

SEINÄMÄISEN PALKIN MITOITUSOHJE



Ammattikorkeakoulututkinnon opinnäytetyö

Visamäki, Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka

Syksy, 2018

Mikko Koivu

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka, insinööri AMK
Hämeen Ammattikorkeakoulu, Visamäki

Tekijä	Mikko Koivu	Vuosi 2018
Työn nimi	Seinämäisen palkin mitoitusohje	
Työn ohjaaja/t	Antti Haapasalmi DI ja Joni Pirhonen DI, Vahanen Suunnittelupalvelut Oy Tomi Karppinen Ins. AMK, HAMK	

TIIVISTELMÄ

Tämän opinnäytetyön tilaaja oli Vahanen Suunnittelupalvelut Oy. Idea työhön tuli Vahaselta ja heidän tarpeestaan saada mitoituspohjia suunnittelun tehostamiseksi. Työn tavoitteena oli tehdä seinämäisiä palkkeja koskeva suunnitteluohje, sekä mitoituspohjia yrityksen käyttöön.

Suunnitteluohjeeseen oli tarkoitus kerätä ohjeet seinämäisten palkkien Eurokoodipohjaiseen mitoittamiseen. Eurokoodista ei löydy ohjetta suoraan seinämäisten palkkien mitoittamiselle, mutta siinä mainitaan rakenteiden mitoittamiseen soveltuvia menetelmiä. Eurokoodista löytyi yleisohjeita seinämäisten palkkien mitoittamiseen ristikkomenetelmällä, joita Leskelän (2008) julkaisussa tarkennetaan. Leskelän BY 210-kirja täydentää Eurokoodia seinämäisten palkkien osalta ja antaa syvällisemmät ohjeet kyseisten rakenteiden mitoittamiseen.

Mitoituspohjien teossa tarkoituksena oli tehdä toimiva mitoituspohja, jota olisi yksinkertainen käyttää. Useat mitoituspohjat ovat monimutkaisia käyttää ja usein laskenta jää kesken pohjilla, kun niitä ei osata käyttää. Mitoituspohjia oli tarkoitus luoda tasaisesti kuormitetulle seinämäiselle palkille. Mitoituspohja päädyttiin tekemään MathCad- ohjemaan.

Avainsanat seinämäinen palkki, ristikkomalli, Eurokoodi 2

Sivut 50 sivua, joista liitteitä 0 sivua

Degree Program in Building and Construction Engineering
Häme University of Applied Sciences, Visamäki

Author	Mikko Koivu	Year 2018
Subject	Design of reinforced deep beam	
Supervisors	Antti Haapasalmi, Joni Pirhonen Tomi Karppinen	

ABSTRACT

This Bachelor's thesis was commissioned by Vahanen Suunnittelupalvelut Oy. The company had a need to obtain dimensioning templates to improve the design process. The purpose of the thesis was to create a guide for designing deep beams and a design program with templates for the commissioner of the thesis. The goal was to gather instructions on how to design a reinforced concrete deep beam based on Eurocode. The aim was to create a design program that would be simple to use. Many calculating programs are complicated to use and often the calculations are left unfinished because of a lack of comprehension on how to use the program.

At the moment Eurocode doesn't cover the design of deep beams but it does mention some methods suitable for the design of deep beams. In Eurocode there are general instructions on designing deep beam using strut-and-tie modeling specified in a publication Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus (Designing and Dimensioning of Concrete Structures) by Leskelä (2008). Leskelä's publication BY210 supplements Eurocode for the design of deep beams and gives profound guidelines for designing such structures.

As a result of the thesis a design programme was created for a distributed load beam. The design programme was finished using MathCad programme.

Keywords reinforced concrete deep beam, strut-and-tie model, Eurocode 2

Pages 50 pages including appendices 0 pages

SISÄLLYS

1	JOHDANTO.....	1
1.1	Opinnäytetyön tavoite ja rajaus.....	2
1.2	Eurokoodit.....	2
1.3	Rajatilamitoitus	3
1.3.1	Murtorajatilat	4
1.3.2	Käyttörajatilat	4
2	KÄYTETTÄVÄT MATERIAALIT	5
2.1	Betoni	5
2.2	Betonin materiaaliominaisuudet	7
2.3	Raudotteet.....	8
2.4	Suojabetoni	10
2.5	Rasitusluokkien vaikutus betonipeitteen ja betonin valintaan.....	11
2.6	Betonin ja teräksen mitoitusarvot	12
3	KUORMITUKSET	14
3.1	Pysyvät kuormat.....	15
3.2	Muuttuvat kuormat.....	15
3.2.1	Hyötykuormat.....	15
3.2.2	Lumikuorma.....	16
3.3	Seuraamusluokat.....	18
3.4	Kuormitusyhdistelmät.....	18
4	SEINÄMÄISET PALKIT	19
4.1	Määritelmä	20
4.2	Seinämäisen palkin käyttökohteet.....	21
4.3	Mitoitustavat.....	21
4.3.1	Ristikkomenetelmä	22
4.3.2	Elementtimenetelmä.....	22
5	RISTIKKOMALLI	23
5.1	Ohjeita ristikkomallin luontiin – FIB BULLETIN 3.....	25
5.2	Vetosauvat	27
5.3	Puristussauvat	29
5.4	Solmut	31
5.4.1	Puristussolmujen tarkastelu	33
5.4.2	Puristus-vetosolmujen tarkastelu	33
5.5	Puristusjännitysten mitoitusarvot.....	35
5.5.1	Eurokoodi EN1992-1-1	35
5.5.2	BY210 Matti V. Leskelä, 2008	36
5.5.3	Puristusjännitysten mitoitusarvojen suurentaminen.....	36
5.6	Sisäinen momenttivarsi.....	37
5.7	Pääterästen ankkurointi.....	39
5.8	Verkkoraudoite.....	43

6	REIKIEN VAIKUTUS RAKENTEeseen.....	43
7	LASKENTAPOHJA.....	45
7.1	Laskenta mitoituspohjalla	46
8	JOHTOPÄÄTÖKSET	47
	LÄHTEET	49

MERKINNÄT

Latinalaiset isot kirjaimet:

A_s	Raudoituksen poikkileikkauksen ala
$A_{s.dbmin}$	Seinämäisen palkin minimiraudoite
F	Pistekuorma
F_t	Ankkuroitava vetovoima
L	Pituus
M_{max}	Kuorman aiheuttama maksimimomentti

Latinalaiset pienet kirjaimet:

a	Mitta, mittasuure
a_1	Tukipinnan leveys
a_2	Diagonaalin leveys
c	Mitta solmun takana
d	Tehollinen korkeus
f_{bd}	Tartuntalujuuden mitoitusarvo
f_{cd}	Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
f_{ck}	Betonin puristuslujuuden ominaisarvo
f_{ctd}	Betonin vetolujuuden mitoitusarvo
f_{ctk}	Betonin vetolujuuden ominaisarvo
f_{yd}	Teräksen myötölujuuden mitoitusarvo
f_{yk}	Teräksen myötölujuuden ominaisarvo
g_k	Pysyvät kuormat
$l_{b.rqd}$	Ankkurointipituuden perusarvo
l_{bd}	Ankkurointipituuden mitoitusarvo
n	Raudoitteen kerrosten lukumäärä
q_k	Muuttuvat kuormat
s	Raudoitteen tankoväli pystysuunnassa
T	Vetovoima
u	Vetosauvan korkeus
z	Sisäinen momenttivarsi

Kreikkalaiset isot kirjaimet:

θ	Puristus- ja vetopaarteen välinen kulma
----------	---

Kreikkalaiset pienet kirjaimet:

μ	Suhteellinen momentti
γ_c	Betonin osavarmuusluku
γ_s	Betoniteräksen osavarmuusluku
ω	Mekaaninen raudoitussuhde
$\sigma_{Rd.max}$	Solmun reuna-alueen maksimijännitys
σ_{c1}	Tukipaine
σ_{c2}	Diagonaalin puristusjännitys

1 JOHDANTO

Ihmisten halu asua tiiviisti isojen kaupunkien keskustoissa on johtanut siihen, että kaupunkeja kasvatetaan ylöspäin kohti taivasta. Korkeammat ja korkeammat raskaat rakennukset vaativat rakenteiltaan entistä suurempaa kantokykyä.

Kerrostalojen kantavana runkona toimii yleisesti erilaiset teräsbetonirakenteet. Betonin hyvä puristuskestävyyden ansiosta betonin avulla voidaan kannatella raskaitakin rakenteita. Kun betonirakenteeseen kohdistuu vetoa, betoni itsessään ei kestä yleensä rasiitusta. Betonin verrattain huonon vetokestävyyden, vain noin 1/10 sen puristuslujuudesta, johdosta betoniin lisätään vetorauδοite, joka ottaa vastaan taivutetun rakenteen vetojännitykset. Betonin ja teräksen yhteiskäytön mahdollistaa niiden likimain samat lämpölaajenemiskertoimet. Betoni myös suojaa terästä korroosiolta sekä tulipalolta. (Leskelä 2008, 29.)

Yleisimpiä taivutettuja betonirakenteita ovat teräsbetonipalkit. Tavanomainen yksiaukkoinen palkki raudoitetaan palkin alapintaan asennettavilla pituussuuntaisilla vetoteräksillä, sekä pystyyn asennettavilla haoilla. Palkin suuntaiset raudoitteet toimivat taivutusraudoitteena ja pystysuuntaan asetetut haat toimivat leikkausraudoitteena. Ilman raudoitetta betonipalkin tukien välinen vapaa osa pyrkii halkeamaan irti ja putoamaan.

Normaali matala palkki voidaan mitoittaa yleistä palkkiteoriaa noudattaen. Palkkiteoriassa taivutusteorian juuret ovat Bernoullin otaksumassa, jossa oletetaan palkin poikkileikkauksen pysyvän tasona, joka on kohti suorassa palkin pituussäikeitä vastaan (Hirsi 2015). Rakenteen kohtia, jossa poikkileikkaus muuttuu, pistevoimien- ja tukien kohdalla sekä kehien nurkissa, ei voida palkkiteorialla mitoittaa. Näitä niin kutsuttuja epäjatkuvusalueita tai D-alueita voidaan mitoittaa ristikkomenetelmällä. (CEB/FIP model code 1990 1999, 141,142.)

Seinämäiset palkit sisältävät epäjatkuvusalueita tai voivat olla kokonaan epäjatkuvusaluetta. Reikien kohdat myös ovat epäjatkuvuskohtia, sillä niissä rakenteen poikkileikkaus muuttuu. Seinämäisten palkkien mitoittamisessa käytetään yleensä ristikkomenetelmää.

Ristikkomenetelmä ei sovellu käyttörajatilamitoitukseen, vaan mitoitus tulee tehdä murtorajatilassa. Käyttörajatilaan ristikkomalli ei sovellu, koska mallien käyttö perustuu plastisuusteoriaan ja sen alarajateoreemaan (Leskelä 2008, 159.)

Mitoituksessa rakenteen, tässä tapauksessa seinämäisen palkin, sisään muodostetaan ristikko, joka muodostuu betonisista puristuskaistoista, te-

räksestä muodostuvista vetopaarteista, sekä paarteet yhdistävistä soluista. Paarteiden jännitykset ratkaistaan ulkoisten pistekuormien avulla ja ne mitoitetetaan kestävämpään rakenteen kuormat. (Leskelä 2008, 106.)

1.1 Opinnäytetyön tavoite ja rajaus

Opinnäytetyön tarkoituksena on tutustua betonirakenteiden Eurokoodi-pohjaiseen mitoittamiseen ja etenkin seinämäisen palkin mitoittamiseen. Työn aiheena on tehdä yrityksen käyttöön seinämäisten palkkien suunnitteluohje ja mitoituspohja. Työn tilaajana on Vahanen Suunnittelupalvelut Oy. Tarkoituksena on tehdä Mathcad- tai Excel-pohjaiset mitoituspohjat tasanaisesti kuormitetulle ja pistemäisesti kuormitetulle yksiaukkoiselle seinämäiselle palkille. Mitoituspohjista on tarkoitus tehdä käyttäjäystävälliset. Päädyin tekemään mitoituspohjat Mathcadiin, jolloin kaavat ja kaikki parametrit ovat pohjan käyttäjän nähtävissä. Excelissä kaavat ovat ”piilossa” solujen sisällä.

Mitoitusohjeet betonirakenteiden suunnitteluun löytyvät julkaisusta Eurokoodi 2. Kyseissä Eurokoodissa on hyvin vähän suoraan seinämäiseen palkkiin liittyviä mitoitusohjeita. Eurokoodi antaa yleiset ohjeet ristikkomenetelmällä laskemiseen, mutta kattavammat ohjeet seinämäisille palkeille löytyvät esimerkiksi Leskelän (2008, 159,430.) julkaisusta.

Opinnäytetyön rajaus tehtiin yhdessä opinnäytetyön ohjaajien kanssa. Työ päädyttiin rajaamaan yksiaukkoisiin seinämäisiin palkkeihin, jotka ovat kuormitettu suoraan ylhäältä päin. Rajaukset tehtiin, jotta mitoituspohjien tekeminen on mahdollista. Mitoituspohjien tekeminen näille yksinkertaisesti kuormitetuille seinämäisille palkeille on mahdollista, sillä niissä rakenteen sisään muodostettavat ristikkomallit pysyvät yksinkertaisina. Monimutkaisemmin kuormitetut palkit, kuten maanpaineella kuormitetut seinämäiset palkit, ottavat vastaan vaakavoimia, joka muuttaa mallin haastavaksi. Tällaiset palkit ovat enemmänkin yksittäistapauksia ja niihin on vaikea luoda yleispätevää kattavaa ristikkomallia.

1.2 Eurokoodit

Eurokoodit ovat kantavien rakenteiden suunnittelustandardeja, joilla on standardisoitu eurooppalainen rakentaminen. Sillä on saavutettu mm. suunnittelun viennin helpottaminen. Ennen kaikilla mailla oli omanlaiset ohjeet rakenteiden suunnittelulle. Eurokoodien myötä Euroopan maille luotiin yhteiset rakentamisstandardit, joita täydentävät maakohtaiset Eurokoodien kansalliset liitteet (NA eli National Annex). Kansalliset liitteet sisältävät maakohtaisia ohjeita, kuten materiaalien osavarmuuskertoimia koskevia ohjeita. Maakohtaiset osavarmuuskertoimet johtuvat esimerkiksi

maiden eri ympäristörasituksista, jolloin materiaalin säilyvyydelle saadaan oikeat arvot.

Rakennesuunnittelua koskevat yleiset säännökset löytyvät julkaisusta SFS-EN 1990: Rakenteiden suunnitteluperusteet - standardista. Siinä esitetään suunnittelua koskevia vaatimuksia muun muassa luotettavuuden hallinnalle, suunnitellulle käyttöiälle ja säilyvyydelle. Lisäksi standardi sisältää rajatilamitoituksen peruseräkkeet, joista murtorajatilamitoitus liittyy seinämäisten palkkien mitoittamiseen ristikkomenetelmällä.

Kuormituksia koskevat säännökset löytyvät julkaisusta Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat, joka sisältää kymmenen eri standardia. Esimerkiksi seinämäisten palkkien mitoitus koskevat muun muassa standardit:

- SFS-EN 1991-1, Tilavuuspaino, oma paino ja rakennusten hyötykuorma
- SFS-EN 1991-1-2, Palolle altistettujen rakenteiden rasitukset
- SFS-EN 1991-1-3, Lumikuormat
- SFS-EN 1991-1-4, Tuulikuormat

Betonirakenteiden koskevat mitoitusohjeet on annettu julkaisussa Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu, joka sisältää neljä standardia. Seinämäisiä palkkeja koskevat keskeisemmin standardit:

- SFS-EN 1992-1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt
- SFS-EN 1992-1-2: Betonirakenteiden palomitoitus

1.3 Rajatilamitoitus

Mitoittaessa Eurokoodeilla rakenteita, käytetään rajatilamitoitusta. Rajatiloja on kaksi; murtorajatila ja käyttörajatila. Eurokoodin mukaan molemmat rajatilat tulee tarkastella ja ne liitetään mitoitusilanteisiin. Toinen rajatiloista voidaan kuitenkin jättää tarkastelematta, jos on riittävästi tietoa siitä, että toisen rajatilan vaatimusten toteutuessa, myös toisen vaatimukset täyttyvät. (SFS-EN 1990, 52.)

Rajatilamitoitus perustuu tiettyä rajatilaa varten muodostettuun rakennuskuormitusmallien käyttöön. Rajatilamitoituksessa tulee esittää, että mitään rajatilaa ei ylitetä, kun mitoituksessa on käytetty asiaankuuluvia mitoitusarvoja. (SFS-EN 1990, 56.)

Mitoitusilanteita ovat RIL 201-1 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat mukaan:

- normaalisti vallitsevat mitoitusilanteet, joita ovat normaalit käyttöilanteet
- tilapäiset mitoitusilanteet, kuten korjaamisen aikaiset tilanteet

- onnettomuustilanteet, esimerkiksi tulipalot
- maanjäristykset (vain tilaajan vaatiessa).

Mitoitettavasta rakenteesta tulee tarkistaa sille merkitykselliset murto- ja käyttörajatilat, kuten (RIL 201-1 2017, 29):

- murtorajatilassa tasapainoa heikentävien vaikutusten tulee olla pienempiä, kuin tasapainoa parantavien vaikutusten
- tai kuormien vaikutusten mitoitusarvojen tulee olla pienempi tai yhtä suuri kuin rakenteen kestävyysmitoitussarvojen
- käyttörajatilassa kuormien mitoitusarvojen tulee olla yhtä suuria tai pienempiä kuin käyttökelpoisuus-kriteerin mukainen rajoittava mitoitusarvo

1.3.1 Murtorajatilat

Eurokoodin mukaan murtorajajaloiksi tulee luokitella kaikki ihmisten turvallisuuteen ja rakenteiden varmuuteen liittyvät rajatilat. Seuraavat murtorajatilat tulee tarkastaa rakenteelle Eurokoodin mukaan, jos ne ovat merkityksellisiä (SFS-EN 1990 2006, 52, 54.):

- jäykän kappaleen tai jonkin sen osan tasapainon menetys
- vaurioituminen siirtymän kasvaessa liian suureksi tai rakenteen muuttuminen mekanismiksi
- katkeaminen tai jonkin rakenteen osan stabiiliuden menetys
- väsyminen tai jokin muu ajasta riippuvan vaikutuksen aiheuttama vaurio.

1.3.2 Käyttörajatilat

Käyttörajajaloja ovat rajatilat, jotka liittyvät rakenteiden ja rakenneosien käyttöön normaalikäytössä. Ne liittyvät myös ihmisen mukavuuteen ja rakennusten ulkonäköön. (RIL 201-1 2017, 30.)

Eurokoodin (SFS-EN 1990 2006, 54.) mukaan käyttörajatilassa tarkastellaan myös:

- siirtymät, jotka vaikuttavat rakenteen ulkonäköön, käyttäjämukavuuteen tai rakenteiden toimivuuteen
- värähtelyt, jotka saavat ihmisten olon epämukavaksi ja jotka rajoittavat rakenteen kelpoisuutta käyttötarkoituksessa
- vauriot, jotka vaikuttavat rakenteen ulkonäköön heikentäen sitä, säilyvyyteen tai rakenteen toimivuuteen.

