



SAVONIA

OPINNÄYTETYÖ - AMMATTIKORKEAKOULUTUTKINTO
TEKNIIKAN JA LIIKENTEEN ALA

SUUNNITTELUOHJE YLEISILLE BETONIELEMENTTIEN LIITOKSILLE

Eurokoodin asetusten mukaisesti

TEKIJÄ: Elias Pölönen

Koulutusala Tekniikan ja liikenteen ala			
Koulutusohjelma/Tutkinto-ohjelma Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma			
Työn tekijä Elias Pölönen			
Työn nimi Suunnitteluohje yleisille betonielementtien liitoksille			
Päiväys	04.06.2020	Sivumäärä/Liitteet	40
Ohjaaja Rakennustekniikan yliopettaja DI Puurula Arto			
Toimeksiantaja/Yhteistyökumppani(t) Insinööritoimisto SRT Oy			
<p>Tiivistelmä</p> <p>Opinnäytetyö toteutettiin Insinööritoimisto SRT Oy:n rakennesuunnittelun apuvälineeksi. Elementtisuunnittelu toistaa itseään usein suunnittelukohteesta riippumatta, joten apuvälineet elementtisuunnitteluun nopeuttavat sekä helpottavat suuressa määrin suunnittelutyötä. Työn tavoitteena oli tuottaa SRT:lle mitoitusohjeet sekä Excel -mitoitusohjelmat pilari-palkki runkoisen teräsbetonirakennuksen kantavan rungon yleisimmistä liitosrakteista.</p> <p>Opinnäytetyön alussa perehdytään mihin mitoituksessa pyritään. Eurokoodin määräykset antavat rakennesuunnittelijoille hyvät perusteet liitoksien mitoitukseen, jotta rakenteet olisivat turvallisia myös poikkeusoloissa. Näiden määräyksien pohjalta laadittiin Excel -suunnitteluohjelmat sekä mitoitustaulukot. Excel -mitoitusohjelmat ovat suunniteltu toimimaan mahdollisimman monessa erilaisessa tilanteessa, mutta olemaan jokaisen rakennesuunnittelijan ymmärrettävissä. Taulukot on mietitty toimimaan parhaiten juuri Insinööritoimisto SRT:n suunnittelukohteissa. Mitoitustaulukot ovat apuna kaikista yleisimmistä standardi liitoksissa. Niistä pystyy vain nopealla katselmuksella tarkastamaan liitokseen tarvittavan teräsmäärän.</p> <p>Mitoitustaulukot ovat valmiina työkäyttöön kuten myös Excel -mitoitusohjelmatkin. Eritoten tuoreet rakennesuunnittelijat pystyvät hyödyntämään opinnäytetyötäni, sillä heillä ei ole rutinoitunut vielä liitoksien mitoittaminen, joten perusliitoksien mitoitus voi olla todella aikaa vievää.</p>			
Avainsanat teräsbetonielementti, elementtiliitos, elementtisuunnitteluohje			

Field of Study Technology, Communication and Transport			
Degree Programme Degree Programme in Construction Engineering			
Author(s) Elias Pölönen			
Title of Thesis Measuring charts for concrete element joints measuring			
Date	04.06.2020	Pages/Appendices	40
Supervisor(s) Mr. Arto Puurula, Principal Lecturer M.Sc			
Client Organisation /Partners Engineering office SRT Ltd.			
<p>Abstract</p> <p>This final project was carried out to be a tool for structural design for the Engineering office SRT Ltd. Designing concrete units often repeats itself regardless of the object to be designed, so aids for element designing speed up and greatly facilitate the design work. The aim of the thesis was to produce sizing instructions and Excel sizing programs for the most common joint structures of a load-bearing frame of a column-beam reinforced concrete building for SRT.</p> <p>At the beginning of the final project, the aims of the dimensioning were studied. The regulations of the Eurocode provide structural designers with a good basis for sizing joints, to make structures safe even in exceptional conditions. Based on these regulations, Excel design programs and dimensioning charts were prepared. Excel sizing programs were designed to work in as many different situations as possible, but to be understood by every structural designer. The charts were designed to work best in construction projects SRT designs. Sizing charts are helpful for the most common standard joints. It is possible to ensure the amount of steel required for the joint by quickly checking in the chart.</p> <p>As a result of this thesis the dimensioning charts are ready for use, as well as are the Excel dimensioning programs. Especially the new structural designers can take advantage of this thesis, as the sizing of joints is not routine for them, which is why sizing the basic joints can be really time consuming.</p>			
<p>Keywords reinforced concrete element, element joint, element planning guideline</p>			

ESIPUHE

SISÄLTÖ

1	JOHDANTO	6
2	BETONIELEMENTTIRAKENTEET	7
2.1	Elementtirakentamisen perusteet	7
2.2	Elementtien liitokset.....	7
2.3	Jatkuvan sortuman estäminen.....	7
2.4	Elementin putoamisen estäminen	8
2.5	Sidejärjestelmä ja vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmä	9
2.5.1	Rengas- ja sisäpuoliset siteet.....	10
2.5.2	Pystysiteet	10
2.5.3	Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti	11
2.6	Seuraamusluokat onnettomuustilassa	12
2.7	Korroosio	14
3	ONTELOLAATAN LIITOS LEUKAPALKKIIN REUNATUELLA.....	16
3.1	Yleisesti	16
3.2	Mitoitus.....	16
3.3	Teräksen ankkurointi.....	19
4	PILARIN JA PALKIN PULTTILIITOS.....	22
4.1	Yleisesti pulttiliitoksesta.....	22
4.2	Pulttiliitoksen toiminta	22
4.3	Mitoitus.....	23
5	PILARIN YLÄPÄÄN LISÄHAAT	24
5.1	Pilarin yläpään toimintaperiaate.....	24
5.2	Paikallinen puristuskapasiteetti.....	24
5.3	Mitoitus.....	25
6	ESIMERKKI MITOITUS	28
6.1	Leukapalkin ja ontelolaatan mitoitus.....	28
6.2	Pulttiliitoksen mitoitus	30

6.3	Pilarin yläpään lisähakojen mitoitus	31
7	MITOITUSTAULUKOT.....	32
7.1	Saumarauoituksen mitoitustaulukko.....	32
7.2	Pultin mitoitustaulukot.....	35
7.3	Pilarin yläpään mitoitustaulukot.....	36
8	EXCEL-SUUNNITTELUOHJELMAT	37
9	POHDINTA.....	39
	LÄHTEET	40

1 JOHDANTO

Opinnäytetyön kirjoitusajankohtana pilari-palkkirunko on selvästi eniten käytetty betonirakennusten runkojärjestelmä liike- sekä teollisuusrakennuksissa. Välipohjat ovat melkein poikkeuksetta ontelolaattoja. Näillä runkojärjestelmätyypeillä päästään suuriin jänneväleihin nykyisten materiaalien ominaisuuksilla. Tällöin rakenneosien välisten liitoksien toimivuus on todella tärkeää sillä, liitoksiin kohdistuu suuria voimia. Runko ei ole toimiva elleivät liitokset ole toimivia. Liitoksien mitoittamisessa pääperiaatteet toistuvat kohteiden välillä. Kuormien ja elementtien tyyppien vaihtuessa liitoksen statiikka ei muutu. Lähtökohtina liitoksia suunniteltaessa ovat turvallisuus, tekninen toimivuus ja taloudellisuus. Nämä kaikki osa-alueet vaativat yhdessä paljon aikaa rakennesuunnittelijalta. Tuoreen rakennesuunnittelijan tietotaito ei välttämättä riitä työuran alussa liitoksen mitoittamiseen. Tässä opinnäytetyössä pyritään luomaan suunnittelua nopeuttavia ja helpottavia ohjeita sekä taulukoita betonielementtien liitoksien suunnitteluun.

Opinnäytetyöhön on otettu mukaan betonisen pilari-palkkirungon yleisimmät liitokset. Työn tilaaja antoi kyseiset liitokset minulle hyvinkin suoraan. Insinööritoimisto SRT Oy:llä on pitkän ajan kokemus rakennesuunnittelusta ja täten he tietävät liitokset, joiden suunnittelua on tarve nopeuttaa. Jokaisen työhön mukaan otetun liitoksen suunnittelun teoria käydään läpi, jonka jälkeen opinnäytetyössä on laskuesimerkki kustakin liitoksesta. Tärkeä osa opinnäytetyötä on myös Excel-pohjaiset mitoittustaulukot sekä niiden pohjalta tehtävät mitoittustaulukot paperisena versiona. Laskennat sekä teoriat pohjautuvat uusimpiin Eurokoodimääräyksiin ja betoninormeihin.

Eurokoodijärjestelmä on koko Euroopan käyttämä rakennesuunnitteluohje vuodesta 2010 lähtien. Pääosia eurokoodijärjestelmässä on kymmenen ja nämä kattavat kaikki tärkeimmät rakennusmateriaalit. Eurokoodi järjestelmää käyttäessä suunnittelija voi olla varma, että ohjeet edustavat viimeisintä teknistä kehitystä. Eurokoodit antavat suuremman mahdollisuuden myös työskennellä koko Euroopan alueella. (Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan.)

Opinnäytetyön tilaajana toimii Insinööritoimisto SRT OY. Opinnäytetyön valmistumisvuonna reilut kaksikymmentä työntekijää työllistävä insinööritoimisto, jolla on toimipiste Kuopiossa sekä sisaryritys Insinööritoimisto SRT Uusimaa Oy Järvenpäässä. Yleisimpiä suunnittelukohteita SRT:llä ovat betonirakenteista toteutetut normaalia vaativammat julkiset rakennukset sekä suuret parkkihallit. DI Pauli Oksman toimii opinnäytetyön ohjaajana tilaajan puolelta.

2 BETONIELEMENTTIRAKENTEET

2.1 Elementtirakentamisen perusteet

Betonelementtejä käytetään nykyisin kaikenlaisissa rakentamisissa. Valmiista elementeistä kooten tehdään omakoti- ja rivitaloja, asuinkerrostaloja, liike-, toimisto- ja julkisia rakennuksia sekä maatalouden ja teollisuuden halleja. Kaikesta runkorakentamisesta betonelementeillä toteutetaan jo noin kolmannes ja julkisivuista noin 15 %. Merkittävimmät edut betonelementtirakentamisessa ovat; etukäteen suunniteltu toteutus vähentää virheiden määrää, mahdollisuus tarkkaan aikataulutukseen, rakennusaika lyhenee ja hukkaan joutuvat materiaalit saadaan minimiin. (Elementtisuunnittelu.fi) Haittapuolina esille on nykyään tuotu suurissamäärin betonelementtirakentamiselle ympäristövaikutukset.

2.2 Elementtien liitokset

Elementtiliitoksella tarkoitetaan kahden tai useamman elementin liitosta. Betonelementtien liitokset tulee mitoittaa kaikille voimille, mitä niissä esiintyy ottaen huomioon myös poikkeukselliset tilanteet. Ensimmäiset mahdolliset poikkeustilanteet tulevat elementtien asennuksien aikana. Käyttöaikana mahdollisia poikkeustilanteita ovat mm. elementin putoamisen estäminen tuen vaurioituessa, törmäys- ja räjähdyskuormatilanne sekä jatkuvan sortuman estäminen. Vaikka rakennetta ei rakennuksen sijainnin tai sen käyttötarkoituksen perusteella välttämättä tarvitsisikaan mitoittaa onnettomuuskuormalle, esim. räjähdys tai törmäys, on suunnittelussa huomioitava ennalta arvaamattoman onnettomuustilanteen mahdollisuus (Betonirakenteiden suunnittelu ennalta määräämättömissä onnettomuustilanteissa: Betoninormikortti 23, 1). Liitoksen palonkesto-aika tulee olla sama kuin liittyvillä rakenneosilla.

