

Toni Turja

# **L-mallisten katsomoelementtien mitoitus Eurokoodien mukaan**

Opinnäytetyö

Syksy 2019

SeAMK Tekniikka

Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma



SEINÄJOEN AMMATTIKORKEAKOULU  
SEINÄJOKI UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

SEINÄJOEN AMMATTIKORKEAKOULU

## Opinnäytetyön tiivistelmä

Koulutusyksikkö: Tekniikka

Tutkinto-ohjelma: Rakennustekniikka

Suuntautumisvaihtoehto: Talonrakennustekniikka

Tekijä: Toni Turja

Työn nimi: L-mallisten katsomoelementtien mitoitus Eurokoodien mukaan

Ohjaaja: Martti Perälä

Vuosi: 2019

Sivumäärä: 141

Liitteiden lukumäärä: 6

---

Opinnäytetyössä mitoitetaan katsomoelementti kaikille siihen kohdistuville rasisuureille Eurokoodien mukaan. Opinnäytetyö käsittelee elementtisuunnittelussa tarkasteltavia rasisuureita sekä mitoitusyhtälöitä.

Työssä käydään läpi yksiaukkoisen L-mallisen katsomoelementin rasisuureiden muodostumista asennettuna ja kuljetuksen aikana. Murtorajatilassa käydään läpi taivutus-, leikkaus- ja vääntömitoituksen perusyhtälöt sekä leikkaus- ja vääntörasituksen yhteisvaikutustilannetta. Käyttöraajatilassa käydään läpi halkeilu- ja taipuma-mitoituksen yhtälöt. Työssä käydään myös nostotavan valintaan vaikuttavien kuormien perusteita sekä materiaalien ominaisuuksia.

Työssä muokattiin olemassa olevista Excel-pohjista nopeakäyttöinen ja kohteeseen soveltuva laskentapohja. Laskelmien perusteella toteutettiin valmiit tuotantopiirustukset betonielementtitehtaalle.

Avainsanat: taivutus, leikkaus, vääntö, halkeilu, ankkurointi

SEINÄJOKI UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

## **Thesis abstract**

Faculty: School of Technology

Degree programme: Construction Engineering

Specialisation: Building Construction

Author: Toni Turja

Title of thesis: L-shaped concrete precast design according to Eurocodes

Supervisor: Martti Perälä

Year: 2019                      Number of pages: 141    Number of appendices: 6

---

The thesis dealt with the subject of designing an L-shaped auditorium precast element. The thesis studied material properties, loads and basic equations of dimensioning.

In the ultimate limit state, bending, shearing, and torsion design basic equations were studied. In the serviceability limit state, the basic equations of cracking and deflection design were researched. Loads and the lifting of precast element were also dealt with.

Existing Excel-sheets were edited to get fast and easy-to-use calculation sheets. Production drawings were made based on calculations.

Keywords: bending, shear, torsion, cracking, anchoring

## SISÄLTÖ

Opinnäytetyön tiivistelmä.....	2
Thesis abstract.....	3
SISÄLTÖ.....	4
Kuva-, kuvio- ja taulukkoluettelo.....	6
Käytetyt termit ja lyhenteet.....	9
1 JOHDANTO.....	10
2 BETONIN OMINAISUUDET.....	11
2.1 Rasitusluokat.....	11
2.2 Raudituksen betonipeite.....	17
2.2.1 Rasitusluokan, ympäristöolosuhteiden ja tartunnan vaatimukset betonipeitteelle.....	17
2.2.2 Palomitoituksen asettamat vaatimukset betonipeitteelle ja betoniosien paksuudelle.....	20
2.3 Betonin lujuudet ja mitoitusarvot.....	24
2.3.1 Betonin materiaaliosavarmuusluku.....	24
2.3.2 Betonin lujuuden kehitys.....	25
2.3.3 Betonin puristuslujuus.....	26
2.3.4 Laskelmien mitoitusarvot betonille.....	26
2.4 Viruma.....	28
2.5 Kutistuma.....	31
2.5.1 Kuivumiskutistuma.....	32
2.5.2 Sisäinen kutistuma.....	34
3 BETONITERÄSTEN LUJUUDET JA MITOITUSARVOT.....	35
3.1 Betoniteräksen ominaisuudet.....	35
3.2 Vaatimukset betoniterästen välille.....	36
3.3 Betoniterästen mitoitusarvot.....	36
3.3.1 Betoniterästen materiaaliosavarmuusluku.....	36
3.3.2 Mitoitusarvot.....	37
4 KUORMAT.....	38
4.1 Omapaino.....	38

4.2	Hyötykuorma .....	38
4.3	Kuormakertoimet .....	40
4.4	Kuormien yhdistely .....	41
4.4.1	Murtorajatila .....	42
4.4.2	Käyttörajatila .....	42
5	NOSTOTAVAN VALINTA .....	44
5.1	Nostoelimien kuormat .....	44
5.2	Kuorman epätasainen jakaantuminen .....	45
5.3	Haara ja nostokulman vaikutus .....	48
5.4	Nostoelimien valinta .....	49
6	RASITUSSUUREET .....	50
6.1	Elementin rasitussuureet asennettuna .....	54
6.1.1	Taivutusmomentti ja leikkausvoima .....	55
6.1.2	Vääntö.....	55
6.2	Elementin rasitussuureet nostossa .....	58
7	KATSOMOELEMENTIN MITOITUKSEN PERUSTEET .....	62
7.1	Murtorajatila .....	64
7.1.1	Taivutus .....	64
7.1.2	Leikkaus.....	69
7.1.1	Vääntö.....	74
7.1.2	Väännön ja leikkauksen yhteisvaikutus.....	78
7.1.3	Ankkurointimitoitus .....	80
7.2	Käyttörajatila .....	83
7.2.1	Halkeilu .....	83
7.2.2	Taipuma .....	87
7.3	Laatan ja palkin liitoksen mitoitus.....	90
8	YHTEENVETO.....	92
	LÄHTEET .....	93
	LIITTEET .....	94

## Kuva-, kuvio- ja taulukkoluetelo

Kuvio 1. Happamien sulfaattimaiden tyypilliset esiintymisalueet.....	16
Kuvio 2. Betonipeitteen nimellisarvo ja vähimmäisarvo. ....	17
Kuvio 3. Keskiöetäisyys a eri poikkileikkauksissa. ....	20
Kuvio 4. Vähimmäisraudoitusta edellyttävät laatatostot. ....	24
Kuvio 5. Esimerkki hyötykuorman liikkuvuudesta.....	39
Kuvio 6. Painopisteen laskennan merkinnät. ....	46
Kuvio 7. Nostoelimien kuormat. ....	47
Kuvio 8. Nelipistenosto. ....	47
Kuvio 9. Nosto- ja haarakulman merkintä. ....	48
Kuvio 10. Rakennemallit tasaisella kuormalla.....	50
Kuvio 11. Rakennemallit pistekuormilla. ....	51
Kuvio 12. Rasitussuureiden vertailu.....	52
Kuvio 13. Palkin vapaakappalekuva 1. ....	52
Kuvio 14. Palkin vapaakappalekuva 2. ....	53
Kuvio 15. Q- ja M-kuviot.....	54
Kuvio 16. Vääntörasituksen esiintyminen palkeissa.....	56
Kuvio 17. Suorakaidepalkin vääntöjännitykset ja väännön aiheuttamat muodonmuutokset. ....	56
Kuvio 18. Tasapainottava vääntö.....	57
Kuvio 19. Pistemäinen ja tasan jakaantunut vääntömomentti vakio vääntöjäykkyydellä.....	58

Kuvio 20 Noston rasisuureet. ....	59
Kuvio 21. Palkin poikkileikkauksen mittojen merkinnät. ....	63
Kuvio 22. Palkin venymät ja jännitykset. ....	65
Kuvio 23. Suorakaidepalkin pään leikkausmuodonmuutos ja jännitys. ....	70
Kuvio 24. Leikkaushalkeamien kulku ja leikkausmurtotavat. ....	70
Kuvio 25. Pystyhakojen puristussauvan kestävyden laskenta. ....	71
Kuvio 26. Vääntöpoikkileikkaus. ....	74
Kuvio 27. Vääntöhakoina käytettävät umpihaat. ....	76
Kuvio 28. Väännön ristikkomalli. ....	76
Kuvio 29. Toteutuva ankkurointipituus $L_b$ . ....	81
Taulukko 1. Ympäristöolosuhteisiin liittyvät rasisluokat standardin 206-1 mukaisesti. ....	12
Taulukko 2. Luonnon maaperän ja pohjaveden aiheuttaman kemiallisen rasisuksen rasisluokkien raja-arvot. ....	15
Taulukko 3. Esimerkki useamman rasisuksen yhteisvaikutus tilanteesta. ....	15
Taulukko 4. Betonipeitteen vähimmäisarvon vaatimukset tartunnan osalta. ....	18
Taulukko 5. Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus kansallisen liitteen mukaan. ....	19
Taulukko 6. Vapaasti tuettujen teräsbetoni- ja jännebetonipalkkien vähimmäismitat ja keskiöetäisyyksien vähimmäisarvot. ....	21
Taulukko 7. Jatkuvien teräsbetoni- tai jännebetonipalkkien vähimmäismitat ja keskiöetäisyyksien vähimmäisarvot. ....	22
Taulukko 8. Suurennettu palkin leveys ja uuman paksuus. ....	23

Taulukko 9. Toteutusluokan valinta.....	24
Taulukko 10. Kevytkiviainesbetonin mitoitustiheydet standardin EN 2016-1 mukaan.....	28
Taulukko 11. Virumaluvun määrittäminen normaaleissa ympäristöolosuhteissa olevalle betonille. ....	31
Taulukko 12. $K_h$ -kertoimen arvoja muunnetun paksuuden mukaan.....	33
Taulukko 13. Käyttöluokat.....	40
Taulukko 14. Käyttöluokkien mukaiset hyötykuormat. ....	40
Taulukko 15. Seuraamusluokkien määrittely. ....	41
Taulukko 16. Kuormakertoimen $K_{FI}$ määrittäminen luotettavuusluokan mukaan.....	41
Taulukko 17. Yhdistelykertoimet käyttöluokkien mukaan.....	43
Taulukko 18. Dynaamiset kertoimet eri nostotilanteissa. ....	45
Taulukko 19. JENKA-nostoankkureiden suurimmat sallitut työkuormat.....	49
Taulukko 20. Taulukko 20. Lyhyiden JENKA-nostoankkureiden suurimmat sallitut työkuormat. ....	49
Taulukko 21. Kertoimien $\lambda$ ja $\eta$ arvot.....	63
Taulukko 22. Tasapainoraidoituksen mukaiset $\beta_{bd}$ ja $\mu_{bd}$ . ....	67
Taulukko 23. $\alpha$ - kertoimien arvot.....	83
Taulukko 24. Halkeamaleveyden suositusarvot.....	84
Taulukko 25. Taipumakertoimen K arvot. ....	90
Taulukko 26. Pää- ja jakoraidoituksen tankovälisäännöt. ....	91



## Käytetyt termit ja lyhenteet

<b>Rasitusluokka</b>	Ympäristöolosuhteiden määräämä luokka, joka vaikuttaa betonin säilyvyyteen.
<b>Viruma</b>	Kuormitetussa betonissa tapahtuva muodonmuutos.
<b>Kutistuma</b>	Betonin kuivumisesta ja tilavuuden pienenemisestä johtuva muodonmuutos.
<b>Yhdistelykerroin</b>	Käyttöluokkien mukaan määräytyvä kerroin, jolla pienennetään rajatilamitoituksessa kuorman suuruutta.
<b>Mitoitusarvo</b>	Mitoituksessa käytettäviä arvoja, joita on tapauksesta riippuen pienennetty eri osavarmuskertoimilla.
<b>Nostoelin</b>	Elementin siirrossa tarvittava kiinnityspiste nostoa varten.
<b>Murtorajatila</b>	Mitoitustila, missä huomioidaan ihmisen turvallisuus ja omaisuus säilyttäen rakenteen kantokyky ja turvallisuus koko ajan.
<b>Käyttörajatila</b>	Mitoitustila, missä muodostuu ihmisen mukavuuteen ja rakenteen ulkonäköön vaikuttavia ilmiöitä, kuten halkeilua ja taipumia, joista ei kuitenkaan ole vaaraa välittömälle turvallisuudelle.

# 1 JOHDANTO

Työhön ryhdyttiin, kun suunnittelutoimisto sai elementtisuunnittelun kohteesta, johon kuului katsomoelementtien mitoitus ja tuotantopiirustuksien laatiminen. Tavoitteena oli mitoittaa Eurokoodien mukaan teräsbetoniset katsomoelementit. Mitoitus tehtiin muokkaamalla olemassa olevista Excel-pohjista kohteeseen soveltuvat ja nopeakäyttöiset pohjat. FEM-laskentaohjelmat olivat myös käytössä ja niillä tarkastettiin muutamia laskelmia. Mitoittamisen pohjalla oli rakennesuunnittelijan toimittama IFC-malli sekä dwg-tiedostot, joista pystyi ottamaan tarvittavia mittoja laskelmiin. Opinnäytetyön tarkoituksena on tehdä katsomoelementin mitoitus ja valmiit tuotantopiirustukset.

Opinnäytetyöhön sisältyy vain 1-aukkoisen katsomoelementin mitoittaminen paikallaan ja nostossa sekä lisäksi nostoelimien valintaan liittyviä asioita. Työssä käsitellään mitoittamisen taustalla olevaa materiaaliominaisuuksien ja rasitussuureiden teoriaa sekä varsinaista teräsbetonipoikkileikkauksen mitoittamista. Teoriaosuutta on rajattu ja kaikkia laskelmissa huomioitavia asioita ei tulla käymään läpi tässä työssä, vaan opinnäytetyössä pureudutaan mitoittamisen perusperiaatteisiin ja perustapauksiin. Opinnäytetyötä ei voi pitää suunnitteluohjeena, koska toimeksiantajan pyynnöstä kaikki laskelmat ja kohde pidetään salattuina. Tarkemmat laskelmat ovat kuitenkin salassa pidettyinä liitteinä.

## 2 BETONIN OMINAISUUDET

### 2.1 Rasitusluokat

Tässä luvussa käydään läpi betonin rasitusluokan valintaan vaikuttavia tekijöitä. Vaikka elementtisuunnittelussa usein onkin annettu vaadittavat lähtötiedot, on kuitenkin syytä tarkistaa niiden paikkaansa pitävyys.

Rakenteen on säilytettävä käyttökelpoisuutensa koko suunnitellun käyttöiän ajan. Suojauksen tasossa on huomioitava rakennuksen käyttötarkoitus, rasitukset ja kunnossapito-ohjelma. Betoniraudoituksen peitettä valittaessa on huomioitava myös erinäisten kuormien aiheuttamat vaatimukset, ympäristöolosuhteet sekä seuraamusvaikutusten mahdollinen merkitys. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 47.)

Ympäristöolosuhteet ovat kemiallisia tai fysikaalisia olosuhteita, jotka rasittavat rakennetta mekaanisten kuormien lisäksi (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 47).

Taulukossa 1 on esitetty Eurocode 2:ssa oleva standardiin EN 206-1 perustuva rasitusluokkien valintataulukko. Taulukon avulla voidaan ympäristön kuvauksen perusteella rakenteen rasitusluokkaa. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 48.)

Taulukko 1. Ympäristöolosuhteisiin liittyvät rasitusluokat standardin 206-1 mukaisesti. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 48.)

Luokan merkintä	Ympäristön kuvaus	Opastavia esimerkkejä paikoista, joissa rasitusluokkia voi esiintyä
<b>1 Ei korroosion tai rasituksen riskiä</b>		
X0	Raudoittamaton tai metalliosia sisältämätön betoni: Kaikkiin ympäristöihin lukuun ottamatta niitä, joissa esiintyy jäädytys-sulatus- tai kulutusrasitusta tai kemiallista rasitusta Raudoitettu tai metallia sisältävä betoni: hyvin kuiva	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on hyvin alhainen
<b>2 Karbonatisoitumisen vaikutuksista aiheutuva korrosio</b>		
XC1	Kuiva tai pysyvästi märkä	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on alhainen Pysyvästi vedenalainen betoni
XC2	Märkä, harvoin kuiva	Betonipinnat, jotka ovat pitkään kosketuksissa veden kanssa Usein perustukset
XC3	Kohtalaisen kostea	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on kohtalainen tai suuri Ulkona oleva sateelta suojattu betoni
XC4	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Betonipinnat, jotka ovat kosketuksissa veden kanssa, mutta eivät kuulu rasitusluokkaan XC2
<b>3 Muun kuin meriveden kloridien aiheuttama korrosio</b>		
XD1	Kohtalaisen kostea	Betonipinnat, jotka ovat alttiina ilman sisältämille klorideille
XD2	Märkä, harvoin kuiva	Uima-altaat Betoni on alttiina kloridipitoisille teollisuusvesille
XD3	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Sillan osat, jotka ovat alttiina kloridipitoisille roiskeille Jalkakäytävät Paikoitustalojen laatat
<b>4 Meriveden kloridien aiheuttama korrosio</b>		
XS1	Kosketuksissa ilman kuljettaman suolan kanssa, mutta ei suorassa kosketuksissa meriveteen	Lähellä rannikkoa tai rannikolla olevat rakenteet
XS2	Pysyvästi veden alla	Merirakenteiden osat
XS3	Vuoroveden ja roiskeen vyöhykkeellä	Merirakenteiden osat
<b>5 Jäädytys-sulatusrasitus jäänsulatusaineilla tai ilman niitä</b>		
XF1	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit pystysuorat betonipinnat
XF2	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet	Tierakenteiden pystysuorat betonipinnat, jotka ovat alttiina jäätymiselle ja ilman kuljettamille jäänsulatusaineille
XF3	Suuri vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit vaakasuorat betonipinnat
XF4	Suuri vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet tai merivesi	Jäänsulatusaineille alttiit teiden ja siltöjen kannet Suoralle jäänsulatusaineroiskeelle ja jäätymiselle alttiit betonipinnat Roiskevyöhykkeellä olevat jäätymiselle alttiit merirakenteet
<b>6 Kemiallinen rasitus</b>		
XA1	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen vähän aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA2	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen kohtalaisen aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA3	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen hyvin aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi

**X0: Ei korroosion tai rasituksen riskiä.**

Luokkaan X0 kuuluu rakenteet, joihin ympäristöolosuhteet eivät pääse vaikuttamaan. Rakenteita esiintyy yleisimmin hyvin kuivissa olosuhteissa sisätiloissa, joissa pakkasrasitukset eivät pääse vaikuttamaan. Rakenteet voivat olla raudoittamattomia tai raudoitettuja. Betonille asetetaan kuitenkin minimilujuusluokaksi C12/15. Vesimenttisuhteelle ei ole erinäisiä vaatimuksia ja käyttöikäksi voi valita 50, 100 tai 200 vuotta. (Betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu 2016, 13.)

**XC: Karbonatisoitumisen vaikutuksista aiheutunut korrosio.**

Sähkökemiallinen ilmiö aiheuttaa raudoitukseen korroosiota, kun raudan yhdisteet pyrkivät palautumaan niissä luonnossa esiintyviksi yhdisteiksi. Betoni antaa fysikaalisen suojan teräksille. Kemiallinen suojavaikutus riippuu betonipeitteen paksuudesta, betonissa luontaisesti esiintyvistä emäksisyydestä ja teräksen kyvystä muodostaa pinnalleen oksidikalvon. Jos betonin pH-arvo laskee 9:n alapuolelle, kemiallinen suojavaikutus katoaa ja teräksen korrosio voi alkaa, jos muut edellytykset ovat jo olemassa. (Betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu 2016, 13.)

Karbonatisoitumisen ehkäiseminen ja hidastaminen ovat betonirakenteiden käyttöiän pidentämisessä avainasemassa (Betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu 2016, 14).

**XD ja XS: Kloridien aiheuttama korrosio.**

Betonin emäksisyyden takia betoniteräksiset ovat hyvin suojassa korroosiolta. Mikäli kuitenkin esiintyy kloridien aiheuttamaa rasitusta, teräskorroosio voi alkaa, vaikka suojabetonikerros olisi aiemmissa olosuhteissa ollut vaatimusten mukainen. Halkeamaleveyttä pienentämällä ja valmistamalla mahdollisimman tiivistä betonia kloridien aiheuttamaa korroosiota voidaan rajoittaa. XD-luokassa kloridit kulkeutuvat ilmavirran mukana tai sitten esimerkiksi jäänsulatusaineista, kun taas XS-luokan rasitukset ovat meriveteen liittyviä. Lisäksi on huomioitava, että lievissä kloridirasituksissa käyttämällä ruostumatonta terästä B600KX luokissa XD1 ja XS1 todennäköisesti pidennetään käyttöikää, vaikka sitä ei ole laskennallisesti osoitettu. Luokissa XS ja XD B600KX-raudoitusta ei tule käyttää, koska teräsjännityksen alaisena se saattaa ruostua pistemäisesti. (Betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu 2016, 18.)

**XF: Jäädytys ja sulatusrasitus.**

Betonin pakkasenkestävyys perustuu huokosrakenteeseen, mikä jakautuu geeli-, kapillaari- ja suojahuokosiin. Geelihuokosten tilavuus on pieni ja vaikka ne usein sisältävät vettä, ne ovat kuitenkin pakkasenkestävyyden kannalta ongelmattomia, koska pienen tilavuuden ansiosta ne eivät jäädy. Kapillaarihuokosissa vastaavasti vesi jäätyy lämpötilan mennessä 0 °C:n alle. Hyvää pakkasenkestävyyttä tavoiteltaessa tulee käyttää mahdollisimman pientä vesi-sementtisuhdetta, jotta kapillaarihuokoisuus jäisi mahdollisimman pieneksi. Pakkasenkestävyyden parantamiseen paras tapa on kuitenkin betonin huokostaminen lisäaineita käyttämällä. Lisäaineilla saadaan huokosten koko 0,01-0,5 mm:iin, jolloin huokokset eivät täyty vedellä kapillaarisen imun vaikutuksesta. Veden jäätyessä se pääsee laajenemaan riittävän isoon huokoseen ja ei aiheuta betonille ylimääräisiä sisäisiä rasituksia. (Betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu 2016, 20-21.)

**XA: Kemiallinen rasitus.**

Kemiallinen rasitus voi aiheuttaa seuraavia reaktioita betonissa: rasitukset voivat liuottaa sementin hydrataatiotuotteita, heikentää niiden ominaisuuksia ionivaihdon kautta tai paisuttaa hydrataatiotuotteita. Rasitukset joka tapauksessa heikentävät rakennetta. (Betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu 2016, 23.)

Taulukossa 2 on lueteltu maaperässä esiintyvien kemiallisten rasitusten raja-arvoja. Lisäksi on huomioitava mahdollinen useamman rasituksen yhteisvaikutus, joka esitetään taulukossa 3. (Betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu 2016, 24.)

Taulukko 2. Luonnon maaperän ja pohjaveden aiheuttaman kemiallisen rasituksen rasisluokkien raja-arvot. (Betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu 2016, 26.)

Kemiallinen ominaisuus	Koemenetelmä	XA1	XA2	XA3
<b>Pohjavesi</b>				
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> mg/l	SFS-EN 196-2	≥ 200 ja ≤ 600	> 600 ja ≤ 3000	> 3000 ja ≤ 6000
pH	ISO 4316	≤ 6,5 ja ≥ 5,5	< 5,5 ja ≥ 4,5	< 4,5 ja ≥ 4,0
CO <sub>2</sub> mg/l aggressiivinen	SFS-EN 13577	≥ 15 ja ≤ 40	> 40 ja ≤ 100	> 100 kyllästymiseen asti
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> mg/l	ISO 7150-1	≥ 15 ja ≤ 30	> 30 ja ≤ 60	> 60 ja ≤ 100
Mg <sup>2+</sup> mg/l	EN ISO 7980	≥ 300 ja ≤ 1000	> 1000 ja ≤ 3000	> 3000 kyllästymiseen asti
<b>Maaperä</b>				
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> mg/kg <sup>la</sup> kokonaismäärä	SFS-EN 196-2 <sup>b)</sup>	≥ 2000 ja ≤ 3000 <sup>c)</sup>	> 3000 <sup>c)</sup> ja ≤ 12000	>12000 ja ≤ 24000
Happamuus Baumann Gullyn mukaisesti ml/kg	prEN 16502	> 200	Ei esiinny käytännössä	

<sup>a)</sup> Savimaat, joiden läpäisevyys on pienempi kuin 10<sup>-5</sup> m/s, voidaan luokitella alempaan luokkaan.