2 KÄYTETTÄVÄT MATERIAALIT

Seinämäiset palkit ovat korkeita raudoitettuja betonipalkkeja. Rakenteessa käytetään siis terästä ja betonia. Rakenteen toimivuuden kannalta on tärkeää saada toimimaan kaksi erilaisilla materiaaliominaisuuksilla olevaa materiaalia yhdessä. Tämä ilmenee etenkin raudoitteen ankkuroinnissa, jotta raudat eivät lähde liukumaan betonin sisällä rakennetta kuormitettaessa. Jos raudoitus liukuu, se ei ota vastaan sille laskettua vetojännitystä ja rakenne ei toimi suunnitellusti.

Betonirakenteita voidaan käyttää raudoittamattomina tai raudoitettuina. Raudoitettuja rakenteita ovat teräsbetoni- ja jännitetyt rakenteet. Yleisin betonirakenne on teräsbetonirakenne.

Tässä opinnäytetyössä käsiteltävät seinämäiset palkit ovat teräsbetonirakenteita.

2.1 Betoni

Betoni koostuu sementistä, vedestä ja runkoaineesta. Sementin pääraaka-aine on louhittu kalkkikivi. Suomessa sementtiä valmistetaan kuivamennelmällä, jossa louhittua kalkkikiveä lajitellaan, jauhetaan useaan otteeseen ja poltetaan kiertouunissa. Valmistuneen portlandklinkkerin päämineraalit ovat aliitti, beliitti, aluminaatti ja ferriitti. Näiden aineiden suhteita säätämällä saadaan muokattua sementin ominaisuuksia, kuten vaikuttua kovettumisaikaan ja loppulujuuteen sekä veden kanssa reagointinopeuteen ja veden tarpeeseen. Sementtien tulee täyttää standardin SFS-EN 197-1: Tavallisten sementtien koostumus, vaatimukset ja vaatimusten mukaisuus - vaatimukset. (Suomen betoniteollisuus 2004, 39,40,42.)

Sementin ja veden reaktiossa syntyy sementtiliima, joka liimaa runkoaineen yhteen. Runkoaineena toimii yleisesti kiviaines, jota saadaan luonnosta soraesiintymistä tai kalliota murskaamalla. Kiviainesta on betonissa 65...80 %, joten kiviaineen ominaisuuksilla on suuri vaikutus valmiin betonin ominaisuuksiin. Kiviaineksena voidaan käyttää teoriassa mitä vain riittävän lujaa, rakeista ja tiivistä materiaalia, kunhan se ei vaikuta sementin ja veden reaktioon. Suomessa yleisin käytetty kiviaines betoniin murskattu graniittipohjainen kivi. Myös vanhan betonin käyttö kiviaineena on yleistynyt eli vanha betoni murskataan ja sillä korvataan osa uuden betonin kiviaineesta. (Suomen betoniteollisuus 2004, 31,32.)

Kiviainekset nimetään niiden raekoon mukaan käyttämällä d/D merkintää, jossa d on alanimellisraja ja D on ylänimellisraja. Kiviaineksen tärkeä ominaisuus on sen rakeisuus, joka kertoo erisuuruisten rakeiden määrien painosuhteet. Rakeisuus määritellään seulonnalla, jossa kiviaines lasketaan eri silmäkoon omaavien verkkojen läpi. Rakeisuudesta on tarkoitus saada sel-

lainen, että kiviaines pystyy pakkautumaan tiivistii toistensa lomaan. Ra-
keisuuden lisäksi kiviaineksen raemuoto vaikuttaa suuresti betonin koos-
sapysyvyyteen. (Suomen betoniteollisuus 2004, 33,34,35.)

Betonin seassa voidaan käyttää myös lisäaineita, joilla voidaan muokata
betonin työstettävyyttä. Lisäaineiden määrä betonissa on hyvin pieni ver-
rattuna muihin betonin raaka-aineisiin. Niiden avulla voidaan vaikuttaa be-
tonimassan sitoutumiseen, kovettumiseen sekä kovettuneen betonin omi-
naisuuksiin. Yleisempiä lisäaineita ovat: (Betoniyhdistys 2004, 63,64.)

- Notkistimet, joilla saadaan betoni notkeammaksi
- Huokostimet, jolla lisätään muun muassa betonin pakkasenkestä-
vyyttä
- Kiihdyttimet ja hidastimet, joilla vaikutetaan betonin kovettumisai-
kaan

Betonin käytön juuret sijoittuvat Roomaan. Rooman Pantheon on tunne-
tusti merkittävin vanha betonirakenne. Nykyinen Pantheon on rakennettu
vuosina 120-124 jkr. Sen tunnetuin rakenneosa on sen kupoli, joka on hal-
kaisijaltaan yli 43 metriä. Kupoli on edelleen maailman suurin raudoitta-
mattomana toteutettu kupoli. Tuon ajan betonirakenteet olivat raudoitta-
mattomia rakenteita, jotka perustuvat puristuskaarien kokemusperäiseen
käyttöön. Tuolloin roomalaisten betonin sideaineena toimi piitä sisältävä
tulivuoren tuhka (potsolaani) ja kalkki. (Leskelä 2008, 13.)

Betonirakentaminen unohdettiin Rooman ajan jälkeen tuhanneksi vuo-
deksi ja heräsi eloon vasta 1844, jolloin Isaac Johnson keksi nykyisen se-
mentin. Vuonna 1856 ensimmäinen sementtiera saapui Suomeen. Ensim-
mäinen sementtitehdas Suomeen avattiin 1869 Saviolle, mutta vähäisen
kysynnän takia toiminta lopetettiin. Sementin tuotanto alkoi toden teolla
Suomessa vuonna 1914 Paraisten Kalkkivuori Oy:n toimesta. Betonin
käyttö lisääntyi teräsbetonin kehittymisen myötä ja vuonna 1919 Oy Loh-
jan Kalkkitehdas Ab perusti sementtitehtaan Virkkalaan.

Ensimmäiset betonirakentamista koskevat ohjeet julkaisi Helsingin raken-
nustarkastuskonttori vuonna 1913 ja Suomen Betoniyhdistys (By) perustet-
tiin 1925. Suomen betonirakentamisosaamista kuvasti Talvisodan jälkeen
rakennettu Salpalinja ja sen massiiviset betonikorsut. Korsujen kattojen
paksuudet olivat keskimäärin 2,1 metriä ja seinän paksuus rintamasuun-
taan 2,3 metriä. Kyseiset betonirakenteet ovat vieläkin erinomaisessa kun-
nossa.

2.2 Betonin materiaaliominaisuudet

Betonin tärkein ominaisuus on sen puristuskestävyys. Lisäksi tärkeä ominaisuus on sen säilyvyys, sillä betonirakenteita käytetään vaativissa olosuhteissa, joissa sitä rasittavat muun muassa vesi, pakkanen ja suolat. Kokeuksista on opittu, että betoni ei olekaan ikuinen materiaali, vaikka niin betonin käytön alkuaikoina saatettiin olettaa (Suomen betoniyhdistys, 2004, 69). Säilyvyyteen vaikuttavat ympäristöolosuhteet, rakennustyön laatu, raudoituksen sijainti ja betonin materiaaliominaisuudet. (Leskelä 2008, 49).

Betonin luokittelu Eurokoodissa tehdään sen puristuskestävyyden perusteella. Taulukosta 1. voidaan nähdä muutaman yleisesti käytetyn betoniluokan tunnus ja betonien puristus- ja vetolujuudet. Kirjain C on nimessä Eurokoodin mukainen betonin luokittelun tunnus. Nimessä ensimmäinen numero tarkoittaa betonin lieriöpuristuslujuutta ja jälkimmäinen kuutiopuristuslujuutta. Betonilla on puristuslujuuden lisäksi vetolujuutta. Taulukosta 1. voidaan nähdä betonin vetolujuuden ominaisarvo f_{ctm} , joka on vain noin kymmenesosa sen puristuslujuudesta. (Leskelä 2008, 33.)

Eurokoodissa käytettävä vetolujuuden ominaisarvo f_{ctm} on EN1992-1-1 mukainen keskivetolujuus (Leskelä 2008, 31). Luokitus K on eurokoodia edeltävän betoninormin mukainen tunnus betonille.

Palkkeja ja muita betonirakenteita mitoittaessa on yleistä, että betonin vetolujuutta ei huomioida laskennassa, vaan kaikki vetojännitykset ajatellaan muodostuvan raudoituksille. Näin menetellään myös tämän opinnäytetyön mitoitusohjeissa.

Taulukko 1. Eurokoodi 2 mukaisia betonin ominaisuuksia, lisäksi vanha luokitus.

Tunnus	puristuslujuus f_{ck} (MPa)	kuution puristuslujuus, $f_{ck\ cube}$	vetolujuus f_{ctm}	Vanha luokitus
C20/25	20	25	2,2	K25
C30/37	30	37	2,9	K37
C35/45	35	45	3,2	K45

Betonin materiaalinominaisuudet on saatu testaamalla. Betoninormeissa puristuslujuuden luokitus perustuu kuutiolujuuteen $f_{ck\ cube}$, joka saadaan tekemällä puristuskoe betonikuutiolle, jonka sivumitta on 150 mm. Lieriöpuristuslujuus f_{ck} on mitattu lieriöstä, jonka halkaisija on 150 mm ja kor-

keus 300 mm. Betonin vetolujuus määritellään taivutuskokeilla tai halkaisukokeilla. (Suomen betoniyhdistys 2004, 79-80; ks. myös Leskelä 2008, 29.)

Betonin ominaisuuksiin kuuluu myös sen kimmoisuus eli kuinka hyvin rakenteen muodonmuutos palautuu kuormituksen poistamisen jälkeen. Kimmoisuutta kuvaa kimmokerroin E_{cm} , joka on jännityksen ja suhteellisen muodonmuutoksen suhde. Betonin kimmokerroin vaihtelee välillä 27 GPa...44 GPa, kun betonin lujuusluokka vaihtelee välillä C12/15...C90/105. Muita tärkeitä muodonmuutosominaisuuksia ovat viruma ja kuivumiskurtistuminen. (Suomen betoniyhdistys 2004, 87-90.)

Seinämäisiä palkkeja tarkastellessa betonin puristuslujuudella on suuri merkitys. Palkin sisälle muodostuu betonisia puristuskaistoja, joiden kestävyys riippuu rakenteen paksuudesta, sekä betonin puristuslujuudesta. Betonin puristuslujuuden kasvattaminen lisää seinämäisen palkin kestävyttä. Palkin kuorman kantokyky kasvaa, sekä lujempi betoni suojaa teräksiä paremmin korroosiolta.

2.3 Raudoitteet

Teräsbetonirakenteessa yleisesti betoni vastaa puristuslujuudesta ja teräs vetolujuudesta. Näin on ainakin palkkirakenteissa. Pilarirakenteissa voidaan ajatella myös pystyrautojen ottavan vastaan puristuskuormia.

Betonissa käytettävät raudoitteet voidaan jaotella sekä muodon mukaan, että valmistustavan mukaan. Taulukossa 2 mainittavia sileitä teräksiä ei nykyään käytetä itse raudoitteeseen, vaan niistä valmistetaan nostolenkkejä ynnä muita oheistuotteita. Sileitä teräksiä käytettiin raudoitteena 1900-luvun alussa, joka tulee huomioida vanhoissa korjausrakennuskohteissa. Sileän raudoitteen tartunta betoniin on huomattavasti heikompi, kuin nykyisin käytetyn harjateräksen.

Harjateräokset ovat betonin raudoittamiseen suunniteltuja teräksiä, joiden pintaan on valssattu harjoja betonin ja teräksen tartuntaa parantamaan. Betoniteräokset jaotellaan:

Taulukko 2. Terästen lajittelu sen muodon mukaan sekä valmistustavan mukaan. (Suomen betoniyhdistys 2004, 255.)

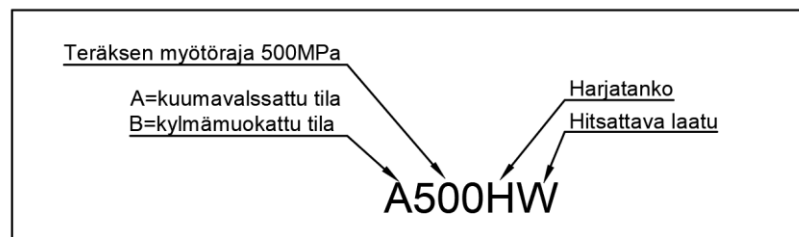
Muodon mukaan:	Valmistustavan mukaan:
Harjateräokset	Kuumavalssatut- ja
Sileät teräokset	Kylmävalssatut teräokset
	Kylmämuokatut teräokset

Kuumavalssatut tangot valmistetaan yleisimmin vesikarkaisumenetelmällä. Kuumavalssattujen tankojen ominaisuuksiin kuuluu sen sitkeys sekä

hitsattavuus. Kuumavalssaamalla voidaan valmistaa tankokokoja, joiden paksuus on 6 mm-40 mm. Vaikkakin kuumavalssatut teräkset ovat hyvin hitsattavia, ei niiden käyttö sovellu verkkoteräkseksi. Teräsverkot valmistetaan vastepistehitsauksella, johon ei kuumavalssaamalla valmistetut teräkset sovellu. (Suomen betoniyhdistys 2013, 48.)

Teräsverkkoihin käytettävä materiaali valmistetaan valssilangasta kylmämuokkaamalla. Kylmämuokkausprosessissa teräksen lujuus kasvaa ja venymäkyky huononee. Valmistettavat teräskoot kylmämuokkaamalla ovat paksuudeltaan 5-14 mm. Yleisimmin käytetyt teräsverkon silmäkoot ovat 150 mm tai 200 mm. Kyseistä teräslaatuja käytetään myös tavallisena terästankona, lenkkeinä ja hakoina. Rakenteet, joissa teräkseltä vaaditaan suurta sitkeyttä, ei kylmämuokattu teräs ole vaihtoehto. Teräkset jaotellaan sitkeyden mukaan luokkiin A, B ja C, jossa A-luokan teräs on vähiten sitkeä ja C-luokan sitkein

Betoniteräkset luokitellaan niiden myötölujuuden perusteella. Lujuusluokat ovat 400, 500, 600 ja 700 MPa. Muita tärkeitä teräksen ominaisuuksia ovat sen murtolujuus f_t eli sitkeys, joka määritellään vetolujuuden ja myötölujuuden suhteen. Betoniteräksen kimmokertoimena E_s pidetään 200 MPa. (Suomen betoniyhdistys 2013, 48,49.)



Kuva 1. Teräksen tuotteen nimi, lisäksi nimen perässä voisi olla X-ruostumaton teräs tai K kylmävalssattu harjatanko.

Teräksien välillä tulee olla riittävä väli eli niin sanottu tankoväli. Sillä tarkoitetaan terästen väliin jäänyttä etäisyyttä. Riittävällä tankovälillä voidaan varmistua, että tartunta vastaa mitoitettua määrää. Lisäksi liian pienet tankovälit aiheuttavat sen, että betonin runkoaines ei mahdu tankojen välistä raudoitteen alle ja tankojen alle voi jäädä tyhjä betonoimaton tila. Minimitalkovi s_h pysty- ja vaakasuuntaan on suurin arvoista: tangon halkaisija \varnothing , $1,2 \cdot$ runkoaineen raekoko tai 25 mm. (Suomen betoniyhdistys 2004, 251)

Tankonippuja käytettäessä pätee samat säännöt, kuin yksittäisten tankojen tankovälien kanssa. Sen halkaisijana käytetään nimellishalkaisijaa \varnothing_n , joka on yhtä suuri, kuin poikkileikkausaltaan vastaavan tangon halkaisija.

Havainnollistamiseksi Suomen betoniyhdistyksen (2004, 252) julkaisun mukainen esimerkki: 3 kpl 16 mm tankoja, yhteishalkaisija $3 \times 200 \text{ mm}^2 = 600 \text{ mm}^2$. Tätä vastaava nimellishalkaisija saadaan yhtälöstä 600

$\text{mm}^2 = \pi \cdot \phi_n^2 / 4$ ja tästä ratkaistuna $\phi_n \approx 25$ mm. Nippuväli on sama kuin tankoväli $s_h = \phi_n = 25$ mm.

Vaativissa ympäristöolosuhteissa voidaan raudoitteena käyttää ruostumatonta terästä. Ruostumattoman teräksen etuna on juuri sen korroosiokestävyys. Terästä pidetään ruostumattomana, kun sen kromipitoisuus on yli 10,5 %. Kromi reagoi hapen kanssa ja muodostaa teräksen pinnalle suojaavan oksidikalvon. Se suojaa terästä korroosiolta sekä kemiallisilta rasitteilta. Ruostumaton teräs on kallista verrattuna tavalliseen hiiliteräkseen. Ruostumattomasta teräksestä valmistettu raudoite on huomattavasti pitkäikäisempi, jolloin hintaa kompensoi pitempi huolto-/korjausväli. Ruostumaton teräs voidaan asentaa myös lähemmäksi valun reunaa, sillä sen suojabetonin tarve ei ole niin iso, kuin tavallisella hiiliteräksellä.

Ruostumattomasta teräksestä valmistetaan sileitä- ja harjaterästankoja sekä verkkoraudoitteita. Yleisimpiä harjateräspaksuuksia ovat 5 mm, 7 mm, 9 mm ja 11 mm. Mutta saatavilla on myös muun muassa 16 mm ja 20 mm paksuisia ruostumattomia harjaterästankoja.

Ruostumaton terästä käytetään raudoitteena muun muassa silloissa, sekä muissa rakenteissa, jotka ovat tekemisissä esimerkiksi suolan kanssa. Lisäksi sitä käytetään usein myös sandwich-elementtien ulkokuorissa.

Raudoitteita suunniteltaessa tulee suunnittelijan muistaa metallien sähkökemialliset eli galvaaniset parit, jossa epäjalompi metalli alkaa ruostua kahden eri metallin kosketuksessa. Tämä tulee kyseeseen esimerkiksi, jos raudoittamisessa käytetään sekä ruostumatonta- että hiiliterästä.