2.3 Jatkuvan sortuman estäminen

Betonelementtien liitokset tulee suunnitella niin, ettei yhden rakenneosan vaurioitumisesta tai elementin putoamisesta johtuva paikallinen sortuma-alue pääse laajenemaan hallitsemattomaksi sortumaksi, yksi elementti tuhoutuu tai vaurioituu esimerkiksi kolari tilanteessa. Katutasolla kaupunkialueella sijaitsevat kantavat seinät ovat aina vaarallisella alueella. Jatkuva sortuma estetään elementtien saumoihin sijoitettujen sideteräksien ja liitosten teräsosien avulla. Näiden terästen vetovoimakapasiteetti tulee olla riittävän suuri ottamaan liitokseen kohdistuva voima kiinni. Liitoksien raudoituksille on määriteltävä vähimmäiskapasiteetteja seuraavasti:

- Laattaelementeillä, jännevälän suuntaisen tukireaktion ominaisarvon suuruinen. Vähintään kuitenkin 20 kN jokaista laatan alkavaa leveysmetriä kohden

- Palkkielementeillä palkkien suunnassa kummassakin päässä 20 % palkin tukireaktion ominaisarvosta. Vähintään kuitenkin 20 kN/m jokaista palkin alkavaa pituusmetriä kohden.
- Jäykistävien ja kantavien seinäelementtien pysty- ja vaakasuunnassa 20 % yhdeltä kerrokselta tulevien kuormien ja seinäelementin ominaisarvosta. Vähintään kuitenkin 20 kN jokaista seinän alkavaa pituusmetriä kohden. Pystysuunnassa ei tarvitse kuitenkaan käyttää suurempaa arvoa kuin 100 kN. Vaakasuunnassa 150 kN suurempaa arvoa ei tarvitse käyttää.
- Jäykistävien ja kantavien seinäelementtien liitoksien tulee kestää myös vähintään 20 kN/m suuruinen kohtisuora voima, ja suurempaa arvoa kuin 150 kN per. seinän pituusmetri ei tarvitse käyttää.
- Pilari-pilari liitoksien tulee ottaa pysty- ja vaakasuunnassa vähintään 20 % pystykuormasta.
- Yksittäisen palkki-, laatta- ja pilari-pilari liitoksen kapasiteetin arvon ei tarvitse olla suurempi kuin 150 kN.

(Betoninormit by 50.)

2.4 Elementin putoamisen estäminen

Kahden tai useamman rakenneosan liitos tulee aina suunnitella niin, että toisen elementin putoaminen toisen päältä on estetty. On huomioitava, että elementin tukipinnoissa vaikuttavan kitkan suuruuden vaihtelun seurauksena elementin virumasta, kosteusliikkeestä ja lämpötilan muutoksista aiheutuvat liikkeet voivat tapahtua toispuoleisesti. Mitoitusperusteeksi liitoksissa voidaankin ottaa voima, joka vastaa elementtien tukipintojen oletettua suurinta erotusta. Tarkemman selvityksen puuttuessa liitospintojen kitkakertoimien erotukseksi tulee valita vähintään

$k = 0,2$ kun liitoksessa on neopren- kumilaakeri tai vastaava

$k = 0,3$ kun liitospinnat ovat terästä

$k = 0,4$ kun liitospinnassa on betonipinta terästä vasten

$k = 0,5$ muut tapaukset.

(Betoninormikortti 23, 20.)

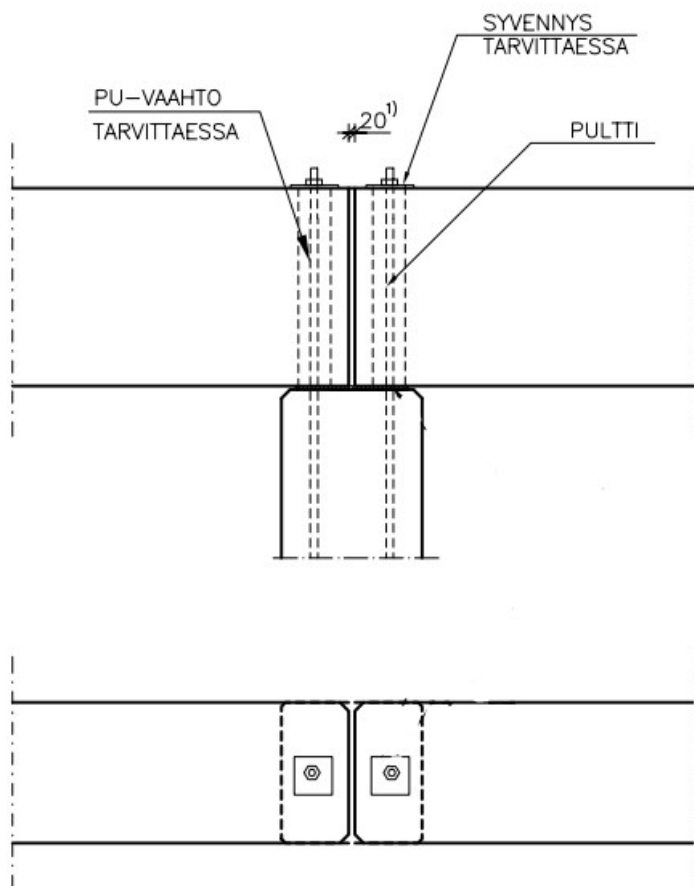
Liitos tulee mitoittaa tuettavan elementin suuntaiselle voimalle

$$F_{d1} = V_k \cdot k \tag{1}$$

missä

V_k elementin tukireaktion ominaisarvo

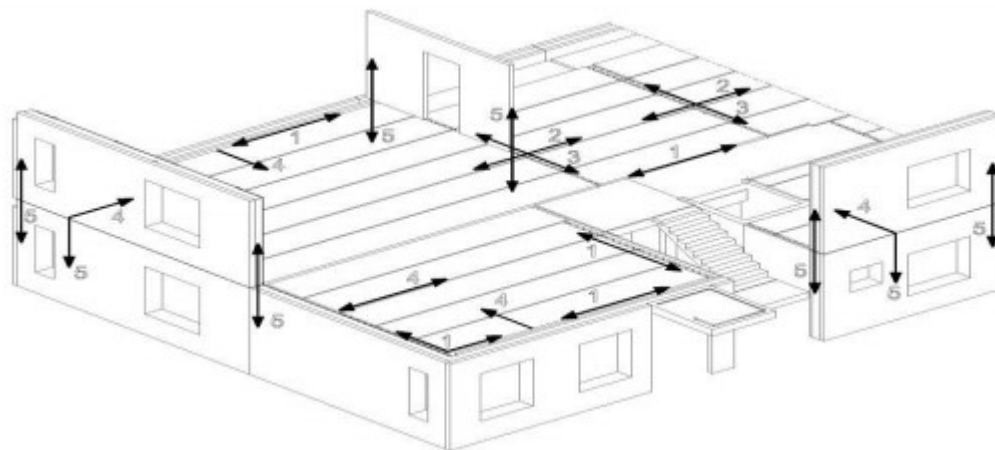
Palkki-pilariliitoksessa elementin putoaminen estetään useimmiten tappiliitoksella tai palkin ja laataston väliin sijoitetulla saumaraudoituksella. Elementtien välinen kiinnitys voi salliä kosteus- sekä lämpöliikkeen, mutta sen tulee rajoittua lopulta kuitenkin niin, ettei elementti pääse tuelta putoamaan. Tästä esimerkkinä tappiliitos, jota ei ole juotettu umpeen. (Betoninormikortti 23, 20.)



Kuva 1. Pultti-liitos (Elementtisuunnitelu.fi).

2.5 Sidejärjestelmä

Sidejärjestelmän tarkoitus nimensä mukaan on sitoa rakenneosia yhteen poikkeuksellisissa olosuhteissa ja näin ehkäistä alkusortuman syntymistä. Kuitenkin harvoin sidejärjestelmän ohjeiden mukaan suunnitellut raudoitukset ovat riittäviä muodostamaan tarvittavan suuren siteen rakenneosion välille, jotta vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti toteutuisi, mutta sidejärjestelmä on kuitenkin järkevin tapa pienentää betonirakenteiden jatkuvan sortuman riskiä.



Kuva 2. Sidejärjestelmän periaate

- 1 laataston ympäri kiertävät siteet (rengasraudoitus)
- 2-3 laataston sisäiset, toisiaan vastaan kohtisuorat siteet (saumaraudoitus)
- 4 vaakasuuntaiset pilari- tai seinäsiteet
- 5 pystysiteet yli 4-kerroksisissa rakennuksissa

(Betoninormikortti 23, 10.)

2.5.1 Rengas- ja sisäpuoliset siteet

Mikäli reunapalkkien liitoksien vetokestävyys saadaan vastaamaan rengasraudoitukselta vaadittavaa kestävyyttä voivat ne toimia rengasraudoituksena. Onnettomuustilanteessa pilarin vaurioituessa palkin ja pilarin välinen tappiliitos ei ole enää toimiva. Reunapalkki tulee tällaisessa tilanteessa sitoa laatastoon saumaraudoituksen välityksellä. Rengasraudoitukselta vaaditaan minimikapasiteetti 70 kN CC2 luokan betonirakennuksilla, tämä vaatii 2T10 B500B harjaterästankoa. Saumateräksiltä vaadittava sama 70 kN:n vähimmäisarvo koskee yli 3,5 metrin sidevälin omaavia siteitä. Tällaisissa tapauksissa 70 kN voidaan jakaa 3,5 metrin matkalle, jolloin kaventamattomien ontelolaattojen saumoihin 1,2 metrin välein sijoitettujen saumaterästen vetokestävyyskapasiteetti on oltava suurempi kuin 24 kN.

(Betoninormikortti 23, 12.)

2.5.2 Pystysiteet

CC2b ja CC3 seuraamusluokissa on käytettävä elementtien välisiä pystysiteitä aina perustuksista yläpohjaan saakka. Kantavien seinien ja pilareiden on kestettävä onnettomuusmitoitustilanteessa muodostuva vetovoima, jonka mitoitusarvo on suurin pystysuuntaisen pysyvän ja muuttuvien kuormien käyttörajatilan tukireaktio, joka kertyy seinälle tai pilarille yhdestä kerroksesta. Vetovoiman ankkurointi tapahtuu aina yläpuoliseen kerrokseen. Kantavien seinärakenteiden pystysiteet sijoitetaan joko elementtien saumoihin tai ne jaetaan seinän pituudelle, tällöin reunimmaisit siteet tulee sijoittaa enintään kolmen metrin päähän

seinän vapaasta päästä. Pystysiteiden mitoitus tapahtuu yhdeltä kerrokselta kyseessä olevalle kantavalle rakenteelle tulevalle painolle

$$F_v = G_s + G_k + Q_k \quad (2)$$

missä

G_s seinäelementin paino

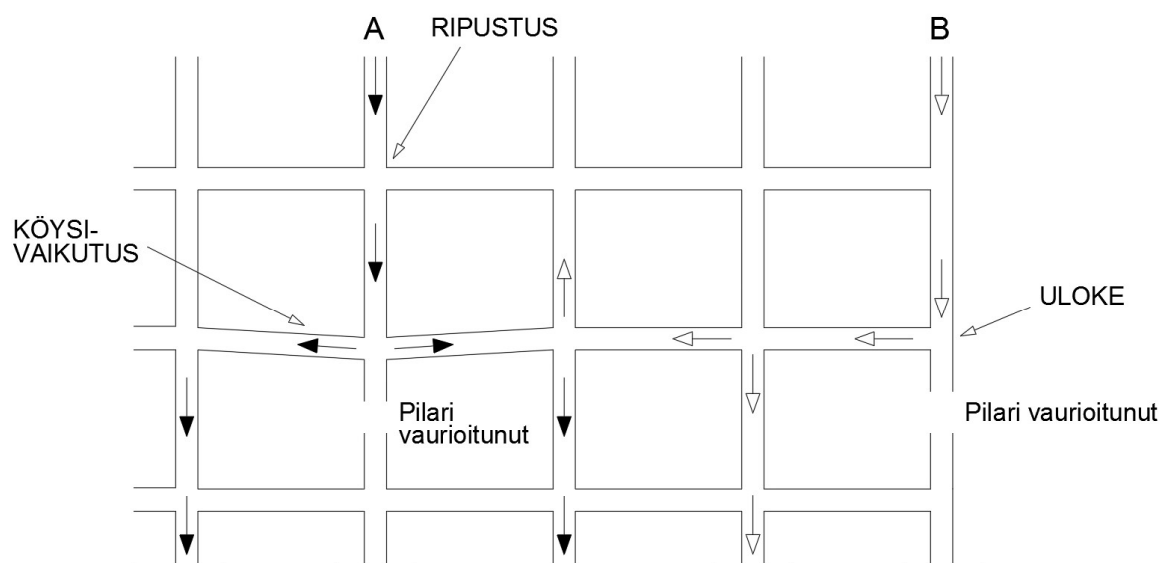
G_k tason omapainon ominaisarvo

Q_k tason muuttuvien kuormien ominaisarvo

(Betoinormikortti 23, 14.)