<sup>b)</sup> Testausmenetelmän periaate on uuttaa SO<sub>4</sub><sup>2-</sup> suolahapolla. Vaihtoehtoisesti voidaan käyttää vesiuuttoa, jos betonin käyttöpaikalla on siitä kokemusta.

<sup>c)</sup> Raja-arvo 3000 mg/kg lasketaan arvoon 2000 mg/kg, jos betonin toistuva kuivuminen ja kastuminen tai kapillaarinen kastuminen voivat aiheuttaa betoniin sulfaatti-ionien kasaantumisriskin.

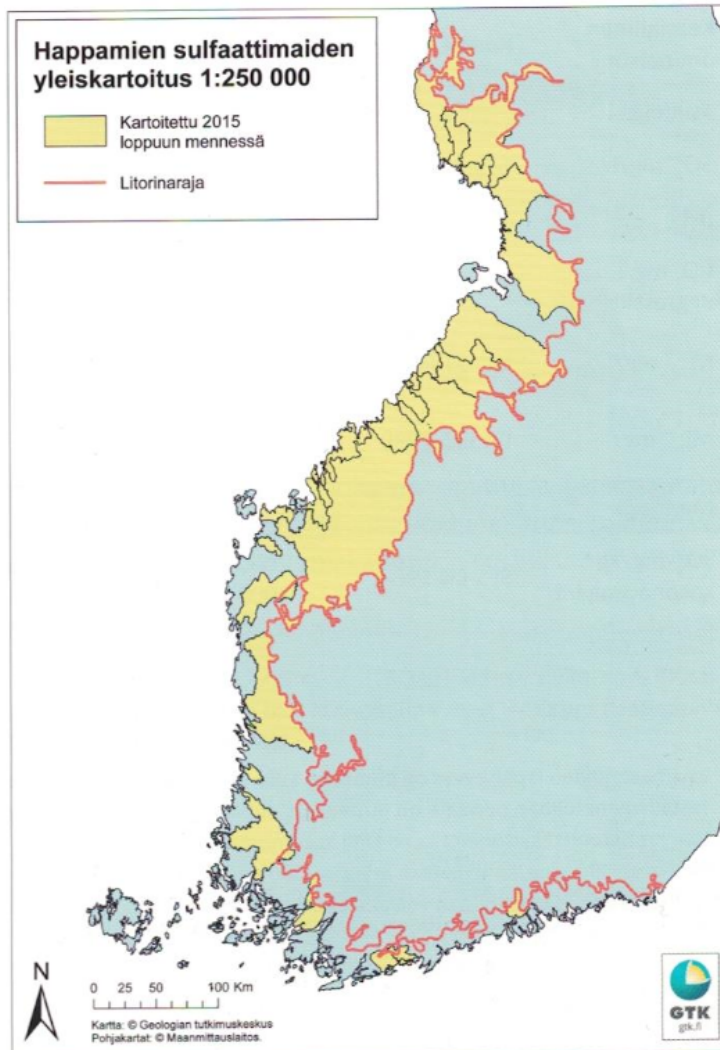
Taulukko 3. Esimerkki useamman rasituksen yhteisvaikutustilanteesta. (Betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu 2016, 26.)

Kemiallinen ominaisuus	XA1	XA2	XA3
<b>Pohjavesi</b>			
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> mg/l	≥ 200 ja ≤ 600	> 600 ja ≤ 3000	> 3000 ja ≤ 6000
pH	≤ 6,5 ja ≥ 5,5	< 5,5 ja ≥ 4,5	< 4,5 ja ≥ 4,0
CO <sub>2</sub> aggressiivinen mg/l	≥ 15 ja ≤ 40	> 40 ja ≤ 100	> 100 kyllästymispisteeseen asti
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> mg/l	≥ 15 ja ≤ 30	> 30 ja ≤ 60	> 60 ja ≤ 100
Mg <sup>2+</sup> mg/l	≥ 300 ja ≤ 1000	> 1000 ja ≤ 3000	> 3000 kyllästymispisteeseen asti
<b>Maaperä</b>			
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> mg/kg kokonaismäärä <sup>1)</sup>	≥ 2000 ja ≤ 3000 <sup>3)</sup>	> 3000 <sup>3)</sup> ja ≤ 12000	> 12000 ja ≤ 24000
Happamuus ml/kg	> 200 Baumann Gully	Ei esiinny käytännössä	

pH 6 - 8

NH<sub>4</sub><sup>+</sup> 15 - 25 mg/l

Geologian tutkimuskeskus (GTK) on kartoittanut happamien sulfaattimaiden esiintymisalueet, jotka on esitetty kuviossa 1. Yleisimmin happamia sulfaattimaita esiintyy Suomen rannikolla ja rasisluokkia määrittäessä on kuitenkin aina syytä tarkistaa pitoisuudet sekä tarvittaessa myös tutkia kohteen maaperä. (Betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu 2016, 25.)



Kuvio 1. Happamien sulfaattimaiden tyypilliset esiintymisalueet. (Betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu 2016, 25.)

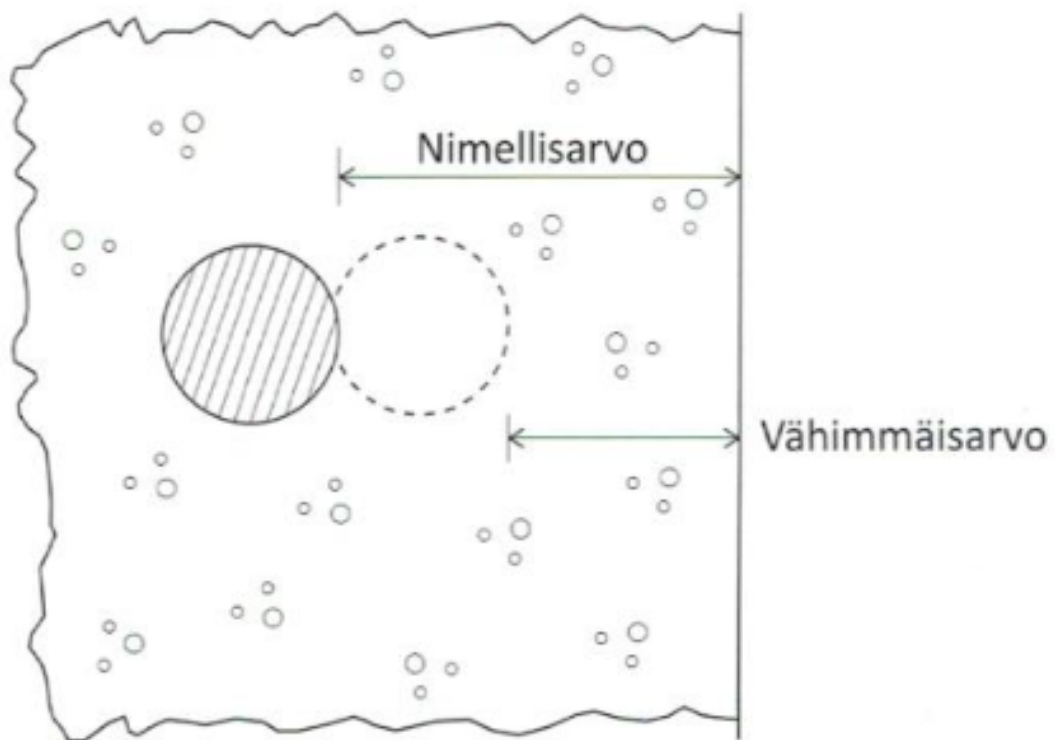
Erilaiset hapot liuottavat sementtiä ja mahdollisesti käytetty kalkkikivi liukenee myös happoihin. Hapot luokitellaan pH-arvon mukaan. Mitä alhaisempi pH on, sitä happamampaa ja aggressiivisempää se on betonille. (Betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu 2016, 23.)



## 2.2 Raudoituksen betonipeite

### 2.2.1 Rasitusluokan, ympäristöolosuhteiden ja tartunnan vaatimukset betonipeitteelle

Betonipeite on betonin pinnan ja sitä lähinnä olevan raudoituksen pinnan välinen etäisyys, kuten kuviossa 2 on esitetty. Betonipeitteen nimellisarvolle käytetään merkintää  $c_{nom}$  ja sen tulee ilmetä tuotantopiirustuksista. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 49.)



Kuvio 2. Betonipeitteen nimellisarvo ja vähimmäisarvo. (Betonin valinta ja käyttösuunnittelu 2016, 34.)

Betonipeitteen nimellisarvo saadaan kaavalla

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (1)$$

missä

$c_{min}$  on betonipeitteen vähimmäisarvo

$\Delta C_{dev}$  on huomioitava mittapoikkeama

Betonipeitteen vähimmäisarvo saadaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 49)

$$C_{min} = \max[C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,y} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 10 \text{ mm}] \quad (2)$$

missä

$C_{min,b}$  on tartuntavaatimuksesta johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo

$C_{min,dur}$  on ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo

$\Delta C_{dur,y}$  on lisävarmuustermi

$\Delta C_{dur,st}$  on betonipeitteen vähimmäisarvon pienennys ruostumattoman teräksen käytön takia

$\Delta C_{dur,add}$  on betonipeitteen vähimmäisarvon pienennys lisäsuojauksen takia

Tartuntavaatimuksesta johtuva betonipeitteen vähimmäisarvon  $c_{min,b}$  vaatimukset saadaan taulukosta 4 ja se lasketaan kaavalla (Betonirakenteiden suunnittelun opikirja 2013 osa 1/by 211, 74)

$$C_{min,b} = \max [\varnothing_{päätanko} - \varnothing_{haka}; \varnothing_{haka}] \quad (3)$$

Taulukko 4. Betonipeitteen vähimmäisarvon vaatimukset tartunnalle. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 50.)

Tartuntavaatimus	
Tankojen niputus	Betonipeitteen vähimmäisarvo $c_{min,b}$ <sup>*)</sup>
Erilliset tangot	Tangon halkaisija
Niput	Ekvivalentti halkaisija ( $\varnothing_n$ ) (ks. kohtaa 8.9.1)
*) Jos kiviaineksen suurin nimelliskoko on yli 32 mm, betonipeitteen vähimmäisarvoa $c_{min,b}$ suurennetaan 5 mm.	

Käyttöiän ollessa 50 tai 100 vuotta ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo  $C_{min,dur}$  saadaan taulukosta 5.

Taulukko 5. Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus kansallisen liitteen mukaan. (Suomen rakentamismääräyskokoelma, 17.)

Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus $c_{min,dur}$ (mm) eri ympäristöolosuhteissa							
Kriteeri	Rasitusluokka standardin SFS-EN 1992-1-1 taulukon 4.1 mukaan						
	X0	XC1	XC2	XC3, XC4	XD1, XS1	XD2, XS2	XD3, XS3
Betoniteräs	10	10	20	25	30	35	40
Jänneteräs	10	20	30	35	40	45	50
100 vuoden suunniteltu käyttöikä	+0	+0	+5	+5	+5	+5	+5

**Huomautus 1.** Tartuntajänteille, joiden pitkäaikainen jännitys käyttörajatilassa on korkeintaan  $400 \text{ N/mm}^2$ , sovelletaan betoniteräkselle asetettuja vaatimuksia.

**Huomautus 2.** Betonipeitteen vähimmäisarvoa voidaan pienentää 5 mm, mikäli betonin lieeriölujuus on vähintään 10 MPa suurempi kuin säilyvyyden kannalta vaadittava vähimmäislieeriölujuus.

**Huomautus 3.** Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimukset koskevat myös jänneterästen ankureita ja valuun asennettavia metalliosia ellei niitä ole korroosiosuojattu rasitusluokkaa vastaavasti.

**Huomautus 4.** Betonin säilyvyyden tulee myös muilta osin täyttää 100 vuoden käyttöikävaatimus, mikäli rakenteen suunniteltu käyttöikä on 100 vuotta

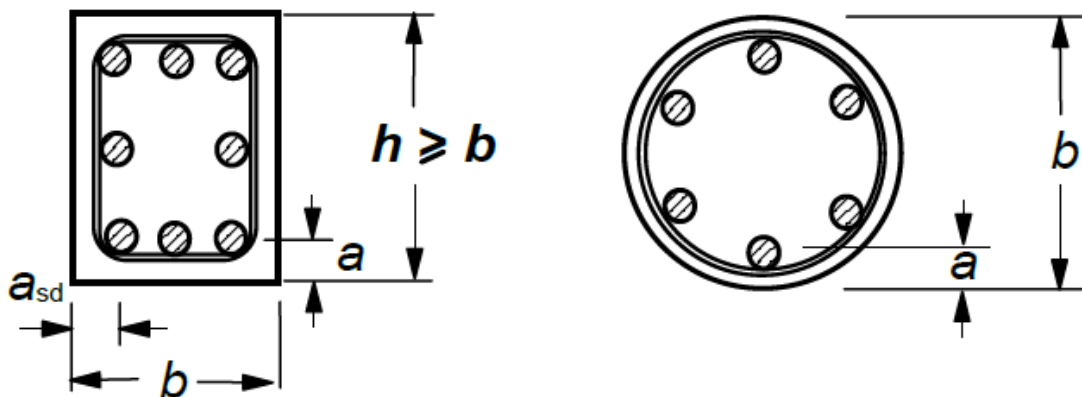
Lisävarmuustermin  $\Delta c_{dur,y}$  ja vähimmäisarvon pienennys termeille  $\Delta c_{dur,st}$  ja  $\Delta c_{dur,add}$  ei ole esitetty kansallisessa liitteessä arvoja, joten Eurokoodi 2:n mukaan arvona voidaan käyttää 0 mm:ä. Huomioitavan mittapoikkeaman  $\Delta c_{dev}$ , suositusarvona voidaan käyttää 10 mm:ä. Suositusarvoa voidaan pienentää 5 mm:iin, jos laadunhallintajärjestelmän taso sen sallii. (Suomen rakentamismääräyskokoelma, 17-18.) Mikäli betonin pinta on pesubetoninen tai muuten epätasainen, betonipeitteen vähimmäisarvoa on lisättävä vähintään 5 mm (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 52).

## 2.2.2 Palomitoituksen asettamat vaatimukset betonipeitteelle ja betoniosien paksuudelle

Palomitoitus asettaa vaatimuksia eri rakenneosille. Tässä osiossa käydään lyhyesti palkkien ja laattojen palomitoituksen vaikutuksia suojabetonipeitteeseen ja rakenteiden vähimmäismittoihin. Eurokoodissa on esitetty ehtoja monille eri rakennemalleille. Tässä esitetään vain palkkien ja laattojen vähimmäismittoja.

Palomitoituksessa rakenteille voidaan asettaa vaatimuksia kantavuuden (R), tiiviyyden (E) ja eristävyys suhteen (I). Eri vaatimuksista koostuvan kirjainyhdistelmän perään tulee palonkestävyysaika minuutteina, yhdellä seuraavista luvuista: 15, 30, 45, 60, 90, 120, 180 tai 240. (SFS-EN 1991-1-2 + AC, 8.)

Kuviossa 3 on esitetty palomitoitusta koskevien taulukoiden merkinnät.



Kuvio 3. Keskiöetäisyys  $a$  eri poikkileikkauksissa. (SFS-EN 1992-1-2 + AC, 37.)

Taulukossa 6 esitetään betonipalkille vaadittuja vähimmäismittoja keskiöetäisyyden  $a$  ja palkin leveyden  $b_{\min}$  arvoille, kun palkki on vapaasti tuettu.

Taulukko 6. Vapaasti tuettujen teräsbetoni- ja jännebetonipalkkien vähimmäismitat ja keskiöetäisyyksien vähimmäisarvot. (SFS-EN 1992-1-2 + AC, 46.)

Standardipalon-kestävyys	Vähimmäismitat (mm)						
	Keskimääräisen keskiöetäisyyden $a$ ja palkin leveyden $b_{\min}$ mahdolliset yhdistelmät				Uuman paksuus $b_w$		
					Luokka WA	Luokka WB	Luokka WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{\min} = 80$ $a = 25$	120 20	160 15*	200 15*	80	80	80
R 60	$b_{\min} = 120$ $a = 40$	160 35	200 30	300 25	100	80	100
R 90	$b_{\min} = 150$ $a = 55$	200 45	300 40	400 35	110	100	100
R 120	$b_{\min} = 200$ $a = 65$	240 60	300 55	500 50	130	120	120
R 180	$b_{\min} = 240$ $a = 80$	300 70	400 65	600 60	150	150	140
R 240	$b_{\min} = 280$ $a = 90$	350 80	500 75	700 70	170	170	160
$a_{sd} = a + 10 \text{ mm}$				(ks. alla olevaa huomautusta)			
<p>Jännebetonipalkeissa otetaan huomioon keskiöetäisyyden suurentaminen kohdan 5.2. (5) mukaisesti.</p> <p><math>a_{sd}</math> on nurkkatankojen (tai -jänteen tai -langan) keskiöetäisyys palkin sivuilta, kun rauditus on yhdessä kerroksessa. Palkin leveyden <math>b_{\min}</math> ollessa sarakkeen 4 mukaista arvoa suurempi ei keskiöetäisyyttä <math>a_{sd}</math> tarvitse suurentaa.</p> <p>* Tavallisesti standardin EN 1992-1-1 edellyttämä raudituksen betonipeite on määräävä.</p>							

Taulukossa 7 on esitetty vastaavasti jatkuvien teräsbetoni- tai jännebetonipalkkien vähimmäismitat. Jatkuvalle I-palkille on lisäksi annettu ehtoja, joiden toteutuessa voidaan käyttää taulukon 8 arvoja. (SFS-EN 1991-1-2 + AC, 46-47.)

Taulukko 7. Jatkuvien teräsbetoni- tai jännebetonipalkkien vähimmäismitat ja keskiöetäisyyksien vähimmäisarvot. (SFS-EN 1992-1-2 + AC, 47.)

Standardi-palonkestävyys	Vähimmäismitat (mm)						
	Keskimääräisen keskiöetäisyyden $a$ ja palkin leveyden $b_{min}$ mahdolliset yhdistelmät				Uuman paksuus $b_w$		
					Luokka WA	Luokka WB	Luokka WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{min} = 80$ $a = 15^*$	160 12*			80	80	80
R 60	$b_{min} = 120$ $a = 25$	200 12*			100	80	100
R 90	$b_{min} = 150$ $a = 35$	250 25	450 35	500 30	110	100	100
R 120	$b_{min} = 200$ $a = 45$	300 35	550 50	600 40	130	120	120
R 180	$b_{min} = 240$ $a = 60$	400 50	650 60	700 50	150	150	140
R 240	$b_{min} = 280$ $a = 75$	500 60			170	170	160
$a_{sd} = a + 10 \text{ mm}$ (ks. alla olevaa huomautusta)							
<p>Jännebetonipalkkien osalta otetaan huomioon keskiöetäisyyden suurentaminen kohdan 5.2. (5) mukaisesti.</p> <p><math>a_{sd}</math> on nurkkatankojen (tai -jänteen tai -langan) keskiöetäisyys palkin sivuilta, kun rauditus on yhdessä kerroksessa. Uuman paksuuden <math>b_{min}</math> ollessa sarakkeen 3 mukaista arvoa suurempi ei keskiöetäisyyttä <math>a_{sd}</math> tarvitse suurentaa.</p> <p>* Tavallisesti standardin EN 1992-1-1 edellyttämä raudituksen betonipeite on määräävä.</p>							

Taulukko 8. Suurennettu palkin leveys ja uuman paksuus. (SFS-EN 1992-1-2 + AC, 48.)

Standardipalonestävyys	Palkin vähimmäisleveys $b_{\min}$ (mm) ja uuman vähimmäispaksuus $b_w$ (mm)
1	2
R 120	220
R 180	380
R 240	480

Palkin ollessa useampiauukoinen on olemassa seuraava ehto (SFS-EN 1992-1-2 + AC, 50.)

$$A_s \geq 0,005 A_c \quad (4)$$

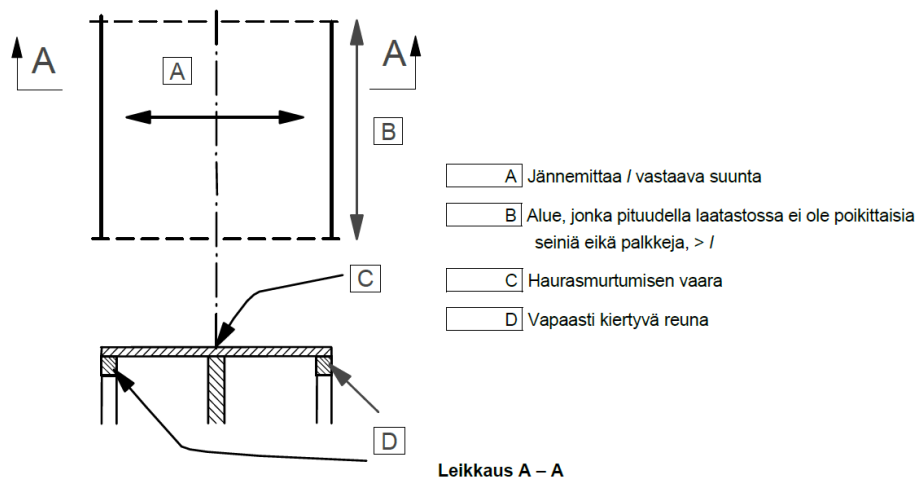
missä

$A_c$  on betonin poikkileikkausala.

Vähimmäisraudoitusehdon (4), on toteuduttava, jos seuraavat ehdot täyttyvät:

- Käytetään kylmämuovattua raudoitusta.
- Kaksiauukoiset jatkuvat laatat pääsevät vapaasti kiertymään reunatuilla.
- Kuormien vaikutukset eivät pääse jakautumaan uudelleen jännemittaa nähden kotisuorassa suunnassa, kuten esim. poikittaisille seinille tai muille jänteen suuntaisille tuille, joita ei ole otettu huomioon suunnittelussa. (SFS-EN 1992-1-2 + AC, 50.)

Kuviossa 4 on havainnollistettu edellä esitettyjä tapauksia.



Kuvio 4. Vähimmäisraudoitusta edellyttävät laatastot. (SFS-EN 1992-1-2 + AC, 50.)

## 2.3 Betonin lujuudet ja mitoitusarvot

### 2.3.1 Betonin materiaaliosavarmuusluku

Betonirakenteita mitoittaessa betonin materiaalilujuutta heikennetään materiaaliosavarmuusluvulla, jolle voidaan käyttää pienennettyjä arvoja taulukon 9 ehtojen mukaan. Pienennettyjen arvojen käyttäminen kuitenkin tiukentaa toleranssiluokkaa. Taulukossa esiintyvien seuraamusluokkien määräytyminen käsitellään myöhemässä luvussa 4.3. Toteutusluokat jaetaan kolmeen siten, että luokka 1 on alhaisin ja luokka 3 on vaativin. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 24.)

Taulukko 9. Toteutusluokan valinta. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 25.)

Seuraamusluokka	Toleranssiluokka	Materiaaliosavarmuus	Toteutusluokka	Betoni-luokat
CC1	1	perus	1	≤ C20/25
	1	perus	2	≤ C50/60
	1	perus	3	≤ C90/105
CC2	2	pienennetty	3	≤ C90/105
	1	perus	2	≤ C50/60
	1	perus	3	≤ C90/105
CC3	2	pienennetty	3	≤ C90/105
	1	perus	3	≤ C90/105
	2	pienennetty	3	≤ C90/105



Betonin materiaaliosavarmuusluvut ovat seuraavat:

- materiaaliosavarmuusluvun  $\gamma_c$ , perusarvo on 1,5
- pienennetty materiaaliosavarmuusluku  $\gamma_c$ , on 1,35. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 24.)