2.4 Suojabetoni

Riittävä betonipeite suojaa raudoitetta korroosiolta, palolta sekä mahdollistaa riittävän ankkuroinnin teräksen ja betonin välille. Teräksen heikkoutena voidaan pitää ruostumisalttiutta. Teräksen ruostumisen edellytyksenä on riittävä happi sekä riittävä kosteus rakenteessa. Ilman näitä kahta olosuhdetta ruostuminen ei käynnisty. Lisäksi kloridien pääsy rakenteeseen esimerkiksi halkeamien tai epätiivin betonin kohdalta vauhdittaa korrosioreaktiota. Betonipeite estää suolojen ja veden pääsyn raudoituksiin ja täten suojaa niitä. Betonin emäksisyys (pH 13-14) suojaa raudoitetta muodostaen raudoitteen päälle oksidikalvon, joka estää korroosion etenemisen teräksessä. Ilmiötä kutsutaan teräksen passivoitumiseksi. Betoni siis suojaa terästä sekä fyysisesti että kemiallisesti. (Suomen betoniyhdistys 2004, 97)

Karbonatisoitumisessa ilman hiilidioksidi tunkeutuu betonin sisään ja reagoi betonin emäksisten yhdisteiden kanssa synnyttäen neutraalia kalsiumkarbonaattia. Betonin pH laskee ja täten raudoitusta suojaava emäksisyys laskee ja terästä suojaava oksidikalvo katoaa. Betonin karbonatisoituminen alkaa sen pinnalta ja alkaa tunkeutua betonin sisään tasaisena rintamana. Betonin karbonatisoitumisnopeus riippuu betonin tiiveydestä. Tiiveyteen

vaikuttaa rakennustyön laatu, betonin lujuus sekä jälkihoito, betonin halkeamat ynnä muut. Karbonatisoitumisnopeuteen vaikuttavat myös ulkoiset tekijät, kuten lämpötila, kosteus, suolarasitteet ja kelin muutokset/tiheys. Suojabetonin määrään vaikuttavat rakenteelle suunniteltu käyttöikä ja sitä rasittavat rasitusluokat. (Suomen betoniyhdistys 2004, 98)

Teräksen korroosio aiheutuu betonin pH:n laskusta. Korroosion myötä teräksen lujuus heikkenee, johtuen siitä, että teräksen poikkipinta-ala pienee. Samoin myös kontakti betoniin heikkenee teräksen pinnan ruostumisen ja halkeilun myötä. Ruostuessa syntyvät korroosiotuotteet vievät moninkertaisen tilan itse raudoitteen tilavuuteen verrattuna, mikä aiheuttaa teräksen ympärille betoniin halkeilua. Raudoituksen suojabetoni voi lohjeta kokonaan pois ruostumisesta johtuvan laajenemisen johdosta. Terästen suuntaiset halkeamat voivat aiheuttaa jännityksessä olevan teräksen ankkuroinnin pettämisen. Terästen korroosion betonissa mahdollistaa betonin karbonatisoituminen. Muita syitä raudoitteen ruostumiselle ovat muun muassa pinnassa olevat raudat (ei suojabetonia) ja betonin halkeamat ja lohkeamat, joita pitkin happi, kosteus ja suolat pääsevät teräksen kanssa kosketuksiin. Kloridien pääsy raudoitteeseen aloittaa korroosio-reaktion, vaikka betoni ei olisi karbonatisoitunutta. (Suomen betoniyhdistys 2004, 99,102,103.)

2.5 Rasitusluokkien vaikutus betonipeitteen ja betonin valintaan

Betonirakenteen käyttöikää suunniteltaessa tulee huomioida terästen suojaaminen. Betoniterästen betonipeitteen vähimmäisarvoon vaikuttavat suoraan rakenteeseen kohdistuvat rasitukset, jotka määrittelevät rakenteen rasitusluokat. Teräkset suojataan teräsbetonirakenteessa riittävällä suojabetonikerroksella. Mitä lujempi betoni, sitä paremmin se kestää ulkoisia rasitteita. Tähän vaikuttaa esimerkiksi lujemman betonin parempi tiiveys eli vesi-sementtisuhde, jolloin esimerkiksi hiilidioksidi ja kloridit eivät tunkeudu niin nopeasti rakenteeseen. Rakenteita rasittavat rasitusluokat ovat:

Taulukko 3. Rasitusluokkien jaottelu (Suomen betoniyhdistys 2013, 62).

X0	Ei korroosiorasituksen vaaraa
XC	Karbonatisoitumisen aiheuttama korroosio
XD	Muun kuin meriveden aiheuttama korroosio
XS	Meriveden aiheuttama korroosio
XF	Jäädytys-sulatusrasitus jäänsulatusaineella tai ilman
XA	Kemiallinen rasitus

Luokka X0 esiintyy täysin kuivissa tiloissa ja rakenteissa, jossa ei ole betoniraudoitetta. XC-luokka jaotellaan neljään luokkaan 1...4 ja XD- ja XS luokka 1...3. Jokaisessa luokassa rasituksen määrä kasvaa numerosta yksi

ylöspäin. XC-, XD- ja XS-luokkien mitoittaminen liittyy raudoituksen suojaamiseen. Luokkien XF (asteikko 1...4) ja XA (1...3) mitoittaminen suoritetaan betonin kestävyydelle. (Suomen betoniyhdistys 2013, 62)

Taulukko 4. Betonin suojapeitteen minimivaatimukset 50 ja 100 vuoden suunnitellun käyttöiän mukaan. (Suomen betoniteollisuus 2012, 75.)

Rasitusluokka	Betonipeitteen vähimmäisarvo 50 vuoden käyttöiälle (mm)		Betonipeitteen vähimmäisarvo 100 vuoden käyttöiälle (mm)	
	Korroosioherkkä rauditus	Muu rauditus	Korroosioherkkä rauditus	Muu rauditus
X0	10	10	10	10
XC1	20	10	20	10
XC2	30	20	35	25
XC3,XC4	35	25	40	30
XS1,XD1	40	30	45	35
XS2,XD2	45	35	50	40
XS3,XD3	50	40	55	45

Taulukosta 4. ilmenee, kuinka betonipeitteen paksuuden vaatimukset kasvavat ulkoisten rasitusten kasvaessa. Myös suunnitellun käyttöiän lisääminen lisää betonipeitteen paksuuden vaatimuksia. Raudoituksen suojabetonin määrää voidaan vähentää 5mm, mikäli betonin lujuutta kasvatetaan riittävästi. Betonin rasitusluokkakohtaiset vähimmäislujuudet ilmenevät taulukosta 5.

Esimerkiksi luokan XC2 suojabetonin paksuus on 30mm ja betonin vähimmäislujuus C25/30. Kasvattamalla betonin lujuus C35/45, voidaan raudoitteen betonipeitteen vähimmäisarvona käyttää 25 mm. (Suomen betoniyhdistys 2013, 64)

Taulukko 5. Rasitusluokkakohtaiset betonin vähimmäislujuudet (Suomen betoniyhdistys 2013, 63).

Vähimmäislujuusluokka SFS EN 206-1	Rasitusluokka							
	X0	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XD3 XS2 XS3
	C12 / 15	C20 / 25	C25/ 30	C30/ 37	C30/ 37	C35/ 40	C30/ 37	C35/ 40

2.6 Betonin ja teräksen mitoitusarvot

Betonirakenteita mitoitettaessa käytettävän materiaalin materiaaliominaisuuksia tulee pienentää osavarmuuskertoimin. Standardissa EN 1992-1-1 suositellaan käyttämään osavarmuuskertoimia ja muita luotettavuuspara-

metrejä hyväksyttävän luotettavuustason takaamiseksi. Murtorajatilamitoituksen yhteydessä betonin osavarmuuslukuna γ_c käytetään normaalisti vallitsevassa ja tilapäisessä mitoitustilanteessa $\gamma_c=1,5$. Kun mitoitustilanteena on onnettomuus, osavarmuuslukuna käytetään $\gamma_c=1,2$. (SFS-EN 1992-1-1 2015, 13.)

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo f_{cd} lasketaan kaavasta:

$$f_{cd}=\alpha_{cc}*f_{ck}/\gamma_c \quad (1)$$

jossa α_{cc} on betonin puristuslujuuskerroin, jota Suomessa käytetään arvoa 0,85 ja γ_c on betoninosavarmuusluku (SFS-EN 1992-1-1 2015, 184).

Teräksen vetolujuuden mitoitusarvo f_{yd} saadaan kaavasta:

$$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s \quad (2)$$

jossa γ_s on teräksen osavarmuusluku.

Standardin (SFS-EN 1992-1-1 2004, 195) liitteessä A annetaan mahdollisuus pienentää betonin ja teräksen osavarmuuslukuja (γ_c ja γ_s) paikallavalu rakenteissa, mikäli rakenteen mittapoikkeamat ja työn laadunvalvonta ovat riittävällä tasolla. Raudoituksen osavarmuuslukuna γ_s voidaan käyttää arvoa $\gamma_{s,red1}=1,1$ jos:

- työtä valvotaan osana laadunvalvontajärjestelmää, jonka seurauksena rakenteen poikkileikkausmittojen poikkeamat pysyvät taulukon 6. mukaisissa rajoissa.

Betonin osavarmuuslukuna voidaan käyttää $\gamma_{c,red1}=1,4$ jos edellä mainittu ehto toteutuu ja lisäksi:

- Betonin lujuuden keskihajonta kyetään osoittamaan olevan max. 10 %

Taulukko 6. Maksimimittoeroavaisuudet osavarmuuslukujen $\gamma_{s,red1}$ ja $\gamma_{c,red1}$ käyttämiseen. (SFS-EN 1992-1-1 2015, 195.)

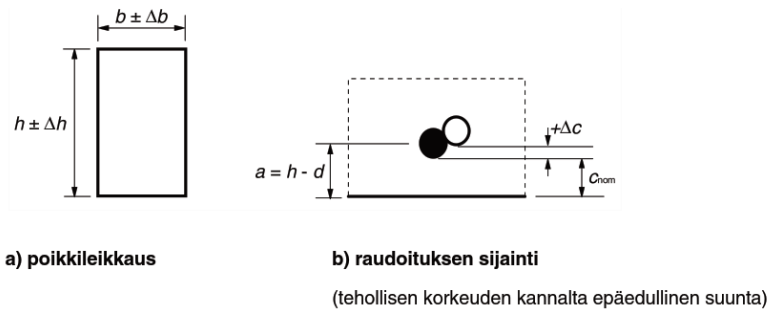
h tai b (mm)	Pienennetyt poikkeamat (mm)	
	Poikkileikkausmitta $\pm\Delta h, \Delta b$ (mm)	Raudoituksen sijainti $+\Delta c$ (mm)
≤ 150	5	5
400	10	10
$\geq 2\ 500$	30	20

HUOM. 1 Väliarvot voidaan interpoloida lineaarisesti.

HUOM. 2 + Δc viittaa betoniterästen tai jänneterästen keskimääräiseen sijaintiin poikkileikkauksessa tai metrin leveydellä (esim. laatoissa ja seinissä).

Osavarmuuslukuja $\gamma_{S,red2}=1,05$ ja $\gamma_{C,red2}=1,45$ voidaan käyttää jos mitoituskestävyys lasketaan sellaisia mittatietoja käyttäen, jotka (kts. Kuva 1):

- on pienennetty sallitun poikkeaman verran tai
- mitat tarkistetaan valmiista rakenteesta.



Kuva 2. Valmiin rakenteen mittapoikkeamat (SFS-EN 1992-1-1 2015, 196.)

Jos edellisen kohdan $\gamma_{S,red2}$ ja $\gamma_{C,red2}$ ehdot toteutuvat ja niiden lisäksi betonin lujuuden keskihajonta on $\leq 10\%$, voidaan käyttää betonin osavarmuusluvuna $\gamma_{C,red3}=1,35$.

Betonin rakenne materiaalina on heterogeenistä, joten materiaalin ominaisuudet vaihtelevat eli materiaali ei ole tasalaatuista. Tästä johtuen betonin varmuuskerroin on suurempi, kuin homogeenisen teräksen.

3 KUORMITUKSET

Rakenteita kuormittavat kuormat jaetaan pysyviin kuormiin G, muuttuviin kuormiin Q ja onnettomuuskuormiin A (SFS-EN 1990 2006, 58). Rakenteiden kuormat määritellään sillä perusteella, mitä oletetaan rakenteelle kohdistuvan sen koko käyttöiän aikana. Kuormitukset määritetään rakennekohtaisesti määräysten mukaan. Rakenteita kuormittavat kuormat ovat: (Suomen betoniyhdistys 2013, 24,25.)

- Pysyviä kuormia, joita ovat rakenteiden paino ja kiinteiden laitteiden paino
- Muuttuvia kuormia, joita ovat tilojen käytöstä johtuvat hyötykuormat ja luonnonilmiöistä johtuvat lumikuorma ja tuulikuorma
- Onnettomuuskuormia, joita ovat mm. tulipalo ja ajoneuvon törmäys.

Kuormitusten laskentaa koskevat määräykset löytyvät Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat julkaisusta. Tarkennukset standardeihin löytyvät Ympä-

ristöministeriön julkaisemasta Suomen rakentamismääräyskokoelman mukaisesta kansallisesta liitteestä RT RakMK-21755 – Rakenteiden lujuus ja vakaus: Rakenteiden Kuormat.

Mitoittaessa rakenteita materiaalien ominaisuuksia pienennetään osavarmuuskertoimin, kun taas kuormia päinvastoin suurennetaan osavarmuuskertoimin. Osavarmuuskertoimien avulla saadaan riittävä varmuus rakenteen kantavuudelle. Kuormien varmuuskertoimien suuruudet riippuvat siitä, kuinka tarkasti tietty kuorma voidaan määrittää. Esimerkiksi luonnosta aiheutuvien kuormien; lumen ja tuulen, määrittäminen on haastavinta. Niihin liittyvät suuret vaihtelut, joten varmuuskertoimet ovat korkeammat (Suomen betoniteollisuus 2013, 24).

3.1 Pysyvät kuormat

Rakenteen oma paino on pysyvä ja kiinteä kuorma. Rakenteen omapaino voidaan määrittää hyvinkin tarkasti materiaaliakohtaisten tilavuuspainojen ja sen nimellismittojen avulla. (Suomen betoniyhdistys 2013, 24.)

Seinämäisien palkkien omaa painoa koskevat keskeisemmin raudoitetun betonin paino. Raudoittamattoman betonin painona pidetään yleisesti 2400 kg/m^3 . Betonin, johon on lisätty raudoite, painona pidetään yleisesti 2500 kg/m^3 .

3.2 Muuttuvat kuormat

3.2.1 Hyötykuormat

Hyötykuormia ovat rakenteelle aiheutuvat tilan käytöstä johtuvat kuormat. Hyötykuormat voivat olla neliökuormia kuten taulukossa 7 tai viivakuormia, kuten ei-kantavat väliseinät tai pistekuormia. Hyötykuorman suuruuteen vaikuttavat esimerkiksi, kuinka paljon tilassa todennäköisesti voi keralla olla ihmisiä. Huomioon tulee ottaa ihmisten kokoontuminen tilaan. Pistekuorman kuormitusalanä katsotaan olevan $50 \text{ mm} * 50 \text{ mm}$, kun $Q_k \leq 2,0 \text{ kN}$ ja $100 \text{ mm} * 100 \text{ mm}$, jos $Q_k \geq 2,0 \text{ kN}$ (RT RakMK-21755 2018, 2).

Hyötykuorman suuruus määritellään käyttötarkoituksen mukaisen luokituksen perusteella (kts. Taulukko 7).

Taulukko 7. Hyötykuormia tilaluokittain. (RT RakMK-21755 2018, 2.)

Kuormitettujen tilojen luokat	q_k [kN/m ²]			Q_k [kN] (portaat suluissa)
	Välipohjat	Portaat	Parvekkeet	
Luokka A Asunto- ja majoitustilat	2,0	2,0	2,5	2,0 (2,0 [*])
Luokka B Toimistotilat	2,5	3,0	2,5	2,0 (2,0)
Luokka C Tilat, joihin ihmiset voivat kokoontua				
– C1	2,5	3,0	2,5	3,0 (2,0)
– C2	3,0	3,0	3,0	3,0 (2,0)
– C3	4,0	3,0	4,0	4,0 (2,0)
– C4	5,0	3,0	5,0	4,0 (2,0)
– C5	6,0	6,0	6,0	4,0 (2,0)
Luokka D Myyälätilat				
– D1	4,0	3,0	4,0	4,0 (2,0)
– D2	5,0	6,0	5,0	7,0 (2,0)

* Asunnon sisäiset portaat $Q_k = 1,5$ kN

Kuten taulukosta 7 huomataan, hyötykuorma määritellään tilan käyttötarkoituksen mukaan. Tilat jaetaan luokkiin sen perusteella, miten niitä käytetään. Taulukon 7 luokkien lisäksi on vielä luokka E, joita ovat varasto-, tuotanto- ja vastaanottotilat ja luokat F ja G, jotka ovat liikennöntialueiden luokkia. Olemassa on myös H, I ja K, jotka ovat erilaisten vesikattojen luokkia. (RIL 201-1-2017, 72.)

3.2.2 Lumikuorma

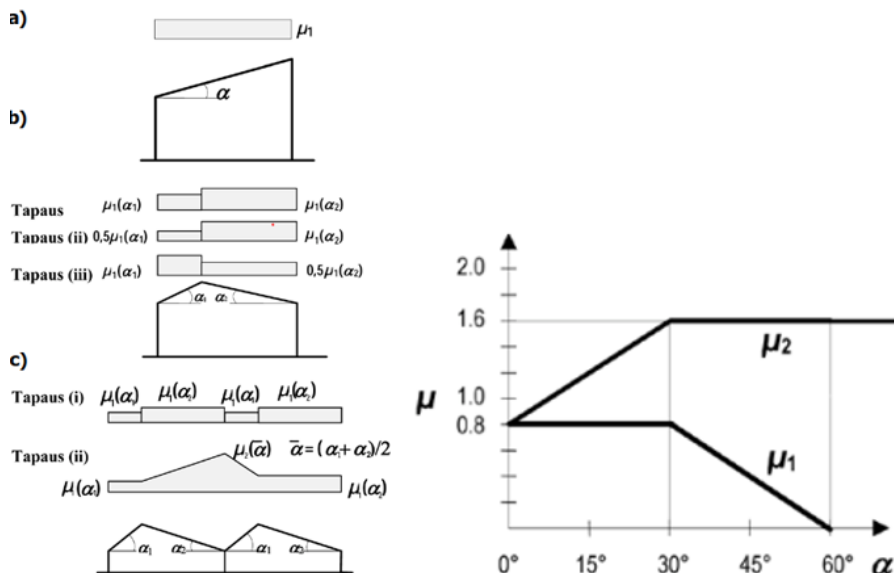
Rakenteiden lumikuorman määrittämistä ohjaa Eurokoodi 1. standardi EN 1991-1-3. Lumikuorma voi olla joko kinostumatonta tasaista kuormaa tai kinostunutta esimerkiksi tuulen ja katon muotojen johdosta. Lumen kinostumiseen vaikuttavia tekijöitä ovat katon muoto ja sen lämpöominaisuudet, pinnan karheus, katon alla syntyvä lämpö, viereisten rakennusten läheisyys, ympäristö ja paikallinen ilmasto. (SFS-EN 1991-1-3 2015, 26.)

Lumikuorma on muuttuva kiinteä kuorma. Maassa olevan lumikuorman ominaisarvo perustuu lumimäärien vuosittaisiin keskimääräisen ylittymiin. Lumikuorman s_k määrän määrittää rakennuskohteen sijainti. Esimerkiksi Pohjois-Suomessa lumikuorman määrä voi olla jopa 3,5 kN/m², kun taas Etelä-Suomen vastaava arvo voi olla 2,0-2,75 kN/m². Katon ominaislumikuorma s saadaan kaavasta:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k \quad (3)$$

jossa μ_i on lumikuorman muotokerroin, C_e on tuulensuojaisuskerroin. C_t on lämpökerroin, joka tavallisesti on 1,0. Lämpökertoimella otetaan huomioon lämpöhäviöstä johtuva lumikuorman pieneneminen etenkin katoilla, joilla on suuri lämpöhäviö ($1 > W/mK$). Tuulensuojakertoimeen vaikuttaa maan pinnanmuodot, puuston määrä ja rakennusten määrä, jotka estävät tuulen liikettä. Normaalitilanteissa katon ominaislumikuorma voidaan laskea kaavasta $q_k = \mu_i * s_k$. (SFS-EN 1991-1-3 2015, 32-37: kts. myös RIL 201-1, 100,101.)