2.6 Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti

Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti toteutuu, kun vaurioituneeseen kantavaan pystyrakenteeseen vaikuttavat voimat siirtyvät ehjille rakenneosille. Tästä syntyvä uusi rakennesysteemi muodostuu vetoa kestävinä köysi- ja kalvorakenteina, kts. kuva 3. Tällöin tarkoituksena on estää suuren alan sortumat rakenteen salliessa suuriakin muodonmuutoksia.



Kuva 3. Vaihtoehtoisten kuormansiirtoreittien muodostumistapoja

A tapaus: Ehjät rakenteet muodostavat kalvo- ja köysirakenteen.

B tapaus: Ehjät rakenteet muodostavat ulokerakenteen.

Vaihtoehtoisessa kuormansiirtoreitissä elementtien liitosten tulee sallia plastisten nivelien synty, ja tämä vaatii liitoksilta sekä suurta vetovoimakestävyyttä että muodonmuutoskykyä. Näin putoavan kappaleen liike-energia saadaan sidottua kiinni ehyeen rakenteeseen ja jatkuva sortuma pystytään estämään. Oikeaan paikkaan ja riittävän suurilla teräksillä ele-

menttien liitokset ja saumat pystyvät muodostamaan plastisia niveliä. Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin suunnittelu lähtee siitä, että jokainen pystyrakenne sekä jokainen pystyrakennetta tukeva palkki ajatellaan poistetuksi yksi kerrallaan.

On myös huomioitava, että rakenneosat, jotka eivät normaalisti ole kantavia rakenteita, voivat toimia korvaavina rakenteina onnettomuustilanteessa. Muuttunut rakennesysteemi tulee mitoittaa onnettomuustilanteen muuttuvien kuormien yhdistelmälle ja rakenteiden omalle painolle. Onnettomuustilanteessa niin hyötykuorman kuin omapainonkin osavarmuusluku on 1,0. Myös betonin ja betoniteräksen osavarmuusluku on 1,0. (Betoninormikortti 23, 16.)

Mitoitustilanne	Betonin osavarmuusluku γ_c	Betoniteräksen osavarmuusluku γ_s	Jänneteräksen osavarmuusluku γ_s
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen mitoitustilanne	1,5	1,15	1,15
Normaalisti vallitsevassa ja tilapäisessä mitoitustilanteessa voidaan käyttää pienennettyjä osavarmuuslukuja mikäli käytössä: - SFS-EN 13670 mukainen toteutusluokka 3 ja toleranssiluokka 2 sekä betonin valmistuksen laadunvalvonta on varmennettu - betonielementeissä SFS-EN 1992-1-1 taulukon A.1 mukaiset pienennetyt poikkeamat sekä betonin valmistuksen laadunvalvonta on varmennettu	1,35	1,10	1,10
Onnettomuustilanne	1,0	1,0	1,0

Taulukko 1. Betonin, betoniteräksen ja jänneteräksen osavarmuuskertoimet eri tilanteissa. (Betonirakenteiden suunnitteluohje RIL 202-2011)

2.7 Seuraamusluokat onnettomuustilassa

Mahdollisten vaurioiden seuraamusten vakavuuden perusteella rakennukset jaetaan seuraamusluokkiin. Jokaiselle liike- ja toimistorakennukselle tulee määrittää tämä seuraamusluokka. Määrittäminen suoritetaan standardeja SFS-EN 1990 ja SFS-EN 1991-1-7 noudattaen. SFS-EN 1991-1-7 standardissa on ohjeet tarkemman seuraamusluoman määrittämiseen. Ohessa RIL 201-1-2017 Eurokoodi 0:sta otettu taulukko seuraamusluokkien määrittämiseen.

Seuraamusluokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä kuten <ul style="list-style-type: none"> • yli 8-kerroksiset asuin-, konttori- ja liikerakennukset • konserttisalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot • raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset Erikoisrakenteet kuten esim. suuret mastot ja tornit. Luisat sekä penkereet ja muut rakenteet hienorakeisten maalajien alueilla siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä.
CC2	Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1
CC1	Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten tai pienten tai merkityksettömien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä kuten esim. varastot. Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa

Taulukko 2. Perus seuraamusjakotaulukko, SFS-EN 1990 liitteen mukainen

Seuraamusluokka	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä
CC3b alaluokka	<ul style="list-style-type: none"> • Muut kuin CC3a luokkaan kuuluvat yli 8-kerroksiset rakennukset kellarikerros mukaan lukien • Teatterit, konserttisalit, katsomot, urheilu- ja näyttelyhallit • Raskaasti kuormitetut ja pitkiä jännevälejä sisältävät rakennukset, jossa on usein paljon ihmisiä • Erikoisrakenteet erillisen tapauskohtaisen harkinnan mukaan
CC3a alaluokka	9-15 kerroksiset rakennukset, joiden käyttötarkoitus sekä rungon tyyppi vastaavat asuin-, konttori- ja liikerakennuksia. Kellari kerros luetaan mukaan kerroslukuun.
CC2b alaluokka	Rakennukset, jotka eivät kuulu seuraamusluokkiin 1, 2a tai 3, mutta kuuluvat melko suuren riskin ryhmään.
CC2a alaluokka	<ul style="list-style-type: none"> • Rakennukset, jotka kuuluvat melko pienen riskin ryhmään • Korkeintaan neljä maanpäällistä kerrosta, jotka ovat enintään 16 m korkeita maanpinnasta
CC1	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa oleskelee vain väliaikaisesti ihmisiä. Esimerkiksi varastorakennukset.

Taulukko 3. Tarkennettu seuraamusluokkakajo, SFS-EN 1991-1-7 liitteen mukainen

RIL 201-1-2017 ohjeiden mukaisesti seuraamusluokat antavat mitoituksiin vaadittavia kertoimia perustuen rakennuksen käyttötarkoitukseen. CC3 luokassa usean eri rakennekohtaan suunnitteluun lisätään rakenteiden kapasiteettia pienentävä kerroin. Myös mitoituskuorman suuruus muuttuu eri seuraamusluokissa seuraavasti:

CC1 kuormakerroin on 0,9

CC2 kuormakerroin on 1,0

CC3 kuormakerroin on 1,1

(Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat, RIL 201-1-2017)

2.8 Korroosio

Rakenteissa olevien liitoksien ja kiinnityssysteemien tulee kestää koko rakenteen käyttöiän tai ne pitää pystyä vaihtamaan (Runko-BES, julkaisu 7 - liitokset, 10). Betonirakenteissa korroosio vaikuttaa eniten betoniteräkseen, tästä syystä eri ympäristöluokissa betonipeitteille on annettu vähimmäisarvovaatimukset, kts. taulukko 6. Ympäristöluokat on määritetty taulukossa 5. Yksinkertaisin keino hidastaa suuresti betoniteräksen korroosion haittavaikutuksia on ruostumattoman teräksen käyttö, tai ääritilanteissa haponkestävän teräksen käyttö. Toisaalta erikoisvalmisteisen teräksen valmistuskustannukset ovat korkeammat, joten myös rakennusmateriaaleina nämä ovat hintavampia normaaliin mustaan rautaan verrattuna. Tästä syystä ruostumatonta – ja haponkestävää terästä suositellaan käytettävän vain mikäli muuten ei saavuteta tarvittavaa suojaa korroosiota vastaan.

Luokan merkintä	Ympäristön kuvaus	Esimerkkejä
1. Ei korroosion tai rasituksen riskiä		
X0	Yleisesti kaikki raudoittamattomat betonit. Raudoitettu betoni sijaitsee kuivassa olosuhteissa	Betoni sisätiloissa, jossa ilmakosteus on hyvin alhainen
2. Karbonatisoitumisen vaikutuksista aiheutuva korrosio		
XC1	Kuiva tai pysyvästi märkä	Betoni sisätiloissa Betoni pysyvästi veden alla
XC2	Märkä, harvoin kuiva	Betoni, joka on pitkään kosketuksissa veteen Useimmat perustukset
XC3	Kohtalaisen kostea	Betoni tiloissa, jossa ilmankosteus on kohtailen tai suuri Ulkona oleva sateelta suojattu betoni
XC4	Märkä ja ajoittain kuiva	Betonipinnat, jotka ovat kosketuksissa veden kanssa, mutta eivät kuulu rasitusluokkaan XC2
3. Muu kuin meriveden aiheuttama korrosio		
XD1	Kohtalaisen kostea	Betonipinnat, jotka ovat alttiina ilman sisältämille klorideille
XD2	Märkä, harvoin kuiva	Uima-altaat Betoni on alttiina kloridipitoiselle teollisuusvedelle
XD3	Märkä ja ajoittain kuiva	Sillan osat, jotka ovat alttiina kloridipitoisille roiskeille Jalkakäytävät ja parkkitalojen laatat
4. Meriveden kloridien aiheuttama korrosio		
XS1	Betoni on kosketuksissa ilman kuljettaman suolan kanssa	Lähellä rannikkoa tai rannikolla olevat rakenteet
XS2	Pysyvästi veden alla	Merirakenteiden osat
XS3	Vuoroveden ja roiskeen vyöhykkeellä	Merirakenteiden osat
5. Jäädytys-sulamisrasitus		
XF1	Kohtalainen vedellä kyllästymien ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit pystysuorat betonipinnat
XF2	Kohtalainen vedellä kyllästymien ja mukana jäänsulatusaineet	Tierakenteiden pystysuorat betonipinnat, jotka ovat alttiina jäätymiselle ja ilman kuljettamille jäänsulatusaineille
XF3	Suuri vedellä kyllästymien ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit vaakasuorat betonipinnat
XF4	Suuri vedellä kyllästymien ja mukana jäänsulatusaineet	Jäänsulatusaineille alttiit teiden ja betonin pinnat Meren rannalla olevat jäätymiselle alttiit rakenteet
6. Kemiallinen rasitus		
XA1	Vähän aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA2	Kohtalaisen aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA3	Hyvin aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi

Taulukko 4. Ympäristöluokkien määrittäminen (RIL 202-2011)

Kirjassa by 51, betonirakenteiden käyttöikäsuunnittelu, on tarkemmat ympäristöluokkien määrittäykset Suomen olosuhteisiin. Nämä tarkennetut määrittäykset on tehty yhdistelemällä RIL:in taulukon arvoja.

Betoni- ja sementin vähimmäisarvovaatimus, $c_{\min, \text{dur}}$ (mm)				
Kriteeri	Rasitusluokka taulukon 5 mukaan			
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4
Betoni- ja sementin paksuus, min (mm)	10	10	20	25
100 vuoden käyttöikä			+5	+5
Lujuusluokka \geq	C20/25	C30/37	C35/45	C35/45

Taulukko 5. Betonin vähimmäisarvovaatimukset eri ympäristöluokissa, kun suunniteltu käyttöikä on 50 vuotta (RIL 202-2011)

3 ONTELOLAATAN LIITOS LEUKAPALKKIIN REUNATUELLA

3.1 Yleisesti

Ontelolaatta on nykyään selvästi eniten käytetty välipohjarakenne liiketila- ja toimistorakentamisessa. Laatassa olevien onteloiden sekä jännitettyjen teräksien avulla ontelolaatalla päästään pitkiin jänneväleihin suhteellisen pienillä elementtien painoilla. Ontelolaatasta muodostetaan yhtenäinen levy, joka siirtää siihen kohdistuvat vaakakuormat pystyrakenteille. Pilari-palkkirunkoisen rakennuksen jäykistys tapahtuu yleensä hissi- ja porraskuiluilla tai jäykistävillä seinillä. Näihin jäykistäviin rakenteisiin laatasto sidotaan kiinni raudoituksen avulla.

3.2 Mitoitus

Tässä opinnäytetyössä mitoitetaan reunatuella oleva epäsymmetrisen leukapalkin ja ontelolaatan liitos. Keskituella olevalle leukapalkille mitoitus toteutetaan suurelta osin samalla tavalla, mikäli saumarauta viedään palkin läpi eikä päältä. Ainut ero mikä tulee huomioida, on se, että symmetrisesti olevat leuat eivät lisää vääntöä keskituella olevalla palkilla. Toki tulee myös huomioida, että mikäli leukapalkille tukeutuvat laattatasot kuormittavat palkkia erisuurilla voimilla, kohdistuu liitokseen tukireaktioiden erotuksen verran vääntävää momenttia.

Leukapalkin liitoksen mitoituksen ehtona on, että poikkileikkauksen momenttikapasiteetin tulee olla vähintään yhtä suuri kuin laskentakuormien aiheuttaman taivutusmomentin määrä. Toisin sanoen ontelolaattojen saumoihin sijoitetut saumaraudat yhdessä saumavälun kanssa ottavat vastaan väännön, mikä aiheutuu palkin epäsymmetrisestä kuormituksesta. Katso kuva 4.

