



TEKNILLINEN TIEDEKUNTA

**PARAMETRISEN MALLINNUKSEN JA
TOPOLOGIAOPTIMOINNIN HYÖDYNTÄMINEN
SEINÄMÄISEN TERÄSBETONIRAKENTEEN
MITOITUKSESSA**

Sampo Mäkelä

RAKENNUS- JA YHDYSKUNTATEKNIIKAN TUTKINTO-OHJELMA

Diplomityö 2019

TIIVISTELMÄ

Parametrisen mallinnuksen ja topologiaoptimoinnin hyödyntäminen seinämäisen teräsbetonirakenteen mitoituksessa

Sampo Mäkelä

Oulun yliopisto, Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan tutkinto-ohjelma

Diplomityö 2019, 91 s. + 3 s. liitteitä

Työn ohjaaja yliopistolla: Niemi Antti H., TkT., dosentti

Tämän diplomityön tarkoituksena on selvittää parametrisen mallintamisen hyödyntäminen ja BESO-optimointiin perustuvan ristikkomallin käyttö seinämäisten palkkien mitoituksessa. Nykykäytännön mukaisesti seinämäisiä palkkeja voidaan mitoittaa monilla toisistaan poikkeavilla tavoilla. Selkeää yleisohjetta ei ole, esimerkiksi rei'itettyjen seinämäisen palkkien laskentaan. Erityisesti työssä keskitytään parametrisen laskentamallin luomiseen ja seinämäisten palkkien raudoitukseen. Työn tavoitteena on luoda parametrinen koodi, joka optimoi mallin, ja minkä pohjalta luodaan lopullinen ristikkomalli. Työssä pyritään varmentamaan laskentapohjalla saadut tulokset, vertaamalla niitä olemassa olevien seinämäisten palkkien raudoituksiin. Pääpaino työssä on rei'itettyjen seinämäisten palkkien mitoituksessa.

Työ toteutetaan kaksiosaisena. Ensimmäinen osa koostuu kirjallisesta katsauksesta, jossa esitellään suunnitteluperusteet ja niiden käyttö rakenneosan mitoituksessa. Ensimmäisessä osassa esitellään seinämäinen palkki rakenteena sekä seinämäisen palkin laskentatapoja ja raudoituksia. Strut-and-tie eli ristikkomenetelmä esitellään eurokoodin antamien määräysten ja rajoitusten avulla. BESO-optimointi käydään työn kannalta riittävällä tarkkuudella läpi. Ensimmäisessä osassa esitellään myös parametrisen mallinnuksen työkalut ja ohjelmat.

Diplomityön empiirisessä osassa keskitytään parametrisen laskentamallin luomiseen, laskennan verifiointiin sekä tulosten analysointiin.

Avainsanoja: seinämäinen palkki, ristikkomenetelmä, BESO-optimointi.

ABSTRACT

Utilization of parametric modeling and topology optimization in the design of deep reinforced concrete beams

Sampo Mäkelä

University of Oulu, Master`s Programme in Civil Engineering

Master`s thesis 2019, 91 p. + 3. p. annexes

Thesis Supervisor: Niemi Antti H., D.Sc. (Tech.), title of docent

The purpose of this thesis is to investigate the utilization of parametric modeling and the use of BESO-optimized strut-and-tie model for dimensioning of deep beams. In accordance with current practice, deep beam can be dimensioned in many different ways. There is no clear general guidance, for example, on the calculation of perforated deep beams. In particular, the work focuses on the creation of a parametric calculation model and the reinforcement of deep beams. The aim of this thesis is to create a parametric code which optimizes the model and which is used to create the final strut-and-tie model. The aim of the thesis is to verify the results obtained on the basis of calculation by comparing them with the reinforcement of the existing deep beams. The main focus of the work is the dimensioning of perforated deep beams.

The work is carried out in two parts. The first part consists of a written review that outlines the design principles and their use in design. The first part introduces the deep beam as a structure, the calculation methods for the deep beam and the reinforcements. The strut-and-tie method is presented in terms of the rules and restrictions set by the eurocodes. BESO optimization is presented with sufficient accuracy for the job. The first section also introduces parametric modeling tools and programs.

The empirical part of the thesis focuses on the creation of a parametric calculation model, verification of the calculation and analysis of the results.

Keywords: deep beam, strut-and-tie, BESO-optimization.

ALKUSANAT

Tarve työntekemiseen lähti halusta ja tarpeesta tietää ja tutkia mahdollisuutta seinämäisten palkkien mitoituksen helpottamiseen, käyttämällä visuaalista mallinnusta ja optimointialgoritmia.

Kiitän Oulun Swecon toimiston henkilöitä Tuomas Jaakkolaa, Eemeli Tikkasta ja Esa Tuohimaata mielenkiintoisesta ja haastavasta diplomityöaiheesta. Työn tekeminen on auttanut minua kehittämään taitojani rakennesuunnittelun saralla. Lisäksi haluan kiittää kaikkia työn ohjaamiseen osallistuneita henkilöitä asiantuntavasta ja eteenpäin vievästä ohjauksesta. Kiitos TkT Antti Niemelle jouhevasta ja toimivasta ohjauksesta yliopiston puolella. Diplomityö on rahoitettu Sweco Rakennetekniikan toimesta ja se on suoritettu Oulun yliopiston teknillisen tiedekunnan rakennus- ja yhdyskuntatekniikan tutkinto-ohjelmaan.

Kiitos Evelle jatkuvasta tuesta ja ymmärryksestä perhe-elämän keskeltä.

Kiitos Osvald, Arvid, Elliot ja Alvar olette elämäni rikkaus.

Oulu 23.07.2019



Sampo Mäkelä

SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

ALKUSANAT

SISÄLLYSLUETTELO

| | |
|--|----|
| 1 Johdanto | 6 |
| 2 Suunnitteluperusteet..... | 9 |
| 2.1 Seinämäisten palkkien suunnitteluperusteet..... | 9 |
| 2.2 Rajatilamitoitus | 9 |
| 2.2.1 Mitoitustilanteet | 9 |
| 2.2.2 Käyttörajatilat | 10 |
| 2.2.3 Murtorajatilat | 10 |
| 2.3 Luotettavuuden hallinta | 11 |
| 3 Seinämäinen palkki..... | 13 |
| 3.1 Määritelmä..... | 13 |
| 3.2 Eurokoodin mukainen raudoitus ja laskentatavat | 13 |
| 3.3 Raudoitus ja laskenta muiden ohjeiden mukaan..... | 16 |
| 3.3.1 Toimintatapa | 16 |
| 3.3.2 Toimiva korkeus | 17 |
| 3.3.3 Voimasuureiden laskenta..... | 20 |
| 3.3.4 Sisäinen momenttiversi | 21 |
| 3.3.5 Raudoitus | 22 |
| 3.3.6 Raudoitusten sijainti..... | 23 |
| 4 Ristikkomenetelmä | 25 |
| 4.1 Teoriaa | 25 |
| 4.1.1 Ohjeita ristikkomallin muodostamiseen..... | 26 |
| 4.1.2 Ristikkomallin muodostamisen vaiheet..... | 28 |
| 4.2 D- ja B- alueet..... | 29 |
| 4.3 Puristussauvojen tyypit..... | 31 |
| 4.4 Puristussauvat | 32 |
| 4.5 Vetosauvat | 34 |
| 4.6 Solmut..... | 36 |
| 4.6.1 Solmujen mitoitus | 37 |
| 4.6.2 Solmujen maksimijännitykset..... | 41 |

| | |
|---|----|
| 4.6.3 Monimutkaisten solmujen mitoitus..... | 43 |
| 5 Rakenteen optimointi..... | 45 |
| 5.1 Eso-optimointi..... | 47 |
| 5.2 BESO-optimointi | 47 |
| 5.2.1 Laskennan esittely..... | 48 |
| 5.2.2 Herkkyysarvo..... | 50 |
| 5.2.3 BESO-menetelmän suodatusjärjestelmä | 51 |
| 5.2.4 Evoluutioprosessin vakauttaminen | 52 |
| 5.2.5 Perusteet elementin poistolle, lisäykselle ja lähentymiselle..... | 54 |
| 5.2.6 Ohjelman käyttämä optimointimenetelmä..... | 57 |
| 6 Parametrinen mallintaminen..... | 60 |
| 6.1 Rhinoceros 3D | 61 |
| 6.2 Grasshopper | 61 |
| 6.3 Karamba 3D..... | 61 |
| 7 grasshopperilla luotu laskentapohja..... | 63 |
| 7.1 Laskennan esittely..... | 63 |
| 8 Laskennan verifiointi | 67 |
| 8.1 Kohteen esittely..... | 67 |
| 8.2 Vertailulaskenta | 69 |
| 8.3 Vertailulaskennan tulokset..... | 69 |
| 9 Tulokset..... | 72 |
| 9.1 BESO-optimoinnilla saatu ristikkomalli | 72 |
| 9.2 Malli, jossa on pistekuormia..... | 72 |
| 9.2.1 Optimoinnin tulokset..... | 73 |
| 9.3 Malli, jossa on viivakuormia. | 76 |
| 9.4 Optimoidun rakenteen pohjalta luotu korjattu ristikkomalli | 77 |
| 9.5 Laskennan huomiot | 79 |
| 9.6 Laskuesimerkki työssä esitetyllä laskentatavalla..... | 82 |
| 9.6.1 Laskettava esimerkkimalli..... | 82 |
| 9.6.2 Optimointi ja ristikkomalli | 84 |
| 9.6.3 Esimerkkilaskun tulokset..... | 85 |
| 10 Johtopäätökset..... | 86 |
| 11 Yhteenveto..... | 87 |
| LÄHDELUETTELO..... | 88 |
| LIITELUETTELO | 91 |

1 JOHDANTO

Seinämäisiä palkkeja on pitkään laskettu käyttämällä vanhoja Rakentajan kalenterista löytyviä kaavoja ja menetelmiä, jotka perustuvat vanhaan rakentamismääräyskokoelmaan ja useisiin muihin lähteisiin. Niiden käytössä ei ole sinänsä mitään vikaa ja ne ovat täysin toimivia tiettyyn pisteeseen asti. Kun seinämäiseen palkkiin tehdään reikiä, tilanne muuttuu. Tämä johtaa siihen, että aiemmin käytetyt kaavat ja yksinkertaistukset eivät enää täysin päde. Rei'itettyjen seinämäisten palkkien laskentaa on yleensä suoritettu käyttämällä ristikkomenetelmää. Sauvojen sijainnit ja suunnat on yleensä otettu jännitystrajektoreiden perusteella, joiden mukaan sauvat on asetettu sauvamalliin.

Ristikkomenetelmä on ollut pitkään aliarvioitu laskentamenetelmä betonirakenteiden mitoituksessa, johtuen puutteellisista ohjeista. Onneksi nykyään asiaan on jo puututtu ja Eurokoodiin ja muihinkin standardeihin on saatu ristikkomenetelmä yhdeksi mahdolliseksi laskentatavaksi. Toivottavasti tämä kannustaa ristikkomenetelmän käyttöön arkipäivän suunnittelussa ja toivottavasti ristikkomenetelmä tulee laajemmin mukaan kurssien sisältöihin jo opetuksen alkuvaiheessa, kun opetetaan uusia rakennesuunnittelijoita. Tämä auttaa suunnittelijaa rakenteen syvemmässä tuntemisessa. Ristikkomenetelmässä on mahdollisuuksia monenlaisten ongelmien ratkaisuun, kuten esimerkiksi aukollisten seinämäisten palkkien tapaus osoittaa.

Työn tarkoitus oli tutkia, että onko uudella visuaalisella koodauksella mahdollista luoda laskentapohja, mihin käyttäjän tarvitsee luoda vain malli laskettavasta rakenteesta kuormituksineen. Työssä oli tarkoitus tutkia Rhinoceros 6 ohjelman lisäosan Grasshopperin ja sen laskentamoottorista Karamba 3D:tä löytyvän kaksisuuntaiseen optimointiin perustuvan komponentin käyttöä seinämäisen palkin mitoituksessa. Työssä oli tarkoitus luoda kuorimalli rakenteesta, joka on optimoitu siten, että jäljellä on vain ne elementit, joita kuormitetaan eniten. Syntyneen optimoidun kuorimallin päälle oli tarkoitus luoda sauvamalli, jonka perusteella saadaan sauvat ja solmut mitoitettua. Hypoteesina oli, että optimoinnilla saadaan kaikista paras mahdollinen ristikkorakenne kyseiseen rakenteeseen.

Jotta tähän päästiin, täytyi työn kirjallisuuskatsauksessa käydä läpi seinämäinen palkki ja sen mitoitusmenetelmiä. Lisäksi kirjallisuuskatsauksessa käytiin läpi ristikkomenetelmä ja Karamba 3D:n käyttämä optimointimenetelmä. Lisäksi kirjallisuuskatsauksessa käytiin läpi parametrinen mallinnus ja esiteltiin käytetyt ohjelmistot.

Työn rajaaminen on muuttunut työn edetessä. Työn alussa ei ollut aivan selvää millä keinolla saadaan vaadittavia tuloksia optimoinnista, jotta lopullinen ristikkomalli voitiin mitoittaa. Tämä on johtanut työn rajaamiseen työn edetessä kohti lopullista muotoa. Loppujen lopuksi työssä tutkitaan esiteltyjen ohjelmistojen käytettävyyttä aukollisten seinämäisten palkkien mitoituksessa. Työn ulkopuolelle rajattiin tukien painumat ja niistä johtuvat asiat sekä moniaukkoiset palkit. Pääsääntöisesti mitoitus tehtiin rei'itetylle yksiaukkoiselle seinämäiselle palkille.

Työssä on käytetty samoja ohjelmistoja, joiden käyttöä Vähänen (2019) on tutkinut diplomityössään ”Parametrisen suunnittelun hyödyntäminen betonirakenteisten runkojen luonnossuunnittelussa”. Työssään Vähänen tutkii visuaalisesta koodauksesta saatavaa hyötyä runkojen luonnossuunnittelun nopeuttamiseksi. Työssään Vähänen on myös esitellyt hyvin käytettävät ohjelmistot ja parametrinen mallinnus. Toinen työ, jossa on jo tutkittu seinämäisen palkin mitoitusta FEM-ohjelmalla, on Sääsken (2017) tekemä diplomityö ”Seinämaisten teräsbetonipalkkien analysointi”. Työssään Sääski on hyvin laajasti esitellyt FEM-laskentaa ja sen sovellutuksia. Työssään Sääski laskee pistekuormitettuja aukollisia seinämäisiä palkkeja, käyttämällä RFEM-ohjelmaa ja kuorimallia. Työn johtopäätös oli se, että FEM-ohjelmalla voidaan seinämäinen palkki mitoittaa, mutta siihen liittyy selviä riskejä. Työssä parhaaksi menetelmäksi seinämäisten palkkien mitoitukseen ehdotettiin ristikkomenetelmän käyttöä.

Tutkimusosio keskittyy luodun visuaalisen koodin esittelyyn ja ohjelmassa käytettyjen esimerkkirakenteiden esittelyyn. Lisäksi tutkimusosiossa käydään läpi vertailulaskenta, jolla pyritään poistamaan laskennan asetuksista johtuvat tulosvääristymät. Vertailulaskennassa verrattiin kahdella eri laskennalla, esimerkkilaskennalla ja RFEM-ohjelmalla, saatuja tuloksia Karamba 3D:n sauvavoimiin, kun kaikissa laskennoissa käytettiin täysin samaa rakennemallia. Lisäksi tutkimusosiossa luodaan malli

pistekuormia ja viivakuormia käyttäen ja tutkitaan niistä saatuja optimointimalleja. Tutkimustyön lopussa käydään läpi mitoituksen kannalta olennaisia huomioita ja työn tekijän tekemiä havaintoja liittyen ohjelmiston käytettävyyteen, laskentaan ja tuloksiin. Työn lopussa on suoritettu lopullinen sauvojen ja solmujen mitoituslaskenta, jossa käytetään optimointimallin avulla luodun sauvamallin sauvavoimia.

2 SUUNNITTELUPERUSTEET

2.1 Seinämäisten palkkien suunnitteluperusteet

Seinämäiset palkit mitoitetaan käyttämällä standardien SFS-EN 1990 ja SFS-EN 1992-1 mukaisia ohjeita ja määräyksiä. Työssä mitoitusten menetelmänä on ristikkomenetelmä, joka sisältää myös solmujen ja veto- ja puristussauvojen mitoituksen. (SFS-EN 1992-1-1 +A1 +AC, 2015)

2.2 Rajatilamitoitus

Murtorajatilien ja käyttörajatilan tarkastelut tulee suorittaa erikseen. Käyttörajatilan tai murtorajatilan vaatimustenmukaisuuden osoittaminen voidaan sivuuttaa, mikäli voidaan näyttää toteen, että toisen rajatilan vaatimustenmukaisuuden toteutuessa toteutuu toisenkin vaatimuksenmukaisuus. (SFS-EN 1992-1-1 +A1 +AC, 2015 s. 22) (SFS-EN 1990+ A1 +AC, 2006 s. 52)

2.2.1 Mitoitustilanteet

Mitoitustilanteita valittaessa tulee huomioida olosuhteet, joissa rakenteen edellytetään täyttävän tehtävänsä. Valitut mitoitusolosuhteet tulee valita riittävän laajasti ja vaihtelevasti, jotta ne täyttävät kaikki tilanteet, joiden voidaan olettaa perustellusti esiintyvän rakenteen toteutuksen ja käytön aikana.

Standardi SFS-EN 1990 jakaa mitoitusolosuhteet kolmeen luokkaan seuraavasti:

- Normaalisti vallitsevat mitoitusolosuhteet, jotka koskevat normaaleja käyttöolosuhteita.
- Tilapäiset mitoitusolosuhteet, jotka koskevat rakenteeseen kohdistuvia poikkeuksellisia olosuhteita, kuten tulipaltoa, räjähdystä, törmäystä tai paikallista vaurioitumista.
- Maanjäristysmitoitustilanteet, jotka koskevat maanjäristyksen aiheutuessa rakenteeseen kohdistuvia olosuhteita. (SFS-EN 1990+ A1 +AC, 2006 s. 52)

2.2.2 Käyttörajatilat

Käyttörajatiloiksi luokitellaan rajatilat, jotka liittyvät rakenteen tai rakenneosan normaaliin toimintaan, ihmisten mukavuuteen tai rakennuskohteen ulkonäköön. Käyttörajatiloja tarkasteltaessa käytetään siirtymiin, värähtelyyn tai rakenteeseen kielteisesti vaikuttaviin vaurioihin perustuvia kriteerejä: (SFS-EN 1990+ A1 +AC, 2006 s. 54)

- Siirtymien osalta tarkastellaan rakenteen tai rakenneosan siirtymiä, jotka vaikuttavat rakenteen tai rakenneosan ulkonäköön, käyttäjien mukavuuteen, rakenteen toimivuuteen tai jotka aiheuttavat vaurioita pinnoitteille tai ei-kantaville rakenneosille.
- Värähtelyiden osalta tarkastellaan rakenteen värähtelyä, jotka vaikuttavat ihmisten oloon epämukavasti tai jotka rajoittavat rakenteen käyttökelpoisuutta.
- Vaurioiden osalta tarkastellaan vaurioita, jotka vaikuttavat kielteisesti rakennuksen ulkonäköön, säilyvyyteen tai toiminnallisuuteen.

Seinämaisten palkkien osalta käyttörajatilassa tarkastetaan rakenteen halkeama ja halkeamaleveys, sekä taipuma. Kuormitusyhdistelmänä käytetään halkeaman syntymiselle ja taipumalle ominaisyhdistelmää ja halkeaman leveydelle pitkäaikaista yhdistelmää. (SFS-EN 1990+ A1 +AC, 2006 s. 54)

Käyttörajatilassa muodonmuutoksia hallitaan yleensä jännityksiä rajoittamalla seinissä ja seinämäisissä palkeissa. Käyttörajatilassa seinämäisten palkkien ajatellaan noudattavan kimmoteorian mukaista jännitysjakautumaa ja tällöin se mitoitetaan kimmoisille voimasuureille.

2.2.3 Murtorajatilat

Murtorajatiloiksi on luokiteltava kaikki ihmisen turvallisuuteen tai rakenteiden varmuuteen liittyvät rajatilat. Joissakin tapauksissa varastoidun materiaalin tai tavaran suojaamiseen liittyvät rajatilat luokitellaan murtorajatiloiksi.

Standardi SFS-EN 1990 määrää tarkistamaan seuraavat murtorajatilat:

- koko rakenteen tasapainon menetys jäykkänä kappaleena tai rakenteen jonkin osan tasapainon menetys
- siirtymätilan kasvusta johtuva vaurioituminen, rakenteen tai sen jonkin rakenneosan muuttuminen mekanismiksi tai jonkin rakenneosan stabiliteetin menettäminen, myös tuet ja perustukset huomioituna.
- väsyminen tai jonkun muun ajasta riippuvan tekijän aiheuttama vaurioituminen (SFS-EN 1990+ A1 +AC, 2006 s. 54)

Murtorajatilassa seinämäiset palkit halkeavat ja muodostuu ristikkomalli, johon palataan työssä myöhemmin. Haljennut rakenne on palautumaton rajatila, jolloin mitoitus on ristikkomallin tai puristuskaaren mukaan.

2.3 Luotettavuuden hallinta

Standardi SFS-EN 1990 ohjeistaa rakenteiden luotettavuuden hallinnasta seuraavasti:

Standardin SFS-EN 1990 soveltamisalaan kuuluvilta rakenteilta vaadittava luotettavuus tulee saavuttaa suunnittelemalla rakenteet standardin EN 1990...1999 mukaan, toteuttamalla kohde asiaankuuluvasti ja käyttämällä laadunhallintatoimenpiteitä. (SFS-EN 1990+ A1 +AC, 2006 s. 46)

Erilaisia luotettavuustasoja voidaan käyttää rakenteiden kestävyys- ja käyttökelpoisuuden suhteen. (SFS-EN 1990+ A1 +AC, 2006 s. 46) Luotettavuustasoja voidaan käyttää kansallisella valinnalla, mikäli noudatetaan standardissa SFS-EN 1990:ssa esitettyjä periaatteita. (RIL 201-1-2008, 2011 s. 23)

Rakenteiden luotettavuustasoja valittaessa huomioidaan tekijät, joihin kuuluvat:

- syy mahdolliselle rajatilalle tai rajatilan saavuttamistapa
- vaurion aiheuttamat seuraukset hengenmenetyksen, loukkaantumisen tai taloudellisten menetysten avulla ilmaistuna
- rakenteen vaurioitumisen epätoivottavuus
- vaurioitumisriskin pienentämiseksi tarvittavat menettelytavat ja varat

Tiettyyn rakenteeseen soveltuvat luotettavuustasot voidaan määrittellä, joko luokittelemalla rakenne yhtenä kokonaisuutena, tai luokittelemalla sen osat erikseen.

Luotettavuustasoja, mitkä liittyvät rakenteiden kestävyteen ja käyttökelpoisuuteen, voidaan saavuttaa yhdistelemällä asiaankuuluvalla tavalla seuraavia toimenpiteitä:

- vaurioita ehkäisevät ja suojaavat toimenpiteet, kuten maalaus, korroosion esto ja palosuojaus
- mitoituslaskelmiin liittyvät toimenpiteet, kuten kuormien arvot ja osavarmuuslukujen valinta
- laadunhallinta
- karkeiden inhimillisen, mitoituksen ja toteutuksen aikaisen virheiden aktiivinen vähentäminen. (SFS-EN 1990+ A1 +AC, 2006 s. 46)

3 SEINÄMÄINEN PALKKI

3.1 Määritelmä

Seinämäisillä palkeilla tarkoitetaan jänneväliin verrattuna korkeita, levymäisiä teräsbetonirakenteita. Seinämäiset palkit kantavat tai siirtävät kuormia palkkien tavoin omassa tasossaan. Tyypillisesti seinämäinen palkki löytyy kerrostalosta, jossa liikehuoneiston yläpuolella on asuinrakennuksia. Seinämäistä palkkia kutsutaan myös seinäpalkiksi, levypalkiksi tai korkeaksi palkiksi. (Linnamaa;ym., 1978 s. 455)

3.2 Eurokoodin mukainen rauditus ja laskentatavat

Suomessa suunnittelu perustuu Eurokoodin antamiin määräyksiin ja ohjeisiin. Seinämäisenä palkkina pidetään rakenneosaa, jonka jännemitta on enintään kolme kertaa rakenneosan korkeus. (SFS-EN 1992-1-1 +A1 +AC, 2015 s. 57).

Standardissa SFS-EN 1992-1-1 kohdassa 9.7 ohjeistetaan seinämäisen palkin raudoituksesta seuraavasti:

”Seinämäiset palkit raudoitetaan normaalisti verkkoraudoituksella, jossa teräkset ovat kohtisuoraan toisiaan vastaan. Tämä verkotus tulee asettaa vastakkaisten pystypintojen läheisyyteen. Vähimmäisteräsmäärä on $A_{s,dbmin}$, joka on annettu kansallisessa liitteessä ja jonka suositusarvo on $0,001 A_c$, mutta vähintään $150 \text{ mm}^2/\text{m}$ kummallakin pinnalla ja kummassakin suunnassa.”

Verkon vierekkäisten tankojen välit saavat olla enintään rakenneosan paksuus kaksinkertaisena tai 300 mm.

Ristikkomallin mukaisten vetosauvojen vaatima rauditus tulee ankkuroida täydelle tasapainon vaatimalle voimalle solmussa, käyttämällä taivutettuja tankoja, U-lenkkejä tai

ankkurointilaitteita, ellei solmun ja palkin pään väliin jää riittävää ankkurointipituuden l_{bd} vaatimaa etäisyyttä. (SFS-EN 1992-1-1 +A1 +AC, 2015 s. 161)

Seinämaisen palkin pintaraidoitus voidaan laskea Eurokoodin antamien seinän tai pilarin mitoitusohjeilla. Tällöin täytyy ottaa myös raidoituksiin mukaan ristikkomallilla saadut teräkset.

Eurokoodi (SFS-EN 1992-1-1) sanoo kohdassa 9.6.1 teräsbetoniseinistä, että pystysuuntainen raidoitus tulee olla väliltä $A_{s,vmin}$ ja $A_{s,vmax}$. Suomen kansallinen liite esittää, että minimiteräksen $A_{s,vmin}$ suositusarvona käytetään $0,002 A_c$ ja maksimiteräksen $A_{s,vmax}$ suositusarvona käytetään $0,04 A_c$. Mikäli raidoituksen vähimmäisala $A_{s,min}$ tulee mitoittaessa määrääväksi, tulee tästä alasta sijoittaa puolet kummallekin pinnalle. Vierekkäisten pystytankojen välinen etäisyys ei saa ylittää seinän paksuutta tai 400 mm sen mukaan, kumpi on pienempi. Vaakaraidoitus tulee olla molemmissa pinnoissa ja sen määrä tulee olla vähintään $A_{s,hmin}$. Vaakaraidoituksen vähimmäisalaksi suomen kansallinen liite esittää joko 25 % pystyraidoituksen määrästä tai $0,001 A_c$ sen mukaan kumpi arvoista on suurempi. Kahden vierekkäisen tangon jakoväli saa olla enintään 400 mm. (SFS-EN 1992-1-1 +A1 +AC, 2015 s. 161)

Seinämainen palkki tulee seinän tavoin raidoittaa myös halkeilua vastaan. Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 Liite J (opastava) esittää ohjeet pintaraidoitukselle halkeilua vastaan. Ohjeiden mukaan lohkeilua estävää pintaraidoitusta tulee käyttää aina, kun pääraidoituksen tangot ovat yli 32 mm, käytetään tankonippuja, joissa ekvivalentti halkaisija ylittää 32 mm tai jos terästen betonipeite on yli 70 mm. Terästen asettelu ja tarkempi ohjeistus esitetään Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 Liitteessä J (opastava).

Eurokoodi ohjeistaa seiniä koskevassa kohdassa hakaraidoituksesta.

