

Kalle Riihimäki

Teräsbetonipalkin mitoitus eurokoodeilla murto- ja käyttörajatilassa

Opinnäytetyö

Kevät 2015

Tekniikan yksikkö

Rakentamisen koulutusohjelma (ylempi AMK)

SeAMK 

SEINÄJOEN AMMATTIKORKEAKOULU
SEINÄJOKI UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

SEINÄJOEN AMMATTIKORKEAKOULU

Opinnäytetyön tiivistelmä

Koulutusyksikkö: Tekniikka

Tutkinto-ohjelma: Rakentamisen koulutusohjelma (ylempi AMK)

Suuntautumisvaihtoehto: Rakennesuunnittelu

Tekijä: Kalle Riihimäki

Työn nimi: Teräsbetonipalkin mitoitus eurokoodeilla murto- ja käyttörajatilassa

Ohjaaja: Martti Perälä

Vuosi: 2015

Sivumäärä: 94

Liitteiden lukumäärä: 9

Tämä opinnäytetyö käsittelee yksiaukkoisen teräsbetonipalkin mitoitusta eurokoodeilla murto- ja käyttörajatilassa. Murto- ja käyttörajatilamitoituksessa otetaan huomioon palkille tuleva taivutus- ja leikkausrasitus sekä erityisesti vääntörasitus. Vääntörasitus esiintyy harvoin yksinään, joten tässä työssä tarkastellaan myös väännön, leikkauksen ja taivutuksen yhdistettyjä rasituksia. Käyttörajatilamitoituksessa tutkitaan yksiaukkoisen teräsbetonipalkin halkeilua ja taipumaa.

Näille rasitustyypeille on tehty samalla Excel-laskentapohjat, jotka tulevat käyttöön Insinööritoimisto Savela Oy:hyn. Laskentapohjiin liittyy ohjeistus, joiden avulla kokematonkin suunnittelija pystyy mitoittamaan teräsbetonipalkin turvallisesti ja nopeasti.

Asiasanat: taivutus, leikkaus, vääntö, halkeilu, taipuma

SEINÄJOKI UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Thesis abstract

Faculty: School of Technology

Degree programme: Master's Degree Programme in Construction Engineering

Specialisation: Building Construction

Author: Kalle Riihimäki

Title of thesis: Reinforced concrete beam design according to Eurocodes in ultimate and serviceability limit states

Supervisor: Martti Perälä

Year: 2015

Number of pages: 94

Number of appendices: 9

The thesis dealt with single span reinforced concrete beam design according to Eurocodes in ultimate and serviceability limit states. In ultimate limit state bending, shearing and torsion were taken into account. The combinations of bending, shearing and torsion were also studied. In serviceability limit state, cracking and deflection were studied.

At the same time, excel templates were made for these types of stress that will be taken into use by Savela Oy, a construction engineering company. For the templates, guides were made. Using the guides, an inexperienced designer can design a reinforced concrete beam safely and quickly.

SISÄLTÖ

Opinnäytetyön tiivistelmä.....	1
Thesis abstract.....	2
SISÄLTÖ.....	3
Kuvio- ja taulukkoluetelo.....	5
Käytetyt termit ja lyhenteet	7
1 BETONIRAKENTEIDEN OMINAISUUDET	8
1.1 Rasitusluokat	8
1.1.1 Karbonatisaatio.....	10
1.1.2 Happorasitus.....	12
1.1.3 Sulfaattirasitus	12
1.1.4 Alkalirasitus.....	12
1.1.5 Kloridirasitus	13
1.1.6 Jäätyminen ja sulaminen	13
1.1.7 Jäänpoistokemikaalit.....	13
1.1.8 Kulumiskestävyys	14
1.1.9 Lämpökäsittely.....	14
1.2 Betonin lujuudet	14
1.2.1 Ominaispuristuslujuus.....	14
1.2.2 Ominaisvetolujuudet	15
1.2.3 Lujuusluokat.....	16
1.2.4 Lujuuksien kehittyminen.....	17
1.2.5 Betonin jännitystilat.....	18
1.3 Betoniterästen ominaisuudet.....	20
1.3.1 Yleistä tietoa betoniteräksistä	20
1.3.2 Kuumavalssatut betoniteräkset.....	21
1.3.3 Kylmämuokatut betoniteräkset.....	21
1.3.4 Hitsattavuus	21
1.3.5 Betoniterästen valmistuskoot ja toleranssit	22
2 TERÄSBETONIPALKIN MITOITUS MURTORAJATILASSA.....	23
2.1 Mitoitus taivutukselle.....	23

2.1.1	Perusteet taivutusmitoitukselle	23
2.1.2	Taivutusmitoituksen kulku	28
2.1.3	Puristusraudoitettu poikkileikkaus	31
2.2	Mitoitus leikkaukselle	32
2.2.1	Perusteet leikkausmitoitukselle	32
2.2.2	Leikkausmitoituksen kulku	39
2.3	Mitoitus väännölle	41
2.3.1	Perusteet vääntömitoitukselle	41
2.3.2	Vääntömitoituksen kulku	46
2.3.3	Vääntöraudoituksen mitoitus	49
2.3.4	Mitoitus yhdistetyille rasituksille	51
3	TERÄSBETONIPALKIN MITOITUS KÄYTTÖRAJATILASSA	53
3.1	Mitoitus halkeilulle	53
3.1.1	Perusteet halkeilumitoitukselle	53
3.1.2	Halkeamaton tila	53
3.1.3	Haljennut tila	56
3.1.4	Kuormitushistoria	57
3.1.5	Halkeamaleveyden rajoittaminen	58
3.1.6	Halkeamaleveyden rajoittaminen taulukkomitoituksella	64
3.1.7	Halkeilumitoituksen kulku	66
3.2	Mitoitus taipumalle	68
3.2.1	Perusteet taipumamitoitukselle	68
3.2.2	Palkin taipuman rajoittaminen jännemitan ja tehollisen korkeuden mukaan	70
3.2.3	Laskennallinen tarkistus taipumalle	71
4	YHTEENVETO	76
	LÄHTEET	78
	LIITTEET	79

Kuvio- ja taulukkoluetelo

Kuvio 1. Esimerkkejä betonin jännitys-puristuma kuvaajista.	18
Kuvio 2. Taivutetun poikkileikkauksen venymä- ja jännitysjakaumat.	24
Kuvio 3. Tasaisesti kuormitetun teräsbetonipalkin pääjännitysten suunnat.	33
Kuvio 4. Teräsbetonipalkin leikkausjännityskuvaaja ja leikkausmuodonmuutos palkin päässä.	34
Kuvio 5. Ristikkorakenne teräsbetonipalkissa.	35
Kuvio 6. Ristikkomenetelmässä käytetyt voimasuureet.	35
Kuvio 7. Pistekuorman vähennyskerroin ja jatkuvan kuorman mitoittava leikkausvoima tuen läheisyydessä.	36
Kuvio 8. Teräsbetonipalkin maksimileikkauskestävyys huomioiden puristussauvan ja hakojen kaltevuuden vaikutukset.	38
Kuvio 9. Tasapainottavan väännön rakenne ja kuormitus ulokepalkissa, sekä sen staattinen malli.	42
Kuvio 10. Vääntömomenttijakauma yksiaukkoisessa palkissa pistemäiselle- ja tasanjakautuneelle vääntömomentille. Tuentatapa väännön suhteen on jäykkä sekä palkin vääntöjäykkyys on vakio.	43
Kuvio 11. Teholliset vääntöpoikkileikkaukset mielivaltaiselle- ja suorakaidepoikkileikkaukselle.	45
Kuvio 12. Vääntörasitetun teräsbetonipalkin ristikkomalli.	47
Kuvio13. Suorakaidepoikkileikkauksen vääntöraudoitus. Poikittainen vääntöraudoitus A_{sw} ja pituussuuntainen vääntöraudoitus $A_{sL}=A_{s1}+A_{s2}$	50
Kuvio 14. Halkeamattoman teräsbetonipoikkileikkauksen määrittelytavat. Vasemmalla brutto-/nettopoikkileikkaus ja oikealla muunnettu poikkileikkaus.	55

Kuvio 15. Raudoituksen keskimääräisen venymän ja halkeamassa vaikuttavan venymän riippuvuus.	63
Kuvio 16. Palkin taipuman osat.	69
Kuvio 17. Taipumakerroin K eri momenttijakaumille.	72
Taulukko 1. Standardin EN 206 mukaiset rasitusluokat luokissa X0 ja XC.	8
Taulukko 2. Standardin EN 206 mukaiset rasitusluokat XD, XS ja XF.	9
Taulukko 3. Standardin EN 206 mukaiset rasitusluokat XA.	10
Taulukko 4. Karbonatisoitumiskerroin eri lujuusluokissa.	11
Taulukko 5. Eurocode 2 mukaiset betonin lujuusluokat ja lujuudet [MPa].	17
Taulukko 6. Puristusvyöhykkeen korkeuden määrittämiseen tarvittavat kertoimet λ ja η	25
Taulukko 7. Tasapainoraudoitettun poikkileikkauksen β_{bd} ja μ_{bd}	28
Taulukko 8. Eurocode 2 kansallisen liitteen mukaiset jännitysten rajatilat.	58
Taulukko 9. Eurocode 2:n mukaiset halkeamaleveyksien raja-arvot.	59
Taulukko 10. Kertoimet halkeamavälin laskentaan.	61
Taulukko 11. Tankojen maksimihalkaisijat halkeamaleveyden rajoittamiseen.	65
Taulukko 12. Tankojaon enimmäisarvot halkeamaleveyden rajoittamiseen.	65
Taulukko 13. Kansallisesti valittavan K-kertoimen arvo.	71

Käytetyt termit ja lyhenteet

Ominaiskuorma	Kuormaa edustava arvo ensisijaisesti, käytetään myös termiä kuorman ominaisarvo. (RIL 201-1-2008, 21.)
Mitoituskuorma	Kuorman ominaisarvo kerrottuna osavarmuusluvulla saadaan mitoituskuorma rakenteelle. (RIL 201-1-2008, 21.)
Murtorajatila	Betonirakenteet mitoitetaan ensiksi murtorajatilassa, joka huomioi rakenteeseen sen koko käyttöiän kohdistuvat rasitukset siten, että sen kantokyky säilyy koko ajan ja on turvallinen. (Betoniteollisuus.)
Käyttöraajatilat	Betonirakenteet mitoitetaan käyttöraajatilassa, joka huomio rakenteen halkeilut, taipumat ja jännitykset. (Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu 2007, 123.)
Rasitusluokat	Betoniin ympäristöstä kohdistuvat vaikutukset, jotka vaikuttavat betonin säilyvyyteen. (Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu 2007, 53.)
tehollinen korkeus	Teräsbetonipalkin yleensä puristetusta reunasta etäisyys vetoterästen painopisteeseen. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 92.)

1 BETONIRAKENTEIDEN OMINAISUUDET

1.1 Rasitusluokat

Rasitusluokilla tarkoitetaan betonille erilaisista ympäristöstä aiheutuvia rasituksia. Rasitusluokkien perusteella pystytään vaikuttamaan betonirakenteen säilyvyyteen. Taulukoissa 1, 2 ja 3 on esitetty Eurocode 2:ssa olevat betonin rasitusluokat standardin EN 206 mukaan. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 50–51.)

Taulukko 1. Standardin EN 206 mukaiset rasitusluokat luokissa X0 ja XC.
(Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu 2007, 54)

Luokan merkintä	Ympäristön kuvaus	Opastavia esimerkkejä paikoista, joissa rasitusluokka voi esiintyä
1. Ei korroosion tai rasituksen riskiä		
X0	Raudoittamaton tai metalliosia sisältämätön betoni kaikissa ympäristöissä, lukuun ottamatta niitä, joissa esiintyy jäädytys-sulatus- tai kulutus-rasitusta tai kemiallista rasitusta. Raudoitettu tai metallia sisältävä betoni hyvin kuivissa olosuhteissa	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on hyvin alhainen
2. Karbonatisoitumisen vaikutuksista aiheutuva korroosio		
XC1	Kuiva tai pysyvästi märkä	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on alhainen Pysyvästi vedenalainen betoni
XC2	Märkä, harvoin kuiva	Betoni, joka on pitkään kosketuksissa veteen Useimmat 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

Taulukko 2. Standardin EN 206 mukaiset rasisitusluokat XD, XS ja XF.
(Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu 2007, 54.)

Luokan merkintä	Ympäristön kuvaus	Opastavia esimerkkejä paikoista, joissa rasisitusluokka voi esiintyä
3. Muun kuin meriveden kloridien aiheuttama korroosio		
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
4. Meriveden kloridien aiheuttama korroosio		
XS1	Betoni on kosketuksissa ilman kuljettaman suolan kanssa, muuta ei suorassa kosketuksessa meriveteen	Lähellä rannikkoa tai rannikolla olevat rakenteet
XS2	Pysyvästi veden alla	Merirakenteiden osat
XS3	Vuoroveden ja roiskeen vyöhykkeellä	Merirakenteiden osat
5. Jääditys-sulatusrasitusjäänsulatusaineilla tai ilman niitä		
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 siltojen kannet Suoralle jäänsulatusaineroiskeelle ja jäätymiselle alttiit betonipinnat Roiskevyöhykkeellä olevat jäätymiselle alttiit merirakenteet

Taulukko 3. Standardin EN 206 mukaiset rasitusluokat XA.
(Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu 2007, 54.)

Luokan merkintä	Ympäristön kuvaus	Opastavia esimerkkejä paikoista, joissa rasitusluokka voi esiintyä
6. Kemiallinen rasitus		
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

1.1.1 Karbonatisaatio

Betonissa tapahtuva karbonatisaatio tapahtuu, kun hiilidioksidi (CO_2) reagoi sementtikiven ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) ainesosien kanssa. Karbonatisoitumisen seurauksena betonin emäksisyys pienenee, jolloin betonissa oleva rauditus saattaa alkaa syöpymään. Normaalisti betonin emäksisyyttä kuvaava pH-arvo on kovettumisen jälkeen 12–13,5. Kun pH-arvo laskee lähelle yhdeksää, alkaa betonissa oleva rauditus ruostua. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 53–54.)

Toinen karbonatisoitumisen vaikutus betoniin on muiden aineiden pääsemiseen betonirakenteen sisään helpommin kuin aiemmin. Betoni ei välttämättä rapaudu karbonatisoitumisen takia, mutta se saattaa muun muassa kutistua sen takia. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 54.)

Karbonatisoitumista voidaan hidastaa betonin huokosrakenteella, karbonatisoituvan aineksen määrällä, betonin lujuusluokalla ja sen suhteellisella kosteudella sekä jälkihoidolla. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 54.)

Seuraavalla kaavalla voidaan laskea karbonatisoitumisen syvyys betonissa tietyn ajan hetkellä:

$$d_{carb} = c_{carb} \sqrt{t} \quad (1)$$

missä

d_{carb} on karbonoitumissyvyys [mm],

c_{carb} on karbonoitumiskerroin [mm / \sqrt{a}],

t on aika [a].

Betonin lujuus vaikuttaa karbonatisoitumisen etenemisen nopeuteen alla olevan taulukon 4 mukaisesti.

Taulukko 4. Karbonatisoitumiskerroin eri lujuusluokissa.
(Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 54.)

Betoniluokka	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50
c_{carb}	4,51E	3,32E	2,43E	1,87E

Yllä olevassa taulukossa 4 karbonatisoitumiskertoimeen vaikuttaa betonin keskimääräisestä lieriölujuudesta (f_{cm}) riippuva kerroin E . Tämä kerroin E voidaan laskea kaavasta:

$$c_{carb} = E \times F = E \{0,0063(54,5 - F_{CM})^2 + 1,6\} \quad (2)$$

missä

E kuvaa ympäristötekijöitä

F kuvaa betonin lujuusluokan vaikutusta paraabelifunktiona

1.1.2 Happorasitus

Betoni voi joutua myös erilaisten happojen kanssa kosketuksiin. Tällöin betonissa olevat kalsiumyhdisteet ja ulkopuolinen happo reagoivat, jonka seurauksena syntyy vesiliukoisia suoloja. Tällöin kovettunut sementti tuhoutuu. Suolan liukoisuus veteen määrää reaktion nopeuden. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 55.)

1.1.3 Sulfaattirasitus

Sulfaattirasituksessa sulfaatti-ionit reagoivat Portland-sementin tai Portlandklinkkeriä sisältävän sementin aluminaattiyhdisteiden ja sulfaatti-ionien kanssa. Sulfaattirasitusta esiintyy esimerkiksi pohjaveden tai meriveden kanssa kosketuksissa olevassa betonissa. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 55.)