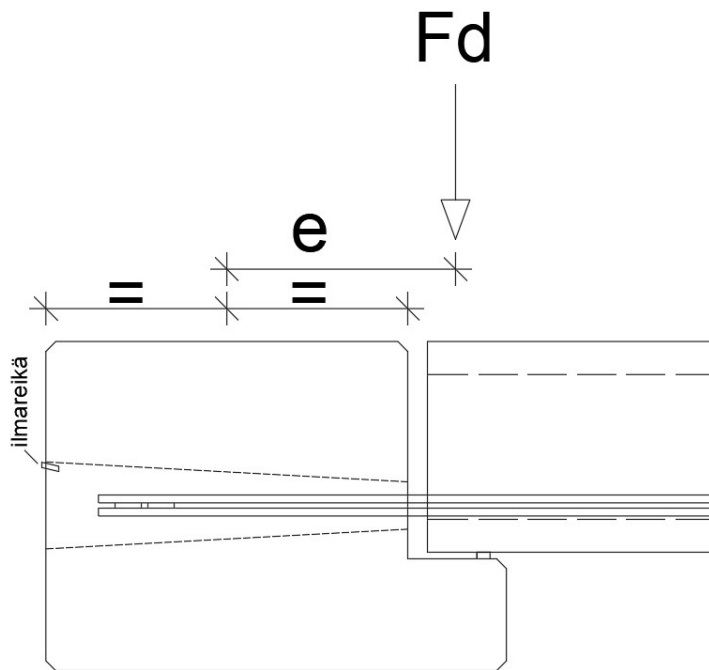
Mitoitus aloitetaan aina liitosta rasittavan kuorman suuruudella. Tämän kuorman suuruuteen vaikuttavat kertoimet tulee valita RIL 201-1-2017 määräyksistä. Liitosta rasittava vääntömomentti saadaan seuraavasti:

$$M_d = F_d * e \tag{3}$$

missä

F_d palkin leualle tuleva laskentakuorma

e laskentakuorman epäkeskisyyden



Kuva 4. Leukapalkin ja ontelolaatan voimasysteemi

Arvon e määrittämisessä tulee ottaa huomioon mihin kohtaan laskentakuorma kohdistuu. Tähän vaikuttaa palkin ja laatan välisen sauman suuruus, palkin leuan suuruus sekä mahdollisen kumilaakerin leveys. On tärkeä määrittää epäkeskisyyden oikein, sillä pienelläkin virheellä tarvittavan raudoituksen määrä muuttuu huomattavasti. Vääntävään momenttiin tulee myös lisätä toispuoleisen leuan aiheuttama vääntö.

Tämän jälkeen määritetään suhteellinen momentti kaavalla:

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (4)$$

missä

M_d	vääntömomentin suuruus
f_{cd}	betonin laskentalujuus
b	tarkasteltavan poikkileikkauksen leveys
d	poikkileikkauksen tehollinen korkeus

Poikkileikkauksen leveys vielä tässä vaiheessa laskua kannattaa pitää metrinä, lopussa tarvittava teräsmäärä kerrotaan 1,2 jotta saadaan vaadittava teräsmäärä ontelolaattojen saumoihin. Poikkileikkauksen teholliseen korkeuteen vaikuttaa ontelolaatan korkeus sekä korkeus mihin teräkset asetetaan laatan pohjan suhteen. Tämä korkeus voi olla hankala määrittää, sillä välttämättä työmaalla ei teräksiä saa ontelolaattojen sauman pohjaan kuin on suunniteltu. Tästä syystä teräkset kannattaa jo suunnitteluvaiheessa miettiä tulevan siihen

korkeuteen, mihin ne varmasti saadaan. Lisäksi tulee muistaa huomioida, kuinka suuri harjateräs kahden ontelolaatan väliseen saumaan voidaan maksimissaan sijoittaa.

Suhteellisen momentin μ tulee olla pienempi kuin tasapainoraidoitusta vastaava suhteellinen momentti μ_b .

Tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus määritetään kaavalla:

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu} \quad (5)$$

missä

μ suhteellinen momentti

Sisäisen momenttivarasi lasketaan kaavalla:

$$z = d * \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) \quad (6)$$

missä

d poikkileikkauksen tehollinen korkeus

β tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus

Teräkseen kohdistuvan vetovoiman suuruus selvitetään:

$$N_s = \frac{M_d}{z} \quad (7)$$

missä

M_d vääntömomentin suuruus

z sisäinen momentin varsi

Tarvittava teräsmäärä 1,2 metrin matkalle saadaan:

$$A_s = \frac{N_s}{f_{yd}} * 1,2 \quad (8)$$

missä

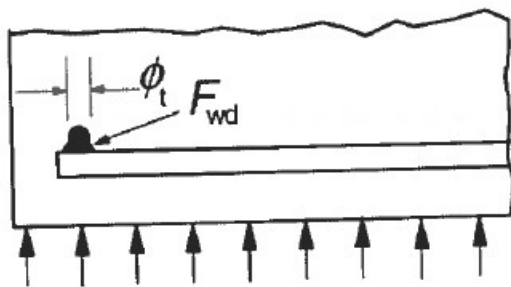
N_s teräkseen kohdistuvan vetovoiman suuruus

f_{yd} teräksen myötölujuuden mitoitusarvo

Saumateräksen/saumateräksien pinta-ala tulee olla vähintään arvon A_s suuruinen

3.3 Teräksen ankkurointi

Momentti, mikä aiheutuu leukapalkille tulevasta epäsymmetrisestä kuormasta, pyrkii repimään saumaraudoituksen irti palkista. On siis tärkeää tarkistaa ankkuroinnin toteutuminen. EN1992-1-1 Eurokoodi 2 sisältää ohjeet ankkurointipituuden määrittämiseen. Tässä työssä on ankkurointipituuden tutkinta rajoitettu vain suorien tankojen ankkurointiin. Tilanteissa, missä suoran tangon suurin mahdollinen ankkurointipituus ei riitä, on teräksen päähän mahdollista lisätä hitsattu ankkurointikappale, ks. kuva 5 (ks. SFS-EN1992-1-1, kuva 8,6), joka mahdollistaa suuremman ankkurointikestävyuden. Tankoparien väliin hitsatut välikappaleet kasvattavat myös ankkurointikestävyttä.



Kuva 5. Hitsattu poikkitanko ankkurointikappaleena. (SFS-EN1992-1-1)

Ensin määritetään riittävän suuri tartuntalujuuden arvo, jotta murtorajatilassa ei aiheudu tartunnan peittämisestä aiheutuvaa murtumista.

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 \eta_2 * f_{ctd} \quad (9)$$

missä

η_1 tartuntaolosuhdekerroin. Leukapalkin ja ontelolaataston liitoksessa tartuntaolosuhteet ovat poikkeuksetta hyvät, joten käytetään arvoa 1,0.

η_2 riippuu tangon halkaisijasta.
1,0, kun $\Phi \leq 32$ mm ja
 $(132 - \Phi) / 100$, kun $\Phi \geq 32$ mm

f_{ctd} betonin vetolujuuden mitoitusarvo

Ankkurointipituuden perusarvoa määrittäessä tulee ottaa huomioon tankojen tartuntaominaisuudet sekä teräksen tyyppi. Työmaalla tulee lisäksi varmistaa, että saumavalu ontelolaattojen saumoissa pääsee vapaasti ympäröimään saumateräkset. Samoin on varmistettava, että palkeissa olevat vaarnareiät, joihin saumateräkset ankkuroidaan, täyttyy kokonaan betonimassalla. Tämä voidaan varmistaa reunapalkin toiselle puolen tehtävästä ilma-riestä, ks. kuva 4.

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\Phi}{4}\right) * \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right) \quad (10)$$

missä

Φ tangon halkaisija.

Tankopareja käyttäessä, jotka ovat samaa halkaisijaa, korvataan Φ ekvivalentilla halkaisijalla $\Phi_n = \Phi\sqrt{2}$

Eri paksuisia tankopareja käyttäessä korvataan Φ arvolla $\Phi_n = \sqrt{\frac{4 * A_{tot}}{\pi}}$

σ_{sd} tangon mitoitusjännitys

f_{bd} tartuntalujuuden arvo

Mitoitusarvo ankkurointipituudelle saadaan kaavasta:

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (11)$$

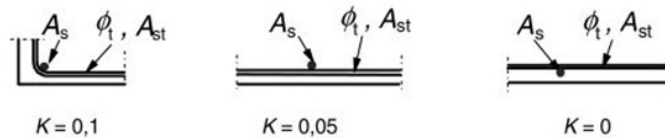
missä

α_{1-5} taulukon 7 mukaiset arvot

$l_{b,rqd}$ ankkurointipituuden perusarvo

$l_{b,min}$ vetovoimaa ankkuroitaessa: $l_{b,min} \geq \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\Phi; 100mm\}$

Vaikuttava tekijä	Ankkurointityyppi	Betoniteräs	
		vetoteräs	puristusteräs
Tankojen muoto	Suora	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_1 = 0,7$ jos $c_d > 3\phi$ muuten $\alpha_1 = 1,0$ (mitan c_d arvot ovat kuvassa 8.3)	$\alpha_1 = 1,0$
Betonipeite	Suora	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (mitan c_d arvot ovat kuvassa 8.3)	$\alpha_2 = 1,0$
Poikittainen laajenemisen estoraudoitus, jota ei ole hitsattu pääraudoitukseen	Kaikki tyypit	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Poikittainen hitsattu laajenemisen estoraudoitus*	Kaikki tyypit; sijainti ja koko kuvassa 8.1 (e) määritellyllä tavalla	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Laajenemista estävä poikittaispaine	Kaikki tyypit	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	–
missä $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min})/A_s$ ΣA_{st} poikittaisraudoituksen poikkileikkausala pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta l_{bd} $\Sigma A_{st,min}$ poikittaisraudoituksen poikkileikkausalan vähimmäisarvo = 0,25 A_s palkeilla ja 0 laatoilla A_s yksittäisen halkaisijaltaan suurimman ankkuroidun tangon poikkileikkausala K kuvan 8.4 arvot p poikittaispaine [MPa] murtorajatilassa pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta l_{bd} .			
* Ks. myös kohtaa 8.6: Valittomilla tuilla ankkurointipituuden mitoitusarvona l_{bd} voidaan käyttää pienempää arvoa kuin $l_{b,min}$ mikäli tuen kohdalla on vähintään yksi hitsattu poikittaislanka. Tämän edellytetään olevan vähintään 15 mm tuen ulkopinnalla.			

Taulukko 6. Kertoimien α_{1-5} arvot

(SFS-EN 1992-1-1. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa

1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, kohta 8,4.4, taulukko 8,2)

4 PILARIN JA PALKIN PULTTILIITOS

4.1 Yleisesti pulttiliitoksesta

Pilari-palkkirunkoja on monia erilaisia. Palkkeja löytyy moneen erilaiseen tarpeeseen. Perus suorakaidepalkki on helpoin ja halvin vaihtoehto niin elementtitehtaalle kuin työmaallekin. Leukapalkeilla parannetaan rakennuksen esteettistä puolta, kun taas H- ja HI-palkeilla päästään suurempiin jänneväleihin. Useampi kerroksisissa rakennuksissa pilarit ovat yleisesti pitkiä, monen kerroksen läpi meneviä pilareita. Välipohjapalkkien liitos pilareihin voidaan toteuttaa betonikonsoleilla tai teräksisellä piilokonsolilla. Piilokonsolin käyttö yleistyy koko ajan, johtuen esteettisistä sekä elementtien valmistusteknisistä syistä.

Pilarin ja sen päälle tulevan palkin liitos tapahtuu pulttauksella. Pilari-elementtiin jo valun aikana sijoitettu kierrepäinen tappi menee palkissa olevan reiän läpi. Liitos kiristetään mutterilla tiukaksi. Palkissa oleva tapille tarkoitettu reikä voidaan juotosvalulla valaa umpeen tai olla valamatta. Palkin kutistuman aiheuttamien pakkovoimien synnyn ehkäisemiseksi on suositeltavaa valaa enintään vain palkin toisen pään tappikolo umpeen, yleisintä on jättää kumpikin pää valamatta. Katso kuva 1. Tappiliitos on kaiken kaikkiaan erittäin nopea asentaa, eikä työhön tarvitse mitään erikoistyökaluja tai -osaamista. Harvoissa tapauksissa liitokseen voi kohdistua tärinää, tällöin mutterin löystyminen tulee olla estetty esimerkiksi hitsauksen tai varmistussokan avulla.