- Jokaisessa seinänä osassa, jossa molemmissa pinnoissa olevan pystyraidoituksen kokonaisala ylittää arvon $0,02 A_c$, tulee käyttää haoista muodostuvaa poikittaisraidoitusta pilareita koskevien vaatimusten mukaisesti (SFS-EN 1992-1-1 kohta 9.5.3). Kohdassa 9.5.3 (4) (i) mainitun suuremman mitan maksimi arvona voidaan käyttää arvoa $4 \cdot$ seinän paksuus.

- Kun pääraudoitus sijoitetaan lähimmäksi seinän pintaan, tulee käyttää poikittaisraudoituksena hakoja, vähintään 4 kappaletta jokaista seinän neliömetriä kohti.
- Poikittaista haotusta ei tarvitse käyttää, jos käytetään langoista hitsattua verkkoa ja tankoja, joiden halkaisija on pienempi, kuin $\phi \leq 16$ mm, kun betonipeite on yli 2ϕ . (Suomen Betoniyhdistys r.y., 2009)

Eurokoodi ohjeistaa hoikkien palkkien kohdassa 5.9 tarkastamaan kiepahduksen. Kiepahduksen tarkastuksessa tulee ottaa huomioon mittaepätarkkuudet. Mittaepätarkkuudeksi oletetaan poikittaistaipuma $l/300$, missä l on seinämäisen palkin kokonaispituus, kun seinämäistä palkkia ei ole jäykistetty. Lopullisen tilanteen tuottama jäykistys voidaan ottaa huomioon.

Kiepahdukseen liittyvä toisen kertaluvun vaikutukset voidaan jättää huomiotta, mikäli seuraavat ehdot toteutuvat:

- normaalisti vallitsevat tilanteet:

$$\frac{l_{ot}}{b} \leq \frac{50}{(h/b)^{1/3}} \text{ ja } h/b \leq 2,5 \quad (1)$$

- tilapäisesti vallitsevat tilanteet:

- $\frac{l_{ot}}{b} \leq \frac{70}{(h/b)^{1/3}} \text{ ja } h/b \leq 3,5 \quad (2)$

missä

l_{ot} on vääntymistä estävien poikittaissiteiden välinen etäisyys,
 h on palkin kokonaiskorkeus välin l_{ot} keskialueella,
 b on puristuslaipan leveys.

Seinämäisten palkkien osalta ehto $h/b \leq 2,5$ ei juuri koskaan täyty, joten kiepsahdus ja toisen kertaluvun tarkastelu tulee huomioida rakenteita mitoittaessa. (SFS-EN 1992-1-1 +A1 +AC, 2015 s. 75)

3.3 Raudoitus ja laskenta muiden ohjeiden mukaan

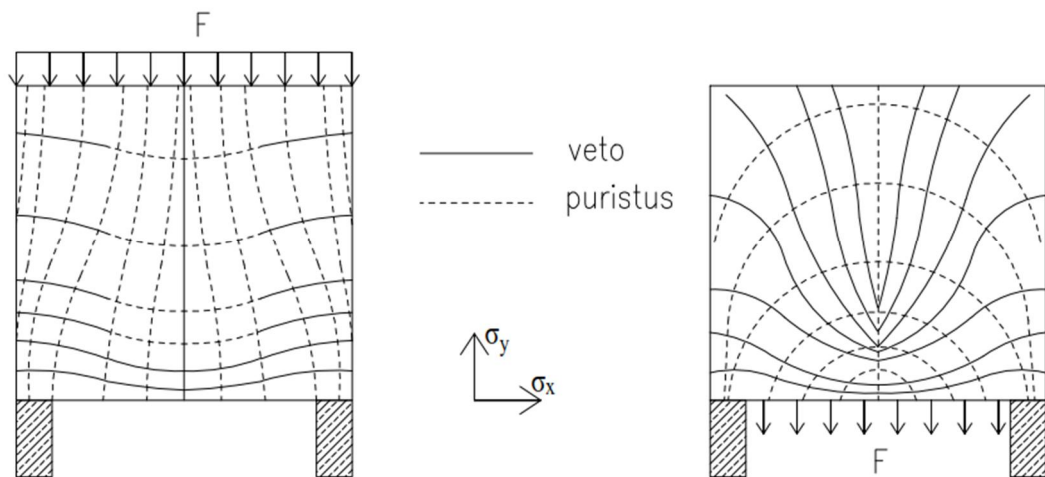
Eurokoodin lisäksi on muitakin ohjeita seinämäisten palkkien laskentaan. Suomessa laskenta perustuu eurokoodiin, joten muilla laskentamenetelmillä tehdyt rakenneanalyysit eivät saa olla ristiriidassa eurokoodien ohjeiden kanssa.

Eroavaisuuksia eurokoodia verrattaessa muihin laskentamenetelmiin tulee heti seinämäisen palkin määrittelyssä. CEB (1976) mukaan seinämäisiksi palkeiksi luokitellaan palkit, joiden korkeus h on enemmän kuin puolet momentin nollakohtien välimatkasta, eli $L_o / h < 2$. Lähteen mukaan momentin nollakohtien välimatkat ovat vapaasti tuetuissa palkeissa $L_o = L_{ef}$, jatkuvan palkin reunakentissä $L_o = 0,85 L_{ef}$, jatkuvan palkin keskikentissä $L_o = 0,7 L_{ef}$ ja ulokkeissa $L_o = 2 L_{ef}$, kun L_{ef} on tehollinen jännemitta. (Linnamaa;ym., 1978 s. 455) Kun tätä tietoa verrataan eurokoodin antamaan määritelmään, huomataan että eurokoodi luokittelee seinämäiseksi palkiksi rakenteita huomattavasti väljemmin kuin CEB (1976). Tästä nähdään, että seinämäisten palkkien pituus- korkeus suhteen määrittelyyn ei aivan täysin tarkkaa rajaa edes ole, vaan on aina tapauskohtaisesti määriteltävä ja harkittava, että onko kyseessä palkki vai seinämäinen palkki.

Vanha Rakentajain kalenterin taustalla oleva CEB (1976) ohjeistaa teholliseksi jännemitaksi tukien keskiöiden välin, kuitenkin enintään $1,15 L_n$, jossa L_n on tukien vapaa väli. (Linnamaa;ym., 1978 s. 455)

3.3.1 Toimintatapa

Seinämäinen palkki toimii halkeamattomassa tilassa lähes täysin kimmoisan levyteorian mukaisesti. Jännitysten jakautumiseen vaikuttaa kuormitusten sijainti. Kuva 1 esittää alareunasta ja yläreunasta kuormitetun seinämäisen palkin jännityskuvaajat. (Saarinen;ym., 2004 s. 449)

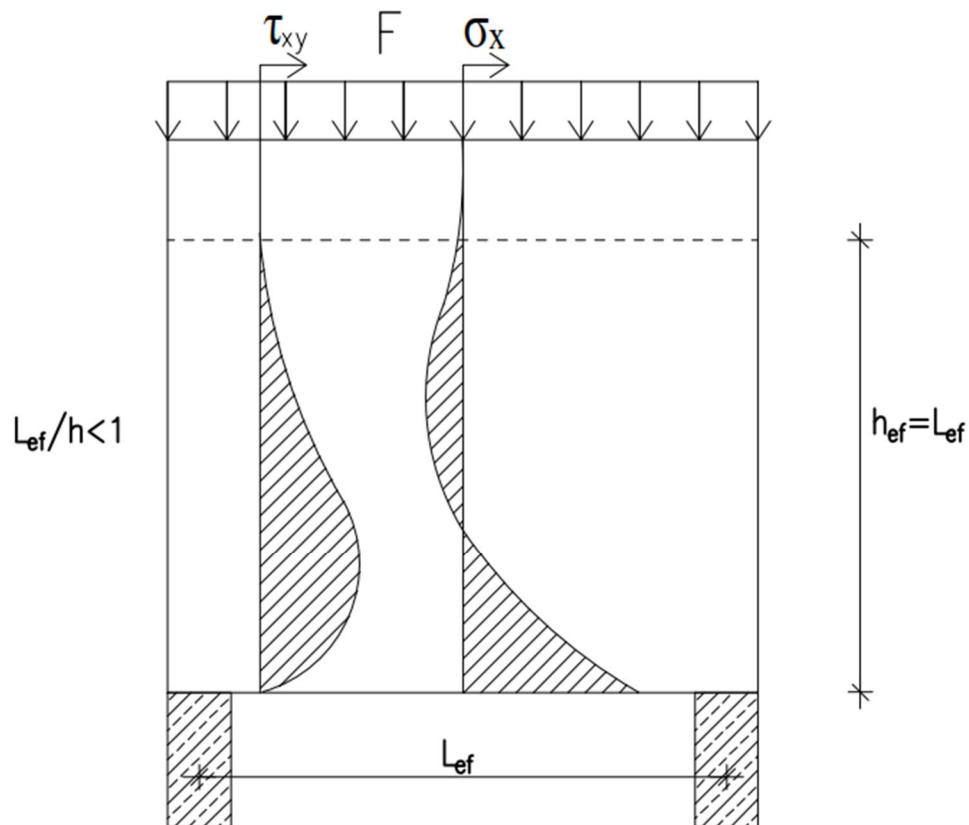


Kuva 1. Seinämäisen palkin jännitysten jakaantuminen halkeamattomassa tilassa. (Mukaillen Saarinen; ym., 2004 s.448, s.449.)

3.3.2 Toimiva korkeus

Mikäli seinämäisen palkin todellinen korkeus on suuri verrattuna jänneväliin ei seinä toimi koko korkeudeltaan kantavana. Kuva 2 esittää seinämäisen palkin toimivan korkeuden sekä seinämäisessä palkissa esiintyvän leikkausvoima jakauman. Muu osa seinämäisestä palkista on joko pysyvää kuormaa tai kuormia jakavaa rakennetta. Seinämäinen palkki toimii koko korkeudellaan kantavana, kun korkeus h pienempi tai yhtä pieni, kuin tehollinen jännemitta, eli kun $h \leq L_{ef}$, niin $h_{ef} = h$. Mikäli seinämäisen palkin jännemitta on pienempi, kuin palkin korkeus, eli $h \geq L_{ef}$ toimivaksi korkeudeksi annetaan, lähteen BY202 mukaan, vapaasti tuetuissa palkeissa ja jatkuvan palkin kentässä, että $h_{ef} \leq L_{ef}$. Jatkuvan palkin tuella ohjeistetaan, että $h_{ef} \leq L_m$, missä L_m on viereisten kenttien tehollisten jännemittojen keskiarvo. (Saarinen;ym., 2004 s. 446)

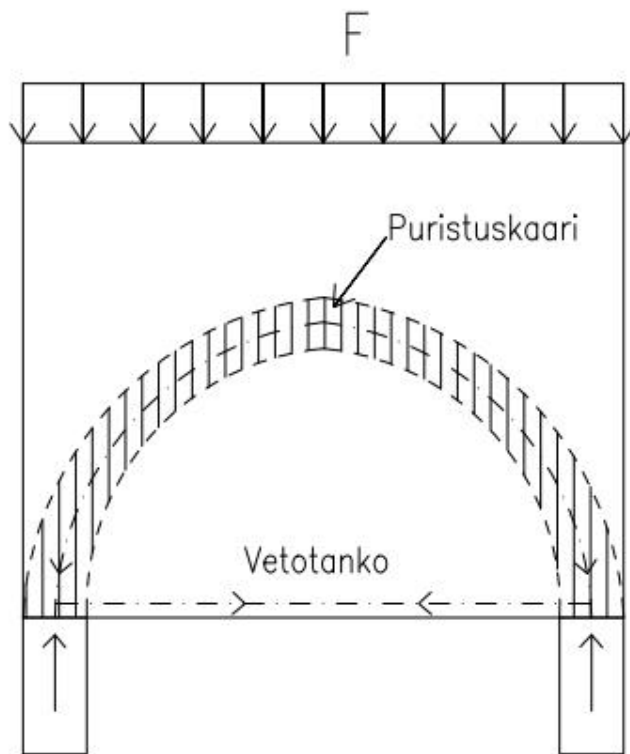
Rakenteessa esiintyvä leikkausvoima kohdistuu koko seinämäisen palkin alareunaan sekä seinämäisen palkin teholliselle korkeudelle. Näin ollen muu osa seinämäisestä palkista on pysyvää kuormaa, kuten edellä esiteltiin.



Kuva 2. Toimiva korkeus h_{ef} ja seinämäisen palkin leikkausvoimajakauma τ_{xy} . (Mukaillen Saarinen; ym., 2004 s.446)

Seinämäistä palkkia verrattaessa tavalliseen palkkiin voidaan huomata seuraavia eroavaisuuksia. Normaalijännityskomponentti σ_y täytyy huomioida seinämäisiä palkkeja laskiessa. Normaalijännityskomponentin σ_y vaikutuksesta pääjännitystrajektorit ovat miltei vaakasuorassa myös tukien lähetyvillä, kun kuormitus on palkin yläreunasta. Kuormituksen sijainti vaikuttaa jännityskomponenttiin σ_y ja sitä kautta pääjännitysten suuntiin. Jännitykset σ_x ja τ_{xy} eivät muutu kuormitusten mukana. Alareunastaan kuormitetun seinämäisen palkin vetojännitykset ovat likimain pystysuuntaisia, joten palkin uuma tulee varustaa ripustusraudoituksella. (Saarinen;ym., 2004 s. 449)

Betonin haljettua seinämäiset palkit toimivat vetotangollisten kaarien tavoin. Halkeamien takia alareunan vetovoima pysyy vakiona tuille asti. Kuva 3 näyttää yksinkertaisen seinämäisen palkin toimintaperiaatteen. (Linnamaa;ym., 1978 s. 458)



Kuva 3. Seinämäisen palkin puristuskaari ja vetotanko. (Mukaiillen Linnamaa; ym., 1978 s.459)

Rakentajain kalenteri ja kirja BY202 antavat selkeitä ohjeita seinämäisen palkin mitoittamiseen ja raudoituksen suunnitteluun, lisäksi lähteissä kerrotaan erilaisia seinämäisten palkkien murtumistapoja. Lähteet kehottavat erityisesti kiinnittämään huomiota seuraaviin seikkoihin:

- Paikallisen puristuksen suuruus tuella. Suunnittelijan tulee tarkistaa puristusjännitykset puristumurron välttämiseksi.
- Vinopuristuksen tarkistaminen uumastaan tuetuissa seinämäisissä palkeissa. Suunnittelijan tulee tarkistaa, että palkkiteorian mukaisesti laskettu leikkausvoima ei ylitä leikkauskestävyyttä.
- Alapinnan terästen ankkurointi tuella. Reunatuilla alapinnan teräkset tulee ankkuroida kyseisen kentän suurinta taivutusmomenttia vastaan. Jatkuvissa seinämäisissä palkeissa lähteiden mukaan riittänee, että raudoitus ankkuroidaan välitukien kohdalla vetovoimalle, joka on vähintään 80 % kentän suurimmasta vetovoimasta. Liikenneviraston ohje poikkeaa tässä tapauksessa muista lähteistä.

Liikenneviraston ohjeessa sanotaan hieman epäselvästi, että seinämäisen palkin kenttäraudoitus tulee ankkuroida kokonaisuudessaan tuelle. (Liikennevirasto, 2017 s. 90) Ohjeen mukaan keskikentällä ei saa tehdä vähennyksiä. Tämä on ristiriidassa muiden tässä kappaleessa esitettyihin lähteisiin, jotka antavat luvan niin tehdä.

- Edellä esitetyt lähteet (BY202 ja Rakentajain kalenteri) esittävät mitoituksen kannalta tärkeitä seikkoja, joita tulee ottaa huomioon:
- Tukien epätasaiseen painumiseen tulee kiinnittää erityistä huomiota. Epätasainen painuminen aiheuttaa voimasuureiden uudelleen jakautumisen ja se voi johtaa staattisesti määräämättömään rakenteeseen, mikä johtaa ennenaikaiseen taivutusmurtoon. Tämä otetaan huomioon raudoituksessa käyttämällä niin sanottua varmistusraudoitusta, joka sijoitetaan seinämäisen palkin toimivan korkeuden yläreunaan.
- Palkkien suuren korkeuden takia ovat vetorausituksen määrät suhteellisesti pienempiä, kuin tavallisissa palkeissa. Niiden määrää ei tarkasti kannata laskea, vaan kannattaa käyttää yksinkertaistusta ja silloin voidaan tyytyä varmallalla puolella oleviin likimääräiskaavoihin. Tämä toimii etenkin tilanteissa, joissa seinämäistä palkkia ei ole rei'itetty.
- Kenttäraudoituksen jatkaminen tulee tehdä välitukien kohdalla vetojatkoksien.

3.3.3 Voimasuureiden laskenta

Jatkuvien seinämäisten palkkien taivutusmomentit suositellaan laskettavan lineaarisen kimmoteorian mukaan, kuten tavallisilla matalilla palkeilla. Seinämäisillä palkeilla jäävät tukimomentit todellisuudessa pienemmiksi, kun niitä verrataan tavallisiin palkkeihin. Kenttämomentit ovat seinämäisillä palkeilla vastaavasti suurempia, kun niitä verrataan tavallisiin palkkeihin. Tästä syntyvä virhe korjaantuu sillä, että raudoitusta laskettaessa sisäinen momenttivarso z arvioidaan kentässä todellista pienemmäksi ja tuella vastaavasti todellista suuremmaksi. (Saarinen;ym., 2004 s. 451) Kuormitus- tai tukemistapa ei vaikuta momenttien laskentaan, vaan momentit lasketaan aina samalla tavalla.

(Saarinen;ym., 2004 s. 452) Vanhan Rakentajain kalenterin mukaan suuren reikien, esimerkiksi ovien vaikutus on otettava huomioon, ainakin likimääräisesti. (Linnamaa;ym., 1978 s. 460)

3.3.4 Sisäinen momenttivarsi

Raudoitusta laskettaessa on sisäisellä momenttivarrella huomattava rooli. Vapaasti tuetuilla yksiaukkoisilla seinämäisillä palkeilla sisäiseksi momenttivarreksi ohjeistetaan seuraavat arvot:

- kun $1 < L_{ef}/h < 2$, niin $z = 0,15 h (3 + L_{ef}/h)$

ja

- kun $L_{ef}/h \leq 1$, niin $z = 0,6 L_{ef}$.

Jatkuvien seinämäisten palkkien reunakenttien ja reunimmaisten keskitukien sisäiseksi momenttivarreksi ohjeistetaan seuraavat arvot:

- kun $1 < L_{ef}/h < 2,5$, niin $z = 0,10 h (2,5 + 2 L_{ef}/h)$

ja

- kun $L_{ef}/h \leq 1$, niin $z = 0,45 L_{ef}$.

Jatkuvien seinämäisten palkkien keskikenttien ja keskitukien sisäiseksi momenttivarreksi ohjeistetaan seuraavat arvot:

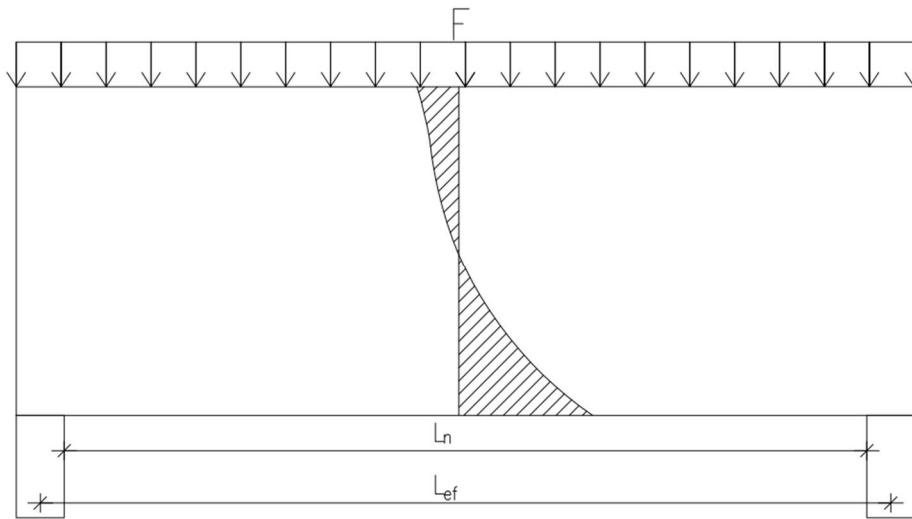
- kun $1 < L_{ef}/h < 3$, niin $z = 0,15 h (2 + L_{ef}/h)$

ja

- kun $L_{ef}/h \leq 1$, niin $z = 0,45 L_{ef}$, (Saarinen;ym., 2004 s. 453)

missä

L_{ef} on tukien keskiöiden väli, kuitenkin enintään $1,15 L_n$. L_n on vapaa jännemitta. Kuva 4 havainnollistaa seinämäisen palkin laskennassa käytettäviä mittoja. (Linnamaa;ym., 1978 s. 455)



Kuva 4. Seinämäisen palkin vapaa jännemitta ja tukien keskiöiden väli. (Mukaiillen Saarinen; ym., 2004 s.445)

Sääski (2017) on diplomityössään vertaillut usean lähteen antamia sisäisiä momenttivarsia. Sääsken mukaan sisäinen momenttivarssi vaihtelee hieman lähteestä riippuen, mutta se ei voi ylittää palkkikaavalla (3) laskettua sisäisen momenttivarren z pituutta. Tätä voidaan pitää momenttivarren pituuden enimmäispituutena ja seinämäisen palkin momenttivarsta on helppo verrata tähän. (Sääski, 2017 s. 44)

$$z \leq d(1 - \beta/2), \quad (3)$$

missä

d on palkin tehollinen korkeus,

β on puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus.

3.3.5 Raudoitus

Tarvittava kenttä- ja tukiraudoituksen määrä lasketaan kaavasta:

$$A_s = \frac{M_d}{z f_{yd}}, \quad (4)$$

missä

M_d on lineaarisen kimmoteorian mukaan laskettu taivutusmomentti,

z on sisäinen momenttivarsi. (Saarinen;ym., 2004 s. 453)

3.3.6 Raudoitusten sijainti

Lähde BY202 antaa seuraavanlaisia ohjeistuksia seinämäisten palkkien raudoituksiin.

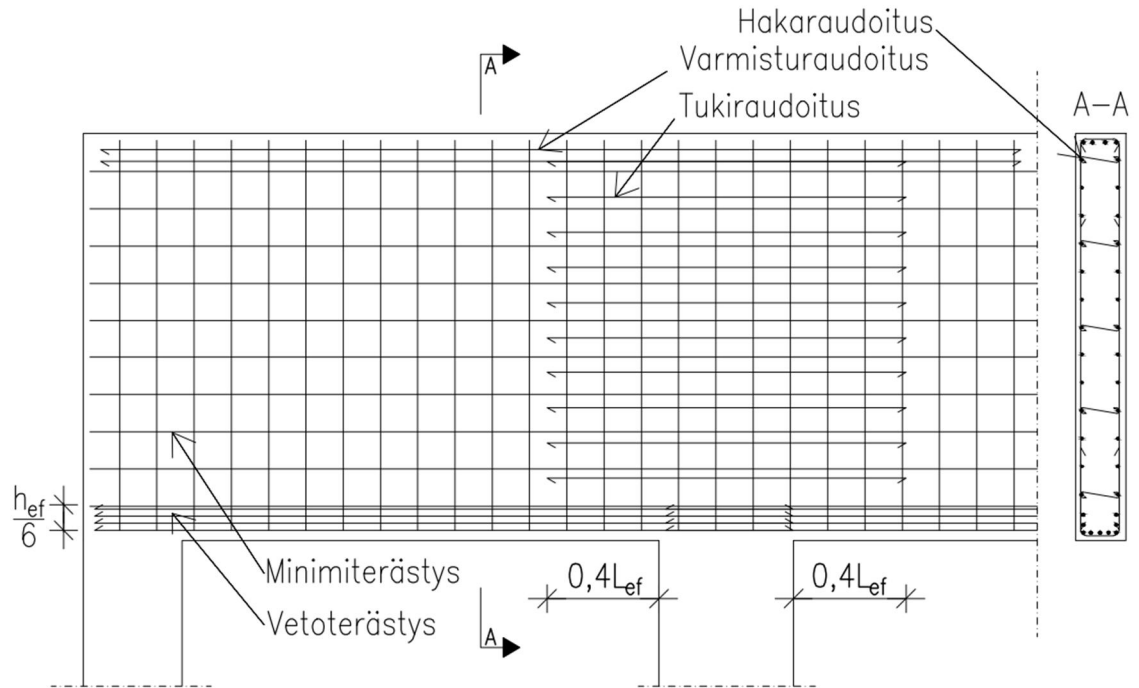
Kenttäraudoitus toimii vetotangon tavalla ja siinä vaikuttava voima on ankkuroitava tuelle aiemmin tässä työssä esitetyllä tavalla. Kenttäraudoitus on vietävä katkaisemattomana ja suorana tuille asti. Korkeussuunnassa kenttäraudoitus voidaan jakaa noin $h_{ef} / 6$ korkuiselle alueelle palkin alareunasta luettuna. Tällä voidaan rajoittaa halkeamien syntymistä.

Reunatuella kenttäraudoitus on ankkuroitava kentän suurinta taivutusmomenttia vastaavalle vetovoimalle. Ankkurointi tulee suorittaa käyttämällä suoria ankkurointiteräksiä, mutta jos tilanpuutteen vuoksi suora ankkurointi ei käy, ei pystytaivutuksia tule käyttää. Pystytaivutukset aiheuttavat halkeilua ankkurointialueella, joka on seinämäisen palkin heikko kohta. Lähteessä BY202 on esitelty vaihtoehtoisia tapoja ankkuroinnin järjestämiseen, mikäli suoraa ankkurointia ei voida käyttää.

Tukiraudoituksesta tulee vähintään puolet viedä läpi koko rakenteen ja loppuosa tulee ulottaa noin $0,4 L_{ef}$:n etäisyydelle teoreettisesta tukilinjasta. (Saarinen;ym., 2004)

Rakenteen yläreunaan tulee sijoittaa varmistusraudoitus, joka tulee sijoittaa toimivan korkeuden h_{ef} yläreunaan ja se tulee viedä läpi koko rakenteen. Varmistusraudoituksen määräksi lähde suosittelee käytettävän vähintään viidesosaa kenttäraudoituksesta.

Kuva 5 näyttää edellä esitetyt raudoitukset seinämäisessä palkissa.