Sulfaattirasitus aiheuttaa ajan saatossa betonin täydellisen rapautumisen. Täydelliseen rapautumiseen johtaa betonin laajeneminen ja halkeilu, jonka seurauksena betonin vedenläpäisevyys kasvaa ja reaktio pystyy jatkumaan täydelliseen rapautumiseen asti. Paras tapa suojata betonia sulfaattirasitukselta on kasvattaa betonin vedenläpäisevyyttä ja valita oikeanlaista sementtiä. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 55.)

1.1.4 Alkalirasitus

Alkalirasitus poikkeaa sulfaattirasituksesta sillä tavoin, että rasitus kohdistuu betonin kiviainekseen. Alkaliliuokset rasittavat pii-pitoisia kiviaineksia, jolloin betonissa tapahtuu sulfaattirasituksen kaltaista laajenemista ja halkeilua. Halkeilu johtaa lopulta rapautumiseen. Vaurioiden etenemisen voidaan havaita lohkeamina ja lasimaisina pisaroina tihkuvat yhdisteet betonipinnassa. Suomessa alkalirasitusta esiintyy harvoin, lähinnä erilaisissa säiliöissä ja varastoissa. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 56.)

1.1.5 Kloridirasitus

Betoni sisältää jo itsessään kloridiyhdisteitä, jotka saattavat rikkoa teräksiä suojaavan passiivikalvon. Tällöin teräkset pääsevät ruostumaan. Ulkopuolelta valmiiseen betoniin kloridi tulee esimerkiksi maantiesuolasta tai merivedestä. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 56.)

1.1.6 Jäätyminen ja sulaminen

Betonin rapautumista aiheuttaa myös toistuva jäätyminen ja sulaminen. Betonin huokoiseen rakenteeseen kertyy vettä, joka jäätyessään laajenee ja näin ollen rikkoorakennetta. Betoniin voidaan lisätä niin sanottuja suojahuokoisia lisäaineilla valmistuksen yhteydessä. Suojahuokoiset eivät täyty vedellä pitkienkään märkänäoloaikojen saatossa ja toimivat tämän takia paineen tasaajina muiden huokoisten täyttyessä vedestä. Suojahuokoisten etäisyys toisistaan on alle 0,2 mm silloin, kun betoni jäätymis-sulamisvaikutukset on otettu huomioon. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 51–52.)

Pienentämällä vesi-sementtisuhdetta saadaan kapillaarihuokoisten määrää pienennettyä, jolloin pakkasenkestävyys kasvaa. Samoin pakkasenkestävyys kasvaa käyttämällä oikeanlaisia kiviaineksia, mitkä ovat vähähuokoisia. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 52.)

1.1.7 Jäänpoistokemikaalit

Maantiesuolat ja urea esimerkiksi heikentävät betonin pakkasenkestävyyttä. Nämä edellä mainitut aineet alentavat veden jäätymislämpötilaa, jolloin betonin sisällä saattaa olla jäätynyttä vettä, mutta pinnassa on jäätymätöntä. Tämä aiheuttaa betonin pinnan lohkeilua, jolloin jäänpoistoaineet, kuten maantiesuola, pääsevät tunkeutumaan ajansaatossa aina betonin raudoitukseen saakka. Tämän seurauksena raudoitus alkaa korroosioitumaan. Betoni voidaan suojata jäänpoistokemikaaleilta erilaisilla valmistuksen aikana lisättävillä lisäaineilla. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 52.)

1.1.8 Kulumiskestävyys

Betonin kulutuspinnoissa voi esiintyä hankauksesta, liukumisesta tai iskuista erilaisia jännitystiloja aiheuttaen ajankuluessa paikallisia vaurioita. Betonin murtuminen tai kulumisen voi alkaa sementtikivestä, kiviaineesta tai niiden liittymäpinnoista. Kulutuskestävyys on näin ollen riippuvainen betonin puristus- ja vetolujuudesta. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 52.)

Betonin kulutuskestävyyttä voidaan kasvattaa vesi/sementtisuhteen pienentämisellä ja betonin jälkihoidon pidentämisellä. Betonin kiviaineksella on vaikutus kulutuskestävyyteen, esimerkiksi silikaa sisältävä betoni on erinomainen kulutuskestävyydeltään. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 52.)

1.1.9 Lämpökäsittely

Kovettumisvaiheessa betonia ei saisi lämmittää yli 60 °C:n lämmössä eikä liian varhaisessa vaiheessa, koska betonin säilyvyys heikkenee oleellisesti. Tällöin sementin hydrataatio ei toteudu oikein ja ettringiitin sijasta muodostuu monosulfaatteja, jotka säilyvät selvästi huonommin. Jälkeenpäin betonissa muodostuva ettringiitti aiheuttaa sisäisiä jännityksiä betoniin, jotka ilmenevät halkeiluna. Betonin jäädyttämiseen pitää kiinnittää huomiota erityisesti rakenteen paksuuntuessa. Hidas jäähtyminen vähentää pintahalkeilua. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 53.)

1.2 Betonin lujuudet

1.2.1 Ominaispuristuslujuus

Betonin tärkein ominaisuus on sen puristuslujuus. Betonin ominaislieriölujuus Eurocode 2 mukaan on f_{ck} ja ominaiskuutiolujuus on $f_{ck, cube}$. Ominaiskuutiolujuus ja ominaislieriölujuus eroavat toisistaan koekappaleen muodolla. Ominaiskuutiolujuus voidaan määrittää standardikuution mukaan, jonka koko on 150 mm x 150

mm x 150 mm. Ominaislieriölujuus määritetään standardilieriön mukaan, $d \times h = 150 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$. Lujuuksista suurempi on ominaiskuutiolujuus. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 29.)

Syitä siihen, että koekuution ominaispuristuslujuus on ominaislieriölujuutta suurempi, on useita. Yksi syy tähän on esimerkiksi se, että lieriön mallinen koekappale kuormitetaan samansuuntaisesti valusuuntaan nähden ja kuution mallinen koh-tisuoraan. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 30.)

Ominaispuristuslujuuksien suhde vaihtelee siten, että lujuuksien kasvaessa niiden ero kasvaa samalla. Karkeasti voidaan puhua suhteen olevan $\frac{f_{ck}}{f_{ck,cube}} = 0,8 \dots 0,85$.

Lineaarisen regression avulla voidaan esittää ominaiskuutiolujuus ominaislieriölujuuden avulla.

$$f_{ck,cube} = 1,172 \times (f_{ck} + 2) \quad (3)$$

1.2.2 Ominaisvetolujuudet

Betonin vetolujuus on huomattavasti heikompi kuin sen puristuslujuus. Eurocode 2:n mukaan keskimääräinen aksiaalivetolujuus f_{ct} voidaan laskea halkaisuvetolujuuden $f_{ct,sp}$ avulla:

$$f_{ct} = 0,9 \times f_{ct,sp} \quad (4)$$

Halkaisuvetolujuus saadaan lieriökoekappaleen halkaisukokeesta. Toisaalta tulee kuitenkin huomata, että $f_{ct} \neq f_{ctm}$. Eurocode 2:n mukaan betonin keskimääräistä aksiaalivetolujuutta merkitään f_{ctm} ja se voidaan laskea kaavasta: (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 31.)

$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3} \quad (5)$$

Taivutetuissa rakenteissa, kuten teräsbetonipalkeissa, esiintyvä taivutusvetolujuus $f_{ctm,fl}$ on pääsääntöisesti suurempi kuin keskimääräinen aksiaalivetolujuus f_{ctm} . Tai-

vutusvetolujuuden ja keskimääräisen aksiaalivetolujuuden suhde on kaavan (6) mukainen.

$$f_{ctm,fl} = f_{ctm} \frac{1 + \alpha_{fl} \left(\frac{h_b}{100 \text{ mm}} \right)^{0,7}}{\alpha_{fl} \left(\frac{h_b}{100 \text{ mm}} \right)^{0,7}} \quad (6)$$

missä

h_b on poikkileikkauksen korkeus [mm]

f_{ctm} on keskimääräinen aksiaalivetolujuus

α_{fl} on kerroin, jolle voidaan käyttää arvoa 1,5.

Betonille voidaan laskea taivutusvetolujuuden ja vedetyn reunan taivutusvastuksen W avulla tietylle poikkileikkaukselle halkeilukapasiteetti M_{cr} .

$$M_{cr} = f_{ctm,fl} W \quad (7)$$

Ainoastaan matalille poikkileikkauksille voidaan käyttää kaavaa

$$M_{cr} = 1,7 f_{ctk} W \quad (8)$$

1.2.3 Lujuusluokat

Suunnittelussa betonin eri lujuusluokissa käytetään symbolina C kirjainta. Esimerkiksi C20/25 tarkoittaa Eurocode 2:n mukaan betonin lujuusluokkaa, jossa ensin on mainittu ominaislieriölujuus ja sitten ominaiskuutiolujuus. Taulukossa 5 on esitetty Eurocode 2:n mukaiset betonin lujuusluokat ja niitä vastaavat lujuudet. (Betoniteollisuus.)

Betonille voidaan laskea ominaislieriölujuuden avulla keskiarvolujuus f_{cm} . (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 33.)

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \quad (9)$$

Taulukko 5. Eurocode 2 mukaiset betonin lujuusluokat ja lujuudet [MPa].
(Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 33.)

Tunnus	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50
<i>f_{ck}</i>	12	16	20	25	30	35	40
<i>f_{ck,cube}</i>	15	20	25	30	37	45	50
Tunnus	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/85	C90/105
<i>f_{ck}</i>	45	50	55	60	70	80	90
<i>f_{ck,cube}</i>	55	60	67	75	85	95	105

1.2.4 Lujuuksien kehittyminen

Betoni saavuttaa normilujuutensa 28 vuorokauden iässä, mutta huomattavaa on, että puristuslujuus kasvaa eri tahtiin vetolujuuden kanssa. Betonin iän ollessa alle 28 vuorokautta puristus- ja vetolujuuden oletetaan kasvavan samalla nopeudella. Kun betonin ikä on suurempaa kuin 28 vuorokautta, vetolujuuden kehitystä kuvaavana aikafunktiona käytetään $\beta_{cc}(t)^{2/3}$ (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 33.)

Aikafunktio, joka kuvaa betonin puristuslujuuden kehitystä on muotoa:

$$\beta_{cc}(t) = e^{s\left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)} \quad (10)$$

missä

t on betonin ikä vuorokausissa

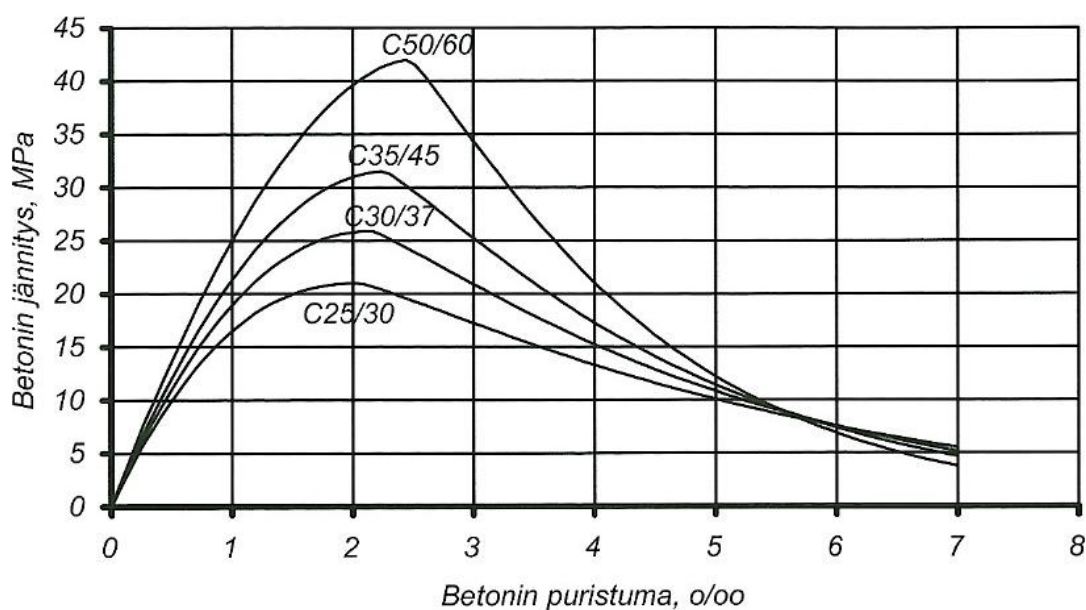
s on sementistä riippuva luku

- 0,20 R-luokan sementti

- 0,25 N-luokan sementti
- 0,3 S-luokan sementti (Suunnitteluohje EC2/by60, 19.)

1.2.5 Betonin jännitystilat

Betonissa voi esiintyä puristusjännityksiä ja vetojännityksiä. Betonissa on tavannomaisissa puristusjännitystapauksissa aksiaalinen jännitystila. Tällaisia jännitystiloja esiintyy muun muassa taivutetuilla palkeilla, jotka ovat suorakaidepoikkileikkauksia. Taivutuksesta aiheutuu poikkileikkaukseen puristusosa, missä edellä mainittua jännitystä esiintyy. Kuviossa 1 on esitetty esimerkkejä betonin jännityspuristuma kuvaajista. Muita jännitystiloja, joskin harvinaisempia, ovat tasojännitys- tai tasomuodonmuutostila sekä kolmiakselinen jännitystila.



Kuvio 1. Esimerkkejä betonin jännitys-puristuma kuvaajista. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 35.)

Eurocode 2:ssa esitetään funktio, jossa otetaan huomioon puristuman ϵ_{c1} muuttuminen:

$$\varepsilon_{c1} = \frac{0,7(f_{ck}+8)^{0,31}}{1000} \quad ; \quad \varepsilon_c < \varepsilon_{cu} \quad (11)$$

missä

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035, \text{ kun } f_{ck} < 50 \text{ MPa} \quad (12)$$

$$\varepsilon_{cu} = \frac{\left[2,8 + 27 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 \right]}{1000}, \text{ kun } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \quad (13)$$

Betonin kimmokerroin E_{cm} voidaan laskea kaavasta:

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{ck}+8}{10} \right)^{0,3} \quad (14)$$

Kimmo kertoimen laskentaan on annettu myös CEB:n mallinormeissa ohjeet, jotka ottavat huomioon betonin kiviaineksen. Nämä arvot ovat kuitenkin samoja, jos kiviaine on basalttia tai tiheää kalkkikiveä. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 36.)

Jos betoni on vedettynä, voidaan toisaalta olettaa, että se käyttäytyy epälineaarisesti tai toisaalta lineaarisesti. Betonin aksiaalivetolujuuden keskilujuus voidaan laskea kahdesta eri kaavasta riippuen betonin lujuudesta.

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}, \text{ kun betonin lujuus } \leq \text{C50/60} \quad (15)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \times \ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{10} \right), \text{ kun betonin lujuus } > \text{C50/60} \quad (16)$$

Betonin ominaisvetolujuus 95 % fraktiilissa ja 5 % fraktiilissa voidaan laskea kaavoista

$$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm} \quad (17)$$

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm} \quad (18)$$

Betonin mitoituslujuus voidaan laskea ominaisvetolujuuden 5 % fraktiilin ja betonin osavarmuusluvun avulla (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 40.)

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (19)$$

missä

γ_c on betonin osavarmuusluku, lähes aina 1,50. (Suunnitteluoehje EC2/by60, 27.)

Betonirakenteissa esiintyvä taivutusvetolujuus määräytyy maksimiarvosta, johon vaikuttavat rakenteen poikkileikkauksen korkeus ja ominaiskeskilujuus

$$f_{ctm,fl} = \max\{(1,6 - h/1000)f_{ctm}, f_{ctm}\} \quad (20)$$

missä

h on poikkileikkauksen korkeus millimetreissä. (Suunnitteluoehje EC2/by60, 29.)

1.3 Betoniterästen ominaisuudet

1.3.1 Yleistä tietoa betoniteräksistä

Betoniteräokset luokitellaan kahdeksan ominaisuuden perusteella. Lisäksi betoniteräsoerkoilla tulee ilmetä niiden liitoslujuus. Nuo kahdeksan luokiteltua ominaisuutta ovat eurooppalaisen standardin mukaan:

- koot ja toleranssit
- tartuntaominaisuudet
- hitsattavuus
- myötölujuus f_{yk}
- vetolujuuden ja myötölujuuden suhde (f_{tk} / f_{yk})
- murtovenymä ϵ_{uk}
- taivutettavuus
- väsymislujuus. (Suunnitteluoehje EC2/by60, 30.)