4.2 Pulttiliitoksen toiminta

Pilarin ja palkin välistä pulttiliitosta rasittaa palkin pystysuuntaisen tukireaktion lisäksi myös palkin vaakasuuntainen voima. Pystysuuntainen rasitus on palkin kautta tulevan tukireaktion suuruinen. Vaakavoimia ovat tuulikuorman sekä muiden ulkoisten rasitteiden lisäksi palkin kutistumisesta, virumisesta ja lämpöliikkeestä aiheutuvat pakkovoimat.

Pulttiliitos voidaan toteuttaa kahdella tavalla; juotettuna tai juottamattomana. Tappiliitoksessa, jossa reikää ei ole juotettu umpeen siirtää liitos vaakavoimia tukipintojen välisen kitkan avulla. Katastrofimitoituksessa ei kitkavoimaa saa ottaa tässä mitoituksessa huomioon. Juotettu liitos siirtää vaakavoimia myös pultin vaarnavoimalla. (Runko-BES, julkaisu 7 - liitokset, 7.)

4.3 Mitoitus

Liitos mitoitetaan sekä putoamisen estämiseksi ja jatkuvan sortuman rajoittamiselle. Näistä suuremman arvon saanut tilanne mitoittaa tapin onnettomuusrajatilanteessa. Kappaleissa 2.3 ja 2.4 on aiemmin käsitelty Eurokoodin asetukset näistä tilanteista.

Ensimmäiseksi suunnittelija määrittää palkin ja pilarin liitokseen kohdistuvan tukireaktion suuruuden onnettomuus tilanteessa, eli ilman murtorajakertoimia. Tämän jälkeen tutkitaan kumpi tilanne, putoamisen esto vai sortuman rajoittaminen, saa suuremman arvon. Putoamisen estäminen ratkaistaan kaavalla 1, joka on käyty läpi aiemmin kappaleessa 2.4. Jatkuvan sortuman estäminen vaatii pulttiliitokselta kapasiteetin suuruudeltaan 20 kN/m jokaista palkin alkavaa pituusmetriä kohden, ei kuitenkaan 150 kN suurempaa arvoa. Tässä on huomioitava, että CC3 seuraamusluokassa jatkuvan sortuman ehkäisyn kaava on erilainen. Se on pitemmälle johdettu yhtälö, jossa lisämuuttujina on kerroskorkeus ja kerrosten lukumäärä. Opinnäytetyön Excel-mitoitusohjelmat on tarkoitus pitää mahdollisimman yksinkertaisena, joten pultin mitoitusohjelmassa seuraamusluokaksi on oletettu CC2. CC3 luokassa jatkuvan sortumisen estämisen kaava on:

$$F_{tie} = F_t * \frac{h}{2,5m} * s \quad , \text{ mutta kuitenkin enintään } F_{tie} = 2 * F_t * 2 \quad (12)$$

missä

F_t 48 kN/m tai $(16 + 2,1 * n_s)$ kN/m, sen mukaan kumpi suurempi

h kerroskorkeus

s sidevoiman kertymisleveys, eli palkin pituus

n_s kerrosten lukumäärä koko rakennuksessa

(RIL 201-4-2017: Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuus tilanteessa)

Tämän jälkeen yhden pultin koko saadaan ratkaistua kaavalla:

$$\Phi = \sqrt{\frac{V_u}{1,2 * \sqrt{f_{ck} * f_{yk}}}} \quad (13)$$

missä

V_u putoamisen esto tai jatkuvan sortuman rajoittamien, suuremman arvon vaativa

f_{ck} betonin puristuslujuuden ominaisarvo

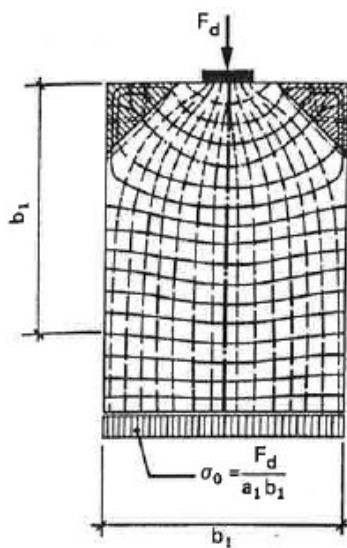
f_{yk} teräksen ominaisvetolujuus

5 PILARIN YLÄPÄÄN LISÄHAAT

5.1 Pilarin yläpäähän toimintaperiaate

Pilarin kannatellessa palkkia on elementtien välissä poikkeuksetta neopren laakerointi. Tämä laakeri aiheuttaa paikallisen puristuman. Paikallisella puristuksella tarkoitetaan sitä, että tarkasteltavaa rakennetta kuormitetaan voimalla, joka keskittyy vain osalle rakenteen poikkileikkauksesta. Paikallinen puristuma aiheuttaa teräsbetonipilarin päähän puristusjännityksen lisäksi myös poikkittaisia halkaisuvoimia sekä vetovoimia pintojen suuntaisesti. Pila-reissa mm. neopren laakerointi ja ylemmän pilarin koon pienentyminen aiheuttaa paikallisen puristuksen. Tässä työssä käsitellään vain laakeroinnin aiheuttamien halkaisuvoimien selvittäminen sekä niiden sitominen raudoituksen avulla.

Tukireaktion jakautuessa kumilaakerin kautta pilariin, voidaan mitaksi, jolloin voima jakautuu koko pilarin poikkileikkauksessa vaikuttavaksi puristusjännitykseksi olettaa olevan pienempi kuin pilarin leveys. Betonipilarin päässä on kuormitusta vain kumilaakerin kokoisella alueella ja nurkkiin syntyy ns. "kuolleet alueet".



Kuva 6. Puristavan voiman vaikutusviivat (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, osa2 BY 202)

5.2 Paikallinen puristuskapasiteetti

Kapasiteetin kasvu paikallisessa puristuksessa on mahdollista, kun halkaisuvoimat otetaan kiinni raudoituksella. Rakenteen sisältäessä kyseisen raudoituksen voidaan paikallinen puristuskapasiteetti F_{Rdu} laskea kaavasta:

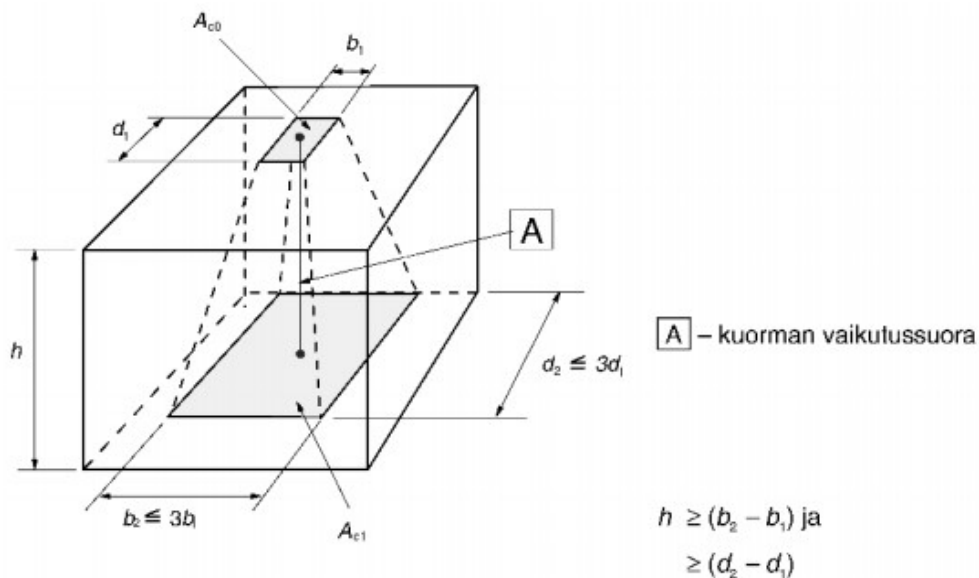
$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq k \cdot A_{c0} \cdot f_{cd} \quad (14)$$

missä

A_{c0}	kuormitetun pinnan ala
A_{c1}	kuorman jakautumispinnan ala
f_{cd}	puristuslujuuden mitoitusarvo betonille

Eurokoodissa on määrätty ehdot, jotka kuorman jakautumispinnan alan A_{c1} tulee täyttää, jotta kaavaa voidaan käyttää:

- Jakautumispinnan painopiste täytyy olla kuormittavan voiman vaikutus-suoralla,
- jakautumiskorkeus kuormalle tulee olla suurempi kuin kuormitetun pinnan ja kuorman jakautumispinnan vastaavien sivujen erotus
- rakenteessa ei saa olla heikennyksiä kuormitetun pinnan ja jakautumis-pinnan välillä,
- puristuskuormituksia ollessa useampi kuin yksi eivät niiden jakautumis-alueet saa limittyä.



Kuva 7. Paikallisen puristuksen jakautumis- ja kuormitusalueiden määritelmät (SFS-EN 1992-1-1. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu, kohta 6.7)

5.3 Mitoitus

Pilarin päähän kohdistuva kuormien mitoitusarvon selvitys tehdään ensimmäiseksi. Tämän jälkeen selvitetään, ylittyykö betonin halkaisukapasiteetti:

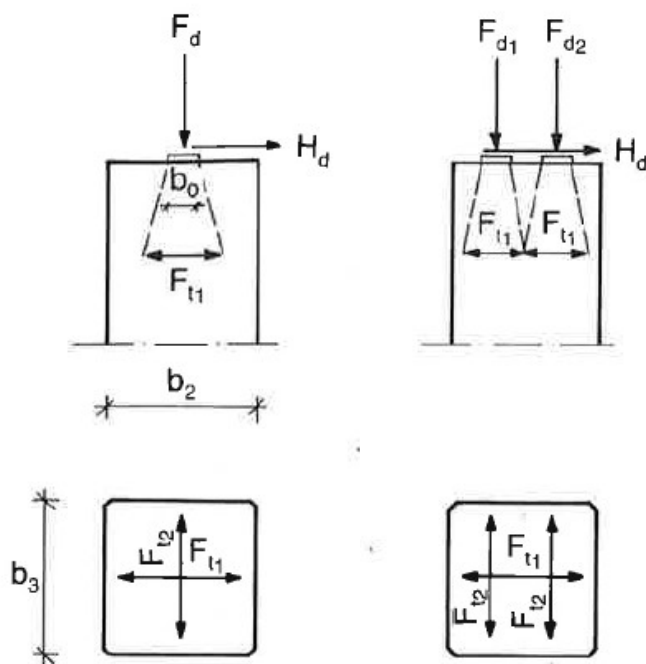
$$\frac{1,2 * F_d}{A_{c0}} \leq f_{cd} \quad (15)$$

missä

F_d kuormittavan voiman mitoitusarvo
 A_{c0} toimivan tukipinnan ala
 f_{cd} betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
 (Runko-BES, julkaisu 8 – teräsbetonipilarit, 158.)

Oksman (2020-03-24) toisaalta painotti että, vaikka teräsbetonipilarin pään halkaisukapasiteetti ei ylittyisikään, on lisäraudoitusta suositeltavaa laittaa, sillä pilarin pään halkeaminen on yleinen ja erittäin kalliiksi tuleva virhe. Tästä syystä mitoitusohjelmassa ei ole tätä halkaisukapasiteetin tarkastelua ollenkaan.