### 2.3.2 Betonin lujuuden kehitys

Betoni saavuttaa täyden lujuutensa 28 vuorokauden iässä säilytettynä standardiolosuhteissa (20 C). Elementtejä valmistaessa betonin lujuuden kehitystä on tarkasteltava, ja on varmistuttava siitä, että betonin lujuus on kehittynyt riittävälle tasolle ennen muottien purkua ja betonielementin nostoa. Elementtitehdas vastaa siitä, että piirustuksiin merkitty lujuudet on saavutettu. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 39.)

Puristuslujuuden kehitystä voidaan likimääräisesti laskea seuraavalla kaavalla (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 39)

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (5)$$

missä

$f_{cm}(t)$  on puristuslujuuden keskiarvo ajanhetkellä  $t$ .

$\beta_{cc}(t)$  lasketaan kaavasta

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[ 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right] \right\} \quad (6)$$

missä sementtityypistä riippuva kerroin on

$s = 0,2$  (nopeasti kovettuvalle sementille R)

$s = 0,26$  (normaalisti kovettuvalle sementille N)

$s = 0,38$  (hitaasti kovettuvalle sementille S).

Vetolujuuden kehitystä voidaan laskea likimääräisesti kaavasta

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} f_{ctm} \quad (7)$$

missä

$$\alpha = 1,0 \text{ kun } t \leq 28 \text{ d}$$

$$\alpha = 2/3 \text{ kun } t > 28 \text{ d.}$$

Kaavoissa esiintyvä parametri (t) on 20 C:n lämpöt ilassa oleva betonin ikä. Arvoa kuitenkin korjataan Eurokoodissa esiintyvällä kaavalla

$$t_T = \sum_i^n e^{-\left[\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13,64\right]} \Delta t_i \quad (8)$$

Suomessa on myös ollut käytössä Sadgroven kaava betonin iän korjaamiseen, mikä antaa matalilla lämpötiloilla turvallisempia tuloksia. Sadgroven kaavalla iän korjaus saadaan yhtälöstä (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 40)

$$t_{20} = \sum_i^n \left( \frac{T(\Delta t_i) + 16^{\circ}C}{36^{\circ}C} \right)^2 \Delta t_i \quad (9)$$

### 2.3.3 Betonin puristuslujuus

Betonin paras ominaisuus on sen äärimmäinen puristusrasituksen kesto. Betonin puristuslujuusluokat ovat väliltä C12/15 – C90/105 (SFS-EN 1992-1-1+ A1 + AC, 30). Tavanomaisimmat lujuudet ovat välillä C20/25 – C50/60, porrastaen viiden yksikön välein. Ensimmäinen numero tarkoittaa lieriölujuutta  $f_{ck}$  ja toinen kuutiölujuutta  $f_{ck,cube}$ . Eurokoodi pohjaisessa mitoituksessa käytetään lieriölujuutta, joka merkitään kaavoissa  $f_{ck}$ :lla, minkä yksikkönä käytetään MN/m<sup>2</sup>, MPa tai N/mm<sup>2</sup>. (Betonitekniikan oppikirja 2018/by201, 85.)

### 2.3.4 Laskelmien mitoitusarvot betonille

Tässä luvussa käydään läpi rakenteiden mitoituksessa tarvittavia betonin puristuslujuuksia, vetolujuuksia ja betonin kimmokertoimia.

Betonin puristuslujuuden keskiarvo saadaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 30)

$$f_{cm} = f_{ck} + 8(\text{MPa}) \quad (10)$$

Puristuslujuuden mitoitusarvo saadaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 35)

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (11)$$

missä:

$\gamma_c$  on betonin materiaaliosavarmuusluku

$\alpha_{cc}$  on puristuslujuuskerroin (suomessa 0,85)

Betonin lujuuden ollessa alle 50 MPa keskimääräinen vetolujuus lasketaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 30)

$$f_{ctm} = 0,30 \text{MPa} \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (12)$$

ja arvon ollessa yli 50 MPa, käytetään kaavaa (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 30)

$$f_{ctm} = 2,12 \text{MPa} \ln \left( 1 + \frac{f_{cm}}{10 \text{MPa}} \right) \quad (13)$$

Vetolujuuden ominisarvo lasketaan 5 %:n fraktiililla kaavalla (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 38)

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm} \quad (14)$$

ja 95 %:n fraktiililla kaavalla

$$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm} \quad (15)$$

5 %:n fraktiililla lasketusta arvosta on usein jätetty alaindeksi pois, kun 95 %:n arvossa se on aina esitettävä. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 38.)

Betonin vetolujuuden mitoitusarvo lasketaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 35)

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (16)$$

missä

$\gamma_c$  on betonin materiaaliosavarmuusluku

$\alpha_{ct}$  betonin vetolujuuskerroin (Suomessa 1.0).

Kimmokertoimen keskiarvo, Eurokoodissa betonin sekanttmoduuli lasketaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 30)

$$E_{cm} = 22GPa \left( \frac{f_{cm}}{10 Mpa} \right)^{0,3} \quad (17)$$

Mikäli kiviaines ei ole kvartsipohjaista, kimmokertoimen keskiarvoa on korjattava kertoimella, joka saadaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 182)

$$\eta_1 = 0,40 + 0,06\rho/2200 \quad (18)$$

missä

$\rho$  on taulukon 10 mukainen uunikuivatiheyden yläraja.

Taulukko 10. Kevytkiviainesbetonin mitoitustiheydet standardin EN 2016-1 mukaan. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 182.)

Tiheysluokka		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Tiheys (kg/m <sup>3</sup> )		801–1000	1001–1200	1201–1400	1401–1600	1601–1800	1801–2000
Tiheys (kg/m <sup>3</sup> )	Raudoittamaton betoni	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	Raudoitettu betoni	1150	1350	1550	1750	1950	2150

## 2.4 Viruma

Virumalla tarkoitetaan kuormitetussa betonissa tapahtuvaa muodonmuutosta. Taipumat voivat kasvaa moninkertaisiksi verrattuna kimmoiseen muodonmuutokseen. Viruman suuruuteen vaikuttaa moni tekijä, kuten betonin ikä, betonin lujuusluokka, ympäristön suhteellinen kosteus, rakenteen dimensiot, kuormituksen aiheuttamat jännitykset ja kuormituksen kesto. Viruma pitää huomioida niin suunnittelussa kuin

työmaallakin. Työmaalla se ilmenee juuri valettujen rakenteiden tukemisella muotien purun jälkeen, kun taas suunnittelussa sen vaikutukset otetaan huomioon laskelmissa. (Betonitekniikan oppikirja 2018/by201, 95-96.)

Virumaluku voidaan määrittää Eurokoodi 2:n liitteen B mukaisesti tai käyttämällä Eurokoodissa esitettyjä käyrästöjä, jotka on tehty sisäilman (RH 50 %) ja ulkoilman (RH 80 %) kosteusolosuhteita varten (SFS-EN 1992-1-1 +A1 + AC, 32-33). Eurokoodissa esitettyjen käyrästöjen käyttöä ennen on laskettava kuitenkin muunnettu paksuus, joka saadaan kaavalla (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 47)

$$h_0 = \frac{2A_c}{u_c} \quad (19)$$

missä

$A_c$  on betonin poikkileikkausala

$u_c$  on kuivumisen sallivan piirin pituus.

Kun arvo muunnetulle paksuudelle, betonin kuormitusaika  $t_0$  päivinä ja suhteellinen kosteus tiedetään, taulukosta 11 saadaan virumaluku seuraavasti:

1. Kuormitusaian  $t_0$  avulla piirretään vaakaviiva vasemmanpuoleiseen taulukkoon, joka yhdistetään sementin laatua vastaavaan käyrään. Piste, missä käyrä ja vaakaviiva leikkaavat, yhdistetään viivalla origoon.
2. Oikeanpuoleiseen taulukkoon piirretään pystyviiva muunnetun paksuuden arvon kohdalle, oikean lujuuden betonikäyrään asti, minkä jälkeen risteyksestä piirretään vaakaviiva 1. vaiheessa piirrettyyn viivaan. Suorien leikkauspisteen kohdalta piirretään viiva alas, josta luetaan virumaluku
3. Lopulliset viruman arvot ovat normaalisti välillä 1–3 ollen sisätiloissa suurempia matalan suhteellisen kosteuden takia. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 47.)

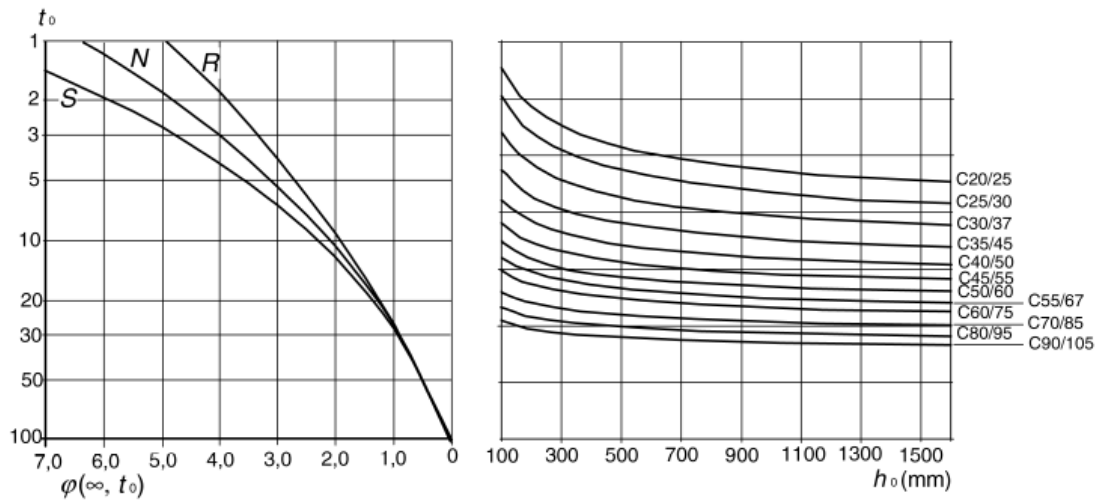
Aikavälillä tapahtuva viruma saadaan myös kaavalla (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 46)

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c} \varphi(t, t_0) \quad (20)$$

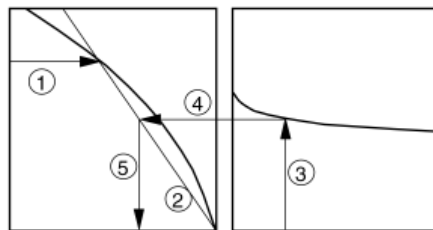
missä

$t_0$	on betonin ikä kuormitushetkellä
$t$	ajankohta, jolla viruma lasketaan
$\sigma_c(t_0)$	ajanhetkellä $t_0$ syntynyt betonin jännitys
$E_c$	tangenttikimmokertoimen arvo 28 vuorokauden iässä
$\varphi(t, t_0)$	virumaluku ajanhetkellä $t$ .

Taulukko 11. Virumaluvun määrittäminen normaaleissa ympäristöolosuhteissa olevalle betonille. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 32.)

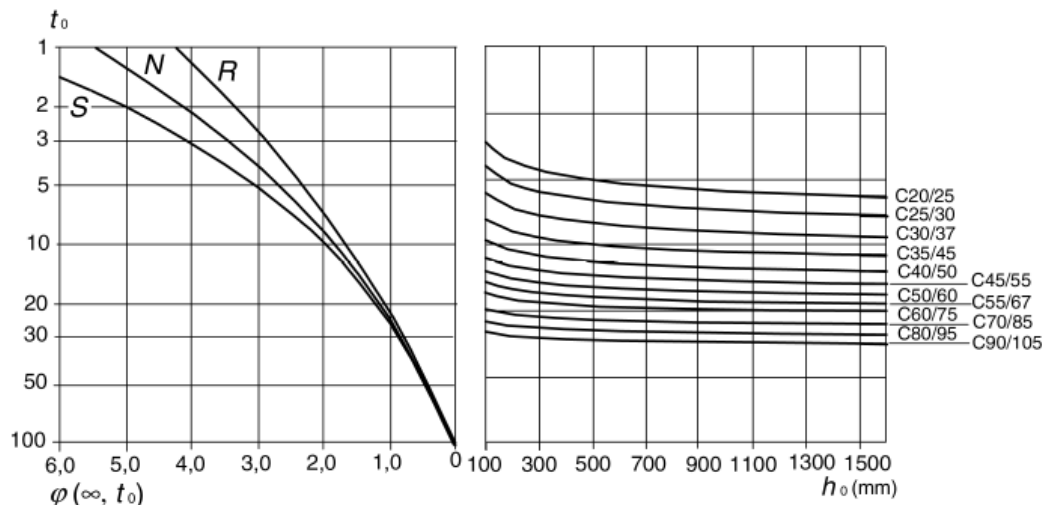


a) sisätilat – suhteellinen kosteus = 50 %



HUOM.

- Käyrien 4 ja 5 välinen leikkauspiste voi olla myös pisteen 1 yläpuolella.
- Kun  $t_0 > 100$ , saavutetaan riittävä tarkkuus, kun oletetaan  $t_0 = 100$  (ja käytetään tangenttiviivaa).



b) ulkotilat – suhteellinen kosteus = 80 %

## 2.5 Kutistuma

Betonin kutistumalla tarkoitetaan betonin muodonmuutosta, kun betoni kuivuu ja kovettuu. Betonin kutistuessa sen tilavuus pienenee. Kutistuma jaetaan kahteen osaan, kuivumiskutistumaksi ja sisäiseksi kutistumaksi. Kokonaiskuistuma laskeaan kaavalla (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 49)

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{sd} + \varepsilon_{ca} \quad (21)$$

missä

$\varepsilon_{cs}$  on kokonaiskutistuma

$\varepsilon_{sd}$  on kuivumiskutistuma

$\varepsilon_{ca}$  on sisäinen kutistuma.

### 2.5.1 Kuivumiskutistuma

Kuivumiskutistuma johtuu veden poistumisesta betonin huokoisista aiheuttaen kiinteiden osien tiivistymisen ja näin tilavuuden pienenemisen. Kuivumiskutistuman suuruuteen vaikuttaa vesisementtisuhde, rakenteen dimensiot ja ympäristön suhteellinen kosteus. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 49.)

Kuivumiskutistuman kehittyminen ajan mukaan saadaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 33)

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0} \quad (22)$$

missä

$k_h$  saadaan taulukosta 12.  $h_0$ :n avulla

$\varepsilon_{cd,0}$  saadaan kaavasta 23

$\beta_{ds}(t, t_s)$  saadaan kaavasta 24.

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[ (220 + 110 \times \alpha_{ds1}) * \exp\left(-\alpha_{ds1} \times \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \times 10^{-6} \times 1,55 \left[ 1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3 \right] \quad (23)$$

missä

$f_{cm}$  on keskimääräinen puristuslujuus (MPa)



$f_{cmo}$	on 10 MPa
$\alpha_{ds1}$	sementtityypistä riippuva kerroin:  3, kun sementti on tyyppiä S  4, kun sementti on tyyppiä N  6, kun sementti on tyyppiä R
$\alpha_{ds2}$	sementtityypistä riippuva kerroin:  0,13, kun sementti on tyyppiä S  0,12, kun sementti on tyyppiä N  0,11, kun sementti on tyyppiä R
RH	on ympäristön suhteellinen kosteus (%)
RH <sub>0</sub>	on 100 %.

Taulukko 12.  $k_h$  -kertoimen arvoja muunnetun paksuuden mukaan. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 33.)

$h_0$	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04\sqrt{h_0^3}} \quad (24)$$

missä

t	on betonin ikä tarkasteluhetkellä vuorokausina
$t_s$	on ikä vuorokausina muutoksen alettua
$h_0$	on muunnettu paksuus kaavalla (19).

## 2.5.2 Sisäinen kutistuma

Sisäisen kutistuman suuruuteen vaikuttaa sementin määrä betonissa: mitä suurempi määrä betonissa on sementtiä, sitä suurempi on sisäinen kutistuma. Sisäisen kutistuman aiheuttaa hydrataatiotuotteiden pienempi tilavuus verrattuna reaktioon osallistuvien tuotteiden tilavuuteen. Sisäisen kutistuman enimmäisarvot ovat alle 0,2 promillen. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 33.)

Sisäinen kutistuma voidaan laskea kaavalla (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 34)

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t)\varepsilon_{ca}(\infty) \quad (25)$$

missä

$\varepsilon_{ca}(\infty)$  saadaan kaavalla

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} \quad (26)$$

$\beta_{as}(t)$  saadaan kaavalla

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) \quad (27)$$

missä

t on vuorokausina.

### 3 BETONITERÄSTEN LUJUUDET JA MITOITUSARVOT

#### 3.1 Betoniteräksen ominaisuudet

Käytettävien betoniterästen myötölujuudet vaihtelevat 400-700 MPa:n välillä. Teräksiä valmistetaan kylmämuovaamalla ja kuumavalssaamalla. Kuumavalssatuilla teräksillä on hyvä hitsattavuus ja niitä valmistetaan tankopaksuuksina 6-40 mm, 6 ja 12 m:n salkoina. Kylmämuovausprosessilla tehdyn teräksen lujuus kasvaa ja venymäkyky pienenee, ja kylmämuovattuja teräksiä valmistetaan tankopaksuuksissa 5-12 mm. Valmistustavasta riippumatta betoniteräksen pintaan voidaan tehdä harjoja, jotka parantavat betoniteräksen tartuntaominaisuuksia. Betoniteräksille asetetaan vaatimuksia taivutettavuudelle, hitsattavuudelle ja väsymislujuudelle. Taivuttaessa terästä on huomioitava teräksen taivutussäde. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 50-51.)

Betoniteräksiä merkitään seuraavasti:

B500A

missä

B tarkoittaa, että kyseessä betoniteräs

500 myötölujuuden arvo

A sitkeysluokka (A, B tai C).

Perässä voi olla myös lisätunnus, jos tuote poikkeaa perustuotteesta (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 65-55).

Betoniteräksiä voidaan käyttää yksittäisinä tai nippuina, jotta saavutetaan mahdollisimman optimi teräsmäärä. Tankonipussa voi olla vetoteräksinä enintään kolmen teräksen nippuja ja pystysuuntaisissa puristustangoissa sekä limijatkoksissa enintään 4:n teräksen nippuja. Ekvivalentti halkaisija lasketaan kaavalla (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 142)

$$\varnothing_n = \varnothing \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \quad (28)$$

missä

$\varnothing$  on yksittäisen tangon halkaisija

$n_b$  on tankojen määrä

Laskennassa käytetään ekvivalenttihalkaisijaa määrittäessä betonipeitettä, tankoväliä tai ankkurointia (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 61).

### 3.2 Vaatimukset betoniterästen välille

Tartunnan asettamat vaatimukset raudoitusterästen keskinäiselle etäisyydelle lasketaan kaavalla

$$a_{min} = \max \begin{cases} \varnothing \text{ tai } \varnothing_n \\ d_g + 3 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{cases} \quad (29)$$

missä

$a_{min}$  on raudoitustankojen väli

$\varnothing \text{ tai } \varnothing_n$  teräksen halkaisija tai ekvivalenttihalkaisija

$d_g$  runkoaineen maksimiraekoko+ kansallisen liitteen määrittelemä 3 mm.

### 3.3 Betoniterästen mitoitusarvot

#### 3.3.1 Betoniterästen materiaaliosavarmuusluku

Aivan kuten luvussa 2.3.1 käytiin läpi betonin materiaaliosavarmuuslukujen arvojen määräytymistä, määräytyy ne samoin perustein myös betoniteräksissä.

Betoniterästen materiaaliosavarmuusluvut ovat seuraavat:

- materiaaliosavarmuusluvun  $\gamma_s$ , perusarvo on 1,15
- pienennetty materiaaliosavarmuusluku  $\gamma_s$ , on 1,10. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 25.)

### 3.3.2 Mitoitusarvot

Betoniterästen mitoituksessa käytetään kimmokertoimen arvona  $E_s = 200$  GPa. Betoniteräksen mitoitusarvo myötölujuudelle saadaan kaavalla (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 52)

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (30)$$

## 4 KUORMAT

Luvussa käsitellään vain omapainon ja hyötykuorman aiheuttamat kuormat sekä kuormayhdistelmät. Kuormien avulla muodostetaan jatkuva viivakuorma tai piste-kuorma staattisen mallin muodostamista varten. Liitteessä 1 on esitetty kohteen kuormien laskelmat.

### 4.1 Omapaino

Betonielementin omasta painosta muodostuva kuorma luokitellaan pysyväksi kiinteäksi kuormaksi, jolloin se vaikuttaa tasaisena viivakuormana. Teräsbetonirakenteiden omanpainon laskennassa voidaan käyttää tilavuuspainona  $25 \text{ kN/m}^3$ . Rakenteen omanpainon aiheuttama ominaiskuorma saadaan kaavalla

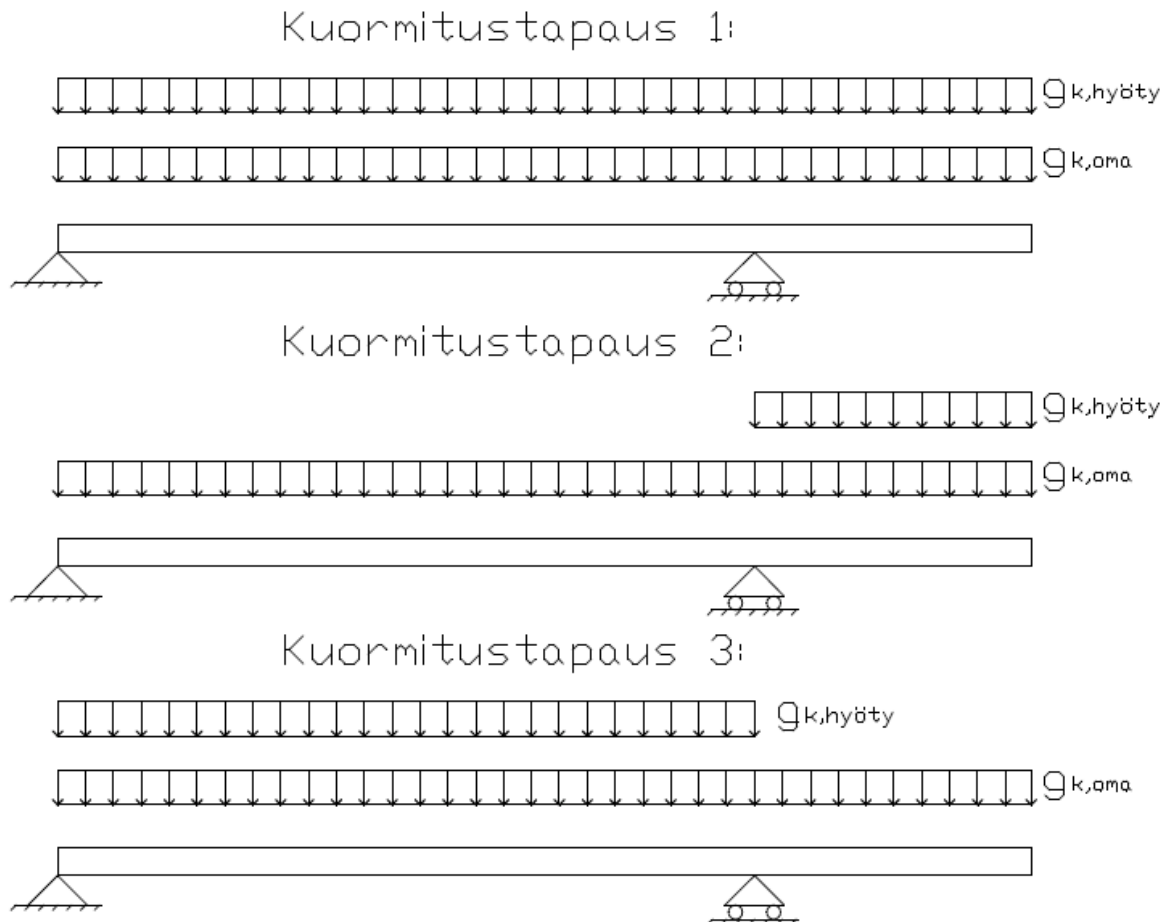
$$g_k = \Sigma A \times 25 \text{ kN/m}^3 \quad (31)$$

missä:

$\Sigma A$  kuormitusta kerryttävien poikkileikkausten pinta-alojen summa [ $\text{m}^2$ ].

### 4.2 Hyötykuorma

Hyötykuorma katsomoelementin päällä luokitellaan muuttuvaksi liikkuvaksi kuormaksi, jolloin rakennemallia muodostaessa on aina etsittävä hyötykuormalle pahin mahdollinen sijainti. Kaikki eri kuormitustapaukset pitää tutkia erikseen ja katsoa mitoitus sen mukaan, että kaikki eri kuormitustilanteet on huomioitu. Esimerkiksi jos palkissa on uloke, kuormat täytyy laskea kuviossa 5 esitetyillä kuormayhdistelmillä.



Kuvio 5. Esimerkki hyötykuorman liikkuvuudesta.

Hyötykuorman ominaisarvon suuruus riippuu käyttötarkoituksesta. Kyseisen käyttöluokan voi katsoa taulukosta 13. Kun käyttöluokka ja sen alaluokka on selvillä, voidaan katsoa taulukosta 14 hyötykuorman ominaisarvot. Pintakuorman  $q_k$  avulla tutkitaan kokonaisvaikutuksia ja pistekuorman  $Q_k$  avulla paikallisia vaikutuksia. Pintakuorma ja pistekuorma eivät vaikuta samanaikaisesti. Pistekuorman  $Q_k$  kuormitusalueena käytetään  $50 \times 50 \text{ mm}^2$  pinta-alaa, jos  $Q_k$ :n arvo on alle  $2,0 \text{ kN}$ , muissa tapauksissa  $100 \times 100 \text{ mm}^2$ . (SFS-EN 1991-1-1, 30-32.)

Pintakuorman ominaisarvon yksikkö saadaan muutettua viivakuormaksi kaavalla

$$q_k = q_k \times l \quad (32)$$

missä:

$l$  on kuormaa kerryttävä leveys metreinä.

Taulukko 13. Käyttöluokat. (SFS-EN1991-1-1, 30.)

Luokka	Käyttötarkoitus	Esimerkki
A	Asuin- ja majoitustilat	Asuinrakennusten huoneet, sairaaloiden potilas- ja toimenpidehuoneet, hotellien ja retkeilymajojen makuuhuoneet, keittiöt ja WC:t.
B	Toimistotilat	
C	Tilat, joihin ihmiset voivat kokoontua (poikkeuksena luokkiin A, B, ja D kuuluvat tilat) <sup>1)</sup>	<p><b>C1:</b> Tilat, joissa on pöytiä yms. esim. koulut, kahvilat, ravintolat, ruokasalit, lukusalit, vastaanottotilat.</p> <p><b>C2:</b> Tilat, joissa on kiinteät istuimet, esim. kirkot, teatterit, elokuvateatterit, konferenssisalit, luentosalit, kokoussalit, odotussalit, asemien odotustilat.</p> <p><b>C3:</b> Tilat, joissa ei ole liikkumista rajoittavia esteitä, esim. museo- ja näyttelytilat, julkisten rakennusten ja toimistorakennusten, hotellien ja sairaaloiden eteistilat, asemahallit.</p> <p><b>C4:</b> Liikuntatilat, esim. tanssisalit, voimistelusalit ja näyttämöt.</p> <p><b>C5:</b> Tilat, joihin voi syntyä tungosta esim. yleisötapahtumien rakennuksissa; tällaisia ovat konserttisalit, urheiluhallit mukaan luettuina katsomot, terassit ja eteistilat sekä rautatielaiturit.</p>
D	Myyvälätilat	<p><b>D1:</b> Tavallisten vähittäiskauppojen tilat.</p> <p><b>D2:</b> Tavaratalojen tilat.</p>
<p><sup>1)</sup> On syytä kiinnittää huomiota kohtaan 6.3.1.1(2), erityisesti luokkien C4 ja C5 osalta. Standardissa EN 1990 esitetään, milloin dynaamiset vaikutukset on tarpeen ottaa huomioon. Luokkaa E koskevat tiedot ovat taulukossa 6.3.</p> <p>HUOM. 1 Aiotusta käyttötarkoituksesta riippuen tilat, jotka todennäköisesti sijoitettaisiin luokkaan C2, C3 tai C4, voidaan tilaajan päätöksellä tai kansallisen liitteen perusteella sijoittaa luokkaan C5.</p> <p>HUOM. 2 Kansallisessa liitteessä luokat A, B, C1 ... C5, D1 ja D2 voidaan jakaa alaluokkiin.</p> <p>HUOM. 3 Varasto- ja teollisuustiloja tarkastellaan kohdassa 6.3.2.</p>		

Taulukko 14. Käyttöluokkien mukaiset hyötykuormat. (SFS-EN1991-1-1, 30.)

Kuormitettujen tilojen luokat	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Luokka A</b>		
— Välipohjat	1,5 ... <u>2,0</u>	<u>2,0</u> ... 3,0
— Portaat	<u>2,0</u> ... 4,0	<u>2,0</u> ... 4,0
— Parvekkeet	<u>2,5</u> ... 4,0	<u>2,0</u> ... 3,0
<b>Luokka B</b>	2,0 ... <u>3,0</u>	1,5 ... <u>4,5</u>
<b>Luokka C</b>		
— C1	2,0 ... <u>3,0</u>	3,0 ... <u>4,0</u>
— C2	3,0 ... <u>4,0</u>	2,5 ... 7,0 ( <u>4,0</u> )
— C3	3,0 ... <u>5,0</u>	<u>4,0</u> ... 7,0
— C4	4,5 ... <u>5,0</u>	3,5 ... <u>7,0</u>
— C5	<u>5,0</u> ... 7,5	3,5 ... <u>4,5</u>
<b>Luokka D</b>		
— D1	<u>4,0</u> ... 5,0	3,5 ... 7,0 ( <u>4,0</u> )
— D2	4,0 ... <u>5,0</u>	3,5 ... <u>7,0</u>

### 4.3 Kuormakertoimet

Kuormakertoimen arvot saadaan seuraamusluokkien CC1, CC2 ja CC3 avulla, jotka voidaan myös liittää luotettavuusluokkiin RC1, RC2 ja RC3 (SFS-EN1990, 94).



Seuraamusluokkia määrittäessä huomioidaan niin henkilövahinkojen mahdollisuus kuin taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen mahdollisuus. Taulukosta 15 katsotaan seuraamusluokka eri kuvauksien perusteella. (SFS-EN1990, 92.)

Taulukko 15. Seuraamusluokkien määrittely. (SFS-EN1990, 92.)

Seuraamusluokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä maa- ja vesirakennuskohteita koskevia esimerkkejä
CC3	<b>Suuret</b> seuraamukset hengenmenetysten <i>tai hyvin suurten</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Pääkatsomot; julkiset rakennukset, joissa vaurion seuraamukset ovat suuret (esim. konserttitalo)
CC2	<b>Keskisuuret</b> seuraamukset hengenmenetysten <i>tai merkittävien</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Asuin- ja liikerakennukset; julkiset rakennukset, joissa vaurion seuraamukset ovat keskisuuret (esim. toimistorakennus)
CC1	<b>Vähäiset</b> seuraamukset hengenmenetysten <i>tai pienten tai merkityksettömien</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Maa- ja metsätalousrakennukset, joissa ei yleensä oleskele ihmisiä (esim. varastorakennukset), kasvihuoneet

Kun seuraamusluokka on määritetty, katsotaan taulukosta 16 kuormakertoimen  $K_{F1}$  arvo.

Taulukko 16. Kuormakertoimen  $K_{F1}$  määrittely luotettavuusluokan mukaan. (SFS-EN1990, 94.)

Kuormakerroin $K_{F1}$	Luotettavuusluokka		
	RC1	RC2	RC3
$K_{F1}$	0,9	1,0	1,1

Katsomoelementtien hyötykuormaksi oli määrätty luokka C5, jonka arvona käytettiin  $6 \text{ kN/m}^2$ , lisäksi kohteen seuraamusluokka oli CC3, jolloin kuormakertoimen  $K_{fi}$  arvoksi tuli 1.1.

#### 4.4 Kuormien yhdistely

Kuormitukset jaetaan murtorajatilan kuormiin sekä käyttörajatilan kuormiin. Kuorma määritellään murtorajatilan kuormaksi, kun on kyse ihmisten turvallisuuteen tai rakenteiden varmuuteen liittyvistä rajatiloista. Jos kyseessä on ulkonäköön, ihmisten mukavuuteen tai normaalikäyttöön ja toimintaan liittyvät tapaukset, ne luokitellaan käyttörajatilan kuormiksi. (SFS-EN1990, 53-54.)

Kaikkia muuttuvia kuormia ei huomioida täysimääräisesti, vaan muuttuville kuormille käytetään pienennyskertoimia. Kohteessa oli kuitenkin vain yksi muuttuva kuorma,

jolloin kaavat pelkistyivät merkittävästi ja pienennyskertoimia ei tarvinnut huomioida. Kuormien mitoitusarvoa merkitään usein kirjainyhdistelmällä  $P_{ed}$ , missä eri kuormat on laskettu yhteen lopulliseksi mitoittavaksi kuormaksi.

#### 4.4.1 Murtorajatila

Betonirakenteilla on kaksi rajatilaa: staattisen tasapainon rajatila EQU, jonka mitoitusarvo lasketaan kaavalla

$$EQU = 1,1 K_{FI} g_k + 1,5 K_{FI} q_k \quad (33)$$

Kestävyysrajatila STR 1 lasketaan kaavalla

$$STR\ 1 = 1,15 K_{FI} g_k + 1,5 K_{FI} q_k \quad (34)$$

Lisäksi on tarkasteltava pelkän omapainon aiheuttamaa yhdistelmää, joka lasketaan kaavalla

$$STR\ 2 = 1,35 K_{FI} g_k \quad (35)$$

Kaavoista valitaan vaarallisimman vaikutuksen antava yhdistelmä. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 27.)

#### 4.4.2 Käyttörajatila

Käyttörajatilassa on kolme eri kuormitusyhdistelmää: ominaisyhdistelmä, tavallinen yhdistelmä ja pitkäaikainen yhdistelmä. Pysyville kuormille käytetään kaikissa tapauksissa osavarmuusluvun arvoa 1,0. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 30-31.)

Ominaisyhdistelmä saadaan kaavalla

$$P_{ed,1} = g_k + q_k \quad (36)$$

Tavallinen yhdistelmä lasketaan kaavalla

$$P_{ed,2} = g_k + q_k \Psi_1 \quad (37)$$

ja pitkäaikainen yhdistelmä kaavalla

$$P_{ed,3} = g_k + q_k \Psi_2 \quad (38)$$

missä

$\Psi_1$  ja  $\Psi_2$  ovat Eurokoodin mukaisia yhdistelykertoimia taulukosta 17, joiden arvoina voidaan käyttää myös pienemmän vaikutuksen antavia kansallisen liitteen mukaisia arvoja.

Taulukko 17. Yhdistelykertoimet käyttöluokkien mukaan. (SFS-EN 1990, 86.)

Kuorma	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (ks. EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,6
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30$ kN < ajoneuvon paino $\leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Rakennusten lumikuormat (ks. EN 1991-1-3) <sup>*)</sup>			
Suomi, Islanti, Norja, Ruotsi	0,70	0,50	0,20
Muut CENin jäsenmaat, kun sijaintikorkeus on $H > 1000$ m merenpinnan yläpuolella.	0,70	0,50	0,20
Muut CENin jäsenmaat, kun sijaintikorkeus on $H \leq 1000$ m merenpinnan yläpuolella.	0,50	0,20	0
Rakennusten tuulikuormat (ks. EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (ks. EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
HUOM. Kertoimien $\psi$ arvot voidaan määrittellä kansallisessa liitteessä.			
*) Mikäli maata ei ole mainittu, kyseiset paikalliset olosuhteet selvitetään erikseen.			

## 5 NOSTOTAVAN VALINTA

Nostoa suunniteltaessa on huomioitava elementin mitat, massa, kuljetuksen asettamat vaatimukset ja työturvallisuus. Yhteistyö betonielementtitoimittajan kanssa kannattaa, jotta suunniteltu nostotapa on myös toteuttamiskelpoinen ja kustannustehokas. Elementin nostotavan valintaan vaikuttaa usein myös esteettisyys, käyttö työmaalla ja jälkitöiden määrä. Ennen Eurokoodipohjaista mitoitusta mitoitettiin Betonirakenteiden ohjeen B4 mukaan, missä oli mainittu nelinkertaisesta kokonaisvarmuudesta. Eurokoodipohjainen mitoitus perustuu erinäisten osavarmuuskertoimien käyttöön betonissa ja kuormissa. (Betonielementtien nostolenkit ja -ankkurit 2010, 7-10.)

Liitteessä 2 on esitetty kohteen nostoelimien kuormien laskenta nostoankkureiden teknisen käyttöohjeen mukaan sekä lopullinen nostoelimien valinta. Liitteessä on myös elementin nostosta aiheutuvien rasituksien laskenta, jonka mukaan mitoitettiin noston vaatima raudoitusmäärä.

### 5.1 Nostoelimien kuormat

Nostoelimille kertyviin kuormiin vaikuttaa elementin oman kuorman jakaantuminen, haara- ja nostokulman vaikutus sekä mahdollinen betonin ja muottipinnan välinen imuvoima. Katsomoelementeissä imuvoimaa ei huomioitu, koska elementit valettiin ylösalaisin ja nosto toteutettiin tehtaalla kääntöpöydältä. Siirron ja nostamisen dynaamiset kuormat huomioitiin taulukon 18 kertoimilla.

Taulukko 18. Dynaamiset kertoimet eri nostotilanteissa. (Betonielementtien nostolenkit ja -ankkurit 2010, 10.)

Nostotilanne	$\Psi_{dyn}$
Torni- tai siltanosturi	1,2 *)
Autonosturi	1,4 *)
Liikkuva nosturi tasaisessa maastossa	2,0 - 2,5
Liikkuva nosturi epätasaisessa maastossa	3,0 – 4,0
*) Alemmatkin arvot voivat olla mahdollisia tehtaissa ja erityisjärjestelyin työmaalla	

## 5.2 Kuorman epätasainen jakaantuminen

Katsomoelementti muodostui palkkiosasta sekä kiinteästä laattaosasta, jolloin palkkia vastaan kohtisuorassa suunnassa voimat eivät jakaantuneet tasan. Nostoelimien kuormien selvittämiseksi on ensin selvitettävä elementin painopiste. Katsomoelementin painopisteen etäisyys saadaan laskettua origosta, vaaka- ja pystysuunnassa, kuvion 6 merkintätapaa käyttämällä kaavalla

$$x_0 = \frac{X_1 A_1 + X_2 A_2}{\Sigma A} \quad (39)$$

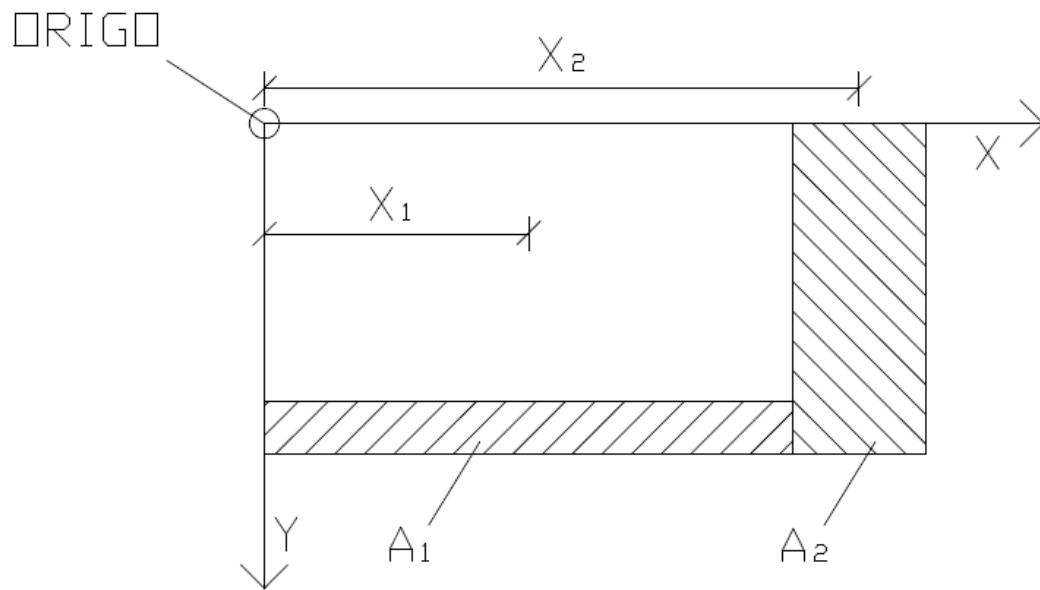
missä

$x_{1,2}$  on mitta origosta osan pintakeskiöön

$A_{1,2}$  on osan pinta-ala

$\Sigma A$  on pinta-alojen summa.

Ennen painopisteen laskemista on kuitenkin varmistuttava, että nostoelimien minireunaetäisyydet toteutuvat.



Kuvio 6. Painopisteen laskennan merkinnät.

Laattaosan nostoelimen kuorma saadaan kuvion 7 merkinnöillä kaavalla (Betonielementtien nostolenkit ja -ankkurit 2010, 12)

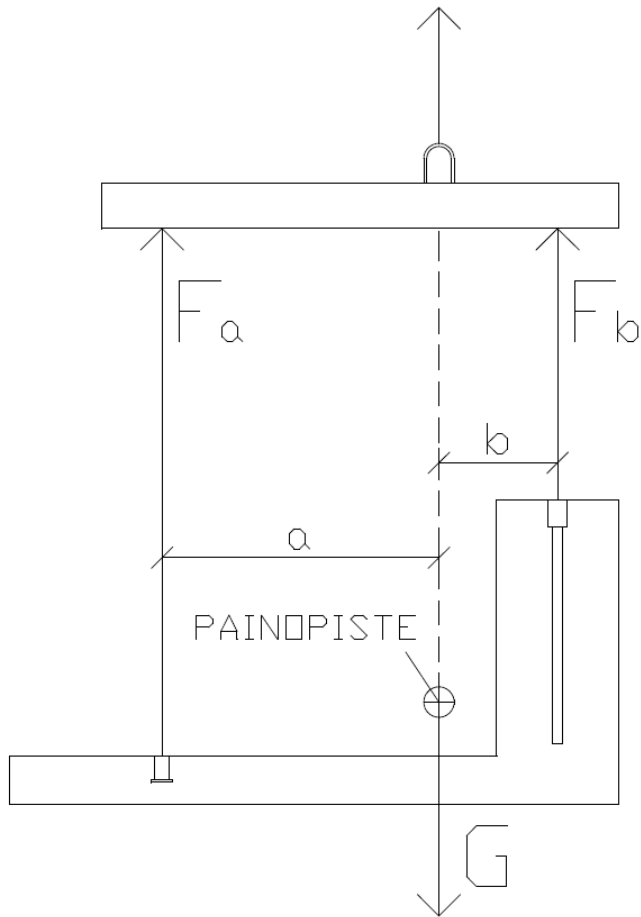
$$F_a = \frac{Gb}{a+b} \quad (40)$$

missä

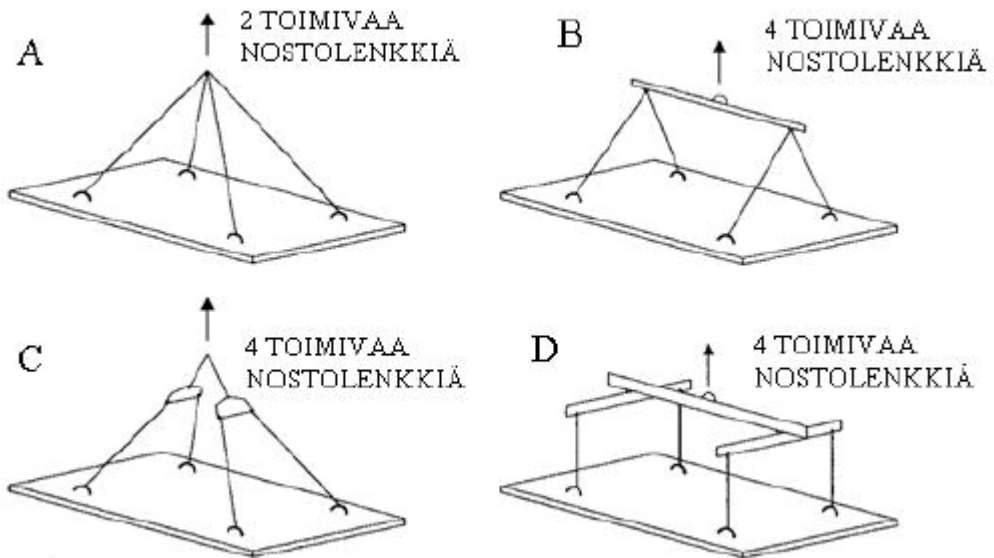
$G$  on elementin massa jaettuna pituussuunnassa kahdella, kun kyseessä nelipistenosto tasauspuomilla (kuvio 8, tapaukset B, C ja D).

Ja palkkiosan kuorma vastaavasti kaavalla (Betonielementtien nostolenkit ja -ankkurit 2010, 12)

$$F_b = \frac{Ga}{a+b} \quad (41)$$



Kuvio 7. Nostoelimien kuormat.



Kuvio 8. Nelipistenosto. (Betonielementtien nostolenkit ja -ankkurit 2010, 13.)

### 5.3 Haara ja nostokulman vaikutus

Elementtejä nostettaessa ilman tasauspalkkia siten, että nostoa ei tehdä nostoelimeen nähden kohtisuorassa, on nosto-osaan vaikuttavaa voimaa suurennettava. Nosto-osaan vaikuttava voima lasketaan kaavalla (Betonielementtien nostolenkit ja -ankkurit 2010, 10)

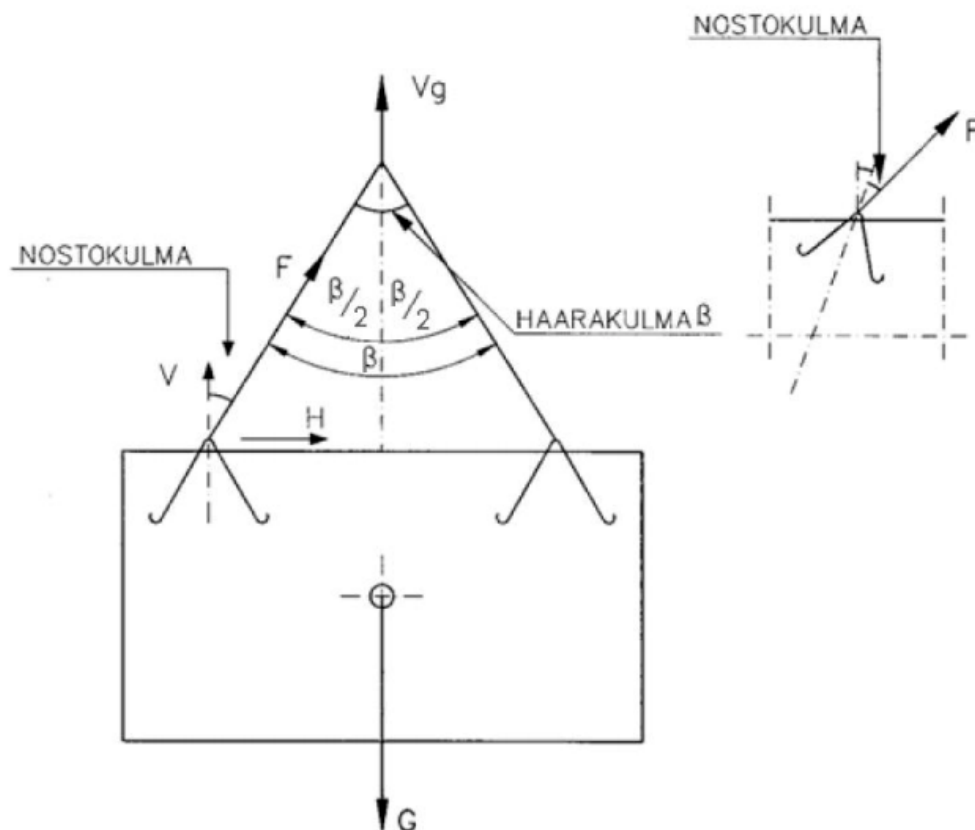
$$F = \frac{V}{\cos\left(\frac{\beta}{2}\right)} \quad (42)$$

missä:

$V$  on nostoelimeen kohdistuva voima

$\beta$  on haarakulma, suositeltu enimmäisarvo  $90^\circ$

Kuviossa 9 on esitetty kaavassa (42) käytetyn haarakulman sijainti vinossa nostossa. (Betonielementtien nostolenkit ja -ankkurit 2010, 11.)



Kuvio 9. Nosto- ja haarakulman merkintä. (Betonielementtien nostolenkit ja -ankkurit 2010, 11.)



## 5.4 Nostoelimien valinta

Nostoelimien valintaa tehdessä vaihtoehtoja on useita eri valmistajilta. Katsomoelementtien nostoelimien valinnassa laattaosan paksuus rajasi kuitenkin useimmat vaihtoehdot pois. Peikon valmistamista JENKA-nostoankkureista lopullisiksi nostoankkureiksi valikoitui palkille SRA-nostoankkuri ja laattaosalle PSA-nostoankkuri. Nostoelimien kuormat lasketaan teknisen ohjeen mukaisesti ja niistä saatuja tuloksia verrattiin taulukon kuormaluokkiin. Taulukoissa 19 ja 20 on esitetty JENKA-nostoankkureiden kapasiteetti.

Taulukko 19. JENKA-nostoankkureiden suurimmat sallitut työkuormat. (JENKA-nostojärjestelmä, tekninen käyttöohje, 14.)

Tuotteen nro JRd/JM	Kuormaluokka	SRA, WAL, TF, ESA, CSA, SWL, kun $\beta$ of 0-45° [kN]	SRA, WAL, TF SWL, kun $\gamma$ of 90° [kN]	SRASW SWL, kun $\beta$ 0-30° [kN]
12	500	5	2,5	
14	800	8	4	
16	1200	12	6	
18	1600	16	8	
20	2000	20	10	20
24	2500	25	12,5	25
30	4000	40	20	40
36	6300	63	31,5	63
42	8000	80	40	80
52	12500	125	62,5	125

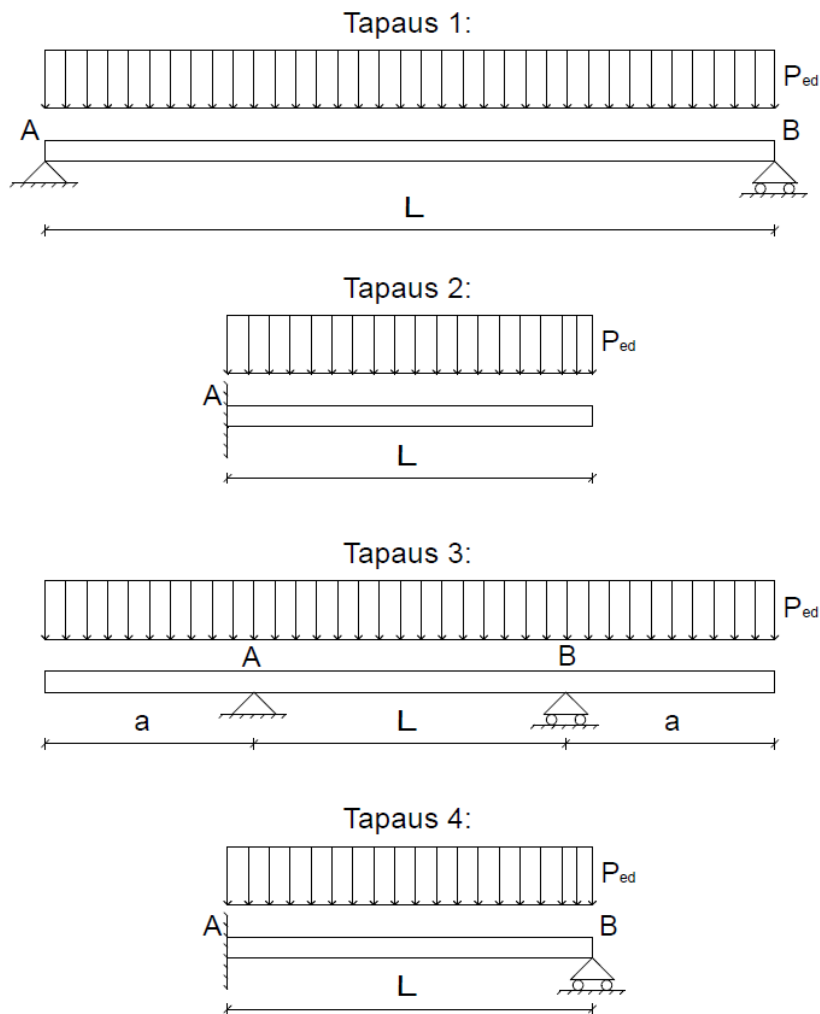
Taulukko 20. Lyhyiden JENKA-nostoankkureiden suurimmat sallitut työkuormat. (JENKA-nostojärjestelmä, tekninen käyttöohje, 26.)

Tuotteen nro JRd/JM	Kuorma- luokka	WAS	PLA	BSA	PSA SWL, kun $\beta$ 0-45°		
		SWL, kun $\beta$ 0-45° [kN]	SWL, kun $\beta$ 0-45° [kN]	SWL, kun $\beta$ 0-45° [kN]	at 15 MPa[kN] $\phi$	at 20 MPa[kN] $\phi$	at 25 MPa[kN] $\phi$
12	500	5		5	5	5	5
14	800	8		8	8	8	8
16	1200	12		12	10	12	12
18	1600	16		16	14.2	16	16
20	2000	20	20	20	18.3	20	20
24	2500	25	25	25	25	25	25
30	4000	40	40	40	40	40	40
36	6300	63	63		63	63	63
42	8000	80			80	78	80
52	12500				95	110	125

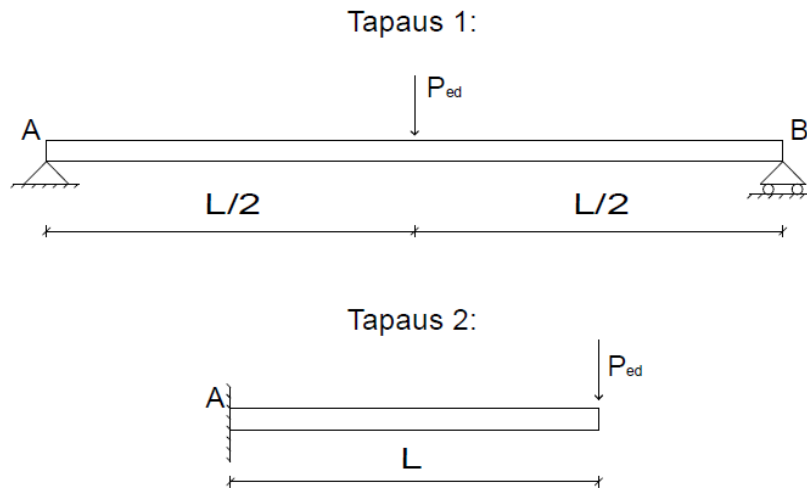
## 6 RASITUSSUUREET

Teräsbetonielementtiin kohdistuvat rasisuureet selvitetään seuraavien rasisuureiden osalta: normaalivoima, leikkausvoima, taivutusmomentti ja vääntö. Rasisuureet on selvitettävä nostossa, kuljetuksessa sekä varsinaisessa kohteessaan asennettuna. Kaikki kuormayhdistelmät on käytävä läpi ja etsittävä rasisuureille määräävät arvot. Elementin rasisuureita laskettaessa on huomioitava, että toinen kuormitusyhdistelmä voi olla leikkausvoiman kannalta määräävä, kun toinen taas antaa taivutusmitoituksen määräävän arvon.

Tässä luvussa käydään läpi staattisesti määrättyjä tapauksia. Kuvion 10 tapauksia tarkastellaan tasaisella kuormalla ja kuvion 11 tapauksia pistekuormalla.

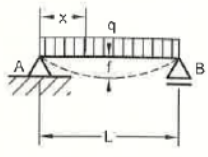


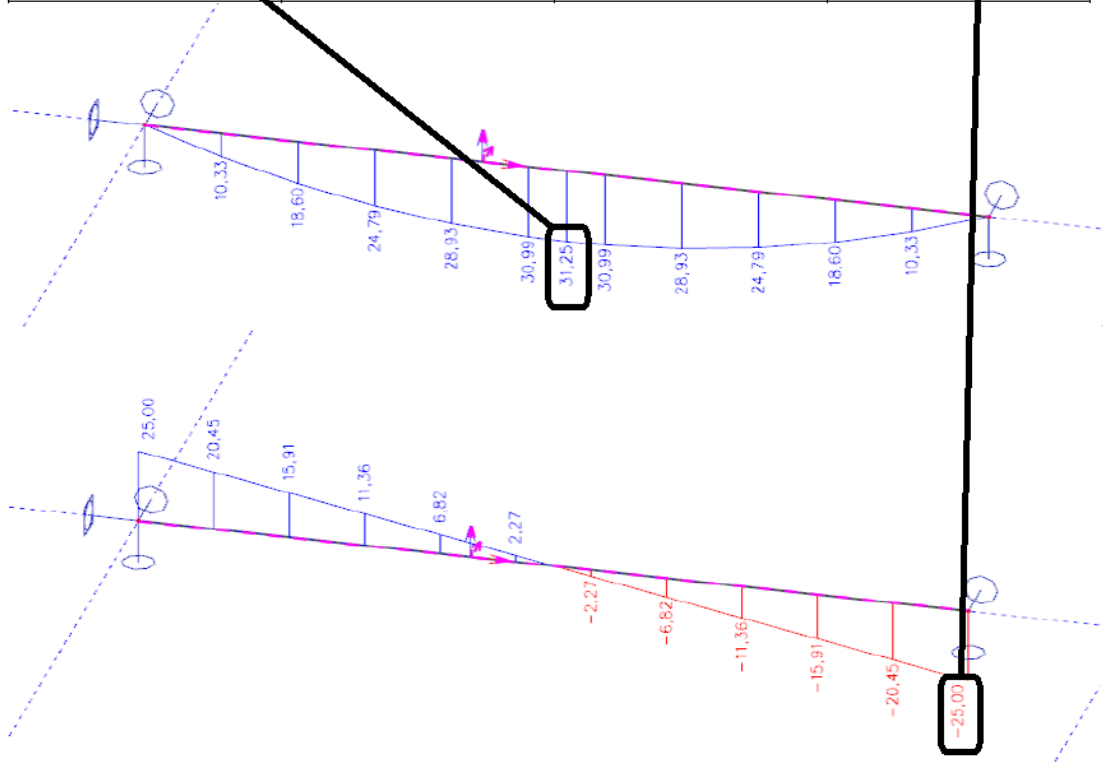
Kuvio 10. Rakennemallit tasaisella kuormalla.



Kuvio 11. Rakennemallit pistekuormilla.

Tässä esitettävät kaavat ovat ns. tarkkoja kaavoja. Kun tapaukset ovat staattisesti määrättyjä, rasisuureita voidaan laskea tarkkoilla kaavoilla, jotka on johdettu tasapainoyhtälöiden kautta. Mikäli rakenne olisi staattisesti määräämätön, elementtimenetelmää käyttämällä rasisuureet saataisiin selvitettyä. Katsomoelementtien rasisuureita laskettiin staattisten mallien kautta, mutta myös FEM-laskentaohjelmilla. Kuviossa 12 on esitetty tarkan kaavan laskennan tuloksen vertailu FEM-laskentaan perustuvalla ohjelmalla saatuun tulokseen, siten että kuvan yläreunassa on Excel-pohjainen laskenta ja alareunassa on Scia-Engineer-ohjelmasta otettu kuva-kaappaus. Kummassakin on laskettu samalla kuormituksella ja rakennemallilla taivutusmomentti sekä leikkausvoima. Vaikka tulos onkin yksinkertaisella rakennemallilla sama, ohjelmistojen käyttö helpottaa eri kuormayhdistelmien tarkastelua monimutkaisemmissa rakennemalleissa.

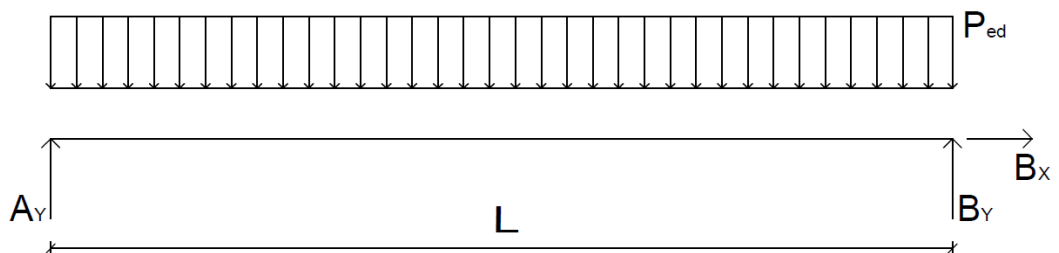
$l=$	5,00 m (tukien väli)				Taipuma: $E=$ - Mpa $I=$ - mm <sup>4</sup> $f_1=$ - mm Kohdassa: 2,5 m		
$X=$	2,5 m (Med, kohdalla)	$k_{fi}=$	1				
$P_{ed}$	10,00 kN/m (N/mm)	$V_g=$	1				
$g$	10 kN/m	$V_q=$	1				
$q$	0,00 kN/m						
Kenttä:		Kenttä,kohdalla x:		Leikkaus,A:	Leikkaus,B:		
$M_{ed,max}=$	31,25 kNm	$M_{ed,s,tuki}=$	31,25 kNm	$V_{ed,A,max}=$	25,00 kN	$V_{ed,B,max}=$	-25,00 kN
$M_{gk}=$	31,25 kNm	$M_{gk,s,tuki}=$	31,25 kNm	$V_{gk,A}=$	25,00 kN	$V_{gk,B}=$	-25,00 kN
$M_{qk}=$	0,00 kNm	$M_{qk,s,tuki}=$	0,00 kNm	$V_{qk,A}=$	0,00 kN	$V_{qk,B}=$	0,00 kN



Kuvio 12. Rasisuureiden vertailu.

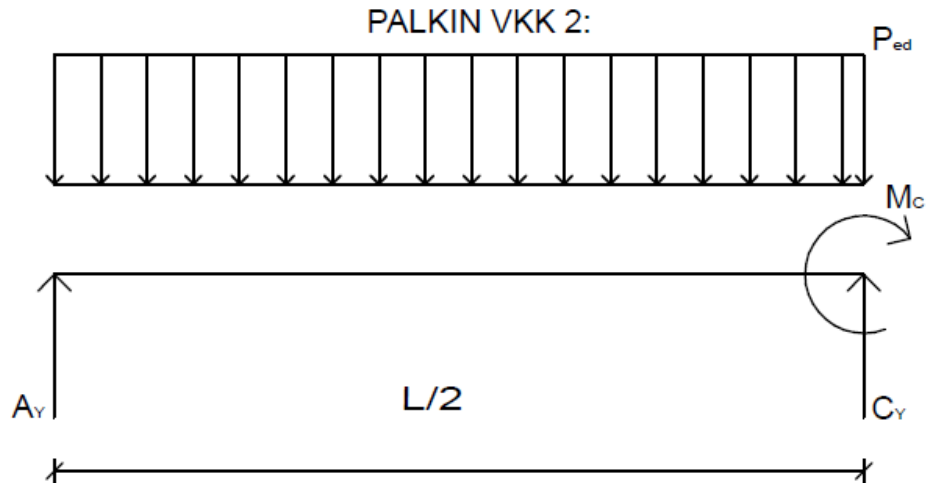
Leikkausvoimaa ja taivutusmomenttia selvittäessä rakennemallista kannattaa tehdä vapaakappalekuva. Kuviossa 13 on esitetty yksiaukkoisen tasaisella kuormituksella olevan palkin vapaakappalekuva.

## PALKIN VKK 1:



Kuvio 13. Palkin vapaakappalekuva 1.

Taivutusmomentin laskennan voi tehdä lasketun Q-kuvion pinta-alan mukaan tai muodostamalla vapaakappalekuva tunnetulta maksimimomentin kohdalta, kuten kuvion 14 vapaakappalekuvassa 2 on tehty.



Kuvio 14. Palkin vapaakappalekuva 2.

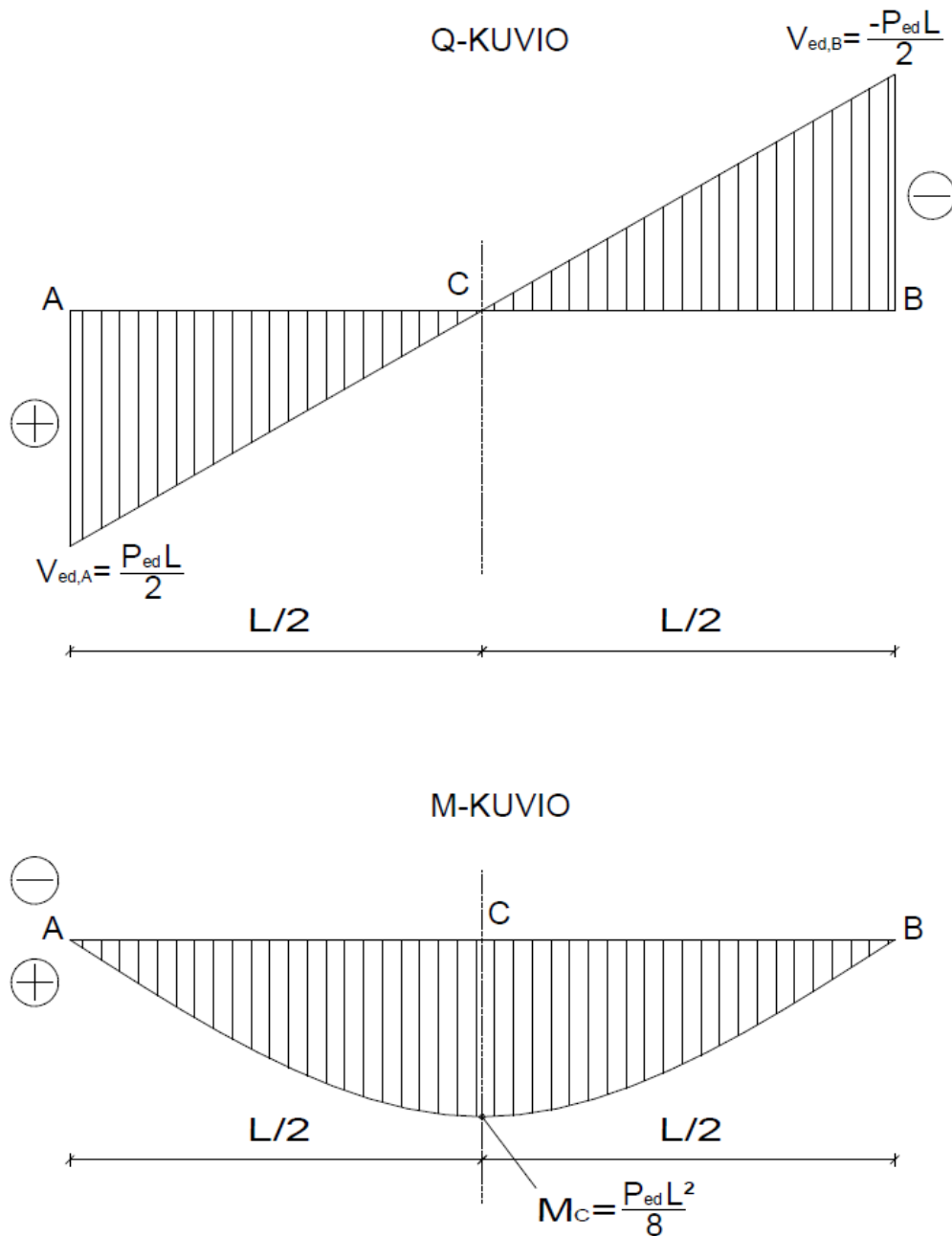
Maksimitaivutusmomentti saadaan kuvion 14 merkintöjen avulla tasapainoyhtälöstä

$$-P_{ed} \times \frac{l}{2} \times \frac{l}{4} + M_C = 0 \quad (43)$$

josta saadaan johdettua algebran avulla kaava

$$M_C = \frac{P_{ed} \times l^2}{8} \quad (44)$$

Laskettujen arvojen avulla voidaan muodostaa leikkausvoimakuvio ja taivutusmomenttikuvio kuvion 15 mukaan.



Kuvio 15. Q- ja M-kuviot.

## 6.1 Elementin rasisuureet asennettuna

Elementin ollessa asennettuna on mitoittavassa kuormitusyhdistelmässä huomiotava elementin omapaino, hyötykuorma sekä mahdolliset määräävät pistekuormat omina tapauksinaan. Katsomoelementin rasisuureita laskettaessa se jaettiin vaapaalla tuennalla olevaksi suorakaidepalkiksi ja jäykällä kiinnityksellä olevaksi ulokkeeksi.

### 6.1.1 Taivutusmomentti ja leikkausvoima

Palkkiosalla vaikuttava taivutusmomentti saadaan laskettua aiemmin johdetulla kaavalla (44). Leikkausvoima saadaan kaavalla (Rakentajain kalenteri 2015, 389)

$$V_{ed} = \frac{qL}{2} \quad (45)$$

Laattaosaa laskettaessa kuvion 10 kohdan 4 mukaan laattaosan kenttämomentti saadaan laskettua kaavalla (Rakentajain kalenteri 2015, 391)

$$M_{max} = \frac{9}{128} qL^2 \quad (46)$$

Palkin ja laatan välinen tukimomentti saadaan kaavalla (Rakentajain kalenteri 2015, 391)

$$M_a = \frac{-qL^2}{8} \quad (47)$$

Leikkausvoima tuelle A saadaan kaavalla (Rakentajain kalenteri 2015, 391)

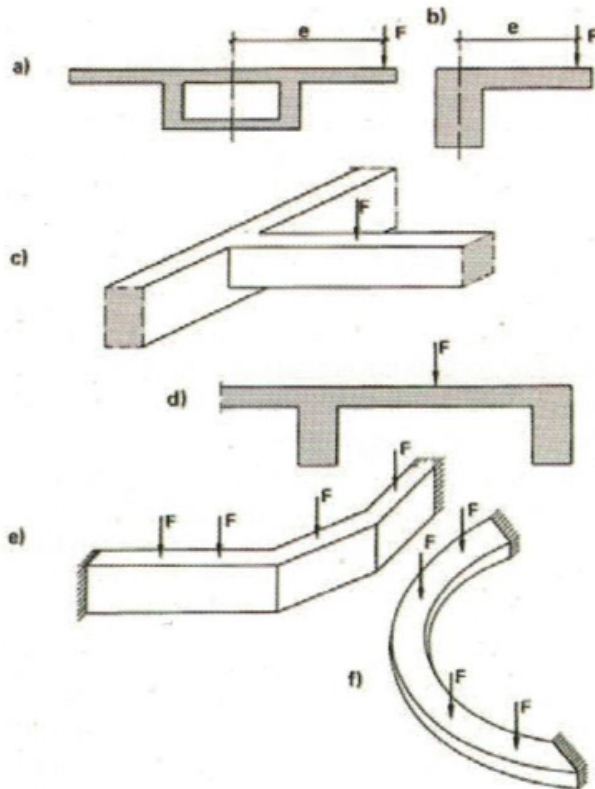
$$V_{ed,A} = \frac{5}{8} qL \quad (48)$$

ja tuelle B kaavalla (Rakentajain kalenteri 2015, 391)

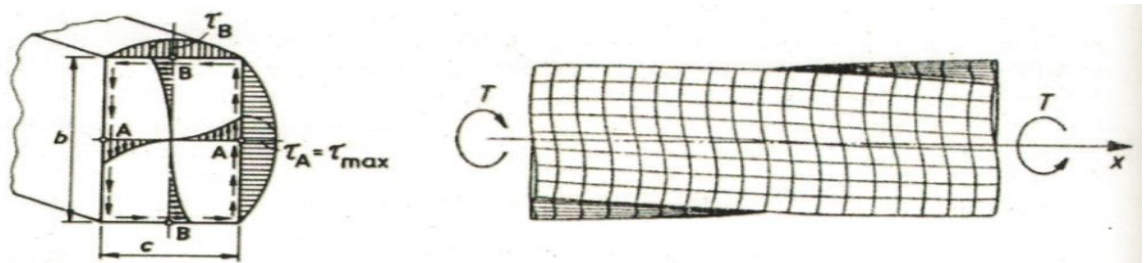
$$V_{ed,B} = \frac{3}{8} qL \quad (49)$$

### 6.1.2 Vääntö

Vääntörasitusta esiintyy, jos palkkiin kohdistuvat kuormat eivät kulje palkin poikkileikkauksen vääntökeskiön kautta. Kuviossa 16 on esitetty eri poikkileikkauksia, joissa kuormitus ei kulje vääntökeskiön kautta ja kuviossa 17 on esitetty suorakaidepalkin vääntöjännitykset. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 167-169.)