Suomessa on käytössä yllämainittujen ominaisuuksien lisäksi palonkestoa koskeva määräys. Siinä määräyksessä betoniteräksen tulee täyttää 300, 400, 500 ja 550 °C:n lämpötiloissa kyseessä olevalle lämpötilalle esitetyt lujuusarvot. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 57.)

1.3.2 Kuumavalssatut betoniteräkset

Suomessa kuumavalssatun betoniteräksen alkumerkkinä käytetään A-kirjainta. Kuumavalssauksella teräkselle luodaan hitsattavuutta. Koska terästä on kuumentettu 1000 °C ja jäähdytetty nopeasti, teräksestä tulee sitkeämpi ja muovattavampi kuin ilman käsittelyä. Kuumavalssattuja teräksiä voidaan valmistaa aina $\phi 6 - \phi 40$ mm tankoihin. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 57.)

1.3.3 Kylmämuokatut betoniteräkset

Kuumavalssattuun teräkseen voidaan valssata kylmänä harjakuvio, joka kasvattaa teräksen lujuutta mutta heikentää muodonmuutosominaisuutta. Tällöin pinta-ala supistuu noin 20 % aiemmasta. Suomessa alkumerkkinä käytetään B-kirjainta. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 57.)

1.3.4 Hitsattavuus

Suomessa hitsattavuus tarkoittaa, että työmaalla voidaan betoniteräksiä hitsata puikko- tai MAG-hitsauksella. Kylmävalssattuja teräksiä ei pääsääntöisesti voida työmaalla hitsata, vaan niihin tarvitaan vastuspistehitsaus, joita on käytössä lähinnä teollisuudessa. Suomessa teräksen hitsattavuus kerrotaan tunnuksen lopussa olevalla W-kirjaimella. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 58.)

Suomessa käytössä olevat betoniteräslaadut:

- A500HW: hitsattava kuumavalssattu harjatanko, $f_{yk} = 500$ MPa
- A700HW: hitsattava kuumavalssattu harjatanko, $f_{yk} = 700$ MPa
- B500HW: kylmämuokattu harjatanko, $f_{yk} = 500$ MPa

- B700HW: kylmämuokattu harjatanko, $f_{yk} = 700$ MPa
- B600KX: kylmämuokattu ruostumaton harjatanko, $f_{yk} = 600$ MPa
- S235JRG2: sileä pyörötanko, $f_{yk} = 235$ MPa, (lähinnä nostolenkit)
- S355J0: sileä pyörötanko, $f_{yk} = 355$ MPa, (lähinnä nostolenkit). (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 58.)

1.3.5 Betoniterästen valmistuskoot ja toleranssit

Suomessa on käytössä betoniraudoitusteräksinä seuraavat koot:

- 6 mm
- 8 mm
- 10 mm
- 12 mm
- 16 mm
- 20 mm
- 25 mm
- 32 mm. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 59.)

Betoniteräksen koko määräytyy poikkileikkauksen halkaisijan perusteella. Betoniteräksiä toimitetaan pääsääntöisesti aina 18 m pituuteen asti. Raudoitusverkkoja voidaan valmistaa sileistä-, harja- tai kuviotangoista. Pääsääntöisesti verkoissa käytettävät tankopaksuudet ovat 4–12 mm. Betoniteräsverkkoja käytetään lähinnä laatoissa ja seinissä. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 59.)

2 TERÄSBETONIPALKIN MITOITUS MURTORAJATILASSA

2.1 Mitoitus taivutukselle

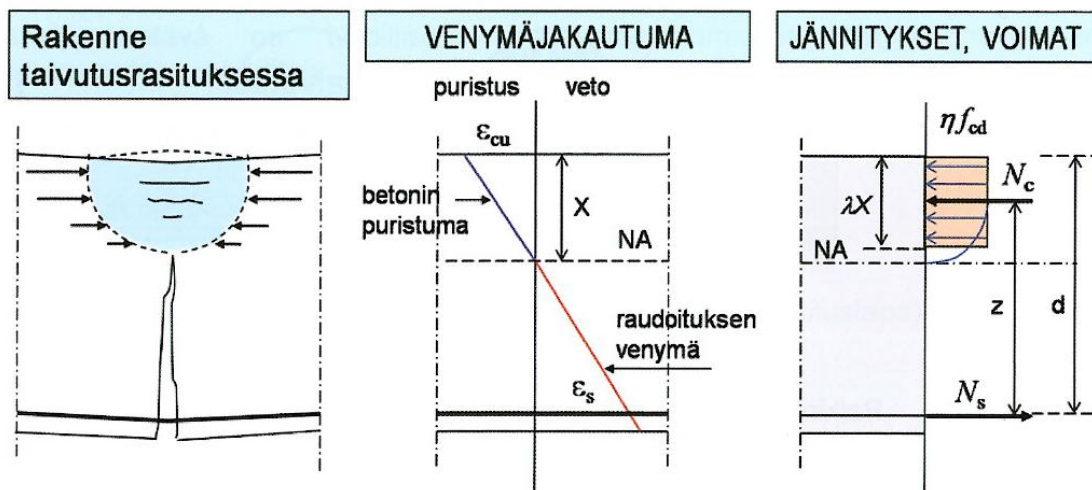
Luvun 2.1 alaluvuissa käydään lävitse teräsbetonipalkin mitoitus taivutukselle eurokoodeilla. Ensin käsitellään perusteet taivutuksen mitoittamiseen, jonka jälkeen seuraa yksityiskohtaisesti vaihe vaiheelta etenevä mitoitus. Viimeisenä käsitellään puristusraudoitettua poikkileikkausta.

2.1.1 Perusteet taivutusmitoitukselle

Tässä opinnäytetyössä käsitellään pelkästään yksiaukkoisia teräsbetonipalkkeja. Teräsbetonipalkin mitoitus murtorajatilassa taivutukselle perustuu muutamiin oletuksiin. Ensinnäkin oletetaan, että palkki toteuttaa tasapainoyhtälön, eli palkin tukireaktioiden summan resultantti on yhtä suuri mutta vastakkaisuuntainen kuin palkille tulevan kuorman resultantti. Toinen oletamus on, että palkki noudattaa Euler-Bernoullin palkkiteoriaa, niin sanottua teknillistä taivutusteoriaa. Tämä tarkoittaa sitä, että palkin poikkileikkaustaso pysyy kuorman vaikuttaessa (muodonmuutosten syntyessä) tasona, joka on kohtisuorassa palkin pituusakselia vastaan. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 91–92.)

Loput oletukset ovat seuraavat:

- Betonin vetojännitystä ei huomioida mitoituksessa.
- Puristetun betonin jännitys-venymä riippuvuus on aiemmin käsitellyssä luvussa betonin jännitystilojen mukainen.
- Betonin puristusvyöhyke korvataan suorakaiteen muotoisella jakautumalla, katso kuvio 2 alla.
- Jos betonin reunapuristuma $\geq \varepsilon_{cu}$ tai pintakeskiön puristuma $\geq \varepsilon_c$, poikkileikkaus murtuu.
- Betonissa olevien raudoitteiden jännitys σ_s on yhtä suuri kuin niiden myötölujuus f_{yd} . (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 91–92.)



Kuvio 2. Taivutetun poikkileikkauksen venymä- ja jännitys jakaumat. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 92.)

Teräsbetonipalkkia mitoitettaessa taivutukselle oletetaan siis, että vetopuolella oleva rauditus myötää, joten rauditusmäärä täytyy tällöin rajoittaa siten, että oletus toteutuu. Kun vetoraudoituksen jännitys on myötölujuuden suuruinen ja betonin suurin puristusjännitys on poikkileikkauksen reunalla betonin puristuslujuuden suuruinen, sitä voidaan kutsua tasapainoraudoitukseksi, jota merkitään A_{sb} . (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 92.)

Yllä olevassa kuviossa 2 esiintyvät kertoimet λ ja η muuttuvat betonin eri lujuuksille. Ne pysyvät vakioina normaaleilla betonilujuuksilla, mutta korkealujuuksisilla betoneilla ne muuttuvat lujuuden mukaan. Alla olevassa taulukossa 6 on esitetty λ :n ja η :n arvot normaaleille betonilujuuksille ja kaavat, joiden avulla ne voidaan määrittää korkealujuusbetoneille. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 93.)

Taulukko 6. Puristusvyöhykkeen korkeuden määrittämiseen tarvittavat kertoimet λ ja η .
(Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 93.)

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

Rajataan tässä vaiheessa teräsbetonipalkin poikkileikkaukseksi pelkästään suorakaidepoikkileikkaus, koska muille poikkileikkauksille ei päde aivan samat laskenta-kaavat. Suorakaidepoikkileikkauksessa betonin puristusvyöhykkeen kestävyydelle on olemassa Eurocode 2:ssa seuraavanlainen kaava

$$N_{RC} = \eta f_{cd} b \lambda X \quad (21)$$

missä

- η on taulukosta 4 saatava kerroin
- f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
- b on poikkileikkauksen leveys
- λ on taulukosta 4 saatava kerroin
- X on puristusvyöhykkeen yläreunasta etäisyys poikkileikkauksen neutraaliakselille. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 94.)

Poikkileikkauksessa oleva raudituksen vetokestävyys puolestaan saadaan laskettua kaavasta

$$N_{RS} = f_{yd} A_s \quad (22)$$

missä

- f_{yd} on raudituksen myötölujuus [MPa]

A_s on poikkileikkauksessa olevan vetoraidoituksen poikkipinta-ala [mm²].

Tarkasteltaessa taivutetun palkin poikkileikkausta, palkin aksiaalisuuntaisen voimatasapainon nojalla poikkileikkauksen puristusvoimaresultantin ja vetovoimaresultantin täytyy olla yhtä suuria (jos ulkoista normaalivoimaa ei ole). Tästä seuraa se, että yhtälö $N_{Rc}=N_{Rs}$ voidaan kirjoittaa muotoon

$$\frac{\lambda X}{d} = \frac{A_s f_{yd}}{bd \eta f_{cd}} \quad (23)$$

missä

d on raudoituksen painopisteen etäisyys puristusvyöhykkeen reunaan [mm]. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 94.)

Teräsbetonipalkin mitoituksessa tarvittavat suureet, kuten tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus β , geometrinen raudoitussuhde ρ ja mekaaninen raudoitussuhde ω voidaan laskea seuraavista kaavoista

$$\beta = \frac{\lambda X}{d}, \quad (24)$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}, \quad (25)$$

$$\omega = \rho \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd}} \quad (26)$$

Näiden suureiden avulla voidaan puristusraudoittamattoman poikkileikkauksen tapauksessa aiemmin johdettu yhtälö $N_{Rc}=N_{Rs}$ kirjoittaa laaduttomilla muuttujilla seuraavasti

$$\beta = \omega \quad (27)$$

Taivutuskestävyys voidaan ilmoittaa puristusvyöhykkeen kestävyuden avulla M_{Rc} tai taivutusraudoituksen kestävyuden avulla M_{Rs} . (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 94.)

$$M_{Rc} = N_{Rc}z = \eta f_{cd} b \lambda X z \quad (28)$$

$$M_{Rs} = N_{Rs}z = f_{yd} A_s z \quad (29)$$

Poikkileikkauksessa olevien puristuspuoleisen puristuskestävyyden resultantti ja voraudoituksen vetokestävyys muodostavat poikkileikkaukseen voimaparin, joiden etäisyyttä voidaan kutsua sisäiseksi momenttivarreksi z . (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 95–96.)

$$z = d - \frac{\lambda X}{2} = d \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) \quad (30)$$

Puristusvyöhykkeen puristuskestävyyden M_{Rc} kaavaa voidaan muokata sijoittamalla z kaavaan, jolloin kaava sievenee muotoon

$$\frac{M_{Rc}}{\eta f_{cd} b d^2} = \beta \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) \quad (31)$$

Merkitsemällä μ :llä suhteellista momenttia saadaan yllä olevasta kaavasta (31) teräsbetonipalkin taivutuskestävyyden laskemiseen tarvittavat peruskaavat. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 96.)

$$\mu = \frac{M_{Rc}}{\eta f_{cd} b d^2}, \text{ josta seuraa, että} \quad (32)$$

$$\mu = \beta \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) \quad (33)$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (34)$$

Hieman aiemmin esiintyneen puristusvyöhykkeen korkeuden (X) ja raudoituksen painopisteen etäisyyden puristusvyöhykkeen reunasta (d) avulla voidaan laskea poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus tasapainoraidoitettuna. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 96.)

$$\frac{X}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} \quad (35)$$

Kaava (35) voidaan pyöryttää vähän eri muotoon, kun käytetään tehollista puristusvyöhykkeen korkeutta

$$\beta = \lambda \frac{X}{d} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} \quad (36)$$

Raudoituksen myötölujuus vaikuttaa tasapainoraidoituksen rajaan. Kuten jo aiemmissa luvuissa on käynyt ilmi, normaalilujuuksisilla betoneilla murtopuristuman vakio $\varepsilon_{cu} = 0,0035$. Toisaalta taas raudoituksen myötövenymä ε_{yd} muuttuu riippuen teräksen osamavarmuusluvusta ja myötölujuudesta. Tasapainoraidoituksen raja-arvo eri mitoituslujuuksille pystytään laskemaan kaavasta

$$\beta_{bd} = \lambda \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} \quad (37)$$

Alla olevassa taulukossa 7 on laskettu raja-arvoja teholliselle puristuspinnoille ja suhteelliselle momentille (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 97).

Taulukko 7. Tasapainoraidoitettujen poikkileikkauksen β_{bd} ja μ_{bd} .
(Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 97.)

Osavarmuus	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$		$f_{yk} = 600 \text{ MPa}$		$f_{yk} = 700 \text{ MPa}$	
	β_{bd}	μ_{bd}	β_{bd}	μ_{bd}	β_{bd}	μ_{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

Eurocode 2:n mukaan asettamalla puristusvyöhykkeen suhteelliseksi korkeudeksi 70 % rakenne saadaan mitoitettua sellaiseksi, että muodonmuutokset rakenteessa voidaan havaita selvästi ennen sen murtumista. Tämä voidaan pukea kaavan muotoon seuraavasti (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 97–98)

$$\beta \leq \beta_{max} = 0,7\beta_{bd} \quad (38)$$

2.1.2 Taivutusmitoituksen kulku

Kun lähdetään mitoittamaan taivutettua teräsbetonipalkkia, tulee selvittää, minkä suuruinen mitoittava taivutusmomentti M_{Ed} poikkileikkausta rasittaa. Teräsbe-

tonipalkki mitoitetaan siten, että poikkileikkauksen taivutuskestävyys M_{Rd} on vähintään yhtä suuri kuin poikkileikkauksessa vaikuttava mitoittava taivutusmomentti M_{Ed} . Tästä saadaan silloin mitoitusyhtälö, joka on muotoa (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 98)

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} \quad (39)$$

Viimeistään tässä vaiheessa valitaan poikkileikkauksen mitat, leveys b ja korkeus h , käytettävän betonin lujuus ja rasitusluokka, raudoituksen myötölujuus sekä vaadittu palonkesto-aika. Rasitusluokan avulla voidaan määrittellä teräksille tarvittava suojabetonikerroksen paksuus c_{nom} . Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo lasketaan kaavasta (40). (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 100–101.)

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (40)$$

missä

f_{ck}	on betonin ominaislieriölujuus [MPa]
α_{cc}	on betonin puristuslujuuskerroin, Suomessa 0,85
γ_c	on betonin materiaalin osavarmuusluku, lähes aina 1,50

Betonissa olevan raudoituksen myötölujuus lasketaan kaavasta

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (41)$$

missä

f_{yk}	on terästen myötölujuus [MPa]
γ_s	on teräksen materiaalin osavarmuusluku, lähes aina 1,15

Korkeuden ja suojabetonikerroksen avulla voidaan laskea poikkileikkauksen tehollinen korkeus d . Tehollisen korkeuden laskemista varten tarvitsee arvioida ensin käytettävien vetoterästen ja hakojen tankopaksuudet. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 100–101.)

$$d = h - c_{nom} - 1,1\emptyset_h - \frac{1,1\emptyset}{2} \quad (42)$$

missä

h	on poikkileikkauksen korkeus [mm]
c_{nom}	on käytettävä suojabetonikerros [mm]
\emptyset_h	on arvioitu hakojen tankopaksuus [mm]
\emptyset	on arvioitu vetoterästen tankopaksuus [mm].