Seuraavaksi tulee selvittää, kuinka suuri pilarin päätä halkaiseva voima on. Pilarille tukeutussa kaksi palkkia, on halkaisuvoimien suuruus hieman pienempi kuin tilanteessa missä pilarille tukeutuu yksi palkki. Halkaisuvoimien selvitys etenee seuraavasti:



Kuva 8. Pilarin halkaisuvoimat yhden sekä kahden palkin tukeutumistapauksessa (Runko-BES, julkaisu 8 – teräsbetonipilarit, 159)

Pilarin päähän tukeutuu yksi palkki.

$$F_{t1} = 0,25 * F_d * \left(1 - \frac{30+2*t}{b_2}\right) \quad (16)$$

$$F_{t2} = 0,25 * F_d * \left(1 - \frac{\frac{b_3}{3}+100}{b_3}\right) \quad (17)$$

$$H_d = 0,2 * F_d \quad (18)$$

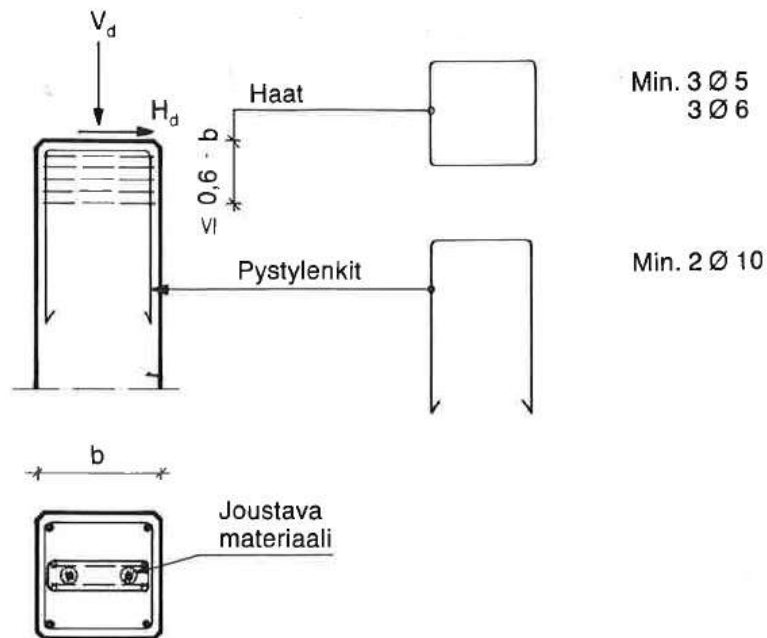
Pilarin päähän tukeutuu kaksi palkkia. Huom. $F_{d1} > F_{d2}$.

$$F_{t1} = 0,25 * F_{d1} * \left(1 - \frac{30+2*t}{\frac{b_2}{2}}\right) \quad (19)$$

$$F_{t2} = 0,25 * F_{d1} * \left(1 - \frac{\frac{b_3+100}{3}}{b_3}\right) \quad (20)$$

$$H_d = 0,2 * (F_{d1} + F_{d2}) \quad (21)$$

Halkaisuvoima otetaan kiinni pilarin yläpäässä olevalla tihennetyllä hakaraidoituksella. Vaa-
kavoima otetaan kiinni U-lenkeillä.



Kuva 9. Pilarin yläpään rauditusperiaate (Runko-BES, julkaisu 8 – teräsbetonipilarit, 160)

6 ESIMERKKI MITOITUS

Mitoitetaan CC2 seuraamusluokkaan kuuluvan julkisen rakennuksen pilarin ja palkkien liitos sekä reunimmaisen leukapalkin ja ontelolaatan liitos. Esimerkkitapauksen välipohjan omapaino on $4,2 \text{ kN/m}^2$ ja hyötykuorma on $4,6 \text{ kN/m}^2$. Betonina elementeissä ja saumavaluissa on 35/45 lujuusluokan betoni. Teräksenä käytetään B500B. Ontelolaatasto on OL320, ja sen jänneväli on $14,8 \text{ m}$. Leukapalkit ovat 6 m pitkiä ja pilarille niitä tukeutuu kaksi kappaletta. Pilarin mitat ovat $380 \times 380 \text{ mm}$ ja pilarin päällä on 10 mm paksu Neopren kumilaa-keri. Osavarmuus kertoimet ovat taulukon 1 mukaan normaalisti vallitseva ja tilapäinen mitoitustilanne.

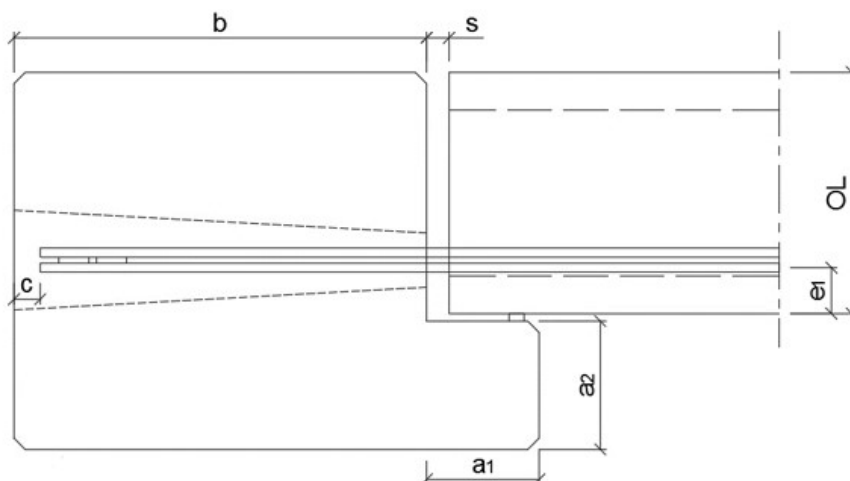
6.1 Leukapalkin ja ontelolaatan mitoitus

$$F_k = (4,2 \text{ kN/m}^2 + 4,6 \text{ kN/m}^2) * 14,8 \text{ m} / 2 = 65,12 \text{ kN/m}$$

$$F_d = ((4,2 \text{ kN/m}^2 * 1,15) + (4,6 \text{ kN/m}^2 * 1,5)) * 14,8 \text{ m} / 2 = 86,80 \text{ kN/m}$$

Palkin geometria on seuraavanlainen:

Ontelolaatan paksuus	OL	320	mm
Palkin leveys	b	380	mm
Sauman leveys	s	50	mm
Leuan leveys	a1	150	mm
Leuan korkeus	a2	180	mm
Saumateräkset laatan alapinnasta	e1	60	mm
Laatan tukipinnan suuruus		80	mm
Suojabetoni	c	25	mm



Kuva 10. Esimerkkipalkin geometria

Laskentamomenttiin pitää muistaa lisätä toispuoleisen leuan painosta aiheutuva lisävääntö.

$$M_d = 86,80 \text{ kN/m} * 0,28 \text{ m} + 0,78 \text{ kN/m} * 0,265 \text{ m} = 24,51 \text{ kNm/m}$$

Tasapainoraudoituksen tarkistus

$$\mu = 24,51 \text{ kNm/m} * 10^6 / 19,85 \text{ MPa} * 1000 \text{ mm} * (260 \text{ mm})^2 = 0,018 < 0,358 \text{ OK}$$

Tehollinen puristuspinta

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,018} = 0,018 \text{ m}$$

Sisäinen momenttivarsi

$$z = 260 \text{ mm} (1 - 0,018 / 2) = 257,60 \text{ mm}$$

Teräkseen kohdistuva vetovoiman suuruus

$$N_s = 24,51 \text{ kNm/m} / 0,25760 \text{ m} = 95,15 \text{ kN}$$

Tarvittava saumateräsmäärä on

$$A_s = 95,15 \text{ kN} / (500 \text{ N/mm}^2 / 1,15) * 1,2 = 262,61 \text{ mm}^2$$

Valitaan teräspari T16T12, jonka $A = 314,16 \text{ mm}^2$

Ankkuroinnin toteutumisen tarkastus

$$f_{bd} = 2,25 * 1,0 * 1,0 * 1,47 \text{ MPa} = 3,3 \text{ MPa}$$

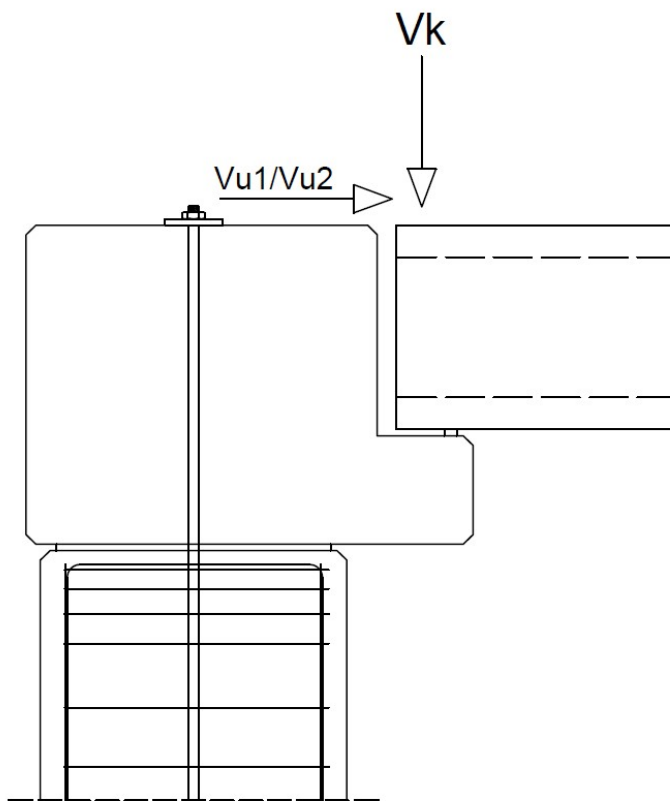
$$l_{b,rqd} = (20 \text{ mm}^2 / 4) * (302,87 \text{ MPa/mm}^2 / 3,3 \text{ MPa}) = 458,89 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = 458,89 \text{ mm} * 1,0 * 0,7 * 0,7 = 224,85 \text{ mm}$$

Suurin mahdollinen ankkurointi pituus palkkiin on $380 \text{ mm} - 25 \text{ mm} = 355 \text{ mm}$

$355 \text{ mm} > 224,85$, OK

6.2 Pulttiliitoksen mitoitus



Kuva 11. Tapin mitoituksen voimasuureet onnettomuustilanteessa

Tukireaktion ominaisarvo pulttiliitokselle on

$$V_k = 65,12 \text{ kN/m} * 6 \text{ m} / 2 = 195,36 \text{ kN}$$

Putoamisenesto vaatii tapilta kapasiteetin

$$V_{u1} = 195,36 \text{ kN} * 0,2 = 39,1 \text{ kN}$$

Jatkuvan sortuman esto vaatii kapasiteetin

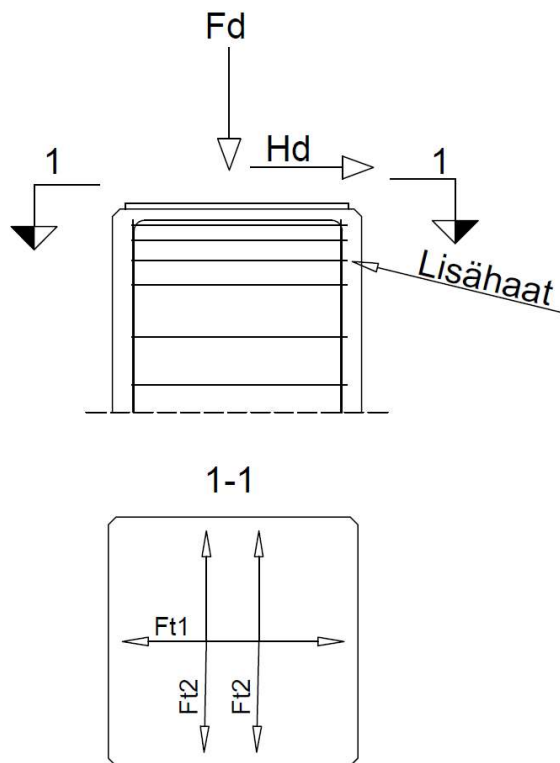
$$V_{u2} = 20,0 \text{ kN/m} * 6,0 \text{ m} = 120,0 \text{ kN}$$

Joten tarvittava tapin halkaisija on

$$\Phi = \sqrt{\frac{120 \text{ kN}}{1,2 * \sqrt{35 \text{ MPa} * 500 \text{ MPa}}}} = 27,50 \text{ mm}$$

Valitaan 32 mm tappi.