Lumikuorman muotokertoimeen vaikuttaa katon muoto ja se, kuinka helposti lumi pystyy kinostumaan siihen. Kuvassa 3 on esitetty kinostumattoman ja kinostuneen lumen kuormituskaavioita koskevat katon muotokertoimet. Jos katolla käytetään lumiesteitä tai jotain muuta lumen liukua estävää rakennetta, tulee lumikuorman muotokertoimeksi käyttämään vähintään arvoa 0,8. (SFS-EN 1991-1-3 2015, 30,32.)



Kuva 3. a) Pulpettikattojen- b) Harjakattojen- c) Sahakattojen lumikuorman muotokertoimet. Oikealla kuvassa katon kulman α vaikutus kertoimeen μ_1 ja μ_2 .

Tuulisella alueella tuulen oletetaan puhaltavan lunta pois katoilta, jolloin C_e - kertoimeksi voidaan käyttää 0,8 ($\geq 1,0$ mikäli lyhyemmän sivun mitta > 50 m). Normaalilla alueella, jossa tuuli ei poista katoilta huomattavia määriä lunta C_e on 1,0. Suojaisilla alueilla, missä tarkasteltava rakenne on huomattavasti alempana, kuin ympäröivät rakenteet tai pinnanmuodot tuulensuojakertoimeksi käytetään kertoimeksi 1,2. (RIL 201-1, 100.)

3.3 Seuraamusluokat

Varmuuskertoimen suuruuteen vaikuttaa myös rakennuksen seuraamusluokat CC1, CC2 ja CC3, joiden perusteella rakennukset jaotellaan sen mukaan, kuinka suuret ovat rakenteen vaurion aiheuttamat seuraamukset. Seuraamusluokka määrittää K_{FI} -kertoimen, jonka seurauksena kuorman osavarmuuslukua kasvatetaan tai pienennetään (kts. Taulukko 8). (Suomen betoniteollisuus 2013, 21.)

Taulukko 8. Seuraamusluokkien vaikutus kuormakertoimeen K_{FI} . (Suomen betoniteollisuus 2013, 21.)

Seuraamusluokka	Seuraamus	Kuormakerroin K_{FI}
CC3	Suuret seuraamukset, johtavat ihmishenkien menetykseen ym. merkittävään tappioon	1,1
CC2	Keskisuuret vahingot	1,0
CC1	Vähäiset vahingot	0,9

Seuraamusluokka määräytyy rakennuksen koon mukaan. Seuraamusluokkaan vaikuttaa myös, kuinka paljon ihmisiä rakennuksessa on ja kuinka pysyviä ihmismassat ovat rakennuksessa. Rakennuksen korkeudella ja kerroslukumäärällä on myös vaikutuksensa. Seuraamusluokka CC1 sisältää pienimmät ja vähäisemmät seuraamukset aiheuttavat rakennukset ja CC3 isoimmat rakennukset ja suurimmat seuraukset onnettomuuden sattuessa. Seuraamusluokittain jaotellut rakenteet:

- CC1-luokka - yksi ja kaksi kerroksiset rakennukset, joissa oleilee tilapäisesti ihmisiä; esimerkiksi varastot.
- CC2-luokka – keskiuuret rakennukset; kerrostaloja ym.
- CC3-luokka – korkeat rakennukset 8-16 krs. liiketilat, toimistot, urheiluhallit ym.

3.4 Kuormitusyhdistelmät

Kuormien varmuuskertoimiin vaikuttaa, onko kuorma pysyvä- vai muuttuvaa kuormaa. Lisäksi varmuuskertoimen suuruuteen vaikuttaa kuormitusyhdistelmä, jossa rakennetta tarkastellaan. Kuormitusyhdistelmissä arvioidaan, kuinka todennäköisesti vaikuttavat kuormat esiintyvät samanaikaisesti. Mitoittaessa rakenteita arvioidaan rakenteen käyttöiän aikana mahdollisesti vaikuttavista maksimikuormista. Ei ole todennäköistä, että tarkasteltava tila on samanaikaisesti ääriään myöten täynnä ihmisiä ja lisäksi katolla on lunta enemmän, kuin kertaakaan aikaisemmin viimeisenä 50 vuotena? Molempien kuormien todennäköisyys on jo itsessään epätodennäköistä ja epätodennäköisempää on, että ne tapahtuisivat samanaikaisesti. Tämän vuoksi muuttuvia kuormia voidaan pienentää kertoimin ψ_1 , ψ_2 ja ψ_3 . Kertoimet $\psi_{1...3}$ on määritelty standardissa SFS-EN 1990 liitteessä

A sivulla 86 (SFS-EN 1990+A1+C1 2006, 86). (Suomen betoniyhdistys 2013, 25.)

Taulukossa 9 on murtorajatilän kuormien kertoimet staattisen tasapainon rajatilalle EQU ja kestävyuden rajatilalle STR. Kestävyuden rajatilän kuormista valitaan mitoituskesto suurempi kuorma.

Taulukko 9. Murtorajatilassa mitoittaessa käytettävät kuormitusyhdistelmät. (Suomen betoniyhdistys 2013, 25.)

Kuormitusyhdistelmä	Kuormien kertoimet		
	Pysyvä	1. muuttuva	Muut muuttuvat
EQU	$1,10K_{FI}$ tai 0,90	$1,5K_{FI}$	$1,5K_{FI} \psi_0$
STR 1	$1,15K_{FI}$ tai 0,90	$1,5K_{FI}$	$1,5K_{FI} \psi_0$
STR 2	$1,35K_{FI}$	0	0

Kuormituksen mitoitusarvo kestävyuden rajatilassa STR1 saadaan yhtälöllä:

$$p_{Ed} = 1.15 * K_{FI} * g_k + 1.5 * K_{FI} * q_k \quad (4)$$

jossa 1,15 on pysyvän kuorman g_k varmuuskerroin, 1,5 muuttuvan kuorman q_k varmuuskerroin sekä K_{FI} on rakenteen seuraamusluokasta määräytyvä kerroin.

Kestävyuden rajatilassa STR2 kuormituksen mitoitusarvo on:

$$p_{Ed} = 1.35 * K_{FI} * g_k \quad (5)$$

4 SEINÄMÄISET PALKIT

Seinämäiset palkit ovat korkeita raudoitettuja betonipalkkeja. Rakenteen korkeuden ja raudoitusten avulla seinämäisellä palkilla voidaan kannatella hyvin suuria pystykuormia. Kannatellessa suuria kuormia, tulee alemman rakenteen tukipaineeseen kiinnittää huomiota. Seinämäiset palkit tuetaan palkkien tavoin.

Palkkien kantokykyyn korkeudella on suurempi merkitys, kuin leveydellä. Korkeuden kasvattaminen lisää kantokykyä huomattavasti. Tämän takia ohuilla seinämäisillä rakenteilla saadaan aikaan suuri kantokyky. Seinämäiset palkit voivat olla joko paikalla valettuja rakenteita tai elementtirakenteita.

Suunniteltaessa seinämäistä palkkia kiinnitetään huomiota muun muassa betonin puristuskestävyyteen, vetoraidoitteen määrään ja sen ankkurointiin. Seinämäisten palkkien murtumistavat liittyvät juuri näihin tekijöihin. RIL 125 Teräsbetonirakenteet julkaisun mukaan seinämäinen palkki voi murtua jos: (RIL 125 1986, 369.)

- vetoraidoituksen venymä ylittää kriittisen arvon (taivutusmurto)
- pääpuristusjäännitykset ylittävät betonin puristuslujuuden (uuman puristusmurto)
- vetoraidoitteen ankkuroinnin pettäminen (ankkurointimurto)
- ripustusraidoituksen pettäessä ja
- tukien epätasaisen painuman aiheuttaman ennenaikaisen taivutusmurron vuoksi.

4.1 Määritelmä

Eurokoodi 2 (SFS EN1992-1-1 2015, 57) mukaan seinämäisen palkin jänne- mitan ja korkeuden suhde tulee olla pienempi kuin 3, muutoin rakenne- osaa nimitetään palkiksi. Jos rakenneosan L/h suhde on suurempi kuin kolme, palkkia ei mitoiteta ristikkomenetelmällä. Rakenne on siis seinämäi- nen palkki, jos:

$$L/h < 3 \quad (6)$$

Mitä lähemmäs kolmea L/h menee, sitä enemmän rakenne alkaa muistut- ta normaalia palkkia. L/h lähentyessä nolaa alkaa rakenne muistuttaa enemmän pilaria.

CEB.n (European Committee for Concrete) määritelmä seinämäiselle pal- kille on ollut RIL-215 Teräsbetonirakenteet mukaan $L_{ef}/h < 2$ (RIL 215 1986, 365), kun taas Amerikan betonirakennusstandardin ACI 318:n mukaan ra- kenne on seinämäinen palkki, jos $L_{ef}/h \leq 4$ (Sudarshan 2013, 166).

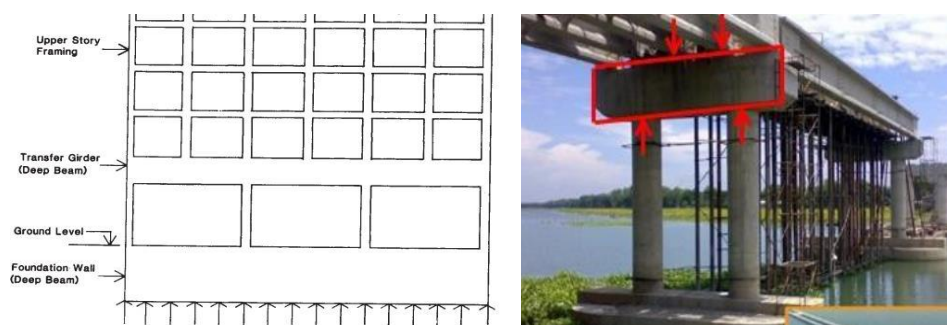
Seinämäisen palkin tehollisen jännemitan L_{ef} katsotaan olevan teoreetti- sestä tarpeellisten tukipintojen keskipisteiden välimatka. Laskelmissa L_{ef} ar- vona käytetään tukipisteiden keskilinjojen välistä matkaa. (RIL 215 1986, 366.)

Tehollisena korkeutena h_{ef} seinämäisenä toimii sen korkeus, ellei korkeu- den ja tehollisen jännemitan suhde ole suuri, jos $h < L_{ef}$ on $h_{ef} = h$. Vapaasti tuetuissa palkeissa $h_{ef} = L_{ef}$, jos $h > L_{ef}$. (RIL 215 1986, 366.)

4.2 Seinämäisen palkin käyttökohteet

Seinämainen teräsbetonipalkki on paljon käytetty rakenneosana. Niitä käytetään suuren kantokykynsä ansiosta muun muassa korkeissa rakennuksissa. Palkit voivat olla joko yksiaukkoisia tai moniaukkoisia. Niitä käytetään myös ulokkeina sekä lippupalkkeina. Lippupalkit muistuttavat ulokkeita, sillä niillä on vain yksi välitön tuki. Todellisuudessa ne tukeutuvat toisaalta välipohjiin ja muihin vastaaviin rakenteisiin.

Seinämäisiä palkkeja käytetään kerrostaloissa kantavina rakenteina, mikäli esimerkiksi alemassa kerroksessa ei ole mahdollista käyttää kantavia seinäitä. Niitä voidaan käyttää myös perustuksissa sokkeleina. Seinämäisiä palkkeja voidaan käyttää myös lisäämään rungon jäykkyyttä jäykistävinä väliseininä.



Kuva 4. Kuvassa vasemmalla seinämäisten palkkien (engl. Deep beam) käyttökohteita, joita ovat muun muassa perusmuurit ja ns. vekselipalkit. Oikealla näkyy seinämäisten palkkien käyttö sillan rakenteessa. (Kong 2002, luku 4.)

Kuvan 4 vasemmanpuoleinen rakenne voi toteutua esimerkiksi rakennuksessa, jossa alakerrassa on suuria näyteikkunallisia liiketiloja. Seinämäiset palkit kannattelevat ylempien kerroksien kuormat ja pilarien avulla kuormat johdetaan perustuksille. Perustuksien sokkelipalkkeina toimivat seinämäiset palkit voivat olla esimerkiksi paalujen varassa. Sokkelina toimivaan seinämäiseen palkkiin kohdistuu myös vaakasuuntainen voima; maanpaine.

Seinämäisiä palkkeja käytetään myös paljon silloissa. Seinämäiset palkit kannattelevat sillan kannen painoa. Seinämäisiä palkkeja voidaan käyttää silloissa usealla eri tavalla. Kuvassa 4 esitetty yksi mahdollinen käyttötapa.

4.3 Mitoitustavat

Seinämainen palkki voidaan mitoittaa muutamalla eri tavalla. Suunnittelijan tulee tiedostaa eri mitoitusapojen edut ja heikkoudet. Hänellä tulee olla hyvät tiedot mekaniikan perusteista, jotta laskentamenetelmillä saadaan aikaan luotettava tulos. Seinämäinen teräsbetonipalkki voidaan mitoittaa esimerkiksi ristikkomenetelmällä (strut-and-tie model = STM) tai

elementtimenetelmällä (finite element method = FEM). (Leskelä 2008, 429,430.)

4.3.1 Ristikkomenetelmä

Ristikkomenetelmällä voidaan käsinlaskennalla ratkaista usein hyvin vai-vattomasti rakenteiden jännityksiä. Ristikkomenetelmällä pystytään laske-maan helposti rakenteiden epäjatkuvuusalueita (CEB/FIP model code 1990 1999, 143). Seinämäiset palkit sisältävät paljon epäjatkuvuusalueita tai voi-vat olla kokonaan epäjatkuvuusaluetta. Ristikkomenetelmällä laskettaessa rakennesuunnittelija muodostaa rakenteeseen sopivan ristikkorakenteen rakenneosan sisään kimmoteorian mukaisten jännitysten mukaisesti. Hal-keamattomassa tilassa kaksitukisen seinämäisen palkin jännitykset nou-dattavat melko tarkasti kimmoista levyteoriaa (RIL 125 1986, 367). Ristik-korakenne koostuu puristussauvoista, vetosauvoista sekä niiden solmu-kohdista.

Ristikkomenetelmän etuna on sen yksinkertaisuus. Sitä voidaan käyttää monissa eri kuormitustilanteissa ja eri muotoisissa rakenteissa. Ristikko-menetelmän huonona puolena voidaan pitää sitä, että vain yhtä oikeaa rat-kaisua ei ole. Erilaiset ristikkomallit antavat erilaiset tulokset ja tämän takia voidaan saada suuriakin eroja raudoitusmääriin sekä puristusjännityksiin. Monimutkaisempia rakenteita suunniteltaessa ristikkomenetelmällä, tulee suunnittelijalla olla riittävä kokemus menetelmän käytöstä, jotta laskennan paikkaansapitävyydestä voidaan varmistua.

4.3.2 Elementtimenetelmä

Seinämaisten palkkien jännityksiä voidaan ratkaista myös elementtimene-telmällä. Elementtimenetelmän käyttö rakennesuunnittelun apuvälineenä on kasvanut tietokoneiden tulon myötä. Elementtimenetelmää voidaan käyttää myös käsinlaskennassa, mutta se on erittäin aikaa vievää ja täten virhealtista. FEM-laskentaan (Finite Element Method) perustuvia tietoko-neohjelmia on nykyään laajalti saatavilla esimerkiksi SCIA engineer.

Tietokonepohjaisessa FEM-laskennassa luodaan ohjelmaan riittävän tarkka malli laskettavasta rakenteesta. Rakenne kuormitetaan rakenteen kuormi-tusten mukaisesti. Malli voidaan luoda joko 2D- tai 3D-mallina. Seinämäis-ten palkkien laskentaa yleensä pelkistetään ja rakenne esitetään levymäi-senä 2D-rakenteena. FEM-ohjelma luo itse mallin päälle elementtiverkon ja ratkaisee siirtymätilan, muodonmuutostilan ja jännitystilan kimmoteo-rian mukaisesti. (Leskelä 2008, 429.)

Elementtimenetelmän huonona puolena on laskennan tuloksen oikeelli-suuden varmistaminen. Tulokset voivat heittää paljon elementtiverkon ominaisuuksia muuttamalla. Käytettäessä FEM-laskentaohjelmaa tulee ra-kennesuunnittelijan pystyä kriittisesti tarkastelemaan laskennan tuloksia ja

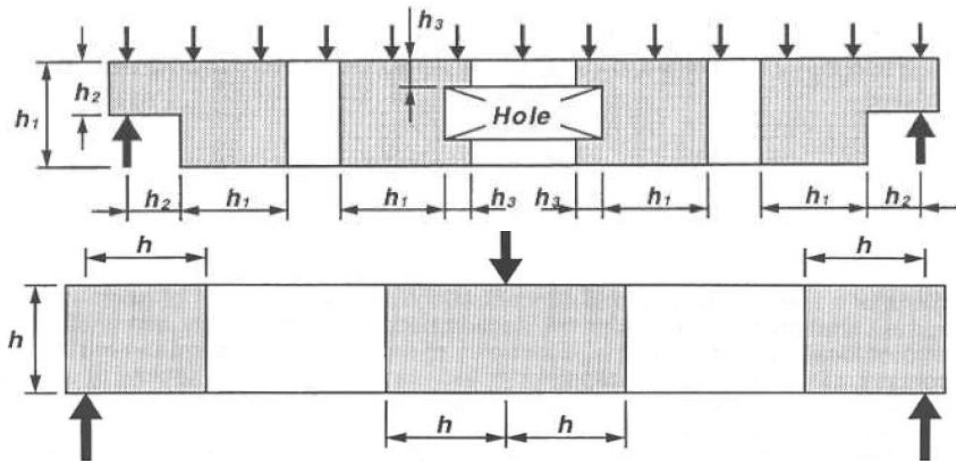
löytämään mahdolliset puutteet ja virheet tuloksista. Kokemattomalla suunnittelijalla nämä virheet voivat jäädä huomaamatta ja virheellisen laskennan antamat tulokset jäävät voimaan. Jo pienikin virhe mallinnuksessa muokkaa laskennan tulosta. Laskennan tuloksia on hyvä pystyä tarkastelemaan myös käsinlaskennalla, jolloin voidaan saada varmuus tuloksista. Lisäksi FEM-ohjelmat eivät ota kantaa muun muassa raudoitusten ankkurointiin, joten laskentaa joudutaan jatkamaan muilla keinolla. (Sääski 2017, 6.)

5 RISTIKKOMALLI

Standardin EN-1992-1-1 mukaan ristikkomenetelmää voidaan käyttää mitoittaessa murtorajatilassa teknisen taivutusteorian mukaan toimivia rakennekohtia. Ristikkomenetelmää voidaan käyttää myös, kun rakenteessa on epäjatkuvuuskohtia eli D-alueita (discontinuity region). Ristikkomalleissa tarkastellaan staattista voimatasapainoa rakenteen sisälle hahmotelluilla monikulmioiden avulla (Leskelä 2008, 159; kts. SFS EN-1992-1-1 2015, 62).

Yleensä teräsbetonipalkkeja suunniteltaessa voidaan mitoituksessa käyttää yleistä palkkiteoriaa. Muodonmuutoskohdissa palkkiteoriaa ei voida soveltaa. Ristikkomallia käytetään D-alueiden, etenkin konsolien ja seinämäisten palkkien, mitoittamiseen. Yleisiä D-alueita ovat kohdat, joissa rakenteen poikkileikkaus muuttuu. Kehärakenteissa D-alueita ovat kehien nurkka-alueet. D-alueita ovat myös pistekuormien ja tukivoimien kohdat. Ristikkomallin etuna on, että sen avulla voidaan laskea jatkuvuusalueet ja kaikki epäjatkuvuusalueet.

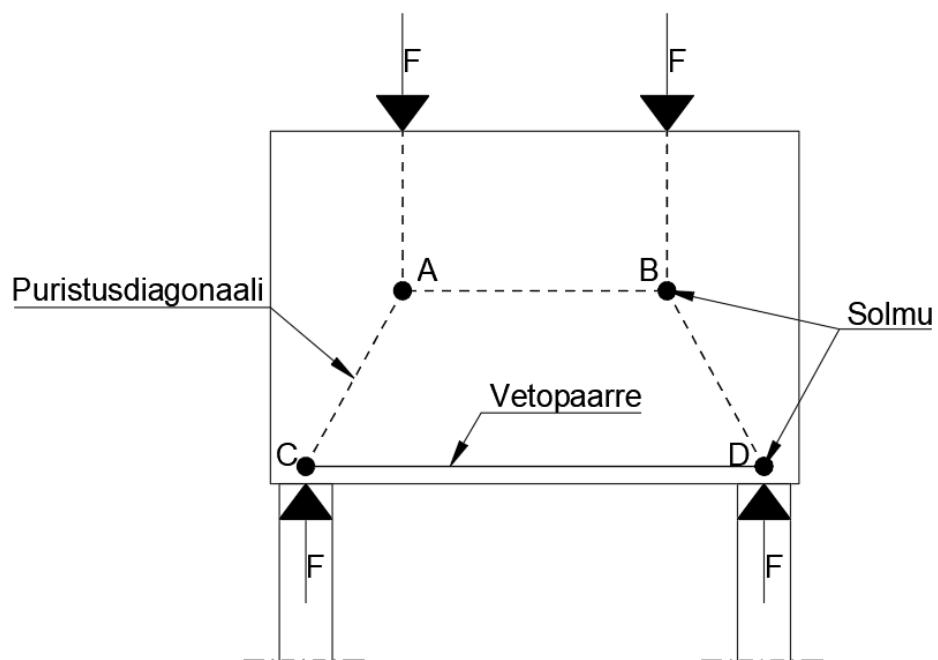
Kuvassa 5 on esitetty tyypillisiä epäjatkuvuusalueita. Epäjatkuvuusalueen leveys on riippuvainen rakenteen korkeudesta. Seinämäinen palkki, jonka jänneväli on pienempi kuin kaksi kertaa korkeus, on kokonaan epäjatkuvuusaluetta.



Kuva 5. Epäjatkuvuus- eli D-alueita kuvassa harmaalla korostettuna (Mahmoud 2007, 20).

Ristikkomalli koostuu puristussauvoista (strut), vetosauvoista (tie) ja solmuista (nodes). Ristikossa raudoitukset toimivat vetosauvoina (diagonaalit, paarteet ja vertikaalit). Betoni toimii puristussauvoina (diagonaalit ja vertikaalit) ja solmut puristus- ja vetosauvojen risteyskohtina. Sauvojen jännitykset ratkaistaan siten, että ne ovat tasapainossa murtorajatilan kuormien kanssa. (Leskelä 2008, 160.)

Kuvassa 6 näkyy puristussauvat, jotka ovat piirretty puristusjännitysten suuntaisesti. Katkoviivat kuvaavat puristussauvoja. Viivat kuvaavat puristus- ja vetovoimien resultantteja. Todellisuudessa jännitykset jakautuvat laajemmalle alueelle resultantin ympärille (Schlaich 1987, 97).



Kuva 6. Ristikkomallin osien nimet.

Vetopaarre on piirretty kuvaan eheällä viivalla. Vetopaarteet tulee piirtää kohtiin, jossa vetorauskoitetta tarvitaan. Viiva piirretään raudoitteen suuntaisesti sen painopisteen kohdalle (Leskelä 2008, 432).

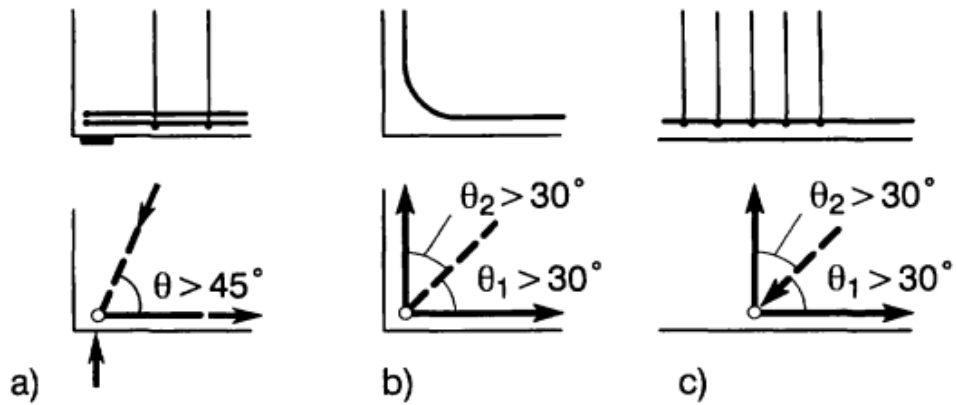
Veto- ja puristusvoimat kohtaavat solmukohdissa. Näissä kohdissa voimien tulee olla tasapainossa. Kuvassa 6 solmukohdat on nimetty A, B, C ja D. Solmujen nimeäminen helpottaa laskentaa jolloin tiedetään, mitä kohtaa rakenteessa tarkastellaan.

5.1 Ohjeita ristikkomallin luontiin – FIB BULLETIN 3

Ristikkomallin muoto, kuten paarteiden pituudet, niiden väliset kulmat ja etäisyydet vaikuttavat laskennassa saatuihin tuloksiin. On tärkeää, että mallia luodessa noudatetaan esimerkiksi Fib Bulletin 3 – Structural Concrete julkaisun antamia ohjeita. Kyseisen julkaisun ohjeisiin viitataan myös Leskelän (2008, 432,433.) julkaisussa.

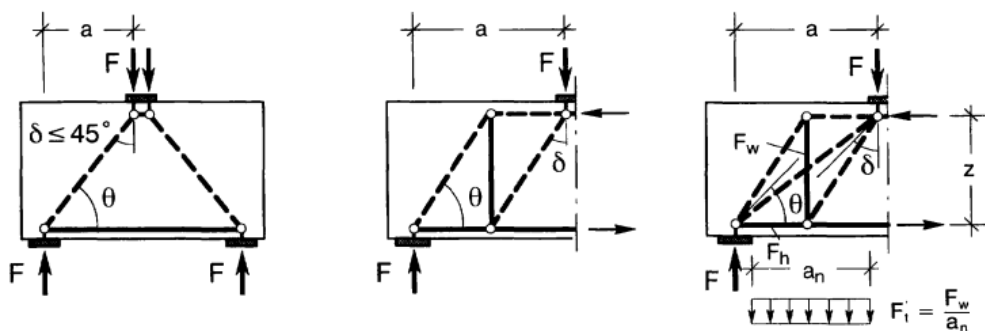
Fib Bulletin 3 perussääntöjen mukaan (CEB/FIP model code 1990 1999, 148.):

- Ristikkomalli tulisi pitää mahdollisimman yksinkertaisena ja siinä tulisi olla mahdollisimman vähän puristus- ja vetosauvoja. Sauvoja voidaan lisätä jälkeen päin tarpeellisiin kohtiin malliin parantamaan sitä.
- Kimmoteorian jännitysjakautuman täsmällinen noudattaminen ei ole tarpeen, mutta puristavat jännitykset on syytä laittaa puristusvoimien suuntaisesti.
- Vetopaarteet suunnitellaan raudoitusten kohtiin. Raudoitukset suunnitellaan suorina tankoina.
- Puristus- ja vetosauvojen kulman tulee olla $\geq 45^\circ$ aina, kuin mahdollista. Poikkeuksen tilanteet, jolloin puristuskaistaan liittyy kaksi toisiinsa vastakkaiseen suuntaan olevaa vetopaarretta (kts. Kuva 7 b). Alle 30° kulmia ei voi käyttää, koska niihin liittyy muodonmuutoksien yhteensopimattomuus. Myös pistemäisten- ja ripustettavien kuormien paarteiden kulmat seinän reunalla muodostetaan kuvan 7 mukaisilla ohjeilla.



Kuva 7. a) Puristus- ja vetopaarteen välinen kulma tulee olla yli 45° aina kun mahdollista. b ja c) Tilanteet jossa puristuspaarteen liittyy kaksi toisiaan vastakkaisesti olevaa vetopaarretta. (CEB/FIP model code 1990 1999, 149.)

- Pistekuorman alla seinän keskellä tulee kuorman jakaantumiskulma olla $\delta \leq 45^\circ$, jotta tuella olevan tukisolmun (engl. support node) jakaantumiskulmaksi tulee $\theta \geq 45^\circ$ (kts. Kuva 8 vasen kuva).
- Jos Kuvan 8 kulma θ jää pienemmäksi kuin 45° , voidaan ristikkoon lisätä välivetosauvoja ja välivertikaaleja, joilla saadaan asetettua kulma $\theta > 45^\circ$. Jos jännemitan ja korkeuden suhde kasvaa suureksi, kannattaa ottaa käyttöön välivertikaali (kuvassa 8 F_w). Välivertikaaleja sisältävät mallit eivät yleensä ole kinemaattisesti määrättyjä rakenteita, eli rakennetta ei voida ratkaista yksinkertaisen voimatasapainotarkastelun avulla (Leskelä 2008, 433). Suunnittelija voi tehdä rakenteesta kinemaattisesti määrätyn rakenteen lisäämällä ristikkoon diagonaaleja. Nämä niin sanotut nollasauvat eivät kannattele huomattavia kuormia.



Kuva 8. Ensimmäisessä kuvassa kulma $\theta > 45^\circ$, kun $\delta < 45^\circ$. Toisessa kuvassa kulma θ on säädetty sopivaksi välivertikaalien ja välidiagonaalien avulla. Viimeisessä kuvassa ristikkoon on lisätty ristikon lävistävä diagonaali kuvaamaan jännityksien kulkua. (CEB/FIP model code 1990 1999, 149.)

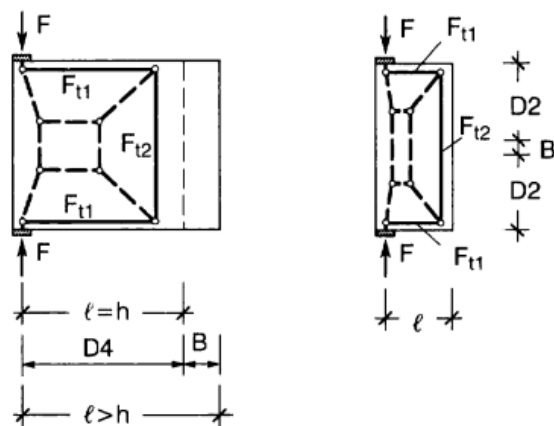
- Voimaa F_w ei voida laskea suljetussa muodossa, mutta F_w voidaan valita muuttuvana rajojen ($F_w=0$, kun $a < z/2$) ja ($F_w=F$, kun $a > 2z$) välillä (Leskelä 2008, 433.):

$$F_w = (2a/z - 1) / (3 - N_{Ed}/F) * F, \quad (7)$$

$$\cot\theta = F_h/F, \quad (8)$$

$$0 \leq F_w \leq F \quad (9)$$

Tietynlaiset ristikkomallit toistuvat usein erilaisissa rakenteissa. Syy tähän on, että on olemassa vain rajoitettu määrä epäjatkuvuuksia, joilla on oleellisesti erilaiset jännitykset (CEB/FIP model code 1990 1999, 153). Lisäksi sopivien mallien geometriaa voidaan säätää sopimaan erilaisiin ja erikokoisiin rakenteisiin kuten Kuvassa 9.



Kuva 9. Kaksi eri pituista lippupalkkia, joissa voidaan käyttää samantyyppistä ristikkomallia vain mallin geometriaa muuttaen (CEB/FIP model code 1990 1999, 153.)

5.2 Vetosauvat

Vetosauvat sijoitetaan ristikkomallissa kohtaan, jossa vetojännitystä esiintyy. Vetosauvojen voimat mitoitetaan kokonaisuudessaan raudotteille. Vaikka betonillakin on vetokestävyyttä, laskennan selkeyttämiseksi se jätetään huomiomatta. Tällöin myös laskenta on niin sanotusti varman puolella. (Leskelä 2008, 434.)

Vetosauvat asetetaan ristikkomalliin siten, että niiden kohdalla on veto-raudoitteen painopiste. Rauditus tulee asetella symmetrisesti piirretyn vetosauvan ympärille. Myös raudituksen suunnan tulee olla viivan mukainen. (Leskelä 2008, 434.)

Ylhäältä päin kuormitetuissa yksiaukkoisissa seinämäisissä palkeissa veto-raudoitus sijoitetaan palkin alapintaan, johon vetorasitus kohdistuu. Moniaukkoisissa palkeissa vetoa ilmaantuu myös rakenteen yläpintaan tukien kohdille. Tällöin vetoraudoite sijoitetaan myös seinän yläpintaan. Jos taas seinämäisen palkin alapinnasta ripustetaan kuormia, esiintyy palkin sisällä pystysuunnassa vetojännityksiä, jolloin seinän uuma raudoitetaan pysty-raudoitteella. (RIL 125 1968, 367-369.)

Puristussauvoissakin esiintyy vetojännityksiä, jotka muodostuvat puristus-suuntaan nähden kohtisuorina. Poikittaissuuntainen vetojännitys aiheuttaa halkeilua puristusdiagonaalien suuntaisesti ja voi aiheuttaa sen ennenaikaisen murtumisen. (Leskelä 2008, 435.)

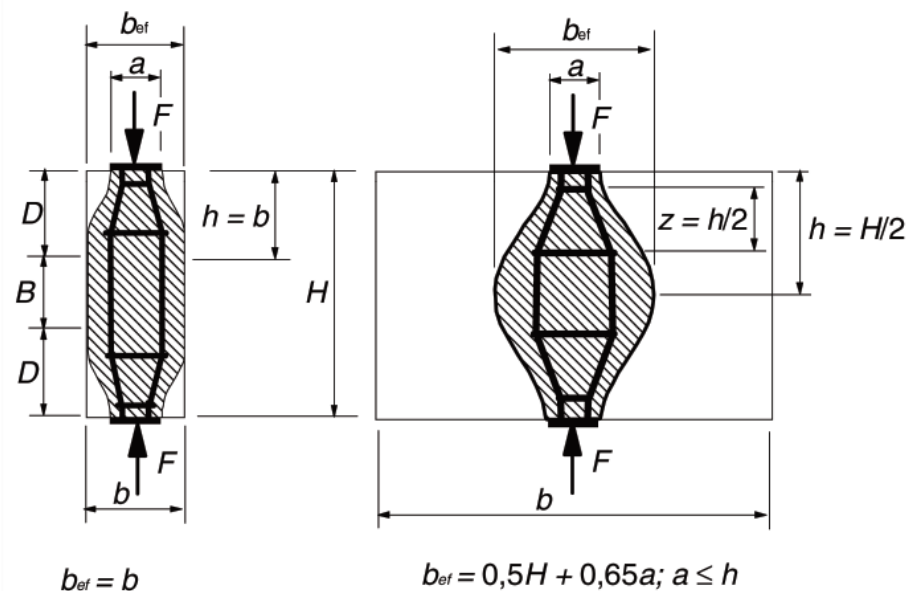
Puristussauvojen poikittaiset vetojännitykset T , voidaan laskea Eurokoodi 2 (SFS EN 1992-1-1 2015, 106.) mukaan kaavoista:

- osittain muuttuvassa jännityskentässä alueille ($b \leq H/2$):

$$T = 1/4 * ((b-a)/b) * F \quad (10)$$

- täysin muuttuvassa jännityskentässä alueille ($b > H/2$)

$$T = 1/4 * (1 - 0,7 * a/H) * F \quad (11)$$



a) Osittain muuttuva jännityskenttä

b) Täysin muuttuva jännityskenttä

Kuva 10. Poikittaisen vetovoiman T laskentaan tarvittavat parametrit. (SFS EN 1992-1-1 2015, 107)

Leskelän (2008, 163) mukaan, jos puristussauva on diagonaali ja sen $a/H \approx 0$, voidaan T laskea yksinkertaisesta kaavasta:

$$T=0.25 \cdot F_{c2} \quad (12)$$

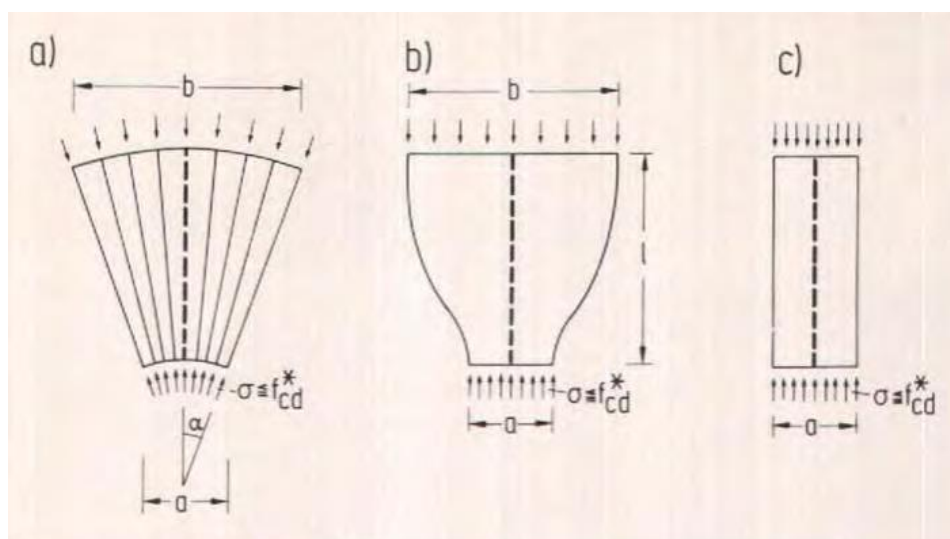
Kaavassa 12 F_{c2} on puristusdiagonaalien puristusvoima. Jos minimirauoituksena toimiva molempien pintojen verkkoraudoite ei riitä voiman T ylläpitämiseen, pitää puristusdiagonaalien kohdalle asentaa lisäraudoitteet. (Leskelä 2008, 163.)

5.3 Puristussauvat

Betonin puristuskestävyys on yksi tärkeimmistä seinämäisen palkin kantavuuteen vaikuttavista tekijöistä varsinkin palkeissa, joiden pituuden ja korkeuden suhde L/h on pieni. Kuormat johdetaan seinämäisissä palkeissa puristussauvoja pitkin tuille ja näiden puristussauvojen kestävyys riippuu betonin puristuskestävyydestä. Seinämäisten palkkien kantavuuden romahdaminen johtuu usein juuri näiden puristuskaistojen pettämisestä. Betonin puristuskestävyyden lisääminen yleensä lisää seinämäisen palkin kantokykyä. (Khatab 2016, 32.)

Ristikkomalliin puristuskaistat merkitään viivalla, mutta todellinen puristuskaista on eri muotoinen. Ristikkomalliin piirretty viiva kuvaa puristuskaistan resultanttia. Puristuskaistan muotoja on Leskelän (2008, 435, 436.) mukaan kolme:

- Pullomainen puristuskaista
- Viuhkamainen puristuskaista
- Prisman muotoinen puristuskaista



Kuva 11. Puristuskaistojen muodot a) viuhka b) pullomainen c) prisma (Schlaich 1987, 102).

Puristussauvan puristuskestävyyden laskenta riippuu puristuskaistan muodosta ja siihen vaikuttavien voimien suunnista. Eurokoodin 2 (SFS 1992-1-1 2015, 105,106.) mukaan betonin puristuslujuus alueella, jossa vaikuttaa poikittainen puristusjännitys tai ei, puristusjännitystä lasketaan kaavasta:

$$\sigma_{Rd,max}=f_{cd} \quad (13)$$



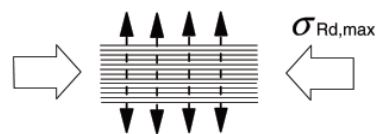
Kuva 12. Betonin puristuslujuus, kun puristussauvaan vaikuttaa vain puristusvoima, eikä poikittaista vetoa.

Esimerkiksi pullomaisissa puristuskaistoissa esiintyy puristussuuntaan nähden poikittaista vetovoimaa, jonka seurauksena betonin puristuslujuutta pienennetään. Puristuslujuus saadaan SFS EN 1992-1-1 kappaleen 6.5 mukaan kaavasta:

$$\sigma_{Rd,max}=0,6*v'*f_{cd} \quad (14)$$

Kaavassa 14 v' on:

$$v'=1-f_{ck}/250 \quad (15)$$

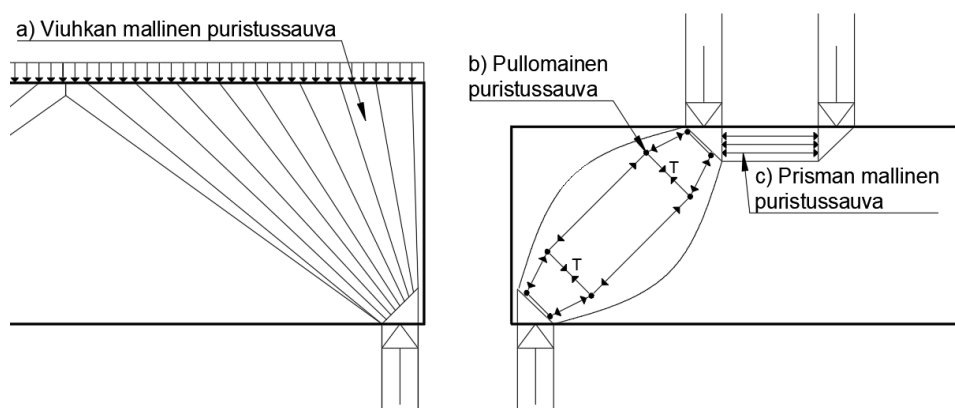


Kuva 13. Betonin puristuskaistojen mitoituslujuus, kun siihen vaikuttaa kohtisuoraa vetoa.

Viuhkan muotoisia puristusjännityskaistoja esiintyy rakenteissa, joissa kuormitus siirtyy laajalta alueelta pienemmälle alueelle. Esimerkiksi tasaisesti kuormitetun yksiaukkoisen seinämäisen palkin kuormat siirtyvät kahdelle tukipisteelle. Prismän muotoiseen kaistaan ei kohdistu poikittaisia vetovoimia. Tämän mallisia puristuskaistoja esiintyy esimerkiksi kahden pisätevoiman välille (kts. Kuva 14).

Pullomaisia puristussauvoja (kts. Kuvat 11 ja 14) esiintyy D-alueilla etenkin pistekuormien alla. Pullomainen jännitysalue muodostuu, jos puristuskaistalla on tila levitä. Pullomaisilla puristusalueilla tulee muistaa tarkastella puristussuuntaan kohtisuoraan muodostuva vetojännitys. Puristussauvan kohtisuora vetovoima voi aiheuttaa puristussauvan ennenaikaisen sortumisen (Schlaich 1987, 105, 107).

Pullomaisessa puristuskaistassa voi esiintyä kohtisuora vetovoima ”pullon kaulan” molemmissa päissä. Kuvassa 13 vetovoimille ilmenee yksi resultantti, kun taas kuvassa 16 puristussauvan molemmissa päissä on vetovoimat. Vetorauskoite tulee tarvittaessa sijoittaa puristussauvojen molempiin päihin. (CEB/FIP model code 1990 1999, 158.)



Kuva 14. Erilaiset puristussauvat ja esimerkit, missä niitä ilmaantuu a) viuhkamainen - b) pullomainen - c) prisman muotoinen puristussauva. (Schlaich 1987, 98, 99.)

5.4 Solmut

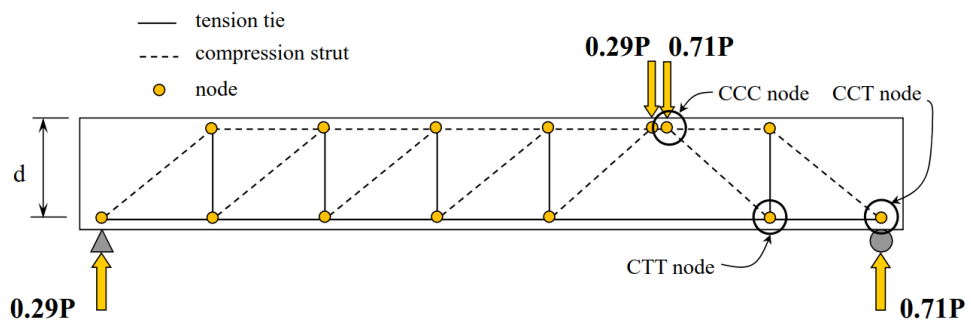
Solmukohtat ovat rakenteen kohtia, joissa betoniset puristuskaistat ja raudoituksista muodostuvat vetokaistat kohtaavat. Solmukohtaan vaikuttavien voimien tulee olla tasapainossa toisiinsa nähden. Solmu on ristikkomallissa kohta, jossa voimien resultantit risteävät ja mitoitettaessa solmuja tarkastellaan pinta-aloina. Solmujen tarkastelu suoritetaan taso-jännitystilan mukaisesti. (Leskelä, 2008, 437.)

Solmun alueen koko riippuu solmuun vaikuttavien voimien suunnista, voimien suuruudesta ja pistekuorman/tukivoiman vaikutusalan koosta. Solmut on jaettu Eurokoodi 1992-1-1 mukaan kolmeen ryhmään (SFS-EN 1992-1-1 2015, 108,109.):

- Solmu, johon vaikuttaa vain puristavia voimia
- Solmu, johon vaikuttaa puristuskaistojen lisäksi yhteen suuntaan vetorauskoitus

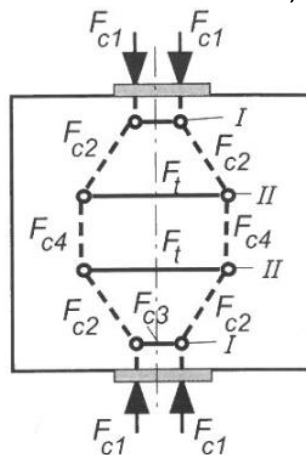
- Solmu, johon vaikuttaa puristuksen lisäksi kahteen suuntaan veto-raudoitus

Solmun nimeäminen tapahtuu solmuun vaikuttavien voimien perusteella. Solmu, johon vaikuttaa vain puristusvoimia on nimeltään CCC-solmu (compression- compression- compression). Solmu, johon vaikuttaa yhden suuntainen veto-raudoite on nimeltään CCT-solmu (compression- compression- tension) ja kahden eri suuntaisen raudoitteen solmun on CTT-solmu (compression- tension- tension). Kuvasta 15 ilmenee, mihin päin ristikkomallia edellä mainittuja erilaisia solmuja muodostuu. (Birrcher 2009,16.)



Kuva 15. Kuvassa näkyy erilaisten solmujen tyypilliset ilmenemispaikat (Birrcher 2009,16).

Solmut voidaan jaotella myös sen mukaan, missä solmut sijaitsevat ristikkomallissa. Solmun sijainnista riippuu myös, miten paljon solmualueutta tulee tarkastella mitoittamisen yhteydessä. Tuella tai pistevoiman alla olevan solmun puristus- ja vetosauvojen liittymäsolmu on keskittynyt solmu (kts. kuva 18 solmu I), kun taas solmu II kuvassa 16 on jatkuvasolmu eli niin sanottu välisolmu. Välisolmuissa leveät betonista muodostuvat puristuskaista tasapainottavat toisensa tai muuttavat suuntaansa. Välisolmut sijaitsevat rakenteen sisällä, eivät reunoilla. (Leskelä 2008, 439-442.)



Kuva 16. Kuvassa olevat I-solmut ovat keskittyneitä solmuja (singular/consentrated) ja solmut II ovat jatkuvia solmuja eli välisolmuja (continuous/ smeared).

5.4.1 Puristussolmujen tarkastelu

Puristussolmuja esiintyy jatkuvien tukien ja pistekuormien vaikutusalueilla. Solmun korkeus a_0 määräytyy tukipinnan leveyden a_1 ja sauvojen geometrian mukaan. Jos solmuun vaikuttavat voimat ovat vakioita ja yhtä suuria ja solmun sivut ovat kohtisuoria niihin vaikuttavan voiman suuntaan, on solmun muoto hydrostaattinen. Tällöin solmuun ei vaikuta leikkausvoimaa ja jännitykset ovat puristavia. (Leskelä 2008, 439.)

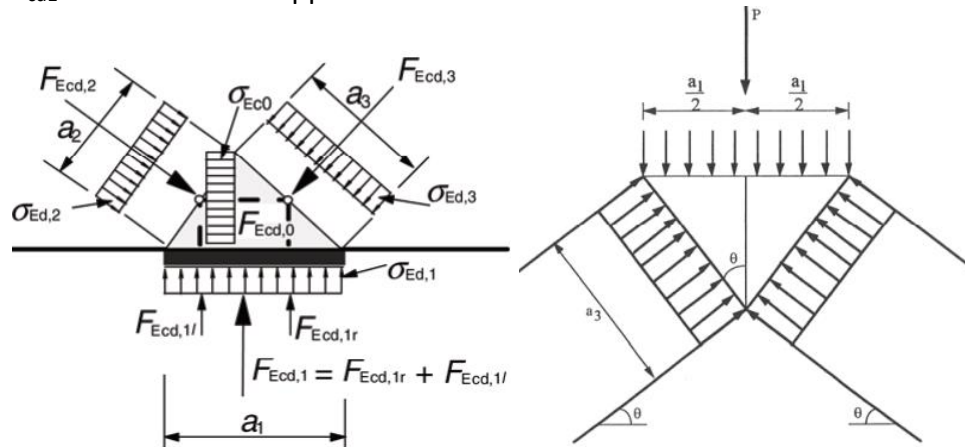
Hydrostaattisen solmun tarkasteluun riittää, että:

$$\sigma_{c1} \leq f_{cd1} \quad (16)$$

Kaavassa 16 σ_{c1} on:

$$\sigma_{c1} = F_{c1} / (a_1 * b_1) \quad (17)$$

F_{cd1} arvo lasketaan kappaleen 5.5 mukaisesti.



Kuva 17. Vasemmalla puristussolmu, joka ei ole hydrostaattinen ja oikealla hydrostaattinen puristussolmu. (SFS EN 1992-1-1 2015, 108.)

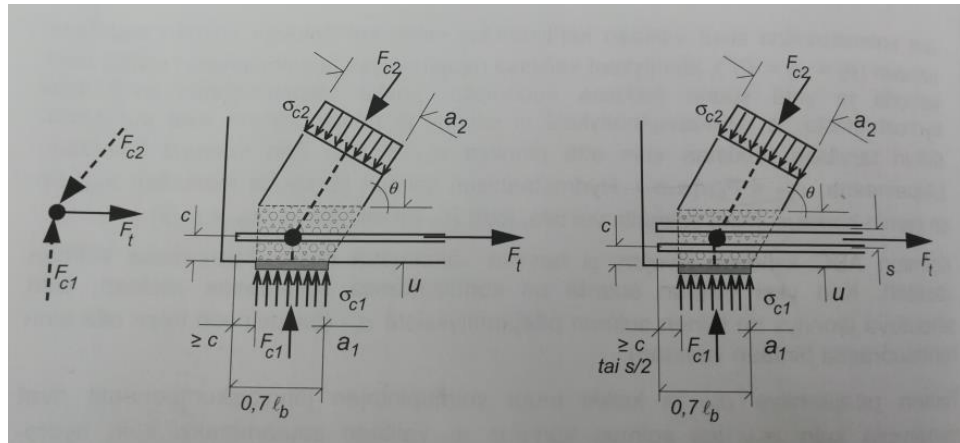
Jos solmun korkeus on suurempi tai yhtä suuri kuin hydrostaattisen solmun korkeus, mitoittavaksi tekijäksi tulee tukipaine $\sigma_{Ed,1}$. Jos solmun korkeudeksi valitaan pienempi, kuin hydrostaattisen solmun korkeus, tulee mitoittavaksi tekijäksi pääjännitys σ_{c0} (kts. kaava 18). (Leskelä 2008, 439.)

$$\sigma_{c0} \leq f_{cd1} \quad (18)$$

5.4.2 Puristus-vetosolmujen tarkastelu

Välisolmujen mitoituksessa riittää, että tarkastellaan vetoteräksien ankkurointi solmujen taakse ankkuroiden koko vetoraudoitteen voima (kts. kpl 5.2 Vetosauvat). Betonin puristuslujuutta ei tarvitse tarkastella jatkuvissa solmuissa.

Keskittyneissä solmuissa solmuun vaikuttavat voimat tulee tarkastaa. Solmuista, joihin vaikuttaa sekä veto- että puristussauvoja, tulee muodostaa solmun alueen ala, jotta mitoitus onnistuu.



Kuva 18. Kuvassa vasemmalla resultanttivoimat CCT-solmusta. Keskellä solmu, johon ankkuroituvat teräkset yhdessä kerroksessa. Oikeanpuoleisessa kuvassa rauditus ankkuroituu solmuun kahdessa kerroksessa. (Leskelä 2008, 440.)

Solmun alueen korkeus määräytyy vetosauvan korkeudella u . Vetosauvan korkeus riippuu siitä, ankkuroituuko vetorautoite solmualueen taakse mitan c verran (kts. Kuva 18) ja siitä kuinka monessa kerroksessa (n) veto-raudoitteet ovat. Kaavat vetosauvan korkeuden laskemiseen Leskelän (2008, 439) mukaan ovat:

- kun rauditus on yhdessä kerroksessa ja se ei ankkuroidu solmun alueen taakse:

$$u=0 \quad (19)$$

- kun rautoite on yhdessä tasossa ja ankkuroituu minimissään mitan c verran solmun alueen taakse:

$$u=2c \quad (20)$$

- kun rautoite on vähintään kahdessa kerroksessa ja ankkuroituu mitan $\max(c, s/2)$ verran solmun alueen taakse:

$$u=2c+(n-1)s \quad (21)$$

Kun solmukohdan a_1 -mitta eli tuen leveys, puristusdiagonaalin suunta-kulma θ ja vetosauvan leveys u on selvillä, voidaan laskea puristusdiago-naalin leveys a_2 kaavasta:

$$a_2 = a_1 \cdot \sin\theta + u \cdot \cos\theta \quad (22)$$

Kun solmun alueen mitat tunnetaan, voidaan tarkistaa solmun tukipaine σ_{c1} ja diagonaalin puristusjännitys σ_{c2} . Tukipaineen kaava Leskelän (2008, 440.) mukaan:

$$\sigma_{c1} = F_{c1} / (a_1 \cdot b) \leq f_{cd3} \quad (23)$$

Diagonaalin puristuskestävyys saadaan Leskelän (2008, 440.) julkaisun mukaan kaavasta:

$$\sigma_{c2} = F_{c2} / (a_2 \cdot b) \leq f_{cd3} \quad (24)$$

5.5 Puristusjännitysten mitoitusarvot

5.5.1 Eurokoodi EN1992-1-1

Rakenteen tukipaineen arvoa σ_{c1} ja diagonaalin puristuskestävyyttä σ_{c2} verrataan solmuissa vaikuttavien puristusjännitysten mitoitusarvoihin. Eurokoodin (EN 1992-1-1 2015, 107-109.) suosittelemat mitoitusarvot saadaan kaavoista:

- Kun kyseessä puristussolmu, johon ei ankkuroidu vetoteräksiä:

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 v' \cdot f_{cd} \quad (25)$$

- Solmuun liittyy puristussauvoja ja yhteen suuntaan vaikuttavia vetoteräksiä:

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 v' \cdot f_{cd} \quad (26)$$

- Solmu, johon liittyy puristussauvoja ja johon ankkuroituu vetosauvoja kahdesta tai useammasta suunnasta:

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 v' \cdot f_{cd} \quad (27)$$

Kaavoissa 25; 26 ja 27 v' on:

$$v' = 1 - (f_{ck} / 250) \quad (28)$$

Kaavoissa k-kertoimet ovat EN 1992-1-1:2015 mukaan $k_1=1$, $k_2=0,85$ ja $k_3=0,75$.

5.5.2 BY210 Matti V. Leskelä, 2008

Myös Leskelä (2008, 437.) antaa kaavat puristusjännityksen mitoitusarvoille. Erona eurokoodiin on pienemmät varmuuskertoimet k kaavan edessä, jolloin mitoitusarvo on enemmän varman puolelle.

- Kun kyseessä puristussolmu, johon ei ankkuroidu vetoteräksiä:

$$f_{cd1} = 0,85 \cdot (1 - (f_{ck}/250)) \cdot f_{cd} \quad (29)$$

- Solmuun liittyy puristussauvoja ja yhteen suuntaan vaikuttavia veto-teräksiä:

$$f_{cd2} = 0,60 \cdot (1 - (f_{ck}/250)) \cdot f_{cd} \quad (30)$$

- Solmu, johon liittyy puristussauvoja ja johon ankkuroituu vetosauvoja kahdesta tai useammasta suunnasta:

$$f_{cd3} = 0,70 \cdot (1 - (f_{ck}/250)) \cdot f_{cd} \quad (31)$$

Näin ollen BY210 saadut puristusjännityksen mitoitusarvot ovat varman puolella verrattuna eurokoodi EN1992-1-1 saatuihin arvoihin. Kuvasta 19 voidaan huomata, että eurokoodin mukainen laskenta tuottaa puristusjännityksen laskenta-arvoksi suuremman arvon, kuin BY210 vastaava arvo. Laskennassa käytetty betonin C35/45 arvoja jolloin $f_{ck} = 35$ MPa ja $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 19,833$ MPa.

<p>Puristusjännitysten laskenta-arvo solmussa, johon vaikuttaa puristussauvoja ja yhteen suuntaan vedettyjä sauvoja:</p> <p>Eurokoodi EN1992-1-1</p> $\sigma_{Rd,max} := 0,85 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) \cdot 19,8 \text{ MPa} = 14,474 \text{ MPa}$ <p>BY210 Matti V. Leskelä, 2008</p> $f_{cd2} := 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) \cdot 19,8 \text{ MPa} = 10,217 \text{ MPa}$

Kuva 19. Kuvassa on esitetty ero EN1992-1-1 ja BY210 saatujen puristusjännitysten mitoitusarvojen välillä.

5.5.3 Puristusjännitysten mitoitusarvojen suurentaminen

Eurokoodi EN1992-1-1 kappaleen 6.5.4 mukaan puristusjännityksen mitoitusarvoa voidaan kasvattaa enintään 10 % jos seuraavista ehdoista vähintään yksi toteutuu:

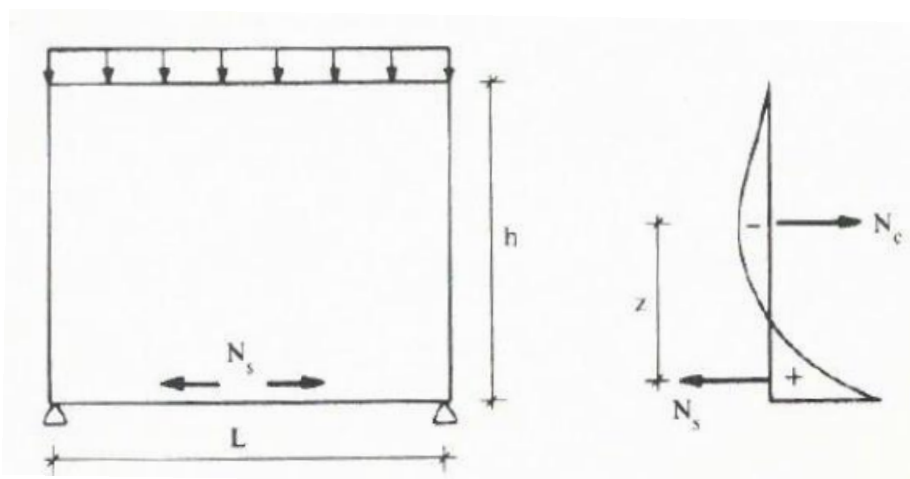
- kolmiakselisen puristustilan kehittyminen on varmistettu

- kaikki puristus- ja vetosauvojen kulmat ovat $\geq 55^\circ$
- tuilla tai pistekuormien kohdalla vaikuttavat jännitykset jakautuvat tasaisesti, ja solmussa on laajenemista estävä haoitus
- raudoitus on jaettu useaan kerrokseen
- solmun laajeneminen on estetty luotettavasti laakerijärjestelyin tai kitkan avulla.

5.6 Sisäinen momenttivarsi

Palkin sisäisellä momenttivarrella tarkoitetaan alapinnan vetoresultantin eli raudoitteen painopisteen ja yläpinnan puristusresultantin välistä etäisyyttä. Yksinkertaisesti tuettujen yksiaukkoisten palkkien sisäinen momenttivarsi voidaan suunnitella seinämäisinä palkkeina, jos niiden suhde L/h on pienempää, kuin kaksi. Jatkuvien eli moniaukkoisten seinämäisten palkkien raja suhteelle L/h on $< 2,5$ (Sharp 1977, 17,18.).

Sisäisen momenttivarren määrittäminen rakenteessa on seinämäisten palkkien mitoituksen kulmakiviä. Momenttivarren korkeus vaikuttaa suoraan veto- ja puristuspaarteiden väliseen kulmaan θ (kts. Kuva 18). Kulman suuruus vaikuttaa siihen, kuinka paljon vetovoimaa seinämäisen palkin alapintaan syntyy sekä kuinka paljon puristusdiagonaali kuormittuu. Solmuun vaikuttavat kuormitukset siis vaihtelevat momenttivarren korkeuden mukaan, joten korkeuden arvioiminen oikeaksi on tärkeää. Momenttivarren korkeutta kasvatettaessa seinämäisen palkin puristuspaarteiden merkitys kasvaa ja alapinnan vetojännitys pienenee.



Kuva 20. Kuvasta ilmenee seinämäisen palkin jännitysjakoma sekä momenttivarsi z . Momenttivarsi muodostuu vetoterästen resultantin N_s ja betonin puristusresultantin N_c väliin. (Suomen betoniyhdistys 1983, 276.)

Eurokoodi EN1992-1-1 ei sisällä mainintaa seinämäisen palkin sisäisen momenttivarren laskemisesta tai raja-arvoista. Sen sijaan Leskelän (2008 435.) julkaisussa annetaan laskentaan kaavat momenttivarren laskemiseen. Staattisesti määrätyn rakenteen momenttivarsi lasketaan kaavasta:

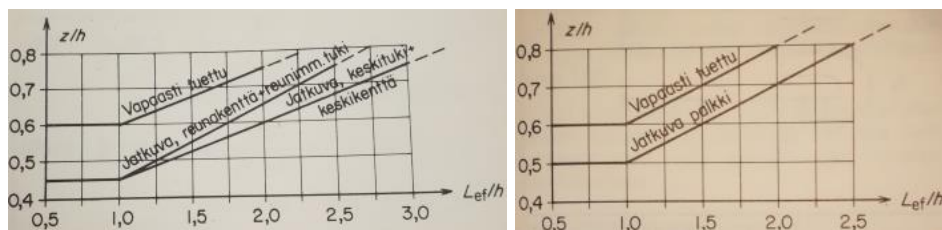
$$z=0,6*L \quad (32)$$

kun $L/h \leq 1$ ja

$$z=0,15h*(3+L/h) \quad (33)$$

kun $1 < L/h < 2$

Leskelän (2008, 435.) julkaisu, eikä muutkaan alan teokset (kts. Kuva 21.) ota kantaa seinämäisen palkin momenttivarteeseen, kun suhde L/h on kahden ja kolmen välillä. Tämä johtunee siitä, että suhteen L/h lähestyessä arvoa kolme rakenne alkaa muistuttaa tavanomaista palkkia. Normaalin palkin mitoitus voidaan suorittaa palkkiteorian mukaisesti.



Kuva 21. RIL125 1986 julkaisussa löytyvät seinämäisen palkin momenttivarren määrittämiseen taulukot. Vasemmalla Leonhardt'in ja oikealla CEB:n mukaiset taulukot. (RIL 215 1986, 371.)

Kuvan 21 taulukoista ilmenee sama, kuin Leskelän teoksesta. Momenttivarrelle ei anneta arvoa, kun suhde L/h kasvaa yli kahden.

Raja-arvo seinämäisen palkin sisäiselle momenttivarrelle on, että se ei saa olla isompi, kuin normaalilla palkkikaavalla laskettu momenttivarsi (Leskelä 2008, 163.):

$$z=d*(1-\beta/2) \quad (34)$$

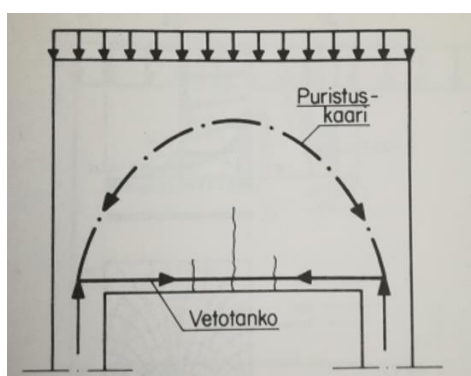
jossa d on palkin tehollinen korkeus eli korkeus vetoraudoitteen painopisteestä palkin yläpintaan. Ja β on palkin puristusvyöhykkeen korkeus. Seinämäisen palkin kaavoista saatua momenttivarren arvoa tulee verrata palkkikaavalla saatuun arvoon ja valita näistä pienempi. (Suomen betoniyhdistys 2013, 96.)

5.7 Pääterästen ankkurointi

Seinämäiset palkit kantavat usein hyvin suuriakin kuormia, jolloin rakenteet alapinnassa on kova vetorasitus. Suuren vetovoiman ankkurointi on tärkeä osa rakennetta, jotta rakenne kantaa suunnitellun kuormituksen. Seinämäisissä palkeissa vetoraidoitus toimii vetotangon tapaan ja siksi raudituksen vetojännitys ei pienene tuella. (Leskelä 2008, 435.)

Tästä johtuen raudituksen ankkurointi mitoitetaan koko vetovoimalle:

$$F_t = A_s f_{sd} \quad (35)$$



Kuva 22. RIL-125 mukainen seinämäisen palkin toiminta vetotangollisena kaarena (RIL 125 1986, 367).

RIL 125 – julkaisun mukaan seinämäinen palkki toimii vetotangollisen kaaren tapaan, kun halkeama aukeaa palkin alapintaan ja tästä johtuen vetotangon jännitys pysyy sama koko tangon matkalla. (RIL 125 1986, 367.)

Ankkurointi mitoitetaan standardin EN 1992-1-1 luvun kahdeksan mukaisilla ohjeilla. Yleisten ohjeiden mukaan rauditustangot, langat tai hitsatut verkot tulee ankkuroida siten, että tartuntavoimat siirtyvät luotettavasti betonille tangon suuntaista halkeilua tai lohkeilua aiheuttamatta. (SFS-EN 1992-1-1 2015, 131.)

Ristikkomalleille mitoittaessa vetovoimat ankkuroidaan solmuihin. Ankkurointi on haastavaa seinämäisen palkin reunalla tuen kohdalla, koska tilaa ankkuroinnille on vähän. Tuelle päättyvän seinämäisen palkin reunan ja solmun välille ei yleensä jää ankkurointipituuden l_{bd} vaatimaa matkaa. Eurokoodi EN 1992-1-1 luvun 9.7 mukaan, jos ankkurointipituuden vaatimaa pituutta ei voida solmun ja rakenneseosan pään välille järjestää, suoritetaan raudituksen ankkurointi käyttämällä taivutettuja tankoja, U-hakasia tai ankkurointilaitteita.

Teräkset tulisi sijoittaa useampaan kerrokseen vetopaarteen korkeuden u kasvattamiseksi. Vetopaarteen u kasvattaminen helpottaa pääterästen ankkurointia. (CEB/FIP model code 1990 1999, 159,160.)

Ristikomenetelmällä laskemisen hyvä puoli on, että alapinnan jännitys saadaan melko helposti laskettua. Saatua tulosta voidaan käyttää suoraan ankkurointimitoituksessa, koska vetojännitys ei pienene lähestyttäessä tukea.

Terästangon kykyä ankkuroitua kutsutaan ankkurointikapasiteetiksi F_{bd} , joka saadaan kaavasta:

$$F_b = u_s * l_b * f_b \quad (36)$$

jossa u_s on tangon ympäröimä $u_s = \pi \varnothing$, l_b on ankkurointimatka ja f_b tartuntalujuus. (Suomen betoniteollisuus 2013, 153.)

Tartuntalujuuteen vaikuttavia tekijöitä ovat Suomen betoniteollisuuden (2013, 153-154.) julkaisun mukaan:

- tangon pinnan geometria (suhteellinen harjapinta-ala f_R)
- tangon paksuus (η_2)
- betonin lujuus (f_{ct})
- tangon asento ja sijainti valumuotissa (η_1)
- suojabetonin paksuus ja tankojen välimatka toisiinsa (α_2) ja
- ankkurointialueella vaikuttavat poikittaiset voimat (α_5).

Harjateräksen tartuntalujuuden mitoitusarvo saadaan kaavasta:

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} \quad (37)$$

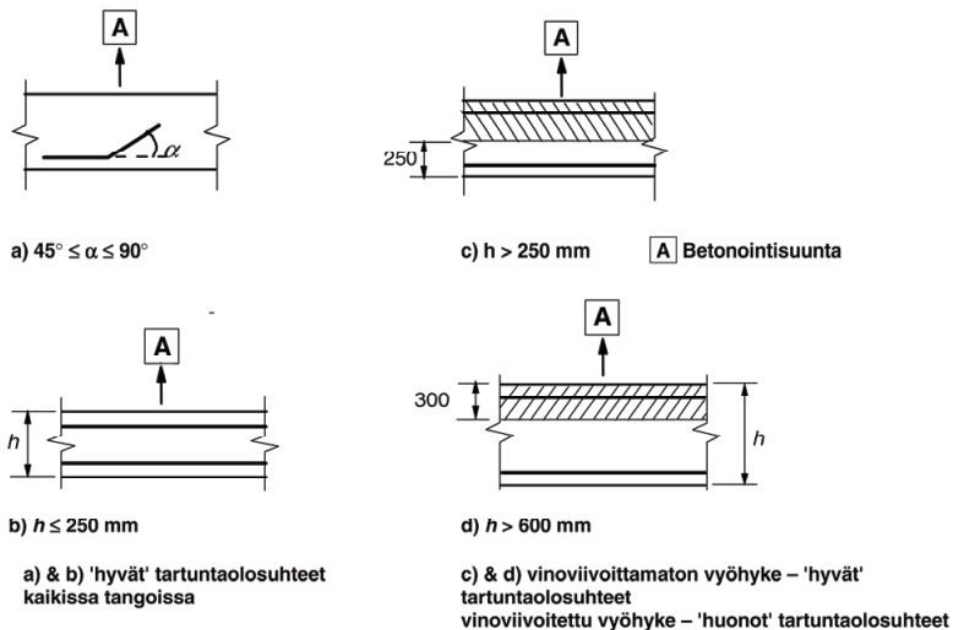
missä f_{ctd} on betonin vetolujuuden mitoitusarvo. Sen arvona voidaan käyttää enintään luokan C60/75 betonin arvoja. (Suomen betoniteollisuus 2013, 154.)

Betonin vetolujuuden mitoitusarvo mitoitus arvo saadaan kaavasta:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} * f_{ctk,0,05} / \gamma_C \quad (38)$$

jossa α_{ct} on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon vetolujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät. Suomessa suositusarvo kertoimelle on $\alpha_{ct} = 1,0$. (SFS-EN 1992-1-1 2015, 35.)

Parametri η_1 on 1, jos tartuntaolosuhteet ja teräksen sijainti ovat hyvät ja 0,7 kaikissa muissa tapauksissa sekä liukuvalurakenteissa, ellei olosuhteita voida todistaa hyviksi. Kuvassa 23 on esitetty ehdot hyvälle terästen tartuntaolosuhteille ja sijainneille.



Kuva 23. Terästen tartuntaolosuhteiden kuvaus. (SFS-EN 1992-1-1 2015, 133.)

Rakenteissa, joissa betoni tiivistyy hyvin raudoitettankojen ympärille, vallitsevat hyvät olosuhteet. Rakenteen korkeus vaikuttaa olosuhteisiin. Matalan alle 250 mm korkean rakenteen sekä ylä- että alapinnan teräkset ovat hyvässä olosuhteissa, kun taas yli 600 mm korkeiden rakenteiden yläpinnan teräkset ovat huonoissa olosuhteissa. Myös raudoitteen kulma vaakasuuntaan nähden määrittää olosuhteen kelpoisuuden. Hyvät tartuntaolosuhteet ovat myös tangoilla, jotka ovat pystyssä tai niiden kulma on suurempaa, kuin 45° . (Suomen betoniteollisuus 2013, 154.)

Parametri η_2 on riippuvainen tangon paksuudesta. Jos terästangon halkaisija \emptyset on yhtä suuri tai pienempi, kuin 32 mm tällöin $\eta_2 = 1,0$. Jos halkaisija on suurempi, kuin 32 mm niin silloin $\eta_2 = (132 - \emptyset) / 100$. (SFS-EN 1992-1-1 2015, 133.)

Eurokoodin mukainen ankkurointipituuden perusarvo on:

$$l_{b,rqd} = (\emptyset/4) * (\sigma_{sd}/f_{bd}) \quad (39)$$

jossa \emptyset on ankkuroitavan tangon halkaisija ja σ_{sd} tangon mitoitusjännitys kohdassa, jossa ankkurointipituus mitataan. F_{bd} on kaavan 37 mukainen tartuntalujuuden mitoitusarvo.

Ankkurointipituuden mitoitusarvo l_{bd} saadaan kertomalla ankkurointipituuden perusarvo kertoimilla $\alpha_1 \dots \alpha_5$:

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} \quad (40)$$

jossa α -kertoimet ovat Eurokoodi 2:n mukaisesti esitettynä seuraavassa taulukossa:

Taulukko 10. α -kertoimin arvot (SFS-EN 1992-1-1 2015, 135.)

Vaikuttava tekijä	Ankkurointityyppi	Betoniteräs	
		vetoteräs	puristusteräs
Tankojen muoto	Suora	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_1 = 0,7$ jos $c_d > 3\phi$ muuten $\alpha_1 = 1,0$ (mitan c_d arvot ovat kuvassa 8.3)	$\alpha_1 = 1,0$
Betonipeite	Suora	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (mitan c_d arvot ovat kuvassa 8.3)	$\alpha_2 = 1,0$
Poikittainen laajenemisen estoraudoitus, jota ei ole hitsattu pääraudoitukseen	Kaikki tyypit	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Poikittainen hitsattu laajenemisen estoraudoitus*	Kaikki tyypit; sijainti ja koko kuvassa 8.1 (e) määritellyllä tavalla	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Laajenemista estävä poikittaispaine	Kaikki tyypit	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	–

missä

$\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min})/A_s$

ΣA_{st} poikittaisraudoituksen poikkileikkausala pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta l_{bd}

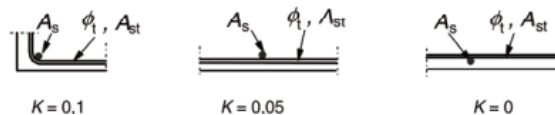
$\Sigma A_{st,min}$ poikittaisraudoituksen poikkileikkauksen vähimmäisarvo
= 0,25 A_s palkeilla ja 0 laatoilla

A_s yksittäisen halkaisijaltaan suurimman ankkuroidun tangon poikkileikkausala

K kuvan 8.4 arvot

p poikittaispaine [MPa] murtorajatilassa pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta l_{bd} .

* Ks. myös kohtaa 8.6: Välietäällä tuilla ankkurointipituuden mitoitusarvona l_{bd} voidaan käyttää pienempää arvoa kuin $l_{b,min}$ mikäli tuen kohdalla on vähintään yksi hitsattu poikittaislanka. Tämän edellytetään olevan vähintään 15 mm tuen ulkopinnalla.



Laskennan yksinkertaistamiseksi voidaan $\alpha_1 \dots \alpha_5$ – arvoina käyttää arvoja 1. Tällöin ankkurointipituuden perusarvoa ei pienennetä α -kertoimin laskennassa vaaditaan pidempää ankkurointipituutta.

Mikäli suorien tankojen ankkurointipituus ei ole riittävä, käytetään ankkurointiin esimerkiksi hakoja, jotka lisäävät ankkurointipituutta. Yleisesti taitutettujen tankojen ankkurointipituus mitataan niiden keskiakselia pitkin, poikkeuksena vakiotaitutukset, jolloin voidaan käyttää ekvivalenttia ankkurointipituutta $l_{b,eq}$. (Suomen betonteollisuus 2013, 158.)

5.8 Verkkoraudoite

Eurokoodin EN 1992-1-1 mukaan

- seinämäisen palkin molemmat pinnat varustetaan verkkoraudoituksella. Verkkoraudoitteen vähimmäispinta-ala seinämäiselle palkille on $A_{s,dbmin} \geq 0,001 * A_c$, mutta vähintään 150 mm² molemmissa pinnoissa, molempiin suuntiin. A_c on betonin poikkileikkauksen ala.
- Kahden vierekkäisen tangon väli saa olla enintään kaksi kertaa rakenteen paksuus tai 300 mm. (SFS-EN 1992-1-1 2015, 161.)

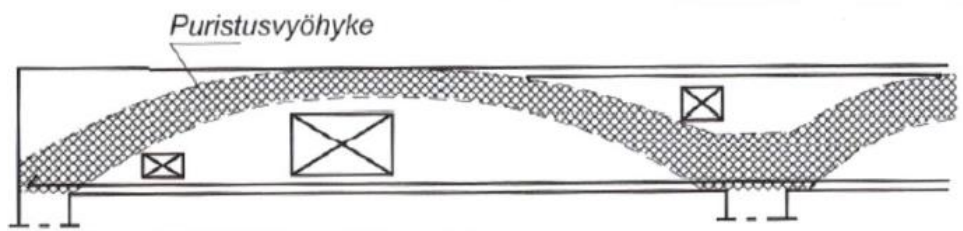
Seinämäisissä palkeissa verkkoraudoite estää halkeilua sekä ottaa vastaan muun muassa puristussauvojen kohtisuoria vetovoimia. Leskelän (2008, 163.) mukaan raudoituksen tulee olla yhteensopiva pääjännitysten kulun kanssa haitallisen halkeilun estämiseksi. Jos verkkoraudoite ei itsessään kestä näitä voimia, asetetaan puristussauvojen kohdille vaakaan lisäraudoite.

6 REIKIEN VAIKUTUS RAKENTEeseen

Seinämäiseen palkkiin reikien tekemisen periaatteet eroavat merkittävästi normaaliin alapinnastaan tuettuun seinään. Seinämäiset palkit tuetaan palkkien tavoin päistään, joten kuormitusten kulku rakenteessa poikkeaa merkittävästi verratessa alareunastaan tuettuihin seiiniin.

Reikiä rakenteisiin aiheuttavat ikkunat, ovet sekä erilaiset LVIS-läpiviennit. Ikkunat voidaan usein sijoittaa seinämäisen palkin kantokyvyn kannalta edullisesti. Oviaukot taas joudutaan tekemään usein lähelle tukia, jolloin reiän vaikutus rakenteeseen tulee tarkastella tarkemmin. (RIL 125 1986, 377.)

Reikien tekeminen seinämäiseen palkkiin voi muuttaa rasiusten kulkua huomattavasti. Reiän vaikutus rakenteeseen riippuu sen muodosta, koosta ja sijainnista. Seinämäisen palkin puristusvyöhykkeen ulkopuolelle voidaan sijoittaa reikiä melko vapaasti ilman, että reikä vaikuttaa merkittävästi palkin kantokykyyn (kts. Kuva 24.). Pieni reikä, jonka suurempi sivumitta on $< h_{ef}/6$, voidaan sijoittaa jopa puristusvyöhykkeelle, kunhan varmistutaan siitä, että puristusvoimat kulkevat molemmin puolin reikää. (RIL 215 1986, 376-377.)



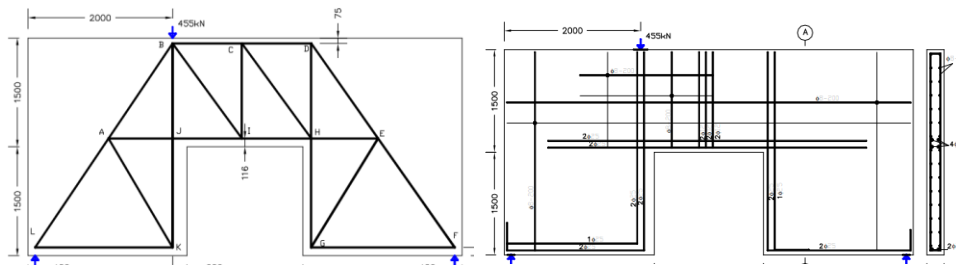
Kuva 24. Palkissa oleva puristusvyöhyke, jonka alueelle ei tulisi reikiä sijoittaa. (Leskelä 2008, 384.)

Leskelän (2008, 384.) mukaan näitä pieniä reikiä (sivumitta $< h_{ef}/6$ tai pyöreä reikä $D < 0,25d$) ei tarvitse mitoittaa erikseen, mikäli ne on sijoitettu puristusalueen ulkopuolella. Paikallisen halkeilun rajoittamiseksi tulee reiän ympärille asentaa pielihaat. Lisäksi, jos kahden pienen reiän välinen etäisyys on pienempi kuin reikien korkeus, tulee tällaista tapausta käsitellä kuin suurta aukkoa. Pyöreät reiät ovat edullisempia, kuin pituudeltaan suuret suorakaidereiät. Suorakaidereiäiden reunat tulee pyöristää aina, kun mahdollista (Leskelä 2008, 383).

RIL 215 Teräsbetonirakenteet (1986, 377.) julkaisun mukaan tukien kohdille ei saa tehdä reikiä, sillä ne ovat kaikista herkimmät paikat seinämäisen palkin puristusvyöhykkeissä. Leskelä (2008, 384.) mukaan suuria reikiä ei tule sijoittaa suuren leikkausvoiman alueille, eikä siten että ne rikkovat puristusvyöhykkeen. Seinämäisen palkin kantokykyä heikentävät eniten aukot, jotka sijaitsevat jatkuvien tukien kohdilla.

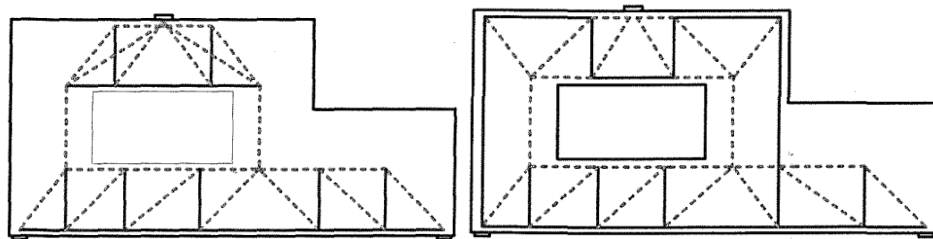
Ristikkomenetelmän etuna on, että sillä voidaan laskea kaikki rakenteen epäjatkuvuusalueet. Epäjatkuvuusalueita käsitellään kappaleessa 5 Ristikkomalli. Jos seinämäisessä palkissa on reikä, tulee sen ympärille muodostaa rasiusten suuntia mukaileva ristikkomalli. Veto- ja puristussauvoihin pätevät samat ohjeet, kuin aiemmin on esitetty.

Kuvassa 25 on esitetty tapaus, jossa päistään tuettua aukollista seinämäistä palkkia kuormittaa 450 kN pistekuorma. Mitoittaessa rakennetta aukon ympärille on luotu ristikkomalli. Ristikkomallin sauvavoimat on ratkaistu kuormitusten mukaan. Vasemmanpuoleinen kuva on rakenteen sisään muodostetusta ristikkomallista ja oikealla on sijoitettu raudotteet ristikkomallin mukaisiin kohtiin.



Kuva 25. Ristikkomalliesimerkki, kun seinämäisessä palkissa reikä keskellä alareunassa ja kuormitus epäkeskeisenä pistekuormana. (Mahmoud 2007, 30.)

Reiällisiä seinämäisiä palkkeja mitoittaessa ristikkomenetelmällä tulee tiedostaa, että eri mallit voivat antaa hyvinkin erilaiset vastaukset. Yhtä oikeaa ristikkomallia ei ole rakenteelle. Kuvassa 26 on esitetty kaksi samantyyppistä aukollista seinämäistä palkkia. Niiden sisään on suunniteltu kaksi erilaista ristikkomallia, jotka antavat eri tulokset. Suunnittelijalla tulee olla kokemusta menetelmän käytöstä aukollisia seinämäisiä palkkeja mitoittaessa. Eri määrä ja eri kulmissa olevat diagonaalit muuttavat puristuspariteille kohdistuvia rasituksia ja johtavat myös eri rauditusmääriin.



Kuva 26. Samassa rakenteessa käytettävät erilaiset ristikkomallit. (Zechmann 2002, Liite C2 ja C3.)

Ristikkomenetelmää voidaan hyödyntää etenkin uudisrakennesuunnittelussa. Korjausrakennuskohteissa ristikkomenetelmää ei voida aina soveltaa, sillä ei voida varmuudella aina sanoa, missä raudotteet rakenteessa sijaitsevat. Lisäksi rakenteen kunnon arviointi tärkeää. Korjausrakentamisessa uudet aukot voidaan tukea esimerkiksi teräspalkein. Kokonaisten seinämäisten palkkien poisto voi olla mahdollista teräspalkkien avulla.

7 LASKENTAPOHJA

Opinnäytetyön teoriaosan pohjalta tehtiin myös Vahanen Suunnittelupalvelut Oy:n käyttöön työkalu tasaisesti kuormitetun yksiaukkoisen seinämäisen palkin mitoittamiseen. Mitoituspohjan tarkoituksena on yleisesti lisätä rakennesuunnittelun tehokkuutta. Se nopeuttaa rakennesuunnittelijan työtä mitoittaessa seinämäistä palkkia.

Mitoituspohjan etuna on, että rakennesuunnittelijan ei tarvitse joka kerta perehtyä seinämäisten palkkien teoriaan ja etsiä mitoituksessa käytettäviä kaavoja. Mitoituspohjassa käydään läpi seinämäisen palkin mitoitus loogisessa järjestyksessä. Kohdat joihin pitää antaa arvot näkyvät keltaisina. Myös mitoitusehtoien tulokset näkyvät, jotta suunnittelija voi vaihtaa lähtöarvoja, mikäli mitoitus ehdot eivät täyty.

7.1 Laskenta mitoituspohjalla

Mitoituspohjalla laskenta alkaa tilanteessa, jossa suunnittelijalla on tiedossa seinämäisen palkin rakennusmateriaalien tiedot sekä rakenteen mitat ja rasitusluokat. Lisäksi tasaisen kuorman suuruus tulee olla laskettuna. Mitoituspohja on jaettu kuuteen osaan:

- Materiaalit ja osavarmuuskertoimet
- Rakenteen mitat
- Sauvavoimat
- Solmukohtien mitoitus
- Verkkoraudoite
- Pääterästen ankkurointi

Laskentapohjaan on merkitty keltaisella värillä kohdat, joihin rakennesuunnittelijan tulee antaa tietoa rakenteesta. Kun näihin kohtiin on annettu lähtötiedot, suorittaa laskentapohja laskentaa itsenäisesti.

Mitoituspohjaan syötetään otsikon Materiaalit ja osavarmuuskertoimet alle pyydyt betonin sekä raudoituksen ominaislujuudet ja osavarmuuskertoimet. Annettujen arvojen perusteella mitoituspohja laskee materiaaliominaisuuksien mitoituslujuudet. Alaotsikon Kuormitukset alle syötetään rakenteen jatkuvan kuorman suuruus.

Rakenteen mitat kohtaan syötetään seinämäisen palkin mitat sekä alemman rakenteen tukien leveydet. Syötettyjen mittojen avulla laskentapohja ratkaisee palkin sisäisen vakiomallisen ristikon mitat. Laskentapohja valitsee rakenteen suhteen L/h mukaisen oikean kaavan sisäisen momenttivarren laskentaan kappaleen 5.6 mukaisesti (kaavat 32; 33 ja 34). Momenttivarren ja ristikon a-mitan avulla laskentapohja ratkaisee puristus- ja veto-osuuden kulman θ (kts. Kuva 7a).

Laskentapohja muuttaa tasaisen kuorman kahdeksi pistekuormaksi, jotka sijaitsevat rakenteen pituuden neljänneksen etäisyydellä reunoista (kts. Kuva 6). Pistekuormien avulla ratkaistaan ristikkomallin sauvavoimat. Veto-osuuden sauvavoiman perusteella rakennesuunnittelija valitsee alapintaan sopivan raudoitemäärän.

Solmukohtien mitoituksessa laskentapohja valitsee syötettyjen mittojen ja tietojen perusteella alapinnan vetosauvan korkeuden kappaleen 5.4.2 mukaisilla ohjeilla (kaavat 19; 20 ja 21). Laskentapohja ratkaisee tämän jälkeen tukipaineen ja puristussauvan jännitykset kappaleen 5.4.2 mukaisin ohjein (kaavat 23 ja 24) ja asettaa saadut jännitykset mitoitusehtoihin.

Verkkoraudoite otsikon alla laskentapohja ratkaisee puristussauvan poikittaisen vetovoiman ja siihen tarvittavan vaakaraidoitteen (kts. 5.2 Vetosauvat). Lisäksi laskentapohja ratkaisee seinämäisiä palkkeja koskevan palkin molempiin pintoihin asetettavan minimiraidoitteen määrän. Rakennesuunnittelijan tehtäväksi jää valita arvoista suurempi.

Pääterästen ankkurointi kohdassa laskentapohja vertaa tankojen ankkurointikapasiteettiä ankkuroitavaan vetovoimaan kappaleen 5.7 mukaisesti. Rakennesuunnittelijan tulee syöttää raudoitetankojen lukumäärä sekä tankopaksuus. Lisäksi mitoituspohjaan syötetään tartuntaolosuhteisiin vaikuttavat kertoimet. Jos ankkurointikapasiteetti ei ole riittävä suorilla tangoilla, voidaan raudoitteeseen lisätä hakoja.

8 JOHTOPÄÄTÖKSET

Ristikkomallien käyttäminen teräsbetonirakenteiden suunnittelussa on yksinkertaisemmissa rakenteissa hyvin käyttäjäystävällistä suunnittelijalle. Monimutkaisissa rakenteissa, joissa on aukkoja ja esimerkiksi vaakavoimia, joudutaan usein turvautumaan tietokoneella suoritettavaan FEM-laskentaan. Ristikkomenetelmällä voidaan myös seinämäisten palkkien lisäksi mitoittaa muun muassa konsolit, kehien nurkat ja erilaisten aukkojen ympärystät.

Kokenut suunnittelija pystyy laskemaan ristikkomenetelmällä rakenteiden jännityksiä melko vaivattomasti ja luotettavasti. Suunnittelijan tulee kuitenkin tiedostaa ristikkomallien avulla laskennan puutteet. Samaan rakenteeseen voi kaksi eri suunnittelijaa suunnitella erilaiset ristikkomallit, jotka voivat antaa hyvinkin erilaiset tulokset.

Ristikkomenetelmä toimii myös hyvänä tarkastusmenetelmänä FEM-laskennalle. Ristikkomallien avulla voidaan jännitysten suuruusluokat tarkastaa useissa yksinkertaisissa tapauksissa melko helposti.

Laskentapohjien käyttö rakennesuunnittelussa tehostaa suunnittelua huomattavasti säästäen aikaa muille tehtäville. Harvat rakennesuunnittelijat työskentelevät seinämäisten palkkien parissa päivittäin. Seinämäistä palkkia suunnitellessa, joutuu suunnittelija aina uudelleen perehtymään aiheeseen ilman laskentapohjan apua. Laskentapohjaa apuna käyttäen suunnittelija näkee mitoituksen kulun sekä saa automaattisesti laskennan tulokset näkyviin syöttäessään laskentapohjaan tarvittavat arvot.

Laskentapohjien tekeminen on aikaa vievää työtä ja tekovaiheessa pelkkä kuluerä yritykselle. Laskentapohjien tekoon investointi on pitkällä aikavälillä yritykselle kannattavaa. Laskentapohjien hyödyt tulevat esiin rakennesuunnitteluvaiheessa, jolloin suunnittelijan aikaa säästyy.

LÄHTEET

Birrcher, D.B. (2009). *Design of reinforced concrete deep beam for strength and serviceability*. Master of Science. The University of Texas at Austin. Haettu 13.9.2018 osoitteesta:

ctr.utexas.edu/wp-content/uploads/pubs/0_5253_1.pdf

CEB/FIB MODEL CODE 1990 (1999.) Fib Bulletin 3 – Structural Concrete.

Haettu 10.10.2018 osoitteesta:

https://www.pci.org/PCI_Docs/Members.../Fib%20Bulletin/fib_Bull3_NMG%20OCR.pdf

Hirsi, H. (2015). *Rakenteiden mekaniikka VI*. mycourses.aalto. Aalto yliopisto. Haettu 22.10.2018 osoitteesta: <https://mycourses.aalto.fi/.../0/ARK%20mek%2015%20VI.pdf?>

Leskelä M.V. (2008). *Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus by 210*. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.

Mahmoud, K. (2016). *Behaviour of continuously supported self-compacting concrete deep beams*. Master of Science of engineering??. University of Bradford. Haettu 13.9.2018 osoitteesta:

<https://core.ac.uk/download/pdf/153515788.pdf>

Mahmoud, N.M. (2007). *Design and numerical analysis of reinforced concrete deep beam*. Master of Science of engineering. Delft University of Technology. Haettu 10.10.2018 osoitteesta:

homepage.tudelft.nl/p3r3s/MSc_projects/reportMahmoud.pdf

RT RakMK-21755 (2016). *Rakenteiden kuormat*. Helsinki: Rakennustieto Oy. Haettu 20.10.2018 Vahanan Suunnittelupalvelut Oy lisenssillä

RIL 201-1-2017. *Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat*. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörin Liitto RIL ry.

RIL 215 1986. *Teräsbetonirakenteet*. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörin Liitto RIL ry.

Schlaich, J., Schäfer, K.& Jennewein, M. (1987). *Toward a consistent design of structural concrete*. PCI journal

SFS-EN 1990+A1+C1 (2006). *Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet*. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto.

SFS-EN 1992-1-1 (2015). Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto.

Sharp. G.R., (1977). *Reinforced concrete deep beams with web openings*. Bachelor of Science. University of Nottingham. Haettu 10.9.2018 osoitteesta:
eprints.nottingham.ac.uk/12362/1/472248.pdf

Sudarshan D. & Patil S. (2013). Analysis and Design of R.C Deep Beams Using Code Provisions of Different Countries and Their Comparison. *International Journal of Engineering and Advanced Technology (IJEAT)*. 166-169. Haettu 24.10.2018 osoitteesta: https://www.researchgate.net/profile/Sudarshan_Kore/publication/292149280_Analysis_and_Design_of_RC_Deep_Beams_Using_Code_Provisions_of_Different_Countries_and_Their_Comparison/links/56aaf6108ae8f3865666867%2FAnalysis-and-Design-of-RC-Deep-Beams-Using-Code-Provisions-of-Different-Countries-and-Their-Comparison.pdf

Suomen betoniyhdistys. (2004). *Betonitekniikan oppikirja by 201*. Viides uudistettu painos, lisäpainos. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.

Suomen betoniyhdistys. (2012). *Betoninormit BY50*. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.

Suomen betoniyhdistys. (2013). *Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 by 211*. Helsinki: By – Koulutus Oy.

Zechmann R. & Matamoros A. (2002). *Use of Strut-and-Tie models to calculate the strength of deep beams with openings*. University of Kansas. Haettu 31.10.2018 osoitteesta: <https://kuscholarworks.ku.edu/bitstream/1808/20425/1/SM%2069.pdf>