Tehollisen korkeuden määrittämisen jälkeen voidaan laskea poikkileikkauksen suhteellinen momentti ja verrata sitä tasapainoraudoituksen mukaiseen suhteelliseen momenttiin

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2\eta f_{cd}} \quad , \mu \leq \mu_{bd} \quad (43)$$

missä

η	katsotaan taulukosta 6, yleensä 1,0
--------	-------------------------------------

Tämän jälkeen voidaan määrittää poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus β kaavasta (34), joka on myös alla

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (34)$$

Seuraava vaihe on selvittää poikkileikkaukselle mekaaninen raudoitussuhde ω kaavasta (27) tai sisäinen momenttivarsi z kaavasta (30). Kyseiset kaavat ovat kirjoitettu seuraavasti

$$\omega = \beta \quad (27)$$

$$z = d\left(1 - \frac{\beta}{2}\right) \quad (30)$$

Tarvittava vetorauditus voidaan laskea kahdella eri kaavalla, joista toisessa tarvitaan mekaanista raudoitussuhdetta ja toisessa sisäistä momenttivartta.

$$A_s = \omega b d \frac{\eta f_{cd}}{f_{yd}} \quad (44)$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z f_{cd}} \quad (45)$$

Saatu raudoituksen poikkipinta-alaa vastaava tankomäärä ja koko voidaan katsoa esimerkiksi siihen tarkoitettu taulukosta. Jos arvioitua tankopaksuutta joudutaan kasvattamaan, tehollinen korkeus d pienenee, joten palkin raudoitus tulee tarkistaa uudelleen laskemalla sama laskentaketju toistamiseen muuttuneen tehollisen korkeuden perusteella. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 99.)

2.1.3 Puristusraudoitettu poikkileikkaus

Yksiaukkoisessa teräsbetonipalkissa puristusraudoitus sijaitsee pääsääntöisesti palkin yläpinnassa. Puristusraudoitusta käytetään lisäämään palkin muodonmuutoskykyä, esimerkiksi kutistuman aiheuttaman taipuman pienentämiseen, sekä taivutuskestävyyteen. Puristusraudoitusta (A_{s2}) käytetään myös varmistamaan, että vetoteräkset (A_{s1}) myötäävät murtorajatilassa. Koska puristusraudoituksessa nimensä mukaan on puristavaa normaalivoimaa, terästen nurjahtaminen pitää estää muulla raudoituksella. Teräsbetonipalkissa nurjahdus estetään leikkaushaioilla. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 105.)

Puristusraudoituksen määrittämisen perusteet lähtevät mallintamalla kaksi sisäkkäistä poikkileikkausta. Näiden poikkileikkauksien kestävyudet lasketaan yhteen ja huomioidaan niiden raudoituksien myötörajat tai venymät.

Ensimmäisen poikkileikkauksen mallissa normaaliraudoituksen mukainen raudoitusmäärä on yhteistoiminnassa betonirakenteen puristusvyöhykkeen kanssa. Toisessa poikkileikkausmallissa muodostetaan poikkileikkaukseen voimapari puristus- ja vetoterästen kohtiin, joiden voimat ovat puristusraudoituksen suuruisia. Voimaparin etäisyys toisistaan on poikkileikkauksen tehollisten korkeuksien erotus. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 105.)

Raudoituksien venymät lasketaan sekä puristus- että vetopuolelta ja niitä verrataan teräksen myötövenymään. Puristuspuolen raudoituksen ollessa suuri se ei

murtotilassa välttämättä myötää. Vetoraudoitus sen sijaan pitää murtotilassa myödä aina. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 106.)

2.2 Mitoitus leikkaukselle

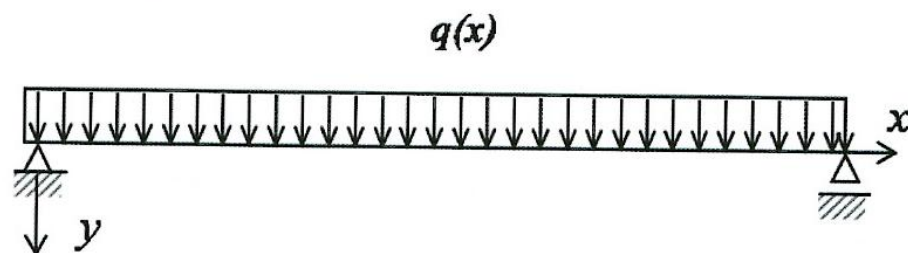
Tässä luvussa käydään lävitse teräsbetonipalkin mitoitusta leikkaukselle käyttäen laskentaperusteena Eurokoodeja. Ensin esitetään leikkausmitoituksen perusteet. Toisessa alaluvussa esitellään yksityiskohtainen vaihe vaiheelta etenevä leikkausmitoitus teräsbetonipalkille.

2.2.1 Perusteet leikkausmitoitukselle

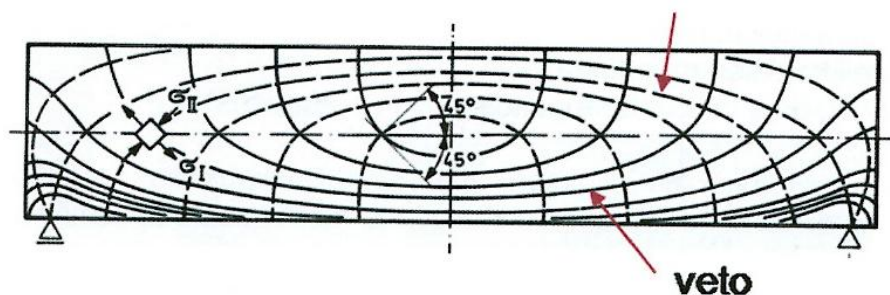
Yksiaukkoisessa teräsbetonipalkissa tukien läheisyyteen kerääntyy yleensä suurin leikkausrasitus. Leikkausrasitusta ilmenee samaan aikaan taivutusrasituksen kanssa. Jos yksiaukkoiseen palkkiin kohdistuu symmetrinen tasainen kuorma, leikkausrasitus on maksimissaan silloin, kun taivutusrasitus on minimissään. Palkkiin voi toki kohdistua muitakin pistemäisiä kuormia tai palkille tuleva jatkuva kuorma ei ole symmetrinen, jolloin mitoittavan leikkausrasituksen kohta palkilta tulee selvittää muulla tavoin. (Betonirakenteiden suunnittelu oppikirja osa 1/by211, 129.)

Kun taivutusrasitus aiheuttaa yksiaukkoiseen palkkiin pääsääntöisesti sen pituusakselin suuntaisia jännityksiä, yläpintaan puristusta ja alapintaan vetoa, leikkausrasitus aiheuttaa lähes kohtisuoraan palkin pituusakselin suuntaisia jännityksiä. Nämä jännitykset ovat pääsääntöisesti siis tukien läheisyydessä. Lisäksi palkissa oleva suurin leikkausjännitys löytyy palkin poikkileikkauksen pintakeskiöstä. (Betonirakenteiden suunnittelu oppikirja osa 1/by211, 129.)

Kuormitus

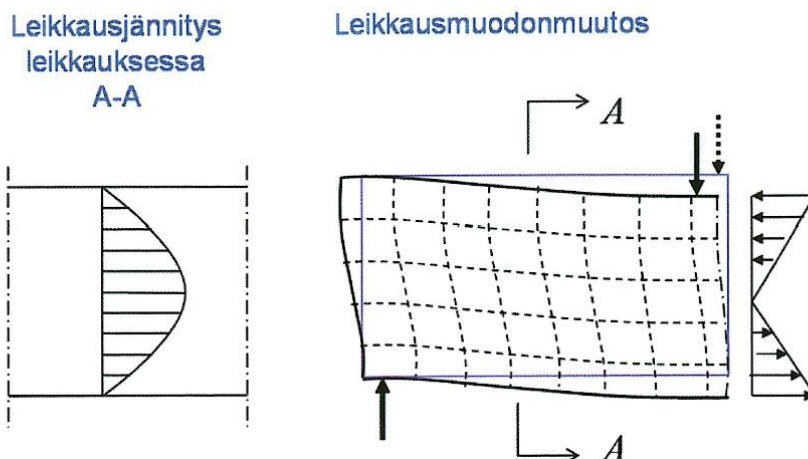


Pääjännitykset



Kuvio 3. Tasaisesti kuormitetun teräsbetonipalkin pääjännitysten suunnat. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 129.)

Palkin leikkausmurtuminen voi tapahtua useasta eri syystä. Jokaiselle syyllle löytyy vähän erilainen murtotapa. Esimerkiksi palkki, jossa ei ole riittävästi leikkausrasvoitusta, halkeaa siten, että halkeama kulkee vinosti tuelta palkin yläreunaan. Nämä halkeamat aiheuttavat poikkileikkauksiin sen, että edellä olevassa kuviossa 3 esiintyvä leikkausjännityksen jännitysjakautuma ei enää mene välttämättä kuvion 4 osoittamalla tavalla. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 131.)

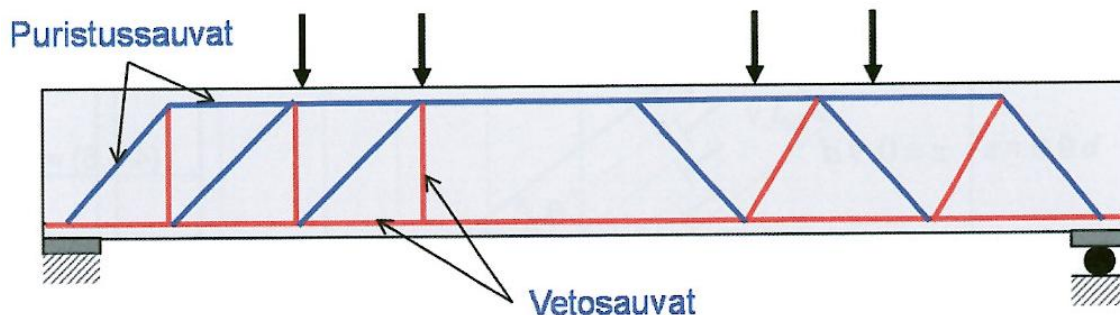


Kuvio 4. Teräsbetonipalkin leikkausjännityskuvaaja ja leikkausmuodonmuutos palkin päässä.

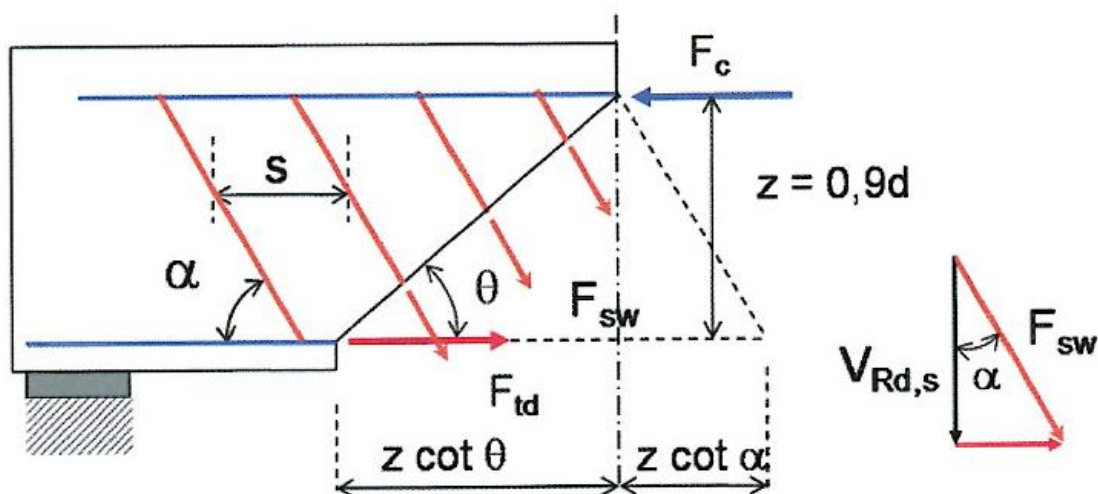
(Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 130.)

Palkki voidaan mitoittaa leikkausraudoittamattomana rakenteena tai leikkausraudoitettuna rakenteena. Leikkausraudoittamaton rakenne mitoitetaan kolmen mitoitusehdon avulla kokeellisella mallilla. Ensimmäinen on pääraudoituksen kestävyys, toinen on leikkauskestävyyden vähimmäisarvo ja kolmas on puristusmurto. Leikkausraudoitettu rakenne mitoitetaan kahdella mitoitusehdolla käyttäen ristikkomallinnusta. Ensimmäinen mitoitusehto on leikkausraudoituksen myötöehto ja toinen vinon puristussauvan murtoehto. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 132.)

Ristikkomalli-ajatus tulee siitä, että betonipalkin ajatellaan olevan ristikkorakenne, jossa vetosauvoina voidaan pitää leikkausraudoitusta ja puristussauvoina betonia itsessään. Betonipalkin alapinnassa olevat vetoteräksset oletetaan olevan ristikon alapaarteena. Ristikon yläpaarteena pidetään betonia. Kuviossa 5 havainnoillistetaan teräsbetonipalkissa olevaa ristikkomallia. (Betonirakenteiden suunnittelu oppikirja osa 1/by211, 133.)



Kuvio 5. Ristikkorakenne teräsbetonipalkissa.
(Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013/by211, 133.)



Kuvio 6. Ristikkomenetyksessä käytetyt voimasuureet.
(Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013/by211, 133.)

Tämän ristikkomallin perusteella, kriittisessä vinossa leikkauksessa leikkausraudoitukseen, jotka yleensä suorakaidepoikkileikkauksessa ovat U-hakojia, kohdistuu myötöhetyksellä voima

$$F_{R,sw} = f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} z (\cot \theta + \cot \alpha) \quad (46)$$

missä

- f_{ywd} on leikkausraudoituksen myötölujuus [MPa]
- s on hakojen välinen etäisyys [mm], katso kuvio 6
- A_{sw} on leikkausraudoituksen poikkipinta-ala [mm²]

θ on ristikkomallissa olevan puristussauvan kulma

α on hakojen kulma pituusakseliin nähden

Tämä kaavasta saatava voima on samalla leikkausraudoituksen suuntainen ja sen pystykomponentti $V_{Rd,s}$ pitää olla vähintään poikkileikkauksessa vaikuttavan mitoittavan leikkausvoiman V_{Ed} suuruinen.

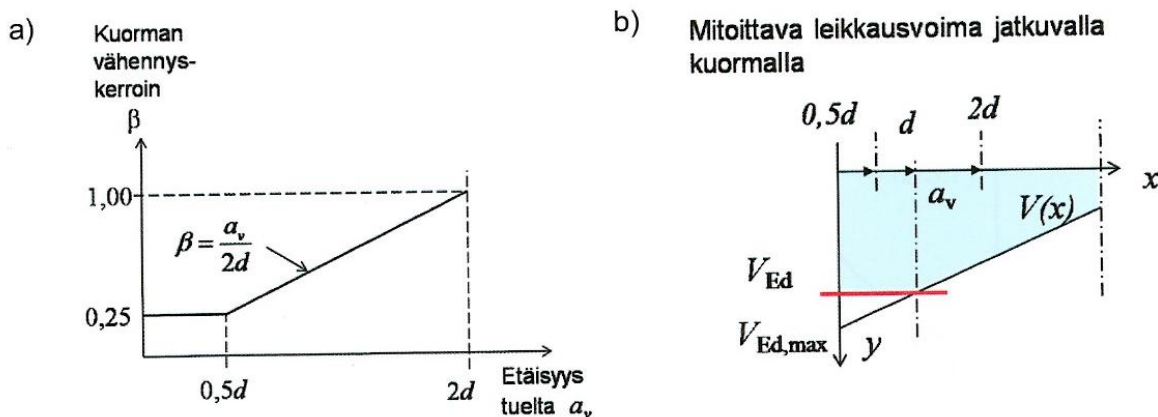
$$V_{Rd,s} = f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} z (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \geq V_{Ed} \quad (47)$$

missä

z on sisäinen momenttivarsi

Mitoittavan leikkausvoima sijaitsee palkin tuilla, kuten jo aiemmin todettiin. Tuen läheisyydessä palkin yläreunassa vaikuttavan kuorman voidaan olettaa siirtyvän suoraan tuelle, jolloin mitoittavaa leikkausvoimaa voidaan pienentää. Kuviossa 7 on esitetty pistekuorman vähennyskerroin ja jatkuvan kuorman mitoittava leikkausvoima tuen läheisyydessä. Pienennystä ei kuitenkaan voida tehdä, jos

- kuorma ei vaikuta palkin yläreunassa
- palkin tuki on muualla kuin alareunassa
- lasketaan puristusmurtokestävyyttä. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013/by211, 151.)



Kuvio 7. Pistekuorman vähennyskerroin ja jatkuvan kuorman mitoittava leikkausvoima tuen läheisyydessä.

(Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013/by211, 133.)

Leikkausraudoitusta suunniteltaessa suunnittelija voi itse päättää mihin asentoon leikkausraudoituksen asettaa. Suomessa teräsbetonipalkeissa on pääsääntöisesti käytössä pystyhaat, jolloin aiemmin esitetty kaava muuttuu muotoon

$$V_{Rd,s} = f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} z (\cot \theta) \geq V_{Ed} \quad (48)$$

Sisäinen momenttivarsi, jota käytetään leikkausraudoitusta mitoittaessa, on 90 % palkin tehollisesta korkeudesta d

$$z = 0,9d \quad (49)$$

Suunnittelija voi valita puristussauvan kaltevuuden θ 21,8°–45° väliltä. Tällä on vaikutusta tarvittavan leikkausraudoituksen määrän lisäksi betonin puristusmurtokestävyyteen ja pääraudoituksen ankkurointiin. (Betonirakenteiden suunnittelu oppikirja osa 1/by211, 133.)

Palkin uumassa vaikuttavan puristusmurtokestävyyden voidaan laskea palkissa olevan kuvitellun puristussauvan avulla. Ensiksi puristussauvan puristuslujuutta täytyy pienentää pienennyskertoimella v , joka ottaa huomioon betonin halkeilun (Betonirakenteiden suunnittelu oppikirja osa 1/by211, 134.)

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) \quad (50)$$

Tällöin puristussauvan puristuskestävyys on

$$F_{Rd,c} = v f_{cd} b_w z \cos \theta \quad (51)$$

missä

b_w on uuman leveys kapeimmalta kohdalta [mm]

Puristussauvan puristuskestävyyden avulla voidaan laskea pystykomponentin eli palkin uuman puristusmurtokestävyys silloin kun leikkausraudoitus on asetettu palkkiin 90° kulmaan (Betonirakenteiden suunnittelu oppikirja osa 1/by211, 135.)

$$V_{Rd,max} = v f_{cd} b_w z \cos \theta \sin \theta \quad (52)$$

Edellä oleva kaava (52) sievenee trigonometristen funktioiden kaavoilla muotoon (Betonirakenteiden suunnittelu oppikirja osa 1/by211, 135)

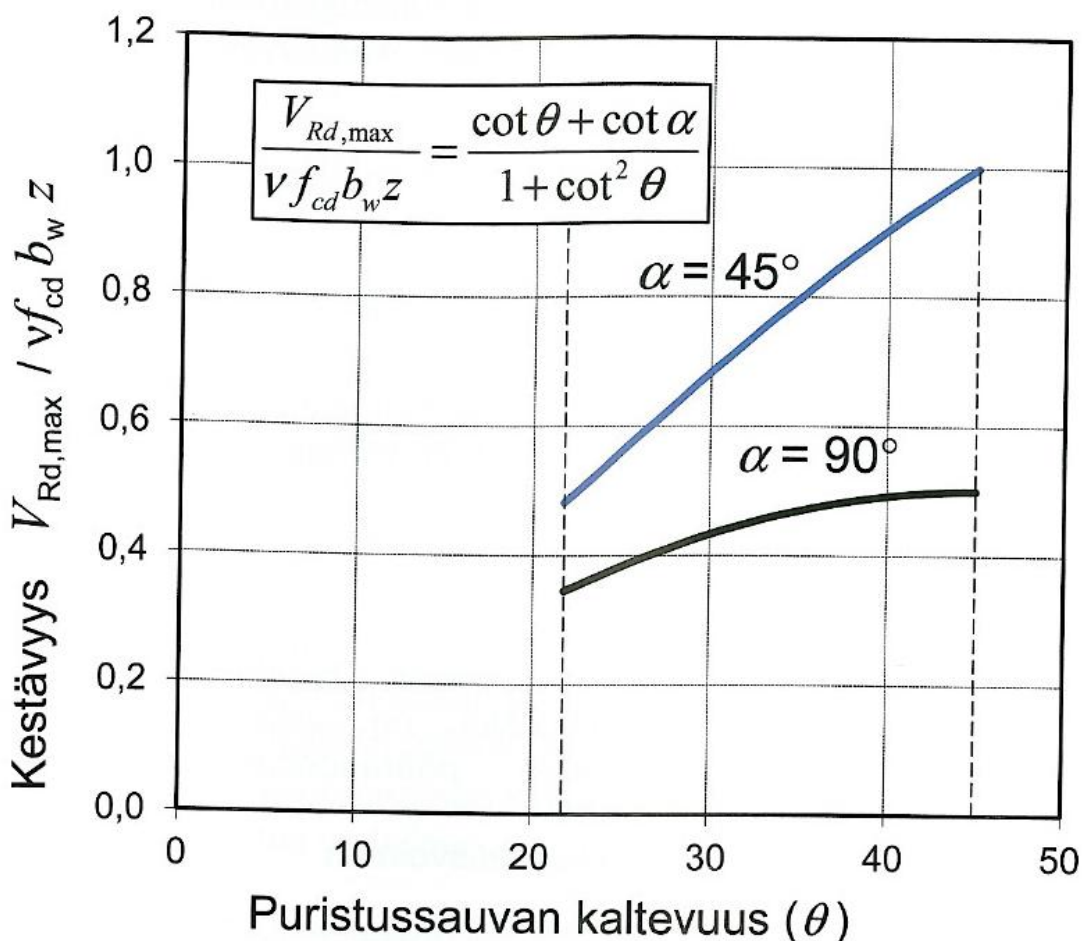
$$V_{Rd,max} = \frac{vf_{cd}b_wz}{\tan\theta + \cot\theta} \quad (53)$$

Jos leikkausraudoitus on palkissa vinossa asennossa, kaava on muotoa

$$V_{Rd,max} = vf_{cd}b_wz(\cot\theta + \cot\alpha)\sin^2\theta \quad (54)$$

ja se sieventyy muotoon

$$V_{Rd,max} = vf_{cd}b_wz \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot^2\theta} \quad (55)$$



Kuvio 8. Teräsbetonipalkin maksimileikkauskestävyys huomioiden puristussauvan ja hakojen kaltevuuden vaikutukset. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 137.)

Poikkileikkauksessa mahdollisesti tapahtuvan puristumurron aiheuttaman tunnetun leikkausvoiman avulla voidaan laskea puristussauvan kaltevuus. Kuviossa 8

on esitetty teräsbetonipalkin maksimileikkauskestävyys huomioiden puristussauvan ja hakojen kaltevuuksien vaikutukset. Puristussauvan kaltevuudella voidaan määrittää milloin puristusmurtoehto tulee määrääväksi tekijäksi leikkausrasituksen kannalta.

$$\theta = \arccot \cot \left[\frac{1}{2A} (1 - \sqrt{1 + 4A(\cot \alpha - A)}) \right] \quad (56)$$

Yllä olevassa kaavassa (56) esiintyvä termi A voidaan laskea puolestaan kaavasta

$$A = \frac{V_{Ed}}{v f_{cd} b_w z} \quad (57)$$

Raja-arvo, jolloin leikkausraudoitusten lisääminen ei enää kannata tai se ei enää lisää poikkileikkauksen leikkauskestävyyttä, lasketaan puristussauvan kulmalla $\theta=45^\circ$ ja se voidaan laskea seuraavalla kaavalla (Betonirakenteiden suunnittelu oppikirja osa 1/by211, 136–137)

$$\frac{A_{sw}}{s b_w} = \frac{1}{2 \sin \alpha} \frac{v f_{cd}}{f_{ywd}} \quad (58)$$

Jos poikkileikkauksen leikkausraudoituksen kestävyys tiedetään ja halutaan selvittää puristussauvan kulma, asetetaan raudoituksen kestävyys ja puristusmurtokestävyys yhtä suuriksi, jolloin yhtälö sievenee muotoon (Betonirakenteiden suunnittelu oppikirja osa 1/by211, 138)

$$\theta = \arccot \cot \left(\sqrt{\frac{v f_{cd} s b_w}{f_{ywd} A_{sw} \sin \alpha} - 1} \right) \quad , 21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ \quad (59)$$

2.2.2 Leikkausmitoituksen kulku

Teräsbetonipalkin mitoitus leikkaukselle lähtee liikkeelle siitä, että selvitetään poikkileikkausta rasittava mitoittava leikkausvoima V_{Ed} . Teräsbetonipalkki mitoitetaan siten, että poikkileikkauksen leikkausraudoituksen kestävyys $V_{Rd,s}$ on vähintään yhtä suuri kuin poikkileikkauksessa vaikuttava mitoittava leikkausvoima V_{Ed} . Tästä saadaan silloin mitoitusyhtälö, joka on muotoa (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 138.):

$$V_{Rd,s} \geq V_{Ed} \quad (60)$$

Teräsbetonipalkin poikkileikkauksen mitat, rasitusluokat ja betonin puristuslujuus sekä terästen myötölujuus lasketaan kuten taivutetussa rakenteen mitoituksessa luvussa 2.1.2. Seuraavaksi valitaan hakojen ja puristussauvojen kaltevuudet. Suomessa käytetään pääsääntöisesti pystysuuntaisia hakoja, jolloin $\alpha=90^\circ$. Puristussauvan kaltevuus valitaan $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$. Tämän jälkeen lasketaan poikkileikkaukseen vaadittava leikkausraudoitus. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 138.)

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha} \quad (61)$$

Leikkausraudoituksen tankopaksuus valitaan yleensä 5–10 mm väliltä, mutta se voi toki olla suurempaakin tarvittaessa. Teräsbetonipalkeissa käytetään usein umpihakoja, jotka ovat kaksileikkeisiä. Esimerkiksi verkoilla voidaan tehdä yksileikkeisiä leikkausraudoitteita. Näiden tietojen perusteella voidaan ratkaista hakaväli kaavasta (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 54)

$$s \leq \frac{A_{sw}}{V_{Ed}} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (62)$$

Seuraavaksi tulee tarkistaa palkin uuman puristumurtokestävyys

$$V_{Rd,max} = v f_{cd} b_w z \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \alpha} \quad (63)$$

Puristumurtokestävyys tulee olla suurempaa tai yhtä suurta kuin poikkileikkauksessa vaikuttava mitoittava leikkausvoima. Jos näin ei kuitenkaan ole, kasvatetaan poikkileikkauksen kokoa, betonin lujuutta tai suurennetaan kulmaa θ . (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 139.)

Mitoitettavaan teräsbetonipalkkiin tulee joka tapauksessa asettaa kuitenkin vähimmäisleikkausraudoitus, joka voidaan laskea kaavasta

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,08 b_w \sin \alpha \left(\frac{\sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}}}{\frac{f_{yk}}{MPa}} \right) \quad (64)$$

Yllä oleva kaava (64) voidaan kirjoittaa sellaiseen muotoon, josta selviää vastaava hakaväli

$$s \leq \frac{A_{sw}}{0,8b_w \sin \alpha} \frac{\frac{f_{yk}}{MPa}}{\sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}}} \quad (65)$$

Toisaalta taas suurin sallittu hakaväli voidaan laskea kaavasta

$$s_{max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad (66)$$

2.3 Mitoitus väännölle

Tämän luvun alaluvuissa käydään lävitse mitoitusta vääntörasitukselle teräsbetonipalkissa eurokoodeilla. Aluksi syvennyttään vääntömitoituksen perusteihin. Tämän jälkeen esitetään vääntöraudoituksen mitoitus vaihe vaiheelta. Lopuksi esitetään vielä vääntörasituksen ja muiden rasitusten yhteisvaikutusten huomioiminen palkin mitoituksessa.

2.3.1 Perusteet vääntömitoitukselle

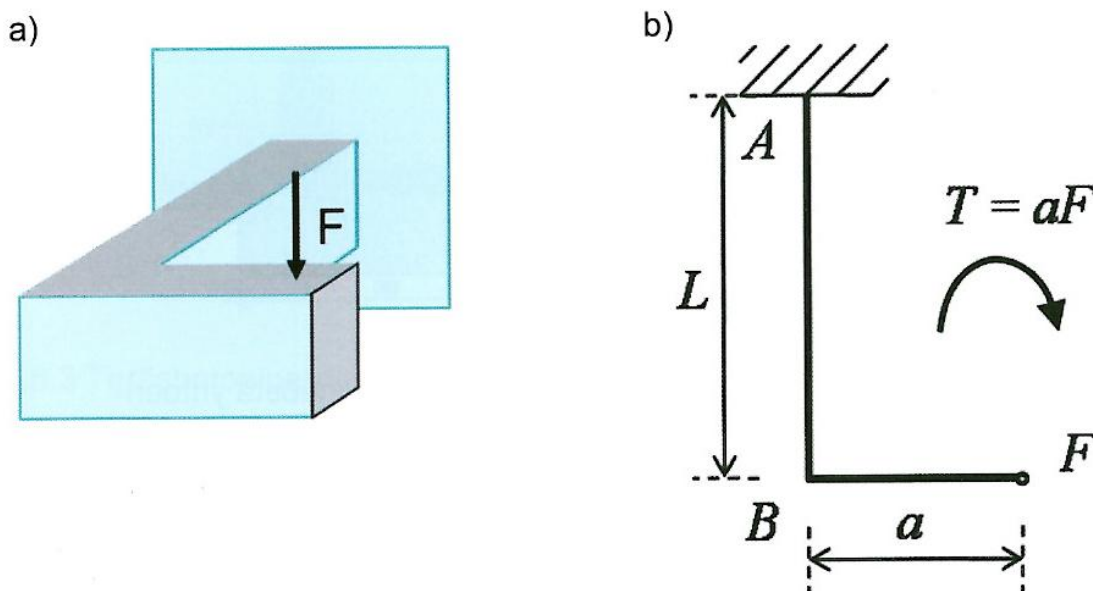
Teräsbetonipalkkiin voi kohdistua myös vääntörasitusta. Tyypillinen tilanne on esimerkiksi laataston reunapalkki, jossa laatat tukeutuvat palkin reunalle. Tällöin laatastolta tuleva kuormitus ei kulje palkin poikkileikkauksessa olevan vääntökeskiön kautta. Vääntökeskiöllä tarkoitetaan poikkileikkauksessa sellaista pistettä, jonka ympäri poikkileikkaus lähtee kiertymään vääntörasituksessa. Suorakaidepoikkileikkauksessa kyseinen vääntökeskiö löytyy pintakeskiöstä. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 165.)

Vääntörasituksessa poikkileikkauksen eri tasot eivät pysy tasoina. Poikkileikkauksen symmetria-akselit pysyvät kohtisuorassa palkin pituusakseliin nähden, niiden ulkopuoliset alueet taas siirtyvät palkin pituusakselin suunnassa. Tätä kyseistä tapahtumaa voidaan kutsua lyhyemmin poikkipintapainumaksi. Ainoastaan yhdellä poikkileikkauksella kyseistä ilmiötä ei tapahdu, ja se on ympyräpoikkileikkaus. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 165.)

Vääntöä on olemassa kahdenlaista eri tyyppiä. Estettyä vääntöä esiintyy lähinnä ohutseinämäisillä avoimilla kotelopoikkileikkauksilla, ja sitä ei tarvitse huomioida

betonirakenteissa. Betonirakenteissa esiintyvä vääntö on vapaata vääntöä, jolloin poikkipintapainuma syntyy vapaasti ilman ulkoisia tai sisäisiä esteitä. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 165.)

Vääntörasitus voidaan ottaa palkissa huomioon leikkaushaoilla, sillä vääntörasitus aiheuttaa poikkileikkaukseen leikkausjännityksiä. Vääntöjännitys on suurimmillaan suorakaidepoikkileikkauksen pidemmän sivun keskikohdassa. Ympyräpoikkileikkauksessa vääntöjännitys on loogisesti vakio koko kehän matkalla. Suorakaidepoikkileikkauksen nurkissa vääntöjännitys puolestaan on nolla. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 165.)



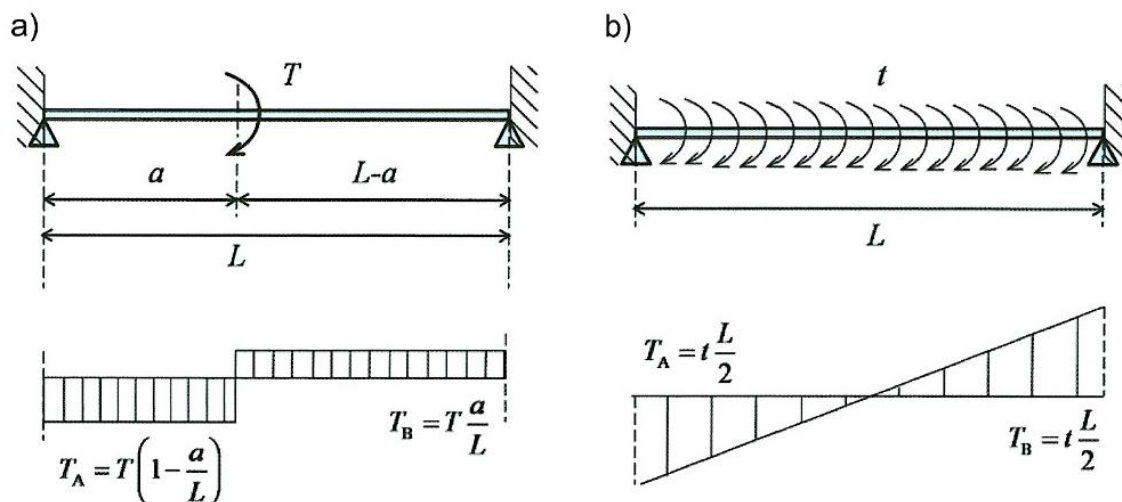
Kuvio 9. Tasapainottavan väännön rakenne ja kuormitus ulokepalkissa, sekä sen staattinen malli. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 167.)

Vääntömomenttia laskettaessa tulee huomioida, millaista vääntökuormitusta rakenteelle tulee. Jos teräsbetonipalkille tulee tasapainottavaa vääntöä, se tulee mitoittaa murtokestävyyden kannalta. Kuviossa 9 on esitetty tasapainottavan väännön rakenne ja kuormitus ulokepalkissa. Yhteensopivuusvääntöä ei tarvitse erikseen mitoittaa, vaan se hoidetaan pelkästään vähimmäisraudoituksen avulla. Yhteensopivuusvääntöä esiintyy esimerkiksi laataston reunapalkissa, jossa palkki ei

sen tuennan takia pääse kiertymään samalla tavalla kuin siihen tukeutuva laatta. (Betonirakenteiden suunnittelu oppikirja osa 1/by211, 167.)

Leukapalkin leuan päälle tuketuvat ontelolaatat aiheuttavat kuitenkin leukapalkille tasapainottavaa vääntöä ennen saumavalujen tekoa, minkä takia palkki on mitoitettava vääntörasitukselle. Saumavalujen kovettumisen jälkeen ontelolaattojen saumoihin ja leukapalkissa oleviin reikiin ankkuroitu rauditus toimii yhtenä rakenteena, jolloin siinä esiintyy ainoastaan yhteensopivuusvääntöä. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 167–168.)

Staattinen malli yksiaukkoiselle vääntörasitetulle palkille on staattisesti määräämätön, mutta usein tätä voidaan yksinkertaistaa siten, että oletetaan palkin vääntöjäykkyys vakioksi ja tuilla oleva kiinnitys täysin jäykäksi tai nollaksi. Näillä oletuksilla poikkileikkaukseen syntyvä vääntömomentti jakautuu kuten leikkausvoima leikkausvoiman suhteen kuormitetussa palkissa. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 168.)



Kuvio 10. Vääntömomenttijakauma yksiaukkoisessa palkissa pistemäiselle- ja tasanjakautuneelle vääntömomentille. Tuentatapa vääntöä suhteen on jäykkä sekä palkin vääntöjäykkyys on vakio. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 169.)

Teräsbetonipalkkiin, jossa vaikuttaa puhdas vääntörasitus halkeilemattomassa tilassa, syntyy reunoille 45° :n kulmassa spiraalimaisesti nousevia jännityskenttiä. Jos niiden pääjännitys on suurempi kuin betonin vetolujuus, rakenne halkeaa koh-

tisuoraan pääjännitystä nähden. Jos rakenteessa on yhteensopivuusvääntöä, vääntörasitus laukeaa. Jos rakenteessa puolestaan on tasapainottavaa vääntöä, rakenne murtuu. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 169.)

Jos rakenne on vääntöraudoitettu, halkeilun jälkeen rakenteessa olevat vääntöjännitykset pienenevät ja jakautuvat uudelleen. Tasapainottavan väännön tapauksessa halkeilu lisääntyy vääntömomentin kasvaessa, yhteensopivuusväännön tapauksessa uudelleen jakautuneet jännitykset eivät yleensä aiheuta lisää halkeilua. Syy siihen, että vääntömurto tapahtuu, johtuu raudoituksen myötäämisestä tai betonin puristusmurrosta. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 170.)

Jos rakenne on haljennut, vääntömitoituksessa käytetään leikkausmitoituksen tavoin ristikkomenetelmää. Halkeilutila puolestaan määritellään kimmoteorian avulla. Koska suurin vääntöjännitys sijaitsee poikkileikkauksen pidemmän sivun ulkoreunalalla, poikkileikkauksen ulkokuori toimii tehokkaimmin vääntörasitusta vastaan. Vääntöhalkeilutilan ja vääntökestävyyden maksimiarvon määrittämiseen poikkileikkauksesta pitää luoda kotelopoikkileikkaus, jonka seinämän paksuus voidaan laskea kaavasta

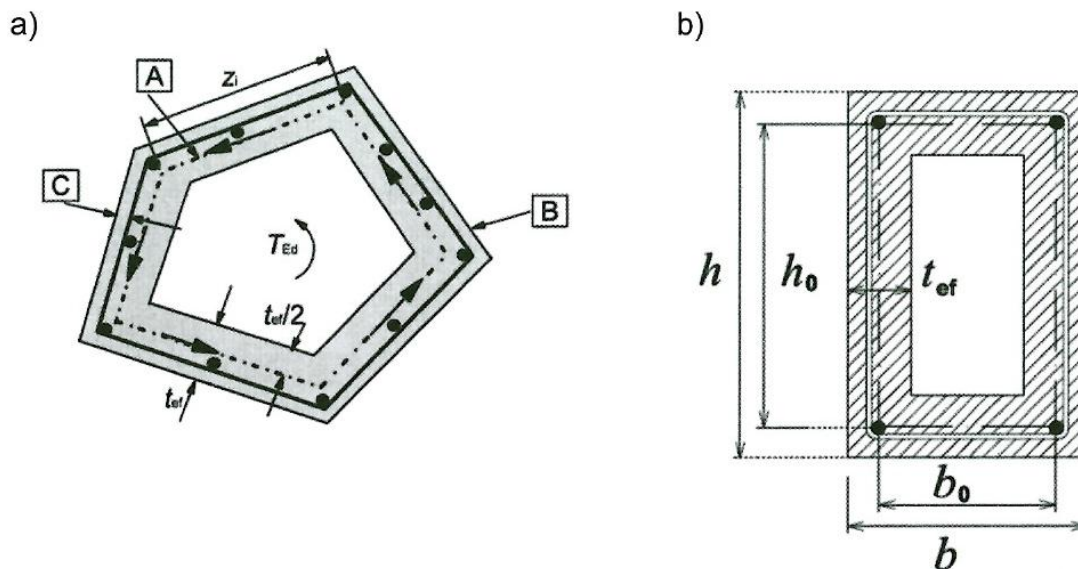
$$t_{ef} = \frac{A}{u} \quad (67)$$

missä

A on poikkileikkauksen ulkopintojen rajaama pinta-ala

u on poikkileikkauksen piiri

Rajaehto kotelopoikkileikkauksen seinämäpaksuudelle on $t_{ef} \geq 2d_s$, missä d_s :llä tarkoitetaan etäisyyttä pituussuuntaisten terästen keskeltä betonin ulkopintaan. Jos tarkasteltavana on todellinen kotelopoikkileikkaus, seinämän paksuus ei voi olla todellista seinämän paksuutta suurempi. Kuviossa 11 on esitetty vääntöpoikkileikkaukset mielivaltaiselle- ja suorakaidepoikkileikkaukselle. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 171.)



Kuvio 11. Teholliset vääntöpoikkileikkaukset mielivaltaiselle- ja suorakaidepoikkileikkaukselle.
(Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 171.)

Suorakaidepoikkileikkaukselle lasketaan seuraavilla kaavoilla (68 ja 69) kotelon keskilinjan rajoittaman poikkileikkauksen mitat.

$$h_0 = h - t_{ef} \quad (68)$$

$$b_0 = b - t_{ef} \quad (69)$$

missä

h on poikkileikkauksen korkeus

h_0 on kotelon keskilinjan rajoittaman poikkileikkauksen korkeus

b on poikkileikkauksen leveys

b_0 on kotelon keskilinjan rajoittaman poikkileikkauksen leveys

Näin ollen kotelon keskilinjan rajaaman poikkileikkauksen pinta-ala (A_k) ja piiri (u_k) voidaan laskea kaavojen (68 ja 69) avulla. Tehollisten pinta-alan ja piirin avulla

puolestaan pystytään muodostamaan mitoitusyhtälöt vääntömitoituksessa. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 171–172.)

$$A_k = h_0 b_0 \quad (70)$$

$$u_k = 2(h_0 + b_0) \quad (71)$$

Poikkileikkauksessa vaikuttava vääntömomentista syntyvä leikkausjännitys laskeaan kaavasta (Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu 2007, 99).

$$\tau_t t_{ef} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad (72)$$

Merkitsemällä halkeilukestävyyden $T_{Rd,c}$ yhtä suureksi tai suuremmaksi kuin mitoitettava vääntömomentti T_{Ed} ja merkitsemällä leikkausjännitystä τ_t betonin vetolujuudella f_{ctd} saadaan halkeilukestävyyden kaava (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 172)

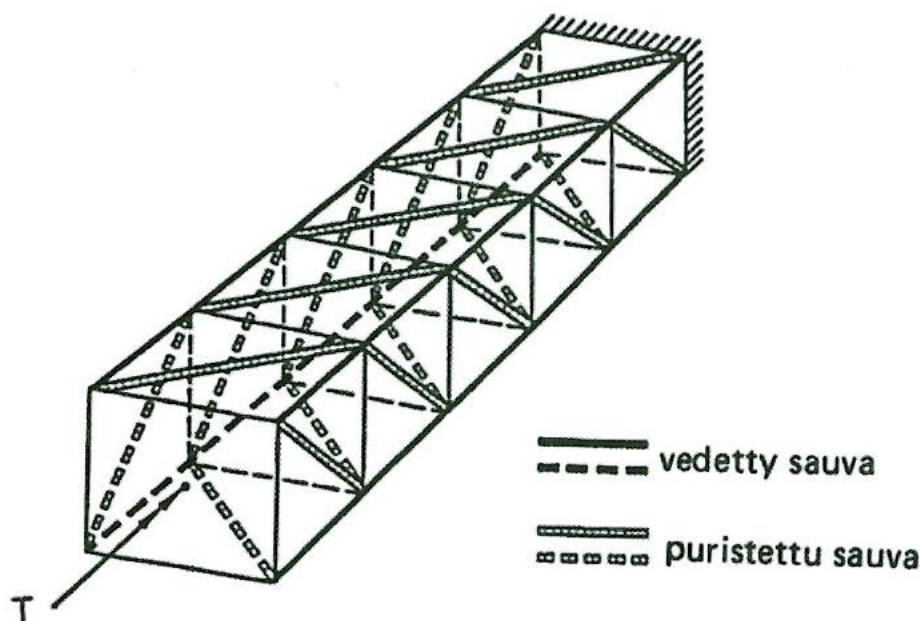
$$T_{Rd,c} = 2A_k t_{ef} f_{ctd} \quad (73)$$

Kaikissa tapauksissa teräsbetonipalkkiin on asetettava vähimmäisraudoitus vääntölle, vaikka mitoitusehto toteutuisikin. Lisäksi on huomioitava, että palkkiin kohdistuu hyvin harvoin pelkästään vääntörasitusta. Palkkiin kohdistuu lähes aina vääntörasituksen lisäksi leikkaus- ja/tai taivutusrasitusta, joiden yhteisvaikutusta käsitellään myöhemmissä luvuissa. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 172.)

2.3.2 Vääntömitoituksen kulku

Aivan kuten leikkausraudoitusta mitoitettaessa vääntöraudoitus mitoitetaan ristikkomenetelmää käyttäen. Poikkeavuutena leikkausraudoitusmitoituksen ristikkomenetelmään on, että vääntöraudoitusta mitoitettaessa käytetään kolmiulotteista ristikkoa. Kuviossa 12 on esitetty kolmiulotteinen ristikkomalli teräsbetonipalkissa. Palkin ylä- ja alakulmissa olevat terästangot toimivat ristikoiden vetopaarteina, palkinhaat toimivat poikittaisina vetosauvoina ja koteloon muodostuvat vinot beto-

nisauvat ristikon puristussauvoina. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 172.)



Kuvio 12. Vääntörasitetun teräsbetonipalkin ristikkomalli.
(Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 173.)

Eurocode 2:n mukaan puristussauvan kaltevuudeksi määräytyy sama kuin leikkausraudoituksen mitoituksessa. Vääntöraudoitusta mitoitettaessa on huomioitava se, että vääntöraudoituksessa tulee toimimaan samanaikaisesti sekä pituus- että poikittaissuuntaiset raudotteet. Koska niiden oletetaan myötävän samanaikaisesti, järkevintä on rajata puristussauvan kulma $30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 172.)

Palkin mitoitus vääntörasitukselle alkaa ensin palkin poikkileikkauksen, betonin lujuusluokan, terästen myötölujuuden, ja betonin rasitusluokan määrittämisellä. Lisäksi tarvitaan palkille tulevat kuormat sekä taivutus-, leikkaus- ja vääntörasitus. Näiden avulla lasketaan palkille vetoteräkset ja leikkausraudoitus.

Palkin tehollinen korkeus d lasketaan kaavasta (42). Lisäksi voidaan laskea tehollinen korkeus d_2 palkin yläreunasta yläreunan pituussuuntaisten terästen pintakeskiöön. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 179.)

$$d_2 = c_{nom} + 1,1\phi_h + \frac{1,1\phi_2}{2} = d_s \quad (74)$$

missä

- c_{nom} on käytettävä suojabetonikerros [mm]
 \emptyset_h on käytettävien hakojen tankopaksuus [mm]
 \emptyset_2 on yläreunan terästen tankopaksuus [mm].

Tämän jälkeen lasketaan poikkileikkauksen poikkipinta-ala A ja poikkileikkauksen piiri u . Tehollisen kotelon seinämän paksuus määräytyy seuraavasti:

$$t_{ef} = \max\left(2d_s, \frac{A}{u}\right) \quad (75)$$

missä

- d_s on etäisyys yläreunan pituussuuntaisten terästen pinta-keskiöstä poikkileikkauksen yläreunaan [mm]
 A on poikkileikkauksen poikkipinta-ala [mm²]
 u on poikkileikkauksen piiri [mm].

Tehollisen kotelon seinämän paksuuden avulla voidaan ratkaista teholliset poikkileikkauksen mitat kaavoista (68) ja (69), jotka ovat lisätty myös tähän

$$b_0 = b - t_{ef} \quad (68)$$

$$h_0 = h - t_{ef} \quad (69)$$

Seuraavaksi lasketaan tehollisen poikkileikkauksen pinta-ala A_k ja piiri u_k kaavojen (70) ja (71) avulla. Kyseiset kaavat ovat lisätty oheen

$$A_k = b_0 h_0 \quad (70)$$

$$u_k = 2(b_0 + h_0) \quad (71)$$

Tehollisen pinta-alan avulla voidaan laskea poikkileikkauksen vääntöhalkeilukestävyys $T_{Rd,c}$. Vääntöhalkeilukestävyyttä verrataan mitoittavaan vääntömomenttiin

T_{Ed} . Kaavalla (76) lasketaan poikkileikkauksen vääntöhalkeilukestävyys ja kaavasta (79) selviää mitoitusyhtälö.

$$T_{Rd,c} = 2A_k t_{ef} f_{ctd} \quad (76)$$

$$T_{Rd,c} \geq T_{Ed} \quad (77)$$

Jos vääntöhalkeilukestävyys on suurempaa kuin mitoittava vääntömomentti, palkissa riittää vähimmäisraudoitus. Jos mitoittava vääntömomentti on suurempi kuin vääntöhalkeilukestävyys, palkki halkeaa ja tarvitaan erillinen vääntöraudoitus laskelmien mukaan. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 180.)

2.3.3 Vääntöraudoituksen mitoitus

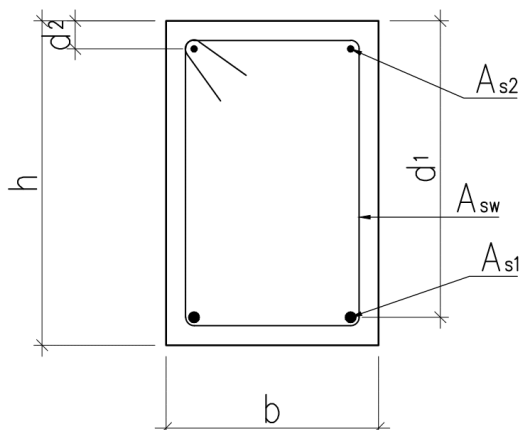
Kuten edellisen luvun 2.3.2 lopussa todettiin, erillinen vääntöraudoitus tarvitaan, jos mitoittava vääntömomentti on suurempi kuin vääntöhalkeilukestävyys. Vääntöraudoituksen aluksi määritetään puristussauvan kaltevuus θ . Poikkileikkauksessa on pituussuuntaisia ja poikittaissuuntaisia vääntöraudoituksia, kuten kuvioista 13 voidaan todeta. Pituussuuntainen vääntöraudoitus voidaan laskea kaavasta

$$A_{sL} = \frac{T_{Ed}}{2A_k f_{yLd}} \frac{u_k}{\tan \theta} \quad (78)$$

missä

f_{yLd} on pituussuuntaisen raudoituksen myötölujuus

Saatu teräsmäärä jaetaan poikkileikkaukseen symmetrisesti siten, että ylä- ja alareunan nurkkiin ja pitkän sivun puoliväliin sijoitetaan tangot, esimerkiksi $A_{sL} = 1017 \text{ mm}^2$, joka jaetaan poikkileikkaukseen kuvion 13 mukaan. Tankojen koko määräytyy jakamalla A_{sL} tankojen lukumäärällä, tässä tapauksessa $A_{sL} / 6 = 175 \text{ mm}^2$, joka vastaa halkaisijaltaan vähintään 16 mm:n tankoa. Tällöin toteutuneeksi pituussuuntaiseksi teräsmääräksi poikkileikkaukseen tulee $A_{sL,tot} = 1206 \text{ mm}^2$. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 180.)



Kuvio13. Suorakaidepoikkileikkauksen vääntöraudoitus. Poikittainen vääntöraudoitus A_{sw} ja pituussuuntainen vääntöraudoitus $A_{sL}=A_{s1}+A_{s2}$.

Hakaraudoituksen, joka toimii poikittaisena vääntöraudoituksena, mitoitus tapahtuu valitsemalla tankopaksuus ensin. Tämän jälkeen lasketaan hakojen poikkipinta-ala A_{sw} . Mitoittavan vääntömomentin, tehollisen poikkileikkauksen poikkipinta-alan, hakaraudoituksen myötölujuuden ja puristussauvan kaltevuuden avulla voidaan laskea tarvittava hakaväli

$$s \leq 2 \frac{A_{sw}}{T_{Ed}} A_k f_{ywd} \cot \theta \quad (79)$$

Vaikka poikkileikkaus ei halkeaisikaan laskennallisesti vääntömomentin voimasta, siihen pitää asettaa kuitenkin vähimmäisraudoitus. Haat tulee asettaa maksimissaan välille

$$s_{max} = \frac{u}{8} \quad (80)$$

Kun pituussuuntainen raudoitus ja hakaraudoitus on määritetty, pitää vielä tarkistaa vääntökestävyyden yläraja $T_{Rd,max}$, josta käytetään nimitystä puristusmurtokestävyys. Vääntökestävyyden ylärajan tulee olla suurempaa kuin mitoittava vääntömomentti. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 180.)

$$T_{Rd,max} = 2v f_{cd} A_k t_{ef} \sin \theta \cos \theta \quad (81)$$

missä

ν on pienennyskerroin, lasketaan kaavasta (50).

2.3.4 Mitoitus yhdistetyille rasituksille

Jos teräsbetonipalkkiin kohdistuu vääntöä, se hyvin harvoin on pelkästään ja puhtaasti vääntörasitettu. Hyvin usein siihen kohdistuu myös muita rasituksia väännön lisäksi. Jotta palkille tulee vääntörasitusta, siihen kohdistuu yleensä jokin ulkonainen kuorma, joka aiheuttaa palkille myös leikkaus- ja taivutusrasituksia. Yksiaukkoisessa teräsbetonipalkissa vääntörasituksen maksimiarvot ja leikkausrasituksen maksimiarvot sijaitsevat samassa kohtaa poikkileikkausta. Taivutusrasituksen maksimiarvo ja vääntörasituksen maksimiarvo sen sijaan voivat vaikuttaa samaan aikaan ulokepalkin tuella tai kaksi- tai useampiaukkoisen palkin jatkuvalla tuella. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 177.)

Käytännössä nämä yhdistetyt rasitukset otetaan huomioon raudoituksessa siten, että niille jokaiselle rasitukselle mitoitetään omat raudoituksensa. Ainoastaan leikkaus- ja vääntörasituksen vaikuttaessa samaan aikaan, betonin puristuskestävyys tulee tarkistaa. Mitoittavien leikkaus- ja vääntörasitusten suhde niiden maksimikestävyyteen ei saa ylittää arvoa yksi, muuten palkkiin ajatellun ristikon puristussauvan kestävyys saattaa ylittyä. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 177.)

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1 \quad (82)$$

missä

T_{Ed} on mitoittava vääntörasitus

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

V_{Ed} on mitoittava leikkausrasitus

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

Suorakaidepoikkileikkauksessa riittää vähimmäisraudoitus, jos kaavassa (83) oleva ehto toteutuu. (Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu 2007, 101.)

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1 \quad (83)$$

missä

$T_{Rd,c}$ on vääntöhalkeilukestävyys

$V_{Rd,c}$ on leikkausraudoittamattoman palkin leikkauskestävyys

(Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu 2007, 101.)

3 TERÄSBETONIPALKIN MITOITUS KÄYTTÖRAJATILASSA

3.1 Mitoitus halkeilulle

Tässä luvussa käydään läpi teräsbetonipalkin mitoitus halkeilulle eurokoodien mukaan. Ensin käydään lävitse perusteet mitoitukselle. Tämän jälkeen seuraa halkeamattoman ja haljenneen tilan laskennat. Laskelmissa huomioidaan palkin kuormitushistoria. Loppupuolella käydään lävitse halkeamaleveyden rajoittaminen laskennallisesti ja taulukkomitoituksella. Aivan viimeiseksi käydään lävitse kokonaan palkin halkeilumitoituksen kulku.

3.1.1 Perusteet halkeilumitoitukselle

Rajataan tämä opinnäytetyö koskemaan pelkästään yksiaukkoisia teräsbetonipalkkeja. Halkeilumitoitus suoritetaan teräsbetonipalkille käyttörajatilassa. Halkeilumitoituksessa rajataan betoniin syntyvien halkeamien kokoa, etenkin halkeamien, jotka syntyvät palkin pituussuuntaisesti. Palkissa olevilla halkeamilla on vaikutusta betonin virumiseen. Ne saattavat aiheuttaa jopa sen, että palkin toimiminen tietyssä kohtaa muuttuu epäkeloiseksi. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008/by210, 317.)

Halkeamien pysyminen haitallisuuden rajan alapuolella voidaan todeta sillä, että raudoituksessa johtuva jännitys pysyy alle kimmoteorian mukaisen rajan alapuolella. Näitä jännityksiä voidaan laskea siten, että oletetaan rakenteen olevan halkeamaton, jos vetojännitys ei missään kuormituksen vaiheessa ylitä betonin vetolujuutta f_{ctm} . (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008/by210, 317.)

3.1.2 Halkeamaton tila

Halkeamattomassa tilassa teräsbetonipalkin poikkileikkaussuureita voidaan laskea ja ottaa huomioon brutto- ja nettopoikkileikkauksen sekä muunnetun poikkileikkauksen mukaan. Bruttopoikkileikkauksella laskettaessa palkin raudoitusta ei oteta

huomioon, vaan sen viemä tila poikkileikkauksesta korvataan betonina. Nettopoikkileikkauksella laskettaessa palkin raudoituksen poikkipinta-ala vähennetään koko poikkileikkauksen pinta-alasta. Muunnetun poikkileikkauksen tapauksessa lisätään nettopoikkileikkaukseen raudoituksen pinta-ala kerrottuna teräksen ja betonin kimmokertoimien suhteella. Käytännössä teräsbetonirakenteet mitoitetaan brutto-poikkileikkauksen mukaan ja jännitetyt teräsbetonirakenteet muunnetun poikkileikkauksen mukaan. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 203.)

Muunnetun poikkileikkauksen laskennassa tarvittavan kimmokertoimien suhde voidaan laskea alla olevasta kaavasta (84). Kun käytetään betonin kimmokertoimena sen tehollista arvoa $E_{c,eff}$, voidaan kimmokertoimien suhteen α_e laskennassa huomioida kuormitusajankohta. Kimmokerroin suhde lasketaan kaavasta

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \quad (84)$$

missä

E_s on teräksen kimmokerroin

E_c on betonin kimmokerroin

Muunnettu poikkileikkauspinta-ala A_i lasketaan kimmokertoimien suhteen α_e , poikkileikkauksen leveyden ja korkeuden avulla.

$$A_i = A_c + (\alpha_e - 1)(A_{s1} + A_{s2}) \quad (85)$$

missä

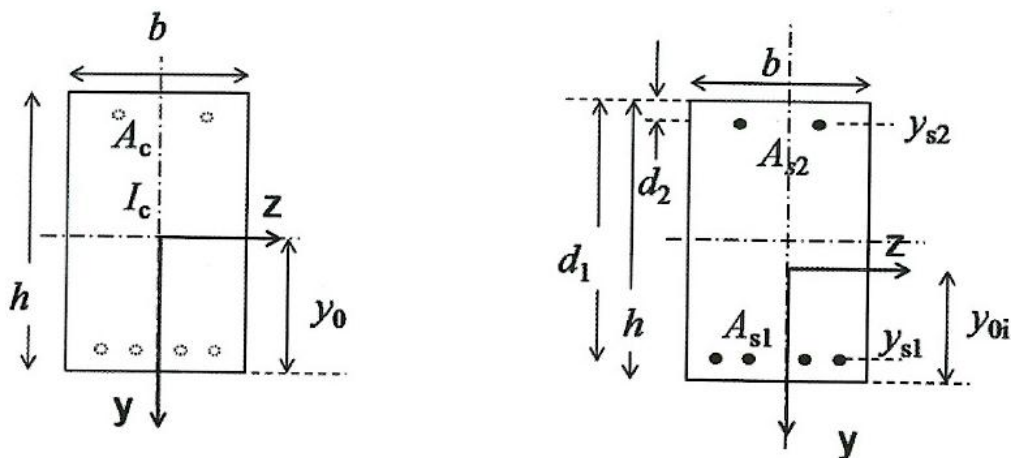
A_c on poikkileikkauksen pinta-ala (ei sis. raud.)

A_{s1} on vetoterästen poikkileikkausala

A_{s2} on puristuspuolen terästen poikkipinta-ala

Pintakeskiön paikka vedetyn reunan suhteen lasketaan kaavasta (86). Yksiaukkiossa palkissa vedetty reuna on käytännössä alareunassa. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 204.)

$$y_{0i} = \frac{y_0 A_c + (\alpha_e - 1)[A_{s1}(h - d_1) + A_{s2}(h - d_2)]}{A_i} \quad (86)$$



Kuvio 14. Halkeamattoman teräsbetonipoikkileikkauksen määrittelytavat. Vasemmalla brutto-/nettopoikkileikkaus ja oikealla muunnettu poikkileikkaus. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 204.)

Kuviossa 14 on selvitetty, miten kaavojen (84), (85) ja (86) suureet määritetään. Pintakeskiön paikan selvitettyä voidaan laskea muunnetun poikkileikkauksen jäyhyysmomentti I_i . Jäyhyysmomentti lasketaan kaavasta

$$I_i = I_c + A_c(y_{0i} - y_0)^2 + (\alpha_e - 1)[A_{s1}(y_{0i} - d_1)^2 + A_{s2}(y_{0i} - d_2)^2] \quad (87)$$

Ja vastaavasti puristusvyöhykkeen korkeus lasketaan kaavasta

$$X_I = h - y_{0i} \quad (88)$$

Poikkileikkauksessa vaikuttavat jännitykset voidaan kuvata funktioilla. Jos funktios-
ta saatu arvo on positiivista, siinä kohtaa poikkileikkausta on vetoa. Vastaavasti
funktios-
ta saatu arvo on negatiivista, siinä kohtaa poikkileikkausta on puristusta. Vastaavasti
funktios-
ta saatu arvo on positiivista, siinä kohtaa poikkileikkausta on vetoa. Vastaavasti
funktios-
ta saatu arvo on negatiivista, siinä kohtaa poikkileikkausta on puristusta. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 205.)

Betonin jännitys saadaan kaavasta

$$\sigma_c(y) = \frac{M_{Ed}}{I_i} y \quad (89)$$

Raudituksen jännitys saadaan kaavasta

$$\sigma_{s1,2} = \alpha_e \frac{M_{Ed}}{I_i} (y_{0i} - h + d_{1,2}) \quad (90)$$

3.1.3 Haljennut tila

Haljenneen tilan mitoitus perustuu halkeaman kohdalla tehtävään tarkasteluun, jossa tutkitaan muodonmuutoksia ja jännityksiä. Haljenneessa tilassa puristusvyöhykkeen korkeuden voi laskea kaavasta (91), jos puristuspuolen raudoitus otetaan huomioon. Jos puristuspuolen raudoitusta ei huomioida, kaava tyipistyy selvästi yksinkertaisempaan muotoon. Puristusraudoittamattoman poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus lasketaan puolestaan kaavasta (92). Kaavoissa käytetyt merkinnät on esitetty luvussa 3.1.2 kuviossa 14. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 205.)

$$X_{II} = \frac{1}{b} \{ [(\alpha_e A_{s1} + (\alpha_e - 1) A_{s2})^2 + 2b(\alpha_e d_1 A_{s1} + (\alpha_e - 1) d_1 A_{s2})]^{0,5} - (\alpha_e A_{s1} + (\alpha_e - 1) A_{s2}) \} \quad (91)$$

$$X_{II} = \alpha_e d_1 \rho_1 \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_e \rho_1}} \right) \quad (92)$$

Poikkileikkauksen jäyhyysmomentti voidaan puristusvyöhykkeen korkeutta avuksi käyttäen laskea kaavasta

$$I_{II} = \frac{b X_{II}^3}{3} + \alpha_e A_{s1} (d_1 - X_{II})^2 + (\alpha_e - 1) A_{s2} (d_2 - X_{II})^2 \quad (93)$$

Betonin reunajännitys puristetulla reunalla ja raudoituksen jännitys haljenneessa ja puristetussa osassa voidaan laskea poikkileikkauksen jäyhyysmomentin ja puristusvyöhykkeen korkeuden avulla. Huomioitavaa on, että betonin reunajännityksen puristus on tässä tapauksessa positiivista. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 206.)

Betonin reunajännitys:

$$\sigma_c = M_{Ed} \frac{X_{II}}{I_{II}} \quad (94)$$

Raudoituksen jännitys:

$$\sigma_{s1,2} = \alpha_e \frac{M_{Ed}}{I_{II}} (d_{1,2} - X_{II}) \quad (95)$$

Koska kaavan (95) perusteella lasketaan sekä vetopuolen, että puristuspuolen raudoitusten jännityksiä, on huomioitava pari asiaa. Ensiksi puristuspuolen raudoitus saa jännityksen arvoksi negatiivista ja toiseksi vetopuolella vastaavasti positiivista. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, s. 206.)