6.3 Pilarin yläpään lisähakojen mitoitus



Kuva 12. Pilarin yläpään lisähakojen mitoituksen voimasuureet

Kuormituksen mitoitusarvon suuruus

$$F_d = 86,80 \text{ kN/m} * 6,0 \text{ m} = 520,8 \text{ kN}$$

Pilariin tukeutuu kaksi palkkia, joten halkaisuvoimat ovat

$$F_{t1} = 0,25 * 520,8 \text{ kN} * (1 - ((30+2*10) / 380)) = 95,94 \text{ kN}$$

$$F_{t2} = (0,25 * 520,8 \text{ kN} * (1 - ((380/3 + 100) / 380))) * 2 = 105,08 \text{ kN}$$

Tarvittava teräsmäärä siis on

$$A_s = 105,05 \text{ kN} * 1000 / 434,78 \text{ N/mm}^2 = 241,7 \text{ mm}^2$$

Valitaan lisähaoiksi 2T10. Molempien leikkeiden yhteispinta-ala on

$$78,5 \text{ mm}^2 * 2 * 2 = 314,2 \text{ mm}^2$$

Liitoksessa vaikuttava vaakavoima on

$$H_d = 0,2 * (520,8 \text{ kN} + 520,8 \text{ kN}) = 208,32 \text{ kN}$$

Tämä voima otetaan kiinni pilarin päässä olevilla U-haoilla

$$A_s = 208,32 \text{ kN} * 1000 / 434,78 \text{ N/mm}^2 = 479,1 \text{ mm}^2$$

Valitaan U-lenkeiksi 2T12. Molempien leikkeiden yhteispinta-ala on

$$113 \text{ mm}^2 * 2 * 2 = 678,9 \text{ mm}^2$$

7 MITOITUSTAULUKOT

7.1 Saumaraudoituksen mitoitustaulukko

Mitoitustaulukosta saa pystykuormakapasiteetin murtorajatilassa (kN/m), jonka yksileukaisen palkin ja ontelolaatan välinen saumateräs pystyy ottamaan vastaan. Palkin leualla kulkee 20 mm kumilaakerinauha saumavalun stopparina, palkin viisteet ovat 15 mm ja ontelolaatan alapinnasta terästen keskelle on oletettu 50 mm. Ontelolaatan tukipinnan pituus on pienin mahdollinen, eli 200-370 mm paksuilla ontelolaatoilla 80 mm ja 400 mm sekä 500 mm laatoilla 100 mm. Runkoaineena taulukon arvoissa on käytetty 30/37 lujuusluokan betonia ja betoniteräksset ovat B500B. Taulukosta etsitään ensimmäiseksi oman palkin sekä ontelolaataston geometriset suureet ja tämän jälkeen voidaan katsoa, kuinka paljon kukin saumateräs pystyy ottamaan vastaan metrikuormaa.

Ontelo- laatasto	Leuan leveys (mm)	Palkin leveys (mm)											
		380						480					
		T12	T16	T12	T16	T12	T16	T12	T16	T12	T16	T12	T16
200	150	22,2	39,9	44,9	62,4	79,3	101,0	18,6	33,4	37,6	52,2	66,6	84,9
	180	19,8	35,6	40,1	55,7	71,1	90,6	16,8	30,3	34,2	47,5	60,6	77,3
	200	18,4	33,2	37,4	52,0	66,4	84,7	15,7	28,5	32,2	44,8	57,2	72,9
270	150	33,1	59,1	66,5	92,3	117,8	150,3	27,7	49,6	55,8	77,5	99,0	126,3
	180	29,5	52,9	59,6	82,7	105,7	134,9	25,1	45,1	50,8	70,6	90,2	115,2
	200	27,5	49,4	55,7	77,3	98,8	126,2	23,6	42,5	47,9	66,6	85,1	108,7
320	150	40,8	72,9	82,0	113,8	145,3	185,6	34,2	61,2	68,8	95,6	122,1	156,0
	180	36,5	65,3	73,5	102,0	130,3	166,5	31,0	55,7	62,7	87,1	111,3	142,2
	200	34,0	61,0	68,7	95,4	121,9	155,8	29,2	52,5	59,1	82,2	105,1	134,3
370	150	48,5	86,6	97,4	135,2	172,8	220,8	40,7	72,7	81,9	113,6	145,3	185,6
	180	43,4	77,6	87,3	121,3	155,0	198,1	37,0	66,2	74,6	103,6	132,4	169,3
	200	40,5	72,6	81,7	113,5	145,1	185,4	34,8	62,5	70,3	97,8	125,1	159,9
400	150	55,2	98,6	110,9	153,9	196,7	251,4	46,1	82,3	92,6	128,6	164,3	210,1
	180	49,2	88,0	99,0	137,5	175,8	224,7	41,7	74,7	84,1	116,9	149,4	191,1
	200	45,9	82,1	92,4	128,4	164,2	209,9	39,3	70,4	79,3	110,2	140,9	180,2
500	150	71,3	127,1	143,0	198,6	253,9	324,6	59,5	106,2	119,5	165,9	212,1	271,3
	180	63,6	113,6	127,8	177,5	226,9	290,2	54,0	96,5	108,6	150,8	192,9	246,8
	200	59,3	106,0	119,3	165,7	211,9	271,1	50,8	90,9	102,3	142,2	181,9	232,8

Taulukko 7. Ontelolaatan ja leukapalkin liitoksen mitoitustaulukko palkkileveyksille 380 mm sekä 480 mm

Ontelo- laastasto	Leuan leveys (mm)	Palkin leveys (mm)											
		580						680					
		T12	T16	T12	T16	T16	T20	T12	T16	T12	T16	T16	T20
200	150	15,9	28,7	32,4	45,0	57,4	73,1	13,9	25,2	28,4	39,4	50,4	64,2
	180	14,5	26,4	29,7	41,4	52,9	67,4	12,8	23,3	26,3	36,6	46,8	59,7
	200	13,7	25,0	28,2	39,3	50,2	64,0	12,1	22,2	25,0	34,9	44,7	57,0
270	150	23,8	42,7	48,1	66,8	85,3	108,9	20,8	37,5	42,2	58,6	75,0	95,7
	180	21,8	39,3	44,2	61,5	78,7	100,5	19,2	34,8	39,2	54,5	69,7	89,1
	200	20,6	37,3	42,0	58,5	74,8	95,5	18,3	33,2	37,4	52,1	66,6	85,1
320	150	29,4	52,7	59,3	82,4	105,3	134,5	25,8	46,2	52,1	72,4	92,5	118,2
	180	27,0	48,5	54,6	75,9	97,1	124,1	23,9	42,9	48,4	67,3	86,1	110,1
	200	25,6	46,0	51,9	72,2	92,3	118,0	22,7	41,0	46,2	64,3	82,3	105,2
370	150	35,0	62,7	70,5	98,0	125,2	160,1	30,7	55,0	61,9	86,1	110,1	140,7
	180	32,2	57,7	65,0	90,4	115,6	147,7	28,5	51,1	57,6	80,1	102,5	131,0
	200	30,5	54,8	61,7	85,9	109,9	140,5	27,1	48,8	55,0	76,5	97,9	125,3
400	150	39,5	70,6	79,4	110,4	141,1	180,4	34,5	61,8	69,5	96,6	123,6	158,0
	180	36,2	64,9	73,1	101,6	129,9	166,1	31,9	57,3	64,6	89,8	114,9	146,9
	200	34,3	61,6	69,3	96,4	123,4	157,8	30,4	54,7	61,6	85,7	109,7	140,3
500	150	51,0	91,1	102,5	142,4	182,1	232,9	44,6	79,8	89,8	124,7	159,5	204,1
	180	46,8	83,8	94,4	131,1	167,8	214,6	41,4	74,1	83,4	116,0	148,4	189,8
	200	44,4	79,6	89,6	124,5	159,3	203,9	39,4	70,7	79,6	110,7	141,7	181,4

Taulukko 8. Ontelolaatan ja leukapalkin liitoksen mitoitus taulukko palkkileveyksille 480 mm sekä 680 mm

7.2 Pultin mitoitustaulukot

Pulttiliitoksen kapasiteetin arvot taulukkoon 10 on saatu katastrofitilassa kaavalla 13 lasketuna, jonka jälkeen luvut on jaettu vielä 0,2:lla. Taulukko ilmoittaa kuinka suuren tukireaktion R_k (kN) pultti voi ottaa vastaan.

Pulttiliitoksen tukireaktiokapasiteetti teräs B500B, ORT, R_k (kN)				
Betoni	Pultti			
	T16	T20	T25	T32
35/45	203,2	317,5	496,1	812,8
45/50	230,4	360,0	562,5	912,6
50/60	242,9	379,5	592,9	971,5
55/67	254,7	398,0	621,9	1018,9
60/75	266,0	415,7	649,5	1064,2
70/85	287,4	449,0	701,6	1149,4

Taulukko 9. Pultin mitoitustaulukko onnettomuusrajatilassa R_k (kN)

Pulttiliitoksen leikkauskapasiteetin arvot ovat Betoninormikortti 23EC 11.09.2020 taulukosta. Taulukko 11 ilmoittaa elementin tukireaktion ominaisarvon onnettomuuskuormille.

Tapin leikkauskapasiteetti, teräs B500B, ORT, V_{Rd} (kN)				
Betoni	Pultti			
	T16	T20	T25	T32
C35/45	37,5	58,5	91,5	149,9
C40/50	40,1	62,6	97,8	160,2
C45/55	42,5	66,4	103,7	169,9
C50/60	44,8	70,0	109,3	179,1
C55/67	47,0	73,4	114,7	187,9
C60/75	49,1	76,6	119,8	196,2
C70/85	53,0	82,8	129,4	211,9

Taulukko 10. Pultin mitoitustaulukko murtorajatilassa vaakavoimalle H_d (kN)

7.3 Pilarin yläpään mitoitusaulukot

Pilarin pään lisähakojen mitoitusaulukot ovat laadittu ensin laskemalla haan pinta-ala molemmat leikkeet huomioiden. Teräksenä molemmissa taulukoissa on B500B ja betonin lujuus on 35/45. Halkaisuvoiman laskentakaavoista on ratkaistu voima F_d minkä jälkeen kaavaan on sijoitettu teräksen maksimihalkaisuvoima ja muut suureet. Taulukon arvo osoittaa kuinka paljon yksi haka pystyy ottamaan vastaan tukireaktiosta, hakoja yhdistelemällä voidaan suunnitella pilarin päähän tarvittavat lisähaat. Kumilaakerin paksuus taulukoissa on 10 mm ja osavarmuuskertoimet ovat taulukon 1 mukaan, pienennetyt osavarmuusluvut laadunvarmennuksen johdosta.

Pilarille tukeutuu yksi palkki

Lisähaka	Maksimi tukireaktio F_d (kN)		
B500B	380x380	480x480	580x580
8 mm	210.5	204.0	200.0
10 mm	328.9	318.8	312.5
12 mm	473.6	459.1	450.1

Taulukko 11. Pilarin yläpään vaakalisähakojen mitoitusaulukko, per haka. Pilarille tukeutuu yksi palkki

Pilarille tukeutuu kaksi palkkia

Lisähaka	Maksimi tukireaktio eniten kuormittavalta palkilta F_d (kN)		
B500B	380x380	480x480	580x580
8 mm	226.5	199.4	184.9
10 mm	353.9	311.6	288.9
12 mm	509.6	448.7	416.0

Taulukko 12. Pilarin yläpään vaakalisähakojen mitoitusaulukko, per haka. Pilarille tukeutuu kaksi palkkia

Taulukkoa 13 käytetään pystysuuntaisten U-lenkin mitoittamiselle vaakavoimalle H_d . Taulukosta saadaan maksimi tukireaktion suuruus kyseiselle raudoitukselle. Vaakavoima on $0,2 * F_d$. Teräslaatu on B500B ja varmuuskertoimet tiukennettujen toleranssien mukaan.

Pilarille tukeutuu yksi palkki

U-lenkki	Maksimi tukireaktio F_d (kN)
2T10	357.0
2T12	514.1

Taulukko 13. Maksimi tukireaktio U-lenkkiraudoitukselle

8 EXCEL-SUUNNITTELUOHJELMAT

Metrikuormat ja muuttujat syötettyä suunnittelija saa arvon tarvittavan saumateräksen määrästä. Ohjelma tarkistaa onko vetokapasiteetti tarvittavan suuri kyseisissä teräksissä. Myös ankkurointi pituuden tarkistus tapahtuu samalla. Taulukko ilmoittaa "OK" tai "EI OK" riippuen tuloksesta.