Kuva 5. Seinämäisen palkin raudoitukset. (Mukaillen Saarinen; ym., 2004 s.454)

4 RISTIKKOMENETELMÄ

4.1 Teoriaa

Ristikkomenetelmää kutsutaan myös ristikkoanalogiaksi tai ristikkomalliksi. Englanniksi menetelmä on strut- and- tie modeling tai lyhemmin STM. (Leskelä, 2008 s. 251) (Design with strut-and-tie models)

Ristikkomenetelmän alkuna voidaan pitää Ritterin menetelmää (1899). (BY210 2008 s.14.) Sen pohjalta Eemil Mörsch loi vuonna 1920 ristikkoanalogian kuvaamaan leikkausraudoitetun rakenteen toimintaa. Mörschin analogiassa halkeilu oletetaan tapahtuvan yleensä 45° kulmassa, koska Mörschin kerrotaan sanoneen, että vinohalkeamien suuntakulmaa ei voida matemaattisesti määritellä. (Leskelä, 2008 s. 251)

Ristikkomenetelmä on käyttökelpoinen seinämäisten palkkien suunnittelussa, joissa lineaarinen jännitysten jakaantuminen ei ole voimassa. (McCormac;ym., 2006 s. 705)

Ristikkomallit soveltuvat hyvin useiden teräsbetonirakenteiden toiminnan mallintamiseen murtorajatilassa ja ne ovat hyviä mitoituksen apuvälineitä niihin liittyvistä rajoituksista huolimatta. Ristikkomalleissa rakenteen sisälle luodaan yksinkertaisia voimamonikulmioita, jotka ovat staattisesti voimatasapainossa. Ristikkomallin rajoitukset liittyvät paikallisen puristuksen huomioitta jättämiseen ja se täytyy tarkastaa aina erikseen. Ristikkomallit eivät sovellu käyttörajatilatarkasteluihin, koska mallit perustuvat plastisuusteoriaan ja sen alarajateoreemaan. (Leskelä, 2008 s. 159)

Ristikkomenetelmää voidaan käyttää teknisen taivutusteorian mukaisesti murtorajatilassa toimivien rakenteiden kohtien ja epäjatkuvuuskohtien mitoitukseen. Epäjatkuvuuskohdat ovat kohtia, joissa tekninen taivutusteoria ei ole paikallisesti voimassa. Ristikkomenetelmän avulla voidaan suunnitella erilaisia rakenteiden yksityiskohtia. Ristikkomenetelmää voidaan käyttää myös rakenneosissa, joiden tasomuodonmuutostilan venymät ja puristumat oletetaan olevan lineaarisesti jakaantuneet. (SFS-EN 1992-1-1 +A1 +AC, 2015 s. 62)

Ristikkomenetelmän avulla voidaan suorittaa käyttörajatilatarkastelut esimerkiksi teräsjännitysten tarkistus ja halkeamaleveyden suuruuden tarkistus, mikäli ristikkomenetelmän edellyttävä sauvavoimien yhteensopivuus säilyy. (SFS-EN 1992-1-1 +A1 +AC, 2015 s. 63)

Ristikkomenetelmän mukaisesti luotuun malliin kuuluu puristussauvoja, jotka toimivat betonisissa puristuskaistoissa, vetosauvoja, jotka edustavat raudoitusta ja näitä yhdistäviä solmuja. Sauvoissa vaikuttavat voimat määritellään siten, että ne ovat tasapainossa murtorajatilassa vaikuttavien kuormien kanssa. (SFS-EN 1992-1-1 +A1 +AC, 2015 s. 62)

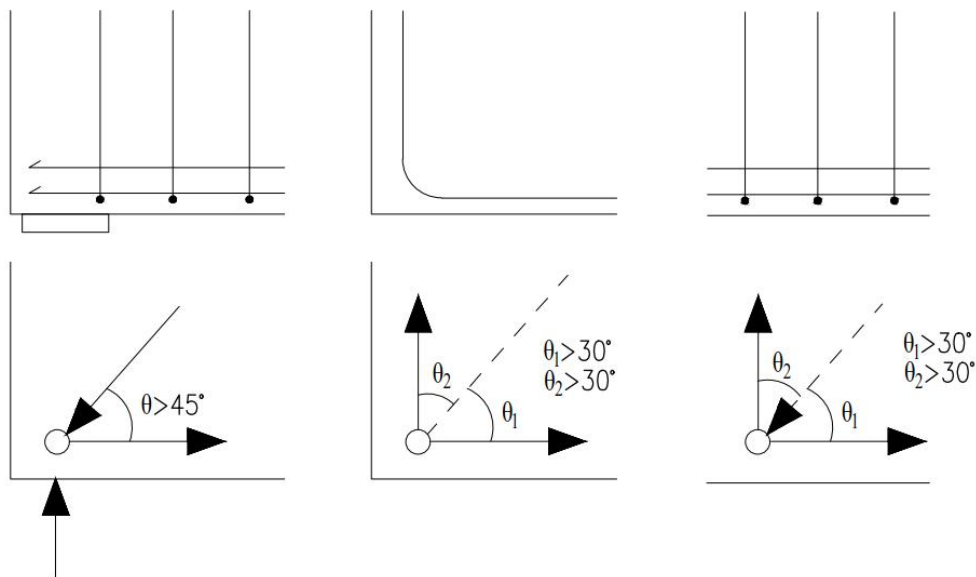
Ristikkomallin vetosauvat tulee sijoittaa vastaamaan rakenteen raudoitusta sunnan ja sijainnin osalta. Ristikkomalli kehitetään käyttämällä kimmoteorian mukaisia jännitystrajektoreita ja jännitysjakautumia ja johtamalla voimia osien välillä. Ristikkomallit voidaan optimoida käyttämällä energiaperiaatetta. (SFS-EN 1992-1-1 +A1 +AC, 2015 s. 63)

4.1.1 Ohjeita ristikkomallin muodostamiseen

Ristikkomallin muodostamiseen on annettu perussääntöjä lähteessä (Leskelä, 2008 s. 433). Lähteen ohjeet on otettu Fib bulletin 3 kirjasta, jonka julkaisija on kansainvälinen betonirakenteiden organisaatio (Federaton internationale du beton).

- Perusmallissa tulee olla mahdollisimman vähän veto- ja puristussauvoja. Mallia voidaan kehittää lisäämällä sauvoja tarvittaviin kohtiin jälkeenpäin.
- Kimmoteorian mukaisen jännitysjakautuman tarkka noudattaminen ei ole tarpeellista, vaikka sen avulla puristussauvojen suunnat voidaan asettaa luontevimmin.
- Vetosauvat asetetaan vastaamaan todellista raudoitusta. Vetojännitystrajektoria voidaan kuvata yhdellä vetosauvalla, joka on asetettu vastaavien raudoitusten painopisteeseen.
- Puristus- ja vetosauvojen välinen kulma pyritään asettamaan mahdollisimman suureksi, yli 45° aina, kun se on mahdollista.

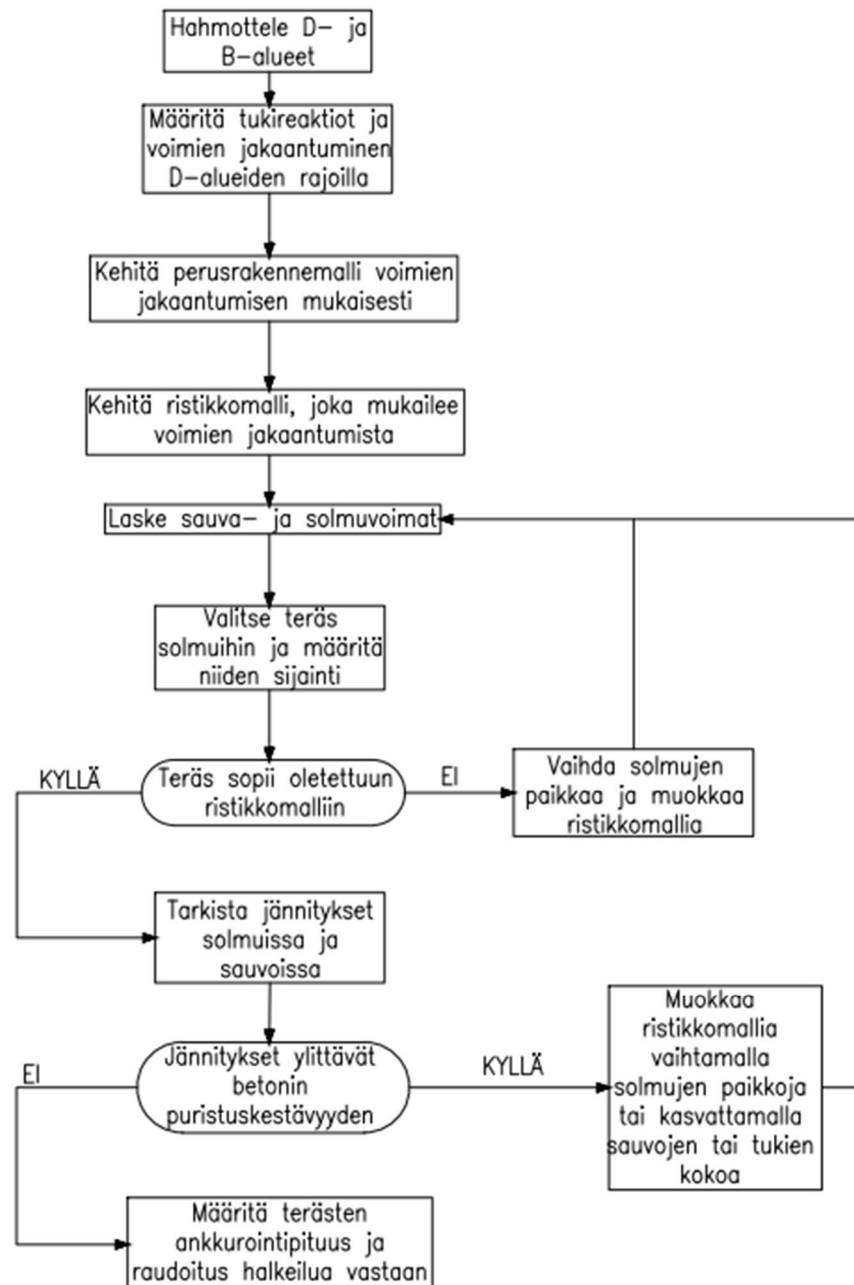
- Kuva 6 esittää tavan, jolla pistemäiset kuormat, tukireaktiot ja ripustettavat voimat, jotka vaikuttavat seinämäisen palkin reunalla tai päässä, voidaan huomioida.
- Jännemitan ja korkeuden suhteen kasvaessa suureksi, kannattaa ottaa käyttöön välivertikaalit, jotta saadaan sopiva diagonaalikulma.
- Puristussauvat edustavat leveitä puristusjännityskenttiä, joten niiden akselien täytyy sijaita tarpeeksi etäällä seinän reunoista.
- Ristikkomalli voidaan tehdä staattisesti määrätyn lisäksi lisäämällä siihen haluttu määrä diagonaaleja. Nämä nollassauvat eivät ota vastaan suuria voimia ja eivät vaikuta resultanttivoimien kulkuun, kun malli on kinemaattisesti riittävä.
- Kinemaattisesti määrämätön malli sopii vain yhdelle kuormitustapaukselle. Tämä täytyy ottaa huomioon rakenteen geometriaa valittaessa. Rakenteen voimat kannatta määrittellä jo ristikkomallia rakennettaessa, tämä helpottaa solmujen mitoitusta.
- Staattisesti määritetty malli huomioi paremmin erilaiset kuormitustapaukset, mutta se ei vastaa yhtä hyvin eri tapausten voimajakautumia. Todellisen jännitys jakauman saavuttamiseksi on joskus sopivinta yhdistää kaksi sellaista mekanismia, jossa voimat ovat tasapainossa omissa malleissaan.



Kuva 6. Veto- ja puristussauvojen liittyminen solmussa. Kuvassa jatkuva viiva kuvaa terästä ja katkoviiva kuvaa betonia. (Mukaillen Leskelä, 2008 s.432)

4.1.2 Ristikkomallin muodostamisen vaiheet

Ristikkomallin muodostamisessa voidaan noudattaa useita erilaisia suunnittelumenetelmiä. (Mathern;ym., 2010 s. 46) Kuva 7 esittää yhden vuokaavion ristikkomallin muodostamiseen.



Kuva 7. Vuokaavio ristikkomallin luomisen vaiheista. (Mukaiillen Martin;ym., 2007 s.11)

4.2 D- ja B- alueet

Ristikkomallin rakenteet voidaan jakaa kahteen yleiseen alueeseen, B- ja D alueisiin. B-alueet (Bernoulli) noudattavat yleistä palkkien taivutusteoriaa, eli tasot pysyvät tasoina kuormituksen jälkeen. D-alueet ovat rakenteen epäjatkuvuusalueita. Niissä on yleensä vaihtelua rakenteen jännityskentissä. Tällaisia jännityskentän vaihtelua aiheuttaa muun muassa muutokset rakenteen geometriassa, eli geometriset epäjatkuvuudet, voimien keskittyminen tai molemmat edellä mainituista. Yleensä kaikki B-alueen ulkopuoliset osat kuuluvat D-alueisiin. (Martin;ym., 2007 s. 9)

Ristikkomallin alueista käytetään myös muita nimityksiä. D-alueen nimi tulee englannin kielisestä termistä ”discontinuity region”, eli epäjatkuvuusalue. Jatkuvuusalueita kutsutaan myös C-alueiksi, englannin kielisen termin ”continuity regions” mukaan. (Leskelä, 2008 s. 431) C-alue vastaa aiemmin mainittua B-aluetta.

D-alueet sisältävät epäjatkuvuuksia, joten niitä ei voida käsitellä lineaarisen muodonmuutostilan avulla. D-alue voidaan erottaa omaksi osakseen, jolloin sitä voidaan tarkastella ulkoisten voimien, tukireaktioiden ja C-jatkuvuusalueiden voimasuureiden momentin M_{Ed} ja leikkausvoiman V_{Ed} kuormittamana kappaleena. Rajavoimat F_c ja F_t lasketaan kaavojen (5) ja (6) mukaisesti. Halkeamakulman mukainen leikkausvoima F_θ lasketaan kaavasta 7. (Leskelä, 2008 s. 431)

Rajavoimat lasketaan:

$$F_c = \frac{M_{Ed}}{z} + \frac{V_{Ed}}{2} \cot \theta \quad (5)$$

ja

$$F_t = \frac{M_{Ed}}{z} - \frac{V_{Ed}}{2} \cot \theta, \quad (6)$$

missä

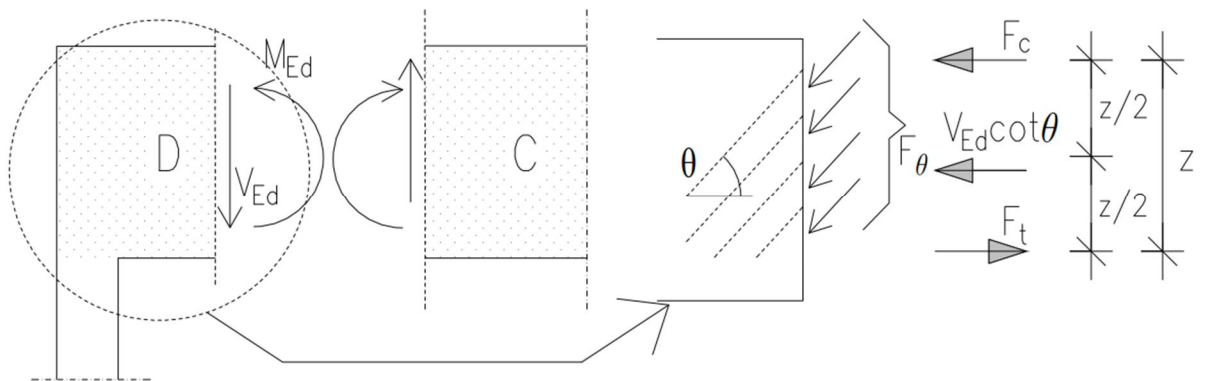
θ on oletettu halkeamakulma.

Halkeamakulman mukainen leikkausvoima lasketaan:

$$F_{\theta} = \frac{V_{Ed}}{\sin \theta}. \quad (7)$$

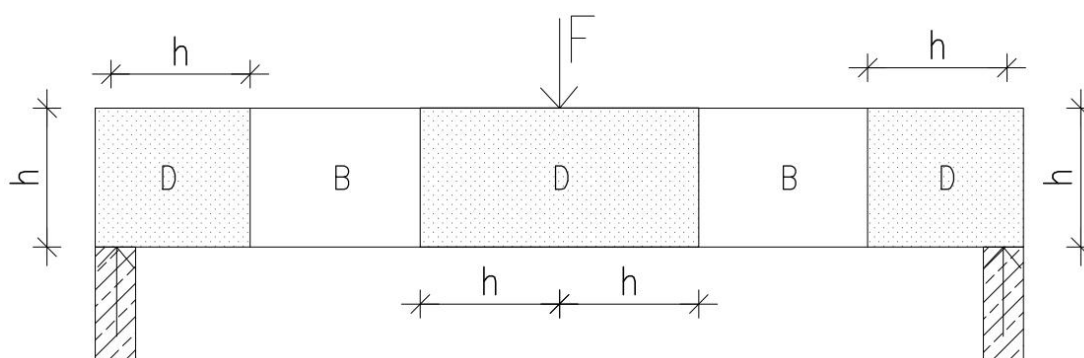
Leikkausvoiman vaikutusta parrevoimiin ei voi jättää huomioimatta D-alueita mitoittaessa, voimatasapainon vuoksi. C-alueita mitoittaessa sitä ei yleensä tarkastella.

Kuva 8 esittää rajavoimien laskennassa käytettävät voimasuuret.



Kuva 8. D-alueen voimatasapainon rajavoimat. (Mukaillen Leskelä, 2008 s.431)

Seinämainen palkki voidaan jakaa B- ja D- alueisiin St. Venantin periaatteen mukaan. Kuva 9 esittää St. Venantin periaatteen mukaisesti yksinkertaisesti kuormitetun palkkirakenteen B- ja D- alueen jaot. D-alueen pituus on riippuvainen palkin korkeudesta. Palkin päissä, tukien kohdalla olevat epäjatkuvuusalueet ovat periaatteen mukaan palkin korkeuden pituisia ja keskialueella olevan kuormituksen kohdalla epäjatkuvuusalueen pituus on kaksinkertainen palkin korkeuteen nähden. Mikäli palkin epäjatkuvuusalueet leikkaavat toisensa, eli palkki toimii koko matkaltaan D- alueen tavoin, suositellaan palkin mitoittamiseen ristikkomallia. (Martin;ym., 2007 s. 10)



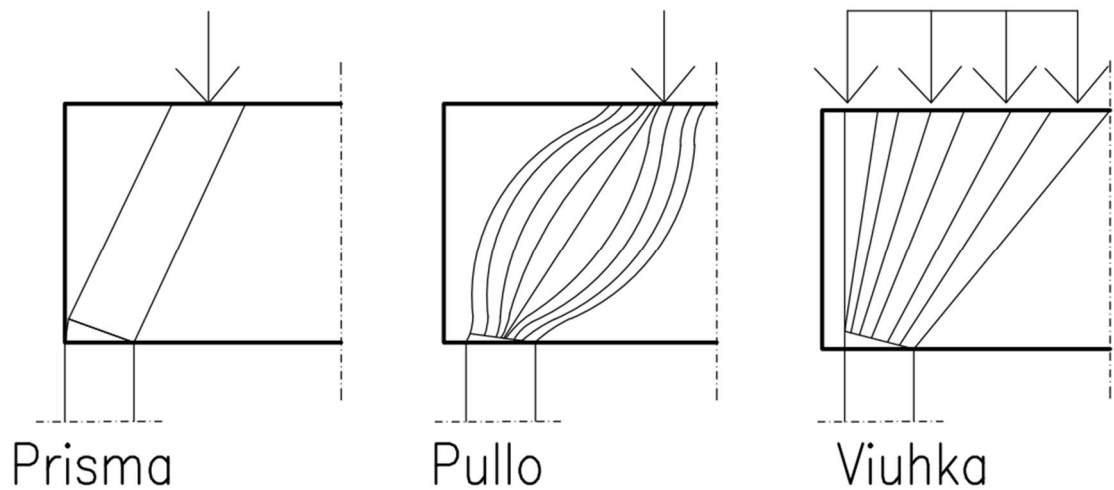
Kuva 9. St. Venantin periaatteen mukaiset B- ja D- alueet. (Mukaillen Martin; ym., 2007 s.10)

4.3 Puristussauvojen tyypit

Tavallisin sauvatyyppe on prisma. Prismän muotoisella sauvalla poikkileikkauksen muoto ei vaihdu sauvan matkalla. (Bayrak;ym., 2005 s. 6) Prismän muotoisia puristussauvoja esiintyy rakenteiden jatkuvuusalueilla ja niitä käsitellään puristettujen pilareiden tai taivutettujen palkkien puristusvyöhykkeiden tavoin. (Leskelä, 2008 s. 436)

Toinen yleinen sauvatyyppe on viuhka, joka syntyy, kun laajalta alueelta tuleva jännitys keskittyy pienelle alalle. Jännitykset virtaavat säteittäisesti suurelta alueelta paljon pienempään. (Bayrak;ym., 2005 s. 6) Viuhkamaisella sauvalla oletetaan olevan pieni kaarevuus, joten niihin ei kehity poikittaisia vetojännityksiä. (Martin;ym., 2007 s. 2) Toisaalta (Leskelä 2008) ohjeistaa viuhkamaisen sauvan kohdalla, raudoittamaan viuhkamainen sauva poikittaista vetojännitystä vastaan. (Leskelä, 2008 s. 436)

Kolmas puristussauva tyyppi on pullo. Pullomainen sauva syntyy, kun puristussauvojen päiden geometriat ovat tarkoin määritetty, mutta sauvan loppuosa ei rajoitu välittömästi mihinkään rakenneosaan. Pullomainen puristussauva voidaan visualisoida kuvittelemalla voimia, jotka hajaantuvat, kun ne siirtyvät pois päin puristussauvojen päistä. Tämä aiheuttaa sauvaan pullistuman, jonka johdosta sauvaan syntyy poikittaisia vetojännityksiä. (Martin;ym., 2007 s. 2) Poikittaiset vetojännitykset eliminoidaan raudoittamalla rakenne poikittaisella raudoituksella. (Leskelä, 2008 s. 436) Kuva 10 esittää puristussauvatyyppien muodot.



Kuva 10. Yleiset puristussauvatyytit. (Mukaiillen Martin;ym., 2007 s. 3)

4.4 Puristussauvat

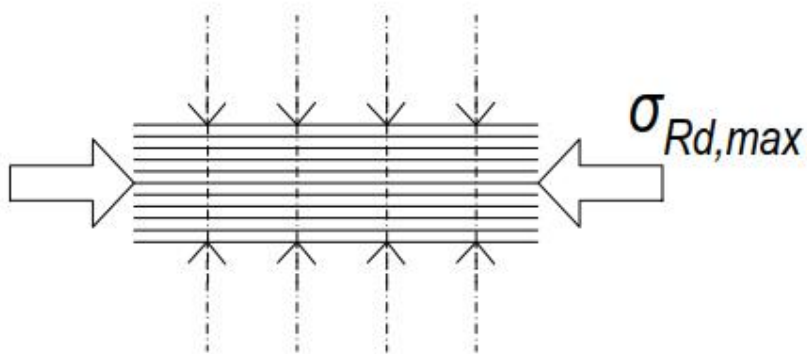
Betonisen puristussauvan mitoituslujuus, mikäli sauvassa vaikuttaa poikittainen puristusjännitys tai ei vaikuta poikittaista jännitystä ja mikäli ei esiinny vetojännityksiä, voidaan laskea kaavasta (8). Kuva 11 esittää tilanteen, jossa ei esiinny poikittaista vetoa. (SFS-EN 1992-1-1 +A1 +AC, 2015 s. 105)

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd}, \quad (8)$$

missä

$\sigma_{Rd,max}$ on sauvan maksimijännitys [MPa],

f_{cd} on betonin lieriölujuuden mitoitusarvo [MPa].



Kuva 11. Betonin puristuskaista, jossa ei esiinny poikittaista vetoa. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC, 2015 s.105)

Mikäli puristussauvassa vaikuttaa poikittaisia vetojännityksiä, täytyy mitoituslujuutta pienentää kaavan (9) mukaisesti. Kuva 12 esittää puristuskaistaa, jossa esiintyy poikittaista vetoa.

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6v'f_{cd}, \quad (9)$$

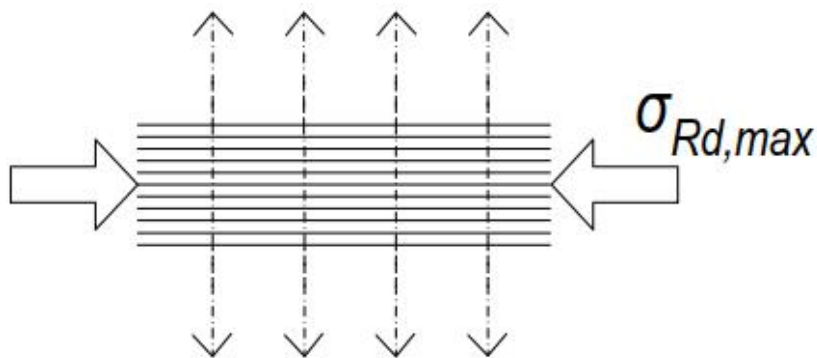
missä

v' on kansallisessa liitteessä annettu suositusarvo, joka saadaan kaavasta (10).

$$v' = 1 - f_{ck}/250, \quad (10)$$

missä

f_{ck} on betonin lieriölujuuden mitoitusarvo [MPa].



Kuva 12. Betonin puristuskaista, jossa esiintyy poikittaista vetoa. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC, 2015 s.106)

4.5 Vetosauvat

Vetosauvojen raudoitukset tulee ankkuroida riittävästi solmuihin. Poikittaisten vetosauvojen ja raudoituksen mitoituslujuutta tulee rajoittaa Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 kohdassa 3.2 betoniterästä koskevan ja 3.3 jänneterästä koskevan kohdan mukaisesti.

Solmukeskittymien kohdalla vaikuttavien voimien vaatima raudoitus voidaan jakaa tietylle pituudelle. Mikäli solmualue on rakenneosassa huomattavan pitkä, raudoitus tulee jakaa pituudelle, missä puristustrajektorit ovat kaarevia.

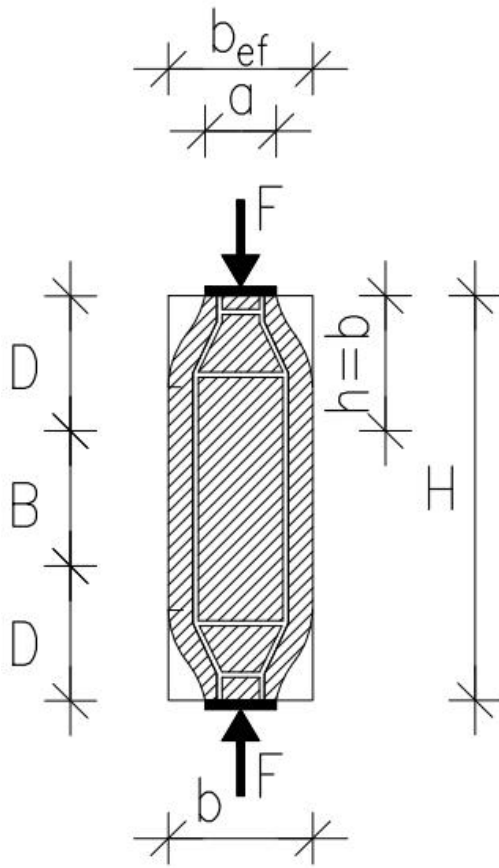
Vetovoima T voidaan määrittää kaavan (11) mukaan osittain muuttuvassa jännityskentässä eli alueilla, joissa $b \leq H/2$. (SFS-EN 1992-1-1 +A1 +AC, 2015 s. 106)

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F, \quad (11)$$

missä

- T on vetovoima,
- b on puristussauvan leveys,
- a on kuormitusalueen leveys.

Kuva 13 esittää puristussauvaa, jossa on osittain muuttuvaa jännityskenttä.



Kuva 13. Osittain muuttuva jännityskenttä. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC, 2015 s.107)

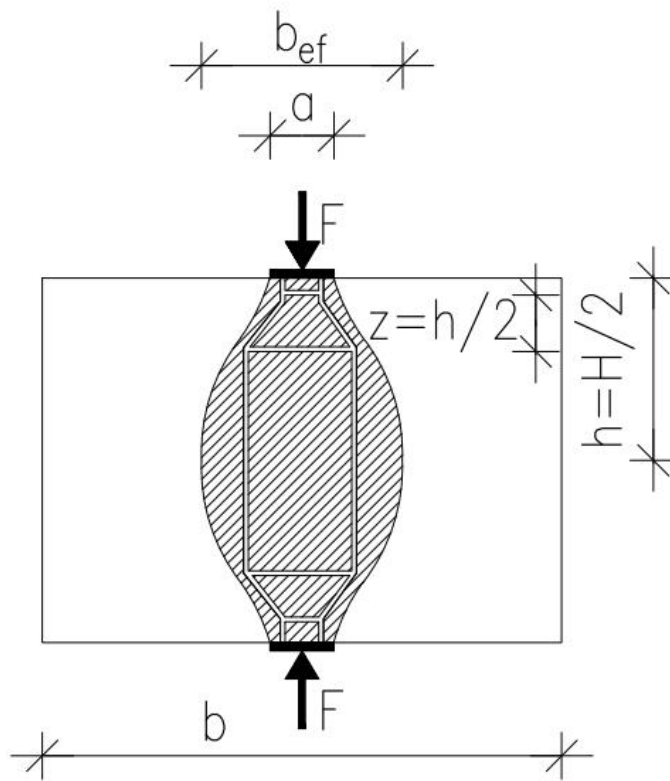
Täysin muuttuvassa jännityskentässä, eli alueilla, joissa $b > H/2$ vetovoima T voidaan määrittää kaavan (12) mukaisesti.