Kuvio 16. Vääntörasituksen esiintyminen palkeissa. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 168.)



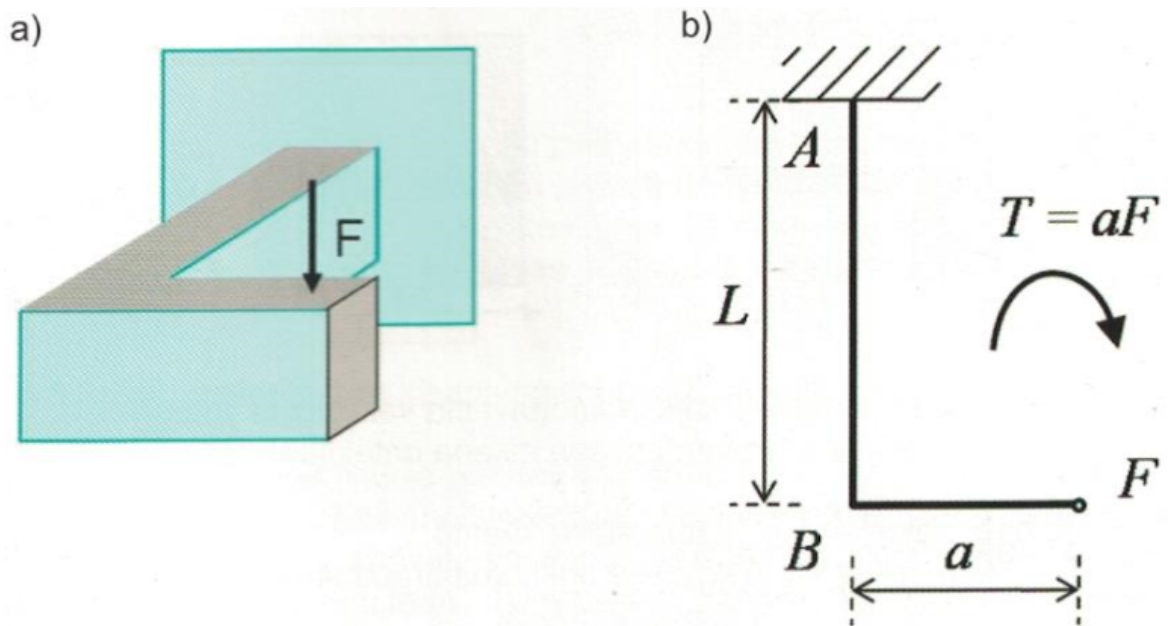
Kuvio 17. Suorakaidepalkin vääntöjännitykset ja väännön aiheuttamat muodonmuutokset. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 168.)

Vääntöä on kahdenlaista: estetty ja vapaa vääntö. Vapaan väännön ollessa kyseessä poikkileikkauksen käyristyminen pääsee vapaasti tapahtumaan, kun taas estetyn väännön tapauksessa käyristyminen on estetty. Käyristymisen ilmiötä kutsutaan myös poikkipintapainumaksi. Betonirakenteilla ei yleensä tarvitse huomioida estettyä vääntöä, vaan se mitoitetetaan vapaan väännön mukaisesti. Vääntörasitus aiheuttaa myös leikkausjännityksiä, mitkä tarkastellaan myöhemmissä luvuissa leikkauksen ja väännön yhteisvaikutuksena. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 167-169.)



Vääntökuormitus voidaan jakaa tasapainottavaan vääntöön ja yhteensopivuusvääntöön. Yhteensopivuusvääntö syntyy elementtirakentamisessa esimerkiksi, kun palkki mukautuu liittyvien rakenteiden muodonmuutoksiin. Tasapainottavan vääntön tapauksessa rakenteen vääntökestävyys on kriittinen murtokestävyyden kannalta, jolloin rakenne pitää mitoittaa murtorajatilassa. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 169.)

Kuviossa 18 on esitetty tasapainottava vääntö ulokepalkissa pistekuormalla.



Kuvio 18. Tasapainottava vääntö. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 169.)

Katsomoelementin tapauksessa epäsymmetrisyyden takia vääntökeskiö ei ole palkkiosan keskellä, mikä pitää huomioida väännön rasitus suureita laskiessa.

Kun lopullinen vääntö on laskettu, se voidaan jakaa halkeamattoman tilan vääntöjäykkyyksien suhteessa suorakaiteen muotoisille osille, minkä jälkeen kukin suorakaideosa mitoitetaan sille tulleelle rasitukselle. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 167,178.)

Katsomoelementin tapauksessa vääntöä muodostui kiinteistä penkeistä ja kuormien epäkeskeisyydestä. Katsomoelementtien vääntörasitus syntyi penkkien kiinnityksestä palkkiosan kylkeen, ja lisäksi tarkasteltiin tilannetta, missä hyötykuorma oli pelkästään toisella puolella vääntökeskiötä. Liitteessä 3 on esitetty katsomoelementin väännön laskenta.

Vääntömomentti lasketaan kaavalla

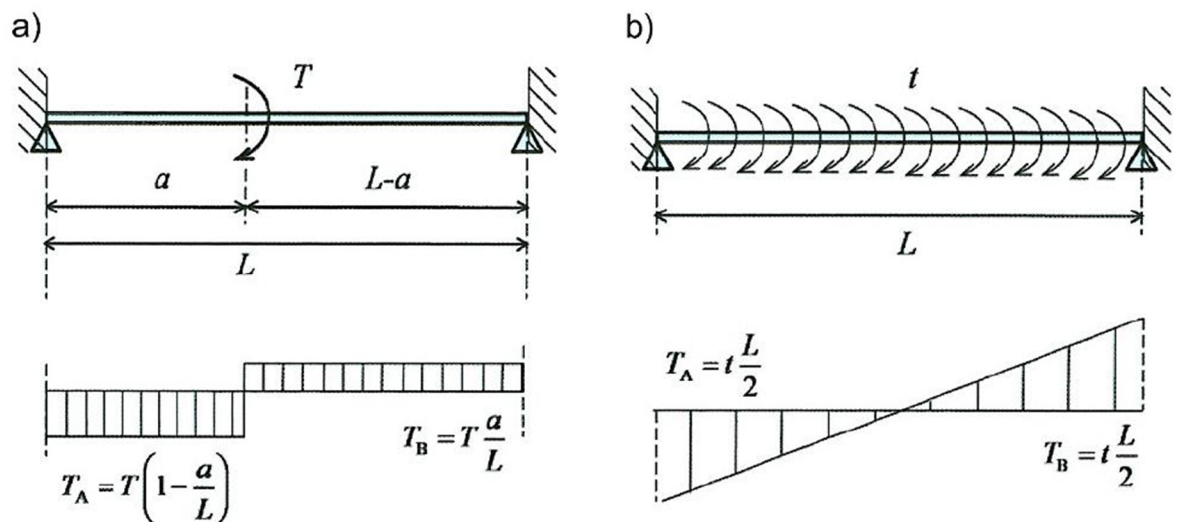
$$T = Fe \quad (50)$$

missä:

$F$  on pistekuorma

$e$  on väännön epäkeskisyys.

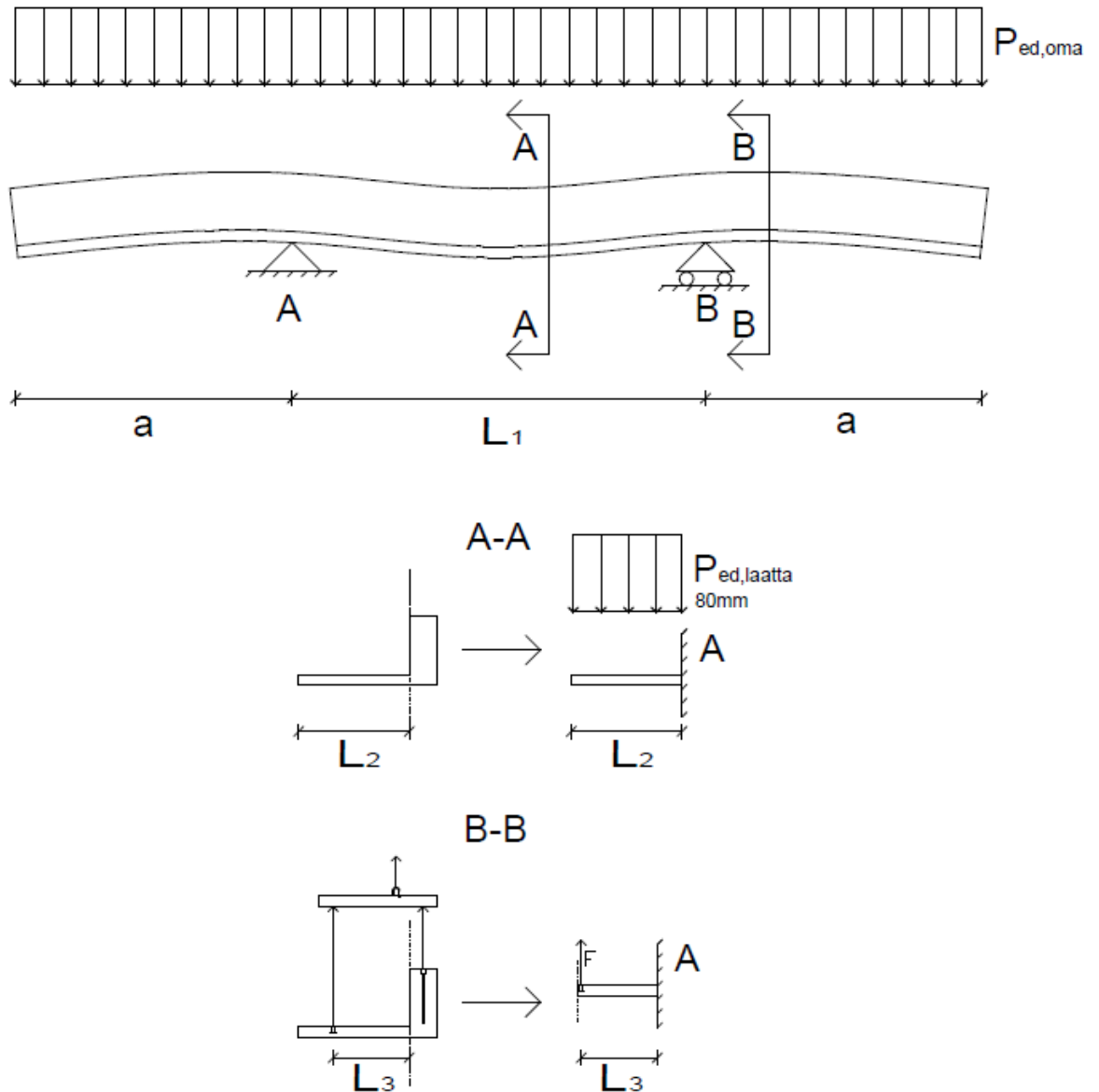
Kuviossa 19 on esitetty väännön jakautuminen pistemäisen ja tasan jakaantuneen vääntömomentti kuormituksen tapauksissa.



Kuvio 19. Pistemäinen ja tasan jakaantunut vääntömomentti vakio vääntöjäykkyydellä. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 171.)

## 6.2 Elementin rasitussuureet nostossa

Katsomoelementin rasitussuureet noston aikana lasketaan kuten luvussa 6.1, kuitenkin huomioiden se, että hyötykuorma ei vaikuta noston aikana. Elementti on tarkastettava nostoa vastaavassa tilanteessa, ulokkeellisena niin pituussuunnassa kuin leveysuunnassa. Kuviossa 20 on havainnollistettu tilannetta kärjistäen.



Kuvio 20 Noston rasisuureet.

Kuvion 20 leikkauksen A-A tapauksessa laattaosa toimii ulokkeena palkin keskivaiheella ja päässä. Tapauksen taivutusmomentti saadaan kaavalla (Rakentajain kalendareri 2015, 387)

$$M_{max} = \frac{-P_{ed,laatta}L_2^2}{8} \quad (51)$$

missä

$P_{ed,laatta}$  on mitoittava viivakuorma laatan omasta painosta

$L_2$  on ulokkeen pituus.

Leikkausvoima saadaan kaavalla (Rakentajain kalenteri 2015, 387)

$$V_{ed} = P_{ed,laatta}L_2 \quad (52)$$

Kuvion 20 leikkauksen B-B tapauksessa nostoelimeltä tulevaa kuormaa käyttäen saadaan laskettua taivutusmomentti kaavalla (Rakentajain kalenteri 2015, 387)

$$M_{max} = FL_3 \quad (53)$$

missä

$F$  on pistekuorma (nostoelimeltä).

$L_3$  on mitta tuelta nostoelimelle.

Leikkausvoima kaavalla (Rakentajain kalenteri 2015, 387)

$$V_{ed} = F \quad (54)$$

Pituussuunnassa mitoittaessa 2-ulokkeisena palkkina palkin keskellä oleva kenttämomentti saadaan kaavalla (Rakentajain kalenteri 2015, 388)

$$M_{max} = \frac{P_{ed,oma}L_1^2}{2} \left( \frac{1}{4} - \frac{a^2}{L_1^2} \right) \quad (55)$$

missä

$P_{ed,oma}$  on mitoittava viivakuorma omasta painosta

$L_1$  on tukien välinen etäisyys

$a$  on ulokkeen pituus.

Tuille A ja B saadaan yläpinnan tukimomentti kaavalla (Rakentajain kalenteri 2015, 388)

$$M_{A,B} = \frac{-P_{ed,oma}a^2}{2} \quad (56)$$

Leikkausvoima kaavalla (Rakentajain kalenteri 2015, 388)

$$V_{ed} = \frac{P_{ed,oma}}{2} (L_1 + 2a) \quad (57)$$

Noston aikaisia rasisuureita tarkastellessa on syytä kiinnittää erityistä huomiota kiertymän suuntaan, jotta tarvittava vetoteräs ei muutu puristusteräkseksi. Elementtiä osiin jakaessa on huomioitava myös se, että todellisuudessa momenttipinnat jakaantuvat hieman tasaisemmin laskettaessa FEM-ohjelmilla. Liitteenä olevissa laskelmissa osa rasisuureista on laskettu FEM-ohjelmilla ja osa taas rakentajain kalenterin kaavoilla.

## 7 KATSOMOELEMENTIN MITOITUKSEN PERUSTEET

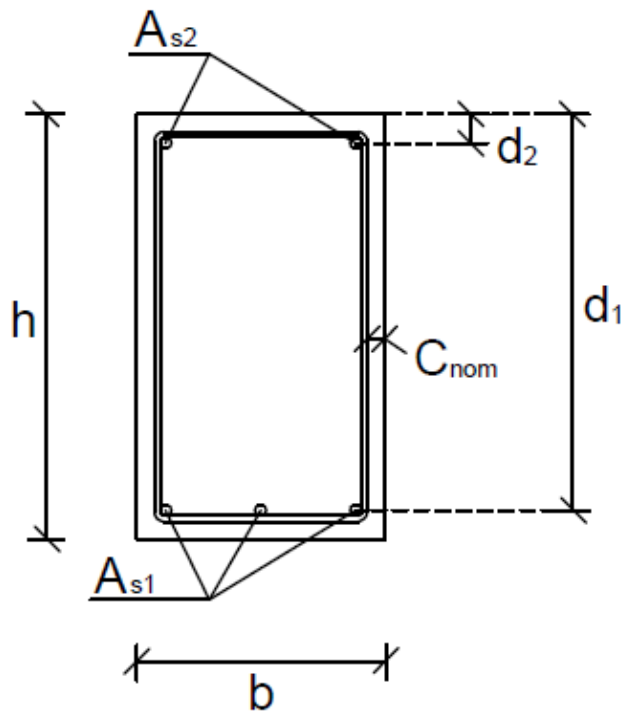
Tässä luvussa käydään läpi suorakaidepoikkileikkauksen mitoituksen peruskaavat sekä muut vähimmäisraudoituksen vaatimukset. Katsomoelementin palkkiosan taitutus, leikkaus, halkeilu, ankkurointi ja taipuma tarkastelut löytyvät liitteestä 4. Vääntöä käsitellään liitteessä 5.

Mitoituksessa on oltava seuraavat lähtötiedot, jotta mitoitus pystytään tekemään:

palkin korkeus	$h$
palkin leveys	$b$
betonipeite	$c_{nom}$
betonin lujuusluokka	$f_{ck}$ (esim. 30/37)
runkoaineen maks. raekoko	$d_g$
raudoitus	B500B
alustava haan halkaisija	$\varnothing_h$
tehollinen korkeus	$d_1$ .

Kuviossa 21 on esitetty tarkemmin palkin poikkileikkauksen mitat, lisäksi aiemmissa luvuissa on esitetty materiaalien lujuusarvojen laskenta. Taulukossa 21 on esitetty puristusvyöhykkeen korkeuden määrittelyyn vaadittavat parametrit.

Alustavaa raudoitusta valittaessa kannattaa tutkia, sopiiko oletettu raudoitusmäärä hakojen sisään riittävästi tartuntaetäisyyksillä. Raudoitus kannattaa sijoittaa mahdollisimman alas, jotta tehollinen korkeus olisi mahdollisimman suuri.



Kuvio 21. Palkin poikkileikkauksen mittojen merkinnät.

Taulukko 21. Kertoimien  $\lambda$  ja  $\eta$  arvot. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 167-169.)

	$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$	$50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$
$\lambda$	0,8	$0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400}$
$\eta$	1,0	$1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200}$

Raudoituksen tartunta, elementin valaminen ja raudoitusterästen tartunta aiheuttaa raudoitustankojen minimivälille vaatimuksia. Raudoitustankojen välisen minimietäisyyden voi laskea kaavalla (SFS-EN1992-1-1, 130)

$$a_{min} = maks[K_1 \varnothing_{PT}; d_g + K_2; 20 \text{ mm}] \quad (58)$$

missä

$\varnothing_{PT}$  on pääteräksen halkaisija

$d_g$  on kiviaineksen suurin raekoko

$K_1$	suositusarvo on 1
$K_2$	suositusarvo on 5 mm, mutta kansallisen liitteen mukaan voidaan käyttää arvoa 3 mm (Suomen rakentamismääräyskokoelma, 22).

## 7.1 Murtorajatila

Tässä luvussa esitetään murtorajatilassa tehtävien tarkastelujen mitoitusyhtälöt, joita on hyödynnetty varsinaisessa mitoituksessa. Aiemmassa luvussa 4.4.1 on laskettu murtorajatilamitoituksessa tarvittavat rasitusuureet.

### 7.1.1 Taivutus

Taivutuksen murtorajatilan mitoituksessa ei huomioida betonin vetolujuutta ja teorian taustalla on Euler-Bernoullin palkkiteoria, minkä mukaan:

Palkin poikkileikkaus säilyy taivutuksessa tasona, joka on kohtisuorassa palkin pituussäiettä vastaan (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 94).

Vetopuolen venymäjakautuma koskee vain raudoitusta, koska betoni on halkeillut. Raudoituksella ja betonilla on myös samalla korkeudella sama puristuma. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 93-94.)

Kuvion 22 merkinnöillä saadaan betonin puristusvoima yhtälöstä

$$N_{Rc} = \eta f_{cd} b \lambda X \quad (59)$$

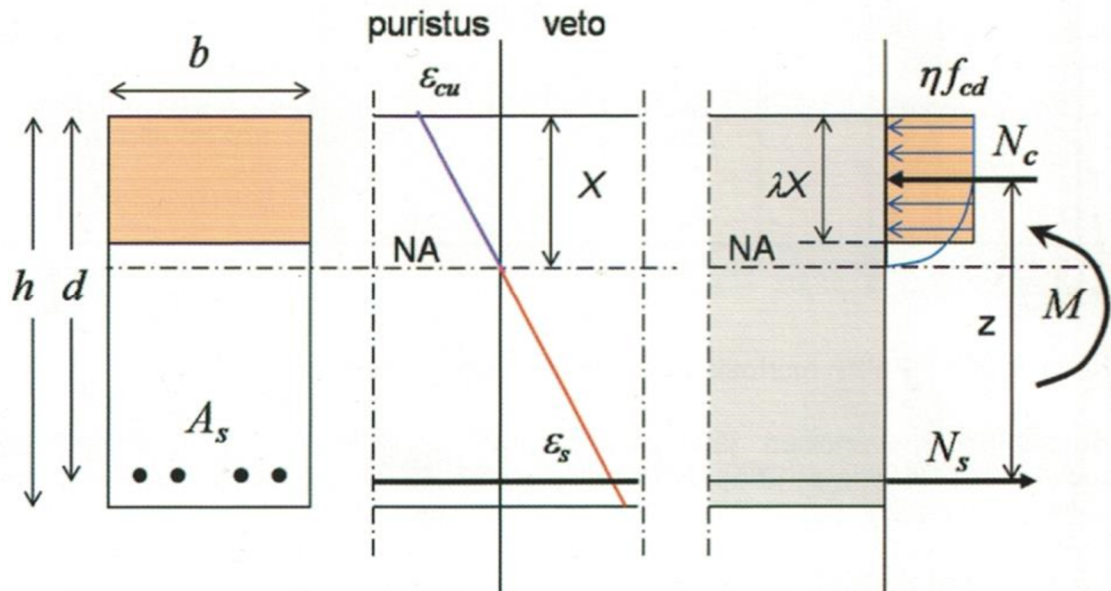
missä

$\eta$	on taulukon 21 kerroin
$f_{cd}$	on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
$b$	on palkin leveys



$\lambda$  on taulukon 21 kerroin

$X$  on puristusvyöhykkeen korkeus.



Kuvio 22. Palkin venymät ja jännitykset. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 96.)

Raudoituksen vetovoima vastaavasti on

$$N_{Rs} = f_{yd}A_s \quad (60)$$

missä

$f_{yd}$  on teräksen mitoituslujuus

$A_s$  on raudoituksen pinta-ala.

Kun rakenteessa ei ole normaalivoimaa, on puristusvyöhykkeen puristuskestävyyden ja raudoituksen vetokestävyyden on oltava yhtä suuret, jolloin

$$\eta f_{cd} b \lambda X = f_{yd} A_s \quad (61)$$

Jaetaan molemmat puolet tulolla  $\eta f_{cd} b d$  ja saadaan yhtälö

$$\frac{\lambda X}{d} = \frac{A_s f_{cd}}{b d \eta f_{cd}} \quad (62)$$

Määritellään tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus,

$$\beta = \frac{\lambda X}{d} \quad (63)$$

sekä geometrinen raudoitussuhde kaavalla

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (64)$$

ja mekaaninen raudoitussuhde kaavalla

$$\omega = \rho \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd}} \quad (65)$$

Nyt voidaan laaduttomilla muuttujilla todeta

$$\beta = \omega$$

Rakenteen taivutuskestävyys puristusvyöhykkeen kestävyuden avulla saadaan kaavalla (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 97)

$$M_{RC} = N_{RC}Z = \eta f_{cd} b \lambda X z \quad (66)$$

Taivutusraudoituksen kestävyuden avulla vastaavasti kaavalla (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 97)

$$M_{RS} = N_{RS}Z = f_{yd} A_s z \quad (67)$$

missä sisäinen momenttivarsi saadaan kaavalla

$$z = d \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right) \quad (68)$$

Sijoitetaan Z:n lauseke kaavaan (66) ja jaetaan molemmat puolet lausekkeella

$$\eta f_{cd} b d^2 \quad (69)$$

Sievennetään ja saadaan

$$\frac{M_{RC}}{\eta f_{cd} b d^2} = \beta \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right) \quad (70)$$

Merkitsemällä suhteellista momenttia  $\mu$ :llä saadaan kaava (71), jonka avulla voidaan muodostaa teräsbetonipalkin mitoituksessa tarvittavat peruskaavat (72) ja (73). (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 98.)

$$\mu = \frac{M_{Rc}}{\eta f_{cd} b d^2} \quad (71)$$

$$\mu = \beta \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) \quad (72)$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (73)$$

Edellä esitetyt yhtälöt pitävät paikkaansa vain, jos raudoitus myötää murtorajatilassa. Myötämisen ehtona on se, että poikkileikkaus on enintään tasapainoraudoitettu. Tasapainoraudoitettujen mukaiset vertailuarvot  $\beta_{bd}$ :lle ja  $\mu_{bd}$ :lle voi katsoa taulukosta 22. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 98-99.)

Taulukko 22. Tasapainoraudoituksen mukaiset  $\beta_{bd}$  ja  $\mu_{bd}$ . (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 99)

Osavarmuus	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$		$f_{yk} = 600 \text{ MPa}$		$f_{yk} = 700 \text{ MPa}$	
	$\beta_{bd}$	$\mu_{bd}$	$\beta_{bd}$	$\mu_{bd}$	$\beta_{bd}$	$\mu_{bd}$
$\gamma_s = 1,15$	0,493	0,372	0,458	0,353	0,428	0,336
$\gamma_s = 1,10$	0,485	0,367	0,450	0,349	0,419	0,331

Mikäli rakenne halutaan mitoittaa niin, että ennen murtotilaa tapahtuu selvästi havaittava plastinen muodonmuutos, voidaan raudoitusmäärää rajoittaa tasolle 70 %, jolloin muodostetaan yhtälö (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 99-100)

$$\beta \leq \beta_{max} = 0,7\beta_{bd} \quad (74)$$

Taivutuksen mitoitus on kunnossa, kun yhtälö (75) toteutuu, eli taivutuskestävyys on suurempi kuin mitoitusmomentti.

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} \quad (75)$$

Seuraavan laskentaketjun avulla pystytään laskemaan vaadittava vetoraudoituksen pinta-ala (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 100-101).

Lasketaan suhteellinen momentti

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b d^2} \quad (76)$$

Tarkistetaan, onko suhteellinen momentti pienempi kuin tasapainoraudoituksen mukainen suhteellinen momentti, eli toteutuuko yhtälö

$$\mu \leq \mu_{bd} \quad (77)$$

Mikäli yhtälö ei toteudu, on kasvatettava joko poikkileikkausta tai sitten lisättävä puristuspuolelle puristusraudoitusta, mihin on olemassa oma laskentaketjunsä, jota ei tässä käsitellä. Yhtälön toteuduttua poikkileikkaus voidaan mitoittaa normaaliraudoitukselle.

Tehollisen puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus saadaan kaavalla

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (78)$$

Todetaan mekaaninen raudoitussuhde yhtä suureksi puristusvyöhykkeen suhteellisen korkeuden kanssa

$$\omega = \beta \quad (79)$$

Vaadittava vetoraudoitus voidaan laskea seuraavasta kaavalla

$$A_s = \omega b d \frac{\eta f_{cd}}{f_{yd}} \quad (80)$$

Kun vaadittava raudoitusmäärä on selvillä, valitaan tarvittavaa raudoitusmäärää vastaavat tangot ja tarkastetaan, täyttääkö alustavan tankokoon mukainen tehollinen korkeus ehdon (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 101)

$$d_{tot} \geq d \quad (81)$$

Jos ehto ei toteudu, on laskelmat tarkastettava alusta toteutuneella tehollisella korkeudella  $d_{tot}$ .

Varsinaisen taivutusmitoituksen jälkeen on tarkastettava myös seuraava vähimmäisraudoitusehto (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 150.)

$$A_{s,min} = maks \left[ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d; 0,0013 b_t d \right] \quad (82)$$

missä

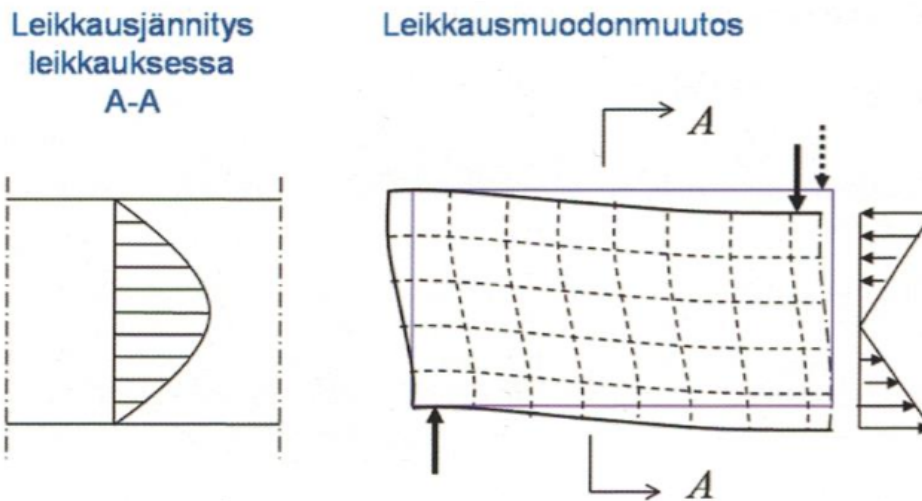
$b_t$  on vetopuolen keskimääräinen leveys.

Enimmäisraudoitusmäärää ei ole rajattu, mutta Eurokoodin mukaan suositusarvona voidaan pitää  $0,04A_c$ , missä  $A_c$  on poikkileikkauksen pinta-ala (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 150). Kansallisen liitteen mukaan kuitenkin voidaan käyttää pääraudoitusterästen limityskohdassa arvoa  $0,12A_c$  ja limityskohtien ulkopuolella arvoa  $0,06A_c$  (Suomen rakentamismääräyskokoelma, 17).

Enimmäisraudoitusmäärä ehtojen lisäksi on huomioitava, että laskettaessa voimasuureita plastisuusteorialla raudoitusmäärää on rajoitettava. Yleisesti myös tasapainoraidoituksen määrää on pidetty raudoituksen ylärajana. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 90.)

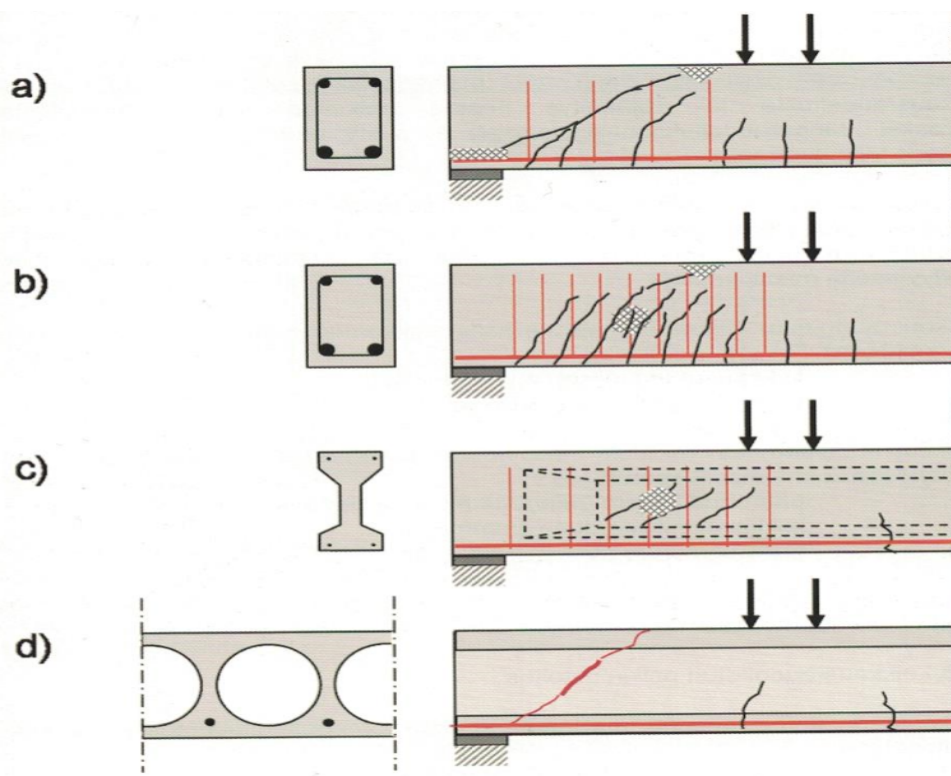
### 7.1.2 Leikkaus

Leikkausvoimien suurimmat arvot esiintyvät yleensä tukien läheisyydellä muodostaen palkkiin leikkausjännityksiä. Mikäli palkki on jatkuva, myös tuelle muodostuu leikkausvoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutustilanne. Kuviossa 23 on esitetty suorakaidepalkin pään leikkausmuodonmuutos ja leikkausjännitys. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 131.)



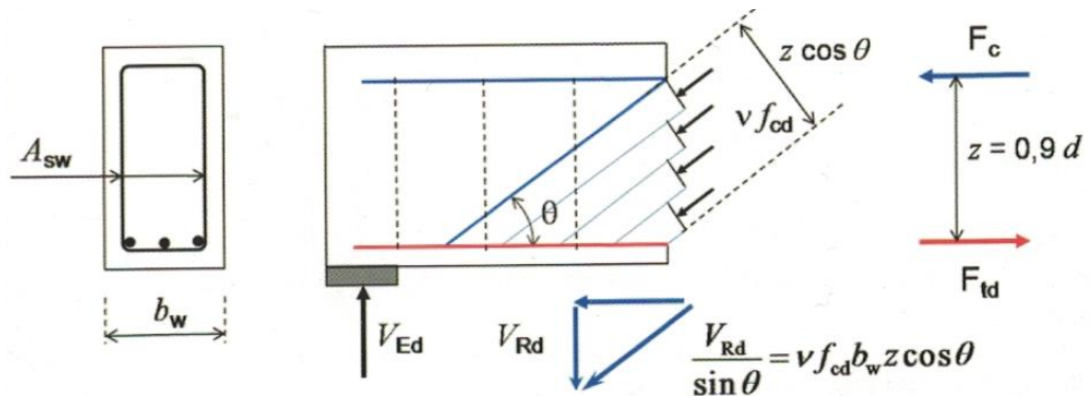
Kuvio 23. Suorakaidepalkin pään leikkausmuodonmuutos ja jännitys. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 132.)

Leikkaushalkeamat muodostuvat kuvion 24 tavalla eri rakenne- ja rauditusmallissa. Esimerkiksi kuvion 24 a-kohdassa, kun raudoitusta on vähän tai ei lainkaan, halkeamat ovat vinoja ja leveitä ja murtotapana on leikkaus-taivutusmurto. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 133.)



Kuvio 24. Leikkaushalkeamien kulku ja leikkausmurtotavat. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 133.)

Leikkausraudoituksen mitoituksessa mallinnetaan rakenne ristikkomenetelmällä, jossa tarkastellaan leikkausraudoituksen myötöehtoa sekä vinon puristussauvan murtoehtoa. Kuviossa 25 on esitetty yleisimmin käytettyjen pystyhakojen puristussauvan kestävyuden laskentamalli.



Kuvio 25. Pystyhakojen puristussauvan kestävyuden laskenta. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 135.)

Yleensä käytetään pystyhakoja, jolloin pystykomponentin  $V_{Rd,s}$  pitää olla vähintään yhtä suuri kuin tarkastelukohdan leikkausvoima  $V_{ed}$ . Puristussauvan kaltevuuden valinta vaikuttaa laskennalliseen leikkausmäärään, puristussauvan kestävyteen sekä pääraudoituksen ankkurointipituuteen, valittua arvoa ei saa vaihtaa eri tarkasteluissa.

Mitoitusyhtälö johdetaan seuraavasti (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211,136-137)

$$V_{Rd,s} = f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} z \cot \theta \geq V_{Ed} \quad (83)$$

missä

$f_{ywd}$	on haan mitoituslujuus
$A_{sw}$	on hakojen poikkipinta-ala
$s$	on hakaväli
$z$	on sisäinen momenttivarsi

$\theta$  on puristussauvan kaltevuus välillä  
 $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$

Sisäinen momenttivarsi leikkausmitoituksessa lasketaan likimääräisesti kaavalla

$$z = 0,9d \quad (84)$$

Puristuslujuuden pienennyskerroin puristussauvalle saadaan kaavalla

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) \quad (85)$$

Vinon puristussauvan puristuskestävyys on

$$F_{Rd,c} = v f_{cd} b_w z \cos \theta \quad (86)$$

missä

$b_w$  on uuman mitoitusleveys.

Puristumurtokestävyys on

$$V_{Rd,max} = v f_{cd} b_w z \cos \theta \sin \theta \quad (87)$$

Trigonometrinen muunnosten kautta päästään Eurokoodissa esitettyyn mitoitusyhtälöön

$$V_{Rd,max} = \frac{v f_{cd} b_w z}{\tan \theta + \cot \theta} \quad (88)$$

Vinoilla hakoilla yhtälö (88) menee monimutkaisemmaksi. Vinojen hakojen tapausta ei käsitellä tässä opinnäytetyössä.

Varsinainen mitoitus aloitetaan valitsemalla:

hakojen kaltevuus	$\alpha$
puristussauvojen kaltevuus	$\theta$
valittujen hakojen leikkeisyys	$n_h$

Lisäksi lasketaan hakojen poikkipinta-ala kaavalla



$$A_{sw} = n_h \phi_h \quad (89)$$

Mitoitusyhtälö leikkausraudoitukselle on

$$V_{Rd,s} \geq V_{Ed} \quad (90)$$

Leikkausraudoituksen laskenta ketju on seuraava (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211,140-141):

Vaadittava leikkausraudoitus saadaan kaavalla

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot \theta} \quad (91)$$

mitä vastaava hakajako kaavalla

$$s \leq \frac{A_{sw}}{V_{Ed}} z f_{ywd} \cot \theta \quad (92)$$

uuman puristusmurtokestävyys lasketaan kaavalla

$$V_{Rd,max} = v f_{cd} b_w z \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \quad (93)$$

ja sitä verrataan leikkausrasituksen mitoitusarvoon ja tarkistetaan puristusmurtoehto:

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed} \quad (94)$$

Jos ehto ei toteudu, voidaan suurentaa poikkileikkausta, lisätä betonin lujuutta tai suurentaa puristussauvojen kaltevuutta. Uusilla ehdoilla tehdään uudet laskelmat alusta. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211,141.)

Jos mitoitus onnistui, tarkastetaan leikkausraudoituksen vähimmäisarvo kaavalla

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,08 b_w \sin \alpha \left( \frac{\sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}}}{\frac{f_{yk}}{MPa}} \right) \quad (95)$$

mitä vastaava suurin sallittu hakaväli kaavalla

$$s \leq \frac{A_{sw}}{0,08b_w \sin \alpha} \frac{\frac{f_{yk}}{MPa}}{\sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}}} \quad (96)$$

Suurin sallitun hakavälin ehto

$$s_{max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad (97)$$

### 7.1.1 Vääntö

Tässä luvussa käsitellään suorakaidepoikkileikkauksen vääntömitoituksen yhtälöt. Mikäli palkin vääntöhalkeilukestävyys on suurempi kuin varsinainen palkin vääntömomentti, palkissa riittää vähimmäisraudoitus. Suorakaidepoikkileikkauksen vääntöhalkeilukestävyden laskentaa varten on laskettava seuraavia lähtöarvoja. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211,172-174.)

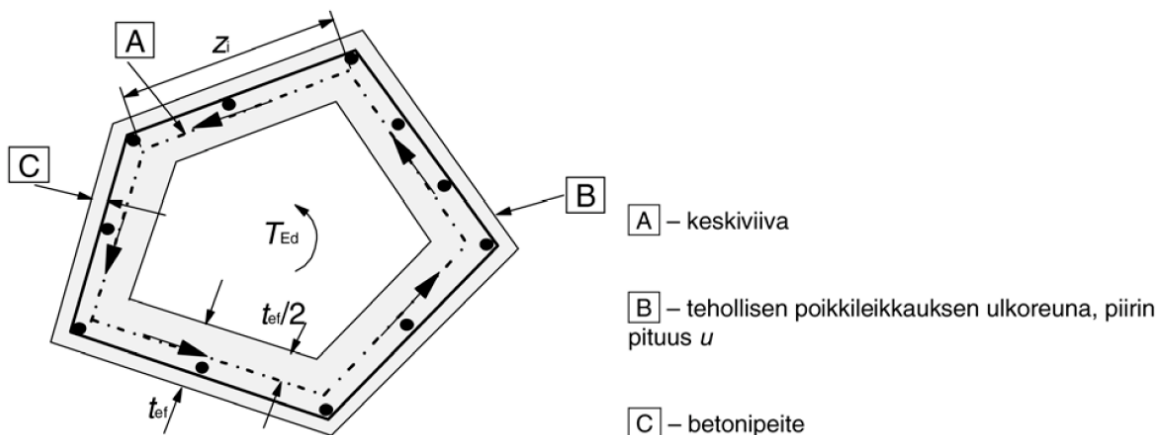
Kuviossa 26 esitetty seinämäpaksuus lasketaan kaavalla

$$t_{ef} = \frac{A}{u} \quad (98)$$

missä

A on poikkileikkauksen pinta-ala

u on poikkileikkauksen ympärysmitta.



Kuvio 26. Vääntöpoikkileikkaus. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 94.)

Suorakaidepoikkileikkauksessa laskettua seinämäpaksuutta hyödyntämällä saadaan laskettua kotelon keskilinjan rajoittamat mitat korkeudelle kaavalla

$$h_0 = h - t_{ef} \quad (99)$$

ja leveyssuunnassa kaavalla

$$b_0 = b - t_{ef} \quad (100)$$

Näiden kotelon keskilinjan rajoittama pinta-ala saadaan kaavalla

$$A_k = b_0 h_0 \quad (101)$$

ja pinta-alaa vastaava piiri saadaan kaavalla

$$u_k = 2(b_0 + h_0) \quad (102)$$

Näiden suureiden avulla saadaan laskettua halkeilukestävyys

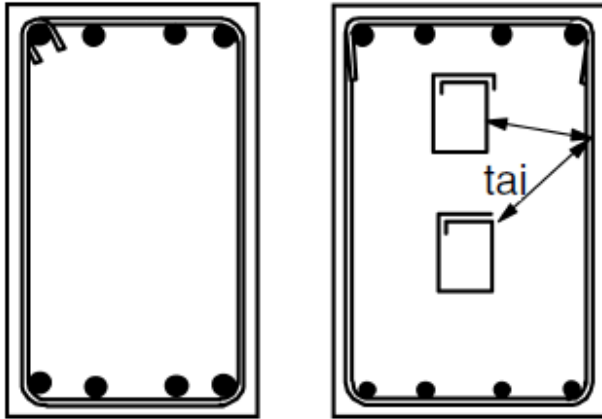
$$T_{Rd,c} = 2A_k t_{ef} f_{ctd} \quad (103)$$

missä

$$f_{ctd} \quad \text{saadaan kaavalla (16).}$$

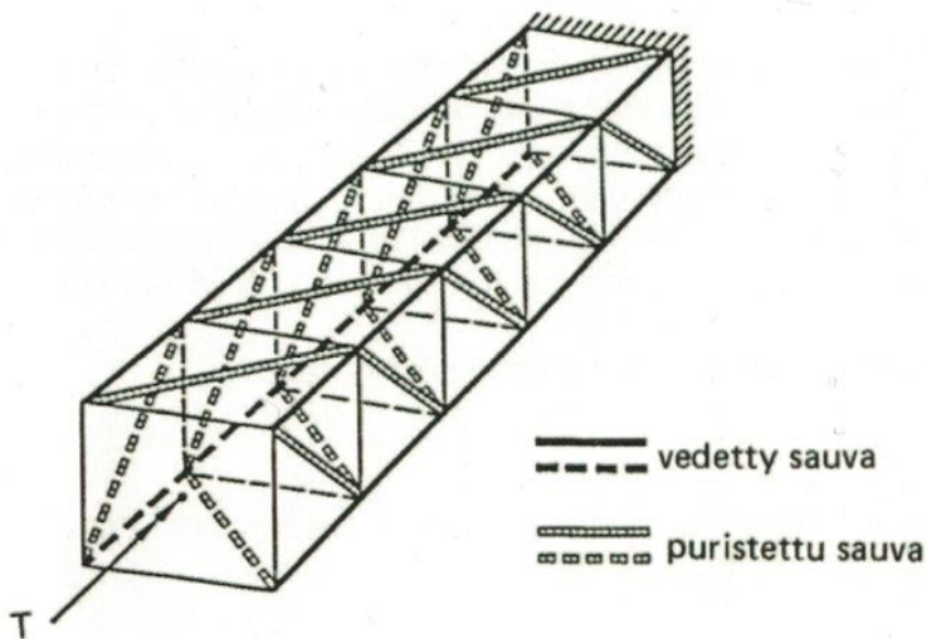
Vaikka laskettu halkeilukestävyys olisikin suurempi kuin varsinainen rasitus, on palkkiin kuitenkin asennettava vähintään leikkausmitoituksesta saatu määrä hakoja. Hakojen on oltava kuvion 27 mukaisia umpihakoja ja lisäksi niiden on oltava myös pystyhakoja. Lisäksi vääntöhakojen maksimi pitkittäisjaon on täytettävä ehto (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 155)

$$s_{max} \leq \frac{u}{8} \quad (104)$$



Kuvio 27. Vääntöhakoina käytettävät umpihaat. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 155.)

Varsinaisessa vääntöraudoituksen mitoituksessa sovelletaan ristikkomenetelmää. Kuviossa 28 on esitetty väännön ristikkomalli, jonka avulla pystytään johtamaan mitoituskaavat raudoitukselle. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 174.)



Kuvio 28. Väännön ristikkomalli. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 175.)

Mitoitus aloitetaan tarkastamalla, ylittääkö vääntörasituksen mitoitusarvo vääntöhalkeilukestävyyden. Jos vääntöhalkeilukestävyys ylitetään, mitoitus aloitetaan valitsemalla puristussauvan kaltevuus. Vääntömitoituksessa oletetaan, että pituussuuntai-

nen ja poikittaissuuntainen raudoitus myötä samanaikaisesti murtorajatila-mitoituksessa, mikä voidaan varmistaa asettamalla puristussauvan kaltevuus seuraavan ehdon mukaisesti. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 174-183.)

$$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ \quad (105)$$

missä

$\theta$  on puristussauvan kaltevuus.

Pituussuuntainen raudoitus saadaan laskettua kaavalla

$$A_{sL} = \frac{T_{Ed}}{2A_k f_{yLd}} \frac{u_k}{\tan \theta} \quad (106)$$

missä

$T_{Ed}$  on vääntömomentin mitoitusarvo

$A_k$  saadaan kaavalla (101)

$f_{yLd}$  on pituussuuntaisen raudoituksen mitoituslujuus

$u_k$  saadaan kaavalla (102).

Saatu raudoitusmäärä jaetaan tasan palkin nurkkiin ja pitkän sivun keskelle huomioiden kuitenkin, että jakoväli ei saa olla yli 350 mm. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 155.)

Hakeraudoituksen mitoitus aloitetaan valitsemalla haan koko, huomioiden kuitenkin aiempi leikkausmitoitus. Hakojen poikkipinta-ala lasketaan kaavalla

$$A_{sw} = \pi \left( \frac{\phi_h}{2} \right)^2 \quad (107)$$

missä

$\phi_h$  on valitun haan halkaisija.