Insinööri-toimisto SRT OY PL 2000, Viikinkaari 10, 00530 KUUSINKO Puh. 010 310 0000		Rakennelaskelma, lähtötiedot ja tulokset	
Tekijä:		Sivu: 1 (1)	
Päiväys:			
Rakennuskohde:	Työ no:	Sisältö:	Sijainti:
<u>Ontelolaatan liitos leukapalkkiin</u>			
Väliophjan omapaino + muut	F_d	4,2	kN/m ²
Hyötykuorma	F_o	3,8	kN/m ²
Ontelolaatan jänneväli	L	12,0	m
Osavarmuuskerroin, F_d		1,15	
Osavarmuuskerroin, F_o		1,50	
Kuorman ominaisarvo	q_k	48,00	kN/m
Kuorman mitoitusarvo	q_d	63,18	kN/m
Betonin lujuus		30/37	Mpa
Seuraamusluokka		CC2	
Betonin osavarmuusluku	γ_c	1,5	
Betoniteräksen osavarmuusluku	γ_s	1,15	
Teräslaatu		B500B	
<u>Geometria</u>			
Ontelolaatan paksuus	OL	270	mm
Palkin leveys	b	380	mm
Sauman leveys	s	35	mm
Leuan leveys	a1	150	mm
Leuan korkeus	a2	180	mm
Saumateräksien leuan alapinnasta	e1	60	mm
Laatan tukipinnan suuruus		80	mm
Suojabetoni	c	30	mm
Momentti	M	12,93	kNm/m
Laskentamomentti	M_d	16,95	kNm/m
Tasapainoraudoitusta vastaava momentti	μ	0,023	< μ_b 0,358
Valitut saumateräksien	Teräs 2, ylempi		mm
	Teräs 1, alempi		16 mm
Tarvittava teräspinta-ala 1,2 metrin matkalle		225,33	mm ²
Valittujen saumaterästen pinta-ala		201,06	mm ²
			EI OK
<u>Teräksen ankkurointipituus</u>			
Mitoitusarvo	l_w	265,28	mm
Suurin mahdollinen ankkurointipituus		350,0	mm
			OK

Mitoituslajanne	Betonin osavarmuusluku γ_c	Betoniteräksen osavarmuusluku γ_s	Jänneteräksen osavarmuusluku γ_t
Normaalisti valitseva ja tilapäinen mitoituslajanne	1,5	1,15	1,15
Normaalisti valitsevassa ja tilapäisessä mitoituslajanneessa voidaan käyttää pienennettyjä osavarmuuslukuja mikäli käytössä: - SFS-EN 13670 mukainen toteutusluokka 3 ja toleranssiluokka 2 sekä betonin valmistuksen laadunvalvonta on varmennettu - betonielementeissä SFS-EN 1992-1-1 taulukon A.1 mukaiset pienennetyt poikkeamat sekä betonin valmistuksen laadunvalvonta on varmennettu	1,35	1,10	1,10
Onnettomuuslajanne	1,0	1,0	1,0

Kuva 13. Ontelolaatan ja leukapalkin mitoitusohjelma

Ohjelmaan syötetään muuttuja-arvot, jonka jälkeen ohjelma laskee tarvittavan pultin halkaisijan palkin ja pilarin väliseen pulttiliitokseen. Ohjelma laskee myös valituksi tulleen pultin leikkauslujuuden onnettomuusrajatilanteessa sekä murtorajatilanteessa.

Insinööritoimisto SRT OY PL 2060, Vartiolahti 3710601 KUOPPIO Puh. 017 3494401		Rakennelaskelma, lähtötiedot ja tulokset		
Tekijä:		Sivu: 1 (1)		
Päiväys:				
Rakennuskohde:	Työ no:	Sisältö:	Sijainti:	
<p><u>Pulttiliitoksen kapasiteetti</u></p> <p>Tukirekation ominaisarvo V_k 150,00 kN Betonin lujuus 35/45 Pultin ominaislujuus f_{yk} 500 N/mm² Palkin pituus (tuet vähennetty) 8 m Betonin osavarmuusluku γ_c 1,5 Teräksen osavarmuusluku γ_s 1,15 Kitkakerroin k 0,2 <small>$k = 0,2$ kun liitoksessa on neopren- kumilaakeri tai vastaava $k = 0,3$ kun liitospinnat ovat terästä $k = 0,4$ kun liitospinnassa on betonipinta terästä vasten $k = 0,5$ muut tapaukset</small></p> <p>Putoamisen estämiseksi V_{ed1} 30 kN Jatkuvan sortuman estämiseksi V_{ed2} 150 kN Tapin mitoittava voima V_u 150 kN Tarvittava tapin halkaisija Φ 32 mm</p> <p>Pulttiliitoksen kapasiteetti ORT R_k 156,05 kN Pultin leikkauskapasiteetti MRT V_{ed} 109,54 kN</p>				
Mitoituslähde		Betonin osavarmuusluku γ_c	Betoniteräksen osavarmuusluku γ_s	Jäineteräksen osavarmuusluku γ_{sc}
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen mitoituslähde		1,5	1,15	1,15
Normaalisti vallitsevassa ja tilapäisessä mitoituslähde voidaan käyttää pienennettyjä osavarmuuslukuja mikäli käytössä:				
- SFS-EN 13670 mukainen toteutusluokka 3 ja toleranssiluokka 2 sekä betonin valmistuksen laadunvalvonta on varmennettu		1,35	1,10	1,10
- betonielementeissä SFS-EN 1992-1-1 taulukon A.1 mukaiset pienennetyt poikkeamat sekä betonin valmistuksen laadunvalvonta on varmennettu				
Onnettomuuslähde		1,0	1,0	1,0

Kuva 14. Pulttiliitoksen kapasiteetin mitoitusohjelma

Pilarin yläpäähän mitoitusohjelma laskee muuttujien kirjaamisen jälkeen, kuinka suuri leikkauspinta-ala lisähaoilta tarvitaan, jotta halkaisuvoimat saadaan kiinni. Pilarille tukeutuessa kaksi palkkia on ohjelmaan kirjattava suuremman arvon saava tukivoima.

Insinööritoimisto SRT OY PL 2060, Vartiolahti 3710601 KUOPPIO Puh. 017 3494401		Rakennelaskelma, lähtötiedot ja tulokset		
Tekijä:		Sivu: 1 (1)		
Päiväys:				
Rakennuskohde:	Työ no:	Sisältö:	Sijainti:	
<p><u>Pilarin yläpäähän lisäraudoitus</u></p> <p>Kuormituksen mitoitusarvo F_d 500 kN <small>(Pilarille tukeutuessa kaksi palkkia, valitaan suurempi tukivoima)</small> Betonin lujuus 35/45 Betonin osavarmuusluku γ_c 1,5 Betoniteräksen osavarmuusluku γ_s 1,15 Teräs f_{yk} B500B Pilarin mitat b 380 mm h 380 mm Neoprenin paksuus t 8 mm</p> <p>Halkaisuvoimat Yksi palkki F_{d1} 109868,4 N F_{d2} 50438,6 N</p> <p>Kaksi palkkia F_{d1} 94736,8 N F_{d2} 50438,6 N</p> <p>Tarvittavat lisähaat Yksi palkki A_s 252,7 mm² Kaksi palkkia A_s 217,9 mm²</p> <p>Vaakavoima H_d 100000 N Tarvittavat U-lenkit A_s 230,0 mm²</p>				
Mitoituslähde		Betonin osavarmuusluku γ_c	Betoniteräksen osavarmuusluku γ_s	Jäineteräksen osavarmuusluku γ_{sc}
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen mitoituslähde		1,5	1,15	1,15
Normaalisti vallitsevassa ja tilapäisessä mitoituslähde voidaan käyttää pienennettyjä osavarmuuslukuja mikäli käytössä:				
- SFS-EN 13670 mukainen toteutusluokka 3 ja toleranssiluokka 2 sekä betonin valmistuksen laadunvalvonta on varmennettu		1,35	1,10	1,10
- betonielementeissä SFS-EN 1992-1-1 taulukon A.1 mukaiset pienennetyt poikkeamat sekä betonin valmistuksen laadunvalvonta on varmennettu				
Onnettomuuslähde		1,0	1,0	1,0

Φ	mm ²
8	50,3
10	78,5
12	113,1
16	201,1
18	254,5

Kuva 15. Pilarin yläpäähän mitoitusohjelma

9 POHDINTA

Työn lopputuloksena syntyi suunnitelmien mukaiset mitoitusohjelmat sekä -taulukot Insinööritoimisto SRT Oy:n käyttöön. Näitä suunnitteluapuvälineitä voidaan hyödyntää jatkossa eri tyyppisissä suunnittelukohteissa. Toki rakennesuunnittelijan tulee ymmärtää rakenneliitosten staattinen toiminta ja mistä syystä kunkin liitoksen mitoitus ehdot tulevat. Tästä syystä lopputyöhön sisälletty suunnitteluohje ohjeistaa suunnittelijaa ymmärtämään liitoksen mitoituksen perusteet. Juuri näiden mitoitusperusteiden ymmärtäminen voi olla haasteellista työuran alkupäässä, joten toivottavasti työni olisi avuksi tulevaisuudessa. Vaativampien suunnittelukohteiden rakennesuunnittelu on paljon enemmän kohdekohtaista ja tällaisiin kohteisiin täytyy tehdä laskemia täysin erikseen. Tällöin ei tämän insinööriyön mitoitusohjelmista ole paljoo apua, mutta tarkoitus olikin pitää työ järkevänsä suppeana ja toistuvien liitosrakenteiden mitoittamista silmällä pitäen.

Minulle päättötyön tekeminen oli todella opettavainen. Rakennesuunnittelijan työ opettaa tekijälleen päivittäin uutta ja tätä päättötyötä tehdessä sain todella suuren annoksen uutta tietoa itselleni. Eurokoodien tulkitsemistaito on nykypäivänä erittäin tärkeää rakennesuunnittelijalle, näin rakentamisen laatu pysyy korkealla. Minulle insinööriyö vaati paljon perehtymistä erinäisiin määräyksiin ja vaatimuksiin. Toisinaan voi olla todella vaativaa ja turhauttavaa miettiä kuinka jokin mitoitus etenee Eurokoodin mukaan, mutta tällaisessa tilanteessa on ensiarvoisen tärkeää ymmärtää aivan perusasioista lähtien miksi mikäkin mitoitussvaihe tehdään. Itselleni tuli todella paljon arvokasta tietoa myös insinööriyön liitosrakenteiden mitoittamisen ulkopuolelta, sillä rakennusmääräyksiä tutkiessa tuli väkisin luettua tietoa myös muista osa-alueista. Uskon, että kaikki lopputyötä tehdessä lukemani ja sisäistämäni asiat pysyvät mielessäni koko suunnittelijaurani ajan.

Haluan vielä kiittää Savonia-ammattikorkeakoulua kaikesta koulutuksen tarjoamisesta. Ja suurin kiitos kuuluu ehdottomasti Insinööritoimisto SRT Oy:lle. He ovat tarjonneet minulle erinomaisen mahdollisuuden kehittyä suunnittelu-urani alkutaipaleella. Toivottavasti insinööriyöni on jatkossa hyödyksi SRT:lle ja myös minun alati kasvava tietotaitoni kasvat-taisi toimistomme suunnittelukykyä jatkossa.

LÄHTEET

BETONINORMIT BY 50 2004. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry

BETONIRAKENTEDEN SUUNNITTELUOHJE: RIL 202-2011. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry

BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU ENNALTA MÄÄRÄÄMÄTTÖMISSÄ ONNETTOMUUSTILANTEISSA: Betoninormikortti 23EC. 11.09.2020. Helsinki: Rakennusteollisuusliitto RT ry. (julkaisematon luonnos)

Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. 2009. Osa 1: Eurokoodimitoituksen perusteet. [verkkoaineisto]. [viitattu 2020-04-02] Saatavissa: https://www.eurocodes.fi/wp-content/uploads/1992/sahkoinen1992/Leaflet_1_Eurokoodimitoituksen_perusteet.pdf

Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, osa2 BY 202 - Suomen Betoniyhdistys ry

Elementtisuunnittelu.fi [verkkoaineisto]. [viitattu 2020-04-02] Saatavissa: <https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/valmisosarakentaminen>

Elementtisuunnittelu.fi [verkkoaineisto]. [viitattu 2020-05-20] Saatavissa: <https://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/liitokset/runkoliitokset>

OKSMAN, Pauli 2020-03-24. Toimitusjohtaja. [palaveri] Kuopio: Insinööritoimisto SRT Oy

Runko-BES. julkaisu 7, liitokset. SBK - Suomen Betoniteollisuuden Keskusjärjestö

SFS-EN 1992-1-1. Eurokoodi 2: BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Rakennustuoteteollisuus RTT ry. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS ry. 2005.

SUUNNITTELUPERUSTEET JA RAKENTEIDEN KUORMAT: RIL 201-1-2017. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry

BETONINORMIKORTISTO N:o 23EC. Suomen Betoniyhdistys ry. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry. 2017 (julkaisematon luonnos)

RAKENTEIDEN VAURIONSIETOKYVYN VARMISTAMINEN ONNETTOMUUSTILANTEESSA: RIL 201-4-2017. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry