



samk



Satakunnan ammattikorkeakoulu  
Satakunta University of Applied Sciences

HENRI ISOKYTÖ

# **Seinämaisten palkkien mitoitus riskikomenetelmällä**

RAKENNUS- JA YHYDYSKUNTATEKNIIKAN KOULU-  
TUSOHJELMA  
2022

Tekijä(t)  Isokytö, Henri	Julkaisun laji  Opinnäytetyö, AMK	Päivämäärä  Kesäkuu 2022
	Sivumäärä: 81	Julkaisun kieli  suomi
Julkaisun nimi <b>Seinämaisten palkkien mitoitus ristikkomenetelmällä</b>		
Tutkinto-ohjelma Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka		
<p>Tiivistelmä</p> <p>Tämän opinnäytetyön toimeksianto saatiin A-Insinöörit Suunnittelu Oy:ltä. Työn taustana oli oma halu tutustua seinämäisiin palkkeihin sekä yrityksen tarve seinämäisten palkkien mitoitusohjeelle ristikkomenetelmällä. Työn tavoitteena oli tutustua seinämäisiin palkkeihin sekä tehdä niitä koskeva suunnitteluohje. Työ oli varsin mielenkiintoinen ja haastava, sillä opinnoissa ei juurikaan ole käsitelty ristikkomenetelmää taikka seinämäisiä palkkeja.</p> <p>Työssä tutustuttiin seinämäisiin palkkeihin, jotka ovat niin sanottuja normaaleja palkkeja huomattavasti levymäisempiä. Levymäisen piirteensä takia seinämäinen palkki sisältää epäjatkuvuusalueita ja käyttäytyy eri tavalla kuin normaali palkki, jolloin niihin ei voida käyttää yleisen palkkiteorian mukaisia mitoitusapoja. Seinämäisille palkkeille on tämän takia kehitetty erilaisia mitoitusmenetelmiä, joista yksi on työn aiheena oleva ristikkomenetelmä.</p> <p>Ristikkomenetelmässä rakenteen sisälle muodostetaan kuvitteellinen voimatasapainossa oleva ristikkomalli, jossa puristussauvat muodostuvat betonista ja vetosauvat raudoituksesta. Nämä sauvat liittyvät toisiinsa solmuissa, joiden jännitystilat tulee tarkistaa.</p> <p>Seinämäisiin palkkeihin sekä ristikkomenetelmään perehdyttiin tutustumalla laajasti aiheiden kirjallisuuteen. Työn tärkeimpänä lähteenä voidaan pitää Eurokoodia sekä Suomen betoniyhdistyksen kirjaa BY210. Työssä käytettiin myös apuna elementtimenetelmään pohjautuvaa RFEM-ohjelmistoa voimasuureiden tarkasteluun.</p> <p>Työn lopputuloksena ymmärrys erimallisten seinämäisten palkkien käyttäytymisestä kasvoi niin kirjallisuuden kuin myös RFEM-ohjelmiston avulla. Lisäksi saatiin kokemusta ristikkomenetelmän käyttämisestä betonirakenteiden mitoituksessa.</p>		
<p><a href="#">Asiasanat</a></p> <p>Rakennesuunnittelu, betonirakenteet, seinämäinen palkki, ristikkomenetelmä</p>		

Author  Isokytö, Henri	Type of Publication  Bachelor's thesis	Date  June 2022
	Number of pages: 81	Language of publication:  Finnish
Title of publication <b>Design of Concrete Deep Beams using Strut-and-Tie method</b>		
Degree program Construction and civil engineering		
Abstract  <p>This thesis was commissioned by A-Insinöörit Suunnittelu Oy. Background of this thesis was my own personal will to study reinforced concrete deep beams and the company's need to have a design guide for the deep beams using Strut-and-Tie method. The aim of this thesis was to understand the behavior of reinforced concrete deep beams and create a designing guide for them.</p> <p>In this thesis we studied RC deep beams, which are much more plate-like compared to normal RC beams. Deep beams having this feature, they include discontinuity regions and behave differently compared to normal beams and therefore common beam theory can not be used to design deep beams. Having these D-regions, different design methods have been created to design RC deep beams one of them being Strut-and-Tie method.</p> <p>STM is design method that idealizes reinforced concrete structure as a truss that resist the applied forces. Strut-and-Tie model consists of concrete struts which resist the compressive forces and of reinforced steel ties which resist tensile forces. These struts and ties meet in so called nodes, where stresses need to be checked.</p> <p>Deep beams and Strut-and-Tie method were studied by exploring widely across literature on the topics. FEM-program RFEM was also used to study the behavior of different structure deep beams.</p> <p>As a result, understanding the behavior of different structure deep beams was increased due to the literature as well as due to the use of RFEM. More experience was also gained for designing reinforced concrete structures using Strut-and-Tie method.</p>		
<u>Key words</u> Structure design, reinforced concrete, deep beams, Strut-and-Tie method		

## SISÄLLYS

1 JOHDANTO .....	8
1.1 Opinnäytetyön tausta.....	9
1.2 Opinnäytetyön tavoitteet .....	9
1.3 Opinnäytetyön rajaukset.....	10
2 SEINÄMÄISET PALKIT .....	10
2.1 Yleistä .....	10
2.2 Seinämäisen palkin toiminta .....	11
2.3 Aukkojen vaikutus .....	14
2.4 Murtotavat .....	15
2.5 Raudoitus .....	16
2.5.1 Pääraudoitus .....	16
2.5.2 Tukiraudoitus .....	17
2.5.3 Varmistusraudoitus .....	17
2.5.4 Uuman raudoitus .....	18
2.5.5 Leikkausraudoitus .....	18
2.5.6 Ripustusraudoitus.....	19
2.6 Seinämäisen palkin mitoistavat.....	20
2.6.1 FIB Modelcode 1978 .....	20
2.6.2 FEM-ohjelmat .....	23
3 RISTIKKOMENETELMÄ .....	25
3.1 Yleistä .....	25
3.2 Epäjatkuvuuskohdat .....	26
3.3 Ristikkomallin muodostaminen .....	28
3.4 Puristussauvat.....	33
3.4.1 Poikittaiset vetojännitykset .....	34
3.4.2 Puristussauvojen kestävyys.....	37
3.5 Vetosauvat.....	38
3.6 Solmut .....	39
3.6.1 Solmutyypit.....	39
3.6.2 Solmujen mitoistuluudet .....	42
3.7 Solmujen mitoistus .....	43
3.7.1 Puristussolmut .....	44
3.7.2 Puristus-vetosolmut.....	46
3.7.3 Välisolmut .....	49
3.8 Yhteenveto ristikkomenetelmän käytöstä .....	50

4 ESIMERKKITAPAUKSET .....	52
4.1 1-aukkoinen seinämäinen palkki.....	52
4.1.1 Ristikkomallin muodostaminen .....	53
4.1.2 Sauvavoimien laskeminen.....	54
4.1.3 Solmujen mitoitus .....	56
4.1.4 Raudoitus .....	60
4.2 Jatkuva seinämäinen palkki.....	62
4.2.1 Ristikkomallin muodostaminen .....	63
4.2.2 Ristikkomallin sauvavoimat.....	67
4.2.3 Solmujen mitoitus .....	70
4.2.4 Raudoituksen määrittely .....	73
4.3 Aukotettu seinämäinen palkki.....	74
5 YHTEENVETO .....	77
LÄHTEET	

## LYHENTEET JA MERKINNÄT

ACI	American Concrete Institute
BY	Suomen Betoniyhditys ry
CEB	Comite Europeen du Beton
EC	Eurokoodit
FEM	Finite Element Method (Elementtimenetelmä)
FIB	Fédération internationale du béton
RFEM	Monipuolinen rakenteiden mekaniikan FEM-ohjelmisto
RC	Reinforced Concrete
STM	Strut-and-Tie Method (Ristikkomenetelmä)
$\beta$	Puristuspuunnan suhteellinen korkeus
$\theta$	Puristussauvan suuntakulma x-akseliin nähden
$\mu$	Suhteellinen momentti
$\nu'$	Kansallisen liitteen mukainen lujuuden pienennyskerroin
$\sigma_i$	Jännitys yleisesti
$\sigma_{ci}$	Betonin jännitys
$A_{s,i}$	Raudoitusala
$A_c$	Betonirakenteen poikkileikkausala
$a_0$	Puristussolmun korkeus
$a_{0h}$	Hydrostaattisen puristussolmun korkeus
$a_i$	Tukipinnan/solmutason leveys
$b$	Rakenteen leveys/puristussauvan leveys
$b_{ef}$	Puristussauvan tehollinen leveys
$C$	Puristussauva
$c$	Betonipeite
$d$	Poikkileikkauksen tehollinen korkeus
$F$	Pistekuorma/voima

$F_{ci}$	Solmuun vaikuttava puristava voima
$F_{ti}$	Solmuun vaikuttava vetävä voima
$f_{ck}$	Betonin lieriölujuus
$f_{cd}$	Betonin suunnittelulujuus
$f_{yd}$	Raudoitusteräksen mitoituslujuus
$H$	Puristussauvan pituus
$h$	Rakenteen korkeus
$h_{ef}$	Rakenteen tehollinen korkeus
$k_i$	Kansallisen liitteen mukainen lujuuden pienennyskerroin
$L$	Jänneväli
$L_{ef}$	Tehollinen jänneväli
$L_m$	Jännevälien keskiarvo
$L_n$	Tukien vapaa väli
$M_{Ed}$	Mitoitusmomentti
$p_{Ed}$	Mitoituskuorma (tasainen)
$q$	Tasainen kuorma
$R_{Ed.i}$	Tukireaktio
$s$	Jakoväli
$T$	Puristussauvan poikittainen vetovoima/vetosauva
$T_i$	Puristussauvan poikittaisen vetovoiman komponentti
$u$	Vetosauvan korkeus
$V_{Ed}$	Mitoitusleikkausvoima
$y$	Puristuspinnan korkeus
$z$	Sisäinen momenttivarsi

## 1 JOHDANTO

Yhä korkeampien rakennusten rakentamisen kasvaessa, myös rakenteiden kantokykyjen vaatimukset kasvavat. Tänä päivänä ei ole harvinaista, että asuinkerrostalojen 1. kerrokseen halutaan avoimuutta esimerkiksi katutasossa sijaitsevien liiketilojen takia. Tällöin ylemmän kerroksen kantavat seinät voidaan joutua toteuttamaan palkkirakenteina. Tämänkaltaista levymäistä rakennetta voidaan kutsua seinämäiseksi palkiksi.

Vaikka puurakentamien on yleistymässä, on betoni vielä pitänyt pintansa päärakennusmateriaalina. Betonilla on hyvä puristuskestävyys, mutta sen huonona puolena voidaan pitää sen vetokestävyyttä, joka on vain noin kymmenesosa puristuskestävyydestä. Yksi yleisimmin betonin vetokestävyuden havainnollistamiseen käytetty rakenne on päistään tuettu yksiaukkoinen palkki, jossa palkin yläpuolella oleva kuormitus aiheuttaa palkin alapintaan vetojännityksiä. Betonin murtumisen estämiseksi palkin alapintaan sijoitetaan pituussuuntaiset teräkset, jotka ottavat vastaan vetojännitykset. Palkissa esiintyy myös pystysuuntaisia leikkausjännityksiä, jotka taas otetaan vastaan hakateräksillä.

Normaali palkki voidaan mitoittaa yleistä palkkiteoriaa käyttäen, mutta seinämäiset palkit ovat kuitenkin huomattavasti normaaleja palkkeja levymäisempiä. Tällaiset rakenteet sisältävät epäjatkuvuusalueita, jolloin niiden mitoitukseen ei voida käyttää yleistä palkkiteoriaa. Siksi seinämäisten palkkien mitoitukseen on kehitetty eri mitoitusmenetelmiä, joista yksi on opinnäytetyön aiheena oleva ristikkomenetelmä.

Ristikkomenetelmässä rakenteen sisälle muodostetaan kuvitteellinen ristikko, johon muodostetaan puristus- ja vetosauvoja sekä niiden solmukohtia. Puristussauvat muodostuvat betonista ja vetosauvat teräksestä. Ristikkomallin sauvavoimat ratkaistaan ja tarkistetaan, etteivät jännitykset ylitä rakenteiden mitoituslujuuksia. Ristikkomallin hyvänä puolena on, että se voidaan luoda melkein pä milled tahansa rakenteelle ja kuormitustapaukselle. Sen haasteena taas on, että vain yhtä oikeaa ratkaisua ei ole ja joskus erilaisten mallien välillä voi olla suuriakin eroja. Etenkin monimutkaisemmissa rakenteissa on suunnittelijalla oltava riittävä kokemus rakennesuunnittelusta sekä ristikkomenetelmän käytöstä.



## 1.1 Opinnäytetyön tausta

Seinämäiset palkit ovat melko yleinen näky nykypäivän rakentamisessa, ja niitä tuleekin vastaa lähes jokaisessa kohteessa. Seinämäisten palkkien geometrian vuoksi ne sisältävät aina suuria epäjatkuvuusalueita. Rakenteiden epäjatkuvuusalueilla jännitysjakauma on epälineaarista, jolloin epäjatkuvuusalueiden, kuten seinämäisten palkkien mitoittamiseen ei voida suoraan käyttää yleistä palkkiteoriaa.

Koska seinämäisiä palkkeja ei voida mitoittaa kuten tavallisia palkkeja, niiden mitoittamiseen on kehitetty erilaisia vaihtoehtoisia menetelmiä. Yksi menetelmistä on FIB Modelcode 1978, jossa sovelletaan yleistä palkkiteoriaa. Kyseinen menetelmä soveltuu hyvin yksinkertaisiin yksi- ja moniaukkoisiin tapauksiin, mutta monimutkaisemmissa rakenteissa menetelmän käyttö alkaa olla tänä päivänä kyseenalaista. Lisäksi menetelmä ei ota lainkaan kantaa itse seinämäisen palkin puristusmurtoon, vaan murtuminen otetaan huomioon tukipaineen rajaamisella. Toinen tapa mitoittaa seinämäisiä palkkeja on käyttää elementtimenetelmään pohjautuvia FEM-ohjelmia. FEM-ohjelmat ovat oikein käytettynä todella hyvä suunnittelutyökalu rakenteiden mitoituksessa, mutta kuten kaikissa ohjelmissa, ohjelma laskee juuri niin kuin ohjelman käyttäjä lähötiedot ohjelmaan syöttää. Näin ollen eri käyttäjien tuloksissa voi olla suuriakin eroja, riippuen siitä, miten rakenne on ohjelmaan mallinnettu. FEM-ohjelmien suurimpana haasteena onkin varmistua siitä, että tulokset pitävät paikkansa. Kolmas tapa mitoittaa seinämäisiä palkkeja on ristikkomenetelmä. Ristikkomenetelmässä rakenteen sisälle muodostetaan kuvitteellinen voimatasapainossa oleva ristikko, jonka sauvavoimat ratkaistaan. Betoni ottaa vastaan puristavat sauvavoimat ja teräs vetävät sauvavoimat. Ristikkomenetelmästä ja sen käytöstä on vielä toistaiseksi melko vähän tietoa saatavilla ainakin suomeksi, mutta esimerkiksi ulkomaisilla lähteillä ristikkomenetelmää on käsitelty laajemmin.

## 1.2 Opinnäytetyön tavoitteet

Tämän opinnäytetyön tavoitteena on tutustua yleisesti seinämäisten palkkien toimintaan, niiden eroavaisuuksiin niin sanotuista normaaleista palkkeista sekä harjaantua ristikkomenetelmän käyttämisessä eri rakennemallisten betonirakenteiden mitoituksessa.

Opinnäytetyön päätavoitteena on luoda opinnäytetyön tilaajalle mahdollisimman selkeä tiivistetty ohje ristikkomenetelmän käytöstä seinämäisten palkkien mitoituksessa.

### 1.3 Opinnäytetyön rajaukset

Opinnäytetyössä käsitellään rakennemalliltaan erilaisten seinämäisten palkkien mitoitusta murtorajatilassa. Murtorajatilan kiepahdus- ja nurjahdustarkasteluja ei tehdä, sillä yleensä seinämäisen palkin rakenne on sellainen, ettei näitä tarvitse tarkastaa. Kuormitusten tarkempi määrittely rajataan tästä työstä pois ja mitoitus tehdään kuvitteelliselle mitoituskuormalle eikä seinämäisten palkkien toimintaa käyttörajatilassa käsitellä tässä työssä.

Tässä työssä on tutkittu kolmea esimerkkitapausta, jotka ovat 1-aukkoisen seinämäisen palkki, jatkuva seinämäinen palkki eri pituisilla jänneväleillä sekä aukotettu seinämäinen palkki. Näistä esimerkkitapauksista aukotettua seinämäistä palkkia käsitellään vain yleisellä tasolla, eikä siitä ole laadittu laskelmia.

## 2 SEINÄMÄISET PALKIT

Seinämaisillä palkeilla tarkoitetaan korkeita ja levymäisiä rakenteita, joiden korkeus on suuri verrattuna jänneväliin. Kuitenkaan kaikki korkeat palkit eivät välttämättä ole seinämäisiä, vaan määrittely riippuu oleellisesti korkeuden suhteesta jänneväliin. Seinämäisen palkin määritelmä on vaihdellut vuosien varrella eri standardien ja julkaisujen mukaan. Tärkeimpänä lähteenä voidaan käyttää Eurokoodi 2 -suunnittelustandardia, jonka mukaan palkki on seinämäinen, kun sen korkeus on yli kolmasosa jännemitasta (SFS EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 57).

### 2.1 Yleistä

Seinämäinen palkki on teräsbetonirakenne, joka kantaa kuormia tavanomaisen palkin tavoin. Seinämäinen palkki on kuitenkin huomattavasti tavanomaista palkkia

korkeampi ja levymäisempi. Suuren korkeutensa ansiosta seinämäinen palkki on hyvin jäykkä ja sillä on erittäin suuri kantokyky.

Seinämäisiä palkkeja voidaan käyttää esimerkiksi siltarakenteissa, paalujen päällä olevissa perusmuureissa tai asuinkerrostalorakennusten alempien kerroksien kantavissa seinissä. Tässä työssä keskitytään asuinkerrostalorakentamisessa esiintyviin seinämäisiin palkkeihin.

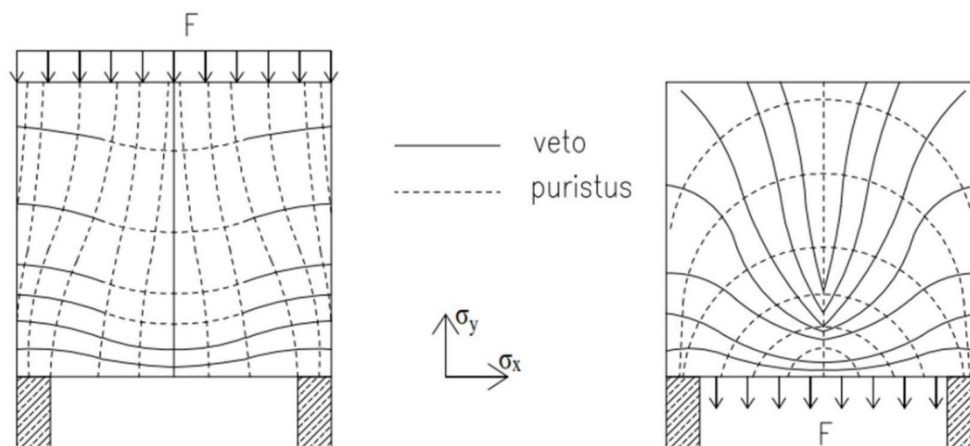
Useimmiten syy käyttää seinämäistä palkkia asuinkerrostalossa johtuu siitä, että alempaan kerrokseen halutaan avoimuutta, esimerkiksi liiketilaa tai parkkihallia varten. Koska seinämäinen palkki korvaa yleensä tavanomaisen kantavan seinän, myös sille on tehtävä väliseinälle tyypilliset reiät ja varaukset. Aukkojen koko ja sijainti saattaa vaikuttaa oleellisesti seinämäisen palkin toimintaan ja ne on siksi huomioitava mitoituksessa.

Seinämäiset palkit voivat olla joko paikalla valettuja rakenteita tai nykyään yleisemmin käytössä olevia elementtirakenteita.

## 2.2 Seinämäisen palkin toiminta

Seinämainen palkki on teräsbetonirakenne, joka koostuu nimensä mukaisesti betonista ja teräksestä. Betonilla on hyvä puristuslujuus, mutta sen sijaan betonin vetolujuus on huomattavasti puristuslujuutta huonompi. Voidaan karkeasti sanoa, että betonin vetolujuus on noin kymmenesosa betonin puristuslujuudesta. Betonin huonon vetolujuuden takia teräsbetonirakenteissa käytetään raudoitusta, jonka tarkoitus on vastaanottaa rakenteelle aiheutuvat vetovoimat. Raudoituksena käytetään yleensä harjateräksiä, joihin on valssattu harjoja parantamaan betonin ja teräksen ankkuroitumista. Jotta mikä tahansa teräsbetonirakenne toimisi halutulla tavalla, on teräksen riittävä ankkuroituminen betoniin varmistettava. Mikäli ankkuroituminen ei ole riittävä, teräs pääsee liukumaan, jolloin se ei vastaanota sille tarkoitettuja vetojännityksiä ja betoniin voi muodostua halkeamia.

Halkeilemattomassa tilassa seinämäinen palkki käyttäytyy aika pitkälti kimmoisen levyteorian mukaan. Jännitysten jakautumiseen vaikuttaa erityisesti mistä rakennetta kuormitetaan. Alla olevassa kuvassa on esitetty ala- ja yläreunasta kuormitetun seinämäisen palkin jännitysjaakaumat halkeilemattomassa tilassa.

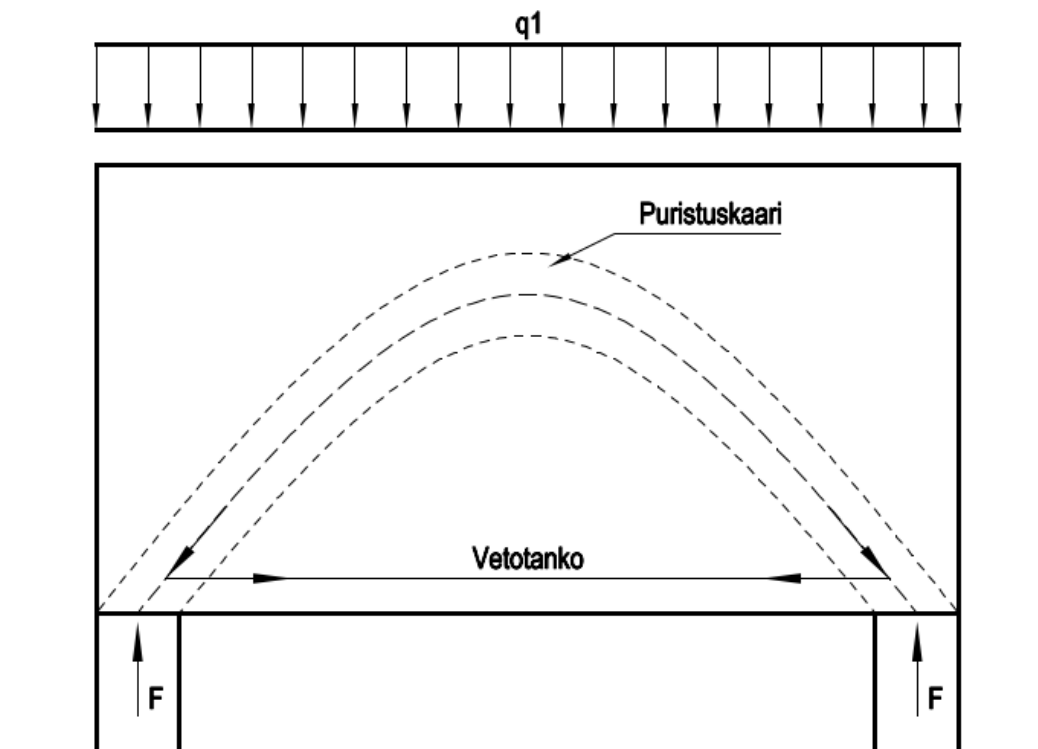


Kuva 1. Seinämäisen palkin toiminta halkeamattomassa tilassa. Vasemmalla yläpinnasta kuormitettuna ja oikealla alareunasta kuormitettuna. (Sampo Mäkelä 2020, s. 18).

Tavalliseen palkkiin verrattuna seinämäisissä palkeissa havaitaan muun muassa seuraavanlaisia eroavaisuuksia (Eero Saarinen ja Leo Kähkönen 1992, s. 449):

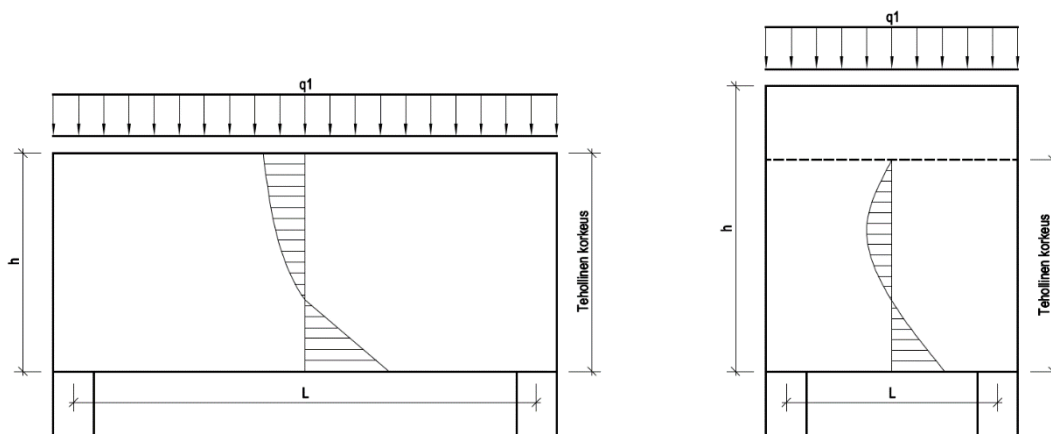
- Normaalijännityskomponenttia  $\sigma_y$  ei voida jättää huomioimatta.
- $\sigma_y$  vaikutuksesta yläreunasta kuormitetun rakenteen pääjännitystrajektorit ovat lähes vaakasuunnassa myös tukien läheisyydessä.
- Kuormituksen sijainti vaikuttaa jännityskomponenttiin  $\sigma_y$  ja sitä kautta pääjännitysten suuntiin. Sen sijaan jännityskomponentit  $\sigma_x$  ja  $\tau_{xy}$  pysyvät muuttumattomina kuormituksen sijainnista riippumatta.
- Alareunasta kuormitettuun seinämäiseen palkkiin syntyy pystysuuntaisia vetojännityksiä, jolloin palkin uuma on varustettava pystysuuntaisella ripustusraudoituksella.

Halkeamien synnyttyä seinämäiset palkit alkavat toimia vetotangollisten kaarien tai ansaiden tavoin (Kuva 2). Tämän seurauksena alapinnan raudoituksessa vaikuttava vetovoima pysyy käytännössä vakiona tuille saakka (Eero Saarinen ja Leo Kähkönen 1992, s. 450).



Kuva 2. Seinämäisen palkin toiminta haljenneessa tilassa.

Seinämäisen palkin toimintaan vaikuttaa myös tehollinen korkeus. Tehollinen korkeus riippuu palkin todellisen korkeuden ja jännevälän suhteesta. Mikäli palkin todellinen korkeus on hyvin suuri verrattuna jänneväliin, toimii seinämäisen palkin korkeudesta vain tietty osa kantavana ja kantavan osan yläpuolelle jäävä osa oletetaan pysyväksi kuormaksi rakenteelle. Alla olevassa kuvassa on havainnoitu seinämäisen palkin tehollista korkeutta.



Kuva 3. Havainnekuva seinämäisen palkin tehollisesta korkeudesta.

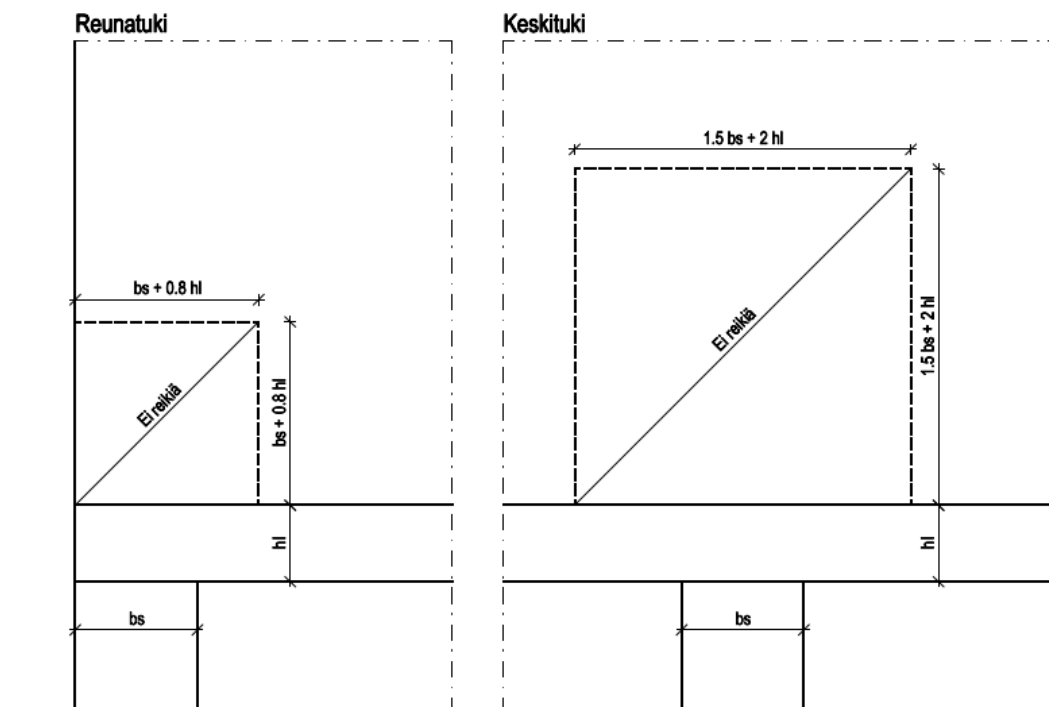
### 2.3 Aukkojen vaikutus

Seinämäisiin palkkeihin voidaan usein joutua tekemään reikiä talotekniikkaa varten, tai harvinaisemmissa tapauksissa niissä voi olla ovi- ja ikkuna-aukkoja. Mikäli aukot sijoitetaan oikein, voidaan rakenteeseen sijoittaa melko suuriakin aukkoja, juurikaan heikentämättä rakenteen kantokykyä. Epäedullisesti sijoitettu aukko tai reikä sen sijaan voivat vaikuttaa rakenteen kantokykyyn merkittävästi (Eero Saarinen ja Leo Kähkönen 1992, s. 292). Puristusvyöhykkeen ulkopuolelle reikiä voidaan tehdä melko vapaasti, kunhan reikä ei katkaise alapinnan vetotankoja. Palkin alapinnassa olevan pitkän reiän vaikutus on kuitenkin huomioitava ripustusraudoituksessa. Jos reikä joudutaan tekemään puristusvyöhykkeelle, on sen vaikutus kantavuuteen selvitettävä. Kuitenkin pieni aukko, joka on määritelty kaavalla (1):

$$Aukon\ suurempi\ sivumitta < \frac{h_{ef}}{6} \quad (1)$$

missä  $h_{ef}$  on tehollinen korkeus, voidaan sijoittaa jopa puristusvyöhykkeelle, kun varmistutaan, että puristusvoima pystytään vastaanottamaan reiän molemmin puolin.

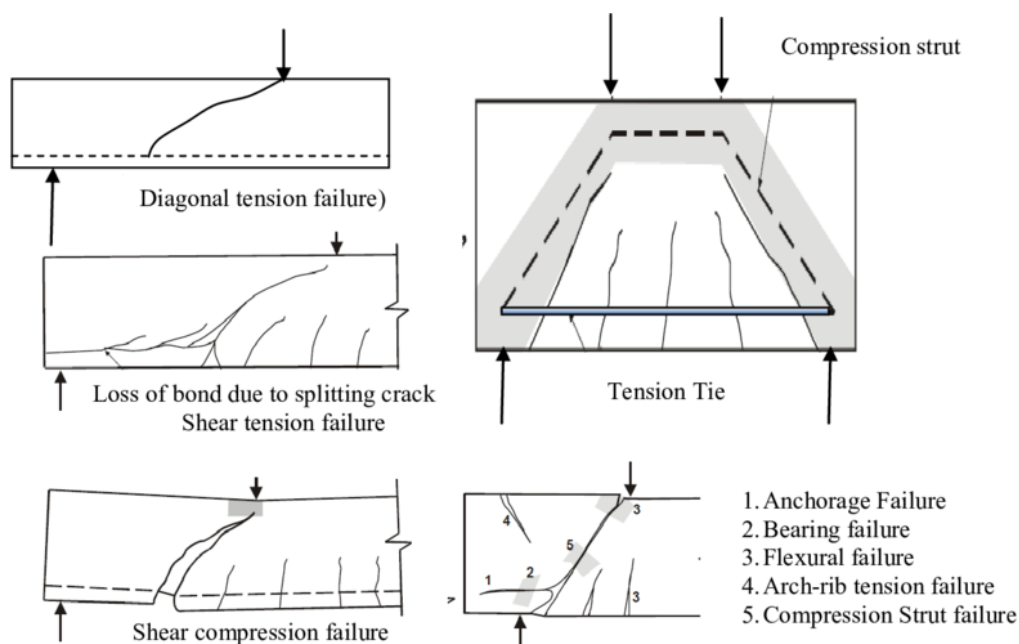
Alla olevassa kuvassa on esitetty tukialueet, mihin ei saa tehdä reikiä, sillä kyseiset alueet ovat seinämäisen palkin kantokyvyn kannalta kriittisimpiä kohtia.



Kuva 4. Alueet, joihin ei saa tehdä reikiä (mukaiillen Eero Saarinen 1986, s. 377).

## 2.4 Murtotavat

Tavanomaisessa seinämäisessä palkissa murtuminen tapahtuu lähes aina tuen läheisyydessä. Tukien läheisyydessä puristuskaarien jännitykset voivat kasvaa liian suuriksi, jolloin palkissa tapahtuu puristusmurto. Vastaavasti murto voi tapahtua myötuella, mikäli tukipintaa on liian vähän ja leimapaine kasvaa liian suureksi. Näiden lisäksi seinämäinen palkki voi murtua myös vetoterästen pettäessä rakenteellisesti tai ankkuroinniltaan, jolloin rakenne pääsee myötäämään ja halkeaa keskeltä. Tämä on tosin huomattavasti harvinaisempi murtotapa kuin edellä mainitut. Lisäksi etenkin jatkuvissa rakenteissa on syytä kiinnittää huomioita mahdolliseen tukien epätasaiseen painumiseen, sillä seinämäisen palkin suuren jäykkyyden takia jo pienetkin tukien taipumaerot vaikuttavat jännitysjakautumiseen oleellisesti, joka voi myös johtaa ennenaikaiseen taivutusmurtoon (Eero Saarinen ja Leo Kähkönen 1992, s. 450–452).



Kuva 5. Seinämäisen palkin murtumistapoja (ASCE-ACI 426,1973. Researchgate.net www-sivut. Viitattu 26.1.2022)

## 2.5 Raudoitus

Seinämaisten palkkien raudoitussjärjestelyt eivät juurikaan poikkea toisistaan, vaikka rakennemalli olisikin erilainen. Seinämäisiin palkkeihin laitetaan aina pääraudoitus, minimiverkkoraudoitus molempiin pintoihin (uumaraudoitus) sekä varmistusraudoitus. Poikkeuksellisissa tilanteissa voidaan edellä mainittujen lisäksi tarvita vielä ripustus-, leikkaus-, ja tukiraudoitusta.

### 2.5.1 Pääraudoitus

Alapinnan raudoitus eli vetoteräkset pyritään sijoittamaan palkin alareunaan noin  $1/5$  korkeudelle tehollisesta korkeudesta. Vetoteräkset ankkuroidaan aina täydelle vetolujuudelle, sillä kun seinämäinen palkki on haljenneessa tilassa, raudoitus alkaa toimia vetotangon tavoin. Pääterästen ankkurointiin on syytä kiinnittää erityistä huomiota etenkin elementtirakenteisissa palkeissa ja jatkuvien palkkien pääraudoituksen jatkokissa. Ankkuroinnissa pystysuuntaisia taivutuksia tulisi välttää, sillä ne aiheuttavat halkeilua ankkurointialueella, joka on muutenkin seinämäisen palkin arimpia kohtia (Eero Saarinen ja Leo Kähkönen 1992, s. 454).



### 2.5.2 Tukiraudoitus

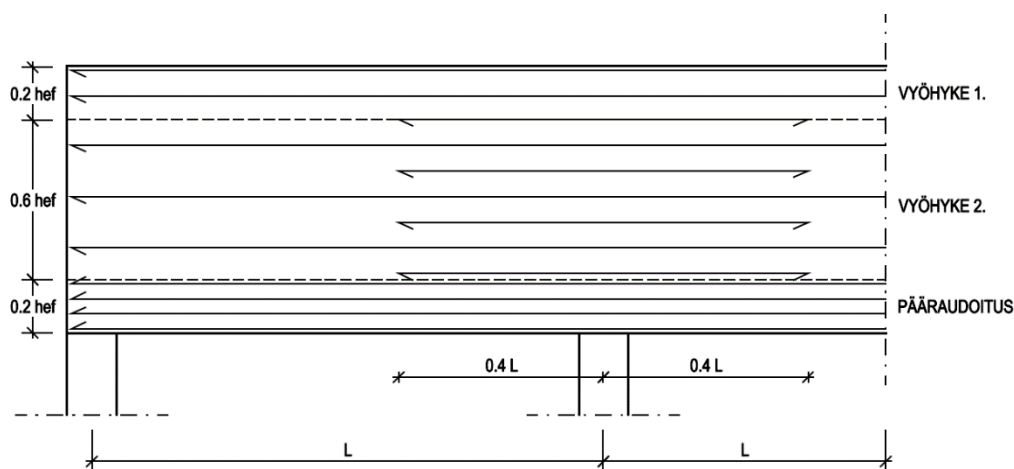
Jatkuvissa palkeissa tarvitaan keskituilla tukiraudoitus. Tukiraudoitus sijoitetaan palkin korkeudelle kuvan 6 mukaisesti ja puolet siitä viedään tuille ja toiset puolet  $0.4 * L$  etäisyydelle tuelta. Vyöhykkeelle 1 sijoitettava raudoitus voidaan laskea kaavalla (2):

$$A_{s1} = 0.5 * \left( \frac{L}{h_{ef}} - 1 \right) * A_s \quad (2)$$

missä  $A_s$  on vaadittu raudoitus tuella,  $L$  on jänneväli ja  $h_{ef}$  on tehollinen korkeus. Vyöhykkeelle 2 sijoitetaan loput raudoituksesta ja se voidaan myös esittää kaavamuodossa (3):

$$A_{s2} = A_s - A_{s1} \quad (3)$$

Tukiraudoituksen suurin sallittu jakoväli on 250 mm, huomioiden kuitenkin rasitusluokat (Eero Saarinen 1986, s. 373).



Kuva 6. Jatkuvan palkin raudoituseriaate.

### 2.5.3 Varmistusraudoitus

Seinämäiset palkit ja levyrakenteet ovat hyvin jäykkiä taivutusta vastaan ja näin ollen jatkuvissa seinämäisissä palkeissa tukien mahdollinen epätasainen painuminen vaikuttaa merkittävästi rakenteen jännitysjakamaan. Mahdollinen tukien epätasainen

painuminen huomioidaan ns. varmistusraudoituksella, joka sijoitetaan toimivan korkeuden yläreunaan. Varmistusraudoituksen vähimmäismääräksi suositellaan (4):

$$A_{s,varmistus} = \frac{A_s}{5} \quad (4)$$

jossa  $A_s$  on kentässä tarvittava vetorausituksen määrä. Mikäli tukien taipuminen on todennäköistä ja merkittävää, on varmistusraudoitus mitoitettava muodonmuutoksista aiheutuville voimille (Leskelä 2005, s. 443).

#### 2.5.4 Uuman raudoitus

Seinämäisen palkin kuormituksista riippumatta uumaan tulee aina sijoittaa minimiraudoitus. Minimiraudoitus toteutetaan yleensä verkkorausituksenä ja sen täytyy täyttää kaavan (5) vaatimus molemmissa pinnoissa:

$$\rho_{w.db.min} = 0.001 * A_c \quad (5)$$

missä  $A_c$  on rakenteen poikkileikkausala (Leskelä 2005, s. 443).

Rakenteen leveydestä riippumatta uumaraudoituksen tulee olla kuitenkin aina vähintään  $150 \text{ mm}^2/\text{m}$  sekä pysty-, että vaakasuuntaan per puoli. Uumaraudoituksen tankoväli saa olla enintään pienempi seuraavista (6):

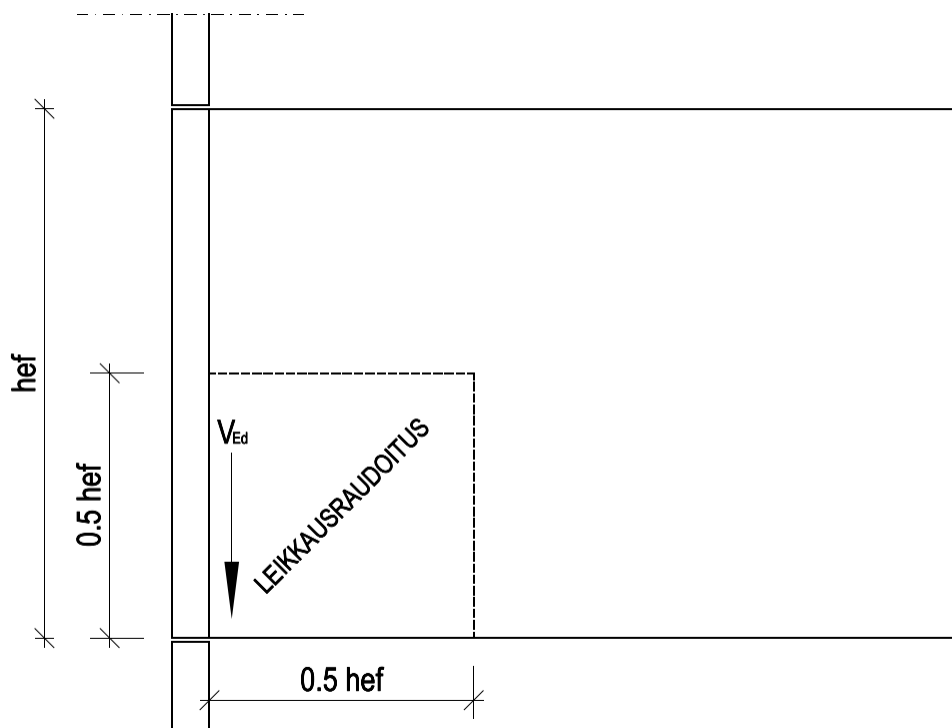
$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 * b \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right\} \quad (6)$$

missä  $s$  on tankoväli ja  $b$  on rakenteen leveys (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 161).

#### 2.5.5 Leikkausraudoitus

Leikkausraudoitusta tarvitaan seinämäisissä palkeissa, kun palkki tukeutuu välillisesti toiseen poikittaiseen seinään. Välillisesti tuetun palkin alakulmaan muodostuu vinoja

päävetojännityksiä. Näiden jännitysten vastaanottamiseen tulee tuen läheisyyteen sijoittaa molempiin pintoihin verkkoraudotus. Sekä pysty- että vaakaraudotus mitoite- taan voimalle, joka on 80 % tukireaktion arvosta (Eero Saarinen 1986, s. 376).



Kuva 7. Leikkausraudoituksen sijoitus välillisesti tuetuissa palkeissa.

### 2.5.6 Ripustusraudoitus

Mikäli palkin alapinnassa tai vetovyöhykkeellä vaikuttaa kuormia, niin palkkiin tulee sijoittaa ripustusraudoitus. Esimerkiksi seinän alla oleva holvi voidaan kannakoida seinämäisestä palkista. Seinämäisen palkin ollessa hyvin jäykkä se taipuu melko vähän, mutta esimerkiksi seinän alapuolella oleva holvi voi taipua huomattavasti enemmän. Jotta seinän ja palkin välille ei syntyisi holvin taipumasta rakoja, niin holvi ripustetaan seinämäisen palkin alapintaan.

Ripustusraudoitus toteutetaan yleensä U-lenkeillä, jotka ankkuroidaan puristuspaarteelle. Uuman verkkoraudotusta voidaan myös hyödyntää ripustusraudoituksessa, jolloin ripustuskuormat siirtyvät uuman verkkoja pitkin puristuspaarteelle (By 1995, s. 213 ja 216).

## 2.6 Seinämäisen palkin mitoitustavat

Seinämäisien palkkien mitoitukseen on ajan kuluessa kehitetty erilaisia menetelmiä, joista osa on jo hieman vanhanaikaisia. Nykyisin seinämäisiä palkkeja voidaan mitoittaa joko FEM-ohjelmilla tai ristikkomenetelmällä. Perinteisiä mitoitus tapoja ei suinkaan kannata täysin sivuuttaa, sillä niillä voidaan nopeasti ja helposti arvioida tulosten oikeellisuutta ja niitä voidaan käyttää yksinkertaisten perustapauksien mitoitukseen.

### 2.6.1 FIB Modelcode 1978

CEP-FIB Modelcode 1978 on yksinkertaistettu seinämäisten palkkien mitoitusmenetelmä, joka perustuu momenttivarren  $z$  arvioimiseen jännevälien ja palkin korkeuden suhteiden avulla. Kirjassa RIL 125 Teräsbetonirakenteet on hyvin tietoa kyseisen menetelmän käytöstä.

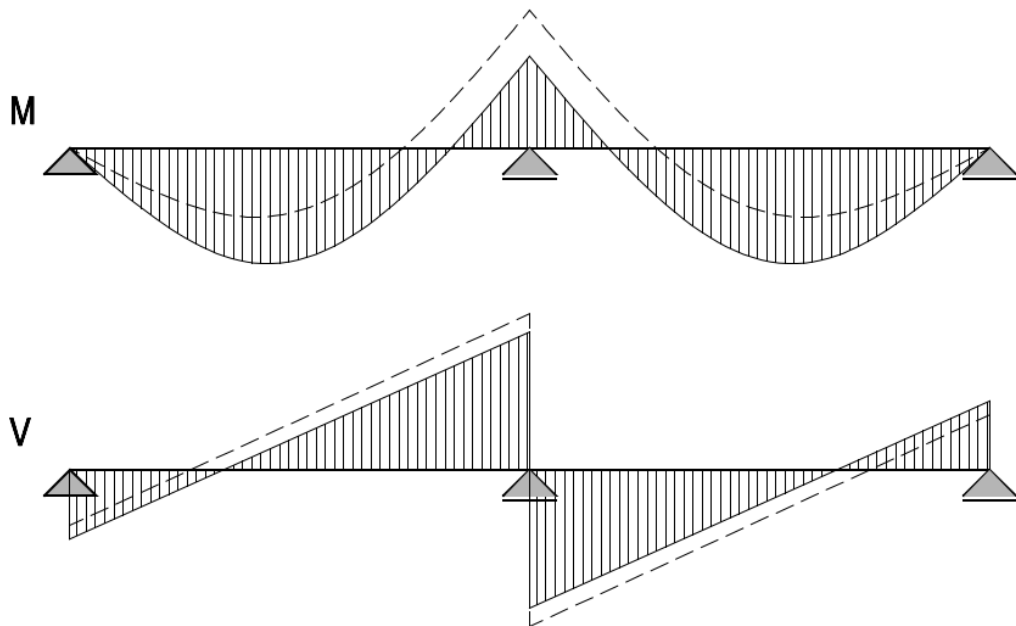
Seinämäisessä palkissa kimmoteorian mukaan lasketut momenttirasitukset ovat todellisuudessa suurempia kentissä, kun taas tuella momenttirasitukset ovat vastaavasti pienempiä (kuva 8). Yksinkertaistamisen vuoksi suositellaan, että seinämäisen palkin taivutusmomentit lasketaan aina samalla tavalla kuormitus- tai tukemistavasta riippumatta lineaarisen kimmoteorian mukaan, kuten normaaleilla palkeilla (sauvarakenteilla). Kuitenkin suurien reikien, kuten esimerkiksi oviaukkojen vaikutus on otettava ainakin likimääräisesti huomioon. Jännevälinä voimasuureiden laskemisessa käytetään joko tukien keskiöväliä tai poikkeuksellisen leveiden tukien tapauksessa jännevälin arvona voidaan käyttää kaavan (7) mukaista arvoa, riippuen kumpi antaa pienemmän arvon.

$$L_{ef} = L_n * 1.15 \quad (7)$$

missä  $L_n$  on tukien vapaa väli.

Voimasuureiden laskemisessa on myös otettava huomioon tukien oletetut painumat, jonka vuoksi mitoituksessa määräävät voimasuureet määritetään seuraavasti (Eero Saarinen 1986, s. 370):

- määrääväksi tukimomentiksi otetaan edellä mainitulla tavalla laskettu arvo
- mitoittavaksi kenttämomentiksi valitaan puolet kyseessä olevan kuormitustapauksen tukimomentista
- mitoittavaksi tukireaktioksi otetaan 1,1-kertainen laskettu arvo
- mitoittavaksi leikkausvoimaksi otetaan laskettu arvo



Kuva 8. Havainnekuva palkin korkeuden vaikutuksesta voimasuureisiin. Viivoitettu osuus edustaa seinämäistä palkkia ja katkoviiva sauvarakennetta (mukaillen Eero Saarinen 1986, s. 370).

Momenttiarvojen virhe kompensoidaan korjaamalla momenttivarren  $z$  arvoa otaksuamalla se todellista pienemmäksi kentissä ja vastaavasti todellista suuremmaksi tuilla. Näin ollen saatuihin rauditusmääriin ei tarvitse tehdä korjauksia. Alla olevassa taulukossa on esitetty laskukaavoja momenttivarren  $z$  määrittämiseksi.

Taulukko 1. Momenttivarren  $z$  laskukaavoja. Huom. Korkeutena käytetään tehollista korkeutta (Leskelä 2005, s. 435).

Tapaus	Mittaehto	Momenttivarsi $z$
Staattisesti määrätty rakenne	$1 \leq L/h \leq 2$	$z = 0.15h(3 + L/h)$
	$L/h \leq 1$	$z = 0.6L$
Jatkuvan palkin reunakenttä ja reunimmainen keskituki	$1 \leq L/h \leq 2.5$	$z = 0.1h(2.5 + 2L/h)$
	$L/h \leq 1$	$z = 0.45L$
Jatkuvan palkin keskikentät ja keskimmäiset tuet	$1 \leq L/h \leq 3$	$z = 0.15h(2 + L/h)$
	$L/h \leq 1$	$z = 0.45L$
Ulokkeet ( $L_n$ = ulokkeen vapaa mitta)	$0.5 \leq L_n/h \leq 1$	$z = 0.8d$
	$h \geq 2L_n$	$z = 1.2L_n$

Mikäli jatkuvan palkin keskituen kenttien jännevälit eroavat toisistaan, voidaan momenttivarsi laskea jännevälien keskiarvolle (Eero Saarinen 1986, s. 373). Lisäksi on myös huomioitava, että momenttivarsi  $z$  ei voi olla suurempi kuin yleisen palkkiteorian mukainen momenttivarsi (Leskelä 2005, s. 163).

Pääterästen mitoituksen lisäksi tulee tarkastaa myös niiden ankkurointi sekä tukialueiden jännitystilat. Kuten jo aiemmin todettiin, pääteräkset tulee ankkuroida täydelle vetolujuudelle kaarivaikutuksen takia. Tukialueilla tulee varmistua, että niiden jännitykset eivät ylitä betonin mitoituslujuutta. Reunatuilla tulee käyttää 75 % suunnittelulujuudesta ja jatkuvien rakenteiden keskituella voidaan käyttää hieman korkeampaa arvoa 110 % suunnittelulujuudesta. Lisäksi menetelmä sallii oletuksen, jossa kuormat jakautuvat suhteessa 1:2 välipohjassa, jota voidaan tarvittaessa käyttää apuna tukipaineiden hallitsemisessa (Eero Saarinen 1986, s. 374).

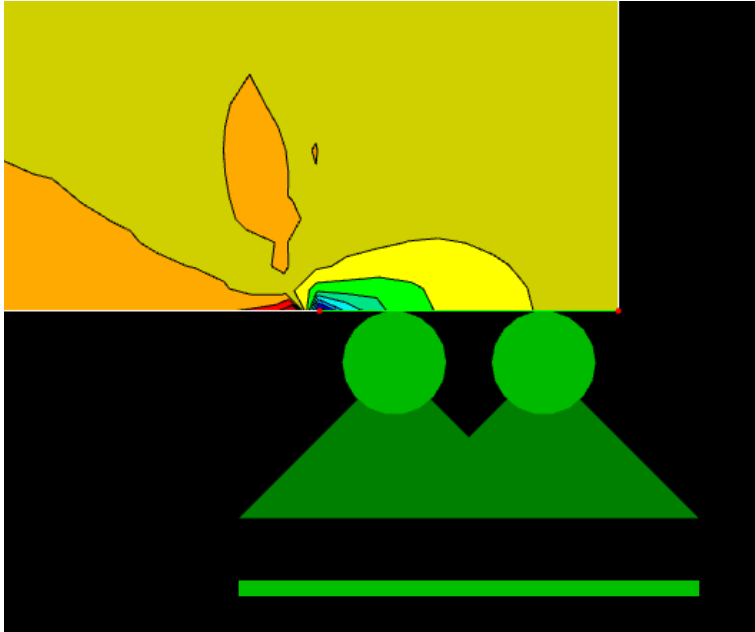
CEB FIB Modelcode 1978 mukainen menetelmä soveltuu hyvin yksinkertaisten rakennemallien mitoitukseen ja menetelmän yksinkertaisuuden vuoksi mitoituksen voi tehdä melko vaivattomasti käsin jopa kynällä ja paperilla. Menetelmän huonona puoleena voidaan pitää, että menetelmää ei voida juurikaan soveltaa erikoistapauksiin ja että menetelmä ei ota kantaa itse seinämäisen palkin puristusmurtoon, vaan enemmänkin tukipaineen rajoittamiseen.

## 2.6.2 FEM-ohjelmat

Seinämaisten palkkien voimasuureiden ja jännitystilojen ratkaisuun voidaan käyttää myös kimmoteoriaan perustuvaa elementtimenetelmää. Elementtimenetelmään perustuvat ohjelmat, joista käytetään yleisemmin tunnettua nimitystä FEM-ohjelmat perustuvat rakenteiden jäykkyysmatriisien ja kuormitusvektorien analysointiin. Näiden avulla saadaan ratkaistua rakenteen siirtymätila solmupisteissä. Kun elementtien solmujen siirtymätila on ratkaistu, saadaan niiden avulla selville rakenteen rasitustilat ja voimasuureet.

FEM-ohjelmien käytön yleisimpiä ongelmia on mallinnuksen oikeantasoisien tarkkuuden arvioiminen sekä tulosten tulkitseminen, sillä ratkaisu saattaa riippua kriittisesti verkon ominaisuuksista, rakenteen mallintamistavasta tai singulaarisuuspisteistä (katso kuva alla), joissa jännitysten arvot kasvavat äärettömiksi (Leskelä 2005, s.429). Yleisin mallinnusvirhe seinämäisten palkkien tapauksessa esiintyykin tukien mallinnuksen yhteydessä. Pistemäisiä ja jatkuvia tukia kannattaa välttää, sillä ne aiheuttavat helposti jännityshuippuja. Myös tukien siirtymä- ja jäykkyysominaisuudet kannattaa valita harkiten. Esimerkiksi jos tuet mallinnetaan niin, että tukien sivuttaissiirtymä on estetty, alapinnan vetovoima pienenee huomattavasti verrattuna tilanteeseen, missä tuet pääsevät liukumaan. Lähtökohtaisesti tuet kannattaa mallintaa mahdollisimman todenmukaisesti.

Mallinnusongelmien lisäksi FEM-ohjelmilla ei myöskään voida mitoittaa pääterästen ankkurointia, joka on yksi merkittävistä tekijöistä seinämäisen palkin kestävyuden kannalta (ankkurointimurto), jolloin joudutaan joka tapauksessa käyttämään käsinlaskentaa FEM-mitoituksen ohella. Tämän takia FEM-ohjelmien tukena olisi aina hyvä olla karkea käsilaskentamenetelmä, jonka avulla voidaan arvioida tulosten oikeellisuutta ja suuruusluokkaa.



Kuva 9. Havainnekuva huonolla tavalla mallinnetusta tuesta, jolloin tuen nurkkaan syntyy jännityshuippu. Viivamainen jatkuva tuki estää palkin kiertymisen tuella, jolloin etenkin raskaasti kuormitetuissa rakenteissa, jännitykset tuen reunalla kasvavat suuriksi.

Tutkimuksia FEM-ohjelmien vertailusta niin sanottuihin käsinlaskentamenetelmiin onkin jo tehty, esimerkkinä Janne Karheen kandidityö (FEM-laskennan ja ristikkomenetelmän erot seinämäisen palkin mitoittamisessa 2021). Janne Karhe toteaa kandidityössään, että saatujen tulosten perusteella ristikkomenetelmä on selkeästi varmemmalla puolella kuin elementtimenetelmä. Tämä johtuu ristikkomenetelmässä tehdyistä yksinkertaistuksista. Työssään hän totesi myös, että ristikkomenetelmän ja elementtimenetelmän erot pienenevät erityisesti lyhyisiin jänneväleihin mentäessä (Janne Karhe 2021, s. 29).

Myös Markus Sääski on diplomityössään (Seinämaisten teräsbetonipalkkien analysointi 2017) vertaillut ristikkomenetelmää sekä FEM-ohjelmia seinämäisten palkkien mitoituksessa. Hän oli todennut FEM-ohjelmien olevan käypä tapa seinämäisten palkkien mitoittamiseen, kunhan kuitenkin tiedostetaan elementtimenetelmään liittyvät riskit. Lisäksi hän mainitsi myös, että perinteisten käsinlaskentamenetelmien sekä lujuusopin ja mekaniikan hallinta on ensiarvoisen tärkeää FEM-laskijalle, jotta mahdolliset virheet mallinnuksessa huomataan ja niihin osataan reagoida ajoissa.



### 3 RISTIKKOMENETELMÄ

Ristikkomenetelmä (Strut-and-Tie Method) on mitoitusmenetelmä, jossa rakenteen sisälle muodostetaan kuvitteellinen staattisessa voimatasapainossa oleva ristikkomalli, jossa betoni toimii puristussauvoina ja teräkset vetosauvoina. Sauvat liittyvät toisiinsa solmuissa, joiden voimatasapainon tulee olla varmistettu. Ristikkomallit kuvaavat hyvin useimpien teräbetonirakenteiden käyttäytymistä murtorajatilassa ja ovat siten käytökelpoisia mitoitusmenetelmiä. Malleihin liittyvät rajoitukset tulee kuitenkin tiedostaa (Leskelä 2005, s. 159). Ristikkomenetelmän käytöstä on kerrottu aika niukasti Eurokoodissa, mutta esimerkiksi Leskelän teoksessa BY210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005/2008 ristikkomenetelmän käyttöä on käsitelty laajemmin.

#### 3.1 Yleistä

Ristikkomenetelmää voidaan käyttää teknisen taivutusteorian mukaan toimivien teräsbetonirakenteiden sekä myös niiden epäjatkuvuuskohtien (katso luku 3.2 Epäjatkuvuuskohdat) tarkasteluun murtorajatilassa. Ristikkomenetelmää voidaan käyttää myös rakenteiden yksityiskohtien, esimerkiksi pilarikonsolien suunnitteluun. BY210 kirjassa on maininta, että ristikkomenetelmä ei sovellu käyttörajatilatarkasteluihin mallin perustuessa plastisuusteorian alarajateoreemaan (Leskelä 2005, s. 159). Kuitenkin Eurokoodin mukaan myös käyttörajatilatarkasteluja, kuten teräsännitysten ja halkeamaleveyksien suuruksien tarkastelua voidaan tehdä, kunhan tärkeät puristussauvat ja niiden suunta asetetaan lineaarisen kimmoteorian mukaisesti (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 62)

Ristikkomenetelmän suurimpana etuna muihin mitoitusyökaluihin on sen monipuolisuus, sillä sitä voidaan käyttää melkein kaiken muotoisissa rakenteissa ja kuormitustapauksissa. Ristikkomenetelmä on myös aina varmalla puolella plastisuusteorian alarajateoreemaan perusteella, kun seuraavat ehdot ovat voimassa (Tuchscherer, Birrcher ja Bayrak, s. 156–157):

- ristikkomalli on tasapainossa
- rakenteella on riittävä muodonmuutostilavuus voimien jakautumiseen ristikkomallin mukaisesti

- ristikkomallin sauvojen ja solmujen jännitykset eivät ylitä niiden myötölujuuksia

#### Määritelmä\*

*Plastisuusteorian alarajateoreemalla tarkoitetaan, että tarkasteltavalle rakenteelle löydetään ulkoisten kuormien kanssa tasapainossa oleva momenttijakauma, missä momentit ovat korkeintaan plastisen momentin suuruisia. Alarajateoreeman mukaan plastisuusteorian mukaista rajakuormaa ei voida ylittää, jolloin sitkeästi käyttäytyvä rakenne ei murru (Leskelä 2005, s. 111).*

Murtorajatilaan mentäessä rakenteen sisäiset voimat jakautuvat uudelleen käytetyn ristikkomallin mukaisiksi plastisten muodonmuutosten kehittyessä. Käytetty malli ei saa poiketa huomattavasti kimmoteorian mukaisesta jännitysjakaumasta, sillä muutoin rakenteen muodonmuutoskapasiteetti saatetaan ylittää, joka voi johtaa suuriin halkeamiin ja rakenteen ennaikaiseen sortumiseen (Leskelä 2005, s. 431).

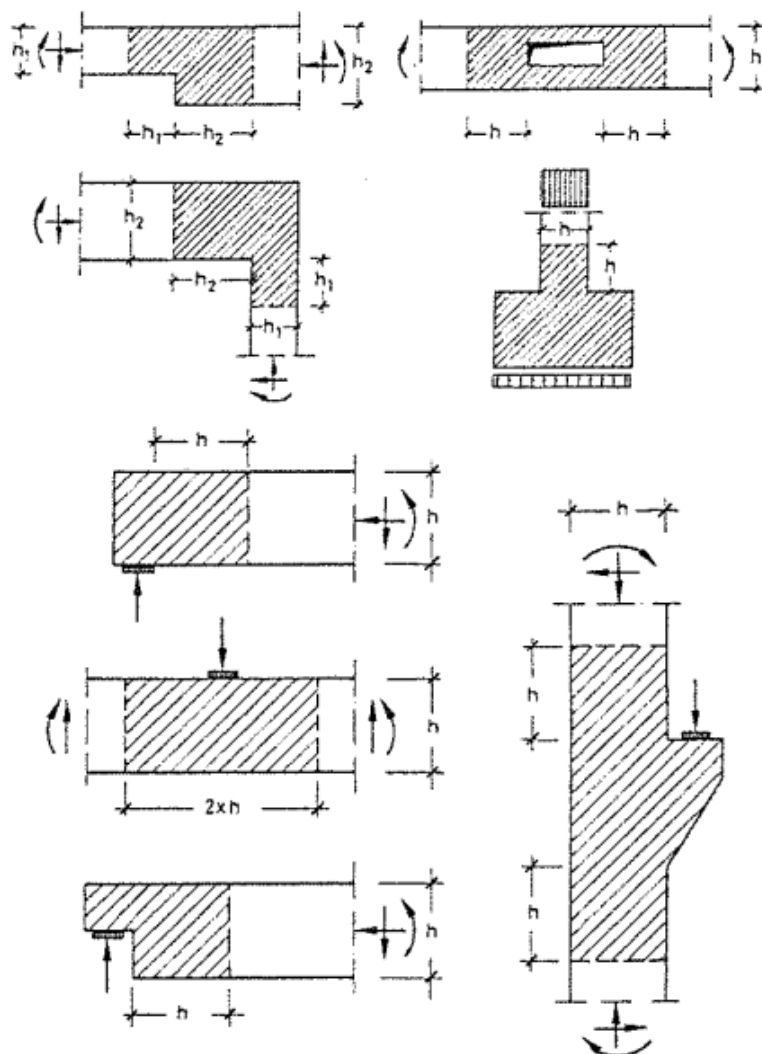
Ristikkomenetelmän monipuolisuus tuo mukanaan myös haasteita. Tietylle rakenteelle ei välttämättä ole olemassa oikeaa tai väärää ratkaisua. Tämä korostuu etenkin monimutkaisemmissa rakenteissa, joissa erilaisten mallien tulokset voivat poiketa hyvinkin paljon toisistaan. Tämän totesi myös Markus Sääski diplomityössään (Seinämaisten teräsbetonipalkkien analysointi 2017), missä hän huomasi, kuinka haastavaa oikealla tavalla käyttäytyvän ristikkomallin muodostaminen voi olla. Tämä koski erityisesti aukotettuja rakenteita. Aukotetulle rakenteelle luotu ristikkomalli kyllä varmasti kestää siihen kohdistuvat rasitukset, mutta ilman optimointia se johtaa usein merkittävään ylimitoitukseen (Markus Sääski 2017, s. 84). Edellä mainittujen tekijöiden takia ristikkomenetelmä edellyttää suunnittelijalta kokemusta ja huolellista perehtymistä menetelmän käyttöön.

### 3.2 Epäjatkuvuuskohdat

Jokainen rakenne voidaan jakaa kahteen eri alueryhmään: jatkuviin alueisiin ja epäjatkuviin alueisiin. Jatkuvia alueita kutsutaan C-alueiksi (continuity region), mutta niitä voidaan kutsua myös B-alueiksi (Bernoulli region). Jatkuvuusalueilla jännitys jakauma

on lineaarista ja voimatilaa voidaan pitää vakiona, jolloin Bernoullin otaksumat taivutusteoriat ovat voimassa. Euler Bernoullin otaksumassa (tekninen taivutusteoria) poikkileikkauksen venymä jakautuu lineaarisesti rakenteen poikkileikkauksen korkeussuunnassa, jolloin poikkileikkaustasot säilyvät tasoina taivutuksen aikana.

Rakenteissa esiintyy usein myös alueita, joissa voiman suunta tai rakenteen geometria muuttuu. Tällaisia alueita voivat olla esimerkiksi kehänurkat, pilarikonsolit, lovet, aukot ja pistekuormien vaikutusalueet. Näitä alueita kutsutaan epäjatkuvusalueiksi ja niistä voidaan käyttää myös lyhyempää nimitystä D-alueet (discontinuity regions). Epäjatkuvusalueilla jännitys jakauma on epälineaarista, jolloin Bernoullin taivutusteoriat eivät ole enää voimassa ja siksi niitä ei voida mitoittaa teknisen palkkiteorian mukaan. Joskus seinämäinen palkki voi olla kokonaan epäjatkuvusaluetta, sillä Saint Venantin periaatteen mukaan epäjatkuvusalue ulottuu noin rakenteen sivumitan etäisyydelle epäjatkuvuuskohdasta (katso alla oleva kuva). Ristikkomenetelmä soveltuu erityisesti epäjatkuvusalueiden suunnitteluun.



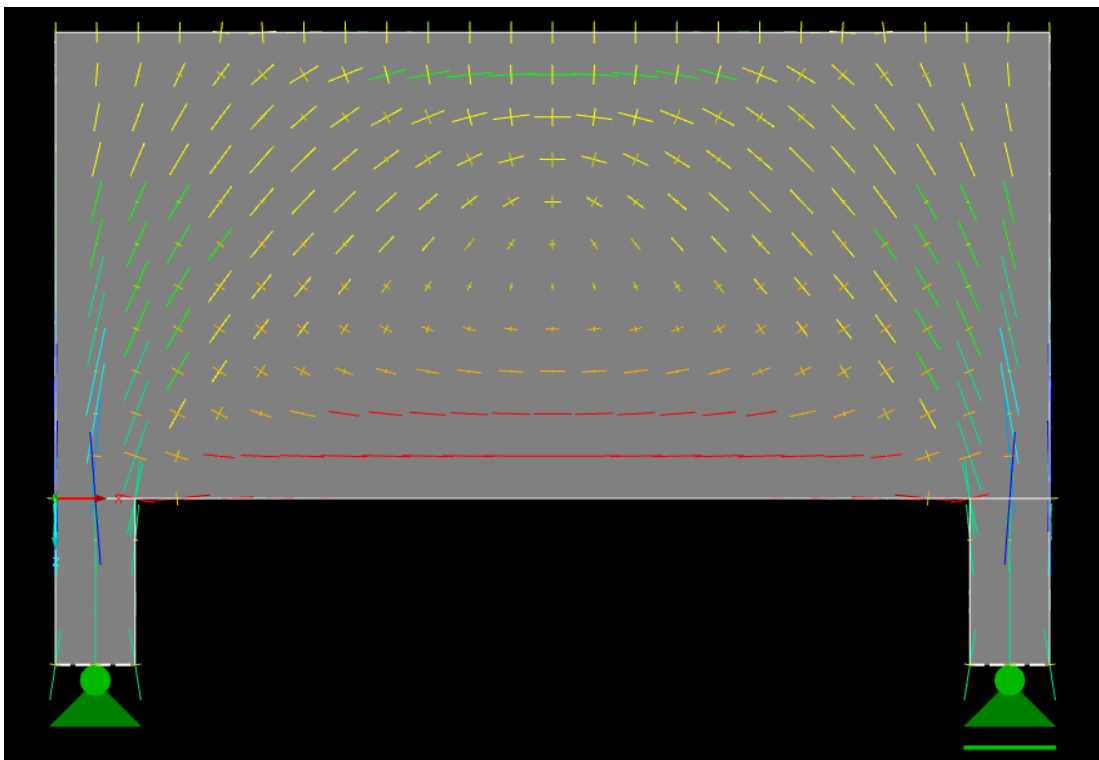
Kuva 10. Tyypillisiä epäjatkuuusalueita. Viivoitetut osuudet edustavat epäjatkuuusaluetta (Robert Zechmann ja Adolfo B. Matamoros 2002, s. 12).

### 3.3 Ristikkomallin muodostaminen

Ristikkomallin muodostaminen on yleensä ristikkomenetelmän haasteellisin ja aikaa vievin vaihe. Ristikkomallia muodostaessa suunnittelijalla on hyvä olla näkemys rakenteen kimmoteorian mukaisista jännitys jakaumista ja jännitystrajektoreista, sillä ristikkomallin puristus- ja vetosauvat tulisi sijoittaa mukaillen näitä jännitys jakaumia. Huomattavasti kimmoteorian mukaisista jännitys jakaumista poikkeava malli voi johdattaa rakenteen muodonmuutuskapasiteetin ylittymiseen, joka voi aiheuttaa suuria halkeamia ja rakenteen ennenaikaisen murtumisen. Mallia muodostaessa on hyvä tiedostaa, että kuormat pyrkivät siirtymään luonnollisinta reittiä pitkin, joka aiheuttaa

vähiten muodonmuutoksia, toisin sanoen sieltä missä vaaditaan vähiten energiaa muodonmuutosten syntymiseen. Näin ollen mahdollisimman vähän vetosauvoja sisältävä malli on lähtökohtaisesti aina parempi, sillä raudoitteista koostuvat vetosauvat ovat huomattavasti alttiimpia muodonmuutoksille, kuin betonista muodostuvat puristussauvat (Tuchscherer R. 2008, s. 9–10). Jotta rakenteen riittävästä muodonmuutoskapasiteetista voidaan varmistua, on puristus- ja vetosauvojen kulmille  $\theta$  annettu raja-arvoja ristikkomallin muodostamisen perussäännöissä.

Alla olevassa kuvassa on esitetty tyypillisen 1-aukkoisen tasaisesti kuormitetun seinämäisen palkin kimmoteorian mukaiset pääjännitystrajektorit.



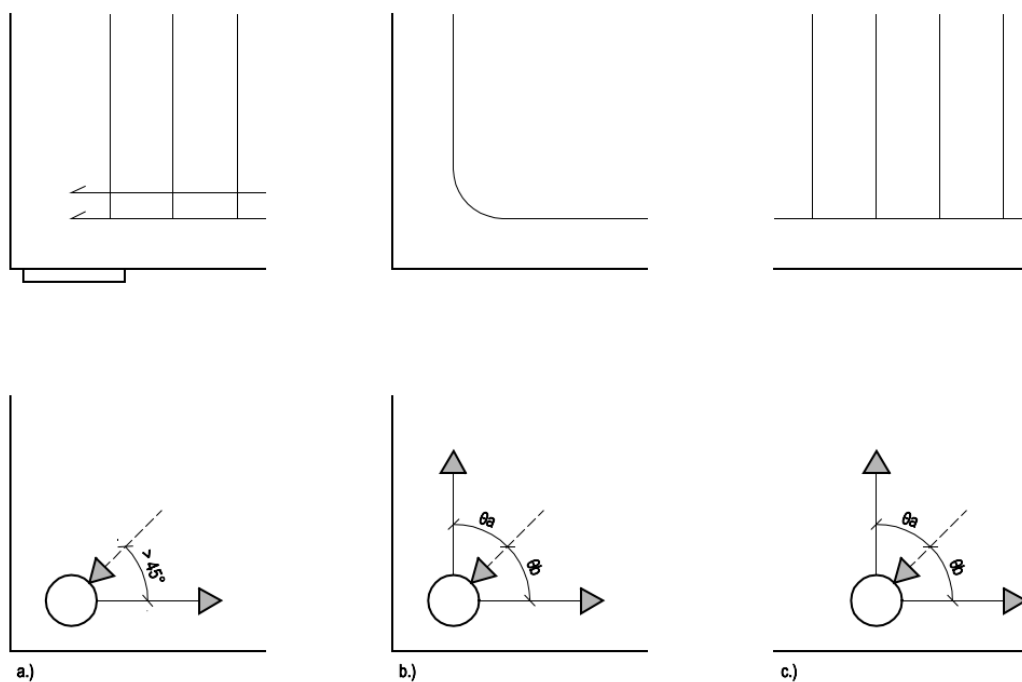
Kuva 11. Tasaisesti kuormitetun 1-aukkoisen seinämäisen palkin pääjännitykset (RFEM).

Ristikkomallin muodostamiseen on annettuja perussääntöjä lähteessä BY210 Betoni-rakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005/2008.

Ristikkomallin muodostamisen perussäännöt: (Leskelä 2005, s.432–433 ja FIB Bulletin 3)

1. Perusmalliin tulee sisällyttää mahdollisimman vähän puristus- ja vetosauvoja. Mallia voidaan myöhemmin parannella lisäämällä sauvoja.

2. Kimmoteorian mukaisten jännitysjakautumien tarkka noudattaminen ei ole tarpeellista, mutta sen avulla puristussauvojen suunnat voidaan asettaa luontevimmin.
3. Vetosauvat sijoitetaan todellisen raudoitusjärjestelyn mukaan. Vetojännitystrajektoria voidaan kuvata yhdellä vetosauvalla, joka on asetettu todellisen raudoituksen painopisteeseen.
4. Puristus- ja vetosauvojen välinen kulma  $\theta$  tulee asettaa mahdollisimman suureksi,  $\theta \geq 45^\circ$  aina kun se on mahdollista. Tästä poikkeuksena ovat kuvan x b tapauksen mukaiset tilanteet, missä puristusdiagonaalit risteää kaksi toisiinsa kohtisuorassa suunnassa olevaa vetosauvaa. Näiden kohdan kulman  $\theta$  tulee olla  $\theta \geq 30^\circ$ .
5. Pistemäiset kuormat, tukireaktiot ja ripustettavat voimat, jotka vaikuttavat seinälevyn reunalla tai päässä voidaan ottaa huomioon kuvan 12. mukaan.



Kuva 12. Veto- ja puristussauvojen liittyminen solmussa ja raudoituksen kuvaaminen vetosauvalla.

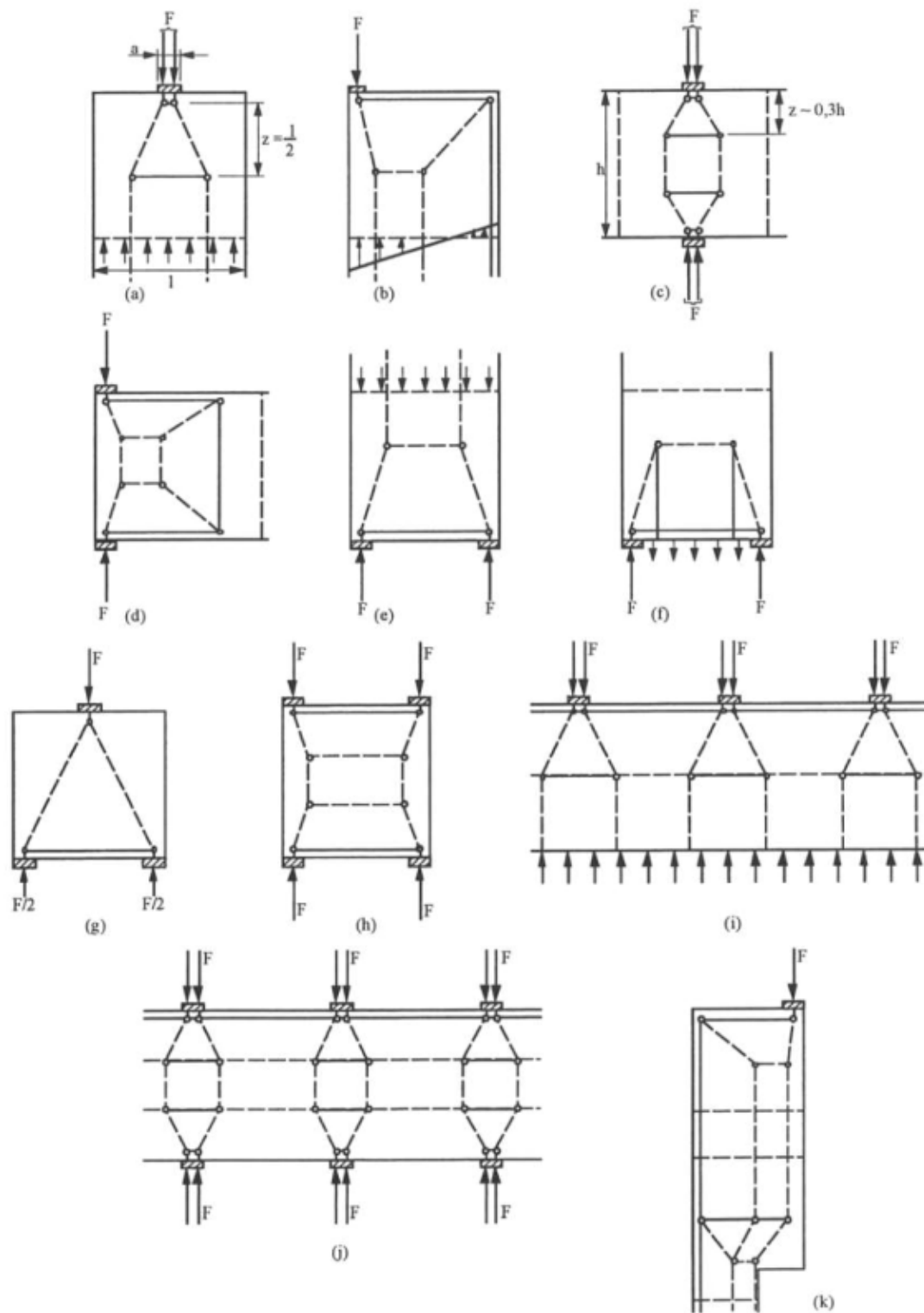
6. Jännemitan ja rakenteen korkeuden suhteen kasvaessa suureksi, voidaan ottaa käyttöön välivertikaalit, jolla diagonaalien kulma saadaan sopivaksi.

7. Puristussauvat edustavat leveitä puristusjännityskenttiä ja niiden akselien tulee olla riittävän etäällä rakenteen reunoista. Vastaavasti sauvojen liittymäsolmu vaatii vetosauvalle tietyn vähimmäisetäisyyden rakenteen ulkoreunasta.
8. Kohdassa 6. esitettyjen välivertikaalien lisääminen tekee usein mallista kinemaattisesti määräämättömän, mutta tämä ei kuitenkaan tarkoita, etteikö rakenne pysyisi stabiilina. Mallin voi halutessaan tehdä staattisesti määrättyksi lisäämällä siihen diagonaaleja.
9. Kinemaattisesti määräämätön ristikkomalli on yhteensopiva vain yhden kuormitustapauksen kanssa.
10. Staattisesti määrätty ristikkomalli huomioi paremmin eri kuormitustapaukset, mutta se ei vastaa yhtä hyvin eri tapausten voimajakautumia.

#### Määritelmä\*

*Kinemaattisesti määrättyllä mallilla tarkoitetaan tässä tapauksessa sitä, että ristikon sauvavoimat voidaan ratkaista yksinkertaisten voimatasapainoehtojen avulla ilman, että tarvitsee käyttää siirtymäehtoja (toisin sanoen ristikko on staattisesti määrätty). Kinemaattisesti määräämättömän ristikkomallin voimien ratkaisuun tarvitaan siirtymäehtoja, mikä tekee mallista yhteensopivan vain sen kuormitustapauksen kanssa, jonka mukaan siirtymät on laskettu (Leskelä 2005, s. 433).*

Alapuolisessa kuvassa on esitetty esimerkkejä yleisistä ristikkomalleista, joita voi käyttää apuna ristikkomallin muodostamisessa. Erityisesti malli (e) on hyvin yleinen 1-aukkoisille seinämäisille palkeille.



Kuva 13. Yleisimmin käytössä olevia ristikkomalleja (Strut and tie courses EC2, Chapter 14 Design with strut-and-tie models, s. 17)



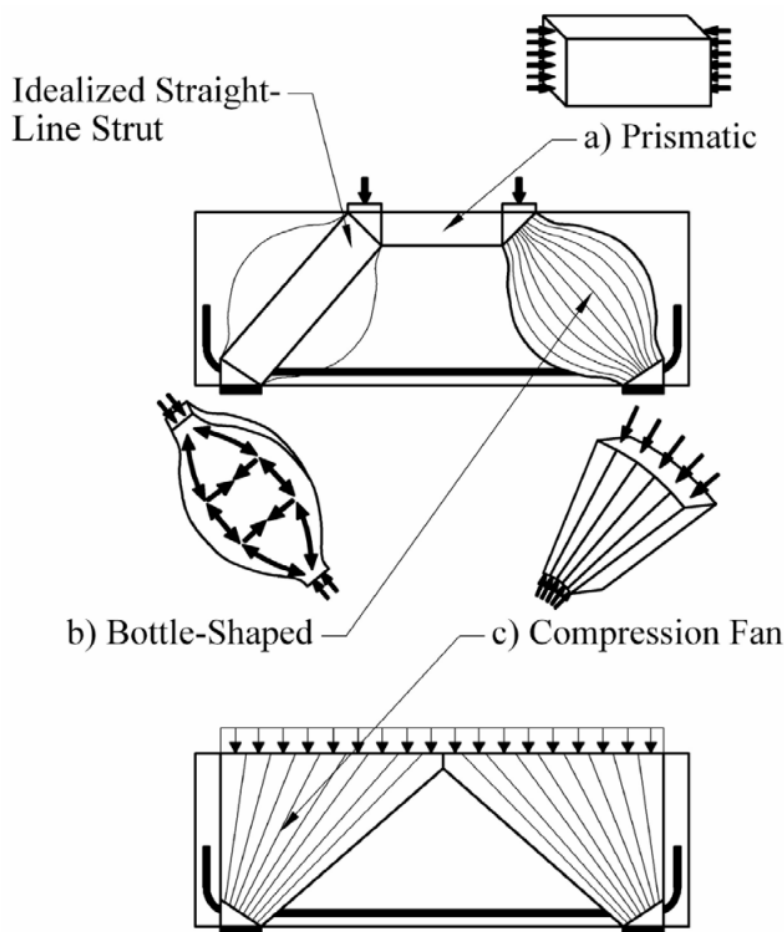
### 3.4 Puristussauvat

Ristikkomallissa rakenteen kuormat kulkeutuvat tuille puristussauvoja (eng. struts) pitkin, jotka on piirretty ristikkomalliin suorilla resultanttiviivoilla. Todellisuudessa viivat ovat betonista muodostuvia puristussauvoja, joita on olemassa kolmea eri tyyppiä: pullomainen, viuhkamainen ja prismaattinen. Puristussauvojen muotoon vaikuttaa erityisesti voimien kulku rakenteessa.

Prisman tai suorakaiteen muotoisia puristussauvoja (kuva 14 a) esiintyy rakenteiden jatkuvuusalueilla (C-osissa), mutta niitä voidaan olettaa muodostuvan myös kahden pistemäisen kuorman väliin kuten kuvassa 14 on esitetty. Prismen muotoisia puristussauvoja voidaan käsitellä kuten pilareita tai taivutettujen palkkien puristusvyöhykkeitä eikä niissä esiinny poikittaisia vetojännityksiä (Leskelä 2005, s. 436).

Pullomaisia puristussauvoja (kuva 14 b) esiintyy tyypillisesti epäjatkuvuusalueilla (D-alueet) ja niillä on nimensä mukaisesti pullomainen muoto. Pullomainen jännityskenttä syntyy, kun puristussauvan päädyt kohdistuvat määritellylle alueelle (esimerkiksi tuki ja pistekuorma), mutta sauvan keskiosissa jännitykset pääsevät leviämään rakenteeseen (Barney T. Martin ja David H. Sanders 2007, s. 2).

Viuhkamaisia puristussauvoja (kuva 14 c) muodostuu, kun laajalta alueelta kerääntyvä kuormitus kohdistuu huomattavasti pienemmälle alueelle. Viuhkamaiset puristussauvat edustavat hyvin todellisuutta kimmoteorian mukaisissa tapauksissa. Yleisin esimerkki viuhkamaisesta puristuskentästä on tasaisesti kuormitettu seinämäinen palkkirakenne.



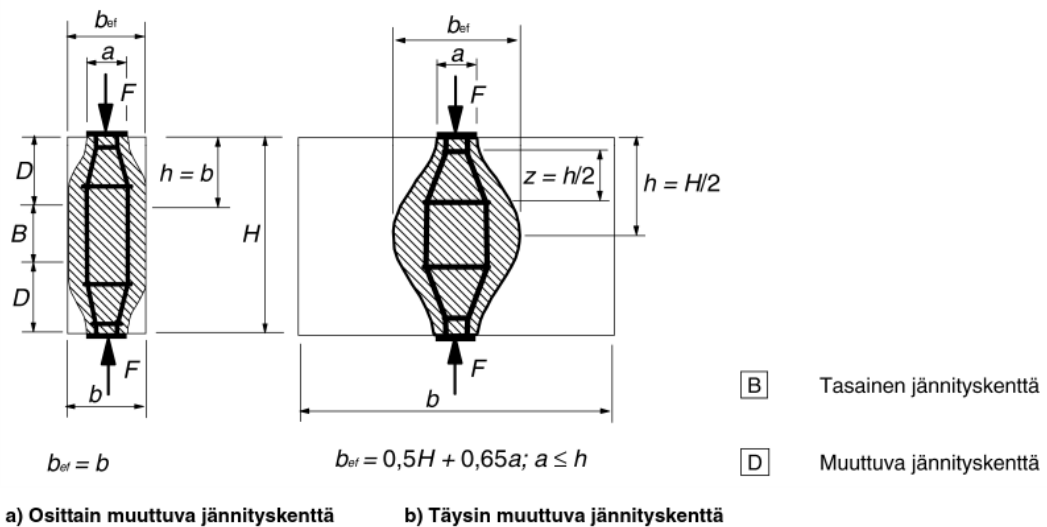
Kuva 14. Erityyppisiä puristussauvoja (Barney T. Martin ja David H. Sanders 2007, s. 3).

### 3.4.1 Poikittaiset vetojännitykset

Puristussauvoissa voi esiintyä myös poikittaisia vetojännityksiä, jotka aiheuttavat halkeilua puristussauvan suuntaisesti sekä heikentävät betonin puristuskestävyyttä, joka taas voi pahimmillaan johtaa puristussauvan ennaikaiseen murtumiseen. Poikittaisia vetojännityksiä esiintyy etenkin pullomaisissa puristussauvoissa, mutta BY210 kirjan mukaan ne tulisi huomioida myös viuhkamaisissa puristussauvoissa. Kuitenkin Martinin ja Sandersin mukaan viuhkamaisissa puristussauvoissa esiintyvä kaarevuus on niin pientä, että poikittaisia vetojännityksiä ei synny (Barney T. Martin ja David H. Sanders 2007, s. 2). Nämä poikittaissuuntaiset vetojännitykset otetaan huomioon pienentämällä betonin mitoituspuristuslujuutta puristussauvan kohdalla sekä halkaisuraudoituksella, joka ottaa vastaan puristussauvaan syntyvät poikittaiset vetovoimat. Poikittaisten vetovoimien vastaanottamiseen usein riittää uuman

minimiraudoitus, mutta tarvittaessa voidaan joutua käyttämään tihennettyä verkkoa tukialueilla puristussauvojen kohdalla.

Puristussauvoissa esiintyvän poikittaisen vetovoiman arvoon vaikuttaa onko puristussauva osittain vai kokonaan epäjatkuvuusalueetta (katso alla oleva kuva). Vasemmanpuoleisessa tapauksessa on kyseessä osittainen epäjatkuvuus. Epäjatkuvuusalueen  $D$  korkeus  $h$  on yhtä suuri kuin puristussauvan leveys  $b$ . Oikeanpuoleisessa tapauksessa, kun jatkuvuusalueen  $B$  korkeus menee nolliin, on puristussauva kokonaan epäjatkuvuusalueetta. Jännitysten avulla tarkasteltuna epäjatkuvuusalue ulottuu niin pitkälle rakenteeseen, kunnes sauvan pääjännitystrajektorit muuttuvat sauvansuuntaisiksi. Kun puristussauvan poikittaiset vetovoimat ulottuvat huomattavalle pituudelle puristussauvan suunnassa, raudoituksen tulee jakaantua koko epäjatkuvuusalueen matkalle ja raudoitusmäärän tulee vastata vetovoimaa  $T$  (Leskelä 2005, s.162–163).



Kuva 15. Puristussauvan poikittaisen vetovoiman määrittelyyn tarvittavat parametrit (SFS-EN 1992-1-1 2015, s. 107).

Eurokoodi antaa laskentakaavat poikittaisen vetovoiman määrittämiseksi. Poikittainen vetovoima  $T$  voidaan laskea osittain epäjatkuvassa puristussauvassa kaavalla (8):

$$T = \frac{1}{4} * \frac{b - a}{b} * F \quad (8)$$

jossa  $a$  on kuorman tukipinta,  $b$  on sauvan leveys ja  $F$  puristussauvassa vaikuttava resultanttivoima.

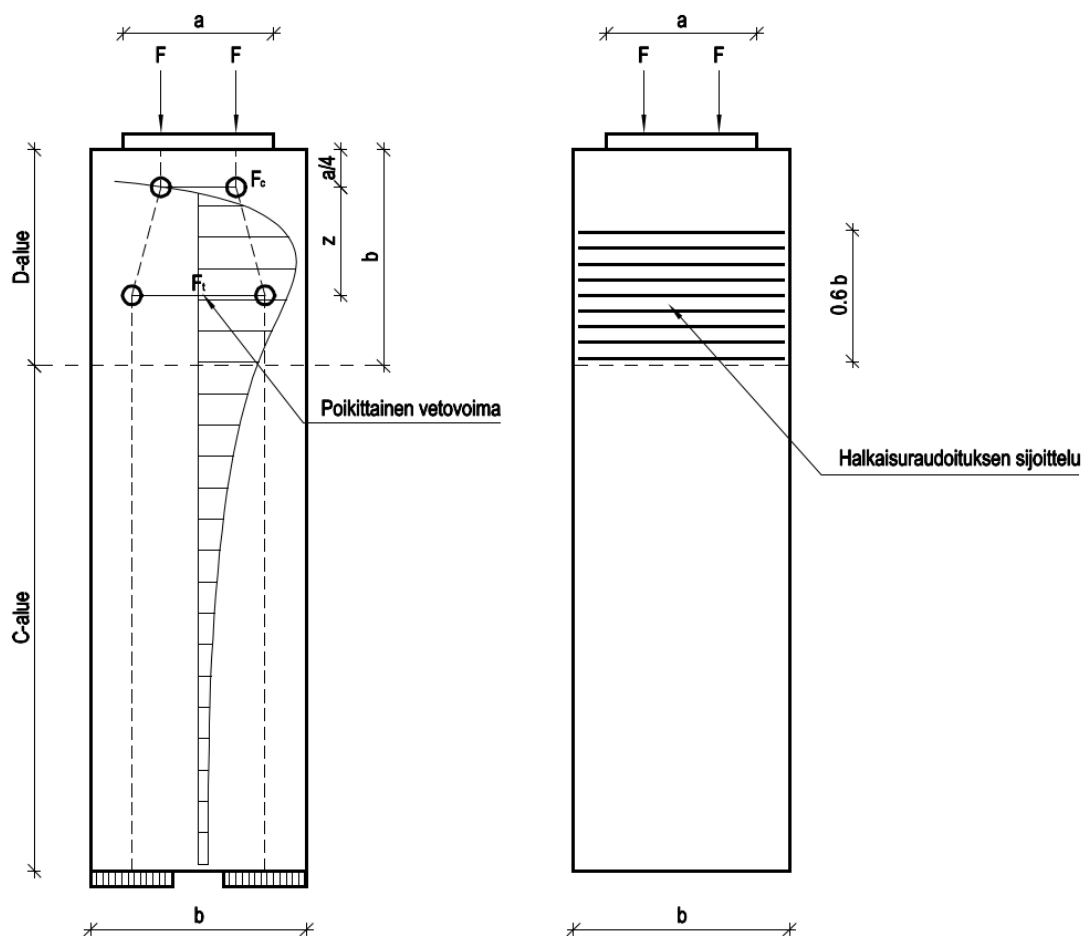
Ja vastaavasti täysin epäjatkuvässä puristussauvassa poikittainen vetovoima  $T$  voidaan laskea kaavalla (9):

$$T = \frac{1}{4} * \left( 1 - 0.7 * \frac{a}{H} \right) * F \quad (9)$$

missä  $H$  on puristussauvan pituus.

Tai yksinkertaisemmin BY210 mukaan poikittaiseksi vetovoimaksi voidaan olettaa neljäsosa puristussauvan resultantin voimasta, joka on suurin mahdollinen arvo minkä  $T$  voi saada ja on näin ollen varmalla puolella oleva oletus (10):

$$T = 0.25 * F \quad (10)$$



Kuva 16. Poikittainen vetovoima pullomaisessa puristussauvassa sekä sen edellyttämän halkaisuraudoituksen sijoittelu (Mukaiillen Leskelä 2005, s. 436).

### 3.4.2 Puristussauvojen kestävyys

Puristussauvojen mitoituslujuuksissa on melko paljon eroja kansainvälisten lähteiden välillä. Tässä on esitetty Eurokoodin mukaiset mitoituslujuudet puristussauvoille.

Puristussauvojen kestävyys määräytyy sauvan jännitystilojen ja solmun leveyden (katso kohta 3.6) mukaan. Eurokoodin mukaan, kun puristussauvassa esiintyy vain puristavia voimia (kuva 17), on puristussauvan mitoituslujuus  $\sigma_{Rd,max}$  sama kuin betonin suunnittelulujuus  $f_{cd}$ .



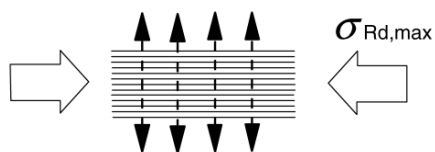
Kuva 17. Puristussauvan mitoituslujuus, kun sauvassa ei esiinny poikittaisia vetojännityksiä (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 105).

Ja kun puristussauvassa esiintyy poikittaisia vetojännityksiä, on puristussauvan mitoituslujuus (11):

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 * v' * f_{cd} \quad (11)$$

missä  $v'$  on kansallisesti määritettävä kerroin, jonka suositusarvo saadaan kaavasta (12):

$$v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (12)$$



Kuva 18. Puristussauvan mitoituslujuus, kun sauvassa esiintyy poikittaisia vetojännityksiä (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 106).

Kuitenkin muissa kuin prismaattisissa jännityskentissä puristussauvojen mitoitusluku tulee harvoin määrääväksi, sillä suuret jännitykset esiintyvät solmuissa eivätkä itse puristussauvoissa (Leskelä 2005, s. 437). Solmujen mitoituksesta tarkemmin luvussa 3.7 Solmujen mitoitus.

### 3.5 Vetosauvat

Ristikkomallin vetosauvat (eng. ties) kuvaavat todellisen rakenteen raudoitusta tai jänteräksiä ja kaikki ristikkomallin vetovoimat välitetään niiden kautta. Tämän vuoksi vetosauvat tulee sijoittaa todellisen raudoitusjärjestelyn painopisteen ja suunnan mukaisesti. On kuitenkin hyvä tiedostaa, että toteutusteknisistä syistä vinosauvojen käyttöä tulisi välttää. Tarvittava raudoitusmäärä lasketaan mitoittavan vetovoiman mukaan, joka voidaan laskea yksinkertaisella kaavalla (13):

$$A_S = \frac{T}{f_{yd}} \quad (13)$$

missä  $T$  on ristikkomallin vetosauvan vetovoima ja  $f_{yd}$  teräksen suunnittelulujuus.

Ja kuten aiemmin todettiin, raudoituksessa oletetaan kaarivaikutuksen takia vaikuttavan täysi vetovoima. Toisin sanoen ankkurointimitoituksessa teräsännitys  $\sigma_{sd}$  on yhtä kuin teräksen mitoituslujuus  $f_{yd}$  (Leskelä 2005, s. 434). Mikäli solmun ja rakenteen reunan välille ei voida järjestää ankkurointipituuden  $l_{bd}$  vaatimaa pituutta, on pääterästen ankkurointi suoritettava taivutetuilla tangoilla, U-lenkeillä tai ankkurointilaitteilla (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 161).

Ankkurointimitoituksessa on eroja eri lähteiden välillä. Esimerkiksi Eurokoodissa (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 108) ankkurointipituuden oletetaan alkavan vetoraudoituksen painopisteen ja puristussauvan leikkauskohdasta, kun taas BY210 (Leskelä 2005, s. 440) mukaan ankkurointipituus alkaa tuen sisäreunalta.

Pääterästen ankkurointimitoitukseen on syytä käyttää erityistä huomiota, sillä ankkurointimurto on yksi seinämäisen palkin murtotavoista.

### 3.6 Solmut

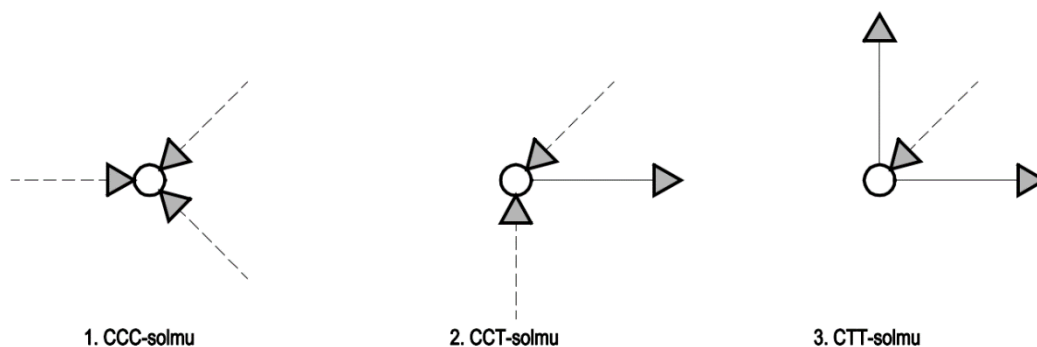
Ristikkomallissa solmukohdilla (eng. nodes) tarkoitetaan kohtaa, missä eri suunnista tulevat resultanttivoimat kohtaavat. Solmut ovat leikkauspisteitä, joissa vaikuttavien sauvavoimien tulee olla tasapainossa. Voimatasapainon avulla solmupisteissä voidaan ratkaista loput sauvavoimat statiikan avulla, kun sauvojen suuntakulmat ovat tiedossa ja tunnetaan vähintään yksi solmuun liittyvä sauvavoima. Solmukohtia voi muodostua esimerkiksi, pistemäisen kuorman vaikutusalueille, tuille, ankkurointialueille raudoituksen tai jänneterästen keskittymiskohdissa, raudoitustankojen taivutuskohtiin sekä rakenneosien kulmiin ja kiinnityskohtiin (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 107).

#### 3.6.1 Solmutyypit

Solmutyyppejä on olemassa erilaisia ja niiden tyyppiin vaikuttaa solmukohdassa vaikuttavat voimat. Seinämäisille palkeille tyypillisempiä solmutyyppejä ovat:

1. CCC-solmut, mihin liittyy pelkkiä puristavia voimia.
2. CCT-solmut, mihin liittyy puristusvoimia sekä yksi tai useampi vetovoima.
3. CTT-solmut, mihin liittyy puristava voima ja useampi vetovoima.

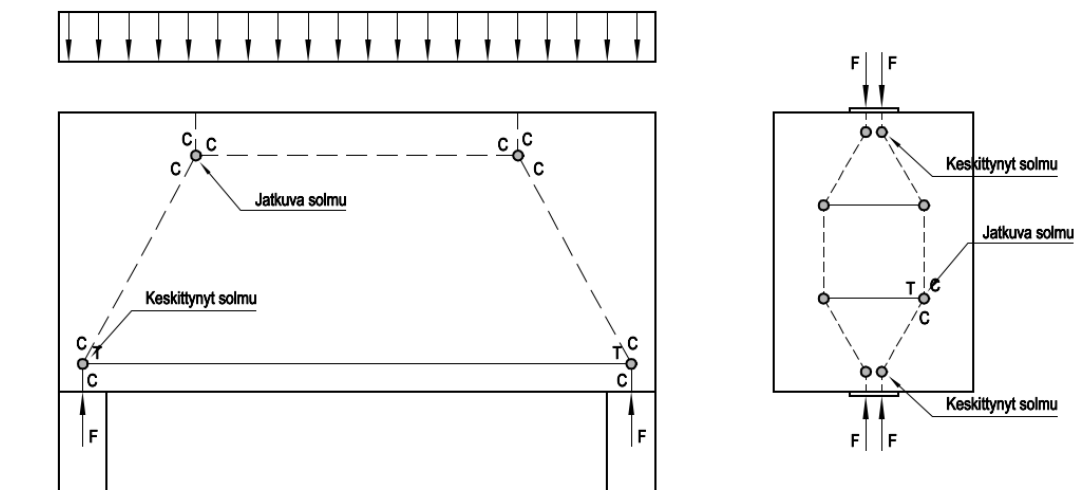
Kirjain C tulee puristussauvasta (compression) ja vastaavasti T vetosauvasta (tension).



Kuva 19. Tyypilliset solmutyypit.

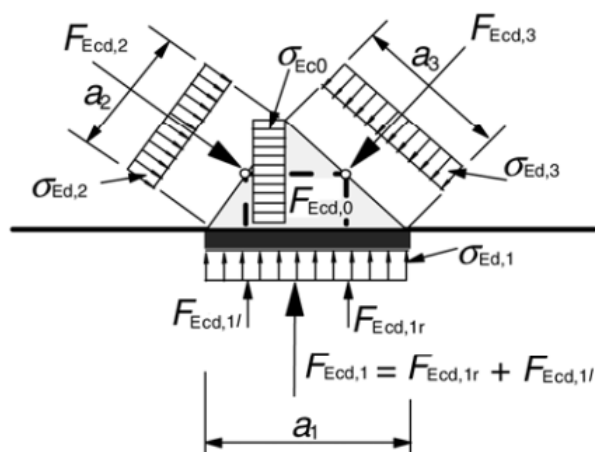
Näiden lisäksi solmutyypit voidaan jakaa vielä kahteen erilliseen ryhmään: jatkuviin ja keskittyneisiin solmuihin. Tyypillisesti suurin osan mallin solmuista on jatkuvia solmuja, missä voimat pääsevät jakautumaan suurille alueille. Näitä esiintyy esimerkiksi

rakenteiden keskellä sijaitsevista puristussolmuissa tai alueilla missä raudoitus jaetaan laajalle alueelle. Jatkuvat solmut eivät ole mitoituksen kannalta kriittisiä eikä niiden jännitystiloja tarvitse tarkastella edellyttäen kuitenkin, että raudoituksen ankkuroituminen on varmistettu. Keskittyneissä solmuissa voimat jakautuvat pienemmille alueille ja ovat siten kriittisempiä mitoituksen kannalta. Keskittyneitä solmuja esiintyy esimerkiksi tukien tai pistekuormien vaikutuskohdissa (Alexandre Mathern 2010, s. 52).



Kuva 20. Havainnekuva jatkuvista ja keskittyneistä solmuista.

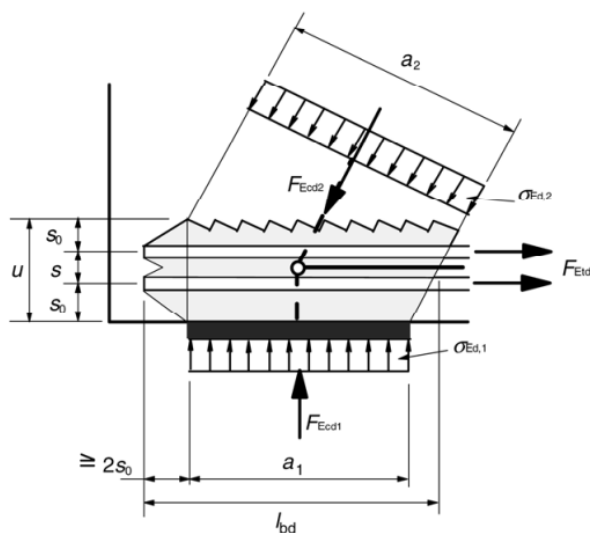
Puristussolmuja (CCC) esiintyy esimerkiksi jatkuvilla tuilla, pistekuormien vaikutuskohdissa sekä ulokkeissa ja lippupalkeissa. Puristussolmu on esitetty kuvassa 21.



Kuva 21. Puristussolmu (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 108).

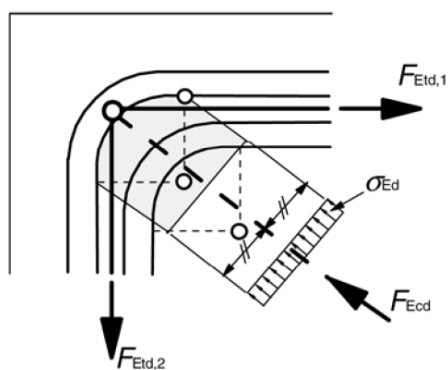


CCT-solmuja, joissa vaikuttaa sekä puristavia ja vetäviä sauvoja, ovat esimerkiksi päätytukien solmut, missä vetotanko ankkuroituu tai sen suunta muuttuu. Näissä solmuissa jännitys- ja muodonmuutostilat ovat monitahoisempia kuin puhtaissa puristus-solmuissa ja siksi niissä tulee käyttää pienempiä mitoituslukuja.



Kuva 22. Tyypillinen CCT-solmu (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 108).

Näiden lisäksi on vielä solmuja, joissa vetovoimat voivat olla toisiaan vastaan kohtisuorassa. Tämän tyyppiset solmut ovat tyypillisiä esimerkiksi lovipääpalkeissa tai rakenteissa, joissa pääraudoitus ankkuroituu vapaalle reunalle (kuva 23).



Kuva 23. CTT solmu, missä vetosauvan suunta muuttuu (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 109).

### 3.6.2 Solmujen mitoituslujuudet

Solmujen mitoituslujuudet vaihtelevat jonkin verran eri lähteiden mukaan. Alla on erityyppisten solmujen mitoituslujuuksia BY210 ja Eurokoodin mukaan.

Eurokoodi 2 mukaiset solmujen mitoituslujuudet (SFS EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, s. 107–109):

1. Puristussolmuissa, joihin ei ankkuroidu vetosauvoja (14):

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 * v' * f_{cd} \quad (14)$$

2. Solmuissa, joihin liittyy puristussauvoja ja joihin ankkuroituu vetosauvoja vain yhdestä suunnasta (15):

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 * v' * f_{cd} \quad (15)$$

3. Solmuissa, joihin liittyy puristussauva ja joihin ankkuroituu vetosauvoja useammasta kuin yhdestä suunnasta (16):

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 * v' * f_{cd} \quad (16)$$

missä  $k$  on kansallisen liitteen mukainen kerroin. Suositusarvoja ovat  $k_1 = 1.0$ ,  $k_2 = 0.85$  ja  $k_3 = 0.75$ .

Eurokoodi antaa myös mahdollisuuden korottaa solmujen mitoituslujuuksia 10 %, mikäli seuraavista ehdoista vähintään yksi on voimassa:

- kolmiakselisen puristustilan kehittyminen on varmistettu
- kaikkien puristus- ja vetosauvojen väliset kulmat ovat  $\geq 55^\circ$
- tukialueilla tai pistekuormien kohdalla jännitykset jakaantuvat tasaisesti ja solmussa on jännityksen laajenemista estävä haoitus
- raudoitus on jaettu useaan eri kerrokseen
- solmun laajeneminen on estetty

Kun taas BY210 antaa melko paljon Eurokoodia varmemmalla puolella olevia lujuuksia (Leskelä 2005, s. 437):

1. Kun solmuun liittyy vain puristettuja sauvoja (17):

$$f_{cd1} = 0.85 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} \quad (17)$$

2. Kun solmuun liittyy puristettuja ja vedettyjä sauvoja (18):

$$f_{cd2} = 0.60 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} \quad (18)$$

3. Kun solmuun liittyy useampia vetosauvoja, jotka vaikuttavat eri suuntiin (19):

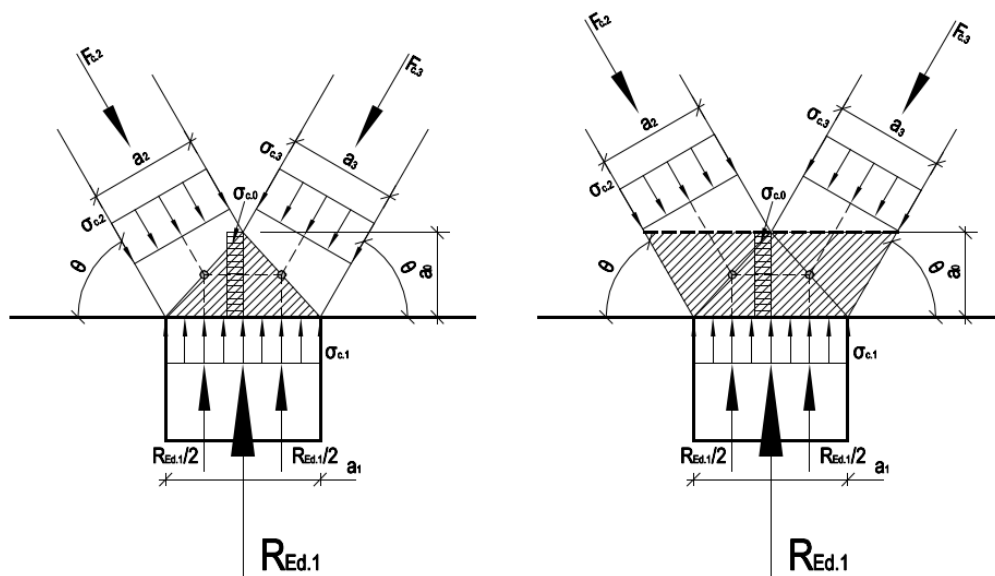
$$f_{cd1} = 0.70 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} \quad (19)$$

### 3.7 Solmujen mitoitus

Solmukohtien mitoituksessa solmuja käsitellään alueina, missä solmuun liittyvien voimien ajatellaan jakautuvan tietyllä poikkipinta-alalle. Solmuja tarkastellaan tasojännitystilan mukaisesti, missä ristikkomallin resultanttivoimat jakautuvat solmun poikkileikkaustasolle. Poikkileikkaustaso riippuu solmun ja palkin leveydestä. Yleisimpiä kriittisiä solmutyyppejä seinämäisten palkkien mitoituksen kannalta ovat jatkuvien rakenteiden keskituilla sijaitsevat puristusolmut sekä reunimmaisilla tuilla sijaitsevat puristus-vetosolmut. Lisäksi harvinaisempi kriittinen puristusolmu voi esiintyä tapauksessa, missä palkkia kuormittaa tietyllä tukipinnalle jakautunut pistemäinen kuorma.

### 3.7.1 Puristussolmut

Puristussolmuissa tulee tarkastaa ulkoisen voiman, puristussauvojen sekä solmussa vaikuttavan poikittaisen puristuksen aiheuttamat jännitykset. Solmujen tarkastamisen yksinkertaistamiseksi solmun rajat valitaan tasoiksi. Solmu voi olla muodoltaan alla olevan kuvan mukainen kolmio tai puolisuunnikas. Solmun korkeus  $a_0$  määräytyy sauvojen geometrian ja tukipinnan leveyden  $a_1$  perusteella.



Kuva 24. Kolmio- ja puolisuunnikkasolmu.

Mikäli solmukolmion sivut valitaan kohtisuoriksi niihin kohdistuviin voimiin nähden, ovat jännitykset rajapinnoissa ja solmualueen sisällä vakioita, jolloin solmussa ei esiinny leikkausjännityksiä ja siihen syntyy vain puristavia pääjännityksiä. Tämän kaltaista solmua kutsutaan hydrostaattiseksi solmuksi. Hydrostaattisessa solmussa mitoitettavaksi jännitykseksi tulee ulkoisen voiman (esimerkiksi tukireaktio tai pistekuorma) aiheuttama jännitys  $\sigma_{c1}$  ja silloin muita solmupintojen jännityksiä ei tarvitse tarkastella. Hydrostaattisen solmun korkeutta voidaan kuvata kaavalla (20):

$$a_{0h} = \frac{a_1}{2} \quad (20)$$

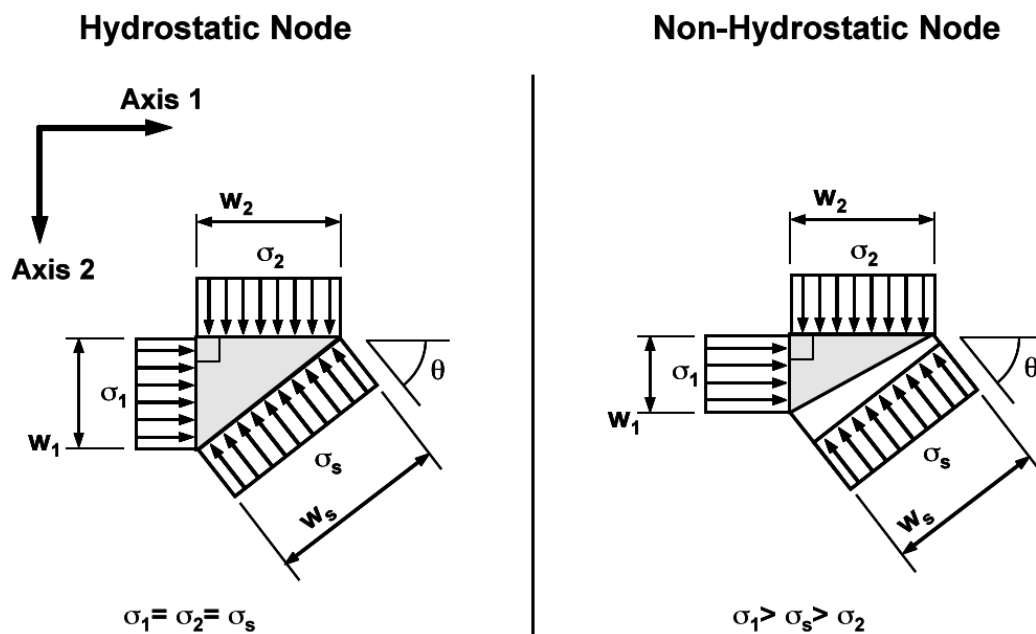
missä  $a_1$  on tuen leveys ja se on solmun pienin korkeus, jolloin tukipaine on mitoittava (Leskelä 2005, s. 439). Todellisuudessa hydrostaattisia solmuja esiintyy kuitenkin vain

harvoin, sillä niiden toteuttaminen on liian epäkäytännöllistä ja hankalaa (Tuchscherer R. 2008, s. 16).

Ulkoisen voiman aiheuttama jännitys voidaan laskea kaavalla (21):

$$\sigma_{c1} = \frac{F_{c1}}{a_1 b} \quad (21)$$

missä  $F_{c1}$  on solmuun liittyvä ulkoinen voima,  $a_1$  on tuen leveys ja  $b$  on rakenteen leveys.



Kuva 25. Esimerkki hydrostaattisesta ja ei-hydrostaattisesta solmusta (Tuchscherer R. 2008, s. 17).

Mikäli solmun korkeus  $a_0$  on pienempi kuin hydrostaattisen jännitystilän sisältävän solmun korkeus  $a_{0h}$ , pääjännitys  $\sigma_{c0}$  tulee määrääväksi. Tämänkaltaisiin tilanteisiin voidaan päätyä esimerkiksi, kun puristussauvojen välillä esiintyy halkeilua. Pääjännitys saadaan kaavalla (22):

$$\sigma_{c0} = \frac{F_{c.0}}{a_0 b} \quad (22)$$

missä  $F_{c,0}$  on solmussa vaikuttava vaakasuuntainen puristusvoima,  $a_0$  on solmun korkeus ja  $b$  rakenteen leveys.

Päätytuilla voidaan käyttää suorakulmaisia kolmiosolmuja ja vastaavasti myös jatkuvan rakenteen keskituella, missä solmu voidaan jakaa kahteen suorakulmaiseen kolmioon.

Solmukolmion kaikkien sivujen ei välttämättä tarvitse olla kohtisuorassa voimaa vastaan, vaan riittää, että yksi voima on kohtisuorassa solmutasoa vastaan. Siitä syntyvä jännitys on toinen solmun pääjännityksistä (Leskelä 2005, s. 439).

### 3.7.2 Puristus-vetosolmut

Tyypillinen puristus-vetosolmu on esitetty kuvassa 22. Solmussa tarkistetaan solmuun liittyvän ulkoisen voiman ja puristussauvan resultanttivoiman aiheuttamat jännitykset.

Puristus-vetosolmussa ulkoisen voiman aiheuttama jännitys voidaan laskea kaavalla (23):

$$\sigma_{c1} = \frac{F_{c1}}{a_1 b} \quad (23)$$

missä  $F_{c1}$  on solmuun liittyvä ulkoinen voima (esimerkiksi tukireaktio tai piste-kuorma),  $a_1$  on tuen leveys ja  $b$  on rakenteen leveys.

Jotta puristus-vetosolmuun liittyvän puristussauvan resultanttivoiman aiheuttama jännitys saadaan selville, täytyy ensiksi määritellä solmun leveys  $a_2$ . Solmun leveys riippuu tukipinnasta  $a_1$ , puristussauvan suuntakulmasta  $\theta$  sekä vetosauvan korkeudesta  $u$ .

BY210 kirjassa on esitetty laskukaavat vetosauvan korkeudelle. Vetosauvan korkeus  $u$  riippuu raudoituksen ankkuroitumisesta:

- kun yhdessä kerroksessa oleva raudoitus ei ankkuroidu solmun alueen taakse

$$u = 0 \quad (24)$$

- kun yhdessä kerroksessa oleva rauditus ankkuroituu betonipeitteen  $c$  verran solmun taakse

$$u = 2 c \quad (25)$$

- kun useammassa kerroksessa  $n$  oleva rauditus ankkuroituu vähintään mitan  $\max\left\{\frac{c}{s/2}\right\}$ , missä  $s$  on tankoväli pystysuunnassa

$$u = 2 c + (n - 1) s \quad (26)$$

Tai yksinkertaisemmin tyypillisissä seinämäisissä palkeissa vetosauvan korkeutena  $u$  voidaan käyttää suoraan pääraudoituksen jakovyöhykettä (katso luku 2.5.1 Pääraudoitus), kun useammassa kerroksessa olevat pääteräkset ankkuroidaan niiden yläpuolella olevilla U-lenkeillä (Leskelä 2005, s. 441).

Kun vetosauvan korkeus on määritelty, voidaan solmun leveys laskea tukipinnan leveyden ja puristussauvan suuntakulman  $\theta$  avulla kaavalla (27):

$$a_2 = a_1 \sin(\theta) + u \cos(\theta) \quad (27)$$

missä  $a_1$  on tukipinnan leveys,  $\theta$  on puristussauvan suuntakulma ja  $u$  vetosauvan korkeus.

Ja näin ollen puristussauvan aiheuttama jännitys solmutasossa voidaan laskea kaavalla (28):

$$\sigma_{c2} = \frac{F_{c2}}{a_2 b} \quad (28)$$

missä  $F_{c2}$  on puristussauvassa vaikuttava resultanttivoima,  $a_2$  on solmun leveys ja  $b$  on rakenteen leveys.

Solmujen mitoitusehtona on, että solmupintojen jännitykset pysyvät pienempinä kuin solmualueen mitoituslujuus. Tämä voidaan esittää myös kaavamuodossa (29):

$$\sigma_c \leq f_{cd3} \quad (29)$$

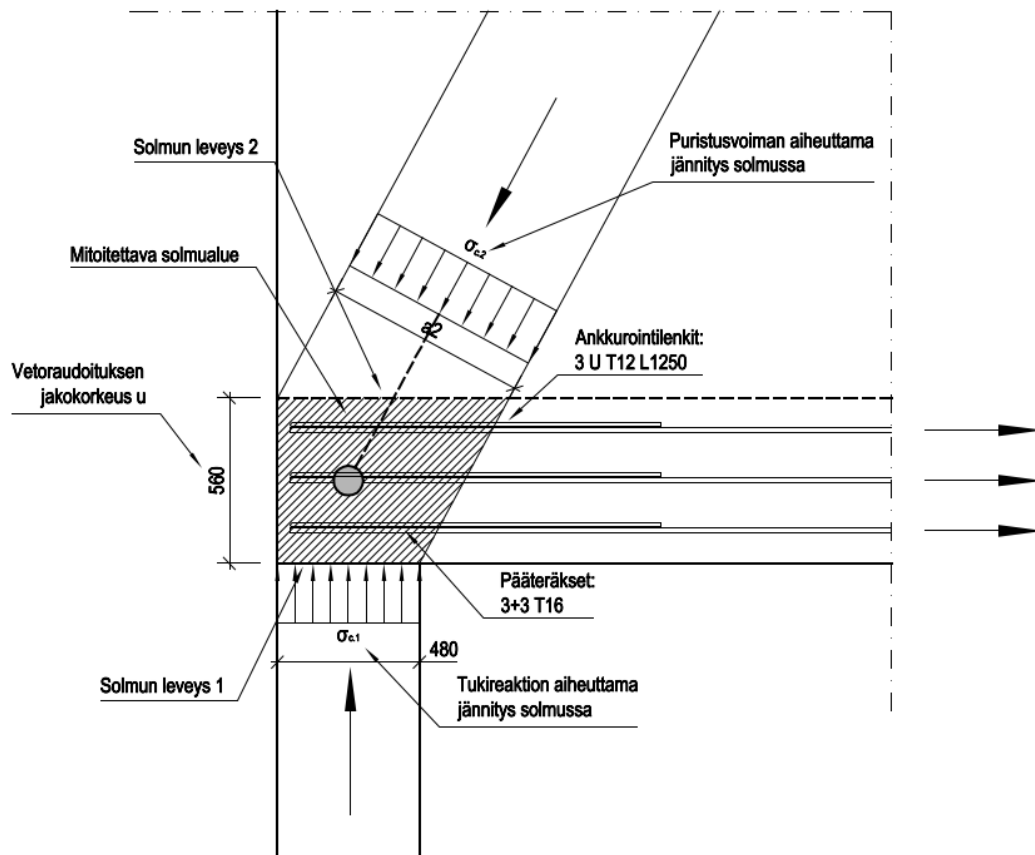
missä  $\sigma_c$  on solmupinnan jännitys ja  $f_{cd3}$  solmualueen mitoituslujuus.

Solmujen mitoituksessa lujuuden  $f_{cd3}$  käyttö vaatii, että halkeamaleveyksiä rajoitetaan normaalisti, muussa tapauksessa solmun jännityksiä verrataan lujuuteen  $f_{cd2}$  (katso luku 3.6.2 Solmujen mitoituslujuudet). Puristussauvan aiheuttama jännitys  $\sigma_{c2}$  on usein suurempi kuin tukireaktion aiheuttama jännitys  $\sigma_{c1}$ , ja puristussauvan suuntakulman  $\theta$  kasvaessa  $\sigma_{c2}$  pienenee. Ristikkomallin muodostamisen perussäännöissä on mainittu, että kulman  $\theta$  tulisi aina olla vähintään  $45^\circ$ . BY210 mukaan kuitenkin kulman tulisi olla vähintään  $55^\circ$ , ellei vetovoimaa oteta jännevoimana. Puristussauvan jännitystä voidaan pienentää jakamalla vetoraudoitus useaan eri kerrokseen ja käyttämällä ankkuroinnissa U-lenkkejä, jotka sijaitsevat pääraudoituksen yläpuolella, jolloin vetosauvan korkeus  $u$  ja sitä myöten myös solmutason leveys  $a_2$  kasvaa (Leskelä 2005, s. 440–441).

Jännitysten lisäksi puristus-vetosolmuissa tarvitsee aina tarkistaa pääraudoituksen ankkuroituminen. Mikäli tuki on aivan rakenteen reunassa vetoraudoitus ei voi ankkuroitua tuen taakse ja raudoitus päättyy solmun sisään. Tämä on hyvin usein todellinen tilanne, sillä harvoin palkkirakenteita viedään tukien taakse. Samankaltainen tilanne esiintyy myös tapauksissa, missä päärakenteeseen liittyy poikittainen rakenne. Myös näissä tapauksissa raudoitus kannattaa jakaa useampaan eri vyöhykkeeseen ja ankkurointi suorittaa U-lenkeillä alla olevan kuvan 26. mukaisesti, jolloin voidaan olettaa  $2/3$  pääraudoituksen vetovoimasta siirtyvän näille lenkeille ilman, että ankkurointipi- tuuksia tarvitsee tarkistaa. Lisäksi on huomioitava jatkoksesta aiheutuva poikittaisvoima, joka on likimäärin neljäsosa pääraudoituksen vetovoimasta. Tämä



huomioidaan jatkokseen nähden poikittaisella raudoituksella, ellei poikittainen puristus kompensoi tätä voimaa (Leskelä 2005, s. 441).



Kuva 26. Tyypillinen puristus-vetosolmu tuella. Kuvassa on tilanne, missä pääteräket eivät pääse ankkuroitumaan solmualueen taakse.

BY210:ssä mainitaan, että kuvan 26. kaltaisessa päätytukisolmussa tarvittava ankkurointipituus on 70 % ankkurointipituuden nettoarvosta, sillä Eurocode 2 mukaan solmussa on tukireaktion ja puristussauvan vaikutuksesta kohtisuora puristus-tila pääraudoitusta vasten. Luku 70 % tulee Eurokoodin mukaisesta ankkurointipituuteen vaikuttavasta pienennyskertoimesta  $\alpha_5$ , joka rajoitetaan arvoon 0.7.

### 3.7.3 Välisolmut

Välisolmuja voi esiintyä esimerkiksi pullomaisissa puristussauvoissa, missä leveät puristuskaistat tasapainottavat toisensa tai muuttavat suuntaa, jolloin rakenteen uumaraudoitus ottaa vastaan suunnanmuutoksesta aiheutuvat vetovoimat. Näillä solmuilla ei ole kriittistä merkitystä betonin puristusjännityksien kanssa ja riittää, että

raudoituksen riittävä ankkuroituminen solmun alueella tarkistetaan ja, että se ottaa vastaan kaikki solmussa vaikuttavat vetovoimat (Leskelä 2005, s. 441).

### 3.8 Yhteenveto ristikkomenetelmän käytöstä

Ensimmäinen vaihe ristikkomenetelmää käyttäessä on erotella rakenne jatkuviin ja epäjatkuviin alueisiin sekä määritellä voimasuuret epäjatkuvuusalueiden rajoilla. Usein kuitenkin seinämäisten palkkien tapauksessa niiden voidaan olettaa olevan täysin epäjatkuvuusaluetta, jolloin voidaan siirtyä suoraan ristikkomallin luomiseen.

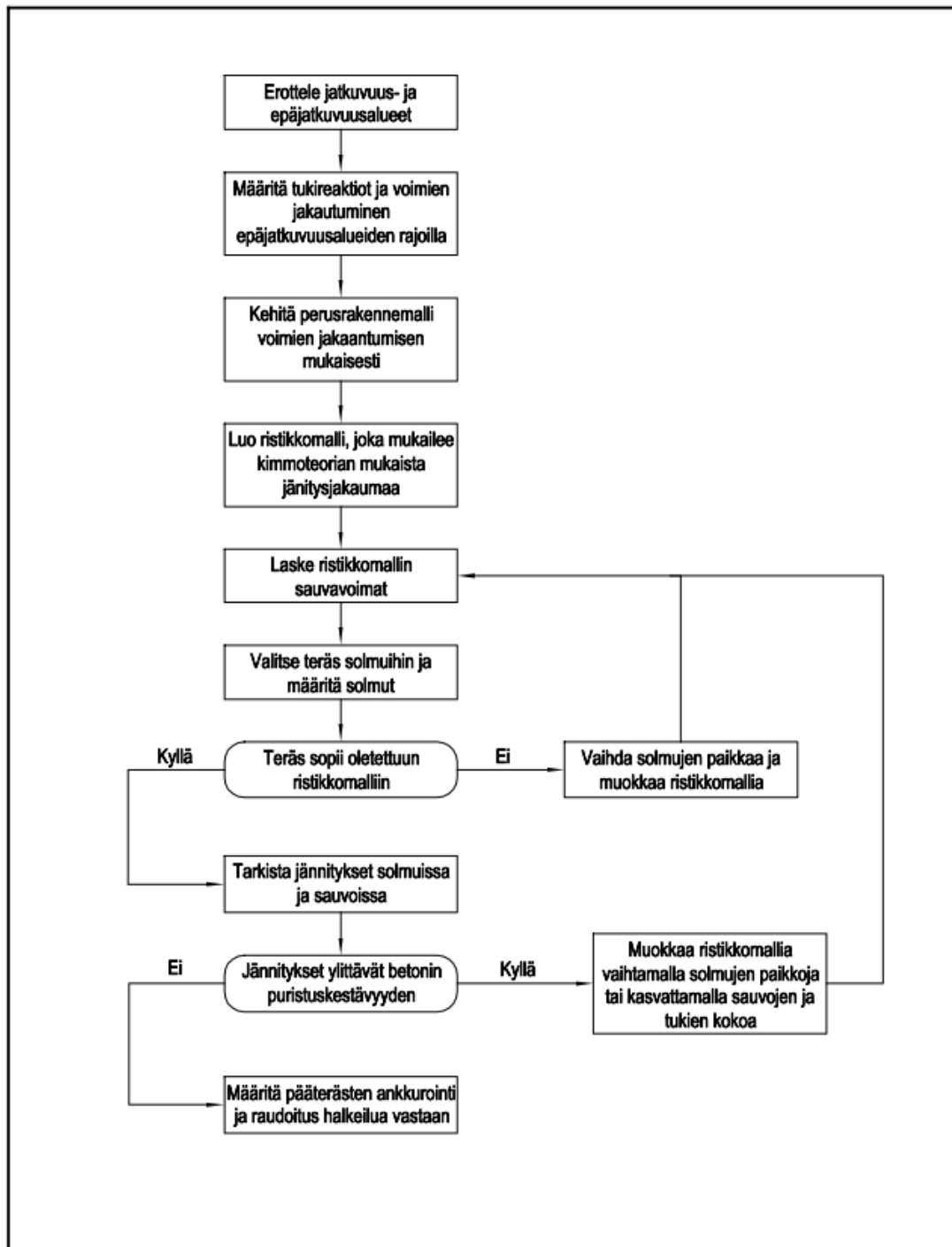
Ristikkomallia muodostaessa on hyvä olla apuna FEM-ohjelma, josta nähdään kimoteorian mukaiset jännitys jakaumat, jotta voidaan varmistua puristussauvojen suunnan oikeellisuudesta. FEM-ohjelmien käyttö korostuu etenkin monimutkaisemmissa rakennemalleissa, mutta sen käyttö ei ole mitenkään välttämätöntä yksinkertaisemmissa rakennemalleissa. Ristikkomallia muodostaessa on hyvä pyrkiä käyttämään niin vähän vetosauvoja kuin mahdollista, sillä ne ovat herkimpiä muodonmuutoksille.

Kun puristus- ja vetosauvat on sijoitettu ja ristikkomalli muodostettu tarkistetaan, että malli täyttää ristikkomallin muodostamisen perussäännöt. Tämän jälkeen lasketaan sauvavoimat ja tarkistetaan, että raudoitus voidaan toteuttaa oletetussa ristikkomallissa.

Kun raudoitus on tiedossa ja se todetaan toteutuskelpoiseksi, voidaan toteutuneen raudoituksen sekä tukipintojen perusteella määritellä solmualueen mitat ja näin ollen tarkistaa jännitykset solmujen rajapinnoissa. Varmistutaan, että jännitykset eivät ylitä solmujen mitoituslujuuksia.

Lopuksi tarkistetaan vielä pääterästen ankkurointi sekä määritetään raudoitus halkeilua vastaan.

Alla olevaa vuokaavioita voi käyttää muistisääntönä ristikkomenetelmän eri vaiheista.



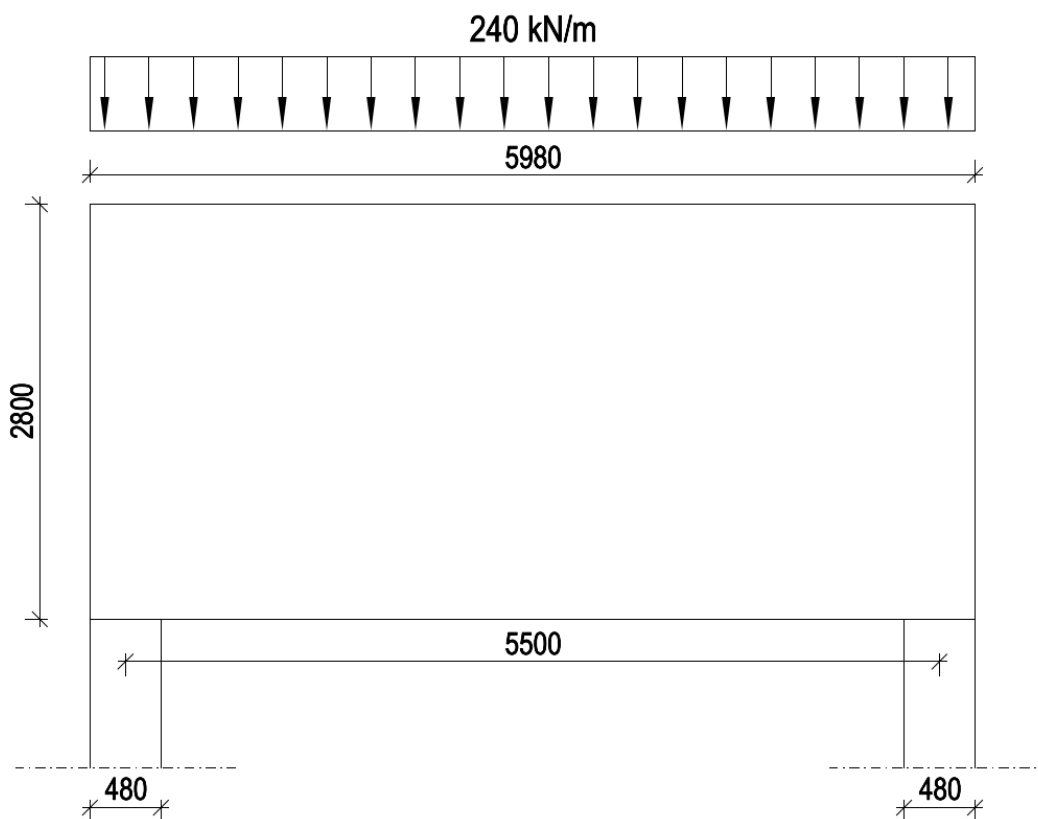
Kuva 27. Vuokaavio ristikkomenetelmän vaiheista (Mukaillen Alexandre Mathern 2010, s. 47).

## 4 ESIMERKKITAPAUKSET

Tässä osiossa käydään läpi 1-aukkoisen sekä jatkuvan seinämäisen palkin mitoitus ristikkomenetelmällä. Esimerkkilaskuista jätetään pois puristussauvojen tarkastelu ja pääterästen ankkuroinnin tarkempi tarkastelu, sillä se ei varsinaisesti liity ristikkomenetelmään, vaikka onkin tärkeä osa seinämäisten palkkien mitoitusta. Lopussa käsitellään vielä aukotetun seinämäisen palkin mitoitus ristikkomenetelmällä periaatetasolla.

### 4.1 1-aukkoinen seinämäinen palkki

Tämä seinämäinen palkki on 1-aukkoinen, jota kuormittaa tasainen kuorma  $p_{Ed} = 240\text{ kN/m}$ . Palkki tukeutuu kahden  $480 \times 480$  pilarin varaan. Rakenteen korkeus on 2800 ja jänneväli 5500, jolloin jännevälin ja korkeuden suhde on 1.964. Betonin lujuusluokaksi on oletettu C30/37 ja teräksen B500B. Valitaan alustavasti uuman raudoitukseksi verkko K8 #250.



Kuva 28. Esimerkkitapauksen 1 rakennemalli.

Koska kyseessä on yksinkertaisesti tuettu staattisesti määrätty tilanne, voidaan tukireaktiot ja kentän maksimimomentti laskea perusstatiikan sauvarakenteiden mukaan, jolloin tukireaktioksi saadaan:

$$R_{Ed} = \frac{p_{Ed} * L}{2} = \frac{240 \frac{kN}{m} * 5.5 m}{2} = 660 kN$$

ja maksimimomentiksi:

$$M_{Ed} = \frac{p_{Ed} * L^2}{8} = \frac{240 \frac{kN}{m} * (5.5 m)^2}{8} = 907.5 kNm$$

#### 4.1.1 Ristikkomallin muodostaminen

Ennen ristikkomallin muodostamista jaotellaan rakenne jatkuviin ja epäjatkuviin alueisiin. Seinämäiset palkit ovat usein kokonaan tai lähes kokonaan epäjatkuvuusaluetta niiden suuren korkeutensa takia. Tämänkin esimerkkitapauksen seinämäisen palkin voidaan olettaa olevan täysin epäjatkuvuusaluetta.

Tässä tapauksessa ristikkomallin muodostaminen kannattaa aloittaa jakamalla tasainen kuorma kahteen eri pistekuormaan esimerkkiristikkomallin (e) mukaisesti (ks. kuva 13 s. 32). Mikäli jännevälin ja korkeuden suhde on pieni ( $\leq 1$ ) voidaan tasainen kuorma jakaa yhdeksi pistekuormaksi. Tämän jälkeen luodaan ensimmäinen solmupiste tuelle tukipinnan keskelle ja valitaan solmun korkeus todellisen raudoituksen painopisteen mukaan, eli toisin sanoen sijoitetaan vetosauva alapinnan vetoraudoituksen jakovyöhykkeen painopisteeseen (katso luku 2.5.2 Pääraudoitus). Pääraudoitus kannattaa jakaa niin korkealle rakenteeseen kuin mahdollista, sillä se kasvattaa solmualueen leveyttä ja sitä myötä pienentää kriittisen solmualueen jännityksiä.

Kun pääraudoituksen sijainti on valittu, sijoitetaan puristusparre momenttivarren z verran vetosauvan yläpuolelle. Momenttivarasi saadaan luvun 3. taulukossa 1.

esitettyjen kaavojen avulla tai vaihtoehtoisesti FEM-ohjelmista arvioimalla. Tässä tapauksessa momenttivarren arvo laskettiin kaavalla ja sen arvoksi saatiin:

$$z = 0.15 h \left( 3 + \frac{L}{h} \right) = 0.15 * 2800 \text{ mm} * \left( 3 + \frac{5500 \text{ mm}}{2800 \text{ mm}} \right) = 2085 \text{ mm}$$

Tarkistetaan vielä, ettei momenttivarren arvo ylitä palkkiteorian mukaista momenttivarren arvoa:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{907.5 \text{ kNm}}{200 \text{ mm} * (2520 \text{ mm})^2 * 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0.042$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu} = 0.043$$

$$z = d * \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right) = 2466 \text{ mm Ok.}$$

Tämän jälkeen tarkistetaan, että puristussauvan suuntakulma on  $\theta \geq 45^\circ$ . Mikäli puristussauvan suuntakulma ei täytä annettuja ehtoja, täytyy ristikkomallia muokata tai vaihtoehtoisesti lisätä siihen välivertikaaleja.

Lopuksi tarkistetaan vielä, sopiiko ristikkomalliin oletettu rauditus rakenteeseen.

#### 4.1.2 Sauvavoimien laskeminen

Kun ristikkomalli on muodostettu (ks. alempana oleva kuva) ja se täyttää luvussa 3.3 annetut ehdot lasketaan ristikkomallin sauvavoimat. Sauvavoimien laskentaan voi käyttää montaa eri tapaa. Tässä esimerkissä sauvavoimat on laskettu solmujen tasapainoehtojen avulla. Kyseisessä ristikkomallissa kulman  $\theta_1$  arvoksi saatiin  $61.4^\circ$ , jonka avulla saadaan ratkaistua sauvavoimat  $F_{c,1}$  ja  $F_{t,1}$ , kun tiedetään vähintään yksi solmuun vaikuttavista voimista, tässä tapauksessa tukireaktio. Alla esimerkki sauvavoimien laskemisesta.

Solmun 1. vaakavoimien tasapainoehdot:

$$\sum F_{xi} = F_{c.1} * \cos(\theta_1) + F_{t.1} = 0$$

Solmun 1. pystyvoimien tasapainoehdot:

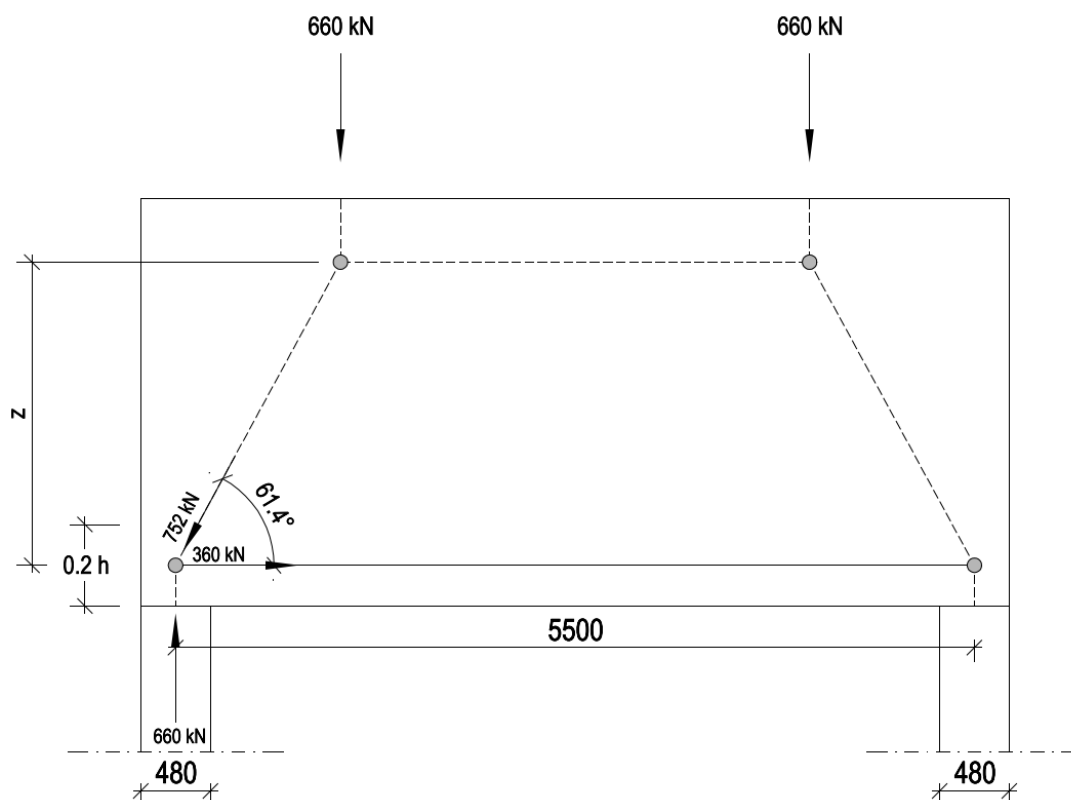
$$\sum F_{yi} = F_{c.1} * \sin(\theta_1) + R_{Ed.1} = 0$$

Puristussauvan voima:

$$F_{c.1} = -\frac{R_{Ed.1}}{\sin(\theta_1)} = -\frac{660 \text{ kN}}{\sin(61.4^\circ)} = -751.7 \text{ kN}$$

Vetosauvan voima:

$$F_{t.1} = -F_{c.1} * \cos(\theta_1) = -751.7 \text{ kN} * \cos(\theta_1) = 359.8 \text{ kN}$$



Kuva 29. Esimerkkitapauksen ristikkomalli sekä tukisolmun sauvavoimat.

Verrataan vielä vetovoiman arvoa sauvarakenteen kenttämomentin ja momenttivarren avulla saatavaan vetovoiman arvoon:

$$F_t = \frac{M_{Ed}}{z} = \frac{907.5 \text{ kNm}}{2.085 \text{ m}} = 435.3 \text{ kN}$$

Varmalla puolella on, että alapinnan raudoitus ja sen ankkurointi mitoitetaan suuremmalle vetovoimalle.

Näin ollen tarvittavaksi teräsmääräksi saadaan:

$$A_{s,vaad} = \frac{F_t}{f_{yd}} = \frac{435.3 \text{ kN}}{435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 1001 \text{ mm}^2$$

Valitaan tämän perusteella 6 kappaletta 16 mm tankoja, jotka jaetaan kolmeen eri kerrokseen, jolloin toteutunut teräsmäärä on  $1206 \text{ mm}^2$ . Ankkuroidaan pääteräkset käyttäen T12 U-lenkkejä.

#### 4.1.3 Solmujen mitoitus

Solmukohtien mitoituksessa tarkistetaan, ettei solmujen tasopintoihin kohdistuvat jännitykset kasva solmun mitoituslujuuksia suuremmiksi. Tämän esimerkin kriittisin solmu on tukisolmu ja muita solmuja ei tarvitse tarkastella.

Ensiksi valitaan solmujen mitoituslujuudet BY210 mukaan, jolloin mitoitus on varmemmalla puolella. Solmun mitoituslujuus riippuu siihen kohdistuvista sauvavoimista. Ensimmäinen solmu on tyypillinen reunatukisolmu, johon liittyy pääraudoitusta kuvaava vetosauva sekä viuhkamaista puristuskenttää (tasainen kuormitus) kuvaava puristussauva, jolloin solmun mitoituslujuus on:

$$f_{cd2} = 0.60 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} = 0.60 * \left(1 - \frac{30}{250}\right) 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 9.0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

sekä tukipaineen mitoituslujuus:



$$f_{cd3} = 0.70 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} = 0.70 * \left(1 - \frac{30}{250}\right) 17 \frac{N}{mm^2} = 10.5 \frac{N}{mm^2}$$

Jotta jännitys solmussa voidaan määritellä, täytyy ensiksi määritellä solmupinnan leveys  $a_2$ . Solmupinnan leveys riippuu puristussauvan ja vetosauvan välisestä kulmasta, tuen leveydestä sekä vetoraudoituksen korkeudesta. Solmutason leveys saadaan kaavasta:

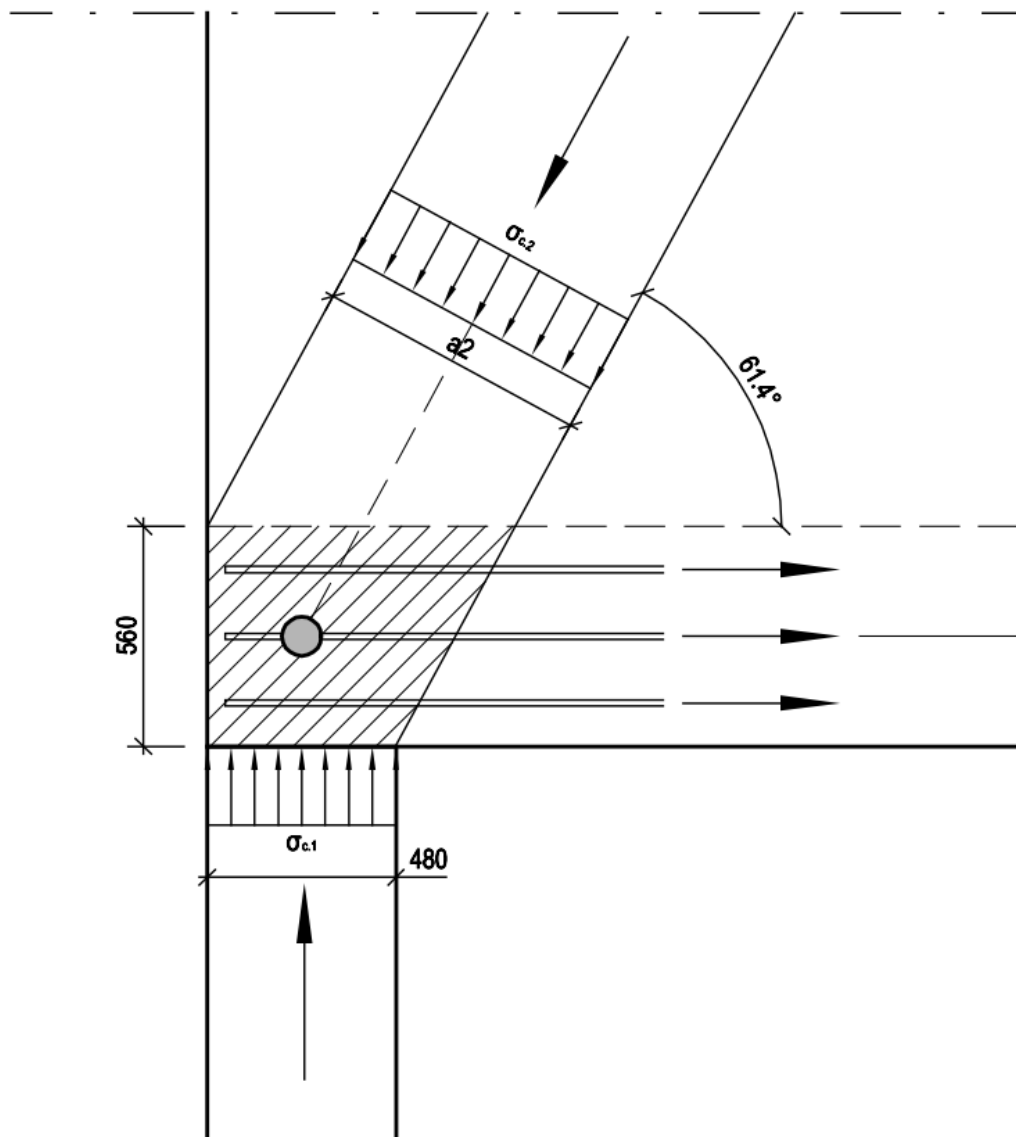
$$a_2 = a_1 \sin(\theta) + u \cos(\theta) = 480 \text{ mm} * \sin(61.4^\circ) + 560 \text{ mm} * \cos(61.4^\circ)$$

jolloin solmutason leveydeksi saadaan 689 mm. Nyt tarkistetaan jännitys puristussauvan solmutasossa:

$$\sigma_{c2} = \frac{F_{c.1}}{a_2 b} = \frac{752 \text{ kN}}{689 \text{ mm} * 200 \text{ mm}} = 5.5 \frac{N}{mm^2} < f_{cd2} = 9.0 \frac{N}{mm^2}$$

Tämän jälkeen tarkistetaan vielä tukireaktion aiheuttama jännitys:

$$\sigma_{c1} = \frac{R_{Ed.1}}{a_1 b} = \frac{660 \text{ kN}}{480 \text{ mm} * 200 \text{ mm}} = 6.9 \frac{N}{mm^2} < f_{cd3} = 10.5 \frac{N}{mm^2}$$



Kuva 30. Esimerkkitapauksen 1. päätytukisolmu.

Näiden lisäksi tulee tutkia vielä pullomaisessa ja viuhkamaisessa puristuskentässä esiintyvän poikittaisen vetovoiman  $T$  vaikutus (katso kuva 16). Tässä tapauksessa poikittainen vetovoima vaikuttaa vaan tuella, sillä rakennetta kuormittaa tasainen kuorma. Varmalla puolella oleva oletus on, että oletetaan poikittaisen vetovoiman arvoksi neljäsosa puristussauvan resultanttivoimasta:

$$T = 0.25 * F_{c.1} = 188 \text{ kN}$$

Jaetaan poikittainen vetovoima  $T$  komponentteihin, jolloin pystysuuntainen komponentti on:

$$T_y = \sin(\alpha) T = \sin(28.6^\circ) 188 \text{ kN} = 90 \text{ kN}$$

ja vaakasuuntainen komponentti on:

$$T_x = \cos(\alpha) T = \cos(28.6^\circ) 188 \text{ kN} = 165 \text{ kN}$$

Jolloin vaadittu rauditus pystysuuntaan on  $A_{s,y} = 207 \text{ mm}^2$  ja vaakasuuntaan  $A_{s,x} = 380 \text{ mm}^2$ . Tarkistetaan riittääkö uuman verkkorauditus K8 #250 vastaanottamaan halkaisuvoimat.

Määritetään ensiksi puristussauvan tehollinen leveys Eurokoodin kaavojen mukaan täysin epäjatkuvalle puristussauvalle:

$$b_{ef} = 0.5 * H + 0.65 * a = 0.5 * 2374 \text{ mm} + 0.65 * 480 \text{ mm}$$

missä  $H$  on puristussauvan pituus ja  $a$  on päätytuki, jolloin teholliseksi leveydeksi saadaan 1500 mm.

Kuvan 15 ja 16 avulla laskettuna puristussauvan poikittainen vetovoima vaikuttaa noin 1300 mm päähän rakenteen reunasta sekä noin metrin korkeudella. Kuvan 16 mukaiselle halkaisuraudoituksen sijoittelualueelle mahtuu 5 pystysuuntaista tankoparia ja 3 vaakasuuntaista tankoparia. Yhden tangon poikkileikkausala on  $50 \text{ mm}^2$ , jolloin toteutunut rauditusmäärä pystysuuntaan on:

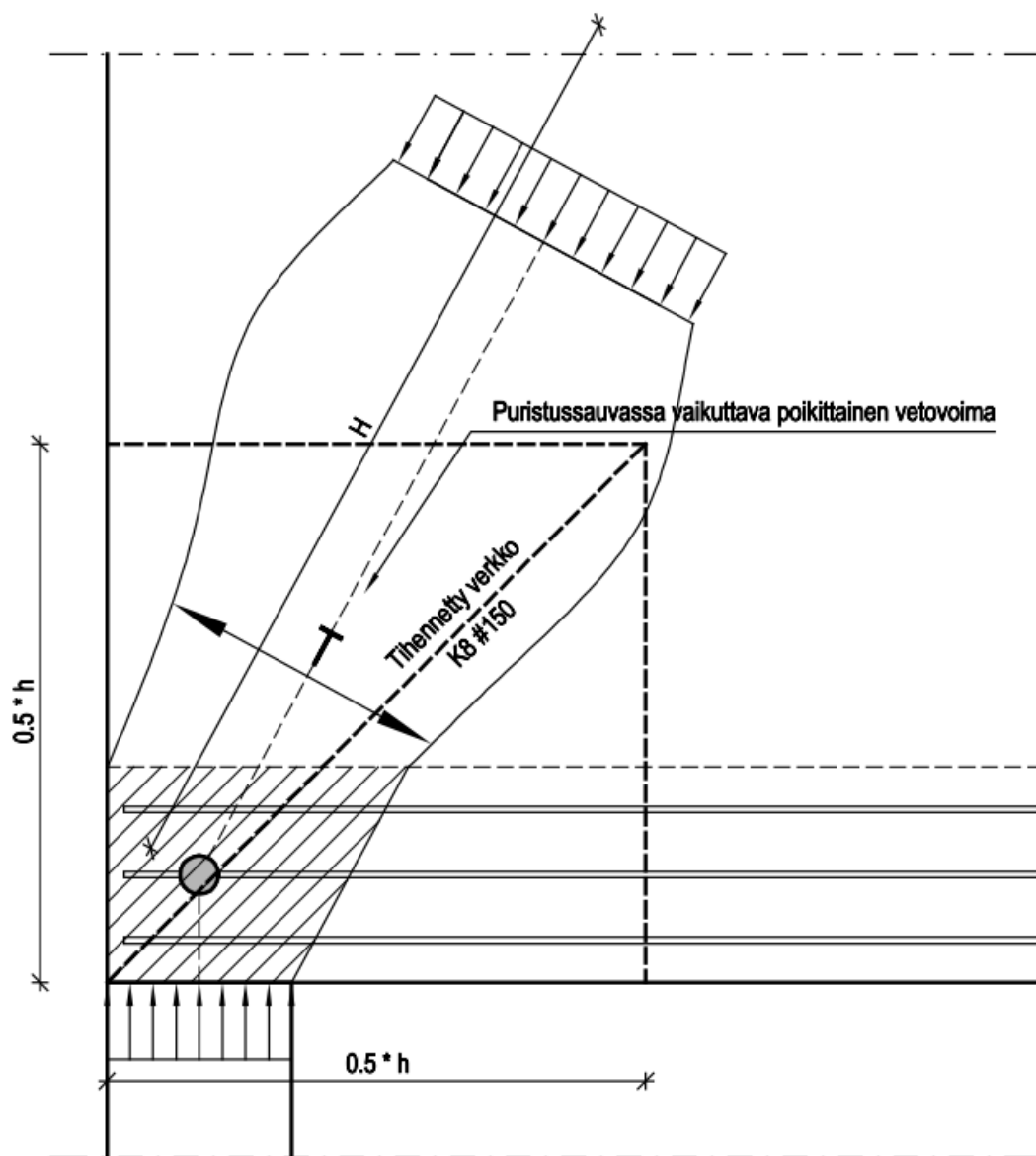
$$A_{s,tot,y} = 100 \text{ mm}^2 * 5 = 500 \text{ mm}^2 > A_{s,y} = 207 \text{ mm}^2 \text{ Ok}$$

ja vaakasuuntaan:

$$A_{s,tot,x} = 100 \text{ mm}^2 * 3 = 300 \text{ mm}^2 < A_{s,x} = 380 \text{ mm}^2 \text{ Ei ok.}$$

Uuman verkkorauditus ei riitä vastaanottamaan puristussauvan vaakasuuntaisia vetovoimia. Käytetään tukien läheisyydessä tihennettyä verkkoa K8 #150 (katso alla

oleva kuva). Todellisuudessa tasaisesti kuormitetussa palkissa vaikuttaa viuhkamainen puristussauva ja poikittaiset vetovoimat eivät ole näin suuria.

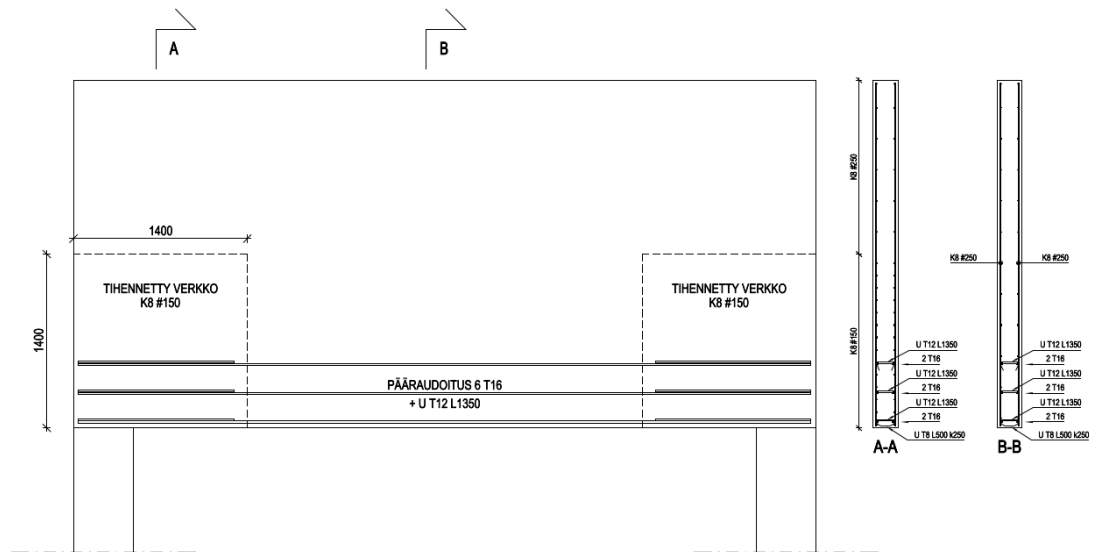


Kuva 31. Puristussauvan poikittaisen vetovoiman vaatima raudoitus.

#### 4.1.4 Raudoitus

Esimerkkitapauksen 1 seinämäiseen palkkiin sijoitetaan uumaan minimiraudoitus, joka toteutetaan verkoilla K8 #250. Alapinnan pääraudoituksena käytetään 6 T16, jotka ankkuroidaan U-lenkeillä T12 L1350. Alareuna varustetaan U-lenkeillä T8 k250 L500, joita käytetään ripustusraudoituksena sekä vastaanottamaan pääterästen ja ankkurointilenkkien liitoksen aiheuttama poikittaisvoima. Tukien läheisyydessä käytetään

tihennettyä verkkoa K8 #150 vastaanottamaan puristusdiagonaalin poikittainen veto-voima.



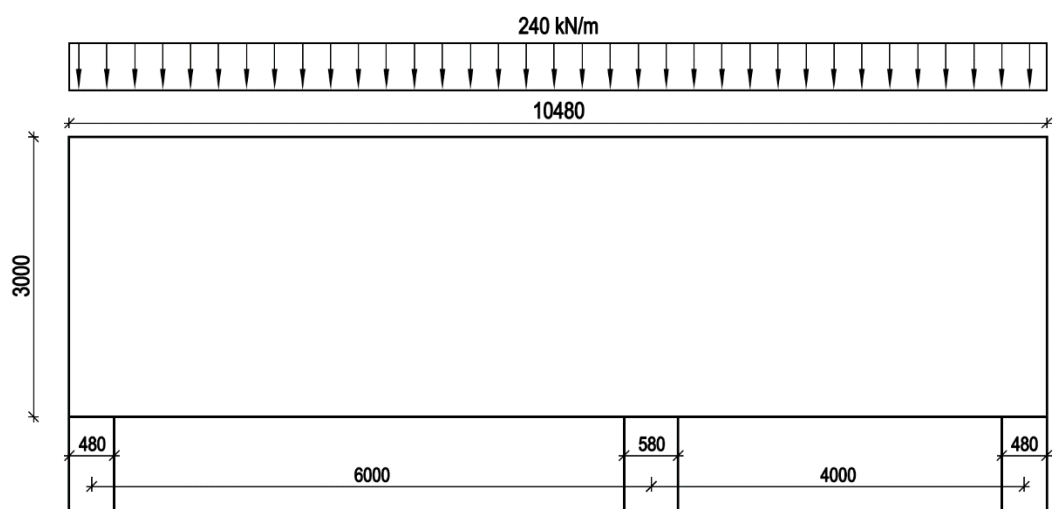
Kuva 32. Esimerkkitapauksen 1 raudoituspirstus.

## 4.2 Jatkuva seinämäinen palkki

Tämä esimerkkilasku on tehty mukailien FIB bulletin 61 esimerkkiä jatkuvasta palkista (FIB 2011, s. 45–52). Tämä esimerkkilasku poikkeaa FIB:n esimerkistä siten, että rakennemallissa jännevälit ovat eri pituisia. Tarkoituksena on havainnollistaa ristikkomallin luomista jatkuville seinämäisille palkeille, sillä sama periaatetta voi soveltaa kaikkiin jatkuviin seinämäisiin palkkeihin.

Jatkuvien seinämäisten palkkien mitoitus ristikkomenetelmällä on jo selvästi työläämpää, kuin vastaavan 1-aukkoisen. Tässä esimerkkilaskussa tarkistetaan reunatuen sekä keskituen solmut ja niissä vaikuttavat vetovoimat.

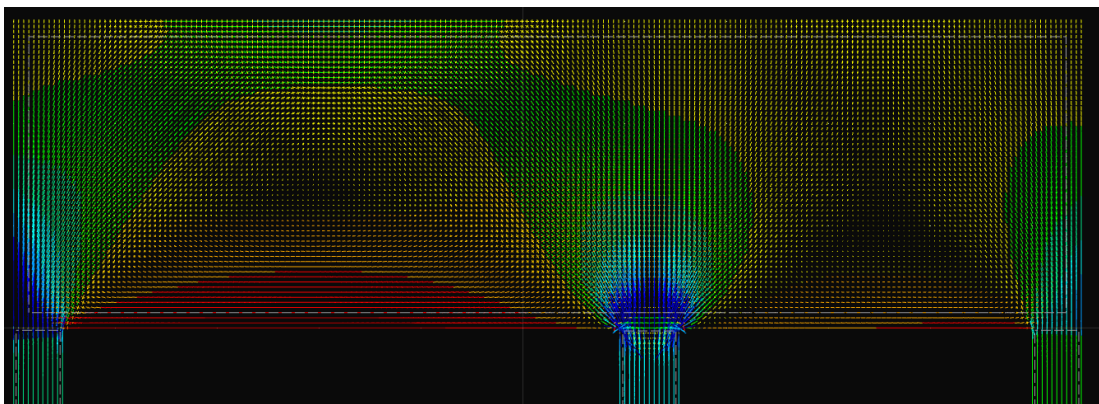
Esimerkkitapauksessa betonin lujuusluokka on C30/37 ja teräksen B500B. Seinämäisen palkin leveys on 250 mm, korkeus 3000 mm ja pituus 10480 mm. Pidempi jänneväli on 6000 mm ja lyhyempi 4000 mm. Palkkia kuormittaa tasainen kuorma 240 kN/m. Valitaan palkkiin alustavasti uuman raudoitukseksi verkko K8 #150 molempiin pintoihin ( $335 \text{ mm}^2/\text{m}$ ).



Kuva 33. Jatkuvan seinämäisen palkin rakennemalli.

#### 4.2.1 Ristikkomallin muodostaminen

Tämän esimerkitapauksen ristikkomalli on muodostettu käyttäen apuna FIB bulletin 61 teoksessa Design examples for strut-and-tie models olevaa esimerkkiä jatkuvasta seinämäisestä palkista. Aluksi rakenne kannattaa mallintaa FEM-ohjelmaan, jotta saadaan selville rakenteen jännitys jakauma sekä tukireaktiot. Sauvarakenteiden mukaan lasketut tukireaktiot voivat poiketa huomattavasti FEM-ohjelman tuloksista ja täten vääristää tuloksia. FEM-mallinnuksessa on hyvä muistaa, että jatkuvissa seinämäisissä palkeissa keskituen jäykkyys vaikuttaa oleellisesti jännitys jakaumaan.



Kuva 34. Esimerkitapauksen 2 pääjännitystrajektorit (RFEM).

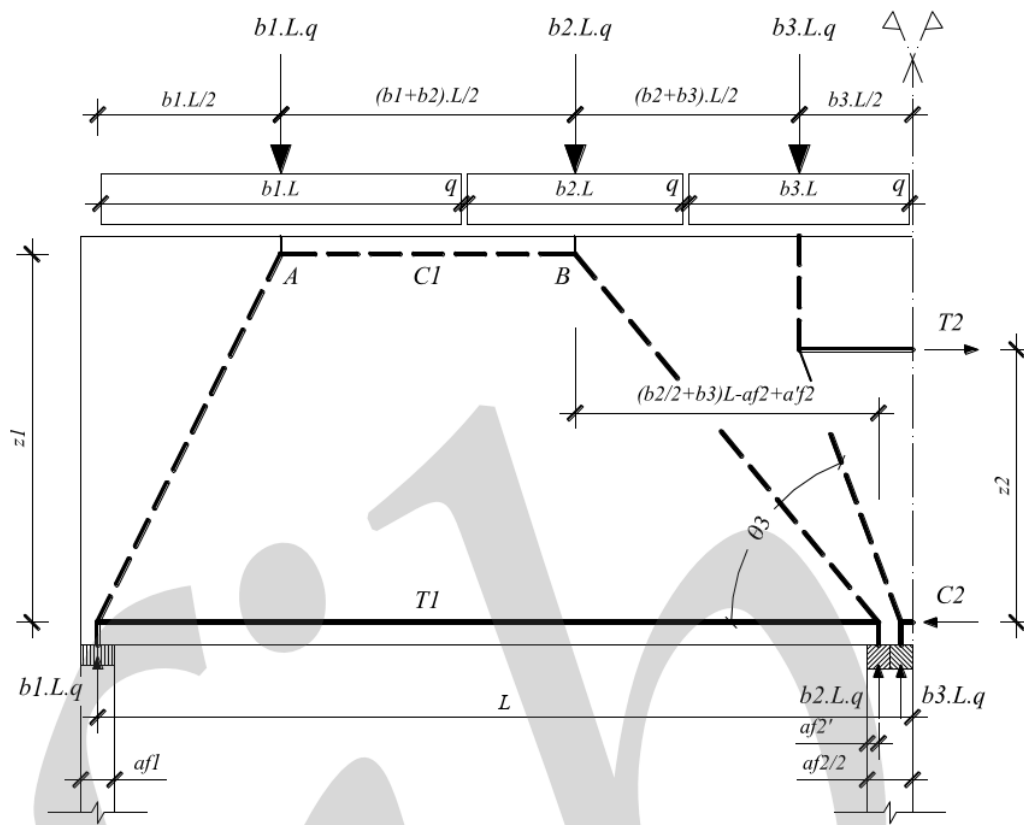
Yllä olevassa kuvassa on rakenne mallinnettuna RFEM-ohjelmaan. Tukien jäykkyyden ollessa vakio RFEM antoi tukireaktioiden arvoiksi seuraavanlaisia tuloksia:

$$R_{Ed.vas} = 738.4 \text{ kN}$$

$$R_{Ed.keski} = 1297.9 \text{ kN}$$

$$R_{Ed.oik} = 478.9 \text{ kN}$$

Tukireaktioista voidaan havaita, että RFEM on laskenut tukireaktiot koko rakenteen mukaan, joten esimerkki poikkeaa hieman FIB:n esimerkkilaskusta, jossa voimasuuret oli laskettu jännevälien mukaan. Alla kuva yleisestä ristikkomallista jatkuvalla seinämäiselle palkille.



Kuva 35. Yleinen ristikkomalli jatkuville seinämäisille palkeille perustuen kuorma-  
polkuun (FIB 2011, s. 47).

Esimerkkilaskussa reunimmaisten pistekuormien sijainnit on saatu selville suoraan tukiraeaktioiden ja tasaisen kuorman arvoista. Jolloin vasemman kentän reunimmaisen pistekuorman kuormitusala on:

$$a_1 = \frac{R_{Ed.vas}}{p_{Ed}} = \frac{738.4 \text{ kN}}{240 \text{ kN/m}} = 3.076 \text{ m}$$

ja oikean puolen kentän kuormitusala:

$$b_1 = \frac{R_{Ed.oik}}{p_{Ed}} = \frac{478.9 \text{ kN}}{240 \text{ kN/m}} = 1.995 \text{ m}$$

Seuraavaksi ratkaistaan kenttien keskimmäisten pistekuormien kuormitusalueet sauvojen sisäisten tasapainoehtojen avulla (katso kuvaa yllä). Tasapainoehtojen mukaan puristussauvan C1 arvon tulee olla yhtä suuri solmuissa A ja B, josta seuraa seuraava ehto:



$$C_{1A} = C_{1B} \rightarrow b_1 * L_1 * \cot(\theta_1) = b_2 * L_1 * \cot(\theta_2) \rightarrow b_1 * \cot(\theta_1) = b_2 * \cot(\theta_2)$$

missä,

$$b_1 + b_2 + b_3 = 1$$

Tietäen  $b_1$  reunimmaisten tukireaktioiden avulla, muuttuja  $b_2$  saadaan selville ratkaisemalla epälineaarinen yhtälö:

$$b_1 * \cot(\theta_1) = b_2 * \cot(\theta_2)$$

Käytännön syistä keskituella voidaan olettaa vain yksi solmu, jolloin yhtälö saa yksinkertaisemmän muodon:

$$b_1^2 + 2 * b_1 * b_2 - b_2^2 - 2 * b_2 = 0$$

josta  $b_2$  voidaan ratkaista toisen asteen yhtälön ratkaisukaavalla. Tässä tapauksessa  $a_2$  ja  $b_2$  arvoiksi saatiin:

$$a_2 = 0.386$$

$$b_2 = 0.285$$

missä  $a_2$  on vasemman puolen kentän arvo ja  $b_2$  oikean kentän arvo. Tämän jälkeen  $a_3$  ja  $b_3$  arvot saadaan selville yhtälöstä  $b_1 + b_2 + b_3 = 1$ .

Kun pistekuormien sijainnit ovat selvillä määritetään sisäisten momenttivarsien arvot joko FEM-ohjelman avulla tai laskukaavoja käyttämällä. Tässä tapauksessa momenttivarsien määrittämiseen on käytetty kirjan BY210 mukaisia laskukaavoja. Pidemmän kentän momenttivarreksi on saatu:

$$z_1 = 0.1 * h * \left( 2.5 + \frac{2 * L_1}{h} \right) = 0.1 * 3000 \text{ mm} * \left( 2.5 + \frac{2 * 6000 \text{ mm}}{3000 \text{ mm}} \right)$$

$$z_1 = 1950 \text{ mm}$$

lyhyemmän kentän momenttivarreksi:

$$z_2 = 0.1 * h * \left( 2.5 + \frac{2 * L_2}{h} \right) = 0.1 * 3000 \text{ mm} * \left( 2.5 + \frac{2 * 4000 \text{ mm}}{3000 \text{ mm}} \right)$$

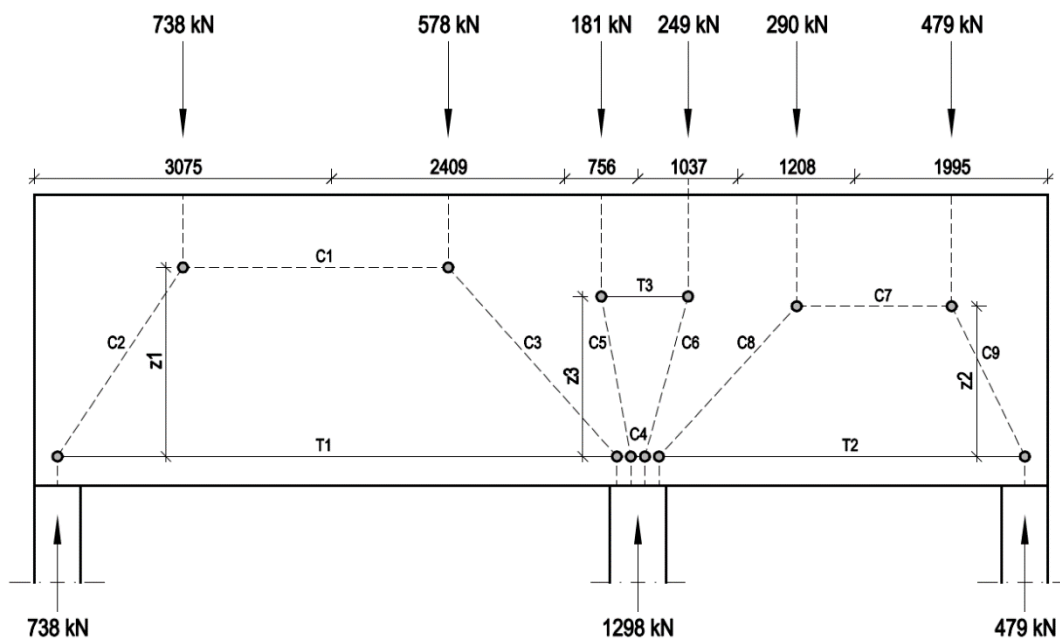
$$z_2 = 1550 \text{ mm}$$

ja keskituen momenttivarreksi:

$$z_3 = 0.15 * h * \left( 2 + \frac{L_m}{h} \right) = 0.15 * 3000 \text{ mm} * \left( 2 + \frac{5000 \text{ mm}}{3000 \text{ mm}} \right)$$

$$z_3 = 1650 \text{ mm}$$

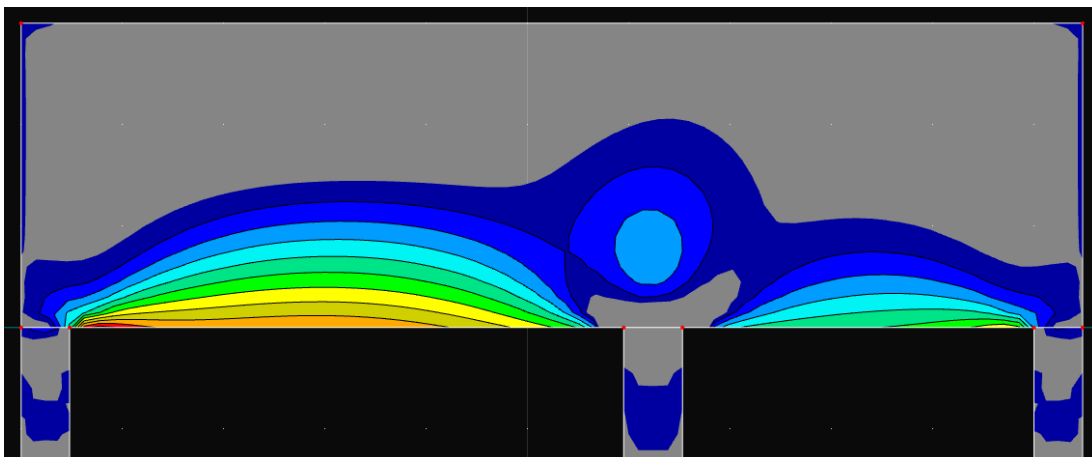
Jolloin on päädytty alla olevan kuvan mukaiseen ristikkomalliin. Huom. Kuvan 35. kaavassa  $b_i * L * q$  on käytetty  $L$ :n arvona etäisyyttä rakenteen ulkoreunasta keskituelle, sillä RFEM laskee tukireaktiot koko rakenteen matkalta. Eli tässä tapauksessa  $L_1$  oli 6240 mm ja  $L_2$  4240 mm.



Kuva 36. Esimerkitapauksen 2. ristikkomalli.

Kun vertaillaan yllä olevaa ristikkomallia alla olevaan kuvaan, voidaan havaita, että kirjan BY210 momenttivarsien laskentakaavat antavat keskituen ja oikean puolen

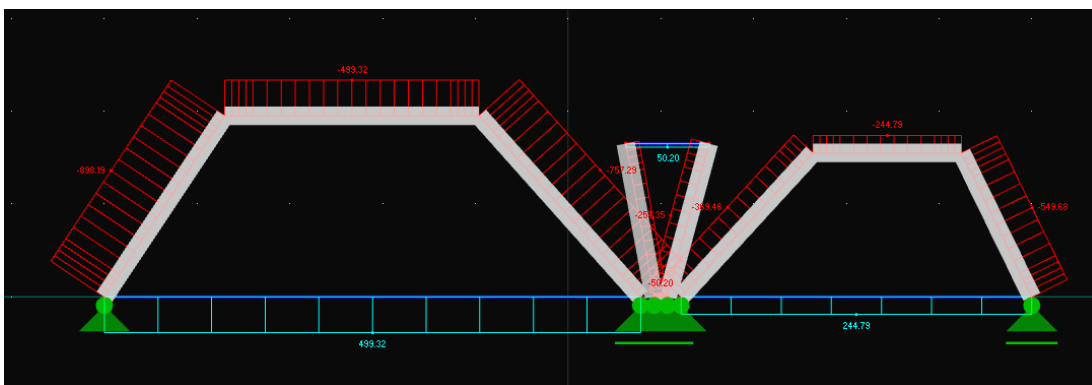
kentän momenttivarsille liian suuria arvoja tukien ollessa yhtä jäykkiä. Tilanne kuitenkin muuttuu huomattavasti, mikäli keskituen jäykkyyttä kasvatetaan.



Kuva 37. Esimerkitapauksen 2. RFEM-malli, vain x-suuntaan vetävät voimat näkyvissä. Tukien jäykkyydet ovat vakiot.

#### 4.2.2 Ristikkomallin sauvavoimat

Ristikkomallin sauvavoimat voitaisiin laskea perinteisesti myös käsin solmujen tasapainoehtojen tai muiden menetelmien avulla, mutta etenkin monimutkaisemmissa malleissa on ajan säästämiseksi viisaampaa mallintaa ristikkomalli johonkin laskentaohjelmaan. Tässä tapauksessa ristikkomallista tehtiin referenssitiedosto, joka vietiin RFEM-ohjelmaan. Alla olevassa kuvassa on esitetty RFEM:iin referenssitiedoston mukaan mallinnettu ristikkomalli ja taulukossa 2 on kyseisen mallin sauvavoimat.



Kuva 38. RFEM-ohjelmaan mallinnettu ristikkomalli.

Taulukko 2. Ristikkomallin sauvavoimat (RFEM)

Sauva	Voima [kN]
C1	-499
C2	-898
C3	-757
C4	-50
C5	-186
C6	-254
C7	-245
C8	-369
C9	-550
T1	499
T2	245
T3	50

Kirjan BY210 mukaan vetosauvat tulisi mitoittaa sauvarakenteiden kimmoteorian mukaisille momenteille, mutta FIB:n jatkuvan seinämäisen palkin esimerkkilaskussa vetosauvat on mitoitettu globaalin mallin mukaisille momenteille.

Tehdään vertailun vuoksi rakenteesta vielä sauvamalli sekä ratkaistaan RFEM:llä resultbeam-työkalun avulla rakenteen momenttijakauma kahdelle eri tapaukselle. Ensimmäisessä tapauksessa keskituen jäykkyys on vakio ja toisessa keskituen jäykkyys on kaksinkertainen reunatukiin verrattuna.

Sauvarakennemalli antaa vasemman kentän maksimimomentiksi 700 kNm ja keskituen momentiksi -840 kNm. Vetovoimat saadaan suoraan momenttivarren z avulla, jolloin kentän vetosauvan voimaksi tulisi:

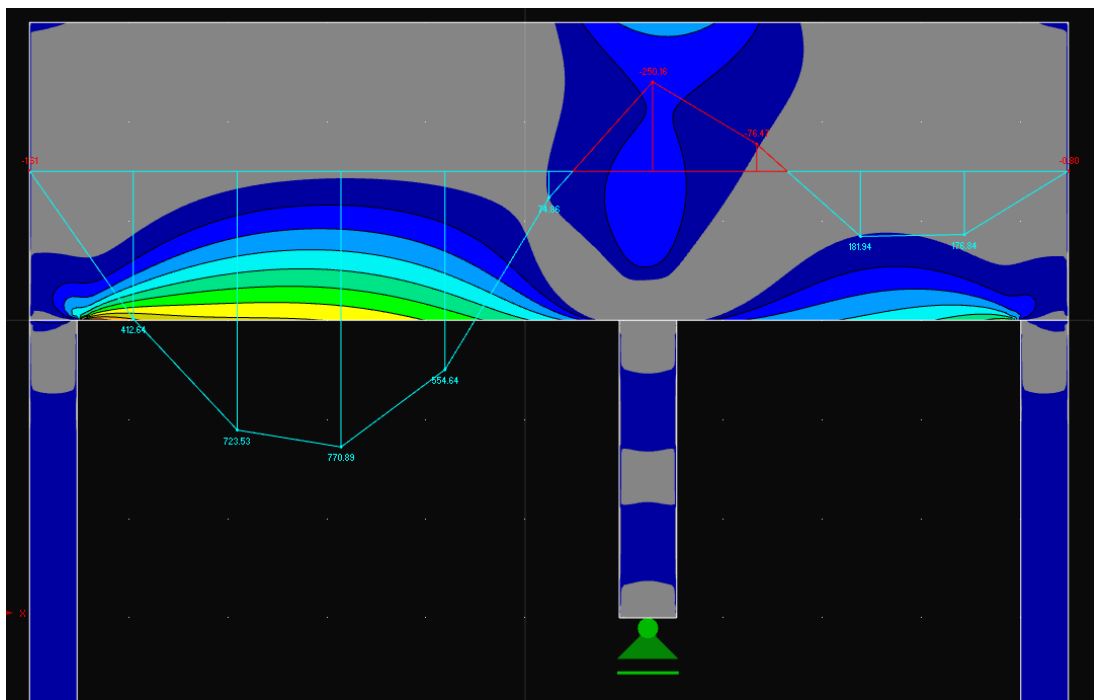
$$T_1 = \frac{M_{Ed.1}}{z_1} = \frac{700 \text{ kNm}}{1.950 \text{ m}} = 359 \text{ kN}$$

ja keskituelle:

$$T_3 = \frac{M_{Ed.1}}{z_3} = \frac{840 \text{ kNm}}{1.650 \text{ m}} = 509 \text{ kN}$$

Kun taas RFEM:in resultbeam työkalu antaa ensimmäisessä tapauksessa vasemman kentän maksimimomentiksi 962 kNm ja oikean kentän 365 kNm. Keskituelle ei ensimmäisessä tapauksessa tule lainkaan tukimomenttia. Toisessa tapauksessa, missä

keskituen jäykkyys on kaksinkertainen reunatukiin verrattuna, vasemman kentän maksimimomentin arvoksi saadaan 771 kNm, oikean kentän 182 kNm ja keskituen tukimomentiksi -250 kNm. Mikäli keskituen jäykkyys kasvatetaan vielä nelinkertaiseksi reunatukiin nähden, saadaan tukimomentiksi -445 kNm ja vasemman kentän maksimimomentiksi 656 kNm. Tuloksista voidaan hyvin havaita, kuinka paljon jatkuvan seinämäisen palkin keskituki vaikuttaa voimasuureiden jakautumiseen.



Kuva 39. RFEM:in resultbeam-työkalun avulla saatu momenttikuvaaja tapaukselle, missä keskituen jäykkyys on kaksinkertainen reunatukiin verrattuna.

Lasketaan vetovoimat BY210 momenttivarsien mukaan yllä olevan kuvan tapauksen momenttikuvaajalle. Näin ollen vetovoimat saavat seuraavat arvot:

$$T_{1.RFEM} = \frac{M_{Ed.1.RFEM}}{z_1} = \frac{771 \text{ kNm}}{1.950 \text{ m}} = 395 \text{ kN}$$

ja keskituen:

$$T_{3.RFEM} = \frac{M_{Ed.3.RFEM}}{z_3} = \frac{250 \text{ kNm}}{1.650 \text{ m}} = 152 \text{ kN}$$

Alla olevaan taulukkoon on vielä vertailtu eri tavalla laskettuja vetovoimia sekä niiden vaatimia teräsmääriä.

Taulukko 3. Vetosauvojen ja teräsmäärien vertailu.

Sauva	Vetovoima [kN]			Vaadittu teräsmäärä [mm <sup>2</sup> ]		
	STM	BY210	RFEM	STM	BY210	RFEM
T1	499	359	395	1148	826	908
T3	50	509	152	115	1170	350

Taulukosta voidaan havaita, että vasemman puoleisen kentän vetosauvat vastaavat kohtalaisen hyvin toisiaan, mutta sauvarakenteiden mukaan laskettu keskituen veto-voima on huomattavasti suurempi kuin alun perin oletetun ristikkomallin sekä globaalimallin vetovoima. Ristikkomalli voitaisiin halutessaan muodostaa uudelleen jäykemmällä keskituella mallinnetun mallin tukireaktioiden mukaan. Tässä työssä ei kuitenkaan sitä tehty. Mitoitetaan pääraudoitus (T1) sekä tukirauhoitus (T3) suurimpien vetovoimien mukaan.

#### 4.2.3 Solmujen mitoitus

Seuraavaksi tarkistetaan kriittisten solmualueiden jännitykset. Mitoitettavaksi solmualueeksi tulee joko pidemmän kentän päätytuki tai keskituki. Määritellään ensiksi päätytuen solmualueen mitoituslujuudet, jotka ovat samat kuin aikaisemmassa esimerkissä.

Solmualueen mitoituslujuus (BY210):

$$f_{cd2} = 0.60 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} = 0.60 * \left(1 - \frac{30}{250}\right) * 17 \frac{N}{mm^2} = 9.0 \frac{N}{mm^2}$$

Tukipaineen mitoituslujuus (BY210):

$$f_{cd3} = 0.70 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} = 0.70 * \left(1 - \frac{30}{250}\right) * 17 \frac{N}{mm^2} = 10.5 \frac{N}{mm^2}$$

Tarkistetaan ensiksi tukireaktion aiheuttama jännitys.

$$\sigma_{c1.vas} = \frac{R_{Ed.vas}}{a_1 * b} = \frac{738 \text{ kN}}{480 \text{ mm} * 250 \text{ mm}} = 6.2 \frac{N}{mm^2} < f_{cd3} = 10.5 \frac{N}{mm^2}$$

Tukireaktion aiheuttama jännitys on pienempi kuin mitoituslujuus, ok!

Seuraavaksi määritellään päätytuen solmualueen leveys kuten aiemmassa esimerkissä, solmualueen leveydeksi saadaan:

$$a_2 = a_1 * \sin(\theta) + u * \cos(\theta) = 480 \text{ mm} * \sin(56.4^\circ) + 600 \text{ mm} * \cos(56.4^\circ)$$

jolloin solmualueen leveys  $a_2$  on 732 mm.

Tarkistetaan puristussauvan C2 aiheuttama jännitys solmutasossa:

$$\sigma_{c2} = \frac{C2}{a_2 * b} = \frac{898 \text{ kN}}{732 \text{ mm} * 250 \text{ mm}} = 4.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{cd2} = 9.0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Myös solmutason jännitys on mitoituslujuutta pienempi, ok!

Solmutason jännityksen lisäksi pitää vielä tarkistaa puristussauvaan syntyvän poikittaisen vetovoiman arvo. Kuten aiemmassakin esimerkkitapauksessa rakennetta kuormittaa tasainen kuorma, joten vain palkin alareunaan tuen läheisyyteen syntyvä poikittainen vetovoima tulee tarkastaa. Mitoitus puristussauvan halkaisuvoimille tehdään samalla tavalla kuin aiemmassa esimerkissä, joten rajataan se tästä esimerkkitapauksesta pois.

Seuraavaksi tarkastellaan keskituen CCT-solmua. Mitoituksen yksinkertaistamiseksi molempien kenttien kaksi puristussauvaa oletetaan yhdeksi sauvaksi, jonka suuntakulmaksi valitaan puristussauvojen suuntakulmien keskiarvo. Tässä tapauksessa riittää, että tarkastetaan vain keskituen vasemman kentän puristussauva, sillä sen resultanttivoima on suurempi.

Tarkistetaan ensimmäiseksi tukipaine  $\sigma_{c1}$ :

$$\sigma_{c1.keski} = \frac{R_{Ed.keski}}{a_{1.keski} * b} = \frac{1298 \text{ kN}}{580 \text{ mm} * 250 \text{ mm}} = 9.0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{cd3} = 10.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

jonka jälkeen tarkistetaan solmualueen jännitys. Jotta solmualue voidaan määritellä, tarvitaan puristussauvojen suuntakulmien keskiarvo. Puristussauvojen suuntakulmat voidaan mitata määrittelystä ristikkomallista ja tässä tapauksessa keskimääräiseksi suuntakulman arvoksi saadaan  $\theta_m = 63.9^\circ$ .

$$a_{2.keski} = \frac{a_{1.keski}}{2} * \sin(\theta_m) + u * \cos(\theta_m)$$

$$a_{2.keski} = \frac{580 \text{ mm}}{2} * \sin(63.9^\circ) + 600 \text{ mm} * \cos(63.9^\circ) = 524 \text{ mm}$$

Seuraavaksi lasketaan yhdistetyn puristussauvan resultanttivoima keskimääräisen suuntakulman avulla:

$$C_{m.1} = \frac{(a_2 * q * L_1 + a_3 * q * L_1)}{\sin(\theta_m)}$$

$$C_{m.1} = \frac{\left(0.386 * 240 \frac{kN}{m} * 6.24 \text{ m} + 0.122 * 240 \frac{kN}{m} * 6.24 \text{ m}\right)}{\sin(63.9)}$$

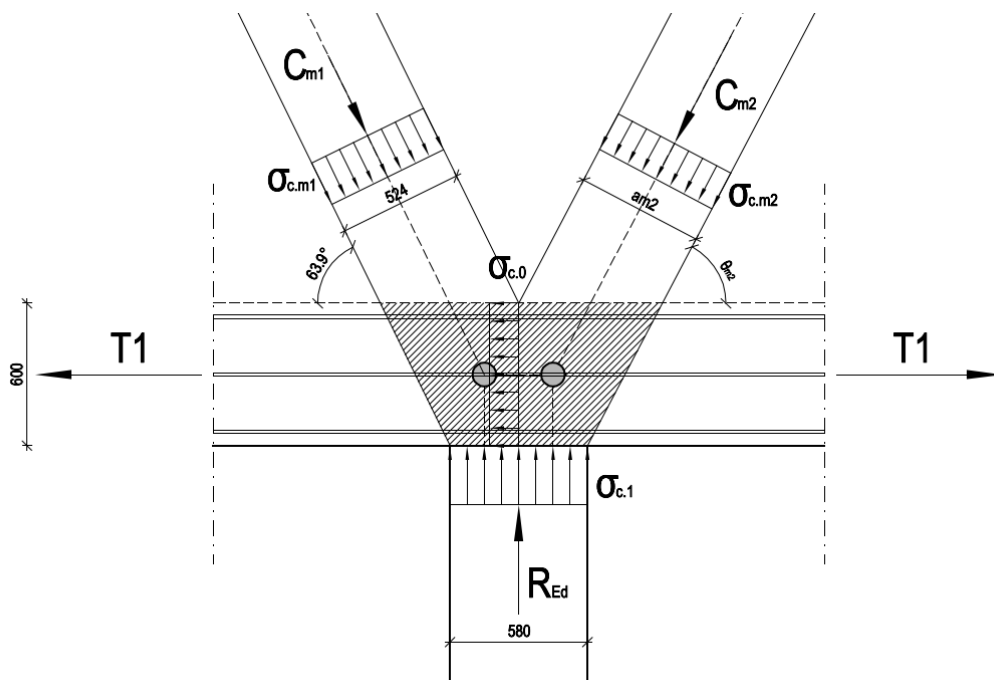
$$C_{m.1} = \frac{(578 \text{ kN} + 181 \text{ kN})}{\sin(63.9)} = 845 \text{ kN}$$

jolloin voidaan määritellä keskituen vasemman reunan solmualueen jännitys.

$$\sigma_{c2.keski} = \frac{C_{m.1}}{a_2 b} = \frac{845 \text{ kN}}{524 \text{ mm} * 250 \text{ mm}} = 6.5 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{cd2} = 9.0 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Toista keskituen solmun pääjännitystä  $\sigma_{c0}$  ei tarvitse tarkistaa, sillä solmun korkeus on suurempi kuin puolet tuen leveydestä, jolloin jännitys  $\sigma_{c0}$  ei voi tulla määrääväksi (kts. s. 44 luku 3.7). Alla on havainnekuva keskituen solmusta.





Kuva 40. Havainnekuva keskituen solmusta. Vain vasemman kentän puristussauvan solmun jännitykset tarkistettiin.

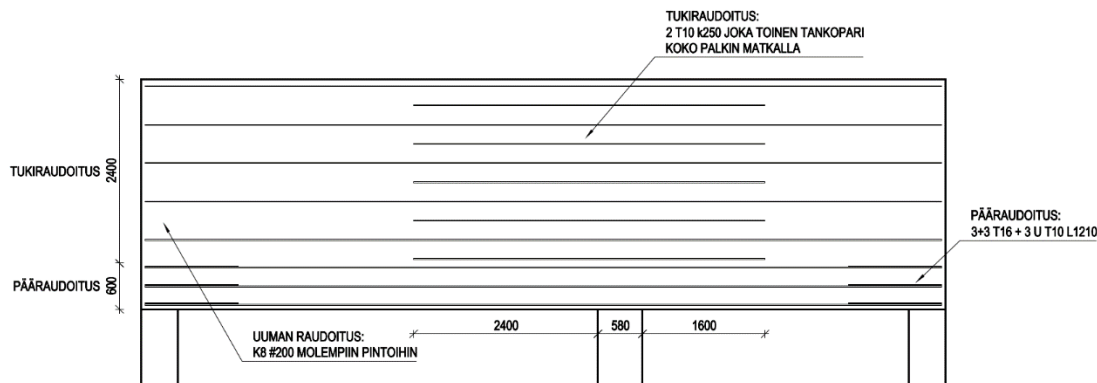
Myös keskituella pitää tarkistaa riittääkö uuman minimiraudoitus vastaanottamaan halkaisuvoimat. Tukiraudoitusta voidaan hyödyntää vastaanottamaan puristussauvojen x-suuntaiset vetovoimat, eli tarkistettavaksi tulee lähinnä y-suunnan raudoitus. Mitoitus tapahtuu kuten aiemmassa esimerkissä.

#### 4.2.4 Raudoituksen määrittely

Valitaan raudoitukset suurimpien vetovoimien mukaan. Vaadittu raudoitusmäärä pääteräksille oli  $1148 \text{ mm}^2$ . Valitaan pääraudoitukseksi 6 kappaletta T16 tankoja, jotka jaetaan symmetrisesti ristikkomallin vetosauvaan nähden ja viedään yhtenäisinä koko palkin läpi. Päätytuen leveys ei riittänyt suorilla tangoilla ankkurointiin, eikä suorilla tangoilla ankkurointi ole muutenkaan suositeltavaa seinämäisissä palkeissa. Ankkuroidaan pääraudoitus kolmella U T10 L1210 lenkillä.

Vaadittu tukiraudoitus laskettuna sauvarakenteiden mukaan oli  $1170 \text{ mm}^2$ , joka on huomattavasti enemmän kuin ristikkomallin tai globaalimallin vaatima raudoitus. On tapauskohtaista mille tukimomentille tukiraudoitus mitoitetaan. Tässä tapauksessa

vaadittu raudoitus on varmasti varmallalla puolella, mutta koska jatkuvia seinämäisiä palkkeja esiintyy yleensä vain harvoin, voidaan tukiraudoituksen optimointi jättää tekemättä. Valitaan tukiraudoitukseksi 2 T10 k250, joista joka toinen tanko viedään koko palkin läpi ja loput ulotetaan  $0.4 \cdot L$  etäisyydelle keskitueltä.

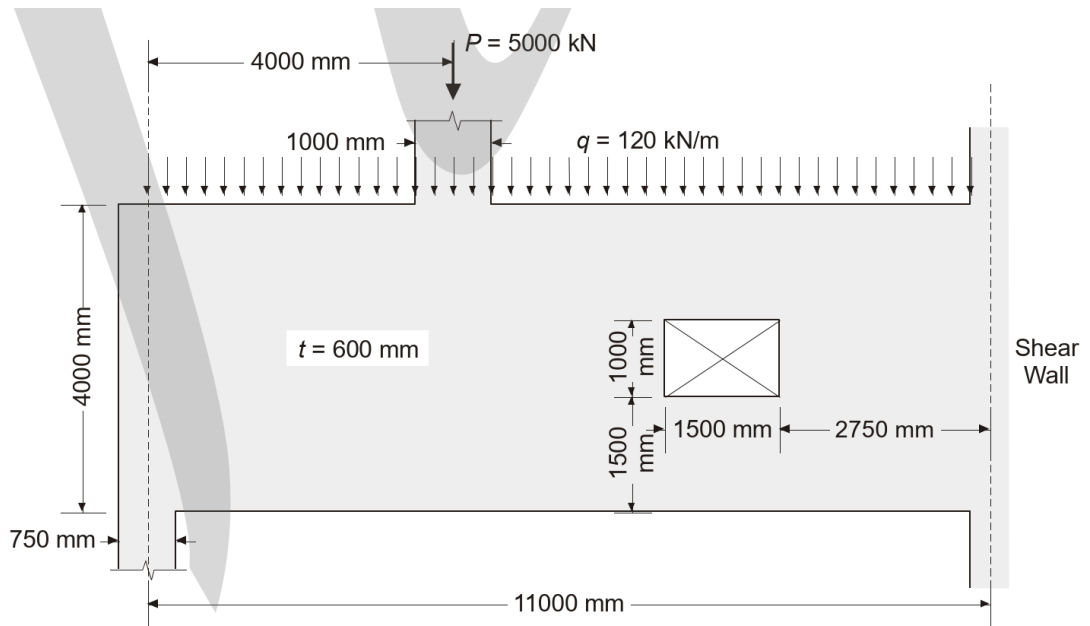


Kuva 41. Jatkuvan seinämäisen palkin raudoitus.

### 4.3 Aukotettu seinämäinen palkki

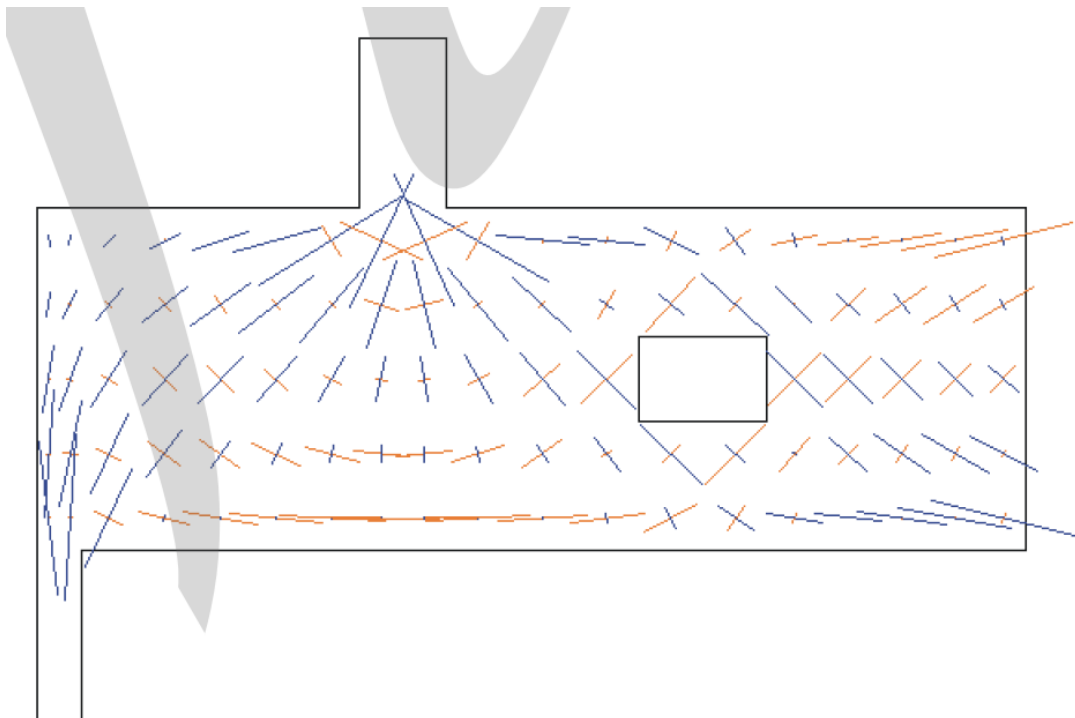
Lähtökohtaisesti suuremman aukon sijoittamista seinämäiseen palkkiin on vältettävä, sillä seinämäiset palkit kantavat tyypillisesti erittäin suuria kuormia, ja aukon vaikutusta rakenteen käyttäytymiseen voi olla vaikea arvioida. Mikäli aukko kuitenkin joudutaan sijoittamaan seinämäiseen palkkiin, tulisi se sijoittaa puristusvyöhykkeen ulkopuolelle joko ylänurkkiin tai rakenteen keskelle vetoraudoituksen yläpuolelle. Aukkojen sijoitusta tukien läheisyyteen on ehdottomasti vältettävä eikä aukko saa katkaista pääteräksiä.

Alla olevassa kuvassa on FIB:n teoksesta Design examples for strut-and-tie models löytyvä esimerkkitalaus aukotetusta seinämäisestä palkista. Palkki tukeutuu vasemmassa reunassa pilariin ja oikeasta jäykistävään seinään. Tasaisen kuorman lisäksi palkkia kuormittaa palkin päälle tukeutuvan pilarin aiheuttama pistekuorma.



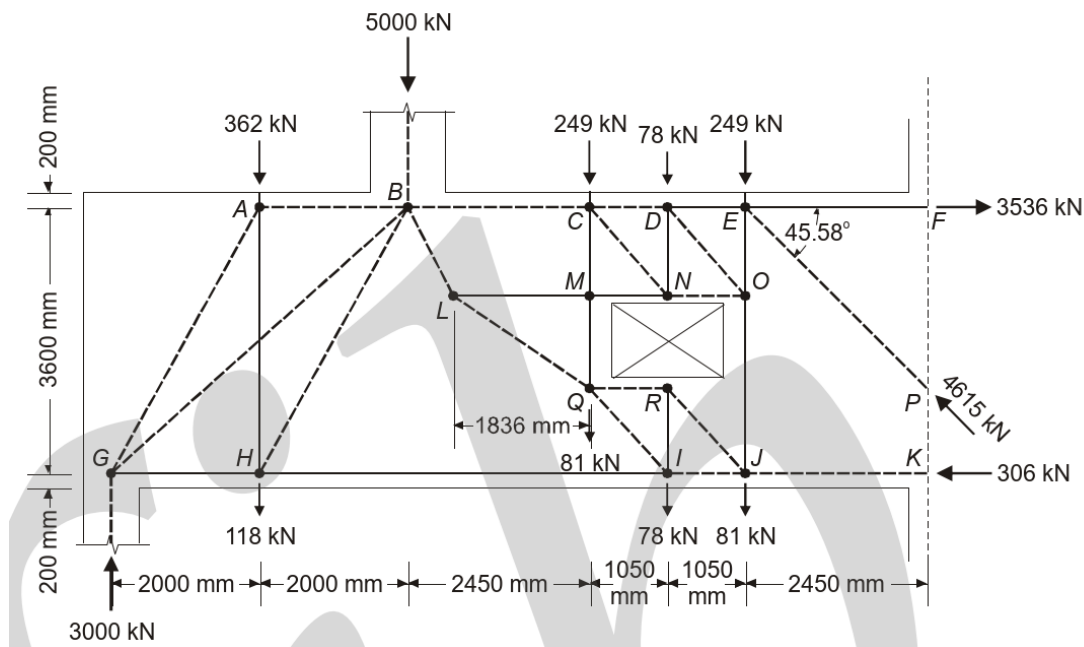
Kuva 42. FIB:n esimerkkilaskun rakennemalli (FIB 2011, s. 67)

Kuten aiemmissakin esimerkeissä aukotetun seinämäisen palkin ristikkomallin muodostaminen aloitetaan mallintamalla rakenne FEM-ohjelmaan ja tarkastelemalla jännitysten jakautumista.



Kuva 43. Esimerkkitapauksen pääjännitykset FEM-analyysistä (FIB 2011, s. 68)

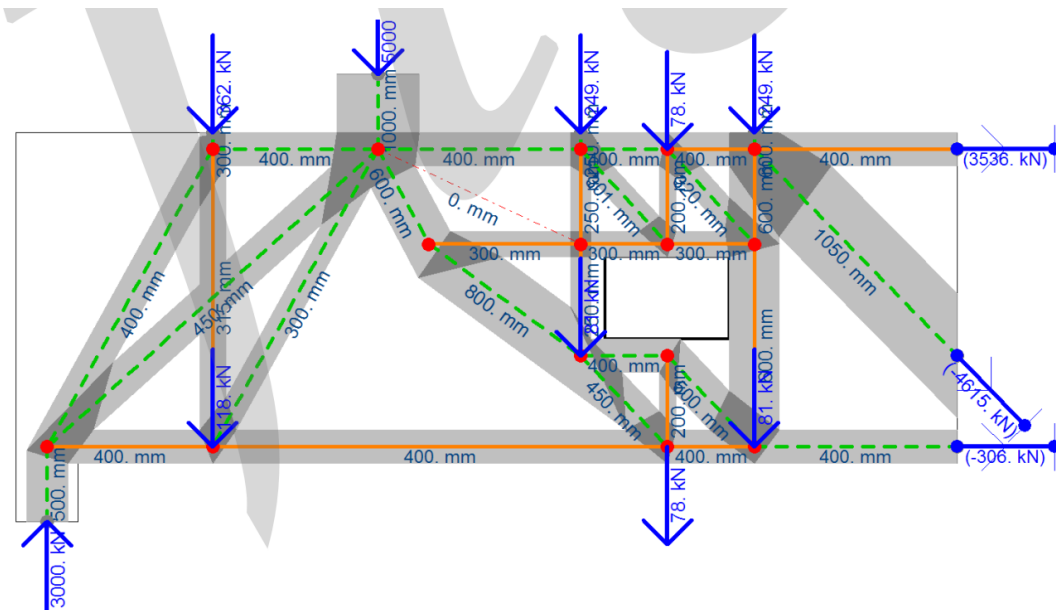
Rakenteen pääjännityksistä voidaan päätellä, että optimikulma raudoitukselle palkin keskellä aukon ympärillä olisi noin 45 astetta. Kuitenkin työteknisistä syistä ristikkomallin vetosauvat on sijoitettu joko pystyyn tai vaakaan (ks. alla oleva kuva).



Kuva 43. Esimerkkitapauksen ristikkomalli (FIB 2011, s. 69)

Ristikkomallissa pilarin pistekuorma on tuotu vasemmalle tuelle suoralla puristussauvalla solmusta B solmuun G, sekä myös epäsuoraa reittiä pitkin solmusta B solmuun H, josta voima on ripustettu vetosauvan avulla solmuun A. Solmusta A kuorma kulkeutuu puristussauvaa pitkin tuelle. Oikealla puolella pilarin pistekuorma on viety aukon ylä- ja alapuolella sijaitsevien ristikoiden avulla.

Seuraavaksi ratkaistaan ristikkomallin sauvavoimat, sekä määritetään puristussauvojen leveydet. Alla olevassa kuvassa on esitetty sauvuille arvioidut maksimileveydet mitkä mahtuvat valittuun ristikkomalliin. Mikäli valittujen sauvojen kapasiteetti havaitaan riittämättömäksi, täytyy tutkia voidaanko sauvojen leveyttä vielä kasvattaa vai täytyykö ristikkomallia muokata.



Kuva 45. Valitun ristikkomallin oletetut sauvojen maksimileveydet (FIB 2011, s. 70)

Mikäli puristussauvojen jännitykset pysyvät sallituissa rajoissa, lopuksi tarkastetaan vielä vetosauvojen vaatima rauditusmäärä sekä solmualueiden jännitykset. Solmujen tarkastaminen voi olla melko haastavaa, sillä usein kriittiseen solmuun voi liittyä monta eri sauvaa. Tässä esimerkkitapauksessa kriittisimmät solmut ovat pistekuorman vaikutuskohta sekä vasen tukisolmu.

## 5 YHTEENVETO

Opinnäytetyössä tutustuttiin rakennemalliltaan erilaisiin seinämäisiin palkkeihin, niiden käyttäytymiseen sekä siihen miten seinämäisten palkkien mitoitus eroaa tavallisten palkkien mitoituksesta. Mitoitusmenetelmien kannalta opinnäytetyön pääpaino oli ristikkomenetelmässä.

Seinämaisten palkkien käyttäytyminen taivutustilanteessa eroaa huomattavasti niin sa-  
nottujen normaalien palkkien käyttäytymisestä. Normaleilla palkeilla puristuspaarre  
nousee aina palkin yläreunaan, kun taas seinämäisillä palkeilla tämä tapahtuu vain, jos  
seinämäisen palkin jännevälin ja korkeuden suhde on suuri (2–3). Etenkin korkeilla ja  
lyhyen jännevälin omaavilla seinämäisillä palkeilla on helppo havaita, kuinka palkin  
koko korkeutta ei päästä hyödyntämään, puristuspaarten jäädessä selvästi

matalammalle (tehollinen korkeus). Seinämäisten palkkien ankkuroinnissa on myös tärkeä muistaa, että ankkurointi mitoitetaan aina teräksen myötölujuudelle.

Perinteiset seinämäisten palkkien mitoitustavat soveltuvat hyvin yksinkertaisiin tapauksiin. Perinteisten menetelmien huonona puolena on, että ne eivät ota kantaa seinämäisen palkin puristusmurtoon. Etenkin raskaasti kuormitetuissa rakenteissa uuman minimirauδοitus ei usein riitä vastaanottamaan puristussauvaan syntyviä halkaisuvoimia. Nämä halkeamat puristussauvan alueella heikentävät huomattavasti rakenteen kantokykyä ja tämän kaltaisissa tapauksissa on syytä harkita ristikkomenetelmän tai FEM-ohjelmien käyttöä.

Ristikkomenetelmän käyttö yksinkertaisten seinämäisten palkkien mitoitukseen on melko suoraviivaista, mikäli menetelmä on entuudestaan tuttu. Ensikertalaiselle ristikkomenetelmän käyttö voi tuottaa vaikeuksia, sillä ristikkomenetelmä on ainakin vielä toistaiseksi melko vähäisessä käytössä sekä menetelmän käyttöön on saatavilla varsin niukasti ohjeita. Yksinkertaiselle 1-aukkoiselle tapaukselle on onneksi helposti muodostettavissa laskentapohja, jonka käytön pitäisi olla ristikkomenetelmän ensikäyttäjällekin kohtalaisen helppoa.

Ristikkomenetelmän käytön haasteet nousevat kuitenkin esiin monimutkaisempiin rakenteisiin mentäessä, jolloin ristikkomenetelmän käyttämisestä tulee huomattavasti työläämpää. Mikäli ristikkomenetelmää aiotaan käyttää jatkuvissa- tai aukotetuissa seinämäisissä palkeissa, rakenne täytyy aina mallintaa FEM-ohjelmaan, jotta saadaan selville voimasuureiden jakautuminen. Rakenteen mallintaminenkaan FEM-ohjelmaan ei ole aina ihan yksiselitteistä. Jatkuvien seinämäisten palkkien mitoitukseen lisähaastetta tuo se, että jännitys jakauma riippuu oleellisesti keskituen ominaisuuksista. Mitä jäykempää keskitukea käytetään sen suuremmaksi tukimomentit kasvavat, kun taas jos keskituki pääsee painumaan huomattavasti, ei keskituella välttämättä synny lainkaan tukimomenttia, jolloin taas kenttämomentit kasvavat. Tämä voimasuureiden jakautuminen vaikuttaa suoraan ristikkomallin geometriaan, sillä ristikkomallin muodostaminen perustetaan yleensä tukireaktioihin (load path method). Lisää hämmennystä aiheuttaa myös se, että BY210 mukaan mitoitusmomentit tulisi laskea normaalien matalien palkkien mukaan, kun taas FIB:n esimerkissä mitoitusmomentit oli määrätty FEM-ohjelmaan mallinnetusta globaalista mallista. Joissain tapauksissa, kuten

tämän työn esimerkkilaskussa, tukimomenttien erot voivat kasvaa todella suuriksi. Toinen asia mikä vaikuttaa ristikkomalliin on sisäisen momenttivarren pituus. Riip-puen rakennemallista laskennalliset momenttivarret voivat erota huomattavasti FEM-ohjelman jännitys jakauman avulla saatavista momenttivarista. Aukotetuissa seinä-mäisissä palkeissa ristikkomalli on aina muodostettava tapauskohtaisesti mukaillen jännitys jakaumia ja todellisesti käyttäytyvän ristikkomallin muodostaminen aukotetuun rakenteeseen voi osoittautua todella haastavaksi. Aukotettu rakenne kyllä varmasti kestää ristikkomallin mukaiset rasitukset, mutta vääränlainen malli voi johtaa huomattavaan ylimitoitukseen.

Ristikkomenetelmän käytön suurimpia haasteita on mallin yhteensovittaminen jännitys jakaumien kanssa sekä se, että ei ole olemassa yhtä ja oikeaa ratkaisua. Teoreettisesti on olemassa lukuisia hyväksyttäviä tasapainomalleja, jotka ovat kestävyuden kannalta varmalla puolella niin kauan, kun rakenne on riittävän sitkeä. Silti näistä erilaisista tasapainomalleista toteutuu vain yksi, jolla on rakenteeseen yhteensopiva muodonmuutostila. Näiden lisäksi ristikkomenetelmän käyttöön olemassa olevat ohjeet ovat osittain tulkinnanvaraisia sekä eri lähteiden välillä voi olla myös ristiriitoja.

## LÄHTEET

- Alexandre Mathern. (2010). Strut-and-tie modelling of reinforced concrete pile caps. Göteborg, Ruotsi
- Barney T. Martin ja David H. Sanders. (2007). Verification and Implementation of Strut-and-Tie Model in LRFD Bridge Design Specifications.
- CEB (1993). CEB-FIP Model code 1990.
- Eero Saarinen. (1986). RIL 125 Teräsbetonirakenteet. Helsinki
- Eero Saarinen ja Leo Kähkönen. (1992). By 202 Betonirakenteiden suunnittelun opikirja osa 2. Jyväskylä
- FIB. (2011). FIB bulletin 61. Design examples for strut-and-tie models.
- Janne Karhe. (2021). FEM-laskennan ja ristikkomenetelmän erot seinämäisen palkin mitoittamisessa. Kandidaatintyö. Tampereen yliopisto. Viitattu 22.11.2021. <https://urn.fi/URN:NBN:fi:tuni-202105265486>
- Joonas Koskimies. (2014). Ristikkomenetelmä (Strut-and-tie modeling). Opinnäytetyö AMK. Metropolia ammattikorkeakoulu. Viitattu 22.11.2021. <https://urn.fi/URN:NBN:fi:amk-201405147850>
- Markus Sääski. (2017). Seinämäisten teräsbetonipalkkien analysointi. Diplomityö. Aalto-Yliopisto. Viitattu 22.10.2021. <http://urn.fi/URN:NBN:fi:aalto-201712188052>
- Matti V. Leskelä. (2005). By 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005. Helsinki
- Moustafa Mansour, Bilal El-Ariss ja Tamer El-Maaddawy. (2020). Effect of Support Conditions on Performance of Continuous Reinforced Concrete Deep Beams.
- Professor F.K. KONG. (2002). Reinforced concrete deep beams.
- RC Design lectures, Strut-and-Tie Method. YouTube 2020. Viitattu 11.5.2022. [11 - Adv. RC Design Lectures - Strut-and-Tie Method \(updated 8/3/20\) - YouTube](#)
- Robert Zechmann ja Adolfo B. Matamoros. (2002). Use of Strut-and-Tie models to calculate the strength of deep beams with openings.
- Robin Garret Tuchscherer. (2008). Strut-and-Tie Modeling of Reinforced Concrete Deep Beams: Experiments and Design Provisions.
- Sampo Mäkelä. (2019). Parametrisen mallinnuksen ja topologiaoptimoinnin hyödyntäminen seinämäisen teräsbetonirakenteen mitoituksessa. Diplomityö. Oulun yliopisto. Viitattu 3.11.2021. <http://urn.fi/URN:NBN:fi:oulu-201909182876>
- SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. (2015). Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki



Strut and tie courses EC2, Chapter 14 Design with Strut and tie models.

Suomen betoniyhdistys ry. (1995). By 203 Betonirakenteiden perusteiden oppikirja. Helsinki

Topi Viitala. (2020). Seinämäisen palkin rauditusperiaatteet sovellettuna asuinkerrostalorakenteisiin. Kandidaatintyö. Tampereen yliopisto. Viitattu 22.10.202.  
<https://urn.fi/URN:NBN:fi:tuni-202005285786>