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{H} \right) F, \quad (12)$$

missä

H on puristussauvan korkeus.

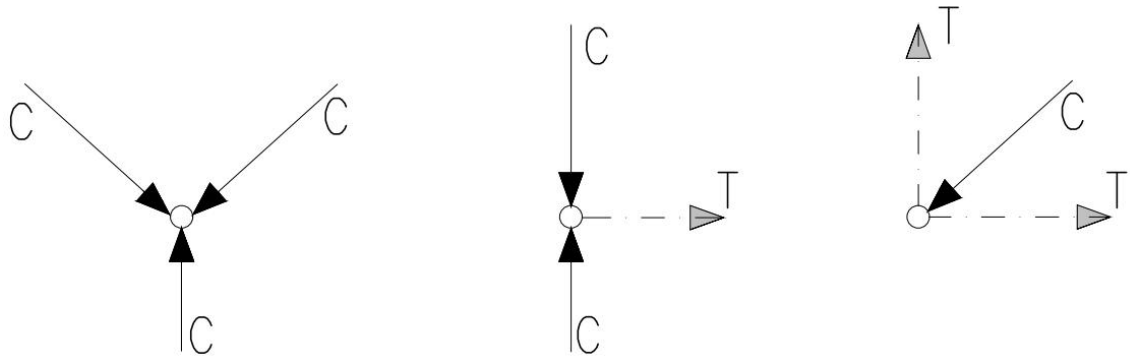
Kuva 14 esittää puristussauvaa, jossa on täysin muuttuva jännityskenttä.



Kuva 14. Täysin muuttuva jännityskenttä. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC, 2015 s.107)

4.6 Solmut

Solmu on rakenteen kohta, jossa eri suunnista tulevat resultanttivoimat kohtaavat. (Leskelä, 2008 s. 437) Solmukeskittymien yksityiskohtainen mitoitus ja suunnittelu on erityisen tärkeää solmukohtien mekaanista kestävyyttä määritellessä. Solmukeskittymiä voi kehittyä muun muassa kohtiin, joissa pistekuormat vaikuttavat, tuilla ja raudoitusten erityiskohdissa. Solmuissa vaikuttavien voimien tulee olla tasapainossa. Solmuun poikittain kuormitustasoon nähden vaikuttavat voimat tulee ottaa huomioon. (SFS-EN 1992-1-1 +A1 +AC, 2015 s. 107) Kuva 15 esittää eri solmutyypit.



Kuva 15. CCC-, CCT- ja CTT- solmut. C = puristus ja T = veto. (Mukaillen Mathern; ym., 2010 s.53)

4.6.1 Solmujen mitoitus

Solmuja, johon liittyy vain puristettuja sauvoja, kutsutaan myös englanninkielisen nimen mukaisesti CCC-solmuksi. (Bayrak;ym., 2005 s. 9) Puristussauvojen liittymäsolmuja on jatkuvilla tuilla ja pistevoimien vaikutuskohdissa sekä lippupalkeissa ja ulokkeissa. Solmujen rajat oletetaan yksinkertaistuksen vuoksi tasoiksi. Solmut voivat olla muodoltaan kolmioita tai puolisuunnikkaita. (Leskelä, 2008 s. 438)

Mikäli solmun kaikki sivut valitaan siten, että niihin kohdistuva voima on kohtisuorassa solmukulmion sivuihin nähden, ovat jännitykset kaikissa rajapinnoissa ja solmualueen sisällä vakioita ja samansuuruisia. Tällainen solmu on niin sanottu hydrostaattinen solmu ja siinä ei esiinny leikkausjännityksiä, joten niitä ei tarvitse tarkastaa hydrostaattisista solmuista. Tällöin riittää, että solmusta tarkastetaan vain, että jännitys $\sigma_{c1} \leq f_{cd1}$. Sen suuruus saadaan laskettua tukipaineen kaavasta (13). Hydrostaattisen solmun korkeutta merkitään a_{0h} . Tämä on pienin korkeus, mikä solmulla voi olla, jotta σ_{c1} on mitoittava. Hydrostaattisen solmun korkeus määritellään siten, että $a_{0h} = a_1/2$. Kuva 16 esittää puristetun laskennassa käytettäviä puristetun solmun dimensioita. (Leskelä, 2008 s. 439)

$$\sigma_{c1} = F_{c1}/(a_1b_1), \quad (13)$$

missä

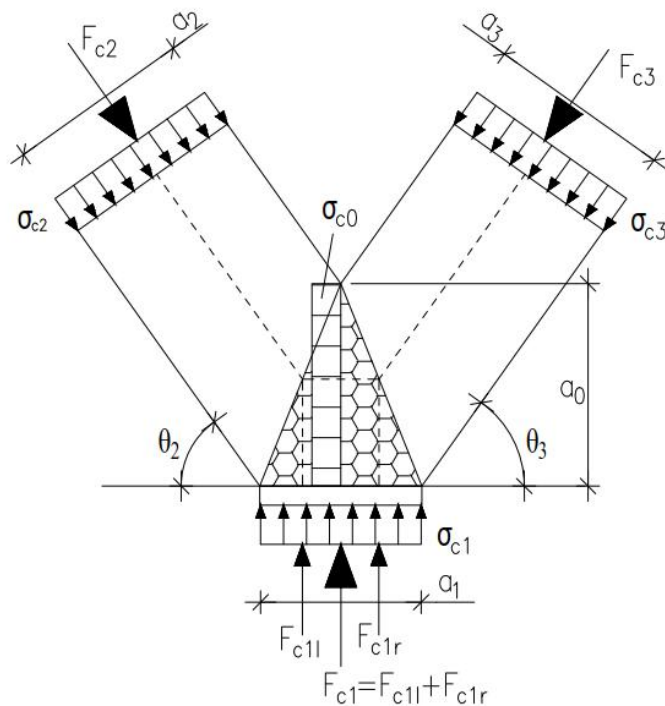
σ_{c1} on kuormituspinnan jännitys [MPa],

F_{c1} on normaalivoima [kN],

a_1 on kuormituspinnan leveys [mm],

b_1 on kuormituspinnan pituus [mm].

Kolmion muotoisen solmun kaikkien sivujen ei tarvitse olla kohtisuorassa voimaa vastaan. Riittää, että yksi voiman suunta on kohtisuorassa solmutasoa vastaan. Siitä syntyvä jännitys on toinen solmun pääjännityksistä σ_{c1} . (Leskelä, 2008 s. 439)



Kuva 16. Kolmiosolmu, johon liittyy kolme puristavaa voimaa. Kuvassa F_{c1} on kohtisuorassa solmutasoa vastaan ja loput resultantit eivät. Tämä täyttää kolmion muotoisen solmun määritelmän. (Mukaillen Leskelä, 2008 s. 438)

Ei-hydrostaattiset solmut ovat myös sallittuja betonissa esiintyvän luontaisen leikkauslujuuden vuoksi. Ei-hydrostaattisia solmuja käytettäessä on huomioitava se, että samassa solmussa esiintyvän maksimijännityksen suhde solmun pienimpään jännitykseen ei saa ylittää arvoa kaksi. (Bayrak;ym., 2005 s. 9) Eurokoodi ei ota kantaa solmuissa esiintyvien jännitysten suhteisiin. Solmun geometrian hallinta siten, että solmusta saataisiin hydrostaattinen, ei ole aina mahdollista eikä geometrian kannalta järkevää, joten tärkeimmissä rakentamisen suunnittelunormeissa ei-hydrostaattiset solmut tunnustetaan. (Mathern;ym., 2010 s. 53)

Solmuihin, johon liittyy sekä puristettuja että vedettyjä sauvoja, kutsutaan CCT- tai CTT-solmuksi, riippuen siitä, että kuinka monta puristettua C tai vedettyä T sauvaa solmuun liittyy. (Bayrak;ym., 2005 s. 9) Tällaisia solmuja syntyy, kun ankkuroidaan päävetorauδοitus tai sen suunta muuttuu. Ankkuroinnin riittävyys tarkastetaan käyttämällä tavanomaisia ankkuroinnin mitoitusperiaatteita. Ankkurointipituuden nettoarvo määräytyy Eurokoodi 2 luvun 7 mukaan. Koska ankkurointialueella on betonissa voimien F_{c1} ja F_{c2} aiheuttama puristusjännitystila, joka on kohtisuorassa raudoitusta vastaan, niin tämän takia ankkurointipituuteen liittyvä kerroin on $\alpha_5 = 0,7$. Puristussauvoissa esiintyviä keskimääräisiä jännityksiä verrataan lujuuteen f_{cd2} tai f_{cd3} . (Leskelä, 2008 s. 439)

Solmuissa esiintyvien vetosauvojen leveys u määräytyy vetorauδοituksen ankkuroinnin ja sen mukaan, että kuinka moneen kerrokseen raudoitus on jaettu. Vetosauvan leveyteen vaikuttava mitta u on määritelty seuraavasti:

$u = 0$, kun raudoitus ei ankkuroidu solmualueen taakse ja raudoitus on vain yhdessä kerroksessa,

$u = 2c$, kun raudoitus ankkuroituu vähintään mitan c verran solmualueen taakse ja raudoitus on vain yhdessä kerroksessa,

$u = 2c + (n - 1)s$, kun n verran raudoituserroksia on ankkuroitu vähintään mitan $\max\{c, s/2\}$ solmualueen taakse ja missä s on tankojen väli pystysuunnassa. Kuva 17 esittää puristus- vetosolmussa käytettävät dimensiot.

Kun solmun muoto on määritetty siten, että tuen leveys a_1 , vetosauvan korkeus u ja puristusdiagonaalin suuntakulma θ ovat tunnetut, diagonaalin leveys saadaan laskettua kaavasta (14).

$$a_2 = a_1 \sin \theta + u \cos \theta \quad (14)$$

Solmussa tulee tarkastaa tukipaineen jännitys kaavan (15) mukaisesti ja diagonaalin puristusjännitys kaavan (16) mukaisesti:

$$\sigma_{c1} = \frac{F_{c1}}{a_1 b} \leq f_{cd3} \quad (15)$$

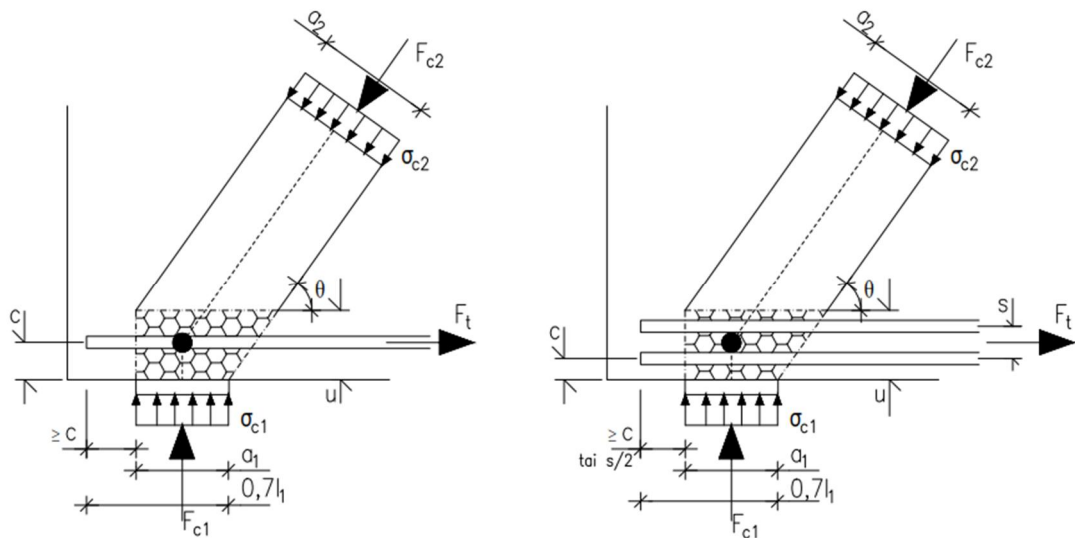
ja

$$\sigma_{c2} = \frac{F_{c2}}{a_2 b} \leq f_{cd3}, \quad (16)$$

joissa

b on rakenteen paksuus,

f_{cd3} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo. (Leskelä, 2008 s. 440)



Kuva 17. Puristus- ja vetosolmujen laskennassa käytettävä dimensiot. (Mukaiillen Leskelä, 2008 s.440)

4.6.2 Solmujen maksimijännitykset

Puristetun solmun eli solmun, johon ei liity ollenkaan vetosauvoja, maksimijännitysten mitoitusarvot voidaan määrittää kaavan (17) mukaan.

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 v' f_{cd}, \quad (17)$$

missä

k_1 on kansallisessa liitteessä annettu kerroin (tässä $k_1=1$),

$\sigma_{Rd,max}$ on solmun reunalla vaikuttava maksimijännitys.

Solmun, johon liittyy puristussauvoja ja johon ankkuroituu vetosauva yhdestä suunnasta, maksimijännitykset voidaan määrittää kaavalla (18).

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 v' f_{cd}, \quad (18)$$

missä

k_2 on kansallisessa liitteessä annettu kerroin (tässä $k_2=0,85$).

Solmun, johon liittyy vetosauvoja useasta suunnasta ja puristussauva yhdestä suunnasta, maksimijännitykset saadaan määriteltyä kaavasta (19). (SFS-EN 1992-1-1 +A1 +AC, 2015 s. 109)

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 v' f_{cd}, \quad (19)$$

missä

k_3 on kansallisessa liitteessä annettu kerroin (tässä $k_3=0,75$).

BY210:ssa solmujen maksimijännitykset annetaan likimain samanlailla, kuin eurokoodissa. Eroavaisuuksia on vain kertoimissa. (Leskelä, 2008 s. 437)

Kun solmuun liittyy vain puristettuja sauvoja, käytetään keskimääräisenä lujuuksena f_{cd1} , kaavan (20) mukaisesti:

$$f_{cd1} = 0,85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd}. \quad (20)$$

Kun solmuun liittyy sekä puristettuja ja vedettyjä sauvoja, käytetään keskimääräisenä lujuuksena f_{cd2} , kaavan (21) mukaisesti:

$$f_{cd2} = 0,60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd}. \quad (21)$$

Sekasolmuissa, käytetään keskimääräisenä lujuuksena f_{cd3} , kaavan (22) mukaisesti:

$$f_{cd3} = 0,70 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd}. \quad (22)$$

4.6.3 Monimutkaisten solmujen mitoitus

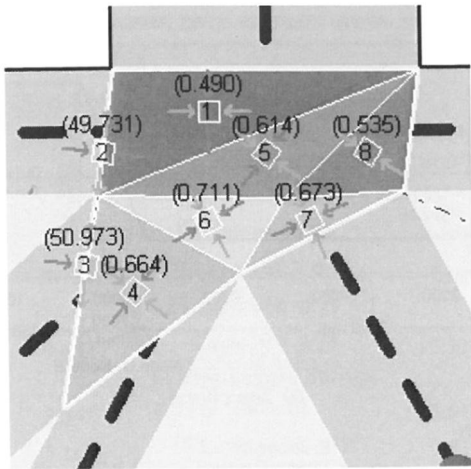
Edellisessä kappaleessa esiteltyt kaavat soveltuvat sellaisten solmujen mitoitukseen, joihin liittyy enintään kolme sauvaa, eli CCC, CCT, CTT ja TTT. Tilanne muuttuu sitä hankalammaksi, mitä enemmän sauvoja solmuun liittyy. Työtä tehdessä löytyi kuitenkin kaksi eri teoriaversiota monimutkaisten solmujen mitoitukseen. Molemmat teorit voidaan esitellä vain hyvin pinnallisesti, koska kumpaankaan näistä menetelmistä ei löytynyt lähdettä, jossa solmun laskenta olisi esitelty tarkemmin.

Leskelä esittelee kirjassaan Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus monimutkaisten solmujen mitoitukseen tavan, jossa solmu jaetaan osiin. Leskelän esittelemässä tyyliässä solmuun voi liittyä neljä sauvaa ja tukipaine. Lähtökohta on, että puolisuunnikkaan muotoinen solmu voidaan jakaa kolmeen kolmioon, joihin kohdistuu erilaiset kaksiakseliset puristusjännitystilat. Keskimmäiseen kolmioon syntyy suurimmat jännitykset ja jännitysten tarkistus tapahtuu kuten kolmiosolmussa, eli täytyy tarkistaa jännitykset σ_{c0} ja σ_{c1} kuvan 16 mukaisesti. Kirjassa ei kuitenkaan käydä tarkemmin läpi solmun jakoa kolmioihin. (Leskelä, 2008 s. 439)

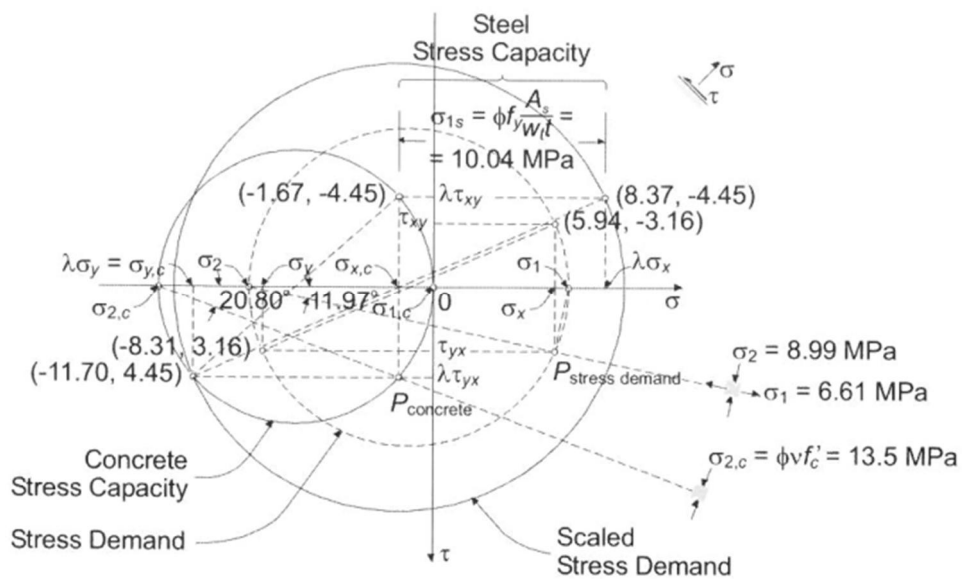
Toinen tapa näytetään kirjassa Design examples for strut-and-tie models. Kirjassa on mitoitettu solmu, mihin liittyy kuusi puristavaa sauvaa. Kirjan esimerkissä solmu on jaettu kahdeksaan kolmioon, joihin kohdistuu erilaiset jännitystilat. Solmujen kestävyys on tarkistettu käyttämällä muokattua Mohr- Coulomb myötöehtoa ja Mohrin ympyrää. Kirjassa ei kuitenkaan esitellä itse laskentaa eikä sitä, millä perusteella solmu on jaettu kolmioihin. Kuva 18 esittää solmun, joka on paloitettu kolmioihin laskentaa varten. Kuva 19 näyttää Mohrin ympyrän, jolla on saatu laskettua kolmioissa esiintyvät jännitykset.

Vaikka edellä esiteltyä monimutkaisten solmun mitoitusta ei edellytetä missään normissa, on se hyödyllinen varmistus suunnittelijalle solmun kestävyuden varmistamiseksi. (bulletin 61: Design examples for strut-and-tie models, 2011 s. 74)

Eurokoodi ei anna minkäänlaisia ohjeita monimutkaisten solmujen mitoitukseen. Tämä on mielestäni huomattava puute, koska miltei aina ristikkomalliin syntyy solmuja, joihin liittyy enemmän, kuin kolme sauvaa.



Kuva 18. Solmu, joka on jaettu voimakolmioihin laskentaa varten. (Bulletin 61: Design examples for strut-and-tie models 2011 s. 74)



Kuva 19. Mohrin ympyrä, jolla on saatu laskettua solmun alikolmioissa esiintyvät jännitykset. (Bulletin 61: Design examples for strut-and-tie models 2011 s. 75)

5 RAKENTEEN OPTIMOINTI

Kolmen viime vuosikymmenen aikana tietokoneiden kehittyttyä rakenteiden optimoinnissa käytettävät algoritmit ovat kehittyneet pienen tutkijayhteisön käytöstä nykyiseen vaiheeseen, jossa yhä useammat insinöörit ja arkkitehdit ovat alkaneet hyödyntämään optimointitekniikoita. Tutkimus- ja kehitystoimia on tehty yhä laajenevassa määrin, jotta rakenteellisten optimointialgoritmien ja ohjelmien saatavuus ja käyttö olisi helppoa, luotettavaa, tehokasta ja edullista. (Huang;ym., 2010 s. 11)

1980-luvun loppupuolelta lähtien topologisen optimoinnin teoria, menetelmät ja sovellukset ovat edistyneet ja kehittyneet valtavasti. Tutkijat tekevät ympäri maailmaa tutkimustyötä ESO ja BESO optimointiin liittyen. Ensimmäinen kirjajulkaisu oli jo 1990-luvun lopulla ja sen jälkeen kehitys on ollut huimaa ja nyt on käytössä useita uusia algoritmeja ja yhä useampia sovelluksia. (Huang;ym., 2010 s. 9)

Rakenteellisella optimoinnilla pyritään saavuttamaan rakenteen paras suorituskyky samanaikaisesti, kun se täyttää sille asetetut rajoitteet. Rajoitteet voivat liittyä esimerkiksi materiaalin määrään. Optimaalinen rakennesuunnittelu on tullut yhä tärkeämmäksi osaksi suunnittelua materiaalien rajallisten resurssien, ympäristövaikutusten ja kovan kilpailun takia, jossa vaaditaan keveyttä, edullisuutta ja korkeaa suorituskykyä. (Huang;ym., 2010 s. 11)

Rakenteiden optimoinnin tyypit voidaan jakaa kolmeen eri luokkaan. Koon, muodon tai topologian optimointiin. Koko-optimointi tapahtuu optimoimalla rakenteen muotoa, kuten ristikon poikkileikkausta tai levyjen paksuuksia. Tämä on helpoin ja varhaisin tyyli parantaa rakenteellista suorituskykyä.

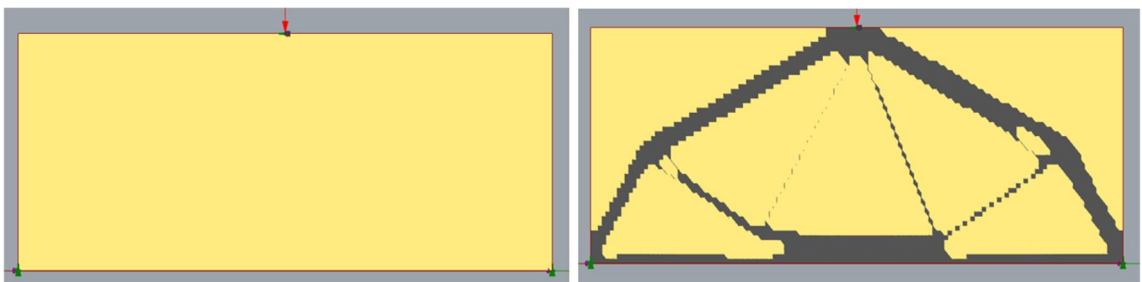
Muoto-optimointi tapahtuu pääsääntöisesti jatkuvilla rakenteilla, muuttamalla rakennetta ennalta määrättyjen reunaehtojen mukaisesti siten, että saavutetaan rakenteelle optimaalinen malli.

Topologinen optimointi on erillisten rakenteiden, kuten ristikoiden tai runkojen tilajärjestyksen optimointia, eli etsitään palkkien ja ristikoiden optimaalista sijaintia ja

liitettävyyttä, jotta saavutetaan mahdollisimman korkea rakenteen suorituskyky. Jatkuvissa rakenteissa topologisella optimoinnilla haetaan suunnittelualueen sisällä olevien reikien ja onteloiden parhaat sijainnit ja muodot. (Huang;ym., 2010 s. 11)

Optimoinnin tarkoitus on yksinkertaisuudessaan poistaa luodusta laskentamallista elementtejä, jotka ovat vähiten jännittyneitä ja siten vähiten tehokkaita. (Preisinger, 2018 s. 78) Hylkäyskriteereinä voi olla von Misesin jännitys tai rasituksesta johtuvan jännityksen määrä elementissä. (Truong Vu, 2018 s. 2) Laskentaa suoritetaan uudestaan ja uudestaan aina vähemmällä elementeillä, kunnes saavutetaan ennalta määrätty reunaehto. Reunaehtona voi olla elementtien määrä, jännitys tai jäljellä olevan rakenteen tilavuus. Algoritmia voidaan käyttää keinona sisäisen voiman etsimisessä, silloin kun siitä on poistettu ne elementit, jotka eivät osallistu voiman siirtämiseen. Tällöin syntynyt malli ei saa olla epästabiili. (Preisinger, 2018 s. 78)

Kuva 20 esittää yksinkertaisen seinämäisen palkin optimointia. palkki on kuormitettu keskeltä ja tuettu päädyn alanurkista. Ensimmäinen kuva näyttää tilanteen ennen optimointia ja jälkimmäinen kuva näyttää tilanteen optimoinnin jälkeen. Optimointi suoritettiin käyttämällä Rhinon lisäosaa Grasshopper, jotka esitellään tässä työssä myöhemmin.



Kuva 20. Yksinkertaisen seinämäisen palkin optimointi. Kuvassa harmaat alueet kuvaavat optimoinnin jälkeen jäljellä olevaa rakennetta.

5.1 Eso-optimointi

ESO (evolutionary structural optimization) eli evoluutioprosessin optimointimenetelmä. Tämä on yksi suosituimmista topologian optimoinneissa. Menetelmä on kehitetty 1990-luvun alussa ja sitä on kehitetty ja käytetty jatkuvasti erilaisten topologisten ongelmien ratkaisussa. (Huang;ym., 2010 s. 14)

Menetelmä perustuu ajatukseen, että rakenteesta poistetaan vaiheittain vähäinen määrä materiaalia. Tämän johdosta syntyvä rakenne kehittyy kohti optimaalista muotoa ja topologiaa. Materiaalin poisto voidaan suorittaa helposti poistamalla elementit FEM-mallista. Menetelmän heikkoutena voidaan pitää sitä, että tällainen evoluutiomenettely ei tuota aina parasta ja optimaalisinta ratkaisua. (Huang;ym., 2010 s. 14)

ESO-menetelmässä poistettujen tehottomien elementtien vaikutuksia kuorman kantamiseen optimoinnin myöhemmässä vaiheessa ei voida analysoida, koska laskenta poistaa ne kokonaan rakenteesta. (Shobeiri;ym., 2017 s. 2)

Huang, ym. mukaan ESO-optimointi voidaan tiivistää seuraavasti:

1. Diskretisoi malli käyttämällä tiheää elementtiverkkoa.
2. Suorita rakenteelle FEM-analyysi.
3. Poista mallista ne elementit, jotka täyttävät annetun hylkäyssuhteen funktion.
4. Nosta hylkäyssuhteen funktion arvoa.
5. Toista kohtia 2-4 kunnes saavutetaan haluttu optimi.