Hakaväli saadaan kaavalla

$$s = 2 \frac{A_{sw}}{T_{Ed}} A_k f_{ywd} \cot \theta \quad (108)$$

missä

$f_{ywd}$  on hakaraidoituksen teräksen mitoitusarvo.

Saatu hakaväliä verrataan kaavan (104) antamaan maksihakaväliin.

Pituussuuntaisen ja hakaraidoituksen mitoituksen jälkeen tarkastetaan vääntökestävyyden yläraja eli puristusmurtokestävyys. Vääntökestävyyden yläraja lasketaan kaavalla (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211,183)

$$T_{Rd,max} = 2v f_{cd} A_k t_{ef} \sin \theta \cos \theta \quad (109)$$

missä

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) \quad (110)$$

Mikäli seuraava ehto toteutuu, puristusmurtokestävyys on riittävä (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211,183)

$$T_{Rd,max} \geq T_{Ed} \quad (111)$$

### 7.1.2 Väännön ja leikkauksen yhteisvaikutus

Leikkaus- ja vääntörasituksen maksimiarvot vaikuttavat molemmat yksiaukkoisen palkin päissä. On siis tarkasteltava niiden yhteisvaikutusta palkille.

Leikkaus- ja vääntörasituksen yhteisvaikutus ei ylitä puristussauvojen kestävyyttä, jos seuraava yhteisvaikutusehto on voimassa (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211,179)

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1 \quad (112)$$

missä

$T_{Ed}$  on vääntömomentin mitoitusarvo

$T_{Rd,max}$  on vääntökestävyyden mitoitusarvon yläraja

$V_{Ed}$  on leikkausvoiman mitoitusarvo

$V_{Rd,max}$  on leikkauskestävyyden mitoitusarvon yläraja.

Vähimmäisraudoitus riittää suorakaidepoikkileikkauksessa, jos yhdistettyjen rasi-  
tuksien halkeiluehto on voimassa (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013  
osa 1/by 211,180)

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1 \quad (113)$$

missä

$T_{Rd,c}$  on vääntöhalkeilukestävyys

Kaavan (113) sisältämä leikkauskestävyys leikkausraudoittamattomalle rakenteelle  
saadaan kaavalla (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211,151-  
152)

$$V_{Rd,c} = \max [V_{Rd,c0} ; V_{Rd,cmin}] \quad (114)$$

Kaavassa (114) esiintyvä leikkauskestävyyden perusarvo lasketaan kaavalla

$$V_{Rd,c0} = \frac{0,18}{\gamma_c} b_w d k \left( 100 \rho_L \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{1/3} MPa \quad (115)$$

missä

korkeustekijä  $k$  lasketaan kaavalla

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} \leq 2,0 \quad (116)$$

ja tehollinen raudoitusala kaavalla

$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{b_w d} \leq 0,02 \quad (117)$$

Leikkauskestävyyden vähimmäisarvo saadaan kaavalla

$$V_{Rd,cmi n} = 0,035b_w dk^{3/2} \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}} MPa \quad (118)$$

### 7.1.3 Ankkurointimitoitus

Tässä luvussa käydään läpi suorien pääteräksien ankkurointi tuelle. Mikäli pääteräksien ankkuroinnilla suorina tankoina ei saavuteta riittävää ankkurointia, voidaan ankkurointia tehostaa taivuttamalla pääteräksien päihin koukut, käyttää erillisiä lenkejä tai jossain tapauksissa hitsata poikittaistankoja parantamaan ankkurointipituutta. Mikäli pääteräkset ovat suuria, ei niiden päitä kuitenkaan kannata taivuttaa, koska niiden taivutussäteet ovat suuria ja sen takia aiheutuu lohkeamisvaara. Pääraudoituksen ankkuroitavan voiman suuruuteen vaikuttaa myös leikkausraudoituksen määrä. Mikäli käytetään paljon leikkausraudoitusta, se pienentää ankkuroitavaa voimaa. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211,160-161.)

Ankkurointimitoitus voidaan tarkistaa seuraavalla laskentaketjulla. Suorien tankojen ankkurointimitoitus aloitetaan laskemalla ankkuroituva voima, joka saadaan kaavalla (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211,161-162)

$$F_{Ed} = V_{Ed} \frac{\alpha_L}{z} = 0,5V_{Ed}(\cot \theta - \cot \alpha) \quad (119)$$

Raudoituksen jännitys saadaan kaavalla

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{Ed}}{A_s} \quad (120)$$

missä

$A_s$  on ankkuroitavan pääraudoituksen pinta-ala.

Ankkurointipituuden perusarvo saadaan kaavalla

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad (121)$$



missä tartuntalujuuden mitoitusarvo harjatangolle saadaan kaavalla

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd} \quad (122)$$

missä:

$\eta_1$  on tartuntaolosuhteista johtuva kerroin. Hyvillä tartuntaolosuhteilla käytetään 1,0 ja muissa tapauksissa 0,7

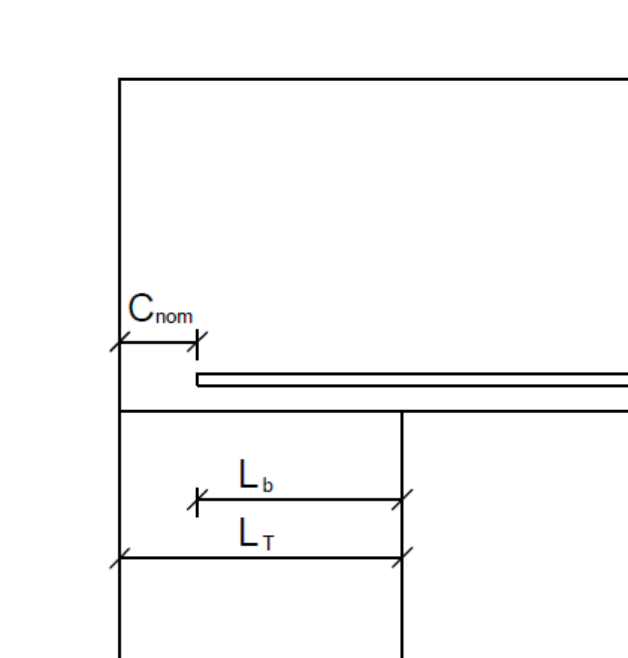
$\eta_2$  on tankopaksuudesta riippuva kerroin. Tankopaksuuden ollessa alle 32 mm käytetään arvoa 1,0.

Mitoitusyhtälön tarkastelua varten on laskettava myös toteutuva ankkurointipituus, joka saadaan kaavalla (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211,164)

$$L_b = L_T - C_{nom} \quad (123)$$

missä

$L_T$  on tukileveys.



Kuvio 29. Toteutuva ankkurointipituus  $L_b$ .

Kun ankkurointipituuden perusarvo ja toteutuva ankkurointipituus on laskettu, tarkastetaan ehto (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211,164)

$$L_b \geq l_{b,rqd} \quad (124)$$

Mikäli ehto toteutuu, todetaan että ankkurointipituus on riittävä. Mikäli ehto ei toteudu, voidaan puristussauvan kaltevuutta muuttaa suuremmaksi ja samalla laskeaan myös leikkausraudoituksen mitoitus alusta muuttuneella puristussauvan kaltevuudella. Mikäli ehto ei vielä kukaan toteudu voidaan  $\alpha$ -kertoimilla pienentää ankkurointipituuden tarvetta. Ankkurointipituuden mitoitusarvo saadaan kaavalla (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 162)

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \quad (125)$$

missä ankkurointipituuden pienennyskertoimien arvot ja kaavat voi katsoa taulukosta 23 huomioiden kuitenkin, että  $\alpha_2: n$ ,  $\alpha_3: n$  ja  $\alpha_4: n$  tulo ei voi olla pienempi kuin 0,7 (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 162).

Kun ankkurointipituuden mitoitusarvo on laskettu, tarkastetaan, toteutuuko mitoitusehto (124). Jos mitoitusehto on kunnossa, tarkastetaan vielä, täyttääkö se ankkurointipituuden vähimmäisarvon, joka voidaan laskea kaavalla (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 162)

$$l_{b,min} = \max [0,3l_{b,rqd} ; 10\varnothing ; 100 \text{ mm}] \quad (126)$$

Taulukko 23.  $\alpha$ -kertoimien arvot. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 155.)

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 $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min})/A_s$ $\Sigma A_{st}$ poikittaisraudoituksen poikkileikkausala pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta $l_{bd}$ $\Sigma A_{st,min}$ poikittaisraudoituksen poikkileikkausalan vähimmäisarvo = 0,25 $A_s$ palkeilla ja 0 laatoilla $A_s$ yksittäisen halkaisijaltaan suurimman ankkuroidun tangon poikkileikkausala $K$ kuvan 8.4 arvot $p$ poikittaispaine [MPa] murtorajatilassa pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta $l_{bd}$ .			
* Ks. myös kohtaa 8.6: Välttämällä 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 ulkopinnalta.			

## 7.2 Käyttörajatila

Tässä luvussa esitetään käyttörajatilassa tehtävien tarkastelujen perusyhtälöt, joita on myös hyödynnetty varsinaisessa mitoituksessa. Aiemmassa luvussa 4.4.2 on laskettu käyttörajatilamitoituksessa tarvittavat rasitusuureet.

### 7.2.1 Halkeilu

Betonissa olevan vetojännityksen ollessa suurempi kuin betonin oma vetolujuus se halkeaa. Vetojännitystä voi muodostua varsinaisista kuormituksista tai kutistuman

ja lämpöliikkeen aiheuttamista pakkovoimista. Halkeamaleveyttä pystytään kuitenkin laskennallisesti tarkastelemaan, kun taas pakkovoimien aiheuttamaan halkeiluun pyritään vaikuttamaan jälkihoidolla ja betonimassan laadulla. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 211-212.)

Halkeilumitoituksen tarvetta tarkastellaan vertailemalla kaavasta (37) saatua ominaiskuormien kuormayhdistelmällä laskettua taivutusmomenttia halkeilumomenttiin (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 218). Eurokoodin mukaan halkeilumitoituksessa käytetään pitkäaikaista kuormitusyhdistelmää, joka saadaan aiemmin esitetystä kaavasta (38). Halkeilun laskennassa halkeamaleveys rajoitetaan taulukon 24 mukaisiin arvoihin, rasisluokan mukaan. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 118.)

Taulukko 24. Halkeamaleveyden suositusarvot. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 118.)

Rasitusluokka	Teräsbetonirakenteet ja tartunnattomat ankkurijännerakenteet	Tartuntajännerakenteet ja injektoidut ankkurijännerakenteet
	Pitkäaikainen kuormayhdistelmä	Tavallinen kuormayhdistelmä
X0, XC1	0,4 <sup>1</sup>	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 <sup>2</sup>
XD1, XD2, <b>AC</b> XD3 < <b>AC</b> , XS1, XS2, XS3		Vetojännityksetön tila
HUOM. 1 Rasitusluokkien X0 ja XC1 yhteydessä halkeamaleveydellä ei ole vaikutusta säilyvyyteen, ja tämä raja on asetettu, jotta tavallisesti saavutetaan kelvollinen ulkonäkö. Jos ulkonäköehtoja ei aseteta, tätä rajaa voidaan väljentää.		
HUOM. 2 Näiden rasitusluokkien yhteydessä tarkistetaan myös, ettei vetojännitystä esiinny kuormien pitkäaikaisen yhdistelmän vallitessa.		

Halkeamaleveys voidaan laskea seuraavalla laskentaketjulla: (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211,217-219)

Ensimmäisenä tarkastetaan, onko rakenne haljennut. Tätä varten lasketaan halkeilumomentti kriittisinä ajankohtina kaavalla

$$M_{R,cr} = f_{ct,eff} W_I \quad (127)$$

missä

$f_{ct,eff}$  on vetolujuuden tehollinen arvo, jossa käytetään arvoa  $f_{ctm}$

$W_I$  on taivutusvastus.

Tämän jälkeen tarkastellaan ehtoa

$$M_{Ek} \geq M_{R,cr} \quad (128)$$

missä

$M_{Ek}$  on ominaiskuormien kuormayhdistelmällä laskettu taivutusmomentti.

Mikäli ehto (128) toteutuu, rakenne on haljennut ja halkeamaleveystarkastelu pitää tehdä joko taulukkomitoituksella tai suoralla laskennalla. Muussa tapauksessa tarkastelua ei tarvitse tehdä.

Suoralla laskennalla mitoitusketju on seuraava (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 219):

Lasketaan tehollinen korkeus kaavalla

$$h_{c,eff} = \min \left[ 2,5(h - d); \frac{h-X}{3}; h/2 \right] \quad (129)$$

tehollinen pinta-ala saadaan kaavalla

$$A_{c,eff} = bh_{c,eff} \quad (130)$$

jonka avulla saadaan tehollinen rauditusala kaavalla

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (131)$$

Lasketaan venymäero kaavalla

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (132)$$

missä

$\sigma_s$  on vetoraudoituksessa vaikuttava jännitys, kun poikkileikkauksen oletetaan halkeilleen

$k_t$  käytetään arvoa 0,6 lyhytaikaiskuormitusta tarkastellessa ja arvoa 0,4 pitkäaikaiskuormituksen tarkastelulle.

$\alpha_e$  on suhde  $E_s/E_{cm}$ .

Halkeamaväli lasketaan kaavalla

$$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} \quad (133)$$

missä

$k_3$  käytetään kansallisesti valittua kerrointa 3,4

$c$  on vetorausituksen betonipeite

$k_1$  on tankojen tartuntaominaisuudet huomioiva kerroin. Hyvällä tartunnalla käytetään arvoa 0,8 ja tangoille, joiden pinta on lähes tasainen, käytetään arvoa 1,6

$k_2$  on venymäjakauman huomioiva kerroin. Taivutukselle käytetään arvoa 0,5 ja pelkälle vedolle arvoa 1,0

$k_4$  käytetään kansallisesti valittua kerrointa 0,425

$\emptyset$  on vetorausituksen halkaisija.

Halkeamavälin avulla lasketaan halkeamaleveys kaavalla

$$w_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (134)$$

Tarkastetaan, toteutuuko mitoitusehto

$$w_k \leq w_{max} \quad (135)$$

missä

$w_{max}$  on taulukon 24 mukaan valittu maksimi halkeamaleveyden arvo.

Mikäli ehto toteutuu, on mitoitus niiltä osin kunnossa ja tarkastetaan vielä vähimmäisraudoitusalan ehto

$$A_{s,tot} \geq A_{s,min} \quad (136)$$

Vähimmäisraudoitusmäärä saadaan laskettua kaavalla (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211,215)

$$A_{s,min}\sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (137)$$

missä

$k_c$  puhtaalle taivutukselle käytetään arvoa 0,4 ja suoralle vedolle arvoa 1,0

$k$  on pakkovoimien vaikutuksen huomioiva kerroin

$\sigma_s$  voidaan käyttää arvoa  $f_{yk}$

$A_{ct}$  on vetorasitetun poikkileikkauksen pinta-ala ennen halkeilua.

Mikäli ehdot toteutuvat, halkeamaleveys on sallituissa rajoissa.

## 7.2.2 Taipuma

Taipumaa voi tarkastella jännemitan ja palkin tehollisen korkeuden avulla tai todellisen taipuman avulla. Tässä luvussa käydään läpi taipuman laskennallisen tarkastelun kaavoja.

Taipuman raja-arvo voidaan laskea kaavalla (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 234)

$$\alpha_{sall} = \frac{L}{250} \quad (138)$$

missä

$L$  on palkin jännemitta.

Taipuman laskentaketju on seuraava (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 234)

Lasketaan halkeiluaste kaavalla

$$\zeta = 1 - \beta \left( \frac{M_{cr}}{M_{Ek,max}} \right)^2 \quad (139)$$

halkeamattoman tilan kaarevuus kaavalla

$$\frac{1}{r_I} = \frac{M_E}{M_{c,eff} I_I} \quad (140)$$

täysin haljenneen tilan kaarevuus kaavalla

$$\frac{1}{r_{II}} = \frac{M_E}{M_{c,eff} I_{II}} \quad (141)$$

osittain haljenneen tilan kaarevuus kaavalla

$$\frac{1}{r} = \zeta \frac{1}{r_{II}} + (1 - \zeta) \frac{1}{r_I} \quad (142)$$

kutistuman aiheuttama kaarevuus kaavalla

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I} \quad (143)$$

Lasketaan kuormituksen taipuma kaavalla

$$\alpha_m = KL^2 \frac{1}{r} \quad (144)$$

missä

K on taulukosta 25 saatava kerroin eri momenttijakautumien mukaan.

lasketaan kutistuman aiheuttama taipuma kaavalla

$$\alpha_{cs} = K_{cs} L^2 \frac{1}{r_{cs}} \quad (145)$$

missä



$K_{cs}$  arvo on 0,125 (momenttijakautumakerroin kutistumalle).

ja lopuksi lasketaan kokonaistaipuma kaavalla


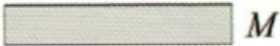


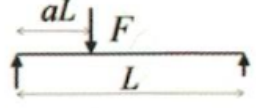
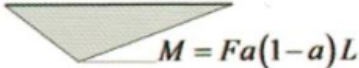
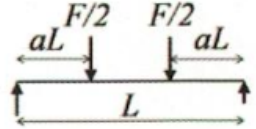

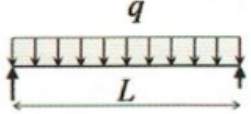

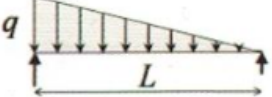

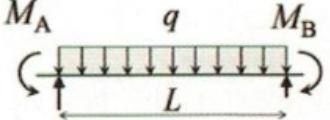
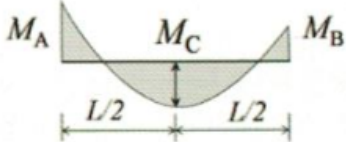
$$\alpha = \alpha_m + \alpha_{cs} \quad (146)$$

jonka jälkeen tarkastetaan, toteutuuko mitoitusehto

$$\alpha \leq \alpha_{sall} \quad (147)$$

Mikäli ehto toteutuu, on taipuma sallituissa rajoissa.

Taulukko 25. Taipumakertoimen K arvot. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211, 229.)

Kuormitus	Taivutusmomentti	Kerroin $K$
		$\frac{1}{8} = 0,125$
		$\frac{1}{9\sqrt{3}} = 0,0642$
		$\frac{1}{3}(a-a^2)$
		$0,125 - \frac{a^2}{6}$
		$\frac{5}{48} = 0,104$
		0,102
		$\frac{5}{48} \left( 1 + \frac{M_A + M_B}{M_C} \right)$ Momentit sijoitetaan merkkisääntöjen mukaan (+ tai -)

### 7.3 Laatan ja palkin liitoksen mitoitus

Laatan ja palkin mitoitus katsomoelementille tarkasteltiin kuvion 9 tapauksen 4 mukaisella rakennemallilla, kun elementti oli asennettuna. Laatta-osan ollessa vain 80 mm paksu ja koska rauditus sijaitsi keskeisesti, oli tarkistettava puristuspuolen kor-

keus ja tutkittava, toimiiko rauditus vetopuolen teräksenä. Laskenta on esitetty liitteessä 6. Laattaosan raudituksen jakovälille asetetaan taulukon 25 mukaiset ehdot, joista pienempi arvo on määräävä.

Taulukko 26. Pää- ja jakoraudituksen tankovälisäännöt. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 2/by 211,81.)

$S_{max,slabs}$ (pienempi arvoista)	pääraudoitus	jakorauditus
maksimimomentin ja pistekuormien alueet	$2h$ 250 mm	$3h$ 400 mm
muut alueet	$3h$ 400 mm	$4h (3,5h)$ 600 mm (450 mm)

## 8 YHTEENVETO

Tämän opinnäytetyön tavoitteena oli mitoittaa katsomoelementti kaikille siihen kohdistuville rasisuureille Eurokoodien mukaan. Opinnäytetyössä muokattiin olemassa olevista Excel-pohjista nopeakäyttöinen, kohteeseen soveltuva laskentapohja.

Opinnäytetyön laskentapohjasta tuli pitkä, koska siihen liitettiin useampia tarkasteluja, jotka käyttivät samoja lähtöarvoja. Pohjan käyttäminen oli kuitenkin nopeaa, kun suurin osa lähtötiedoista syötettiin alussa, ja laskennan edetessä tarkasteltaviin kohtiin tehtiin ehdot, joiden mukaan Excelin solun väri muuttui tilanteen mukaan ja erityistä tarkastelua vaativat kohdat korostettiin väreillä. Laskentapohjan loppuun lisättiin laskennan koonti, josta pystyy nopeasti katsomaan, onko käyttöaste vaaditulla tasolla ja laskelmat kunnossa. Työssä käytettiin myös FEM-laskentaohjelmaa, joka oli suureksi avuksi, kun tutkittiin elementin rasiuksia ja niiden jakaantumista.

Elementtirakentamiseen ei ole kovin paljoa erillistä kirjallisuutta, mutta Betoniyhdistyksen kirjat ovat todella hyvä apu laskentapohjia tehdessä. Kirjoissa on esitetty ensin teoriaosuus, jonka jälkeen on vaihe vaiheelta etevä laskentaesimerkki. Tässä työssä apuna käytettävät BY-kirjat perustuivat Eurokoodeihin ja asiat oli selkeämmin esitetty mitä Eurokoodeissa itsessään. Vaikka kirjat ovatkin hyvä apu laskentaan, on kuitenkin tutkittava teoriaa ja sisäistettävä se, että voiko kyseistä laskentaketjua soveltaa vallitsevaan tilanteeseen.

Laskentapohjaa kannattaisi jatkossa kehittää siten, että pohjan yläreunassa valittaisiin tarvittavat lähtötiedot ja raudoitteet laskennan edetessä. Varsinainen laskenta voisi sijaita valintataulukon alapuolella. Mitoitusehtojen toteutuminen ja käyttöaste voisi muuttua vieressä, mistä tietäisi, onko tehty valinta mitoitusehtojen mukainen.

## LÄHTEET

- SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC Eurokoodi 2: betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt.
- SFS-EN 1992-1-2 + AC Eurokoodi 2: betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Palorakenteiden palomitoitus.
- SFS-EN 1991-1-2 + AC Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-2: Yleiset kuormat. Palolle altistettujen rakenteiden rasitukset.
- Betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu -opas suunnittelijoille 2016 BY68. 2017. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
- Suomen rakentamismääräyskokoelma. 20.12.2016. Rakenteiden lujuus ja vakaus. [Verkkosivu]. Helsinki: Ympäristöministeriö. [Viitattu 17.9.2019]. Saatavana: <http://www.ym.fi/download/noname/%7B3F5DE241-F74B-4EA0-9F0E-18B81A7C0EC3%7D/125119>
- Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/by 211. 2013. 2. korjattu painos. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
- Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 2/by 211. 2013. 2. korjattu painos. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
- Betonitekniiikan oppikirja 2018/by201. 2018. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
- Betonielementtien nostolenkit ja -ankkurit. 2010. [Verkkokirja] Tampere: Betoniteollisuus ry. [Viitattu 17.9.2019]. Saatavana: [https://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/23860/Betonielementtien\\_nostolenkit\\_ja\\_-ankkurit\\_2010%20+%20Muutokset\\_2014\\_07.pdf](https://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/23860/Betonielementtien_nostolenkit_ja_-ankkurit_2010%20+%20Muutokset_2014_07.pdf)
- JENKA-nostojärjestelmä, tekninen käyttöohje. 2018. [Verkojulkaisu]. Peikko. [Viitattu 17.9.2019]. Saatavana: <https://d76yt12idvg5b.cloudfront.net/file/dl/i/H1zZ5w/lDfMVD-cADD8xDgBIYZERGg/JENKAFI001TMAWeb.pdf>

## **LIITTEET**

Liite 1. Kuormituksen laskenta

Liite 2. Nostoelinten valinta ja raudoituksen mitoitus nostossa

Liite 3. Katsomoelementin mitoittavan väännön laskenta

Liite 4. TB-poikkileikkauksen mitoitus

Liite 5. Väännön mitoitus

Liite 6. Laatan ja palkin liitoksen mitoitus