

Janne Karhe

# FEM-LASKENNAN JA RISTIKKOMENETELMÄN EROT SEINÄMÄISEN PALKIN MITOITTAMISESSA

Kandidaatintyö  
Rakennetun ympäristön tiedekunta  
Jani Lipsanen, Jonecon Oy  
Auli Lastunen, TAU  
Toukokuu 2021

# TIIVISTELMÄ

Janne Karhe: FEM-laskennan ja ristikkomenetelmän erot seinämäisen palkin mitoittamisessa

Differences between FEM calculation and strut-and-tie method in sizing of deep beams

Kandidaatintyö

Tampereen yliopisto

Rakennustekniikka

Toukokuu 2021

---

Tämän tutkimuksen tarkoituksena on tehdä katsaus seinämäisen palkin teoriaan ja selvittää kuinka suuria eroja palkin mitoittamisessa syntyy käytettäessä ristikko- ja elementtimenetelmää (FEM). Seinämäinen palkki on dimensioiltaan seinää muistuttava teräsbetonipalkin erikoistapaus. Tavanomaisesta palkista poiketen se on huomattavan korkea verrattuna jänneväliinsä. Seinämäisiä palkkeja käytetään usein kerrostalojen toisessa kerroksessa, jos ensimmäiseen kerrokseen halutaan sijoittaa avoin liiketila. Eurokoodi 2 -suunnittelustandardissa seinämäisten palkkien mitoituksen ohjeistus on suppeaa ja ajoittain vaikeaselkoista, huolimatta seinämäisten palkkien yleisyydestä rakennuskannassa.

Työssä tutustutaan yleisellä tasolla seinämäiseen palkkiin ja sen mitoittamiseen. Lisäksi tarkastellaan teoriatasolla, kuinka tuenta ja aukot vaikuttavat seinämäiseen palkkiin. Myös ristikko- ja elementtimenetelmiin paneudutaan lyhyesti. Tämän jälkeen vertaillaan laskentamenetelmien tuloksia eri parametreja muuttaen.

Tutkimuksessa käytettiin yksiaukkoista seinämäistä palkkia tasaisella kuormalla. Jännitysten tarkastelu toteutettiin ristikkomenetelmällä eurokoodin mukaisesti ja elementtimenetelmällä käyttäen Dlubalin RFEM-ohjelmistoa. Tutkimuksessa muutettiin palkin pituutta ja leveyttä, käytettyä betoniluokkaa, tukialueen pituutta sekä kuorman suuruutta. Lisäksi testattiin, kuinka ristikkomenetelmässä tehtävä yksinkertaistus jatkuvan kuorman muuttamisesta pistemäisiksi resultanttivoimiksi vaikutti tuloksiin.

Tulosten perusteella elementtimenetelmä antoi seinämäisen palkin alareunan vetojännitykselle noin 23,9 % pienempiä arvoja verrattuna ristikkomenetelmään. Jatkuvan kuorman yksinkertaistaminen pistevoimiksi muutti jännityksiä noin 5 %:n verran, lopullisen eron ollessa noin 28,8 %. Muiden parametrien vaikutus jäi tutkittavilla tapauksilla pieniksi, alle 1 %, tai eroa ei syntynyt.

Tutkimuksen mukaan ristikkomenetelmä sopii lyhyiden ja muodoltaan yksinkertaisten seinämäisten palkkien laskentaan. Todennäköisesti tarkkuutta voitaisiin parantaa muokkaamalla rakenneosalle muodostettavaa ristikkomallia. Lisäksi ristikkomenetelmää voidaan käyttää seinämäisten palkkien alustavaan mitoitukseen ja muodostamaan vertailukohta FEM-laskennan tueksi.

Avainsanat: Seinämäinen palkki, teräsbetoni, ristikkomenetelmä, elementtimenetelmä, FEM

Tämän julkaisun alkuperäisyys on tarkastettu Turnitin OriginalityCheck –ohjelmalla.

# SISÄLLYSLUETTELO

1. JOHDANTO .....	1
2. SEINÄMÄINEN PALKKI .....	3
2.1 Tuennan vaikutus palkin toimintaan .....	4
2.2 Mitoittamisesta yleisesti .....	5
2.3 Mitoittamisen kulku.....	8
2.4 Aukkojen vaikutus .....	11
3. LASKENTAMENETELMÄT .....	13
3.1 Ristikkomenetelmä.....	13
3.2 Elementtimenetelmä (FEM).....	15
4. LASKENTAMENETELMIEN VERTAILU .....	17
4.1 Perustapaus ja muutettavat parametrit.....	17
4.2 Laskenta ristikkomenetelmällä .....	18
4.3 Laskenta elementtimenetelmällä .....	19
4.4 Tulosten vertailu.....	26
5. YHTEENVETO JA PÄÄTELMÄT .....	29
LÄHTEET .....	31
LIITE 1: PERUSTAPAUKSEN LASKENTA RISTIKKOMENETELMÄLLÄ.....	32
LIITE 2: RISTIKKOMALLISSA KÄYTETYN LASKENTAPOHJAN ETUSIVU .....	36

# LYHENTEET JA MERKINNÄT

$A_c$	Betonin poikkileikkauksen pinta-ala
$A_{s,min}$	Vaaditun raudoituksen pienin sallittu pinta-ala
$A_{s,vaad}$	Raudoituksen vaadittu pinta-ala
$A_{s,dbmin}$	Uuman raudoituksen pienin sallittu pinta-ala
$b$	Palkin leveys
$b_s$	Tuen leveys
$b_t$	Palkin vetopuolen keskimääräinen leveys
$d$	Palkin tehollinen korkeus
$F$	Voima
$f_{bd}$	Tartuntalujuus
$f_{cd}$	Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
$f_{cd3}$	Puristuslujuuden sallittu maksimiarvo tuella BY210:n (2008) mukaan
$f_{ctm}$	Betonin keskimääräinen vetolujuus
FEM	Elementtimenetelmä, Finite element method
$f_{yd}$	Teräksen vetolujuuden mitoitusarvo
$f_{yk}$	Teräksen vetolujuuden ominaisarvo
$h$	Palkin korkeus
$h_{ef}$	Palkin toiminnallinen korkeus
$h_f$	Vetoraudoituksen korkeus
$L$	Palkin jänneväli
$l_{b,min}$	Ankkurointipituuden vähimmäisarvo
$l_{b,rqd}$	Ankkurointipituuden perusarvo
$l_{bd}$	Ankkurointipituuden mitoitusarvo
$L_{ef}$	Tehollinen jännemitta
$L_n$	Vapaa jännemitta
$L_{Palkki}$	Palkin kokonaispituus
$M_{Ed}$	Mitoittava taivutusmomentti
$T$	Puristusdiagonaalin poikittainen vetovoima
$z$	Sisäinen momenttivarsi
$z_{max}$	Sisäisen momenttivarren maksimiarvo
$\beta$	Tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus
$\phi$	Tangon halkaisija
$\mu$	Suhteellinen taivutusmomentti
$\sigma_{Ed1}$	Tukivoiman aiheuttama tukipaine
$\sigma_{Ed2}$	Puristusdiagonaalin aiheuttama tukipaine
$\sigma_{Rd,max}$	Puristuslujuuden sallittu maksimiarvo tuella Eurokoodin (SFS EN 1992-1-1 +A1 +AC 2015) mukaan
$\sigma_{sd}$	Pääteräksissä vaikuttava jännitys

# 1. JOHDANTO

Seinämäinen palkki on yksi rakennesuunnittelijan käytössä olevista perusratkaisuista, joita ajoittain tarvitaan nykyaikaisessa rakentamisessa. Kyseessä on palkki, joka on huomattavan korkea verrattuna sen jänneväliin. Vaikka rakennuksissa esiintyy selkeästi enemmän tavanomaisia seiniä ja palkkeja verrattuna seinämäisten palkkien lukumäärään, tietynlaisissa kohdissa seinämäisiä palkkeja tarvitaan riittävän rakenteellisen kestävyuden saavuttamiseksi. Erityisesti kaupunkien keskustoihin suunniteltaviin kerrostaloihin tulee usein ylemmistä kerroksista poikkeava ensimmäinen kerros, jossa sijaitsevien liiketilojen vuoksi seinämäisiä palkkeja hyödynnetään toisen kerroksen rakenteissa.

Seinämäisiä palkkeja mitoitetaan nykyään hyvin usein laskentaohjelmistoilla, jotka perustuvat elementtimenetelmään eli FEM-laskentaan. Menetelmässä laskettava kappale jaetaan pienempiin osiin siihen muodostettavalla elementtiverkolla. Tämän jälkeen verkon yksittäisten solmukohtien jännityksiä, muodonmuutoksia sekä siirtymiä voidaan tarkastella. Laskentaohjelmistojen ulkopuolella ristikkomenetelmä on ollut jo pidemmän aikaa yleisesti käytetty tapa mitoittamiseen. Nimensä mukaan kappaleeseen muodostetaan virtuaalinen ristikko, jossa on puristus- ja vetosauvoja sekä niitä yhdistäviä solmuja. Tämän jälkeen sauvoissa vaikuttavat voimat voidaan laskea tavanomaisin menetelmin. Ristikkomenetelmä on helppo tapa mitoittamiseen tilanteissa, joissa palkki on muodoltaan sekä kuormitukseltaan yksinkertainen. Menetelmillä saatujen tulosten välillä on eroja ja ne ovat vertailukelpoisia keskenään. Mitoittamisen näkökulmasta on mielenkiintoista selvittää, kuinka suuri merkitys tällä erolla voi olla lopullisiin raudoituksiin.

Tässä kandidaatintyössä tarkastellaan seinämäisissä palkkeissa vaikuttavia jännityksiä ristikkomenetelmällä ja elementtimenetelmällä (FEM), sekä vertaillaan eroja näillä menetelmillä saatujen tulosten välillä. Laskennassa käytetään Eurokoodi 2 -standardia (SFS EN 1992-1-1 +A1 +AC 2015) ja avustavassa roolissa betoniyhdistyksen oppaita BY202 (1986) ja BY210 (2008). Tarkastelu tehdään yksiaukkoisella palkilla käyttäen erilaisia kuormituksia, betonilaatua ja vaihtelevia dimensioita. Tässä työssä tutustutaan vain pintapuolisesti moniaukkoisiin palkkeihin sekä palkkien raudoituksiin ja ne jätetään pois laskentatarkastelusta.

Työssä pyritään löytämään vastaus siihen, miten seinämäisiä palkkeja mitoitetaan Eurokoodi 2 -standardiin pohjautuen. Lisäksi tutkitaan asettaako kyseinen standardi jotain

erityisvaatimuksia seinämäisen palkin mitoittamiselle ja miten tuenta, kuormat, tuen kestävyys sekä aukot vaikuttavat seinämäisen palkin mitoittamiseen. Oleellista on myös selvittää, kuinka suuria eroja on ristikko- ja elementtimenetelmällä suoritettujen tarkastelujen välillä. Saatuja tuloksia pyritään tarkastelemaan erityisesti käytännönläheisestä näkökulmasta.

Tutkimus aloitetaan tutustumalla luvussa 2 seinämäisiin palkkeihin ja niiden mitoittamiseen kirjallisuuden sekä aikaisempien tutkimusten kautta. Lisäksi tuennan ja aukkojen vaikutuksia käydään lyhyesti läpi. Tämän jälkeen luvussa 3 perehdytään lähemmin ristikko- ja elementtimenetelmiin erityisesti seinämäisiin palkkeihin liittyvän mitoittamisen näkökulmasta. Näiden jälkeen luvussa 4 mitoitetaan erikokoisia seinämäisiä palkkeja esimerkkien kautta sekä ristikko- että elementtimenetelmällä ja tarkastellaan saatuja tuloksia. Lopuksi luvussa 5 esitetään tutkimuksen johtopäätökset.

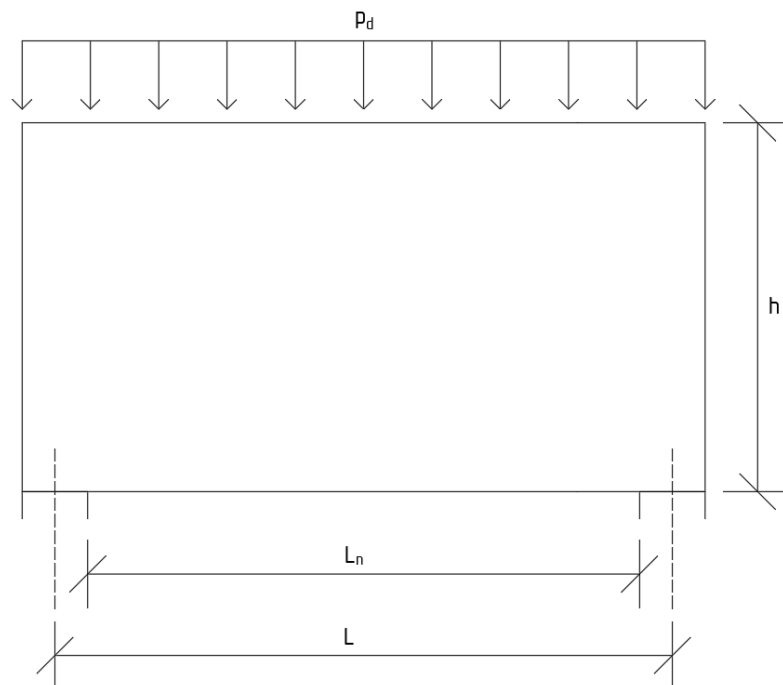
Työn yhteydessä tehdään rakennesuunnittelijoiden käyttöön Microsoft Excel -ohjelmalle laskentapohja, jota käyttäen seinämäisten palkkien mitoitusta voidaan nopeuttaa sekä tehostaa. Laskentapohja perustuu ristikkomenetelmään.

## 2. SEINÄMÄINEN PALKKI

Seinämainen palkki on korkean poikkileikkauksen omaava levymäinen rakennusosa, joka nimensä mukaisesti muodoltaan muistuttaa seinää ja on valmistettu teräsbetonista. Muotonsa takia seinämäinen palkki on jäykkä ja kantaa suuriakin kuormia. Seinämäisen ja normaalin palkin toisistaan erottava määre on jännevälin suhde poikkileikkauksen korkeuteen. Tarkka mitta on vaihdellut vuosien kuluessa suunnittelustandardien ja julkaisujen välillä. Tärkein lähde on Eurokoodi 2 -suunnittelustandardi, joka toimii nykyisin Suomessa rakenteiden mitoittamisen pääohjenuorana. Sen mukaan palkki luokitellaan seinämäiseksi, mikäli palkin jänneväli on pienempi kuin kolme kertaa sen poikkileikkauksen kokonaiskorkeus (SFS EN 1992-1-1 +A1 +AC 2015, s. 57). Sama voidaan myös esittää suhteena

$$\frac{L}{h} \leq 3, \quad (1)$$

jossa  $L$  on palkin jänneväli ja  $h$  on palkin korkeus. Määritelmän seurauksena poikkeuksellisen korkeaa palkkia ei välttämättä luokitella seinämäiseksi, kunhan sen jänneväli on tarpeeksi pitkä. Kuvassa 1 on esitetty seinämäisen palkin yleiset mitat. Kuvassa  $L_n$  on palkin vapaa jännemitta, eli tukien välisen aukon leveys.



**Kuva 1.** Esimerkki seinämäisestä palkista (BY202 1986, s. 445).

Vuosien kuluessa seinämäisten palkkien mitoittaminen on edennyt teoreettisesta tarkastelusta kohti empiiristä tutkimusta. Seinämäisten palkkien tutkimus aloitettiin kimmoisalla levyteorialla, jossa oletus betonin käyttäytymisestä Hooken lain mukaisesti ei vastaa todellisuutta. Tästä huolimatta tulokset olivat riittävän hyviä yleiseen tarkasteluun. Tutkimus on sittemmin 1900-luvun puolivälissä siirtynyt empiirisiin tutkimuksiin pohjautuvaksi, jolloin mitoittamisen tarkkuus on parantunut ja tulokset toimivat paremmin reaali maailmassa. (Kong 2002, s. 18) Tutkimusten mukaan seinämäinen palkki murtuu pääsääntöisesti tuen läheisyydestä. Tämä usein johtui pääterästen riittämättömästä ankkuroinnista tai tukipaine kasvoi liian suureksi. (RIL 104b 1975, s. 354)

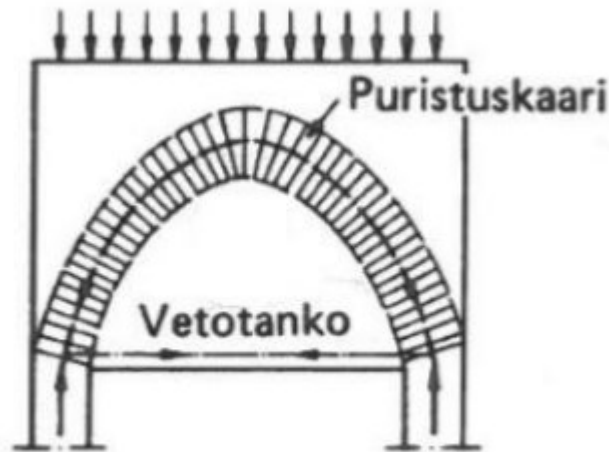
Jos seinämäinen palkki sekä sen viereiset seinät tehdään paikallavalettuna, voidaan pääterästen ankkurointi ulottaa varsinaisen palkin ulkopuolelle muiden seinien sisään. Tällöin tuelle saadaan huomattavasti helpommin aikaiseksi riittävä ankkurointi ja palkin kestävyys paranee. Toisaalta elementteinä tehtävissä seinämäisissä palkeissa tämä ei onnistu, ja ankkuroinnin toteutus tuella on selkeästi haastavampaa.

Seinämäisiä palkkeja tarvitaan tilanteissa, joissa seinän alle alempaan kerrokseen halutaan avoin tila ja kuormien alas vieminen edellyttäisi palkin käyttöä. Tällöin on yksinkertaista käyttää suoraan seinämäistä palkkia, jotta erillistä seinää sekä palkkia ei tarvitsisi tehdä, vaan selvittäisiin yhdellä rakenneosalla. Näitä tilanteita syntyy usein esimerkiksi kaupunkien keskustoissa olevissa kerrostaloissa, joissa on liiketila ensimmäisessä kerroksessa. (Sääski 2017, s. 7–8) Yleisemmin seinämäistä palkkia tulisi harkita aina, mikäli alemmasta kerroksesta puuttuu kantavia seiniä verrattuna ylempänä olevaan kerrokseen. Myös jotkut vähemmän ilmeiset tapaukset voivat toimia seinämäisen palkin tapaan, kuten paalujen varainen perusmuuri (RIL 104b 1975, s. 351).

## **2.1 Tuennan vaikutus palkin toimintaan**

Seinämainen palkki tuetaan yleensä pilareiden varaan, osan matkaa samansuuntaisen seinän päälle, kohtisuoraan alemman seinän päälle tai näiden yhdistelmällä. On myös mahdollista kiinnittää seinämäinen palkki uuman kohdalta toiseen samassa kerroksessa olevaan seinään. Palkin kuormittamisen seurauksena siihen muodostuu puristuskaari tuelta tuelle ja vetotanko palkin alareunaan (BY202 1986, s. 449–450). Yksiaukkoisessa tasaisesti kuormitetussa palkissa puristuskaari tulee olemaan yksinkertainen ja symmetrinen muodoltaan. Moniaukkoisessa palkissa puristuskaari alkaa muistuttamaan aaltoa, sillä kaari ei katkea keskimmäisten tukien kohdalla. Yksiaukkoisen seinämäisen palkin puristuskaaren hahmotelma on esitettyä kuvassa 2. Mikäli kuormitus ei ole jatkuva tai symmetrinen, puristuskaaret tulevat myös olemaan hieman monimutkaisempia muodoltaan.





**Kuva 2.** Puristuskaaren malli seinämäisessä palkissa (BY202 1986, s. 450).

Käytännössä seinämäisen palkin murtumiseen liittyy pääsääntöisesti betonin lujuuden ylittyminen tai vetoraidoituksen pettäminen rakenteellisesti tai ankkuroinniltaan. Tukien läheisyydessä puristuskaaren alueella jännitys voi kasvaa liian suureksi, jolloin betoni ei yksinkertaisesti kestä ja rakenne murtuu. Hyvin samankaltainen tilanne voi myös tapahtua, mikäli tukien pinta-ala on liian pieni kokonaisrasituksiin nähden, tuen aiheuttama leimapaine kasvaa liian suureksi ja jälleen betoni murtuu. Toinen päämurtotapa on vetoterästen pettäminen seinämäisen palkin taipuessa siihen vaikuttavan kuorman vuoksi. Murto voi tapahtua joko teräksen kestävyuden ylittyessä, tai teräkset lähtevät liikkeelle ankkuroinnin ollessa riittämätön. (RIL 104b 1975, s. 354; BY202 1986, s. 456; Kong 2002, s. 69)

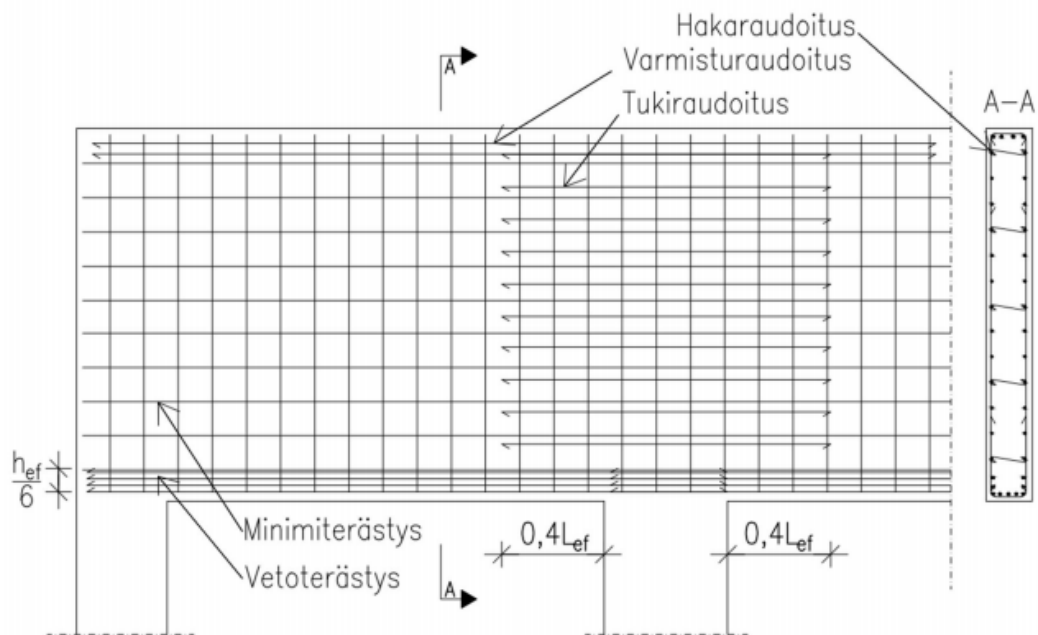
## 2.2 Mitoittamisesta yleisesti

Seinämäinen palkki tarvitsee muiden teräsbetonisten rakenneosien tavoin teräsradoituksen, joka ottaa vastaan rakenteeseen vaikuttavan vetorasituksen. Yleensä seinämäiseen palkkiin sijoitettava radoitus voidaan jakaa viiteen tyyppiin, jotka ovat koottuna taulukkoon 1. Merkittävin näistä on palkin vetorasituksen vastaanottava palkin suuntainen pääradoitus tai vetoterästys, joka sijaitsee palkin vetopuolella eli yleensä alapinnalla ja on koko palkin pituinen. Vetopinnan sijainti voi vaihdella eri osissa palkkia ylä- ja alapinnalla sen mukaan onko kyseessä yksi- vai moniaukkoisen palkki. Moniaukkoisen palkin tapauksessa yläpinnan vetoraidoitusta kutsutaan tukiradoitukseksi, ja se levitetään melkein koko palkin korkeudelle. Kolmantena radoitustyyppinä on palkin yläpinnalle tuleva palkin suuntainen varmistusraidoitus, jonka tehtävänä on varmistaa, ettei palkki ala taipumaan epätasaisesti. Tämänkaltainen painuma voisi muuttaa merkittävästi

palkkiin kohdistuvien voimien sijainteja ja suuntia, mikä edelleen voisi muuttaa tarvittavia raudoituksia. Neljäntenä on seinämäisen palkin molemmille kyljille tuleva vähintään minimiterästyksen suuruinen verkkoraudoitus, joka vähentää uuman halkeilua. Viimeisenä on palkkiin nähden poikittaissuuntaiset hakaraudat, jotka kiinnittävät edellä mainitut raudoitteet yhtenäiseksi paketiksi. (BY202 1986, s. 452–455) Esimerkki jatkuvan palkin raudoituksesta on esitetty kuvassa 3. Kuvassa  $h_{ef}$  tarkoittaa palkin toimivaa korkeutta ja  $L_{ef}$  on tehollinen jännemitta. Näiden suureiden laskemisesta kerrotaan luvussa 2.3.

Taulukko 1. *Seinämaisissä palkeissa esiintyvät raudoitustyypit.*

Raudoitus	Sijainti	Tehtävä
Vetoterästys	Alapinta	Aukon kohdalla vaikuttava vetojännitys
Tukiraudoitus	Keskkituen alue	Keskkituen kohdalla vaikuttava vetojännitys
Varmistusraudoitus	Yläpinta	Estää palkin epätasaisen painuman
Minimiterästys	Uuma	Estää uuman halkeilua
Hakaraudoitus	Koko palkki	Sitoo raudoitukset yhdeksi kokonaisuudeksi



**Kuva 3.** *Raudoitukset moniaukkoisessa seinämäisessä palkissa (Mäkelä 2019, BY202:n 2004, s. 454 mukaan)*

Eurokoodissa (SFS EN 1992-1-1 +A1 +AC 2015, s. 161) seinämäisen palkin mitoittaminen on esitelty huomattavan suppeasti, eikä kaikkia ohjeistuksia ole siinä koottu yhteen paikkaan. Tästä syystä käytännön mitoittamisessa auttavat muun muassa Suomen betoniyhdistyksen BY202 (1986, s. 445–460) ja BY210 (2008, s. 429–443) oppaat, jotka käsittelevät betonirakenteiden suunnittelua ja mitoittamista.

Seinämäistä palkkia on aiemmin tarkastellut Tampereen yliopistossa Topi Viitala (2020). Viitala (2020, s. 6–28) paneutui tarkemmin tasaisesti kuormitettuun yksiaukkoiseen seinämäiseen palkkiin, mitoittamiseen ristikkomenetelmällä sekä erityisesti terästen mitoittamiseen ja ankkurointiin tuella. Painotus ankkurointiin on ymmärrettävää, sillä Viitalan (2020, s. 4) mukaan aikaisemmat tutkimukset ovat osoittaneet, että seinämäisen palkin murtuminen tapahtuu usein tuen läheisyydessä. Murtotapa näissä tapauksissa on usein pääraudoituksen ankkuroinnin peittäminen tai puristusmurto tuella.

Eurokoodin (SFS EN 1992-1-1 +A1 +AC 2015, s. 161) mukainen mitoittaminen etenee pääpiirteittäin seuraavalla tavalla. Lähtötilanteen ja kuormien selvittämisen jälkeen palkista muodostetaan ristikkomalli, jossa on menetelmän mukaisesti laskettu palkin sisäiset jännitykset. Ristikkomenetelmää esitellään tarkemmin luvussa 3. Saatuja vetorasituksia käyttämällä saadaan vaadittu teräsmäärä pääraudoitukselle ja eurokoodin mitoitusohjeen mukaisesti tarkistetaan, että vähimmäisraudoitus ylittyy. Seuraavaksi valitaan puristuspuolelman varmistusraudoitus siten, että  $1/5$  suhde pääraudoitukseen täyttyy. Uuman verkkoraudoitus tullaan laskemaan eurokoodin kansallisen liitteen mukaisesti varmistuen eurokoodin minimiarvojen täytyminen. Lisäksi verkkoraudoitteen tulee kestää ristikkomallin mukaisen puristusdiagonaalien vetorasituksen. Tarpeen mukaan seinämäisen palkin nurjahdus ja kiepahdus tarkastetaan. Mitoituksen loppuvaiheessa varmistetaan tuen, puristusdiagonaalien ja pääraudoituksen muodostaman solmun kestävyys siihen vaikuttavien puristusrasitusten suhteen. Viimeisenä lasketaan riittävä ankkurointi raudoituksille. Mitoittamisen kulkua avataan tarkemmin luvussa 2.3.

Seinämäisen palkin mitoituksessa voidaan hyödyntää myös samankaltaisten rakennusosien mitoitusohjeita. Sekä seinän että pilarin mitoitustapa on esimerkiksi nurjahduksen suhteen riittävän lähellä seinämäistä palkkia, jotta niiden ohjeita voidaan käyttää. Palkin uuman paksuus tulisi olla vähintään 150 mm, jotta palkki voidaan toteuttaa työmaalla. Seinämäinen palkki voi olla altis lommahdukselle ja kiepahdukselle, mikäli puristusparretta ei ole tuettu sivusuunnasta. Tällöin puristuslaipan leveydeksi tulisi valita vähintään  $L_{ef} / 20$ . (BY202 1986, s. 455)

Tarpeen mukaan seinämäinen palkki voi myös sisältää muita erikoisempia raudoitteita. Mikäli palkkiin tullaan sijoittamaan ripustuskuormia, ne tulee saada ankkuroitua palkin vetoalueen sijaan ylempäs aina puristusvyöhykkeelle saakka. Kuormien ankkurointi tapahtuu lisäämällä uuman verkkoraudoitteeseen tarvittulle alueelle pystysuuntaisia lisärautoja. Mahdollinen tuen läheisyydessä vaikuttava leikkausrasitus vaatii lisäraudoiteverkon palkin alareunaan. Tällainen tilanne voi syntyä, mikäli palkki kiinnitetään uumasta poikittaiseen seinään, mutta yleensä seinämäisiä palkkeja ei tarvitse leikkausraudoittaa. (BY202 1986, s. 457–460)

Jos seinämäinen palkki on hyvin lyhyt korkeuteensa nähden, puristuskaari ei yllä koko palkin korkeudelle. Tällöin palkin toimiva korkeus voi olla enintään tehollisen jännemitan verran. Palkin yläosan tehtäväksi jää vain jakaa yläpuolelta tulevia kuormia tasaisemmin palkille, sekä yläosa toimii myös lisäkuormana palkille. (BY202 1986, s. 446)

## 2.3 Mitoittamisen kulku

Eurokoodissa (SFS EN 1992-1-1 +A1 +AC 2015, s. 161) seinämäisen palkin mitoittaminen hyödyntää ristikkomallia voimasuureiden määrittelyyn. Tällöin palkin kuormia, tukipisteitä ja dimensioita käyttäen muodostetaan palkin tilanteen yksinkertaistava ristikko. Siitä voidaan edelleen laskea kussakin ristikon sauvassa vaikuttavat voimat normaalin ristikon laskentatavoilla. Tässä luvussa esitellään seinämäisen palkin mitoituksessa käytetyt kaavat ja muut huomioitavat asiat, kuten se tulisi tehdä ristikkomenetelmää käyttäen. Ristikkomenetelmän perusteet on esitelty tarkemmin luvussa 3.1.

Seinämäisen palkin mitoituksessa käytetään tiettyjä sille ominaisia apusuureita, joita ovat tehollinen jännemitta sekä toimiva korkeus. Tehollinen jännemitta on BY202 (1983, s. 446) mukaan

$$L_{ef} = \min(L; 1,15L_n), \quad (2)$$

jossa  $L$  on palkin jänneväli ja  $L_n$  on vapaa jännemitta, eli tukien välisen aukon leveys. BY202 (1983, s. 446) määrittelee toimivan korkeuden seuraavasti:

$$h_{ef} = \min(h; L_{ef}), \quad (3)$$

jossa  $h$  on palkin korkeus.

Kimmenteorian mukaiset tuki- ja kenttämomentit eivät seinämäisen palkin tapauksessa vastaa täysin todellista tilannetta, ja niitä korjataan sisäisen momenttivarren pituuden  $z$  avulla. Eri tilanteissa käytettävät sisäiset momenttivarren pituudet ovat esitettyinä taulukossa 2 kuten ne ovat esitetty opuksessa BY210 (2008, s. 435).

Taulukko 2. Sisäisen momenttivarren pituudet (BY210 2008, s. 435)

Tapaus	Mittaehto	$z$
Staattisesti määrätty rakenne	$1 < L/h < 2$	$0,15 h (3 + L/h)$
	$L/h \leq 1$	$0,6 L$
Jatkuvan palkin reunakenttä ja reunimmainen keskituki	$1 < L/h < 2,5$	$0,1 h (2,5 + 2 L/h)$
	$L/h \leq 1$	$0,45 L$
Jatkuvan palkin keskikentät ja keskimmäiset tuet	$1 < L/h < 3$	$0,15 h (2 + L/h)$
	$L/h \leq 1$	$0,45 L$
Ulokkeet, $L_n =$ ulokkeen vapaa mitta	$0,5 < L/h < 1$	$0,8 d$
	$h \geq 2 L_n$	$1,2 L_n$

Palkissa käytetty pääraudoitus jaetaan BY210:n (2008, s 442) mukaan noin  $h/6$  korkealle kaistaleelle palkin alalaitaan. Palkin tehollinen korkeus  $d$  on matka pääraudoituksen oletetusta massakeskipisteestä sisäisen momenttivarren verran ylöspäin. Käytettäessä toimivaa korkeutta tehollinen korkeus lasketaan seuraavasti:

$$d = h_{ef} - \frac{h_{ef}/6}{2}. \quad (4)$$

Suhteellinen taivutusmomentti  $\mu$  ja tehollisen puristuspuunnan suhteellinen korkeus  $\beta$  lasketaan kuten normaalille palkille. Lisäksi sisäisen momenttivarren raja-arvoa  $z_{max}$  verrataan käytetyn sisäisen momenttivarren pituuteen  $z$ .

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b f_{cd} d^2}, \quad (5)$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}, \quad (6)$$

$$z_{max} = d \left(1 - \frac{\beta}{2}\right), \quad (7)$$

jossa  $M_{Ed}$  on mitoittava taivutusmomentti,  $b$  on palkin leveys ja  $f_{cd}$  on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo.

Seinämaisen palkin tarvitseman raudoituksen määrä voidaan laskea kuten normaalilla palkilla (BY210 2008, s. 434):

$$A_{s,vaad} = \frac{M_{Ed}}{z f_{yd}}, \quad (8)$$

jossa  $f_{yd}$  on teräksen vetolujuuden mitoitusarvo. Vaihtoehtoisesti vaadittava raudoitus voidaan myös laskea ristikkomallin avulla, jolloin

$$A_{s,vaad} = \frac{F_t}{f_{yd}}, \quad (9)$$

jossa  $F_t$  on ristikkomallista saatava pääterästen alueella vaikuttava vetovoima. Lasketavasta riippumatta teräsmäärän tulee ylittää Eurokoodin vähimmäisvaatimus (SFS EN 1992-1-1 +A1 +AC 2015, s. 150):

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d; 0,0013 b_t d\right), \quad (10)$$

jossa  $f_{ctm}$  on betonin keskimääräinen vetolujuus,  $b_t$  on palkin vetopuolen keskimääräinen leveys ja  $f_{yk}$  on teräksen vetolujuuden ominaisarvo.

Seinämaisen palkin ylälaitaan tulevan varmistusraudoituksen määräksi BY202 (1986, s. 455) suosittelee  $1/5$  pääraudoituksen määrästä. Lisäksi raudoitus tulisi olla koko palkin pituudella.

Uuman raudoitus tulisi koostua uuman molemmilla puolilla olevista verkkoraudoituksista, joiden yhteismäärä  $A_{s,dbmin}$  pysty- sekä vaakasuunnassa tulisi olla

$$A_{s,dbmin} \geq 0,001 A_c, \quad (11)$$

jossa  $A_c$  on betonin poikkileikkauksen pinta-ala. Kuitenkin yhteismäärä tulee olla vähintään  $150 \text{ mm}^2/\text{m}$  per pinta ja suunta. (SFS EN 1992-1-1 +A1 +AC 2015, s. 161)

Uuman raudoitus tulee myös tarkastella ristikkomallin näkökulmasta. Tällöin osittain muuttuvan jännityskentän alueella puristusdiagonaalin poikittainen vetovoima on

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F_{diagonaali}, \quad (12)$$

jossa  $F_{diagonaali}$  on diagonaaliin vaikuttava puristusvoima,  $a$  on voiman jakautumisalue leveys ja  $b$  on diagonaalin leveys. (SFS EN 1992-1-1 +A1 +AC 2015, s. 106) Poikittaisen vetovoiman avulla voidaan määrittää sen tarvitseman raudoituksen suuruus:

$$A_{s,vaad,uuma} = \frac{T}{f_{yd}}. \quad (13)$$

Diagonaaliin vaikuttava poikittainen vetovoima voidaan jakaa geometrian sekä vetopaarteen ja diagonaalin välisen kulman avulla pysty- ja vaakasuuntaisiin komponentteihin. Näitä käyttäen saadaan pysty- ja vaakavoimien suhde koko poikittaiseen vetovoimaan. Edelleen tästä saadaan laskettua kuinka suuri osuus uuman verkkoraudoituksesta ottaa vastaan poikittaista vetovoimaa kussakin suunnassa. Otettaessa huomioon x- ja y-suuntaiset raudoitteet uuman molemmilla puolin, saatua arvoa voidaan verrata edellä laskettuun ristikkomenetelmän mukaiseen uuman vaadittuun raudoitukseen.

Mitoittamiseen kuuluu myös tuen lähellä olevan solmun tukipaineen laskeminen, jotta voidaan varmistaa, ettei palkki hajoa betonin murtuessa tuen alueella. Jos seinämäisen palkin alla on laatta, tuen leveyttä voidaan laajentaa palkin pituussuunnassa laatan paksuuden verran. Eli laatta auttaa jakamaan tuelle kohdistuvaa painetta suhteessa 1:1. Tukipaine lasketaan jakamalla tuelle vaikuttava kokonaisvoima tuen pinta-alalla, eli

$$\sigma_{Ed1} = \frac{F_{tukivoima}}{L_{tuki} b_{tuki}}. \quad (14)$$

Samalla tavalla lasketaan myös puristusdiagonaalissa vaikuttava jännitys solmun kohdalla, paitsi jakajana on diagonaalin pinta-ala, joka saadaan geometriasta:

$$\sigma_{Ed2} = \frac{F_{diagonaali}}{\left(L_{tuki} \sin \alpha + \frac{h_{ef}}{6} \cos \alpha\right) b}, \quad (15)$$

jossa  $\alpha$  on ristikkomallista saatava pääterästen ja puristusdiagonaalin välinen kulma. Saatuja jännitysten arvoja voidaan verrata sekä Eurokoodin (SFS EN 1992-1-1 +A1 +AC 2015, s. 107–109) että BY210 (2008, s. 437) ilmoittamaan sallittuun puristuslujuuteen:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} \quad \text{Eurokoodi} \quad (16)$$

$$f_{cd3} = 0,7 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} \quad \text{BY210} \quad (17)$$

Pääterästen ankkuroinnin mitoitus alkaa tartuntalujuuden määrittämisellä, joka lasketaan seuraavasti (SFS EN 1992-1-1 +A1 +AC 2015, s. 132):

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}, \quad (18)$$

jossa kerroin  $\eta_1$  tulee terästen tartuntaolosuhteista, kerroin  $\eta_2$  tulee tangon halkaisijan perusteella ja  $f_{ctd}$  on betonin vetolujuuden mitoitusarvo. Ankkurointipituuden perusarvo lasketaan kaavalla (SFS EN 1992-1-1 +A1 +AC 2015, s. 133):

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}, \quad (19)$$

jossa  $\phi$  on tangon halkaisija ja  $\sigma_{sd}$  pääteräksissä vaikuttava jännitys. Ankkurointipituuden perusarvon avulla saadaan laskettua ankkurointipituuden mitoitusarvo (SFS EN 1992-1-1 +A1 +AC 2015, s. 134):

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd}, \quad (20)$$

jossa  $\alpha_{1-5}$  ovat ankkuroinnin olosuhteista riippuvia perusarvoa pienentäviä kertoimia. Saatu mitoitusarvo tulee olla suurempi kuin vähimmäisarvo, joka lasketaan vetovoimalle seuraavalla kaavalla (SFS EN 1992-1-1 +A1 +AC 2015, s. 134):

$$l_{b,min} = \max(0,3 l_{b,rqd}; 10 \phi; 100 \text{ mm}). \quad (21)$$

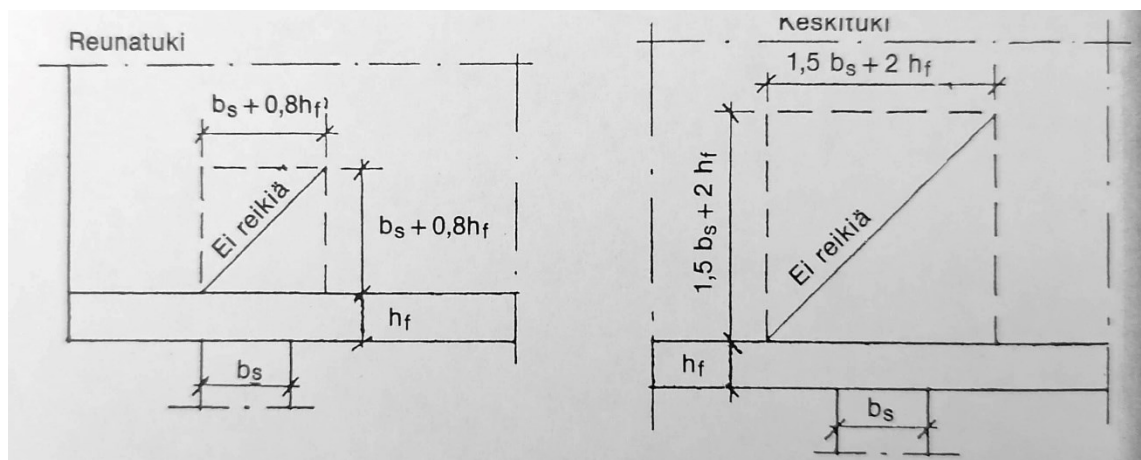
## 2.4 Aukkojen vaikutus

Rakennuksissa päädytään käyttämään seinän sijaan seinämäistä palkkia tilanteissa, jossa kyseisessä kohdassa ei olisi saatavilla jatkuvaa tuentaa. Korvaavuuden vuoksi seinämäiseen palkkiin usein tulee samankaltaisia läpivientejä sekä aukkoja kuin seiiniinkin. Yleisenä ohjeena palkin alalaitaan pääraudoituksen alueelle tai puristuskaaren alueelle ei tulisi tehdä aukkoja. Lisäksi aukkojen teko aivan tukien viereen tai yläpuolelle heikentää palkin leikkauskestävyyttä. Pienet aukot näiden alueiden ulkopuolella eivät muuta merkittävään paljoa seinämäisen palkin kestävyyttä. (RIL 104b 1975, s. 364; Kong 2002, s. 79–81; BY210 2008, s. 384)

Seinämäiseen palkkiin tehtäviä aukkoja ovat esimerkiksi ovet, ikkunat ja erilaiset talotekniikan vaatimat pienemmät aukot. Ovet ovat yleisiä tilanteissa, joissa seinämäinen palkki toimii väliseinän korvikkeena. Tällöin palkin toimivuuden takaamiseksi tarvitaan oven alla kulkeva yhtenäinen alakannas, johon voidaan sijoittaa jatkuva pääraudoitus. Seinämäisessä palkissa ikkunoiden tarve on harvinaisempaa, koska väliseinät eivät usein sisällä

ikkunoita ja ulkoseiniä ei yleensä tarvitse tehdä seinämäisinä palkkeina. Ikkunoita ei saa sijoittaa palkkiin siten, että puristuskaari katkeaisi aukon myötä.

Pienemmät aukot voidaan kokonsa puolesta sijoittaa helpommin palkkiin, kunhan vaan puristuskaari sekä pääraudoitus ei katkea. Toisaalta Rakentajain kalenterissa (Angervuori et al. 1999, s. 310) on esitetty, että puristuskaarien alueelle voitaisiin myös sijoittaa pieniä aukkoja, mikäli jännitykset voidaan viedä aukon ohi sopivilla raudotteilla. Tätä tulisi välttää, jos se on vain mahdollista. Rakentajain kalenteri (Angervuori et al. 1999, s. 310) luokittelee aukon pieneksi, jos sen suurempi mitta on alle  $h_{ef}/6$ . Aukkojen sijainnin ohjeistusta on esitetty kuvassa 4. Kuvassa  $b_s$  tarkoittaa tuen leveyttä ja  $h_f$  vetoraudoituksen korkeutta.



**Kuva 4.** Alueet joihin aukkoja ei tulisi sijoittaa seinämäisissä palkkeissa (Angervuori et al. 1999, s. 310).

Suuremmat aukot, kuten ovet ja ikkunat, tulisi huomioida mitoittavaa taivutusmomenttia laskettaessa. Tämä voidaan tehdä vähintään likimääräisesti arvioimalla, tai laskennallista mallia tarkentamalla. (BY202 1986, s. 452) Seinämäisen palkin dimensiot ja kuormien tyypit sekä sijainnit yhdessä aukkojen kanssa voivat monimutkaistaa voimasuureiden jakautumista palkissa. Toisaalta jännitykset voivat kulkeutua helpommin aukkojen ohi, jos niissä on pyöristettyjä kulmia tai ovat muodoltaan pyöreitä. (Kong 2002, s. 79–83). Kokonaisuutena aukot yleensä hankaloittavat merkittävästi palkin mitoittamista.



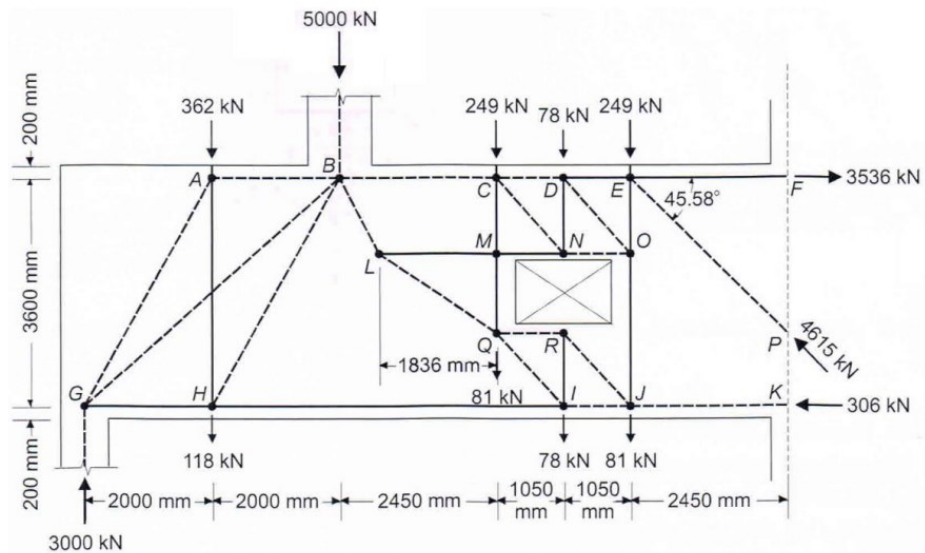
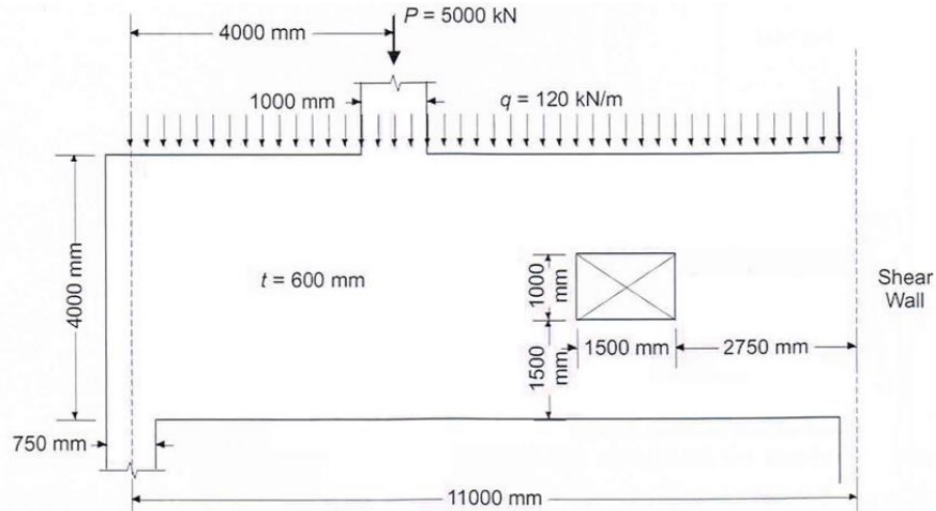
## 3. LASKENTAMENETELMÄT

Jotta rakenneosien mitoittaminen on ylipäättään mahdollista, täytyy jollain tapaa saada laskettua rakenneosassa vaikuttavat jännitykset. Seinämäisen palkin tapauksessa erityisen kiinnostavia ovat taivutuksesta johtuva vetojännitys palkin alalaidassa, sekä puristusjännitys tuen lähistöllä. Rastusten selvittämiseen on kehitetty erilaisia laskentamenetelmiä, joista kahteen perehdytään tässä kandidaatintyössä. Ensimmäinen näistä on ristikkomenetelmä, joka on esitelty esimerkiksi Eurokoodissa (SFS EN 1992-1-1 +A1 +AC 2015, s. 62–63, 105). Toisena menetelmänä tutustutaan elementtimenetelmään, jota usein käytetään erinäisissä laskentaohjelmistoissa.

### 3.1 Ristikkomenetelmä

Ristikkomenetelmä (Strut-and-tie modeling) on eurokoodissa (SFS EN 1992-1-1 +A1 +AC 2015, s. 62–63, 105) esitetty rakenneosien mitoittamiseen murtorajatilassa tarkoitettu laskentamenetelmä, joka pohjautuu perinteiseen kimmoteoriaan (BY210 2008, s. 159, 430). Menetelmässä rakenteeseen muodostetaan ristikko jännitysvoimien selvittämistä varten, jonka jälkeen rauditus mitoitetaan kestävänsä kyseiset jännitykset. Eurokoodissa ristikkomenetelmää ehdotetaan käytettäväksi tilanteissa, joissa rakenteen muodonmuutos ei jakaudu lineaarisesti. Esimerkkejä näistä tilanteista ovat muutokset tukien ja pistekuormien lähistöllä, tai kun kyseessä on tasojännitystilä kuten seinämäisellä palkilla. (McCormac et al. 2014, s. 675) Menetelmän käytössä on muutamia ongelmia. Mikäli mitoittettava rakenneos ei ole yksinkertaisen muotoinen, toimiva ristikon muodostaminen voi olla hankalaa. Lisäksi menetelmällä saatavat tulokset voivat selkeästi riippua ristikon valinnasta.

Ristikkomenetelmässä rakenneosaan muodostettava virtuaalinen ristikko koostuu puristus- ja vetosauvoista sekä sauvojen liittymäkohtina toimivista solmuista. Puristussauvat sijoitetaan samoihin kohtiin rakenteessa esiintyvien puristuskaistojen kanssa ja vetosauvat sijoitetaan mitoittavien raudoitusten kohdalle. Sauvojen paikat valitaan siten, että solmujen kohdalla sauvavoimat ovat tasapainossa murtorajatilassa. Käytännössä ristikkomenetelmässä käytetyt virtuaaliset puristus- ja vetosauvat sijaitsevat hyvin pitkälti samoissa kohdissa, kuin kimmoteorian määrittelemät puristus- ja vetorasituksetkin. (SFS EN 1992-1-1 +A1 +AC 2015, s. 63) Esimerkki rakenneosasta sekä siihen muodostettavasta ristikosta on esitetty kuvassa 5.



**Kuva 5.** Esimerkki ristikosta rakenteessa (fib Bulletin No.61 2011, s. 67, 69).

Ristikon muodostamiselle on olemassa ohjeita, tosin yksittäiselle rakenneosalle muodostettava ristikko voi vaihdella riippuen minkä ohjeen mukaan se tehdään. Kansainvälisen betonirakenteiden keskusjärjestön fib:in ohjeita aiheesta löytyy suomennettuna betoniyhdistyksen opuksesta BY210 (2008, s. 432–433).

Edellä mainitun ohjeistuksen mukaan ristikon muodostaminen seinämäiselle palkille etenee seuraavanlaisesti: Ensisijaisesti ristikossa tulisi olla mahdollisimman vähän sauvoja, joita voidaan lisätä tarpeen mukaan. Puristussauvat suositellaan asetettavaksi kimmoiteorian jännitys jakauman mukaisesti ja vetosauvat asetetaan suunnitellun raudoituksen kohdalle. Puristussauvoja ei saa sijoittaa aivan palkin reunaan kiinni, sillä puristusalueet eivät todellisuudessa ole viivamaisia vaan leveitä kenttiä. Puristus- ja vetosauvojen väli-

sen kulman suuruuteen tulee kiinnittää erityistä huomiota. Kulman tulisi olla mahdollisimman suuri, käytännössä yli 45 astetta. Todellisena alarajana tulee käyttää 30 astetta, jonka alapuolella ristikkomalli ei anna todellisuutta vastaavia tuloksia solmun voimista. Mikäli tarkastellaan seinämäistä palkkia, jossa jännemitta on huomattavan suuri korkeuteen nähden, sopivan suuruisen kulman saamiseksi voidaan käyttää välivertikaaleja.

Ristikkomallin teoreettisessa tarkastelussa tutkitaan rakenteessa olevia erilaisia jännitysalueita. C- tai B-alueilla, joita kutsutaan myös jatkuvuusalueiksi, Bernoullin palkkiteoria on voimassa ja muodonmuutosjakauma on lineaarinen. D-alueet eli epäjatkuvusalueet ovat epälineaarisia muodonmuutosten suhteen. Eli siis palkin taipuessa poikkileikkausten tasot eivät pysy tasoina. D-alueita tulee rakenteeseen usein kuorman tai rakenteen muodon vuoksi. Koska seinämäisissä palkeissa muodonmuutosalueet painottuvat D-alueisiin, rakenteen mitoittaminen on hankalaa perinteiseen palkkiteoriaan pohjautuen. (Martin et al. 2007, s. 9; BY210 2008, s. 431)

### 3.2 Elementtimenetelmä (FEM)

Elementtimenetelmä, eli finite element method tai FEM, on kimmoteoriaan perustuva laskentamenetelmä. Menetelmässä tutkittavan rakenneosan päälle luodaan kuvitteellinen elementtiverkko, jonka solmukohtien siirtymiä, muodonmuutoksia sekä jännityksiä voidaan laskea tarkasti. Menetelmän tarkkuus paranee sitä mukaa kun elementtiverkkoa tihennetään. Haittapuolena tiheämmässä verkossa on myös enemmän solmukohtia, jolloin tarvitaan selkeästi enemmän laskentatehoa tulosten saamiseksi. Tästä syystä käytännössä ainoastaan hyvin yksinkertaisia verkkoja voidaan laskea käsin, ja todellisessa rakennesuunnittelussa tarvitaan laskentaohjelmia järkevään tarkkuuteen pääsemiseksi. (BY210 2008, s. 429) FEM-laskentaa hyödyntäviä rakennesuunnittelussa käytettäviä ohjelmistoja ovat esimerkiksi Dlubalin RFEM ja Autodeskin Robot.

Laskentatehovaatimusten lisäksi menetelmässä on joitain ongelmiaakin. Ensinnäkin elementtiverkon muodostaminen ei ole yksiselitteistä ja riippuu laskettavasta tilanteesta sekä rakenteesta. Tämä on valitettavaa, sillä tulokset riippuvat valitusta verkosta ja on hankalaa sanoa mikä eri verkoilla saaduista tuloksista on eniten oikeassa. Tulosten eroja voidaan pienentää verkkoa tihentämällä, jolloin päästään lähemmäs reaali maailmaa vastaavaa ratkaisua. Toinen ongelma on mahdolliset tuloksia vääristävät singulariteetipisteet, joita verkon tihennys ei poista kokonaan. Pisteissä laskennalliset jännitykset kasvavat äärettömän suuriksi, mikä ei vastaa todellisuutta. Näiden vaikutusta voidaan vähentää kokeilemalla erilaista verkkoa. Kolmantena ongelmana elementtimenetelmän tulos voi olla ajoittain ylimitoitettu oikeaan tarpeeseen nähden. Ylimitoitus vaikuttaa kus-

tannuksiin, mutta myös riski yliraudoitettusta palkista on olemassa. Neljäntenä ongelmana FEM-malliin pääsääntöisesti mallinnetaan ainoastaan betoniosat ja teräkset jätetään pois, jolloin saatu tulos ei ota kantaa raudoituksen ankkurointiin. Mallista ei siis saada tarvittavia ankkurointipituuksia, vaan raudoitus tulee viedä vähentämättömänä tulle. (BY210 2008, s. 429–430; Sääsäski 2017, s. 6–7)

## 4. LASKENTAMENETELMIEN VERTAILU

Kun seinämäisiä palkkeja mitoitetaan eurokoodin mukaisesti, tarvittavan raudoituksen määrä riippuu merkittävästi lasketuista jännityksistä. Niitä voidaan määrittää useilla eri tavoilla, ja tässä kandidaatintyössä tutkitaan miten merkittäviä erot ovat ristikkomenetelmällä ja elementtimenetelmällä saatujen jännitysten välillä.

Tutkimuksessa ensin muodostetaan niin sanottu perustapaus, jota käytetään pohjatasona. Tämän jälkeen perustapauksesta muodostetaan aina yksittäistä parametria muuttamalla erilaisia testipalkkeja. Perustapaus ja parametrien suhteen muunnellut seinämäiset palkit lasketaan sekä ristikkomenetelmään perustuvalla laskutavalla että elementtimenetelmää käyttävällä laskentaohjelmistolla. Tämän jälkeen eri menetelmillä saatuja tuloksia vertaillaan ja esitellään tuloksista saatavat johtopäätökset sekä päätelmät.

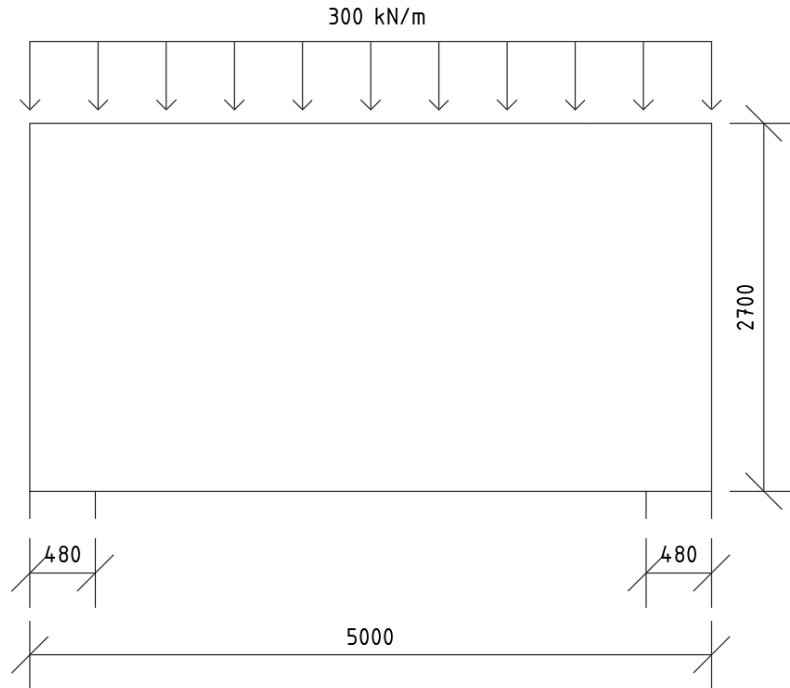
### 4.1 Perustapaus ja muutettavat parametrit

Perustapaukseksi valittiin tasaisesti kuormitettu yksiaukkoinen seinämäinen palkki, joka on molemmista päistään samansuuruisten tukien päällä. Tutkittava palkki ei sisällä aukkoja vaan on kauttaaltaan homogeeninen. Tutkimuksessa haluttiin keskittyä pelkän palkin toimintaan, joten sen alle ei sijoitettu teräsbetonilaattaa. Rakenne on siis symmetrinen ja muodoltaan yksinkertainen, joten sen tulisi soveltua hyvin sekä ristikkomenetelmällä että elementtimenetelmällä tehtäviin laskentoihin.

Perustapauksen (Kuva 6) dimensiot sekä muut oleelliset parametrit on pyritty valitsemaan siten, että se voisi vastata tavanomaista asuinkerrostalosta löytyvää seinämäistä palkkia. Perustapauksessa käytetyt parametrit sekä niiden vaihteluvälit vertailussa ovat esitelty taulukossa 3. Muutettaviksi parametreiksi valittiin käytetty betoniluokka, palkin pituus ja leveys, tukien leveys sekä jatkuvan kuorman suuruus.

Taulukko 3. *Testipalkkien parametrit.*

Parametri	Perustapaus	Vaihteluväli
Betoni	C30/37	C25/30 – C35/45
Palkin pituus (mm)	5000	3000–7000
Korkeus (mm)	2700	
Leveys (mm)	250	200–300
Tukien leveys (mm)	480	380–580
Jatkuva kuormat (kN/m)	300	300–500



**Kuva 6.** Perustapauksen mitat.

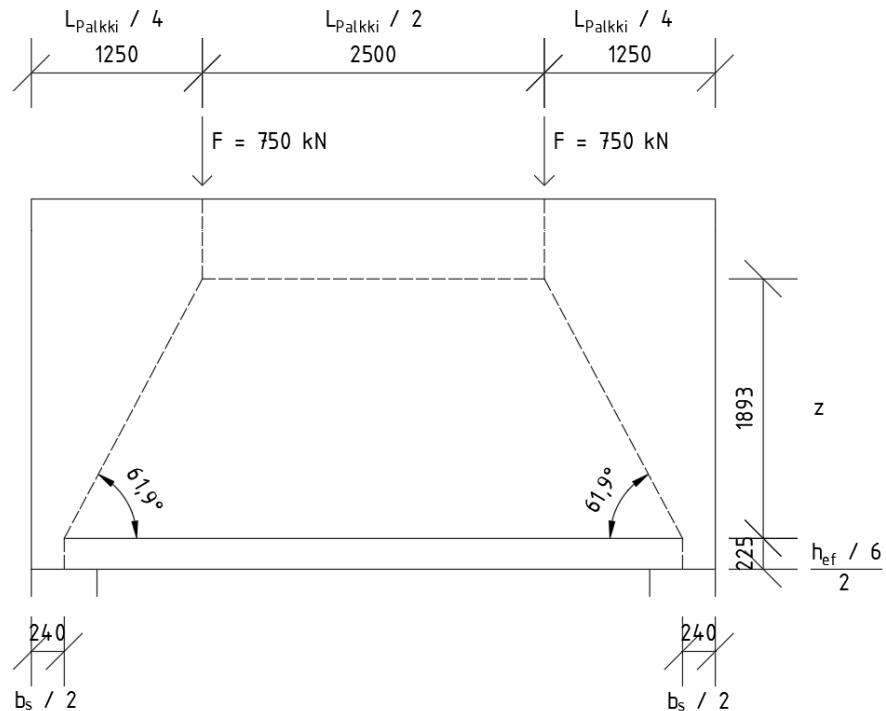
Testattavien palkkien pituudet valittiin sen mukaan, että saataisiin selkeää eroa pituuden ja korkeuden suhteeseen. Lyhin palkeista on jo niin lyhyt, että  $L/h$  suhde on alle 1. Tässä tilanteessa palkkiin syntyvä puristuskaari ei teorian (BY202 1986, s. 446) mukaan yllä enää palkin yläreunaan saakka. Jatkuvista kuormista ei tehty kuormitusyhdistelmiä osavarmuusluvulla, vaan ne esittävät todellisia palkkiin kohdistuvia kuormia. Lisäksi palkin oma paino huomioitiin laskuissa.

## 4.2 Laskenta ristikkomenetelmällä

Jännitysten laskenta ristikkomenetelmällä suoritettiin eurokoodin (SFS EN 1992-1-1 +A1 +AC 2015, s. 161) sekä oppaiden BY202 (1986, s. 445–460) ja BY210 (2008, s. 429–443) mukaan. Mitoittamisen teoriaa on avattu tarkemmin luvussa 2.3.

Käytetty ristikko muodostettiin noudattaen BY210 (2008, s. 432–433) ohjeistuksia ja muokailen kirjallisuudesta (Chen & El-Metwally 2011, s. 123) löytyvää yleistä ristikkoa tasaisesti kuormitetulle yksiaukkoiselle palkille. Ristikko ja sen mitat on esitetty kuvassa 7. Ristikoon kohdistuva viivakuorma jaettiin kahdeksi resultanttipistevoimaksi, jotka sijoitettiin palkin kokonaispituuden neljänneksen päähän palkin päädyistä. Tukisolmut sijoitettiin sivusuunnassa tuen keskelle. Vektorauoitus tulisi sijaita noin  $h_{ef}/6$  korkuisella alueella palkin alalaidasta, joten vetopaarteen korkeus sijoitettiin tämän alueen puoliväliin.

Puristusparre sijaitsee sisäisen momenttivarren  $z$  verran korkeammalla kuin veto-  
parre. Liitteessä 1 on esitetty yksityiskohtaisemmin perustapauksen laskenta, sekä käytetyt kaavat.



**Kuva 7.** Laskentaan valittu ristikko. Puristussauvat katkoviivalla ja vetosauva yhtenäisellä viivalla.

Varsinaista laskentaa varten muodostettiin Microsoft Excel-ohjelmalla laskentapohja, joka lähtötietojen avulla muodostaa automaattisesti edellä kuvatun ristikon ja suorittaa mitoituksen luvun 2.3 mukaisesti. Liitteen 1 esimerkki on laskujen suhteen identtinen laskentapohjaan verrattuna. Laskentapohja pyrkii huomioimaan seinämäisen palkin mitat, kuormat, käytetyn betonin sekä valitut raudoitukset. Laskentapohjaa hyödynnettiin tässä työssä vain jännityksien laskentaan, vaikka sillä on mahdollista myös tarkistaa valittujen raudoitusten riittävyys. Kuva laskentapohjasta on esitettyä liitteessä 2.

### 4.3 Laskenta elementtimenetelmällä

Tutkittavien seinämäisten palkkien laskeminen elementtimenetelmällä toteutettiin RFEM-ohjelmistolla. Kyseessä on helppokäyttöinen ja yleisesti saatavilla oleva laskentaohjelma, joka on myös useiden yritysten käytössä. Laskennassa käytettiin elementti-verkolle (FE mesh) kokoa 0,05 m, ja käytettiin mukautuvaa verkkoa (adaptive mesh refinement) enintään viidellä iteroinnilla. Mukautuvan verkon tarkoituksena on tarkentaa verkkoa ongelmallisissa kohdissa ja näin parantaa tulosten tarkkuutta. Mitoitusstandardina toimi eurokoodi 1990. Käytetyn RFEM-ohjelman versio numero oli 5.25.01.

Seinämäiset palkit mallinnettiin itsenäisinä rakenneosina ilman liittyviä rakenteita (Kuva 8). Mallinnustapana käytettiin pintaa (surface), joka oli tuettu alakulmista viivamaisten tukien varaan ja kauttaaltaan kohtisuoraan palkin suuntaisesti. Näin saatiin aikaiseksi kaksiulotteinen tapaus. Lisäksi tarkastelussa ei otettu huomioon mahdollista kiepsahdusta tai lommahdusta. Lisäksi pinnalle oli annettu laskentaa varten nimellinen paksuus, jotta mallinnettu tilanne olisi samankaltainen kuin ristikkomenetelmällä. Kuormien mallinnus toteutettiin pistemäisten kuormien sijaan jakamalla ne 200 mm leveäksi viivamaiseksi kuormaksi. Tällöin viivakuorma oli 3750 kN/m, jotta resultanttivoimat saatiin vastaamaan kahta 750 kN pistevoimaa, jotka vastaavat 5 m palkin matkalla olevaa 300 kN/m viivakuormaa. Syy muutokseen on se, että pistemäiset kuormat aiheuttavat merkittävän rasituksen hyvin pienelle alalle FEM-laskennassa, jolloin tulokset voivat vääristyä. FEM on muutenkin hyvä mallintamaan reaalimaailman tilanteita, ja todellisuudessa kuormat ovat käytännössä aina jakautuneet vähintään pienelle alalle. Palkki mallinnettiin myös käyttämällä koko palkin mittaista viivakuormaa pistevoimien sijaan, jolla selvitetiin kuinka suuri vaikutus tällä yksinkertaistuksella, on tuloksiin.



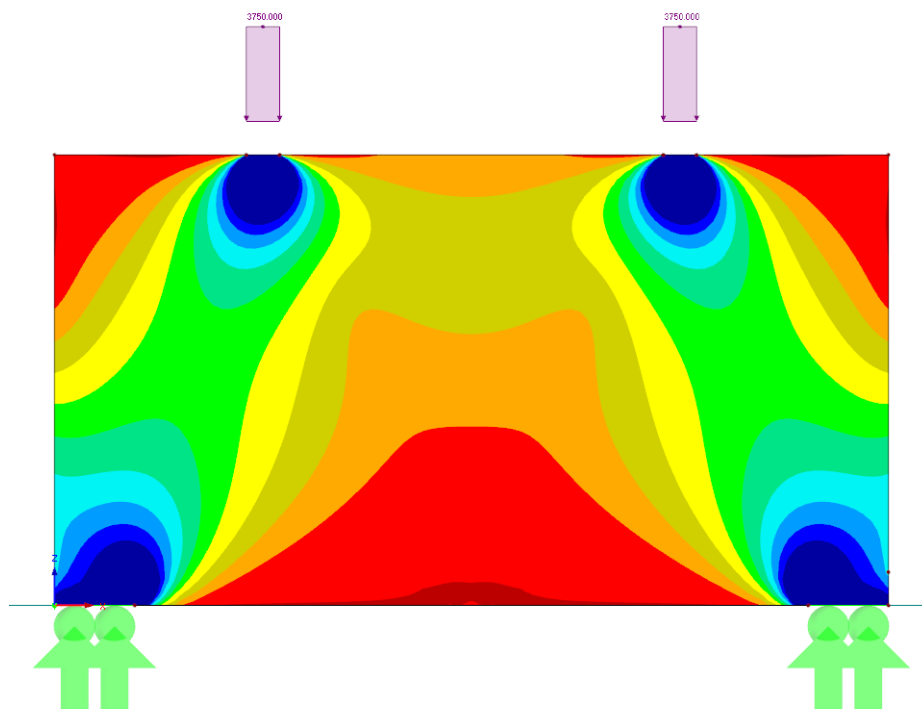
**Kuva 8.** Perustapauksen malli RFEM-ohjelmassa.

Tukipaine laskettiin RFEM:in antamista arvoista selvittämällä tuelle vaikuttava keskimääräinen viivatukireaktio yksikössä kN/m ja jakamalla se tuen leveydellä, eli tässä tapauksessa palkin leveydellä. Palkkiin vaikuttava vetovoima mitattiin mallintamalla RFEM:issä tulospalkki (result beam) palkin alareunaan, ja tutkimalla siihen vaikuttava voima. Tulospalkilla huomioitiin mitattavan palkin levyinen ja 525 mm korkea kaistale. Myös muun



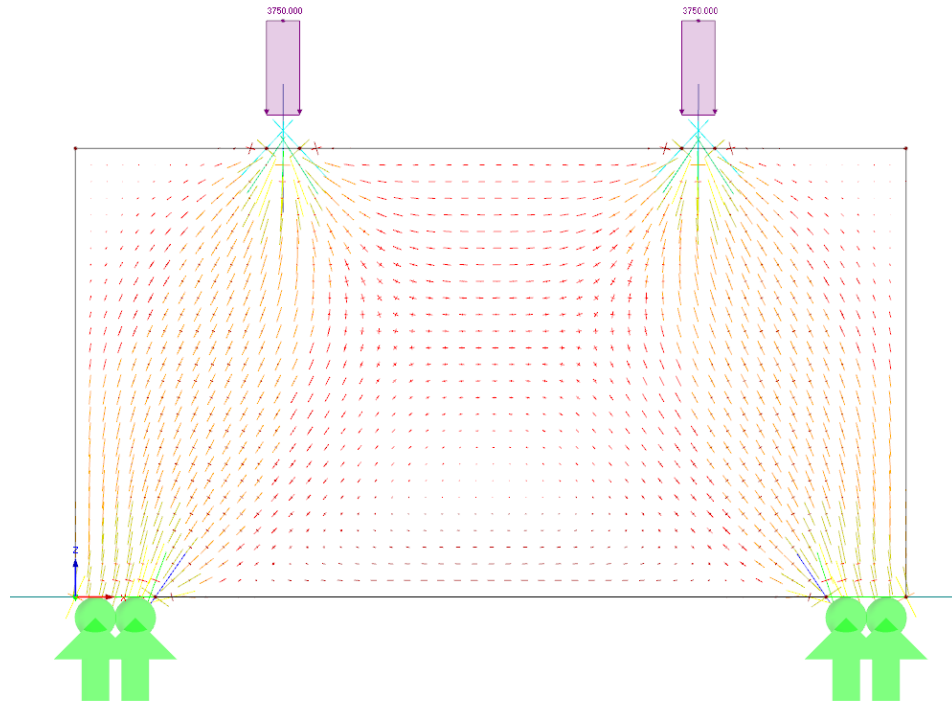
korkeuksia tulospalkkeja testattiin ilman merkittävää muutosta tulokseen, jonka perusteella mittaustulos edustaa suurinta vaikuttavaa vetojännitystä.

Perustapauksen jännitysalueet ovat esitettyinä kuvassa 9, jossa puristusjännitys on värjätty sinisellä ja vetojännitys punaisella. Suurimmat puristusjännitykset muodostuvat aivan tuen ja kuorman lähistölle, josta jännitys leviää isommalle alueelle palkkiin. Tulosten perusteella palkkiin muodostuu tuelta tuelle yltävä yhtäjaksoinen puristuskaari, joka ylittää keskikohdastaan palkin yläosaan. Lisäksi palkin alareunassa tukien väliin muodostuu vetojännitysalue. Nämä tulokset ovat hyvin linjassa seinämäisen palkin teorian (BY202 1986, s. 449–450) kanssa, ja siten tilanne on myös samankaltainen ristikkomenetelmässä käytetyn mallin kanssa.



**Kuva 9.** Perustapauksen jännitysalueet väritettynä. Puristus sinisellä ja veto punaisella.

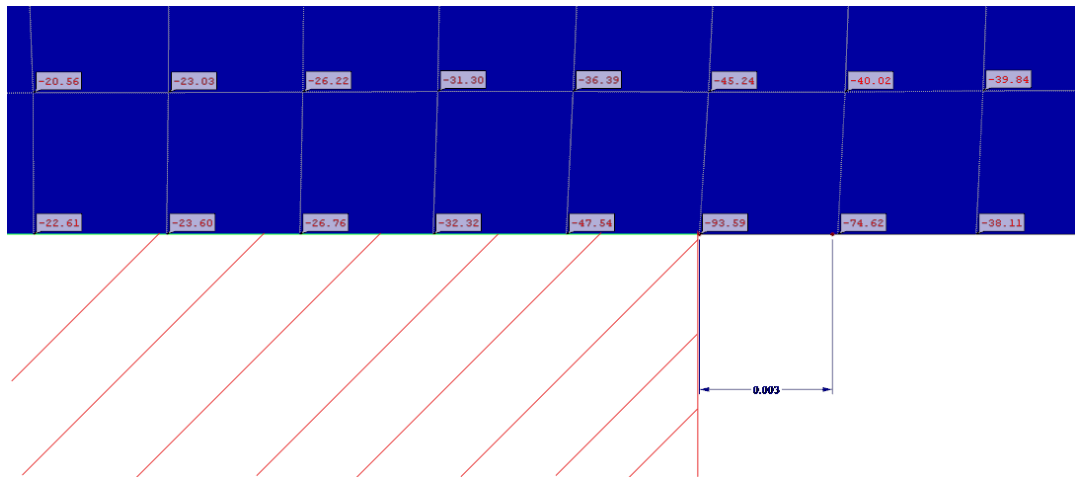
Perustapauksen jännitystrajektorit ovat esitettyinä kuvassa 10. Ne ovat visuaalinen tapa esittää tutkittavan rakenneosan kuhunkin pisteeseen vaikuttavan jännityksen. Trajektorin suunta vastaa puristus- tai vetojännityksen suuntaa, ja trajektorin koko on suoraan verrannollinen jännityksen suuruuteen. Trajektoreista voidaan nähdä puristuskaaren ja vetopaarten sijainti. Lisäksi huomionarvoista on jännitysten puuttuminen trajektorien perusteella palkin keskikohdan alapuolelta. Toisin sanoen palkin keskellä aivan veto-raudoituksen yläpuolella betonin olemassaololla ei ole suurta merkitystä palkin kestävyys-teen, ja siihen voidaan vapaasti tehdä reikiä.



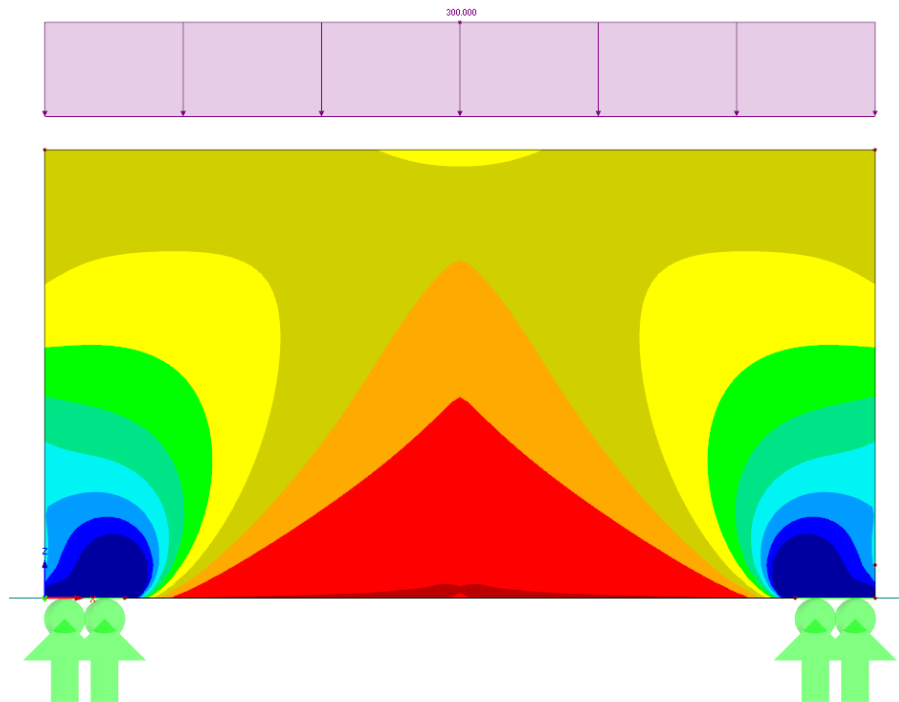
**Kuva 10.** Perustapauksen jännitystrajektorit.

RFEM:in tuloksista oli nähtävissä singulariteettipiste tuen ja tukien välisen aukon rajapinnassa (Kuva 11). Singulariteettipisteet ovat FEM-laskennassa verkon solmuja, joissa jännitysten arvot kasvavat huomattavan suuriksi. Kaikilla verkon asetuksilla kyseisessä kohdassa oli selkeästi muuta palkkia korkeampi puristusjännitys ja jännityksen arvo kasvoi verkon tihentyessä. Kuvan tapauksessa jännitys oli jo yli 95 MPa, joka ylitti käytetyn C30/37 betonin ominaislujuuden 30 MPa. Tällä perusteella voidaankin olettaa betonin murtuvan aivan tuen reunassa pieneltä matkalta. Jännitys oli suuri ainoastaan parin millimetrin alueella, joten sen puolesta betonin murto jäisi lokaaliksi ja tuen läheisyydessä betoni kokonaisuutena kestäisi kuorman. Lisäksi huomionarvoista on se, että tuki on mallinnettu täysin jäykkänä ja siirtymättömänä kappaleena. Todellisuudessa myös tukena toimiva pilari tai seinä painuisi kasaan tasaten jännitystä.

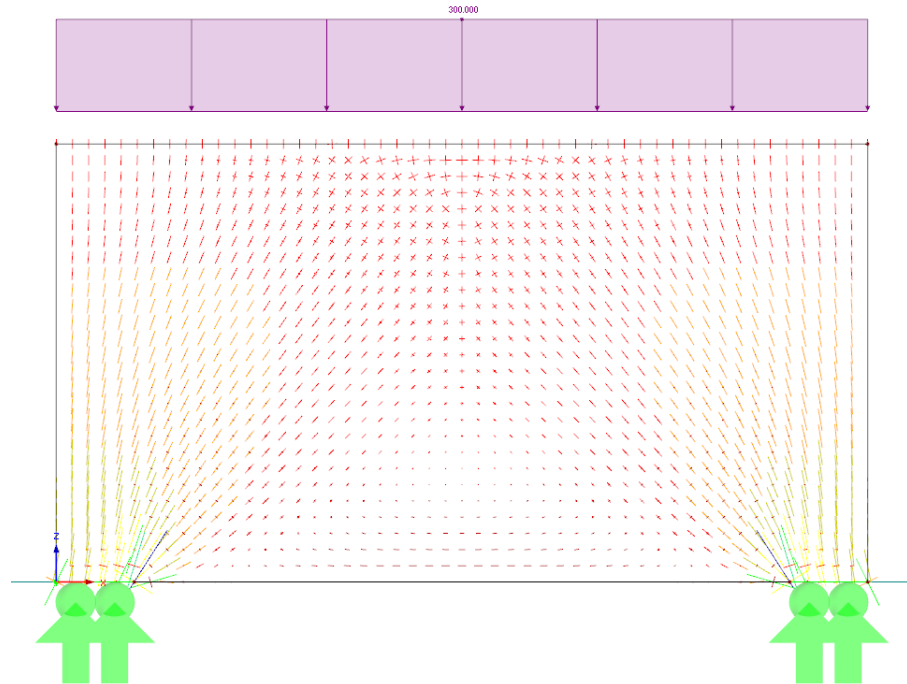
Ristikkomenetelmässä palkin jatkuva kuorma muutetaan vastaaviksi pistevoimiksi ja tämä oletus voi aiheuttaa virhettä tuloksiin. Yksinkertaistuksen vaikutusta haluttiin testata suorittamalla FEM-laskenta myös jatkuvalla viivakuormalla ja vertaamalla sitä perustapaukseen. Jännitysalueissa (Kuva 12) voidaan havaita hyvin merkittävä ero pistevoimilla suoritettuun laskelmaan verrattuna. Alueiden yleinen muoto on sama, eli puristuskaari tuelta tuelle ja alhaalla vetopaarre, mutta palkin yläreunassa ei näy missään kohtaa suurempaa jännityskeskittymää. Sama voidaan nähdä myös jännitystrajektoreista (Kuva 13). Tällä perusteella puristumurron todennäköisin paikka on tukien lähistöllä, mikäli murtuma tapahtuu.



**Kuva 11.** Puristusjännityksen huomattavan suuri arvo tuen ja aukon rajapinnassa. Kuvassa tukipinta on hahmoteltu näkyviin punaisella.

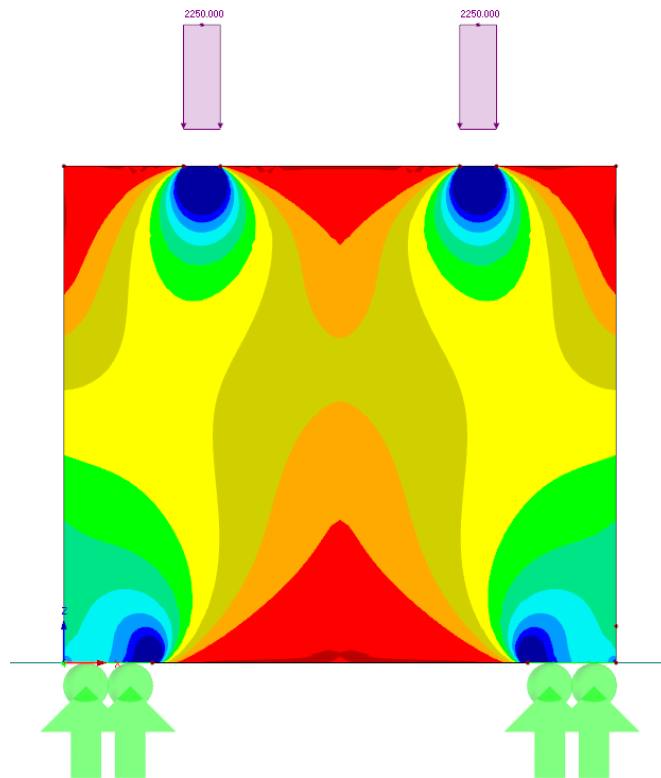


**Kuva 12.** Jatkuvan kuorman jännitysalueet väritettyinä. Puristus sinisellä ja veto punaisella.

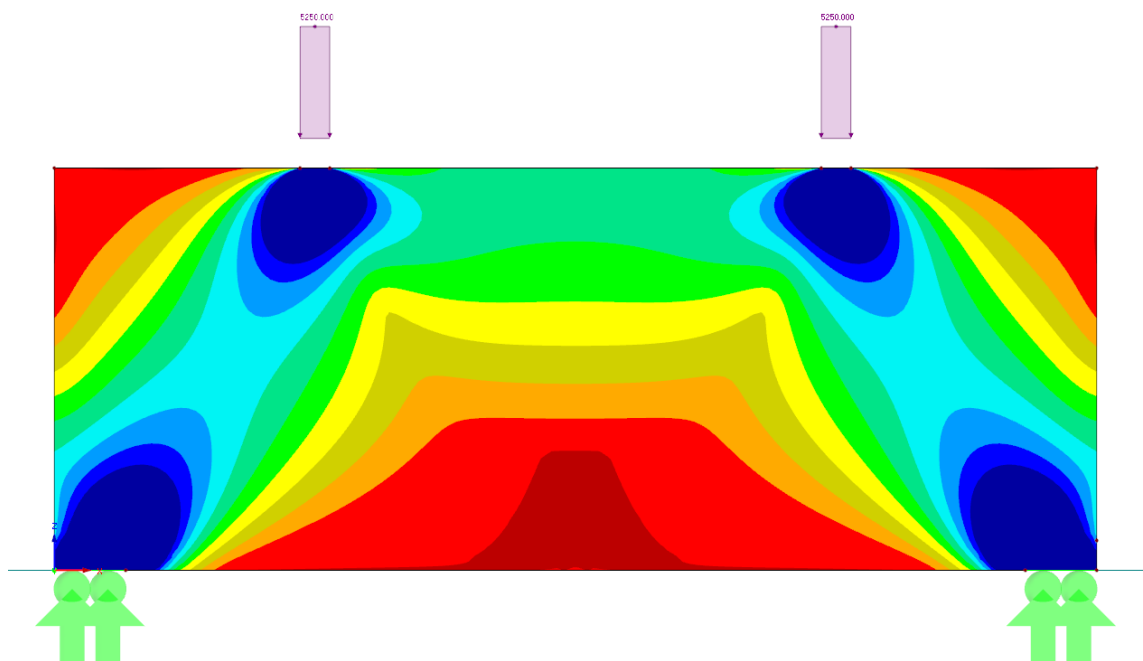


**Kuva 13.** Jatkuvan kuorman jännitystrajektorit

Työssä haluttiin tutkia myös palkin pituuden vaikutusta palkin toimintaan, sillä palkin pituuden suhde korkeuteen on merkittävässä roolissa mitoituksessa. 3 metrin pituisessa ja 2,7 metrin korkuisessa testipalkissa 480 mm leveillä tuilla jänneväli on 2,52 metriä, jolloin  $L/h$  suhde on alle 1, jolloin teorian (BY202 1986, s. 446) mukaan puristuskaari ei nouse palkin ylälaitaan saakka. FEM-laskennan perusteella tämä pitää paikkansa ja jännitysalueiden (Kuva 14) mukaan puristuskaari on selkeästi matalammalla kuin perustapauksessa. Toisaalta palkkia kasvattamalla 7 metrin pituiseksi (Kuva 15) puristuskaari nousee aivan palkin yläreunaan saakka. Lyhyempi palkki noudattaa ristikkomenetelmän oletuksia, mutta pidemmän palkin tapauksessa ristikkomenetelmällä muodostettu ristikko säilyttäisi puristuspaarten samalla tasolla kuin perustapauksessa. On siis mahdollista, että pidemmissä palkeissa käytettyä ristikkkoa tulisi muokata tulosten oikeellisuuden varmistamiseksi.



**Kuva 14.** Jännitysalueet 3 m pitkässä palkissa. Puristuspaarre on siirtynyt selkeästi alemmas verrattuna perustapaukseen.



**Kuva 15.** Jännitysalueet 7 m pitkässä palkissa. Puristuspaarteiden sijainti on ylemmänä verrattuna perustapaukseen.

## 4.4 Tulosten vertailu

Työssä pyrittiin selvittämään, kuinka paikkaansa pitäviä tuloksia saadaan automatisoidulla Excel-laskentataulukolla, joka perustuu eurokoodin mukaisesti ristikkomenetelmään. Elementtimenetelmän suoritettujen laskujen tarkoituksena oli varmentaa ristikkomenetelmän tuloksia, sekä antaa vertailutaso.

Tulosten (Taulukot 4 ja 5) vertailussa keskityttiin seinämäisen palkin alareunassa vaikuttavaan vetojännitykseen sekä tuen puristusjännitykseen. Nämä molemmat arvot ovat hyvin merkittävässä roolissa seinämäistä palkkia mitoittaessa. Lisäksi tutkittiin, kuinka suuri ero menetelmien välillä havaittiin puristuspaarteiden korkeudessa, eli kuinka hyvin valittu ristikko sopii elementtimenetelmän tuloksiin. Jatkuvan kuorman vaikutus tutkittiin vain FEM-laskennalla, joten sille ei ollut suoraa vertailukohtaa ristikkomenetelmän laskuista. Tämän myötä vertailu tehtiin ristikkomenetelmän perustapauksen arvoihin.

Taulukko 4. Laskennasta saadut vetojännitykset sekä puristuspaarteiden korkeudet.

Tapaus	Vetojännitys			$h_{\text{puristuspaarre}}$		
	RM (kN)	FEM (kN)	Ero	RM (mm)	FEM (mm)	Ero
Perustapaus	423	322	-23,9 %	2118	2100	-0,8 %
C25/30	423	322	-23,9 %	2118	2100	-0,8 %
C35/45	423	322	-23,9 %	2118	2100	-0,8 %
L = 3000	172	133	-22,8 %	1603	1600	-0,2 %
L = 7000	827	626	-24,3 %	2250	2700	20,0 %
$b_{\text{palkki}} = 200$	418	319	-23,8 %	2118	2100	-0,8 %
$b_{\text{palkki}} = 300$	427	325	-23,9 %	2118	2100	-0,8 %
$b_{\text{tuki}} = 380$	440	336	-23,7 %	2133	2100	-1,5 %
$b_{\text{tuki}} = 580$	405	305	-24,8 %	2102	2050	-2,5 %
$g = 400 \text{ kN/m}$	556	424	-23,8 %	2118	2100	-0,8 %
$g = 500 \text{ kN/m}$	689	526	-23,8 %	2118	2100	-0,8 %
Jatkuva kuorma	423	301	-28,8 %	2118	2700	27,5 %

Elementtimenetelmästä saatu vetojännitys oli lähes kaikissa tapauksissa noin 24 % pienempi kuin ristikkomenetelmällä. Valtaosassa testatuista tapauksista poikkeama perustapauksen erosta pysytteli noin prosentin sisällä. Kuorman muuttaminen jatkuvaksi kuormaksi vaikutti tuloksiin selkeästi kaikkein eniten. Ero ristikkomenetelmän perustapaukseen oli lähes 5 % suurempi kuin muissa testatuissa palkeissa. Toisin sanoen kuorman yksinkertaistaminen pistevoimiksi voi aiheuttaa ylivoimista. Betoniluokan muutos ei aiheuttanut minkäänlaista eroa vetojännitykseen. Toisaalta betoniluokan tulisinikin vaikuttaa enemmän terästen ankkurointiin ja palkin puristuskestävyyteen. Palkin pituuden lyheneminen paransi ristikkomenetelmän tarkkuutta, ja pidennys heikensi sitä. Tämä voi tosin johtua palkkiin vaikuttaneen kokonaiskuorman muuttumisesta. Testeissä kuorma

suuruus vastasi jatkuvaa 300 kN/m viivakuormaa, jolloin erimittaisten palkkien kokonaiskuorma poikkesi perustapauksesta. Palkin paksuus vaikutti eroon vain hyvin vähän, ja se todennäköisesti johtui palkin oman painon muutoksesta. Tuen pituuden vaikutus oli hieman selvempi, ero ristikkomenetelmään kapeni tuen pienentyessä. Viimeisenä kuorman suuruus ei erityisemmin muuttanut tuloksia perustapauksesta, sillä kuorman ollessa 500 kN/m ero oli vain 0,1 % pienempi.

Perustapauksissa puristuspaarten korkeuden ero oli -0,8 % (18 mm). Tämä on alle mitaustarkkuuden, sillä elementtimenetelmässä mittauspisteet olivat 50 mm välein olevissa elementtiverkon pisteissä. Tällä perusteella valittu ristikko sopi perustapaukseen hyvin. Palkin pituuden lyhentyessä ero oli vain -0,2 % (3 mm), mutta pituuden kasvaessa ero myös kasvoi 20,0 %:iin (450 mm) puristuspaarten siirtyessä palkin yläreunaan. Samankaltainen tilanne oli jatkuvan kuorman tapauksessa, jolloin ero oli suurin eli 27,5 % (582 mm). Tällä perusteella käytetyn ristikon uudelleenmuodostusta tulisi harkita, mikäli palkin pituus kasvaa merkittävästi. Jatkuva kuorma on ongelmallisempi, sillä yksinkertaistaminen pistevoimiksi tulee tehdä, jotta ristikon muodostus on edes mahdollista. Tuen pituuden muutos aiheutti pientä poikkeamaa, pienentyessä ero oli -1,5 % (33 mm) ja suurentuessa ero oli -2,5 % (52 mm).

Taulukko 5. *Laskennasta saadut tukipaineet.*

Tapaus	Tukipaine	
	RM (MPa)	FEM (MPa)
Perustapaus	6,60	6,60
C25/30	6,60	6,60
C35/45	6,60	6,60
L = 3000	3,96	3,96
L = 7000	9,24	9,24
$b_{\text{palkki}} = 200$	8,16	8,16
$b_{\text{palkki}} = 300$	5,56	5,56
$b_{\text{tuki}} = 380$	8,34	8,34
$b_{\text{tuki}} = 580$	5,46	5,46
$g = 400 \text{ kN/m}$	8,68	8,68
$g = 500 \text{ kN/m}$	10,77	10,77
Jatkuva kuorma	6,60	6,60

Tukeen vaikuttavassa keskimääräisessä tukipaineessa eri menetelmien välillä ei havaittu minkäänlaista eroa käytetyllä mitaustarkkuudella (Taulukko 5). Mikäli eroa on, se on pienempi kuin 0,01 MPa. Kaikissa tapauksissa arvo oli yhtä kuin kokonaiskuorma sekä oma paino jaettuna tukien kokonaispinta-alalla. Tämä on ymmärrettävää, koska

kuorman ja oman painon täytyy tulla alas jotain kautta menetelmästä riippumatta. Vai-  
kuttaisi siltä, että laskennan lähtöarvojen oikeellisuutta voidaan tarkistaa vertaamalla  
keskimääräistä tukipainetta ristikkomenetelmästä saatuun arvoon, sillä niiden tulisi olla  
samat. Kun tutkittiin alueellisia arvoja keskimääräisten sijaan, elementtimenetelmässä  
huomattiin selkeää tukipaineen vaihtelua riippuen mitä kohtaa tuesta tarkasteltiin. Erityi-  
sesti aukon puoleisella tuen reunalla tukipaine nousi huomattavan suureksi (Kuva 11),  
joka voi aiheuttaa betonin paikallista murtumista.



## 5. YHTEENVETO JA PÄÄTELMÄT

Tässä kandidaatintyössä tutustuttiin seinämäiseen palkkiin, siihen vaikuttaviin tekijöihin ja sen mitoittamiseen. Lisäksi tehtiin lyhyt katsaus ristikko- ja elementtimenetelmiin, ja molempia käytettiin laskemaan seinämäisissä palkeissa vaikuttavia jännityksiä, joita käyttäen palkkien raudoitukset mitoitettaisiin.

Saatujen tulosten perusteella eurokoodissakin esitelty ristikkomenetelmä on selkeästi varmemmalla puolella verrattuna elementtimenetelmään. Yksi syy tähän voi olla ristikkomenetelmässä tehtävät yksinkertaistukset, jotta laskenta on mahdollista suorittaa myös kynällä ja paperilla. Tulosten mukaan menetelmien välinen ero oli noin 24 %, joka oli suurempi kuin ennakoitu noin 5–20 %. Ero vielä kasvoi noin 5 % mikäli FEM-laskennassa käytettiin viivakuormaa pistekuormien sijaan. Huolimatta muutetuista parametreista, menetelmien välinen ero pysyi tasaisena, eikä valtaosassa tapauksista suuria poikkeamia esiintynyt. Mahdollinen syy tähän on se, että testauksessa parametrien vaihteluväli pidettiin ehkä turhankin maltillisena. Mikäli olisi testattu selkeästi erimuotoisia palkkeja, menetelmien välinen ero voisi kasvaa tai pienentyä nyt havaituista.

Taloudellisesti ero on jo merkittävä, sillä 24–29 % vähennys mitoitettavassa vetojännityksessä näkyy myös palkkiin laitettavassa raudoituksen määrässä. Toisaalta on olemassa pieni mahdollisuus, että FEM laskee vetojännityksen liian pieneksi verrattuna reaalia maailmaan. Tällöin rakenteellinen kestävyys jäisi varmuuskertoimien varaan. Varmistus tulosten oikeellisuudesta voitaisiin saavuttaa esimerkiksi empiirisillä kokeilla.

Ristikkomenetelmä vaikuttaisi toimivan paremmin, mitä lyhyempi seinämäinen palkki on tai toisin sanoen mitä pienempi on pituuden suhde korkeuteen. Lisäksi muodoltaan yksinkertaisempi palkki antaa myös yhdenmukaisempia tuloksia elementtimenetelmän kanssa. FEM antaa ylipäätään tarkempia tuloksia, sekä aukot ja muuttuvat kuormat palkissa hankaloittavat sopivan ristikon löytämistä. Monimutkaisen ristikon laskenta on myös huomattavasti vaikeampi automatisoida esimerkiksi laskentataulukon avulla.

Ristikkomenetelmään perustuvan laskentataulukon käyttö on nopea tapa laskea seinämäisen palkin mitoittamista. Laskentataulukon tekemiseen menee aikaa, mutta se alkaa nopeasti maksamaan itseään takaisin. FEM-laskennassa seinä täytyy kuitenkin aina mallintaa ja siihenkin kuluu aikaa, eikä kaikilla ole tähän osaamista. Taulukko sopii hyvin mitoittamaan yksinkertaisia palkkeja sekä palkkien alustavaan testaukseen. Lisäksi sillä voidaan määrittää karkea pohjataso ennen tarkempaa FEM-laskentaa, jolloin käyttäjän tekemien huolimattomuus- ja ajatusvirheiden määrää voidaan vähentää.

Aiheen tutkimusta voitaisiin jatkaa testaamalla toisistaan poikkeavia ristikoita ja vertaamalla niitä FEM-laskennasta saatuihin tuloksiin. Tässä työssä eri menetelmillä saatujen tulosten välinen ero jäi niin suureksi, että optimointiin olisi aihetta. Lisäksi voitaisiin tutkia, miten suuri vaikutus tuloksilla on lopullisiin valittuihin raudoituksiin.

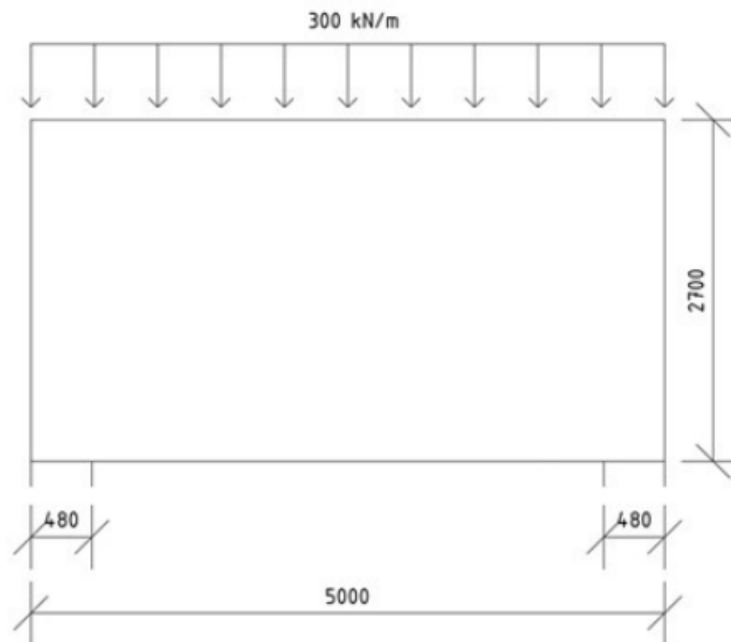
## LÄHTEET

- Angervuori, A. et al. (1999). Rakentajain kalenteri 1999. Rakentajain kustannus Oy. Hämeenlinna. S. 305–310.
- BY202 (1986). Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja. Osa 2. Suomen Betoniyhdistys ry. Jyväskylä. 468 s.
- BY202 (2004). Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja. Osa 2. Suomen Betoniyhdistys ry. Helsinki. S. 243–468.
- BY210 (2008). Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Suomen Betoniyhdistys ry. Helsinki. 711 s.
- Chen, W.-F. & El-Metwally, S. E.-D. E. (2011). Understanding structural engineering from theory to practice. Boca Raton: CRC Press. 247 p.
- fib Bulletin No.61 (2011). Design examples for strut-and-tie models. Technical report. International federation for structural concrete. 220 p.
- Kong, F.K. (2002). Reinforced concrete deep beams. Taylor & Francis books, Inc. 299 p.
- Martin, B.T. and Sanders, D.H. (2007). Verification and Implementation of Strut-and-Tie Model in LRFD Bridge Design. 276 p. Viitattu 12.5.2021. Saatavissa: [http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/archive/NotesDocs/20-07\(217\)\\_FR.pdf](http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/archive/NotesDocs/20-07(217)_FR.pdf)
- McCormac, J.C. and Russell, H.B. (2014). Design of Reinforced Concrete. 9<sup>th</sup> ed. John Wiley & Sons, Inc. 714 p.
- Mäkelä, S. (2019). Parametrisen mallinnuksen ja topologiaoptimoinnin hyödyntäminen seinämäisen teräsbetonirakenteen mitoituksessa. Oulun yliopisto, rakennus- ja yhdyskuntatekniikan tiedekunta. 91 s.
- RIL 104b (1975). Teräsbetonirakenteiden suunnittelu, osa II. Suomen rakennusinsinööriliitto RIL ry. S. 350–369.
- SFS EN 1992-1-1 +A1 +AC. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu (2015). Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2.painos. Helsinki: Suomen standarditoimistoliitto SFS Ry. 218 s.
- Sääski, M. (2017). Seinämäisten teräsbetonipalkkien analysointi. Aalto-Yliopisto. 91+17 s.
- Viitala, T. (2020). Seinämäisen palkin raudoitusperiaatteet sovellettuna asuinkerrostalorakenteisiin. Tampereen yliopisto, rakennetun ympäristön tiedekunta. 34 s.

# LIITE 1: PERUSTAPAUKSEN LASKENTA RISTIKKOMENETELMÄLLÄ

Perustapaus on yksiaukkoinen tasaisesti kuormitettu palkki, jonka alla ei ole laattaa. Työn tarkoituksena oli laskea seinämäiseen palkkiin vaikuttavat jännitykset. Raudoituksia lasketaan niin pitkälle, että saadaan vertailtua tavanomaisella laskutavalla sekä ristikkomenetelmällä saatuja tuloksia.

## Palkin dimensiot:



Palkin pituus

$$L_{palkki} := 5000 \text{ mm}$$

Vapaa jännemitta

$$L_n := 4040 \text{ mm}$$

Korkeus

$$h := 2700 \text{ mm}$$

Leveys

$$b := 250 \text{ mm}$$

Tukien leveys

$$b_{tuki} := 480 \text{ mm}$$

Jänneväli

$$L := L_{palkki} - 2 \cdot \frac{b_{tuki}}{2} = 4520 \text{ mm}$$

Tehollinen jänneväli

$$L_{ef} := \min(L, 1.15 \cdot L_n) = 4520 \text{ mm}$$

Toimiva korkeus

$$h_{ef} := \min(h, L_{ef}) = 2700 \text{ mm}$$

Onko kyseessä seinämäinen palkki?

$$\frac{L_{ef}}{h_{ef}} = 1.674 \leq 3, \text{ Ok}$$

**Materiaalien lähtötiedot:**

Betonilaatu C30/37

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa} \quad \gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \text{ MPa}$$

Teräslaatu B500B

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad \gamma_s := 1.15 \quad \alpha_{ct} := 1$$

$$f_{yd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

**Kuormat:**

Palkkiin vaikutti viivakuorma ja oma paino huomioitiin laskennassa. Kuormitusyhdistelmissä ei käytetty kertoimia, sillä laskennan tarkoituksena oli vain vertailla ristikko- ja elementtimenetelmää.

Palkin oma paino

$$g_{k,palkki} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h \cdot b = 16.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vaikuttava viivakuorma

$$g_{k,viivakuorma} := 300 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vaikuttava kokonaiskuorma

$$p_d := g_{k,palkki} + g_{k,viivakuorma} = 316.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Mitoittava taivutusmomentti

$$M_{Ed} := \frac{p_d \cdot L_{ef}^2}{8} = 809 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Vaadittu pääraudoitus:**

Pääraudoitus jaetaan noin korkeudelle

$$u := \frac{h_{ef}}{6} = 450 \text{ mm}$$

Tehollinen korkeus

$$d := h_{ef} - \frac{u}{2} = 2475 \text{ mm}$$

Suhteellinen taivutusmomentti

$$\mu := \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.031 \quad \leq 0,358, \text{ Ok}$$

Tehollisen puristuspuunnan suhteellinen korkeus

$$\beta := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 0.032$$

Sisäinen momenttivarsi, kun kyseessä staattisesti määrätty tilanne ja

$$1 < \frac{L_{ef}}{h_{ef}} < 2$$

$$z := 0.15 \cdot h_{ef} \cdot \left( 3 + \frac{L_{ef}}{h_{ef}} \right) = 1893 \text{ mm}$$

Sisäisen momenttivarren raja-arvo

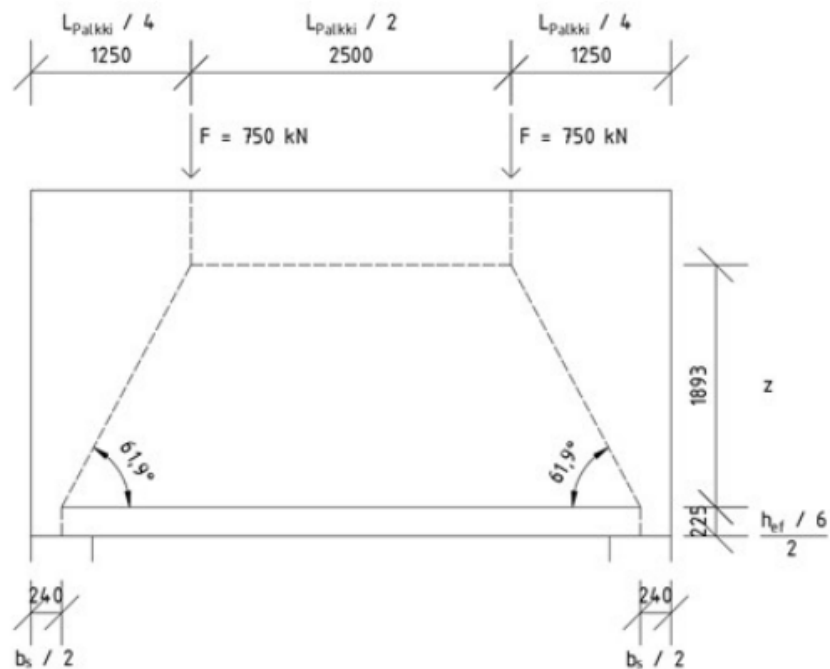
$$z_{max} := d \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 2436 \text{ mm}$$

$z < z_{max}$ , Ok

Vaadittu rauditusmäärä normaalin palkin laskennalla

$$A_{s,vaad} := \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = 983 \text{ mm}^2$$

### Ristikkomalli:



Laskennassa käytetty ristikkomalli mittoineen. Kuvassa pistevoimat sisältävät vain ulkoisen viivakuorman resultantit, mutta laskennassa siihen on vielä lisätty oman painon osuus.

Palkkiin vaikuttava kokonaiskuorma mukaanluettuna oma paino, jaettuna kahdeksi resultanttipistevoimaksi

$$F_{pysty} := \frac{L_{palkki} \cdot P_d}{2} = 792 \text{ kN}$$

Vetosauvan ja diagonaalin kulma

$$\theta := \text{atan} \left( \frac{z}{\left( \frac{L_{palkki}}{4} - \frac{b_{tukki}}{2} \right)} \right) = 61.9 \text{ deg}$$

Kulma >45 astetta, Ok

Sauvoissa vaikuttavat jännitykset

$$F_{diagonaali} := \frac{F_{pysty}}{\sin(\theta)} = 898 \text{ kN}$$

$$F_{vetopaarre} := \cos(\theta) \cdot (-F_{diagonaali}) = -423 \text{ kN}$$

$$F_{puristuspaarre} := \cos(\theta) \cdot F_{diagonaali} = 423 \text{ kN}$$

Vaadittu raudoitusmäärä ristikkomallista

$$A_{s.vaad.ristikko} := \frac{|F_{vetopaarre}|}{f_{yd}} = 972 \text{ mm}^2$$

Huomataan ettei normaalilla palkin laskentatavalla ja ristikkomallilla saadut vaaditut raudoitusmäärät eroa merkittävästi toisistaan. Ero on noin  $11 \text{ mm}^2$ .

### Tukipaine:

Tukialueen pituus

$$a_1 := b_{tuki} = 480 \text{ mm}$$

Tukipaine

$$\sigma_{Ed1} := \frac{F_{pysty}}{a_1 \cdot b} = 6.6 \text{ MPa}$$

Puristusdiagonaalien leveys solmulla

$$a_2 := a_1 \cdot \sin(\theta) + u \cdot \cos(\theta) = 635 \text{ mm}$$

Puristusdiagonaalien jännitys solmulla

$$\sigma_{Ed2} := \frac{F_{diagonaali}}{a_2 \cdot b} = 5.65 \text{ MPa}$$

Sallittu puristuslujuus Eurokoodin mukaan

$$\sigma_{Rd.max} := 0.85 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}}\right) \cdot f_{cd} = 12.72 \text{ MPa}$$

Sallittu puristuslujuus BY210 mukaan

$$f_{cd3} := 0.7 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}}\right) \cdot f_{cd} = 10.47 \text{ MPa}$$

### Elementtimenetelmään verrataan seuraavia arvoja:

Vetopaarteen vetojännitys

$$|F_{vetopaarre}| = 423 \text{ kN}$$


Puristusauvan korkeus palkin alareunasta

$$z + \frac{u}{2} = 2118 \text{ mm}$$

Tukipaine

$$\sigma_{Ed1} = 6.602 \text{ MPa}$$

## LIITE 2: RISTIKKOMALLISSA KÄYTETYN LAS- KENTAPOHJAN ETUSIVU

 <b>JONECON OY</b> Takojankatu 2 A 9 33540 Tampere, Puh. 03-31418200 etunimi.sukunimi@jonecon.fi, www.jonecon.fi			Projektin nimi					Nro	
			Sisältö						
			Tehnyt	Pvm	Hyv.		Pvm	Sivu	
Kohde:									
<b>Seinämäisen palkin tiedot</b>				<b>Materiaalit</b>					
Rakennetyyppi	Staattisesti määrätty rakenne			Raudoitus:	B500B	$\gamma_s =$	1,15		
Palkin pituus	$L_{palkki} =$	5000 mm		$f_{yk} =$	500 MPa				
Jänneväli	$L =$	4520 mm							
Vapaa jännemitta	$L_n =$	4040 mm		Betoni:	C30/37	$\gamma_c =$	1,5		
Korkeus	$h =$	2700 mm		$f_{ck} =$	30 MPa				
Leveys	$b =$	250 mm							
Laatan korkeus	$h_{laatta} =$	0 mm		$L_{ef} =$	4520 mm				
Tukien leveys	$b_{tuki} =$	480 mm		$h_{ef} =$	2700 mm				
				$L_{ef} / h_{ef}$	1,67	< 3		Ok	
<b>Kuormat</b>									
Muuttuvat:	$q_k =$		kN/m	$\mu =$	0,029	$\leq \mu_{bd} =$	0,358	Ok	
Pysyvät ilman omaa painoa:	$g_k =$	205	kN/m	$z =$	1893	mm			
Määrävä yhdistelmä	$p_d =$	300	kN/m	$z_{max} =$	2438	mm		Ok	
<b>Teräskoot</b>									
Pääraudoituksen tankokoko	$\Phi_{veto} =$	16	mm	$A_{s,vaad} =$	929	mm <sup>2</sup>			
Tankojen lukumäärä	$n_{\Phi,veto} =$	5		$A_{s,min1} =$	932	mm <sup>2</sup>			
Tartuntaolosuhteet		Hyvät		$A_{s,min2} =$	804	mm <sup>2</sup>			
				$A_s =$	1005	mm <sup>2</sup>		Ok	
Varmistusraudoituksen tankokoko	$\Phi_{varmistus} =$	8	mm	$A_{s,varmistus,vaad} =$	186	mm <sup>2</sup>			
Tankojen lukumäärä	$n_{\Phi,varmistus} =$	4		$A_{s,varmistus} =$	201	mm <sup>2</sup>		Ok	
Uuman tankokoko	$\Phi_{uuma} =$	8	mm	$A_{s,uuma,vaad} =$	63	mm <sup>2</sup>	Min 150 mm <sup>2</sup>		
Uuman tankoväli	$k =$	250	mm	$A_{s,uuma} =$	201	mm <sup>2</sup>		Ok	
<b>Ristikkomalli</b>									
Vetosauvan ja diagonaalin kulma					61,9	astetta		Ok	
Uuman vaadittu kokonaisraudoitus				$A_{s,uuma,vaad2} =$	488	mm <sup>2</sup>			
Molempien pintojen yhteenlaskettu raudoitus, x- ja y-suuntaan				$A_{kok,uuma} =$	1167	mm <sup>2</sup>		Ok	
<b>Tukipaine</b>									
Tukipaine				$\sigma_{Ed1} =$	6,24	MPa			
Puristusdiagonaalin jännitys solmulla				$\sigma_{Ed2} =$	5,34	MPa			
Sallittu puristuslujuus (Eurokoodi)				$\sigma_{Rd,max} =$	12,72	MPa			
Sallittu puristuslujuus (BY210)				$f_{cd3} =$	10,47	MPa		Ok	
<b>Ankkurointi</b>									
Tarvittu ankkurointipituus					366	mm			
Laatalla avulla laajennettu tukialueen pituus					480	mm		Ok	
Jäljelle jäänyt voima, joka täytyy sitoa U-lenkeillä tms.					0	kN			
<b>Leikkausmitoitus</b>									
				$V_{ed,red} =$	0	kN			
				$0,18 \cdot b \cdot h_{ef} \cdot f_{cd}$	2066	kN		Ok	