2 \dots \\ + A_{sm} \cdot \left(h + \frac{h_{pl}}{2} - h_{pp} \right)^2$$

$$I_m = 5.253 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

muunnetun poikkileikkauksen

jäyhyysmomentti

Lasketaan muunnetun poikkileikkauksen jäyhyysmomenttia vastaavan homogeenisen poikkileikkauksen korkeus

$$t_h := \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_m}{b}} = 374.51 \cdot \text{mm}$$

Ontelolaatan kantosuunnan vastaisessa suunassa rakenteen jäykkyydeksi oletetaan pintalaatan jäykkyys, jolloin ortotrooppisen laatan jäykkyyttä laskettaessa käytettävä paksuus on

$$t_{pl} := n_2 \cdot h_{pl} = 71.351 \cdot \text{mm}$$

O40 ontelolaatta + 80 mm pintalaatta

Lasketaan jäykkyys vastaavasti 400 mm ontelolaatan ja 80 mm pintalaatan muodostamalle liitorakenteelle.

Lähtötiedot:

$$b := 1200 \text{mm}$$

ontelolaatan leveys

$$h := 400 \text{mm}$$

ontelolaatan paksuus

$$h_{pl} := 80 \text{mm}$$

pintalaatan paksuus

$$h_{jp} := 35 \text{mm}$$

jännepunosten korkeus

$$A_p := 10.93 \text{mm}^2 = 930 \cdot \text{mm}^2$$

jännepunosten pinta-ala

$$A_s := 1.2 \text{m} \cdot 335 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 402 \cdot \text{mm}^2$$

pintalaatan raudoituspinta-ala

$$E_1 := 37 \text{GPa}$$

ontelolaatan (C50/60) kimmomoduli

$$E_2 := 33 \text{GPa}$$

jälkivalun (C30/37) kimmomoduli

$$E_s := 200 \text{GPa}$$

betoniteräksen kimmomoduli

$$E_p := 190 \text{GPa}$$

jänneterästen kimmomoduli

$$n_{s_1} := \frac{E_s}{E_1} - 1 = 4.405$$

kimmomodulien suhde

$$n_{p_1} := \frac{E_p}{E_1} - 1 = 4.135$$

kimmomodulien suhde

$$n_2 := \frac{E_2}{E_1} = 0.892$$

kimmomodulien suhde

$$A_r := 61803 \text{ mm}^2$$

reiän pinta-ala

$$A_{1p} := h \cdot b - 4 \cdot A_r = 2.328 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

ontelolaatan ja jänteiden poikkileikkausala

$$A_{pm} := n_{p_1} \cdot A_p = 3.846 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

jänteiden muunnettu poikkileikkausala

$$A_{sm} := n_{s_1} \cdot A_s = 1.771 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

betoniterästen muunnettu poikkileikkausala

$$A_{2m} := n_2 \cdot b \cdot h_{pl} = 8.562 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

pintalaatan muunnettu poikkileikkausala

$$A_m := A_{1p} + A_{pm} + A_{sm} + A_{2m} = 0.324 \text{ m}^2$$

muunnettujen pinta-alojen summa

$$h_{pp} := \frac{\left[A_{1p} \cdot \frac{h}{2} + A_{pm} \cdot h_{jp} + A_{sm} \cdot \left(h + \frac{h_{pl}}{2} \right) + A_{2m} \cdot \left(h + \frac{h_{pl}}{2} \right) \right]}{A_m}$$

$$h_{pp} = 262.772 \cdot \text{mm}$$

painopisteakselin korkeus

$$I_{1p} := \frac{b \cdot h^3}{12} - 4 \cdot \left[2 \cdot \left[\frac{9\pi^2 - 64}{72 \cdot \pi} \cdot (111 \text{ mm})^4 \right] + \frac{2 \cdot 111 \text{ mm} \cdot (102 \text{ mm})^3}{12} \right] = 6.188 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{2m} := n_2 \cdot \frac{b \cdot h_{pl}^3}{12} = 4.566 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_m := I_{1p} + A_{1p} \cdot \left(h_{pp} - \frac{h}{2} \right)^2 + I_{2m} + A_{2m} \cdot \left(h + \frac{h_{pl}}{2} - h_{pp} \right)^2 + A_{pm} \cdot (h_{pp} - h_{jp})^2 \dots$$

$$+ A_{sm} \cdot \left(h + \frac{h_{pl}}{2} - h_{pp} \right)^2$$

$$I_m = 1.01 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

muunnetun poikkileikkauksen
jäyhyysmomentti

Lasketaan muunnetun poikkileikkauksen jäyhyysmomenttia vastaavan homogeenisen poikkileikkauksen korkeus

$$t_h := \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_m}{b}} = 465.633 \cdot \text{mm}$$

Ontelolaatan kantosuunnan vastaisessa suunnassa rakenteen jäykkyydeksi oletetaan pintalaatan jäykkyys, jolloin ortotrooppisen laatan jäykkyyttä laskettaessa käytettävä paksuus on

$$t_{pl} := n_2 \cdot h_{pl} = 71.351 \cdot \text{mm}$$

Palkin sidevoimien laskenta seuraamusluokassa 3a

Lasketaan EN 1991-1-7 kansallisen liitteen mukaiset palkin sidevoimat seuraamusluokassa 3a, kun vaakarakenteen pysyvän kuorman ominaisarvo $\geq 2\text{kN/m}^2$. Laskennassa on käytetty apuna Betoninormikortissa 23 esitettyjä kaavoja, jotka vastaavat kansallisen liitteen vaatimuksia.

Tason sisäpuoli siltä siteiltä vaadittava sidevoima jatkuvan sortuman estämiseksi voidaan laskea seuraavasta lausekkeesta:

$$T_i := \max \left[F_t \cdot \frac{L_1 + L_2}{2} \cdot \frac{(g_k + \psi_1 \cdot \Sigma q_k) \cdot \max(L_4, L_5)}{37.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}, F_t \cdot \frac{L_1 + L_2}{2}, 70\text{kN} \right]$$

jossa

$$n_s := 9$$

kerrosmäärä

$$F_t := \min \left[(16 + 2.1n_s) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}, 48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] = 34.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$L_1 := 12.3\text{m}$$

palkin viereisen kentän jänneväli

$$L_2 := 6\text{m}$$

palkin viereisen kentän jänneväli

$$L_4 := 12.3\text{m}$$

pilariväli siteen suuntaisella palkkilinjalla

$$L_5 := 10.7\text{m}$$

pilariväli siteen suuntaisella palkkilinjalla

$$g_k := 4.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.08\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 6.65 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

pysyvän kuorman ominaisarvo (ontelolaatta

400 mm + 80 mm paikallavalu)

$$\psi_1 := 0.5$$

muuttuvan kuorman yhdistelykerroin

$$\Sigma q_k := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$T_1 := F_t \cdot \frac{L_1 + L_2}{2} \cdot \frac{(g_k + \psi_1 \cdot \Sigma q_k) \cdot \max(L_4, L_5)}{37.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 958.388 \cdot \text{kN}$$

$$T_2 := F_t \cdot \frac{L_1 + L_2}{2} = 319.335 \cdot \text{kN}$$

$$T_3 := 70\text{kN}$$

Vaadittava sidevoima:

$$T_i := \max \left[F_t \cdot \frac{L_1 + L_2}{2} \cdot \frac{(g_k + \psi_1 \cdot \Sigma q_k) \cdot \max(L_4, L_5)}{37.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}, F_t \cdot \frac{L_1 + L_2}{2}, 70\text{kN} \right] = 958.388 \cdot \text{kN}$$

Sidevoimaa vastaava teräsmäärä (harjateräs A500HW)

$$A_s := \frac{T_1}{500\text{MPa}} = 1916.776 \cdot \text{mm}^2$$

Teräsmäärää vastaa esim. esimerkiksi rauditus 4T25, $A_s := 1963\text{mm}^2$

Lasketaan vertailun vuoksi sidevoima seuraamuluokassa 2b:

$$T_i := \min \left[\max \left[20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \left(\frac{L_1 + L_2}{2} \right), 70\text{kN} \right], 150\text{kN} \right] = 150\text{kN}$$

Seuraamuluokassa 2b sidevoiman suuruus on rajattu arvoon 150 kN. Seuraamuluokkien 2b ja 3a jako perustuu kerrosten määrään, seuraamuluokkien rajan ollessa 9 kerrosta. Tässä tapauksessa yhden kerroksen ero kerrosmäärässä yli kuusinkertaistaa vaadittavan sidevoiman arvon.

Leukapalkki-jälkivalu liittorakenteen taivutuskapasiteetin ja kiertymäkyvyn laskenta

Arvioidaan esijännitetyn leukapalkin ja jälkivalun muodostaman liittorakenteen taivutuskapasiteetti sekä positiivisille että negatiivisille taivutusmomenteille ja rakenteen kiertymäkyky.

Lähtötiedot:

$\gamma_c := 1.2$	betonin osavarmuusluku
$\gamma_s := 1$	teräksen osavarmuusluku
$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{50\text{MPa}}{\gamma_c} = 35.417 \cdot \text{MPa}$	jännepalkin betonin suunnittelulujuus
$f_{cd2} := 0.85 \cdot \frac{30\text{MPa}}{\gamma_c} = 21.25 \cdot \text{MPa}$	jälkivalun betonin suunnittelulujuus
$f_{yd} := \frac{1600\text{MPa}}{\gamma_s} = 1600 \cdot \text{MPa}$	jännepunosten suunnittelulujuus
$f_{sd} := \frac{500\text{MPa}}{\gamma_s} = 500 \cdot \text{MPa}$	betoniterästen suunnittelulujuus
$b := 980\text{mm}$	jännepalkin leveys
$b_{ylä} := 580\text{mm}$	jännepalkin yläosan leveys
$h := 680\text{mm}$	jännepalkin korkeus
$h_{pl} := 80\text{mm}$	pintalaatan paksuus
$c_{jänne} := 80\text{mm}$	jänneterästen keskim. etäisyys alareunasta
$d := h + h_{pl} - c_{jänne} = 680 \cdot \text{mm}$	tehollinen korkeus
$A_p := 93\text{mm}^2$	yhden jännepunoksen pinta-ala
$A_s := 10 \cdot 201\text{mm}^2 = 2.01 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$	lisäraudoitus (T16) pintalaatassa
$E_1 := 37\text{GPa}$	jännepalkin (C50/60) kimmomoduli
$E_2 := 33\text{GPa}$	jälkivalun (C30/37) kimmomoduli
$E_s := 200\text{GPa}$	betoniteräksen kimmomoduli
$E_p := 190\text{GPa}$	jänneterästen kimmomoduli
$\sigma_{esi} := 1000\text{MPa}$	esijännitys
$\epsilon_{esi} := \frac{(1 - 0.2) \cdot \sigma_{esi}}{E_p} = 0.004$	venymä esijännityksestä
$\epsilon_{cu} := 0.35\% = 0.0035$	betonin murtopuristuma
$n_{punos} := 20$	jännepunosten määrä
$\beta := \frac{n_{punos} \cdot A_p \cdot f_{yd}}{b_{ylä} \cdot d \cdot f_{cd}} = 0.213$	puristetun osan suhteellinen korkeus
$\beta_b := \frac{0.8 \cdot 0.35\%}{0.35\% + \frac{1600\text{MPa}}{E_p}} = 0.235$	suhteellisen puristuskork. raja-arvo

$$\mu := \beta \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 0.19$$

suhteellinen momentti

$$M_{Rd} := \mu \cdot b_{ylä} \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 1808.104 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

taivutuskestävyys pos. momenteille

Kapasiteetti negatiivisille taivutusmomenteille

$$n_{\text{punos.ylä}} := 10$$

yläpunosten määrä

$$d_s := h - 35 \text{mm} = 645 \cdot \text{mm}$$

tehollinen korkeus (betoniteräkset)

$$d_p := h - h_{pl} - 35 \text{mm} = 565 \cdot \text{mm}$$

tehollinen korkeus (jännepunokset)

$$\beta := \frac{n_{\text{punos.ylä}} \cdot A_p \cdot f_{yd}}{b \cdot d_p \cdot f_{cd}} = 0.076 \quad \text{puristusinnan suht. korkeus}$$

$$\mu := \beta \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 0.073$$

suhteellinen momentti

$$M_{Rd} := \mu \cdot b \cdot d_p^2 \cdot f_{cd} + 0.9 A_s \cdot f_{sd} \cdot d_s$$

$$M_{Rd} = 1.392 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

taivutuskestävyys neg. momenteille

$$\Delta \varepsilon_p := \frac{1600 \text{MPa}}{E_p} = 8.4211 \times 10^{-3}$$

teräsvenymä

$$x_u := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d}{\varepsilon_{cu} + \Delta \varepsilon_p} = 199.647 \cdot \text{mm}$$

puristusinnan korkeus

$$\frac{x_u}{d} = 0.294$$

puristusinnan suhteellinen korkeus

Kiertymäkyky (kenttä)

Määritetään kiertymäkyky Yhdysvaltojen puolustusministeriön ohjeen mukaisesti (Taulukko 3-1). Oletetaan että palkilla on riittävä hakarautoitus, jolloin voidaan käyttää "Conforming" sarakkeen arvoja.

$$\frac{n_{\text{punos}} \cdot A_p - n_{\text{punos.ylä}} \cdot A_p}{n_{\text{punos}} \cdot A_p} = 0.5$$

veto- ja puristusraudoituksen suhde

tasapainorautoitukseen

$$V_{Ed} := 0$$

leikkausvoima

$$\theta_{pl} := 2.86 \text{deg} = 0.05 \cdot \text{rad}$$

sallittu plastinen kiertymä

Kiertymäkyky (tuki)

$$\frac{n_{\text{punos.ylä}} \cdot A_p + A_s - n_{\text{punos}} \cdot A_p}{2500 \text{mm}^2} = 0.432$$

veto- ja puristusraudoituksen suhde

tasapainorautoitukseen

$$\frac{750 \text{kN}}{b_{ylä} \cdot d \cdot \sqrt{30} \cdot \text{MPa}} = 0.347$$

leikkausvoiman suhde leikkauskestävyyteen

$$\theta_{pl} := 2.86 \text{deg} = 0.05 \cdot \text{rad}$$

sallittu plastinen kiertymä