5.2 BESO-optimointi

BESO (Bidirectional Evolutionary Structural Optimization) eli kaksisuuntainen evoluutioprosessiin perustuva optimointimenetelmä. Menetelmää on alustavasti käytetty vuonna 1999 jäykkyyden optimointiin ja vuonna 2000 sitä alettiin soveltamaan von Mises jännityksen optimointiin. (Huang;ym., 2010 s. 17) Menetelmä on ESO-optimoinnin jatkokehityksen tuote. (Shobeiri;ym., 2017 s. 2)

Menetelmä mahdollistaa materiaalin poistamisen ja lisäämisen samanaikaisesti. Mikäli käytetään jännitystä elementin hylkäysperusteena, mallista poistetaan ne elementit, joilla on pienin von Mises jännitys ja malliin lisätään korkeimpien jännitysten lähellä olevat tyhjät elementit kiinteiksi elementeiksi. (Huang;ym., 2010 s. 17)

BESO-optimoinnin ongelmina pidetään poistettavien ja lisättävien elementtien määrittelyä. Käyttäjän on valittava huolellisesti funktiot, jotka määrittävät lisättävät ja poistettavat elementit, muuten algoritmi ei tuota optimaalista ratkaisua. Toisena ongelmana pidetään sitä, että optimointi tuottaa useita eri muotoja optimoidulle rakenteelle ja käyttäjän on niistä kyettävä valitsemaan optimaalisin. (Huang;ym., 2010 s. 17) Lisäksi BESO-optimointi on herkästi verkkoriippuvainen, eli saadut tulokset ovat riippuvaisia valitusta elementtiverkon koosta. Pienemmällä elementtiverkon koolla saadaan malliin luotua enemmän reikiä, muuttamatta mallin rakenteellista tilavuutta. Tämä johtaa yleensä tehokkaampiin malleihin, mutta mallit itsessään ovat hyvin sekavia ja vaikeasti tulkittavia. (Shobeiri;ym., 2017 s. 2) (A nodal variable ESO (BESO) method for structural topology optimization, 2014 s. 34)

Huang, ym. mukaan BESO-optimointi voidaan tiivistää seuraavasti:

1. Muodosta malli, määritä kuormat, reunaehdot ja verkotus
2. Suorita FEM-analyysi ja määritä alkuherkkyysluvut
3. Määrittele alkuherkkyysluville keskiarvot ja käytä saatua arvoa seuraavassa iteroinnissa
4. Määritä seuraavan iteraatiokierroksen kohdemaali
5. Lisää tai poista määrätyt elementit
6. Toista vaiheet 2-5 kunnes rajoitusvolyymi saavutetaan ja lähentymiskriteeri on täytetty.

5.2.1 Laskennan esittely

Huang, ym. mukaan BESO-optimoinnissa käytettävät laskentakaavat on esitelty seuraavasti kirjassa Evolutionary topology optimization of continuum structures, kappaleessa 3.

Pohjimmiltaan rakenteen optimoinnissa on kyse siitä, että halutaan etsiä tietyllä materiaali määrällä mahdollisimman jäykkä rakenne. Tämä suoritetaan poistamalla tai lisäämällä elementtejä tutkittavaan rakenteeseen, siten että itse elementti toimii muuttujana, välittämättä elementtiin liittyvistä fysikaalisista tai materiaalisista parametreista.

Yksinkertaistetun klassisen topologisen optimoinnin periaate voidaan kirjoittaa seuraavien kaavojen avulla:

$$C = \frac{1}{2} \mathbf{f}^T \mathbf{u}. \quad (23)$$

ja

$$V^* - \sum_{i=1}^N V_i x_i = 0, \quad (24)$$

missä

| | |
|--------------|--|
| C | on kappaleen jäykkyyden muuttuja, |
| \mathbf{f} | on voimavektori, |
| \mathbf{u} | on siirtymävektori, |
| V^* | on määrätty tilavuus, |
| V | on yhden elementin tilavuus, |
| N | on elementtien lukumäärä, |
| x_i | on joko 1, kun elementti on laskuissa mukana tai 0, kun elementti ei ole laskuissa mukana. |

Kaavojen tavoite on minimoida kaavan (23) C-arvo. Kaavalla (24) voidaan indikoida, että onko elementti mukana laskuissa tai ei.

Edellä esiteltyä ongelmamitoitusta on käytetty laajasti jatkuvuusrakenteen topologian optimoinnissa, mutta se eroaa alkuperäisessä ESO/BESO-menetelmissä käytetystä. Alkuperäisillä ESO/BESO-menetelmillä on vaikeuksia käsitellä yhtälöissä (23) ja (24) mainittua ongelmaa. Esimerkiksi tavoitefunktio ei välttämättä lähene, jos tilavuutta

pidetään vakiona yhtälössä (24). Uuden BESO-menetelmän yhtenä tavoitteena on tehdä algoritmi vakaana konvergenssiksi kohti ratkaisua, joka vastaa tarkasti edellä mainittua optimointiongelmää.

5.2.2 Herkkyyssarvo

Kun mallista poistetaan kiinteä elementti, kokonaisenergian muutos on yhtä suuri, kuin elementeissä esiintyvä venymäenergia. Tämä muutos on määritelty herkkyyssarvona kaavan (25) mukaisesti.

$$\alpha_i^e = \Delta C_i = \frac{1}{2} \mathbf{u}_i^T \mathbf{K}_i \mathbf{u}_i, \quad (25)$$

missä

\mathbf{K} on elementtien jäykkyysmatriisi.

Kun epätasainen verkko on määritelty, herkkyyssarvon tulisi ottaa huomioon elementin tilavuuden vaikutus. Tällöin herkkyyssarvo voidaan korvata paikallisella venymäenergiatiheydellä kaavan (26) mukaisesti.

$$\alpha_i^e = e_i = \left(\frac{1}{2} \mathbf{u}_i^T \mathbf{K}_i \mathbf{u}_i \right) / V_i \quad (26)$$

Alkuperäisessä ESO-optimointi menetelmässä jäykkyyden optimointi suoritettiin poistamalla elementit, joilla on yhtälöiden (25) ja (26) mukaisesti määriteltynä pienimmät herkkyyssarvot. Materiaalin lisäämiseksi suunnittelualueelle, käytetään suodatusjärjestelmää herkkyyssarvon saamiseksi tyhjille elementeille ja herkkyyssarvon tasoittamiseksi koko suunnittelualueella. Tärkeämpää kuitenkin on vielä se, että käyttämällä suodatusjärjestelmää voidaan shakkilautakuvio ja verkkoriippuvuuden ongelmat ratkaista kerralla.

5.2.3 BESO-menetelmän suodatusjärjestelmä

Ennen suodatusjärjestelmän käyttöönottoa, solmujen herkkyyksiluvut, joilla ei ole itsessään mitään käytännön merkitystä, määritellään keskiarvoistamalla elementtien herkkyyksiluvut seuraavasti:

$$\alpha_j^n = \sum_{i=1}^M \omega_i \alpha_i^e, \quad (27)$$

missä

M on solmuun j liittyneiden elementtien kokonaismäärä,
 ω_i on elementin i painokerroin.

Kun $\sum_{i=1}^M \omega_i = 1$, voidaan ω_i määrittää kaavan (28) mukaan

$$\omega_i = \frac{1}{M-1} \left(1 - \frac{r_{ij}}{\sum_{i=1}^M r_{ij}} \right), \quad (28)$$

missä

r_{ij} on välimatka elementin i ja solmun j välillä.

Kaavan (27) mukaan, elementin painokertoimella on suurempi vaikutus solmun herkkyyksilukuun, kun se on lähempänä solmua. Edellä esitellyt solmujen herkkyyksiluvut muunnetaan sitten tasoitetuiksi elementtien herkkyyksiluvuiksi. Tämä suoritetaan projisoimalla solmuherkkyyksiluvut suunnittelualueelle. Tämä suoritetaan käyttämällä suodatusohjelmaa. Suodattimen pituusaste on r_{min} , joka ei muutu elementin koon muuttuessa. Mittaparametrin ensisijainen rooli suodatinjärjestelmässä on tunnistaa solmut, jotka vaikuttavat elementin i herkkyyteen. Tämä voidaan visualisoida piirtämällä ympyrä, jonka säteen pituus on r_{min} ja joka on keskitetty elementin i keskipisteeseen. Tällöin muodostuu ympyränmuotoinen alialue, jonka suuruus tulisi yleensä olla riittävän suuri, jotta se kattaa enemmän, kuin yhden elementin. Alialueen koko ei muutu

elementtiverkon koon mukana. Solmut, jotka sijaitsevat alialueen sisällä edistävät elementin i parannetun herkkyysluvun laskentaa kaavan (29) mukaisesti.

$$\alpha_i = \frac{\sum_{j=1}^K \omega(r_{ij}) \alpha_j^n}{\sum_{j=1}^K \omega(r_{ij})}, \quad (29)$$

missä

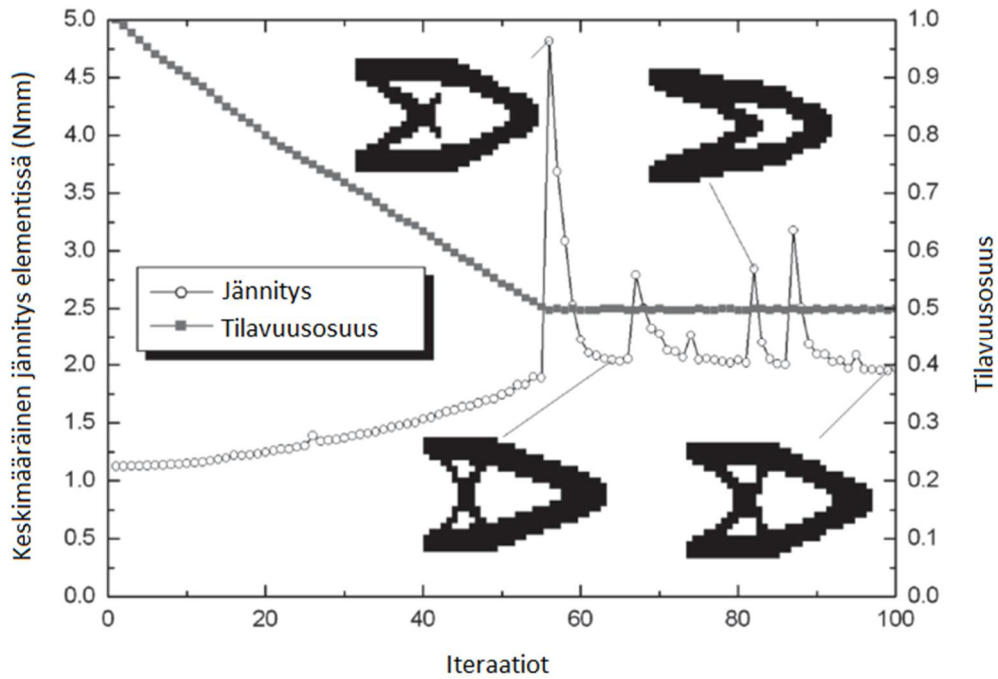
K on alialueen sisään jäävien solmujen lukumäärä,

$\omega(r_{ij})$ on lineaarinen painokerroin, joka on määritelty kaavassa (30).

$$\omega(r_{ij}) = r_{min} - r_{ij} \quad (j= 1, 2, \dots, K) \quad (30)$$

5.2.4 Evoluutioprosessin vakauttaminen

Kuten edellä esiteltiin, suodatusjärjestelmän käyttö voi tehokkaasti käsitellä verkkoriippuvuudesta johtuvat ongelmat. Tavoitefunktio ja vastaava topologia eivät kuitenkaan välttämättä ole yhtenäisiä. Kuva 21 esittää esimerkkirakenteen optimointihistoriaa. Kuvasta voidaan nähdä selvästi, evoluutiohistoriassa tapahtuvat suuret poikkeamat, aivan iteroinnin loppuvaiheille saakka. Syy tällaiselle kaoottiselle käyttäytymiselle on se, että kiinteän ja tyhjän elementin herkkyysluvut perustuvat elementtien aktiiviseen läsnäoloon ja epäaktiivisen poissaolon diskreettisiin suunnittelumuuttumiin. Tällöin tavoitefunktio ja topologia on vaikea lähentyä.



Kuva 21. Evoluutiohistoria ilman vakautusjärjestelmää. Mukailten (Huang; ym.,2010)

Tämän ongelman ratkaisuksi ovat Huang ja Xie (2007) kehittäneet menetelmän, jossa herkkyysnumeron keskiarvoistaminen sen historiatietojen perusteella poistaa tehokkaasti tämän ongelman. Yksinkertainen menetelmä herkkyysnumeron keskiarvoistamiseksi on esitetty kaavassa (31).

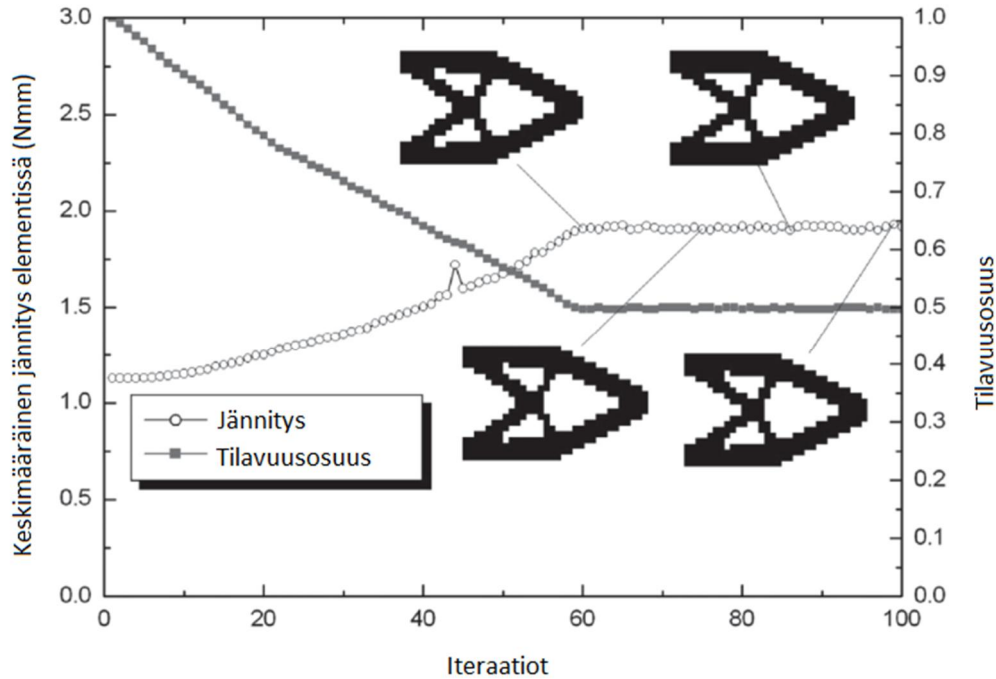
$$\alpha_i = \frac{\alpha_i^k + \alpha_i^{k-1}}{2}, \quad (31)$$

missä

k on nykyinen iteraatiokierrosten lukumäärä.

Asetetaan $\alpha_i^k = \alpha_i$, jota käytetään seuraavaan iterointiin. Tällöin päivitetty herkkyysluku sisältää edellisen iteraation herkkyysinformaation koko historian. (Optimal design of periodic structures using evolutionary topology optimization., 2007) Kuva 22 esittää esimerkkirakenteen optimointihistoriaa, jossa on otettu käyttöön kaavalla (31) saatava vakautusjärjestelmä. Kuvasta nähdään, että vakautusjärjestelmä poistaa tehokkaasti

suuret poikkeamat evoluutiohistoriassa. Syntynyt ratkaisu on erittäin vakaa sekä topologiassa, että objektiivifunktiossa rajoitetilavuusfraktion saavuttamisen jälkeen.



Kuva 22. Evoluutiohistoria vakautusjärjestelmän kanssa. Mukailten (Huang; ym.,2010)

Vaikka yhtälö (31) vaikuttaa BESO-algoritmin hakupolkuun, on sillä hyvin vähän vaikutusta lopulliseen ratkaisuun, konvergenssin alettua.

5.2.5 Perusteet elementin poistolle, lisäykselle ja lähentymiselle

Ennen elementtien lisäämistä tai poistoa nykyisestä rakenteesta, täytyy seuraavan iteroinnin (V_{k+1}) tavoitemäärä antaa ensin. Tilavuuden rajoitus (V^*) voi olla suurempi tai pienempi, kuin alkuperäisen arvatun rakenteen tilavuus. Jokaisen iteraation kohdetilavuus voi laskea tai kasvaa askel kerrallaan, kunnes määrätty rajoitusvolyymi saavutetaan. Tilavuus voidaan ilmaista kaavan (32) mukaisesti.

$$V_{k+1} = V_k(1 \pm ER) \quad (k=1,2, 3, \dots), \quad (32)$$

missä

ER on kehittyvä tilavuussuhde.

Kun rajoitusvolyymi on saavutettu, rakenteen tilavuus pysyy vakiona jäljellä olevien iteraatioiden aikana, eli kaavan (33) mukaisesti.

$$V_{k+1} = V^* \quad (33)$$

missä

V^* on rakenteen lopputilavuus.

Lasketaan kaikkien elementtien herkkyysluvut sekä kiinteiden että tyhjien, edellä esitellyllä tavalla. Elementit lajitellaan niiden herkkyyslukujen arvojen mukaan korkeimmasta matalimpaan. Kiinteä elementti (merkitään 1), poistetaan (vaihdetaan arvoksi 0), jos

$$\alpha_i \leq \alpha_{del}^{th}. \quad (34)$$

Tyhjät elementit (0), lisätään (vaihdetaan arvoksi 1), jos

$$\alpha_i > \alpha_{add}^{th}, \quad (35)$$

missä

α_{add}^{th} ja α_{del}^{th} ovat kynnysherkkyyksilukuja elementtien poistamiselle ja aina α_{del}^{th} on pienempi tai yhtä suuri, kuin α_{add}^{th} . Kynnysherkkyyksiluvut α_{add}^{th} ja α_{del}^{th} voidaan laskea seuraavien kolmen välivaiheen avulla.

1. Olkoon $\alpha_{add}^{th} = \alpha_{del}^{th} = \alpha_{th}$, siten α_{th} voidaan määrittää V_{k+1} avulla. Jos esimerkiksi mallissa on 1000 elementtiä ja $\alpha_1 > \alpha_2 \dots > \alpha_{1000}$ ja jos V_{k+1} vastaa mallia, jossa on 725 kiinteää elementtiä, niin $\alpha_{th} = \alpha_{725}$.

2. Lasketaan tilavuuslisäyssuhde AR , joka määritetään lisättyjen elementtien lukumäärä jaettuna koko suunnittelualueen elementtien lukumäärällä, eli elementtien kokonaismäärällä. Jos $AR \leq AR_{\max}$, jossa AR_{\max} on määrätyn enimmäismäärän lisäyssuhde, ohitetaan vaihe 3. Muussa tapauksessa lasketaan α_{del}^{th} ja α_{add}^{th} kuten vaiheessa 3 on esitelty.
3. Lasketaan α_{add}^{th} ensin lajittelemalla huokoisten elementtien (0) herkkyysmäärät. Elementtien lukumäärä, jotka vaihdetaan 0:sta 1:een on yhtä suuri, kuin AR_{\max} kerrottuna koko suunnittelualueen elementtien lukumäärällä. Elementin herkkyysluku α_{add}^{th} on sijoitettu juuri viimeisen lisätyn elementin alapuolelle. Elementin herkkyysluku α_{del}^{th} määritetään siten, että poistettu tilavuus on yhtä kuin $(V_k - V_{k+1} + \text{lisättyjen elementtien tilavuus})$.

AR_{\max} otetaan käyttöön sen vuoksi, että varmistutaan siitä, että ei lisätä liian monta elementtiä yhden iteraatiokierroksen aikana. Muuten on vaarana, että rakenne menettää eheyttä, kun BESO-optimointi alkaa alkuarvauksesta. Normaalitylanteessa AR_{\max} on suurempi, kuin 1%, joten se ei tukahduta mahdollisuutta elementtien lisäykselle.

Elementtien lisäämisen ja poistamisen sykli jatkuu, kunnes tavoitetilavuus (V^*) on saavutettu ja kaavan (36) lähentymiskriteeri on tyydyttävä.

$$\frac{|\sum_{i=1}^N C_{k-i+1} - \sum_{i=1}^N C_{k-N-i+1}|}{\sum_{i=1}^N C_{k-i+1}} \leq \tau, \quad (36)$$

missä

- k on iteraatioiden lukumäärä,
- τ on sallittu konvergenssitoleranssi,
- N on kokonaisluku.

Normaalisti N asetetaan 5:ksi, mikä tarkoittaa, että muutos keskimääräisessä jännityksessä viimeisen 10 iteraatiokierroksen aikana on pieni.

5.2.6 Ohjelman käyttämä optimointimenetelmä

Karamba3D ohjelmassa on valittavana kaksi erityyppistä komponenttia, jotka suorittavat BESO-optimointia. Palkkielementille voi valita *BESO for beams* komponentti, joka on nimensä mukaisesti palkkielementtien optimointimenetelmä. Tässä työssä käytetään Karamba3D:n toista BESO-optimointi komponenttia *BESO for shells*, joka on kuorielementtien optimointimenetelmä. Komponentti muodostaa optimoidun ristikoinnin halutulle rakenteelle. Kuva 23 esittää ohjelmassa olevan komponentin.



Kuva 23. Karamba3D ohjelmassa oleva BESO for shells komponentti. Kuvassa vasemmalla on sisääntulot ja oikealla ulostulot.

Karamba3D käsikirjassa käydään läpi kaikki komponentin sisältämät sisääntulot ja ulostulot.

Sisääntulot:

- Model: Optimoitava malli.

- Elemlds: Optimointiin osallistuvien elementtien luettelo. Jos kohta jätetään tyhjäksi, oletuksena kaikki mallin elementit osallistuvat optimointiin.
- LCases: Luettelo kuormitustapauksista, jotka ovat voimassa optimointia suorittaessa.
- TargetRatio: Optimoitavaan malliin jäävän massan suhde kuoren alkuperäiseen massaan. Määritettäessä alkuperäistä massaa, kaikki rakenteen elementit lasketaan mukaan, riippumatta siitä, onko niitä aktivoitu. Optimoidussa mallissa vain aktiiviset elementit kasvattavat sen massaa. Tämä mahdollistaa BESO-komponenttien sarjaan kytkennän.
- MaxIter: Iteraatiokierrosten maksimi lukumäärä.

Sisääntulot asetuksissa, näitä lisävalintoja voidaan käyttää optimoinnin mukauttamiseen.

- ER: On lyhyt evoluutiosuhde ja se määritellään rakenteen tilavuuden V_i ja optimoidun rakenteen tilavuuden V_{i+1} suhteesta kahdessa peräkkäisessä vaiheessa. $V_{i+1} = V_i \cdot (1 \pm ER)$. Termin ER etumerkki määräytyy siitä, että onko elementti lisättävä tai poistettava. Jos $ER < 0$, mikä on oletusarvo, ER on asetettu automaattisesti: $ER = (1 - \text{TargetRatio}) / \text{MaxIter} + \text{ARmax} / 2$. Jos ER on liian pieni, optimoidun rakenteen tavoitemassaa ei voida saavuttaa MaxIter kohtaan asetettujen iteraatiokierrosten aikana.
- ARmax: Jokaisen iteraatiokierroksen aikana lisättävien elementtien enimmäismäärän ja kaikkien kuorielementtien välinen suhde.
- Nhist: Lähestymiskriteerien laskemiseen käytettävien vaiheiden välisten iteraatioiden lukumäärä.
- Conv: Massan suhteellinen muutos kahden Nhist iteraation välillä, jonka alapuolella oletetaan lähentymistä.
- Rmin: Elementin herkkyuden laskemiseen käytettävä ympyrän säde. Optimoinnista johtuvan shakkilauta kuvion välttämiseksi, yksittäisen elementtien koon laskemiseen käytetään suodatusjärjestelmää. Rmin määrittelee säteen pituuden metreissä. On tärkeää valita arvo elementtien keskikoon mukaan. Jos $Rmin < 0$, kuten oletuksena on, Rmin asetetaan yhtä suureksi, kuin ominaiselementin pituus, joka lasketaan: $(\text{mallin kokonaisala} / \text{elementtien lukumäärä})^{0.5} * 2$.

- Rexp: Laskettaessa elementin herkkyyttä muuttuja Rexp määrittää elementtiverkon solmupisteiden venymäenergian painoarvon etäisyyden R_{min} alueella elementin painopisteestä. Painoarvo määritetään: $w = (R_{ij} / \Sigma R_{ij})^{R_{exp}}$. Tässä $R_{ij} = R_{min} - R$, jossa R on näytesolmun ja elementin keskipisteen välinen etäisyys. ΣR_{ij} on kaikkien solmujen etäisyyksien keskiarvojen summa, jotka ovat muuttujan R_{min} määräämän säteen sisällä elementin keskipisteestä.
- KillThick: BESO for shell komponentti käyttää niin sanottua ”soft kill” menetelmää. Sen sijaan, että elementit poistettaisiin mallista kokonaan, ne tehdään erittäin pehmeiksi vähentämällä niiden paksuus erittäin pieneksi. Oletusarvona KillThick asettaa elementin paksuudeksi 0,00001 m. Tämä arvo voidaan halutessaan muuttaa.

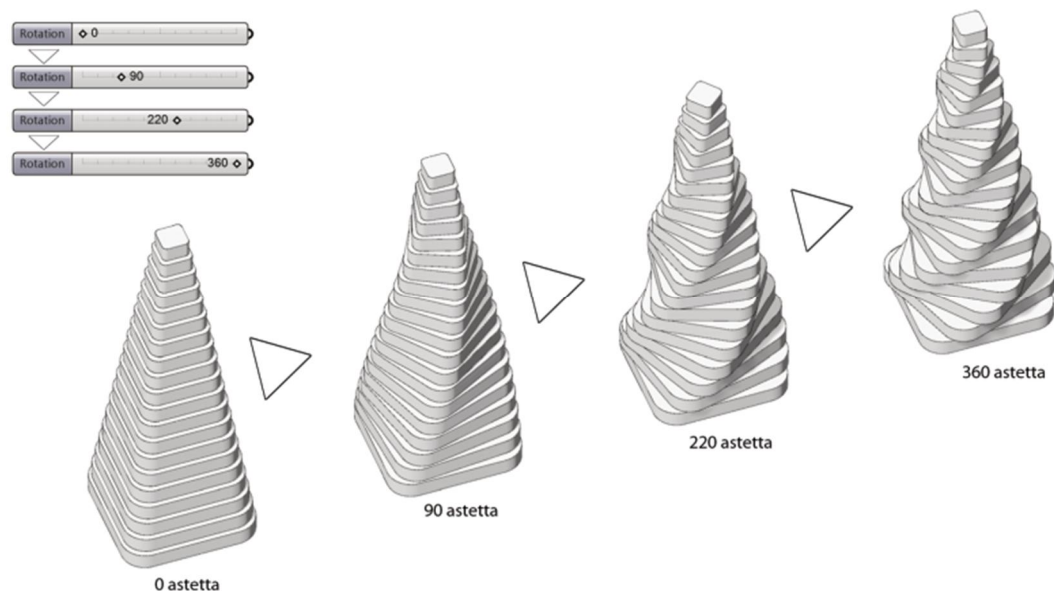
Komponentin ulostulot antavat seuraavat tiedot:

- Model: Malli, joka perustuu BESO-optimointiin.
- ModelHist: Luettelo välimalleista, yksi jokaiselle BESO-optimoinnin iteraatiovaiheelle.
- CHist: Rakenteelle suoritettujen BESO-optimoinnin laskentahistoria. Kun ulostuloon syötetään Quick Graph komponentti, voidaan tarkistaa, onko BESO-optimointi päättynyt, eli onko rakenne saavuttanut lopullisen tilavuuden. Quick Graph komponentin piirtämän käyrä tulisi olla lopussa suora viiva, mikäli näin ei ole täytyy sisään tulevaa ER arvoa pienentää.
- VHist: Lista arvoista, jotka kuvaavat optimoitavan rakenteen tilavuuden kehitystä.
- Info: Ilmoittaa BESO for shell komponentin itsensä laskemat ER ja R_{min} arvot, mikäli käyttäjä ei ole niitä itse määrittänyt. (Preisinger, 2018 s. 82)

6 PARAMETRINEN MALLINTAMINEN

Parametrinen mallintaminen tarkoittaa riippuvuussuhteiden rakentamista suunnittelumallin eri geometristen osien ja algoritmia ohjaavien parametrien välille. Parametriseen mallintamiseen avulla suunnittelija voi rakentaa algoritmiseen prosessiin perustuvan kolmiulotteisen mallin, jossa tietyn prosessin osan tai parametrin muuttaminen muokkaa mallin geometriaa reaaliajassa. (Tanska;ym., 2014 s. 13) Kuva 24 esittää parametriseen mallinnukseen perustuvan geometrisen mallin. Mallin geometriaa ohjataan algoritmien avulla, jotka vaikuttavat malliin reaaliajassa.

Vähänen (2019) on diplomityössään perehtynyt parametriseen mallinnukseen, käyttöön ja ominaisuuksiin rakennesuunnittelun parissa. Työssään Vähänen on sitä mieltä, että parametrinen suunnittelu luo hyviä edellytyksiä rakenteiden optimoinnille ja että parametrinen suunnittelu on ikään kuin seuraava askel nykyisin mitoituksessa käytettäviin laskentapohjiin verrattuna. (Vähänen, 2019 s. 37)



Kuva 24. Parametrisella mallilla luotu malli, jota muokataan tekemällä muutos yhteen parametriin, joka vaikuttaa kerrosten kiertymään. (Tanska;ym., 2014 s. 27)

6.1 Rhinoceros 3D

Työssä käytettävä ohjelma on McNeel Rhinoceros 3D, yleisemmin Rhino. Ohjelma on NURBS -pintojen ja -viivojen kolmiulotteinen mallinnusohjelma. Ohjelma on itsessään helppokäyttöinen ja lisäosien avulla se on laajennettavissa moninaiseen käyttöön, muun muassa parametriseen mallintamiseen. (Tanska;ym., 2014 s. 30)

6.2 Grasshopper

Grasshopper on yksi hyödyllinen lisäosa Rhinolle. Grasshopper on visuaaliseen skriptauksen työkalu, jossa valmiita ohjelmakomponentteja liittämällä toisiinsa luodaan haluttu algoritmi, ilman tekstimuotoista ohjelmointia. Valmiita komponentteja on satoja erilaisia, joita yhdistelemällä saadaan luotua moninaisia geometrioita. Parametrinen mallinnus on reaaliaikaista ja parametreihin tehdyt muutokset näkyvät heti mallissa. (Tanska;ym., 2014 s. 30)

6.3 Karamba 3D

Karamba 3D on FEM-laskentaohjelma ja se on sisällytetty täysin Grasshopperin parametriseen ympäristöön. Tämän johdosta on helppo yhdistää parametrisoidut geometriset mallit, FEM-laskenta ja optimointialgoritmit. (Preisinger, 2018 s. 5)

Mäenpää (2018) on diplomityössään eritellyt Karamban käyttöön liittyviä puutteita ja rajoituksia, jotka tulee ottaa huomioon ohjelmaa käytettäessä. Työn kannalta oleelliset rajoitteet esitellään seuraavassa: (Mäenpää, 2018 s. 13)

- Karambassa ei ole kuormitusyhdistelmiä, vaan ne on määriteltävä kuormitustapauksissa.
- Palkkielementin taivutuspituus lasketaan kahden solmun välisenä etäisyytenä, jotka yhdistyvät useampaan, kuin kahteen palkkiin. Tämä tarkoittaa sitä, että palkki voidaan jakaa useaan elementtiin nurjahduspituuden pysyessä samana koko palkin pituisena. Jos palkkiin liittyy toinen palkki, nurjahduspituus mitataan

palkin päästä solmuun, joka yhdistää palkit. Jos yksi palkin pää on vapautettu, esimerkiksi konsoli, on nurjahduspituus palkkien yhteispituus.

- Painovoiman kiihtyvyyden arvona on oletusarvoisesti 10 kg m/s^2 , mutta tämä voidaan vaihtaa.
- Pistekuormitus voidaan mallintaa pelkästään elementtiverkon solmupisteisiin. Tämä on ongelma etenkin kuorielementillä laskettaessa.

Vähänen (2019) on työssään käynyt läpi laskennassa käytettävät ohjelmat ja lisäosat hyvin tarkasti ja laajasti, ja hän on eritellyt työssään myös tämän työn kannalta oleellisia Karamban käyttöön liittyviä rajoitteita: (Vähänen, 2019 s. 30)

- Viivatukea ei voi määrittää, kuten muissa kaupallisissa laskentaohjelmissa. Tuettavan rakenteen, esimerkiksi seinän, tukeminen tapahtuu siten, että valitaan kyseisen rakenteen elementtiverkon alimmat pisteet ja määritellään tuennat näihin pisteisiin.

7 GRASSHOPPERILLA LUOTU LASKENTAPOHJA

Diplomityön tarkoituksena on selvittää, soveltuuko Chrinoceros 3D ja sen lisäosa Grasshopper seinämäisten palkkien mitoittamiseen ja onko sovelluksissa olevan laskentamoottorin Karamban sisältämä BESO-optimointi työkalu hyödyllinen laskennassa käytettävien ristikkomallien luomiseen.

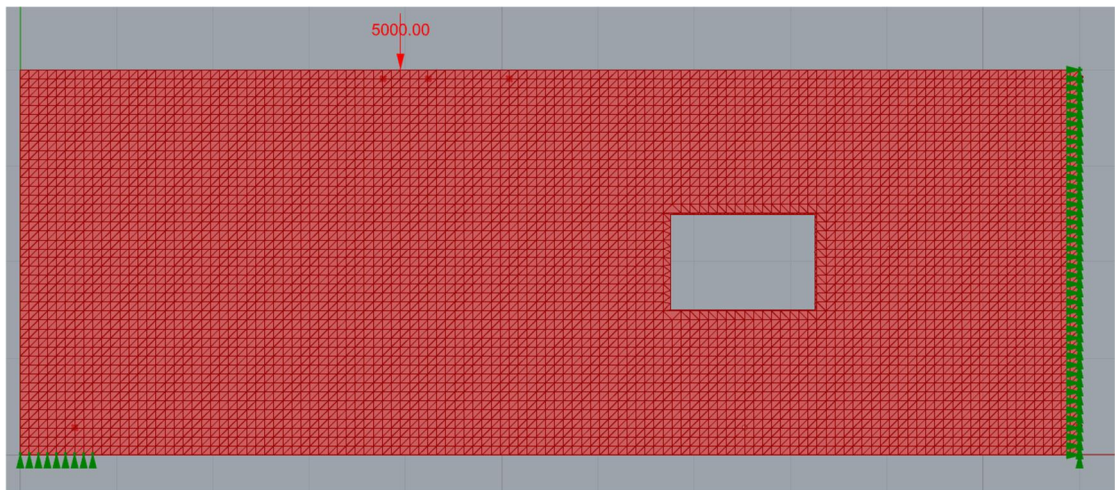
Alkuperäisenä tarkoituksena oli se, että Karamban BESO for shells optimointityökalun avulla oltaisiin luotu laskettavan rakenteen optimoitu ristikkomalli, josta uskottiin saavan suoraan sauvavoimat ja jännitykset. Työn edetessä kävi kuitenkin selväksi, että niitä ei suoraan *BESO for Beams* komponentin avulla saada.

7.1 Laskennan esittely

Laskenta etenee aluksi Grasshopperin puolella. Laskentamallin luonti aloitetaan antamalla laskettavan rakenteen mitat: pituus ja korkeus. Mikäli mallissa on aukkoja, annetaan niiden sijainnit ja mitat seuraavaksi. Ohjelma luo rakenteesta 2D tason, johon luodaan elementtiverkko vasta aukotuksen jälkeen.

Kuormien ja tuentojen antamiseksi täytyy mallista poimia ne elementtipisteet, joihin kuormat tai tuennat halutaan antaa. Tämä johtaa usein siihen, että kohdasta, minne halutaan syöttää voima tai tuki, ei löydy elementtipistettä. Tällöin käyttäjän täytyy valita seuraava lähin elementtipiste, jonne syöttää tuennat tai voimat. Tämä johtaa siihen, että laskennassa on käytettävä tiheää elementtiverkkoa, jotta mallista saadaan haluttu.

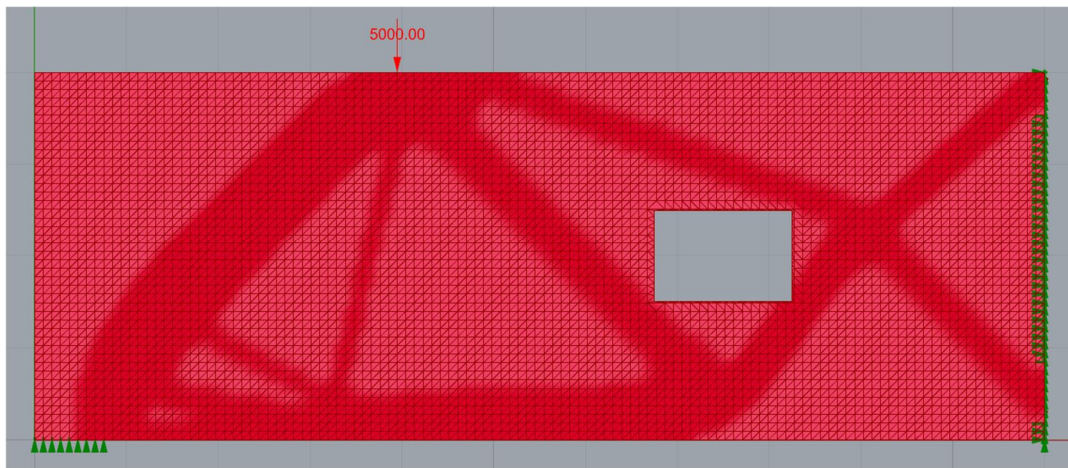
Tämän jälkeen luodaan malli *Assemble Model* komponentilla, jossa on laskettava rakenne verkotettuna. Lisäksi voimien ja tukien sijainnit on määritelty. Kuva 25 esittää Grasshopperin komponenteilla luotua mallia.



Kuva 25. *Assemble Model* komponentilla luotu malli, jossa näkyy verkotus, tuennat, aukko ja malliin vaikuttava voima. Näkymä saadaan esille *ModelView* komponentilla.

Varsinainen optimointi suoritetaan *BESO for Shells* komponentilla, johon käyttäjä määrittää halutun optimoinnin asteen ja iteraatioiden lukumäärän sekä muut asetukset, jotka on esitelty tässä työssä aiemmin.

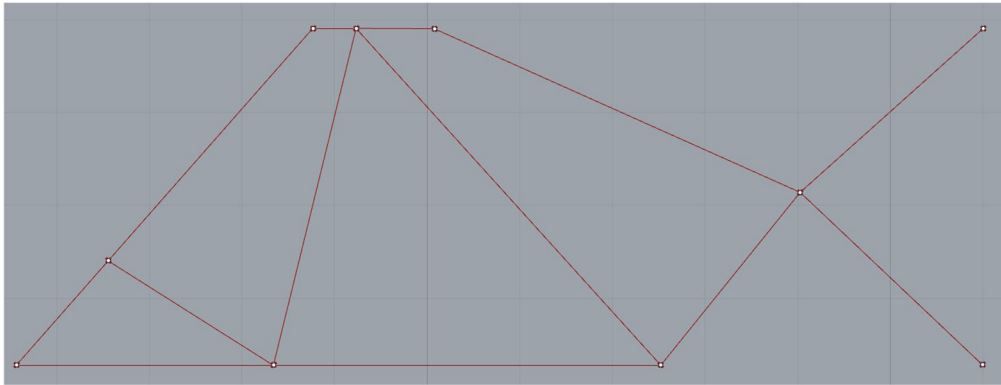
Tuloksia tarkastellaan *ModelView* ja *ShellView* komponenttien avulla. *ShellView* komponentin avulla voidaan tarkastella optimoitua rakennetta, kun käydään valitsemassa asetuksista päälle *Cross section*. Tällöin komponentti näyttää rakenteen poikkileikkauksen, joka on jäänyt jäljelle optimoinnin jälkeen. Kyseinen komponentti antaa muitakin tuloksia, muun muassa jännityksiä, mutta työn kannalta tulokset olivat niin epäselviä ja vaikeasti tulkittavia, että niitä ei voitu hyödyntää millään tavalla. Kuva 26 näyttää optimoinnin jälkeisen tilanteen, eli mallin, jossa on jäljellä vain eniten kuormitetut alueet.



Kuva 26. Malli, missä näkyy optimoinnin jälkeen jäljelle jäänyt poikkileikkaus.

Tämän takia seuraava vaihe laskennassa tapahtuu Rhinoceeros 6 puolella. Optimoinnin jälkeen jäljelle jääneeseen malliin lisätään manuaalisesti sauvat, joiden avulla kuorimalli muutetaan sauvamalliksi. Tämä täytyy tehdä sen takia, koska kuorimallilla ei saatu riittäviä tuloksia. Oikeastaan ainoa tulos, joka saatiin kuorimallia käyttämällä, oli optimoitu poikkileikkaus. Tämä ei kuitenkaan riitä seinämäisen palkin mitoituksessa.

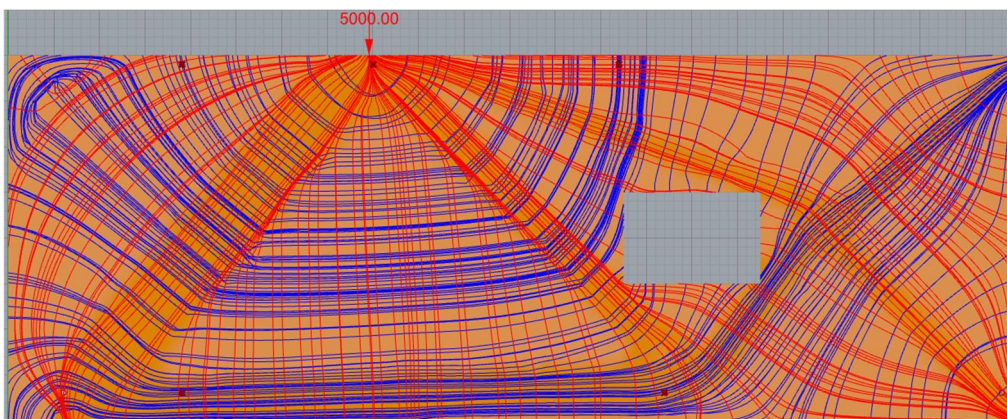
Mallissa olevat sauvat luodaan käyttämällä *LineToBeam* komponenttia, jossa sauvojen vääntöjäykkyys asetetaan pois päältä. Tällöin sauvat siirtävät vain puristavaa ja vetävää voimaa. Sauvamalli luodaan käyttämällä *Assemble Model* komponenttia, jonne syötetään mallin kuormitukset, tuennat ja kaikki laskentaan osallistuvat sauvat. Itse laskenta suoritetaan *Analyze* komponentin avulla, joka suorittaa ensimmäisen kertaluvun mukaisen laskennan. Kuva 27 näyttää optimoidun mallin pohjalta luodun mallin, jossa optimoinnin jälkeen jäljelle jääneeseen kaistaan luodaan sauva.



Kuva 27. Optimoidun mallin pohjalta luotu sauvamalli.

Tulokset saadaan näkyville *ModelView* ja *BeamView* komponenttien avulla. Tuloksista voidaan tarkastella muun muassa siirtymiä ja sauvavoimia. Momenteja ei laskennassa luonnollisesti ole.

Ennen sauvamallin luotia voidaan Grasshopperissa asettaa päälle voimatrajektorit, joiden avulla voidaan tarkastella voimien kulkeutumista rakenteen läpi. Tämä on käytännöllinen lisäapu sauvamallin luomiseen. Ohjelmassa voidaan myös erotella vedetyt ja puristetut voimatrajektorit sekä se, että halutaanko tarkastella voimatrajektoreita ennen optimointia vai vasta sen jälkeen. Kuva 28 esittää rakenteen voimatrajektorit.



Kuva 28. Rakenteen voimatrajektorit. Kuvassa siniset ovat vedettyjä ja punaiset puristettuja voimatrajektoreita. Kuvan rakenteen voimatrajektorit on kuvattu optimoinnin jälkeen.

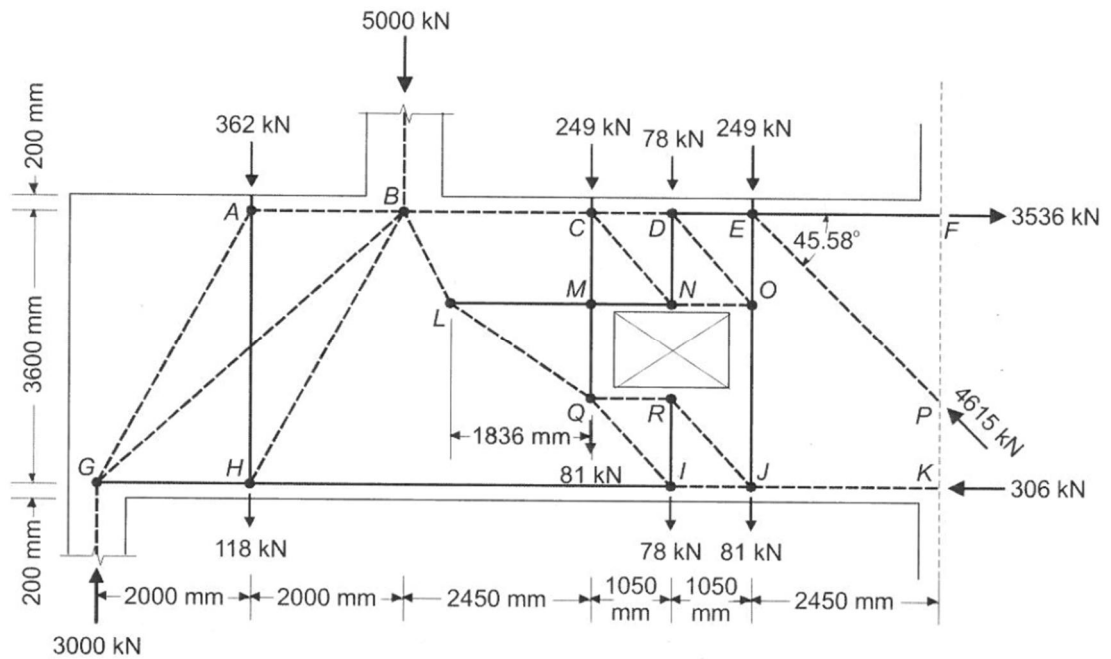
8 LASKENNAN VERIFIOINTI

Jotta voidaan olla täysin varmoja siitä, että ohjelman antamat tulokset ovat luotettavia vaatii se vertailulaskentaa usealla eri laskentaohjelmalla. Työn kannalta ei ole epäilystä siitä, että laskeeko ohjelma niin sanotusti oikein, vaan siitä, että onko työssä käytetyssä laskentamoottorissa asetukset asetettu vastaamaan normaalia ristikkolaskentaa, jossa sauvat siirtävät vain puristavaa tai vetävää voimaa. Laskennan verifioinnin tarkoitus oli siis selvittää, että saadaanko Karamba3D:llä ja Grasshopperilla luodulla ristikkomallilla vastaavat tulokset, kuin FIP bulletin 61: Design examples for strut-and-tie models kirjassa olevassa esimerkkilaskussa. Tässä kappaleessa ei siis optimoida rakennetta mitenkään, vaan selvitetään se, että ohjelmaan luotu rakennemalli palkkielementeillä saadaan vastaamaan sauvavoimiltaan aiemmin laskettua täysin vastaavaa rakennetta.

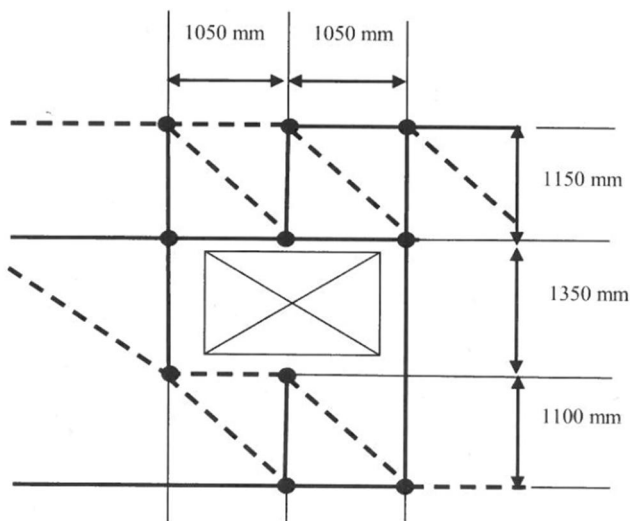
8.1 Kohteen esittely

Kirjassa esitetty esimerkkirakenne on yksinkertaistettu kuormien osalta siten, että kaikki viivakuormat on muutettu pistekuormiksi. Tämä mahdollistaa ristikkorakenteen luomisen kyseisestä rakenteesta. Kuva 29 näyttää esimerkkilaskennassa laskettavan rakenteeseen sisään luodun ristikkomallin ja siihen vaikuttavat kuormat ja tukireaktiot. Kuva 30 esittää ikkunan ympärillä olevan ristikkorakenteen mitat.

Kirjan esimerkissä ristikkomalli on luotu käyttämällä perinteistä menetelmää, eli jännitystrajektoreista on katsottu sauvojen suunnat ja sijainnit, sekä malliin on itse lisätty tarvittavat sauvat.



Kuva 29. Laskettavan esimerkkirakenteen ristikkomalli, kuormat ja tukireaktiot. Kuvassa katkoviiva on puristusta ja yhtenäinen viiva vetoa. (Mukaillen bulletin 61: Design examples for strut-and-tie models, 2011 s.69)



Kuva 30. Ikkunan ympärillä olevan ristikkorakenteen dimensiot. (Mukaillen bulletin 61: Design examples for strut-and-tie models, 2011 s.69)

8.2 Vertailulaskenta

Rhino 6 ohjelman puolella luotiin malliin sauvojen päätepisteet kuvien 29 ja 30 mukaisesti. Grasshopperin puolella pisteiden väliin luotiin viiva *Line* komponentilla esimerkin mukaisesti. Sauvat luotiin *LineToBeam* komponentilla, jonne syötettiin luodut viivat. Komponentin sisäänmeno kohtaan *Bending* täytyy käydä laittamassa käsky *False* päälle, jotta sauvojen taivutusjäykkyys menee pois päältä. Tällöin sauva kantaa vain aksiaalisia voimia.

Tuet asetettiin siten, että kuvassa 29 oikealla olevat pisteet F, P, K asetettiin täysin jäykiksi ja kuvassa vasemmalla oleva piste G asetettiin jäykäksi muuten, mutta sen x-akseli (vaaka-akseli) vapautettiin, kuten oli esimerkissäkään tehty. Malli luotiin käyttämällä *Assemble Model* komponenttia. Komponentti luo elementtimallin annettujen lähtötietojen mukaan, jotka ovat tässä esimerkissä sauvat, tuennat ja kuormat. Laskennassa käytettiin materiaalina betonia C30/37 ja poikkileikkauksena suorakulmiota 100x250. Tällä ei kuitenkaan ole suurta merkitystä, kun lasketaan vain sauvavoimia, eikä keskitytä siirtymien analysointiin.

Laskenta suoritettiin *Analyze* komponentilla, joka suorittaa ensimmäisen kertaluvun mukaisesti laskennan. Tulokset saadaan näkyviin *BeamView* komponentilla, kun asetuksista asetetaan N_x näkymä päälle.

8.3 Vertailulaskennan tulokset

Laskennan jälkeen voidaan sanoa, että ohjelman asetukset on saatu asetettua siten, että rakennettu malli toimii ristikkona. Tämä voidaan todeta vertailemalla saatuja sauvavoimia kirjan esimerkkilaskentaan sekä asettamalla päälle *BeamView* komponentista momentit M_x , M_z ja M_y . Mikäli yhdellekään momentille ei synny voimia voidaan olla varmoja siitä, että rakenne toimii ideaalisen ristikon lailla.

Yksi vertailulaskenta suoritettiin RFEM ohjelmalla ja se otettiin myös vertailukohdaksi vertailuun.

Taulukko 1. Esimerkkirakenteen sauvavoimat. Negatiivinen arvo on puristusta ja positiivinen arvo vetoa.

| Laskenta \ Sauva | Grasshopper | RFEM | Kirjan esimerkki |
|------------------|-------------|----------|------------------|
| G-A | -1809 kN | -1810 kN | -1810 kN |
| G-B | -2125 kN | -2126 kN | -2119 kN |
| G-H | 2459 kN | 2459 kN | 2454 kN |
| A-B | -879 kN | -879 kN | -879 kN |
| A-H | 1220 kN | 1220 kN | 1221 kN |
| H-B | -1260 kN | -1260 kN | -1261 kN |
| H-I | 3071 kN | 3071 kN | 3067 kN |
| B-C | -1749 kN | -1749 kN | -1742 kN |
| B-L | -2807 kN | -2807 kN | -2812 kN |
| L-M | 2046 kN | 2046 kN | 2048 kN |
| L-Q | -4180 kN | -4180 kN | -4186 kN |
| C-D | -761 kN | -761 kN | -754 kN |
| C-M | 832 kN | 832 kN | 833 kN |
| C-N | -1464 kN | -1464 kN | -1466 kN |
| M-N | 2046 kN | 2046 kN | 2048 kN |
| M-Q | 832 kN | 832 kN | 833 kN |
| Q-R | -1721 kN | -1721 kN | -1723 kN |
| Q-I | -2385 kN | -2385 kN | -2388 kN |
| D-E | 297 kN | 297 kN | 306 kN |
| D-N | 1081 kN | 1081 kN | 1082 kN |
| D-O | -1570 kN | -1570 kN | -1571 kN |
| N-O | 1058 kN | 1058 kN | 1060 kN |
| R-I | 1803 kN | 1803 kN | 1806 kN |
| R-J | -2493 kN | -2493 kN | -2496 kN |
| I-J | 1424 kN | 1424 kN | 1418 kN |
| E-F | 3596 kN | 3596 kN | 3536 kN |
| E-O | 3043 kN | 3043 kN | 3047 kN |

| | | | |
|-----|----------|----------|----------|
| E-P | -4661 kN | -4661 kN | -4615 kN |
| O-J | 1884 kN | 1884 kN | 1887 kN |
| J-K | -297 kN | -297 kN | -306 kN |

Taulukosta 1 käy ilmi, että sauvavoimat vastaavat hyvin toisiaan riippumatta siitä, että millä ohjelmalla ne on laskettu. Pääsääntöisesti kaikki sauvavoimat vastaavat Grasshopperilla laskettaessa hyvin kirjan esimerkissä esiintyviä sauvavoimia. Toiseksi Grasshopperin sauvavoimat vastaavat täysin RFEM:llä laskettuja sauvavoimia. Vertailulaskennan avulla saatiin Grasshopperin laskennan käyttämät säädöt asetettua oikein työn kannalta. Toisaalta varmistuttiin siitä, että asetukset eivät vääristä laskennan tuloksia.

9 TULOKSET

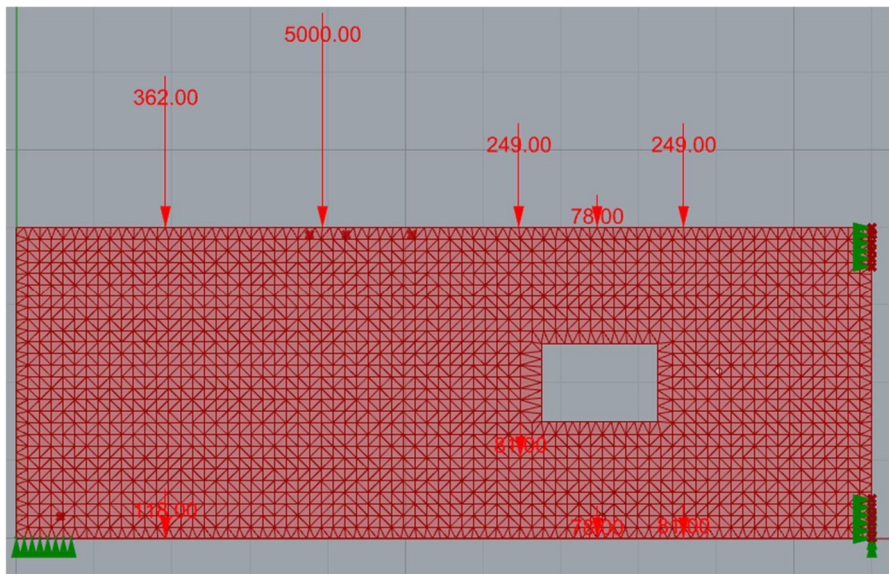
9.1 BESO-optimoinnilla saatu ristikkomalli

Edellisessä kappaleessa esitelty rakenne luotiin myös käyttämällä kuorielementtimallia. Malli luotiin identtiseksi edellisen kappaleen esimerkkiin verraten. Esimerkissä tarkasteltiin myös sitä, että millaisen ristikkorakenteen *BESO for Shell* komponentti antaa kyseiselle rakenteelle optimoinnin jälkeen. Esimerkissä vertailtiin myös viivakuorman ja pistekuormien antamia ristikkomalleja. Jäljelle jääneestä rakenteesta luotiin sauvamalli, jossa tarkasteltiin sauvoissa esiintyviä sauvavoimia.

9.2 Malli, jossa on pistekuormia

Malli luotiin vastaamaan kuvan 29 rakennetta kuormitusten, tukien ja mallin dimensioiden osalta. Kuva 31 näyttää laskettavan mallin ja siinä olevat pistekuormat ja tuennat. Malli tuettiin kuvassa vasemmalla pystysuuntaisia siirtymiä vastaan, mutta vapautettiin vaakasuunnassa. Oikea reuna tuettiin yläpäästä vaakasuuntaisia voimia vastaan ja vapautettiin pystysuunnassa. Oikean reunan alapää tuettiin molemmissa suunnissa. Mallissa käytettiin melko tiheää elementtiverkkoa. Elementin pituus on 15 cm. Mallin optimointiaste asetettiin 40 % alkuperäisestä tilavuudesta. Tuloksista käy ilmi, että optimointiaste oli riittävä syntyvän ristikkomallin havainnointiin. Iteraatiokierroksia asetettiin alkuarvauksena 70 kierrosta ja se oli riittävä määrä kyseiselle optimointiasteelle. Laskennan asetukset asetettiin seuraavasti:

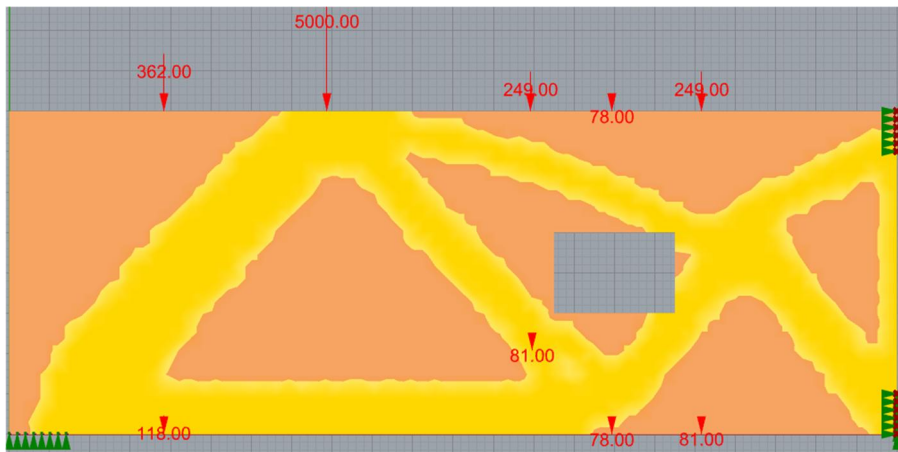
- ER asetettiin automaattisesti ja ohjelma laski sen itse. Käytetty arvo oli 0.0185.
- Armax = 0.02
- Nhist = 5
- Conv = 0.01
- Rmin asetettiin automaattisesti ja ohjelman antama arvo oli 0.208.
- Rexp = 1
- KillThick = 0.00001



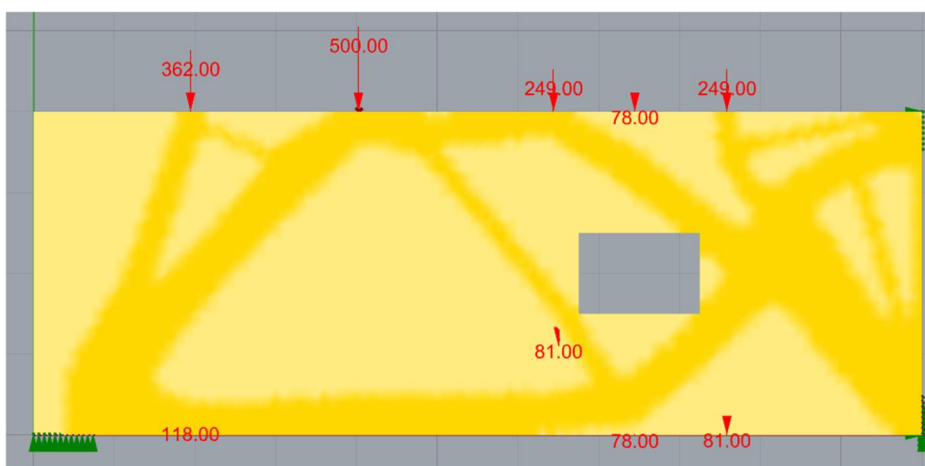
Kuva 31. Optimoitava malli, jossa viivakuormat on korvattu pistekuormilla.

9.2.1 Optimoinnin tulokset

Kuva 32 esittää mallia, missä tummat keltaiset alueet kuvaavat jäljelle jäänyttä rakennetta. Kuvasta käy hyvin ilmi suuren yksittäisen pistekuorman aiheuttama ongelma, kun rakenne optimoidaan optimointityökalua käyttäen. Suuri yksittäinen pistekuorma aiheuttaa sen, että elementeissä esiintyvät jännitykset ovat suurimpia juuri suuren yksittäisen kuormituksen kohdalla. Optimointi perustuu elementtien jännityksiin ja kun yksi huomattavasti suurempi voima vaikuttaa malliin johtaa se siihen, että pienempien kuormien kohdalla ohjelma optimoi poikkileikkauksen paksuudeksi 0,00001 m. Tästä johtuen pienemmät kuormitukset jäävät mallista täysin huomioimatta. Toisaalta 5000 kN pistekuorma on huomattavasti suurempi ja määräävämpi, kuin 249 kN pistekuorma. Tämä aiheuttaa laskennan myöhemmässä vaiheessa ongelmia. Tämä ongelma voidaan välttää kokonaan tai ainakin lieventää skaalaamalla yksittäinen suurin kuorma muiden kuormitusten kanssa samaan kokoluokkaan rakenteen optimointia suoritettaessa. Sauvavoimia laskettaessa voima täytyy palauttaa ennalleen. Kuva 33 esittää tilanteen, jossa yksittäinen huomattavasti suurempi kuorma on skaalattu vastaamaan muita kuormia. Kuvasta näkee, että toteutunut optimointi ottaa paremmin huomioon rakenteeseen vaikuttavat pienemmät voimat. Kumpikaan esitellyistä malleista ei toimi yksin, vaan lopullinen ristikkomalli tulee luoda näiden kahden mallin yhdistelmänä.



Kuva 32. Malli, jossa suhteettoman suuri pistekuorma muodostaa ristikon, jossa pienemmät kuormitukset jäävät huomioimatta.

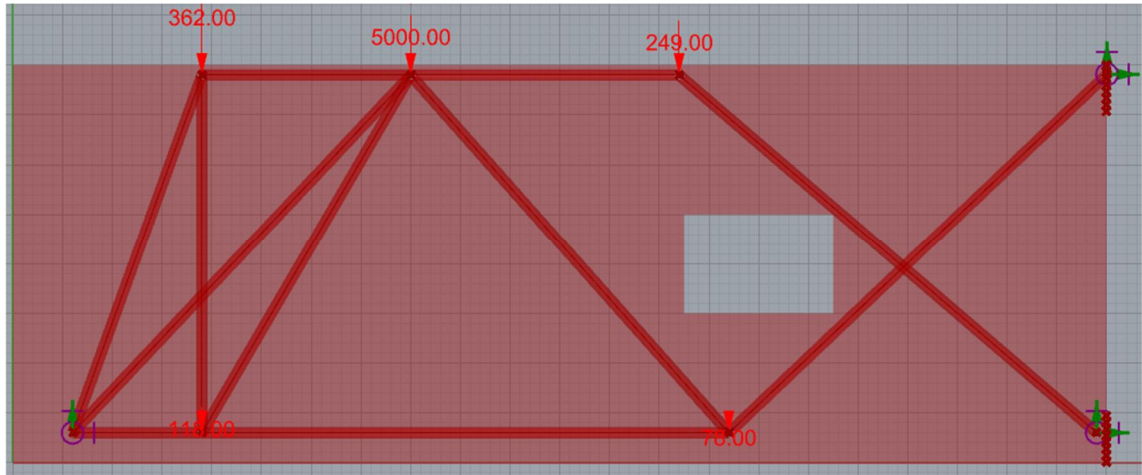


Kuva 33. Malli, jossa suurin 5000 kN kuorma on skaalattu vastaamaan muiden, pienempien kuormien kokoluokkaa.

Mallin optimoinnin jälkeen, jäljelle jääneen rakenteen päälle muodostetaan sauvamalli. Useiden kokeilujen ja mallien jälkeen huomattiin, että seinämäiset palkit, joissa on aukkoja ovat haastavimpia. Ohjelman suorittaman optimoinnin jälkeen syntyvä ristikkomalli on puutteellinen etenkin aukon ympärillä.

Kuva 34 esittää tilanteen, jossa ristikkomalli on luotu pelkän BESO-optimoinnin perusteella. Sauvamalli luotiin yhdistämällä kuvien 32 ja 33 mallit yhdeksi malliksi. Kuvan sauvamalli antaa myös sauvavoimat, jotka ovat kuormituksiin nähden järkevässä kokoluokassa. Kun tarkastellaan rakenteen siirtymiä, huomataan että rakenne ei ole stabiili. Siirtymät ovat myös pieneksi skaalatuilla kuormilla epätodellisen suuret. Tämän perusteella voidaan sanoa, että rakenne ei tällaisenaan kestä sille tulevia kuormia, vaan se vaatii lisää sauvoja. Koska ristikkomalli on epästabiili, täytyy luotua sauvamallia muokata suunnittelijan toimesta toimivammaksi. Mallia lähemmin tarkastellessa huomataan, että rakenteen sauvamalli on puutteellinen aukon ympärillä sekä rakenteen oikeassa reunassa. Malli saadaan helposti stabiiliksi lisäämällä malliin kaksi vaakasauvaa rakenteen oikeaan reunaan. Toinen yläreunan tuesta pisteeseen, jossa vaikuttaa 249 kN voima ja toinen alareunan tuesta pisteeseen, jossa vaikuttaa 78 kN voima. Tällöin malli ei kuitenkaan ota huomioon edelleenkaan niitä voimia, jotka on optimoinnissa jätetty huomioimatta. Toinen mitä luotu malli ei ota huomioon, jo aukon ympärillä olevia voimia. Etenkin aukon yläpuolelle syntyviä leikkausvoimia. Alkuperäisessä mallissa aukon yläpuolella vaikutti kolme pistekuormaa, joista kahta ei sauvamallissa huomioida mitenkään, jos malli luodaan täysin ohjelman suorittaman optimoinnin perusteella. Tämä ei kuitenkaan ole turvallinen ja oikea tapa. Mikäli rakenteen vaatimat raudoitukset laskettaisiin vain kuvassa 34 esiintyvän ristikkomallin perusteella jäisi aukon ympärys raudoittamatta. Tämä sama ongelma ilmeni myös muilla yksinkertaisemmilla malleilla. Ohjelman yksi peruspiirre on se, että optimoinnin edetessä osa pistekuormista optimoidaan pois. Tämän ongelman takia optimoinnin jälkeen malliin tulee suhtautua kriittisesti ja sitä täytyy muokata suunnittelijan toimesta. Yleensä, aukon yläpuolelle tulee palkkikaista, joka siirtää voimia vaakasuunnassa pois aukon päältä, tuelle. Tämä palkki

voidaan myös mallintaa ristikkomalliin ja ottaa osaksi koko rakenteen ristikkomallia. Tällä keinolla varmistetaan siitä, että rakenne kestää myös aukon kohdalta.



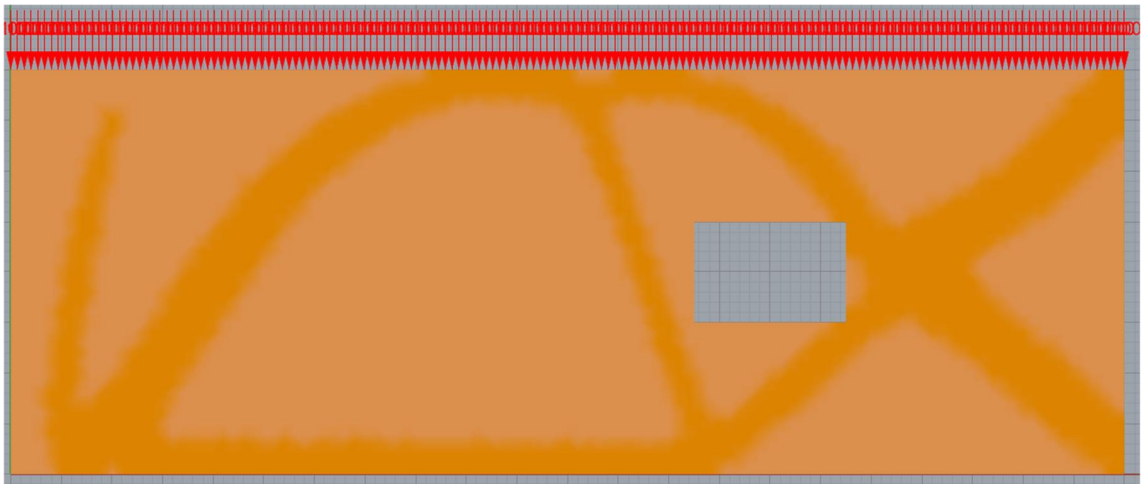
Kuva 34. Optimoinnin perusteella luotu sauvamalli.

Kun sauvamalli on saatu luotua ja muokattua suunnittelijaa tyydyttäväksi ja stabiiliksi, voidaan alkaa mitoittamaan solmuja. Solmujen mitoitus etenee normaalilla tavalla, vaikkakin kuvasta 36 nähdään, että jotkin solmut ovat todella haastavia laskea käsin.

9.3 Malli, jossa on viivakuormia.

Vertailun vuoksi Grasshopperilla luotiin malli, jossa on vain viivakuormia. Malli luotiin havainnollistamaan sitä, että miten viivakuormien käyttö vaikuttaa optimointiin ja millainen on optimoitu rakenne.

Tutkittava rakenne on yhteneväinen muodon ja tukien osalta, kuin edellisen kappaleen rakenne. Edelliseen kappaleeseen verrattuna rakenteesta on vaihdettu kaikki pistekuormat yhdeksi viivakuormaksi, joka vaikuttaa rakenteen yläreunassa jokaisessa solmupisteessä ja jonka arvo on 1 kN/ solmupiste, eli 142 kN/m. Laskenta ja optimointi suoritettiin, kuten edellisessä kappaleessa.



Kuva 35. Viivakuormitettu optimoitu rakenne.

Kuva 35 tuo esille rakenteen, jota kuormittaa vain viivakuorma. Ohjelman suorittama optimointi muistuttaa paljon pistekuormitetun rakenteen optimoitua rakennetta (kuva 31).

Optimoinnin jälkeen laskennan jatkojalostuksen vuoksi viivakuormat tulee muuttaa pistekuormiksi, jotta mallin mukainen sauvamalli voidaan luoda. Tuloksista näkee myös yleisen ongelman, joka tulee vastaan, kun lasketaan seinämäisiä palkkeja FEM-ohjelmalla, käyttäen lineaarista materiaalimallia. Rakenteeseen alkaa muodostumaan puristuskaari, jonka mukaisia ristikkomalleja on lähes mahdoton muodostaa. Sama ongelma on havaittavissa myös silloin, kun rakenteessa vaikuttaa monta saman kokoluokan pistekuormaa. Tällöin puristuskaari ei ole aivan niin selkeä, kuin viivakuormaa käytettäessä.

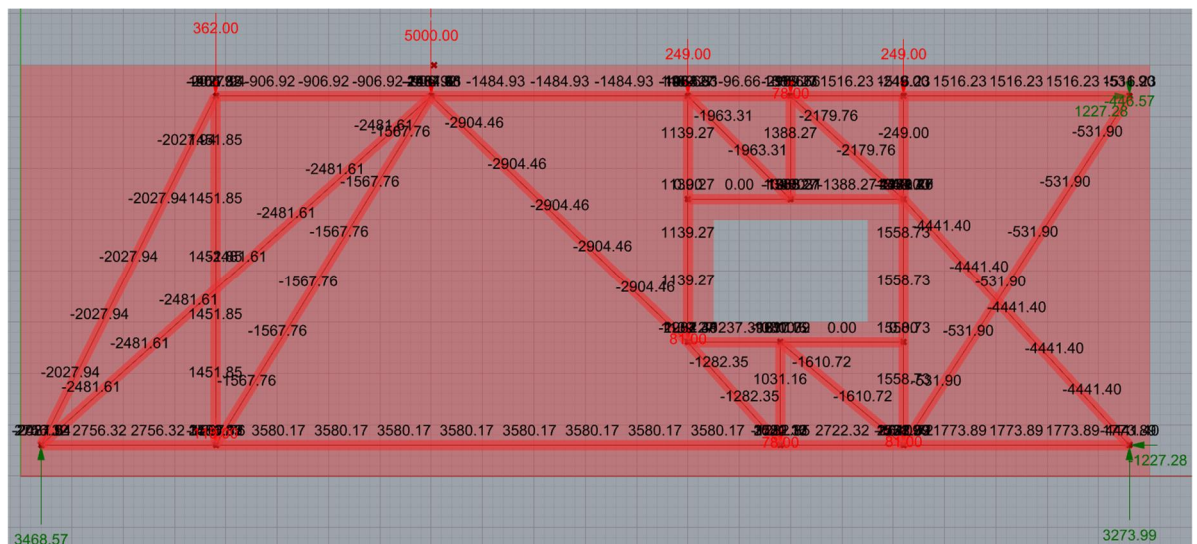
9.4 Optimoidun rakenteen pohjalta luotu korjattu ristikkomalli

Työssä on kappaleessa 8 esitetty ristikkomalli, joka ainakin toimii kyseisessä rakenteessa. Reiällisen seinämäisen palkin mitoituksessa suurin haaste on juuri ristikkomallin luominen. Oikean ja Eurokoodin mukaisen ristikkomallin löytäminen etenee ainakin aluksi yritys-erehdys-korjaus periaatteen mukaisesti. Hyvän suunnan ristikkomallin suunnittelulle antaa työssä esitelty optimointityökalu, mutta oikotie onneen se ei missään tapauksessa ole. Toinen, joka ristikkomallia suunniteltaessa tulee ottaa huomioon, jos se tehdään aukolliselle seinämäiselle palkille, on aukon pieliterästys. Aukon ympärille tulee aina laittaa pieliterästykset. Puhutaan yleensä aukkopalkista, mikä tarkoittaa, että aukon

päälle on terästetty palkin tavoin vetoteräkset ja pystyhaat, jotka viedään tuelle. Tässä tapauksessa aukon reunojen yli tartuntapituuden verran. Tavallisen matalan palkin ristikkomalli on aika yksinkertainen. Ylhäältä tuleva voima vedetään aina hakojen kohdalla takaisin ylös, josta se holvautuu aina seuraavaan pystyhakaan ja siitä taas ylös. Alapinnan terästys hoitaa vaakasuunnan vetovoimat ja betoni ottaa yläpinnassa puristuksen.

Aukkojen vieressä ristikkomalli on paljon edellistä monimutkaisempi ja vaatii tarkkaa suunnittelua ja rakenteen tuntemusta. Kappaleessa 8 esitelty esimerkki on myös tämän kappaleen esimerkkinä, mutta sillä erolla, että optimoinnin jälkeen ristikkomalli on luotu optimoinnin antaman alkuarvauksen ja työn tekijän toimesta.

Kuva 36 esittää optimoidun rakenteen ja työntekijän toimesta luodun sauvamallin. Kuvaan on havainnollistamisen vuoksi jätetty sauvojen voimat näkyville. Kuvasta voidaan nähdä kaksi nollasauvaa, eli sauvoja, joiden läpi voimia ei kulje ollenkaan. Nämä sauvat ovat ikkunan ylä- ja alapuolella. Mutta koska aukon pielteräksiä ei voi lopettaa keskelle aukkoa, vaan ne on vietävä tuelle, on sauvat jätetty paikoilleen.



Kuva 36. Ristikkomalli, joka on luotu optimoinnin perusteella ja johon on lisätty aukon ympärille ristikointi.

Muodostettu ristikko mukailee hyvin paljon kappaleen 8 esimerkkiä. Täysin vastaava se ei kuitenkaan ole, koska ristikkomalli on aina suunnittelijan tuotos ja variaatioita voi olla valtavasti.

9.5 Laskennan huomiot

Optimoinnissa muita suurempi yksittäinen kuorma vääristää muodostunutta ristikkoa. Muita huomattavasti suurempi kuorma johtaa optimoinnin siihen, että suurimmat voimat syntyvät suurimman kuorman yhteyteen ja muut pienemmät kuormat jäävät huomioimatta. Kuva 32 näyttää tilanteet, jossa yksi suurempi kuorma on vääristänyt optimoidun ristikon verrattuna siihen, että suurin kuorma on pienennetty muiden kuormien mittakaavaan. Tämä on oleellista huomata jo mitoituksen alkuvaiheessa.

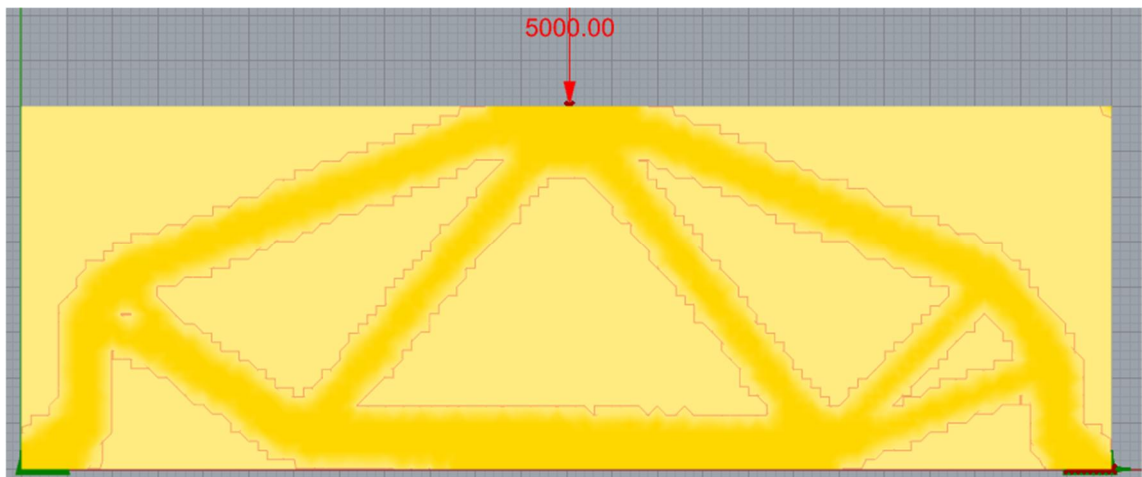
Optimoitavan rakenteen viivakuormat tulee muuttaa pistekuormiksi jo heti mallia luotaessa. Kuten työssä on aiemmin mainittu. Karamba3D:n yksi ongelma on se, että viivakuormat tulee asettaa jokaiseen solmupisteeseen. Optimoinnin edetessä osa solmupisteistä optimoidaan pois, eli niiden kohdalla elementtien paksuudeksi asetetaan 0,00001 m, joka aiheuttaa siirtymäkuvaajan ”räjähtämisen” ja siirtymien arvon epärealistisen kasvun. Viivakuormat tulee tämän takia muuttaa pistekuormiksi jo ennen optimointia ja toisaalta optimoinnin jälkeiseen sauvamallirakenteeseen ei voi laittaa kuin pistekuormia. Tämä vaikuttaa syntyvään ristikkorakenteeseen ja mallin luoja tulee tietää, että miten viivakuormat muutetaan pistekuormiksi ja minne ne sijoitetaan.

Rakennemallissa tulee käyttää hyvin tiheää elementtiverkkoa, jotta saadaan riittävän tarkka optimoitu rakenne. Optimoinnin tarkkuus kärsii huomattavasti, verkon harventuessa. Tiheä verkko vaatii paljon laskentatehoa käytettävältä tietokoneelta ja tiheästä verkosta johtuen laskenta-ajat venyvät helposti useiden minuuttien mittaisiksi.

Optimointi johtaa helposti rakenteeseen, mihin syntyy puristuskaari. Tällaiseen rakenteeseen on ristikkomallin luoti haastavaa, koska puristuskaari ei tarvitse diakonaalisauvoja voimien siirtämiseen ja näin ollen mallista puuttuu varsinainen ristikkorakenne. Tämä ongelma ilmenee hyvin helposti ja tällöin syntynyt optimoitu rakenne ei ole enää luotettava.

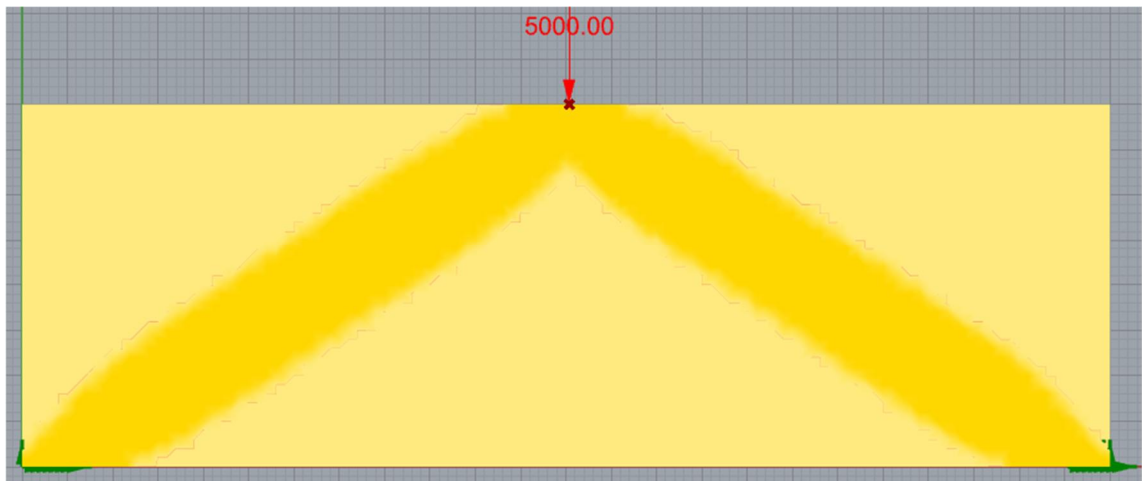
Tuennalla on huomattava merkitys muodostuvaan optimointiin. Kuorimallilla laskettaessa ei ole väliä, onko tuennat momenttijäykkiä vai eivät. Syntyvä optimoitu rakenne on sama, oli tuki momenttijäykkä tai ei. Todellinen merkitys on sillä, että onko tuki sivusiirtävä vai ei. Kuva 37 ja Kuva 38 esittävät yksinkertaista rakennetta, joka on molemmista alanurkista tuettu ja jota kuormittaa rakenteen keskellä pistekuorma.

Kuva 37 esittää rakennetta, jossa rakenteen toinen tuki on sivusiirtävä vaakasuunnassa. Kuvasta voidaan nähdä selvästi, että muodostunut optimointi sisältää ristikkorakenteen ja on näin ollen käyttökelpoinen laskennan myöhemmässä vaiheessa.



Kuva 37. Rakenne, jossa toinen tuki on sivusiirtävä. Rakenteeseen syntyi ristikkorakenne optimoinnin jälkeen.

Kuva 38 esittää taas rakennetta, jossa molemmat tuennat ovat sivusiirtymättömiä. Tällöin optimointi johtaa tilanteeseen, jossa kaikki voimat menevät tuille kahden puristussauvan kautta, ilman minkäänlaista vetosauvaa. Tällainen rakenne on ristikkoteorian pohjalta käyttämätön, mikäli rakenne lasketaan ristikkomenetelmää hyväksi käyttäen.



Kuva 38. Rakenne, jossa molemmat tuet ovat sivusiirtymättömiä ja johon ei syntynyt ristikkorakennetta optimoinnin jälkeen.

Suunnittelijan, joka aikoo käyttää optimointia ristikkomallin luontiin, tulee tietää, että onko laskettava rakenne sivusiirtyvä vai ei. Mikäli rakenne ei ole sivusiirtyvä täytyy suunnittelijan huomioida tämä laskennassa, kuten kuvat 37 ja 38 sen osoittavat.

Optimoidun rakenteen päälle luotu sauvamalli ei aina ole stabiili, mikäli suunnittelija luo sen vastaamaan täysin optimoitua rakennetta.

Eurokoodi SFS-EN 1992-1-1 sallii ristikkomallin sauvakulman 25° , mikä on palkkien leikkausmitoituksessa $\cot \theta = 2,5$. Yleisesti kuitenkin on astekulma rajoitettu 45° , mikä on palkkien leikkausmitoituksessa $\cot \theta = 1$. Tätä 45° sauvakulmaa optimoidun rakenteen sauvat eivät aina täyty. Toki edelleen ollaan Eurokoodissa sallitun rajoissa, kun pysytään yli 25° kulmissa.

Optimointiin käytettävä *BESO for beams* komponentti Karamba 3D ohjelmassa antaa täysin eri tuloksia jo pienellä lähtöarvojen muutoksilla. Komponentin käyttämä laskenta on riippuvainen hyvin monesta eri lähtöarvosta ja muutos vain yhdessä lähtöarvossa, antaa täysin erilaisen optimoinnin tuloksen. Toisaalta tarvittavia lähtöarvoja on suhteellisen paljon, joten mahdollisuuksia on huomattava määrä jo sen vuoksi. Suunnittelijan tulee olla hyvin perillä komponentista ja sen toiminnasta.

Optimoitu rakenne on hankala tai jopa mahdoton saada vastaamaan työssä aiemmin esiteltyjä seinämäisen palkin ohjeita, muun muassa tehollisen korkeuden osalta.

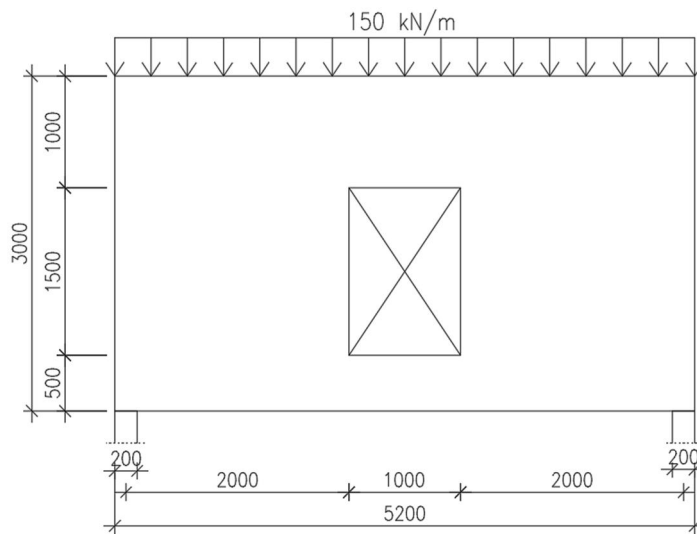
Työtä tehdessä tutkittiin myös optimointia yksinkertaisimpiin rakenneseinisiin, kuten yksiaukkoisiin aukottomiin seinämäisiin palkkeihin. Tällaisissa rakenteissa ohjelman suorittama optimointi on pätevä vain tietyillä kuormitustapauksilla ja sopivilla reunaehdoilla, koska optimointi johtaa helposti puristuskaarirakenteeseen. Toimivissa tapauksissa optimoidun rakenteen päälle luotu sauvamalli on stabiili ilman, että sitä tarvitsisi muokata suunnittelijan toimesta. Tämä jätettiin työssä kuitenkin vähemmälle huomiolle, koska yksinkertaisiin seinämäisiin palkkeihin on jo olemassa toimiva laskentapohja ja yksinkertainen esimerkki voisi antaa väärän kuvan ohjelman suorittamasta optimoinnista.

9.6 Laskuesimerkki työssä esitetyllä laskentatavalla

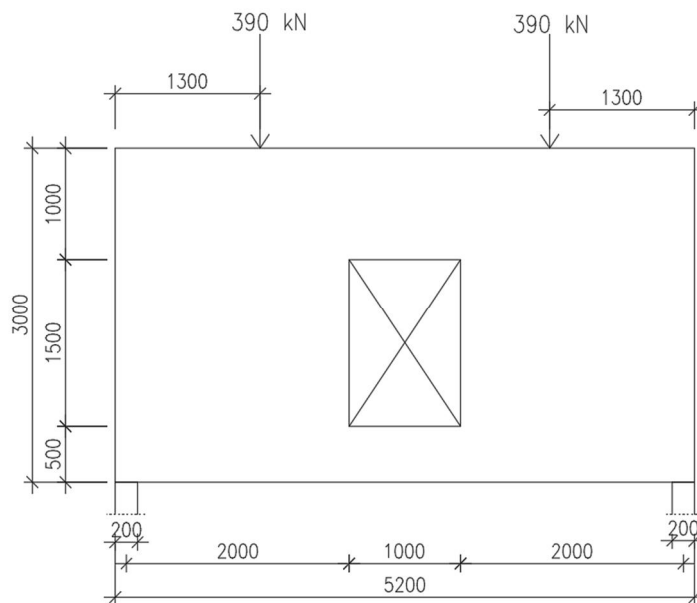
Diplomityössä oli tarkoitus myös luoda Excel laskupohja, joka tekee yksinkertaisten solmujen mitoituksen ja laskee vetosauvan ja puristussauvojen kestävyudet. Seuraava esimerkki on laskettu käyttämällä työssä esitettyä laskentaproseduuria. Mallin kuormitukseksi on valittu mielivaltaisesti 150 kN/m ja seinän paksuudeksi on valittu 250 mm . Ensin malli luodaan Grasshopperilla kuormituksineen ja reunaehtoineen, sen jälkeen malli optimoidaan ja optimoidun mallin päälle luodaan sauvamalli. Lasketut sauvavoimat syötetään Exceliin, jossa tarkastetaan solmujen kestävyys ja veto- ja puristussauvojen kestävyudet.

9.6.1 Laskettava esimerkkimalli

Kuva 39 esittää lähtötilannetta, jossa rakennetta kuormittaa viivakuorma. Kuva 40 esittää mallia, joka soveltuu optimointiin ja sauvavoimien määrittämiseen, koska siitä on viivakuorma muutettu kahdeksi pistekuormaksi.



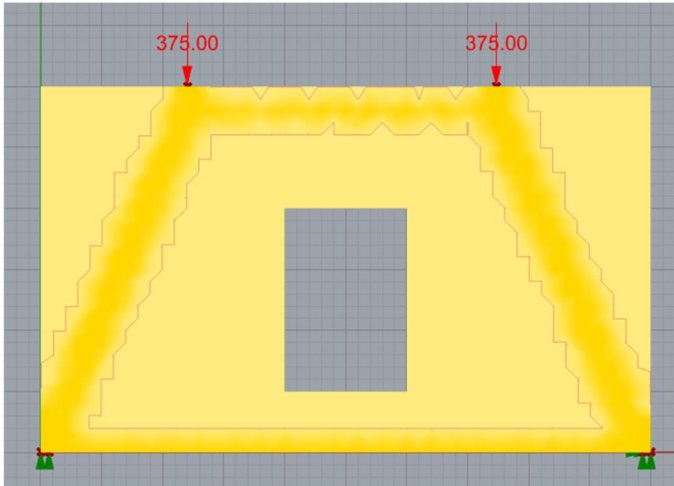
Kuva 39. Lähtötilanne sekä laskettavan mallin dimensiot.



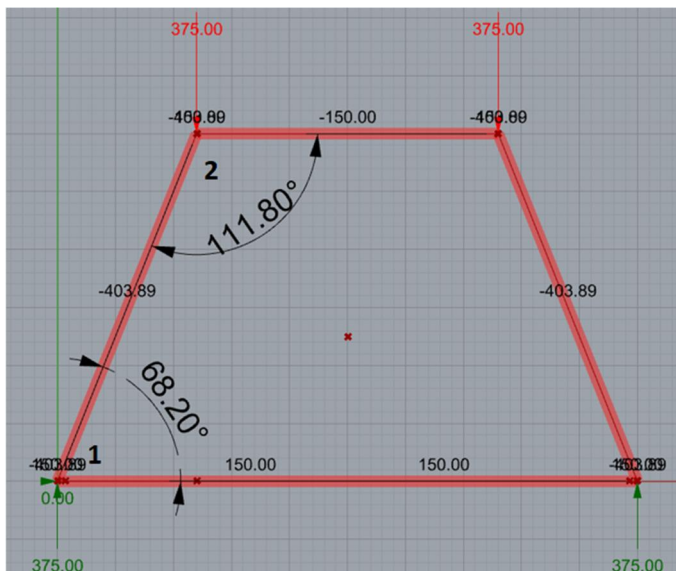
Kuva 40. Laskentaa varten muokattu malli, josta viivakuorma on muutettu pistekuormiksi.

9.6.2 Optimointi ja ristikkomalli

Mallin luotiin vastaamaan täysin kuvan 40 rakennemallia. Tämän jälkeen rakenne optimoitiin. Kuva 41 esittää rakennetta optimoinnin jälkeen. Optimoitun rakenteen päälle luotiin sauvamalli, joka vastaa täysin optimoitua rakennetta. Kuva 42 näyttää luodun sauvamallin ja sauvavoimat.



Kuva 41. Rakenne optimoinnin jälkeen. Kuvassa tumma alue on optimoinnin jälkeensä jäljelle jäänyt rakenne.



Kuva 42. Sauvamalli. Negatiiviset luvut ovat puristusta ja positiiviset ovat vetoa.

9.6.3 Esimerkkilaskun tulokset

Esimerkkilaskun tulokset on esitetty Taulukossa 2 ja kuvakaappaukset laskentaan käytetystä Excel laskupohjasta on esitetty liitteessä 1.

Taulukko 2. Esimerkkilaskun tulokset.

| Solmu | Sallittu maksimi jännitys [Mpa] | Suurin esiintyvä jännitys [Mpa] | Käyttöaste [%] | |
|----------------------|--|--|---------------------------|-----------------------|
| Solmu 1 | | | | |
| Tukipaine | 12,72 | 7,5 | 59 | |
| Tahko 1 | 12,72 | 8,68 | 68 | |
| Solmu 2 | | | | |
| Tahko 2 | 14,96 | 8,7 | 58 | |
| Tahko 3 | 14,96 | 8,7 | 58 | |
| Puristussauva | | | | |
| Sauva 1 | 17,0 | 8,7 | 51 | |
| Sauva 2 | 8,98 | 8,7 | 97 | |
| Sauva 3 | 17 | 8,7 | 51 | |
| Vetosauva | Sauvavoima [kN] | Vaadittu raudoitus [mm ²] | Valittu tanko | Tankojen lukumäärä |
| Sauva 1 | 150 | 383 | T20 | 2 |

10 JOHTOPÄÄTÖKSET

Työssä esitelty optimointi menetelmä on potentiaalinen työkalu suunnittelun avuksi, kun suunnitellaan ristikkomallia seinämäisiin palkkeihin. Jo nyt on kaupallisia ohjelmia seinämäisten palkkien mitoitukseen, jotka käyttävä samaa, työssä esiteltyä laskentatapaa ristikkomallien mitoitukseen. Eli ensin optimoidaan kuorielementti rakenne, jonka päälle luodaan sauvamalli ristikkorakenne optimoinnin antaman suunnan perusteella. Myös Grasshopperiin on saatavissa täysin BESO- optimointiin suuntautunut lisäosa Ameba, joka vaikutti ensi silmäyksellä toimivalta optimointityökalulta. Ohjelman uutuudesta ja työn tekemiseen varatusta ajasta johtuen sitä ei kuitenkaan tähän työhön saatu sisällytettyä, kovasta yrittämisestä huolimatta. Tulevaisuudessa se tulee melko suurella todennäköisyydellä olemaan suunnittelun apuna, kun lasketaan seinämäisiä palkkeja.

Työn vaikeusastetta lisäsi huomattavasti käytetyn ohjelmakokonaisuuden haastavuus. Työn tekijälle ei ollut ennalta tuttu visuaalinen koodaus ja se täytyi opetella kaiken muun lisäksi samalla, kun työtä tehtiin. Työn tekijä sai hyvät edellytykset seinämäisten palkkien mitoitukseen ristikkomallia hyödyntäen. Toisaalta työn edetessä ilmenneet ongelmat pakottivat työn tekijän paneutumaan myös syvemmin FEM-laskentaan.

Karamba 3D käyttää laskennassa lineaarista materiaalmallia ja ohjelmaan ei ole vielä saatavilla epälineaarista laskentaa. Tästä johtuen kaikki laskennat on tehty lineaarisella mallilla. Tämä on ongelma etenkin betonirakenteita laskettaessa, koska betoni on hauras materiaali ja sen vetokestävyys ei ole lähelläkään sen puristuskestävyyttä. Lineaarinen laskentamalli ei tee eroa vedetyn ja puristetun jännityksen välille, vaan se käyttää molemmissa samoja materiaalin myötöraja-arvoja.

Näin pienellä otannalla on täysin mahdoton sanoa, että onko optimoidun rakenteen perusteella luotu ristikkomalli se optimaalisin ja paras vaihtoehto. Vastaavaa tutkimusta ei tästä ohjelmasta ja työkalusta löytynyt, joten suoraa vertailukohtaa ei ole ja näin ollen ei voida olla täysin varmoja optimoinnin puutteellisuudesta. Toisaalta olisi valtavan mielenkiintoista ja järkevää tehdä myös täyden mittakaavan kokeita oikeilla rakenteilla, joka olisi raudoitettu optimoinnin perusteella.

11 YHTEENVETO

Työn tavoitteena oli tutkia mahdollisuutta käyttää Rhinoceros 6 lisäosan Grasshopperin sisältämän Karamba lisäosan sisältämää BESO-optimointityökalun käyttöä seinämäisen palkin mitoituksen apukeinona. Lisäksi työssä oli tarkoitus tutustua ristikkomenetelmään ja sen ominaisuuksiin.

Työn alussa määritelty ongelma selvisi pala kerrallaan. Työn edetessä kävi selväksi, että Karamban käyttämällä BESO-optimoinnilla ei saavuteta haluttua optimoitua rakennetta. Optimoidun rakenteen päälle luotu ristikkomalli vaatii suunnittelijan muokkausta, jotta voidaan saavuttaa stabiili ristikkomalli sauvavoimien ja solmujen mitoitusta varten. Työssä käytetty laskentajärjestys eli ensin optimoidaan kuorimalli, jonka päälle luodaan sauvamalli, on järkevä ja toimiva. Se on jo käytössä eräässä kaupallisessa seinämäisen palkin mitoitusohjelmassa.

Suurimmat ongelmat optimoinnissa oli aukkojen ympärykset, joita optimointi ei huomionnut mitenkään. Toinen iso ongelma on optimoituun rakenteeseen syntyvä puristuskaari, joka johtaa rakenteeseen, joka ei toimi ristikkomallin mukaisesti. Aukkojen ympärykset varustetaan yleensä pieliteräksillä, joiden avulla varmistutaan siitä, että rakenne kestää myös aukon ympärillä. Tämä pieliterästys tulee ottaa kokonaisrakenteen ristikkomalliin mukaan.

Työn aiheesta ei ole tehty paljoakaan vastaavaa tutkimusta ja sellaisen tekemisen olisi hyödyllistä. Täyden mittakaavan kestävyyskoe olisi myös mielenkiintoinen tehdä ja sitä kautta varmistua optimoinnin oikeellisuudesta. Tällä hetkellä optimoinnin tuottama malli on hyvin epävarma monissa tapauksissa, riippuen reunaehdoista ja kuormitustapauksista.

Loppujen lopuksi käytetty menetelmä on järkevä ja sitä ei missään tapauksessa kannata unohtaa, vaan täytyy odottaa, että saadaan ohjelmia, joissa optimointialgoritmi on kehittyneempi. Sellaisia ohjelmia on jo kehitteillä. Toinen mielenkiintoinen tutkimuskohde olisi tutkia, epälineaarisen materiaalimallin luomaa optimointimallia. Tällä hetkellä työssä käytetyt ohjelmat eivät vielä tue epälineaarista materiaalimallia.

LÄHDELUETTELO

Optimal design of periodic structures using evolutionary topology optimization. Huang, Xiaodong ja Xie, Mike. 2007. 36, Melbourne : Springer Berlin Heidelberg, 2007, s. 597-609. ISSN 1615-1488.

A nodal variable ESO (BESO) method for structural topology optimization. Zhao, Fei. 2014. ISSN: 0168-874X, Xi'an : Elsevier, 2014, Finite Elements in Analysis and Design, Osa/vuosik. 86, s. 34-40.

Bayrak, Oguzhan;ym. 2005. Design for Shear in Reinforced Concrete Using Strut-and-Tie Models. 2005. Saatavissa:http://ctr.utexas.edu/wp-content/uploads/pubs/0_4371_2.pdf [viitattu 12.02.2019].

bulletin 61: Design examples for strut-and-tie models. CEB-FIP. 2011. Lausanne : DCC, 2011. s. 219. ISBN 978-2-88394-101-4.

Design with strut-and-tie models. Chapter 14 Design with strut-and-tie models. [Verkkodokumentti]. Saatavissa: https://mycourses.aalto.fi/pluginfile.php/615103/mod_folder/content/0/1_Design%20with%20strut-and-tie%20models_examples.pdf?forcedownload=1 [viitattu 13.02.2019].

Huang, Xiaodong ja Xie, Mike. 2010. EVOLUTIONARY TOPOLOGY OPTIMIZATION OF CONTINUUM STRUCTURES. Melbourne : Wiley, 2010. s. 228. ISBN: 978-0-470-74653-0.

Leskelä, M. V. 2008. BY 210- BETONIRAKENTEIDEN SUUNNITTELU JA MITOITUS. 2.korj. p. Helsinki : Suomen Betoniyhdistys ry, 2008. s. 711. ISBN 978-952-5075-96-0.

Liikennevirasto. 2017. Eurokoodin soveltamisohje Betonirakenteiden suunnittelu- NCCI 2 . 2017. s. 123. [verkkodokumentti] Saatavissa:

https://julkaisut.liikennevirasto.fi/pdf8/lo_2017-31_ncci2_web.pdf [viitattu 14.02.2019]. ISBN 978-952-317-422-1.

Linnamaa, Armas;ym. 1978. Rakentajain Kalenteri 1979. Helsinki : Gummerus, 1978. s. 1005. ISBN 951-676-006-6.

Martin, Barney T. ja Sanders, David H. 2007. Verification and Implementation of Strut-and-Tie Model in LRFD Bridge Design. [Verkkodokumentti]. 2007. Saatavissa: [http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/archive/NotesDocs/20-07\(217\)_FR.pdf](http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/archive/NotesDocs/20-07(217)_FR.pdf) [viitattu 13.02.2019].

Mathern, Alexandre ja Chantelot, Gautier. 2010. MASTER'S THESIS: Strut-and-tie modelling of reinforced. Göteborg 2010. s. 223.

McCormac, Jack C. ja Nelson, James K. 2006. Design of Reinforced Concrete. 7th ed. s.l. : John Wiley & Sons, Inc., 2006. s. 723. ISBN 0-471-76132-X.

Mäenpää, Jukka. 2018. Diplomityö: Algorithm-aided structural engineering of steel-framed warehouse. Tampere : Tampere University of Technology, 2018. s. 138.

Preisinger, Clemens. 2018. Karamba 3D parametric engineering User manual (version 1.3.1). 2018. s. 132. Saatavissa: <https://www.karamba3d.com/download/> [viitattu 14.03.2019].

RIL 201-1-2008. 2011. RIL 201-1-2011 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat : 1, Eurokoodit EN 1990, EN 1991-1-1, EN 1991-1-3 ja EN 1991-1-4. 2. korjattu painos. Helsinki : Suomen rakennusinsinöörien liitto, 2011. s. 190. ISBN 978-951-758-533-0.

Saarinen, Eero ja Kähkönen , Leo. 2004. BY 202, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja : Osa 2. 2.p. Helsinki : Suomen betoniyhdistys, 2004. s. 243-468. ISBN 952-5075-65-6.

SFS-EN 1990+ A1 +AC. 2006. Eurokoodi: Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki : Suomen Standardoimisliitto, 2006. s. 186.

SFS-EN 1992-1-1 +A1 +AC. 2015. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu, osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2. painos. Helsinki : Suomen Standardoimisliitto, 2015. s. 194+26.

Shobeiri, Vahid ja Ahmadi-Nedushan, Behrouz. 2017. Bi-directional evolutionary structural optimization for strut-and-tie modelling of three-dimensional structural concrete. Yazd : Taylor & Francis, 2017. Saatavissa: <http://dx.doi.org/10.1080/0305215X.2017.1292382> [viitattu 15.03.2019].

Suomen Betoniyhdistys r.y. 2009. by 60 Suunnitteluohje EC 2 osat 1-1 ja 1-2. 4. painos. Helsinki : Suomen Betoniyhdistys r.y., 2009. s. 208. ISBN 978-952-67169-0-9.

Sääski, Markus. 2017. Diplomityö: Seinämäisten teräsbetonipalkkien analysointi. 2017. s. 91+17.

Tanska, Tuulikki ja Österlund, Toni. 2014. Algoritmit puurakenteissa. 1.painos. Oulu : DigiWoodLab, 2014. s. 176. ISBN 978-952-62-0456-7.

Truong Vu, Vu. 2018. Bidirectional Evolutionary Structural Optimization with Stationary Steps. Ho Chi Minh City : ResearchGate, 2018. Saatavissa:https://www.researchgate.net/publication/325962640_Bidirectional_Evolutionary_Structural_Optimization_with_Stationary_Steps [Viitattu 14.03.2018].

Vähänen, Paavo. 2019. Diplomityö: Parametrisen suunnittelun hyödyntäminen betonirakenteisten runkojen luonnossuunnittelussa. Oulu : Oulun Yliopisto, 2019. s. 78.

LIITELUETTELO

Liite 1. Esimerkkilaskussa käytetyn Excel laskupohjan kuvakaappaukset 3 sivua.

Liite 1. Esimerkkilaskussa käytetyn Excel laskupohjan kuvakaappaukset

| Lähtötiedot | |
|-----------------------|------|
| f _{ck} | 30 |
| γ _c | 1,5 |
| f _{yk} [Mpa] | 450 |
| b[mm] | 250 |
| c [mm] | 35 |
| v' | 0,88 |

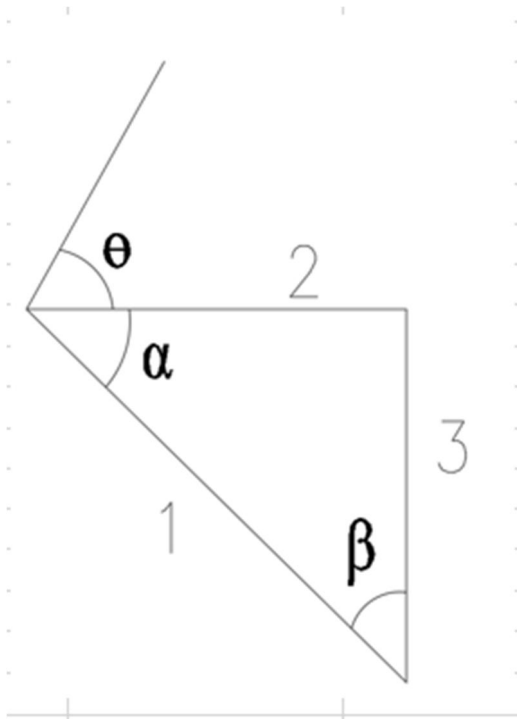
Kuva 1. Laskennassa käytettävät lähtötiedot.

| SOLMU 1 | |
|---|--|
| Tuella olevan jännityksen tarkistus | |
| <u>Solmutyyppi</u> | <u>Sallittu maksimijännitys solmussa [Mpa]</u> |
| CCT | 12,72 |
| Tuen leveys [mm] | 200 |
| Tukireaktio [kN] | 375 |
| Tukipaineen maksimijännitys [Mpa] | Käyttöaste |
| 7,50 | 59 % |
| Vetosauvan leveys | u=0 |
| vetotankojen kerrokset | 3 |
| Tankokerrosten väli [mm] | 30 |
| Tahko 1 | |
| Tahkon 1 leveys [mm] | 186 |
| Tahkoon kohdistuva sauvavoima [kN] | 403 |
| kulma α [deg] | 68,2 |
| Tahkossa 1 esiintyvä maksimijännitys [Mpa] | Käyttöaste |
| 8,68 | 68 % |
| Puristussauvan mitoitus | |
| <u>Puristussauvan tyyppi</u> | <u>Sallittu maksimijännitys diakonaalisauvassa [Mpa]</u> |
| Prisma | 17,00 |
| Sauvan jännitys [kN] | 404 |
| Puristussauvan jännitys [Mpa] | Käyttöaste |
| 8,70 | 51 % |

Kuva 2. Solmun 1 ja solmuun liittyvän puristussauvan laskenta.

| SOLMU 2 | | | |
|--|---|------------|--|
| Solmutyyppi | Sallittu maksimijännitys solmussa [Mpa] | | |
| CCC | 14,96 | | |
| Solmun jännityksien tarkistus | | | |
| Vetosauvan leveys | u=0 | 0 | |
| vetotankojen kerrokset | 2 | | |
| Tankokerrosten väli [mm] | 30 | | |
| Tahko 2 | | | |
| Tahkon 2 leveys [mm] | 172 | | |
| Tahkoon kohdistuva sauvavoima [kN] | 375 | | |
| kulma α [deg] | 21,8 | | |
| Tahkossa 2 esiintyvä maksimijännitys [Mpa] | | Käyttöaste | |
| 8,70 | | 58 % | |
| Tahko 3 | | | |
| Tahkon 3 leveys [mm] | 69 | | |
| Tahkoon kohdistuva sauvavoima [kN] | 150 | | |
| kulma β [deg] | 68,2 | | |
| Tahkossa 3 esiintyvä maksimijännitys [Mpa] | | Käyttöaste | |
| 8,70 | | 58 % | |
| Puristussauvan 2 mitoitus | | | |
| Puristussauvan tyyppi | Sallittu maksimijännitys diakonaalisauvassa [Mpa] | | |
| Viuhka | 8,98 | | |
| Sauvan jännitys [kN] | 375 | | |
| Puristussauvan jännitys [Mpa] | | Käyttöaste | |
| 8,70 | | 97 % | |
| Puristussauvan 3 mitoitus | | | |
| Puristussauvan tyyppi | Sallittu maksimijännitys diakonaalisauvassa [Mpa] | | |
| Prisma | 17,00 | | |
| Sauvan jännitys [kN] | 150 | | |
| Puristussauvan jännitys [Mpa] | | Käyttöaste | |
| 8,70 | | 51 % | |

Kuva 3. Solmun 2 ja solmuun liittyvien puristussauvojen laskenta.



Kuva 4. Solmun 2 tahkojen numerointi.

| Vetosauvan mitoitus | | | | | | |
|---------------------|-----------------|---|---------------------------------------|---------------|---------------|--------|
| Vetosauva | Sauvavoima [kN] | | Vaadittu raudoitus [mm ²] | Valittu tanko | Tankojen lkm. | |
| Sauva 1 | 150 | | 383 | T20 | 2 | |
| Sauva 2 | xxx | ✓ | #ARVO! | T12 | ✓ | #ARVO! |
| Sauva 3 | xxx | ✓ | #ARVO! | T12 | ✓ | #ARVO! |
| Sauva 4 | xxx | ✓ | #ARVO! | T12 | ✓ | #ARVO! |
| Sauva 5 | xxx | ✓ | #ARVO! | T12 | ✓ | #ARVO! |
| Sauva 6 | xxx | ✓ | #ARVO! | T12 | ✓ | #ARVO! |
| Sauva 7 | xxx | ✓ | #ARVO! | T12 | ✓ | #ARVO! |

Kuva 5. Vetosauvan mitoitus ja vetosauvan terästen valinta.