Toisaalta vetopuolella haljenneessa tilassa raudoituksen jännitys voidaan laskea myös kaavasta

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_s z_{II}} \quad (96)$$

missä

z_{II} on poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi (kaava (97))

A_s on vetoteräsmäärä

Sisäinen momenttivarsi:

$$z_{II} = d - \frac{x_{II}}{3} \quad (97)$$

3.1.4 Kuormitushistoria

Jos teräsbetonipalkkiin tulee halkeamia, ne eivät korjaannu poistamalla palkilta kuormitusta. Näin ollen sitä voidaan kutsua palautumattomaksi tilaksi. Jotta halkeilua voitaisiin hallitusti rajoittaa, teräsbetonipalkki tulee mitoittaa sen pahimman kuormitustilanteen mukaan. Mitoittavin kuormitustilanne tulee tarkistaa koko palkin eliniän ajalta, valmistuksesta lopulliseen käyttötilanteeseen saakka. Lyhyesti tätä voidaan kutsua kuormitushistoriaksi. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 207.)

Eurocode 2:ssa on ohjeistettu rajoittamaan betonin puristusjännitystä. Tätä rajoitusta voidaan tehdä ominaiskuormien ja pitkäaikaiskuormien yhdistelmällä. Ominaiskuormien yhdistelmällä huomioidaan rasitusluokissa XD, XF ja XS syntyviä kuormituksesta aiheutuvia halkeamia. Tällöin puristusjännitys rajataan 60 %:iin betonin puristuslujuudesta f_{ck} . Pitkäaikaiskuormien yhdistelyllä huomioidaan puolestaan betonin viruma. Tällöin puristuslujuus rajoitetaan 45 %:iin betonin puristus-

lujuudesta f_{ck} . Tämä sen takia, koska ylittäessään lujuuden $0,45 f_{ck}$ betonin viruma kasvaa huomattavasti ja se tulee sen jälkeen ottaa huomioon laskelmissa. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 208.)

Raudoituksen jännitystä rajoitetaan liiallisen halkeilun ja taipuman vuoksi. Ominaiskuormien yhdistelmällä teräksen myötölujuus f_{yk} rajoitetaan 60 %:iin ja pakkomuodonmuutoksien raudoituksien jännitys puolestaan 80 %:iin myötölujuudesta. Taulukkoon 8 on kerätty jännitysten rajatilat. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 208.)

Taulukko 8. Eurocode 2 kansallisen liitteen mukaiset jännitysten rajatilat. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 208.)

Suure	Kuorma		
	Ominaiskuormat	Pitkäaikaiset kuormat	Pakkomuodonmuutokset
Betonin puristusjännitys	$0,6 f_{ck}$	$0,45 f_{ck}$	-
Raudoituksen vetojännitys	$0,6 f_{yk}$	-	$0,8 f_{yk}$

3.1.5 Halkeamaleveyden rajoittaminen

Kuten jo aiemmissa luvuissa on käynyt ilmi, betoniin syntyy halkeamia silloin, kun vetojännitys on suurempi kuin betonin vetolujuus. Syitä siihen, että vetojännitys on suurempaa kuin vetolujuus, voivat olla ulkoiset kuormat ja/tai sisäiset pakkovoimat. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 208.)

Halkeamia pyritään estämään kahden pääsyyntä takia, nimittäin säilyvyyden ja ulkonäön takia. Säilyvyyteen halkeilu vaikuttaa karbonatisoitumista kiihdyttävänä tekijänä. Halkeamaleveys pyritään ulkonäöllisestä syystä rajamaan korkeintaan 0,4 mm:iin, jolloin ne eivät ole helposti havaittavissa silmällä. Betonin rasitusluokkien mukaan on Eurocode 2:ssa annettu halkeamaleveyden raja-arvo, jotka on

esitetty alla olevassa taulukossa 9. (Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu 2007, 123.)

Taulukko 9. Eurocode 2:n mukaiset halkeamaleveyksien raja-arvot. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 209.)

Rasitusluokka	Halkeamaleveys w_{max} (mm) Pitkäaikainen kuormitusyhdistelmä
X0, XC1	0,4
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,3
XD2, XD3, XS2, XS3	0,2 (0,3)

Poikkeuksen taulukossa 9 esitettäviin halkeamaleveyksiin tuo ehto, jos betonipeite c on suurempi kuin rasitusluokan vaatima minimi betonipeite. Tällöin maksimihalkeamaleveys lasketaan kaavasta

$$w_{max} = w_{max}^* \times \min \left\{ \frac{c}{c_{min,dur} + \Delta c_{dev}}, 1,4 \right\} \quad (98)$$

missä

w_{max}^* on taulukon 9 mukainen halkeamaleveys

c on suojabetonipeite

Jos rakenteeseen syntyy kuormituksesta halkeama, siihen syntyy lisää halkeamia kuormituksen kasvaessa. Uudet halkeamat syntyvät entisten halkeamien väliin, kunnes saavutetaan tasapainotila, jossa halkeamia ei enää synny. Tätä tilaa kutsutaan stabiloituneeksi tilaksi. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 210.)

Halkeaman läpi kulkevassa raudoituksessa on ihan loogisesti suurempi jännitys kuin halkeamien välissä betonin sisällä olevassa raudoituksessa. Tämä johtuu siitä, että betonin sisällä tartunta pienentää raudoituksen jännitystä. Koska betoni ja rauditus venyvät eri tavalla, rauditus liukuu halkeamaan sen molemmilta puolilta. Halkeamaleveyden ominaisarvo voidaan laskea halkeamavälin maksimiarvon

ja halkeamavälin sekä venymäeron tulon avulla. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 210.)

$$w_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (99)$$

missä

$S_{r,max}$ on halkeamavälin maksimiarvo

ε_{sm} on teräksen venymä

ε_{cm} on betonin venymä. (Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu 2007, 129.)

Kaavassa (99) laskettuun venymäeroon betonin ja teräksen välillä vaikuttaa muun muassa raudoituksen ympärillä oleva betonin määrä, raudoituksen tartuntaominaisuudet ja määrä sekä kuormituksen suhde halkeamakuorman suuruuteen. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 210.)

Halkeamavälin maksimiarvo lasketaan kaavasta

$$S_{r,max} = k_3c + k_1k_2k_4 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} \quad (100)$$

missä

\emptyset on tankopaksuus

c on betonipeite päätangon pintaan

k_1 on kerroin tartuntaominaisuuksille

k_2 on kerroin, joka huomio poikkileikkauksen jännitysjauman

k_3 on kansallisesti valittava kerroin (kts. taulukko 10)

k_4 on kansallisesti valittava kerroin (kts. taulukko 10).

(Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu 2007, 130.)

Taulukko 10. Kertoimet halkeamavälin laskentaan.
(Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 211.)

KERROIN	KERTOIMEN ARVO	SELITE
k ₁	0,8	hyvä tartunta
	1,6	huono tartunta (lähes sileä)
k ₂	0,5	taivutus
	1,0	suora veto
k ₃	3,4	kansallisesti valittava kerroin
k ₄	0,425	kansallisesti valittava kerroin

Kaavassa (100) tarvittava tehollinen raudoitussuhde voidaan puolestaan laskea tehollisen vetoalueella vaikuttavan raudoituksen pinta-alan (A_s) ja tehollisen vetoalueen pinta-alan ($A_{c,eff}$) avulla kaavasta

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (101)$$

Tehollisen vetoalueen korkeus määräytyy kaavasta

$$h_{c,ef} = \min \left\{ 2,5(h - d), \frac{h-X}{3}, \frac{h}{2} \right\} \quad (102)$$

missä

X on puristusvyöhykkeen korkeus haljenneessa, lyhytaikaisessa tilassa. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 210–211.)

Kaavassa (99) tarvittavan raudoituksen ja betonin venymäeron laskemiseen käytetään kaavaa

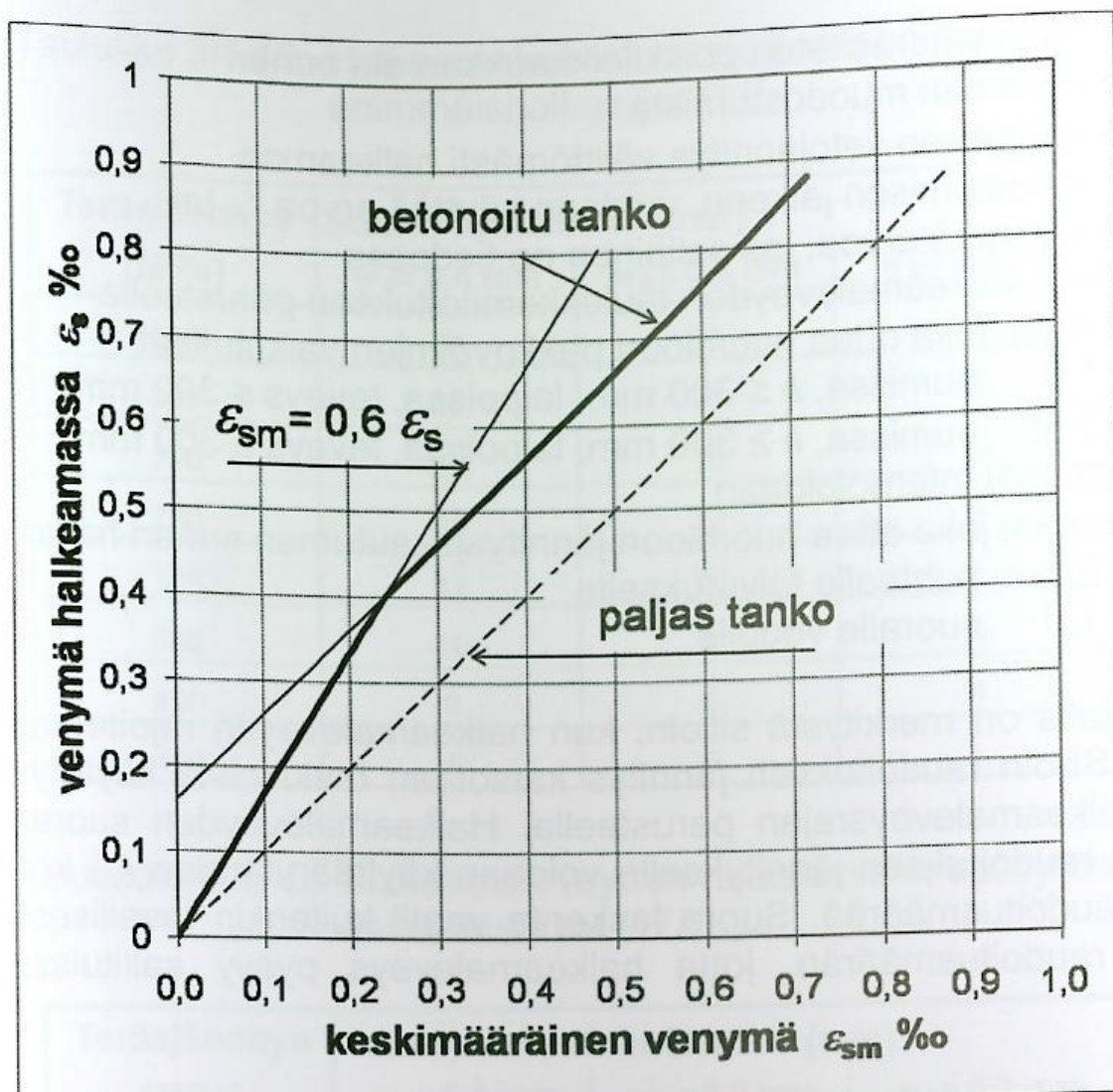
$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \quad (103)$$

missä

kt	on kuorman kestosta riippuva kerroin – 0,6 lyhytaikaiselle kuormalle – 0,4 pitkäaikaiselle kuormalle
$\rho_{p,eff}$	on tehollinen raudoitussuhde
αe	kimmokertoimien suhde
σ_s	raudoituksen jännitys halkeamassa. ($\sigma_s = \sigma_{s,LT}$)

Venymäeron alarajana on kuitenkin käytettävä vähintään arvoa $0,6 \varepsilon_s$. Kuviossa 15 on esitetty raudoituksen keskimääräisen venymän ja halkeamassa vaikuttavan venymän riippuvuudet.

Koska aiemmin esiintyneen kaavan (99) laskemiseen tarvitaan paljon erilaisia kaavoja, lyhennetyssä versiossa venymäero lasketaan pelkästään raudoituksen keskimääräisen venymän (ε_{sm}) mukaan. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 212.)



Kuvio 15. Raudituksen keskimääräisen venymän ja halkeamassa vaikuttavan venymän riippuvuus.
(Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 213.)

Teräsbetonipalkkiin hauraan murtuman estämiseksi lasketut teräkset eivät aina riitä estämään palkin halkeilua. Siksi palkkiin tarvitaan vähintään vähimmäisraudoitus kun halkeamaleveyttä rajoitetaan. Kyseinen vähimmäisraudoitus vetorasitetulla alueella lasketaan kaavasta

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (104)$$

missä

A_{ct} on betonin vetorasitetun poikkileikkauksen ala ennen kuin siihen syntyy halkeamia

- σ_s on raudoituksen vetojännitys heti halkeaman muodostumisen jälkeen. Korkeintaan arvo f_{yk} , jos pienempää ei tiedetä (kts. taulukkomitoitus)
- k on kerroin, joka huomioi pakkovoimat
- 1,0 jos uuma $h \leq 300\text{mm}$, laippa $b \leq 300\text{mm}$
 - 0,65 jos uuma $h > 300\text{mm}$, laippa $b > 300\text{mm}$
- k_c on kerroin, joka huomioi jännitys jakauman
- 0,4 puhtaalle taivutukselle
 - 1,0 suoralle vedolle

3.1.6 Halkeamaleveyden rajoittaminen taulukkomitoituksella

Halkeamaleveyden rajoittaminen voidaan tehdä taulukkomitoituksen avulla, joka antaa likimääräisen tuloksen. Taulukkomitoituksen perusteena ovat kaksi valmiiksi laskettua taulukkoa (taulukot 11 ja 12), joista toisen taulukon ehtojen täyttyminen on riittävä halkeamaleveyden pysymiseen sallituissa rajoissa. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 214.)

Taulukkomitoituksessa tarvitsee ensin laskea raudoituksen jännitys haljenneessa tilassa. Jos teräsbetonirakenteeseen syntyy ulkoisista kuormituksista halkeilua, raudoituksen jännitys lasketaan pitkäaikaisen kuormitusyhdistelyn kaavoilla. Jos halkeilu syntyy pakkovoimista, käytetään heti halkeilun jälkeistä jännitystä. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 214.)

Taulukko 11. Tankojen maksimihalkaisijat halkeamaleveyden rajoittamiseen.
(Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu 2007, 128.)

Teräsännitys (MPa)	Suurin tankokoko (mm)		
	$w_k=0,4$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Taulukko 12. Tankojaon enimmäisarvot halkeamaleveyden rajoittamiseen.
(Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu 2007, 128.)

Teräsännitys (MPa)	Tankojaon enimmäisarvo (mm)		
	$w_k=0,4$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

3.1.7 Halkeilumitoituksen kulku

Teräsbetonipalkin halkeilumitoitus lähtee liikkeelle mitoittamalla se ensin murtorajatilassa. Lisäksi selvitetään palkin valmistusajankohdat ja milloin palkille tulee tietty kuorma. Murtorajatilamitoituksessa on selvitetty poikkileikkauksen mitat, veto-raudoitus, rasitusluokka, lujuusluokat ja kuormituksen suuruus ja ajankohdat. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 215.)

Näiden jälkeen mietitään palkin kuormitushistoriasta sellainen ajankohta, jossa mahdollista halkeilua voisi ilmaantua ja lasketaan kyseiseen ajankohtaan sopiva ominaiskuormien mukainen taivutusmomentti (M_{Ek}) poikkileikkaukselle

$$M_{Ek} = M_{gk} + M_{qk} + \sum \psi_{0,i} M_{qk,i} \quad (105)$$

Taivutusvastuksen (W_I) avulla lasketaan kriittisen ajankohdan mukainen halkeilumomentti $M_{R,cr}$

$$M_{R,cr} = f_{ct,eff} W_I = f_{ct,eff} \frac{I_I}{h-X_I} \quad (106)$$

missä

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

$$W_I = \frac{I_I}{h-X_I} \quad (107)$$

Kun halkeilumomentti on saatu ratkaistua, verrataan sitä ja määräävään taivutusmomentin arvoon

$$M_{Ek} \geq M_{R,cr} \quad (108)$$

Jos määräävä taivutusmomentti on suurempi kuin halkeilumomentti, rakenteeseen syntyy halkeamia ja halkeilumitoitus tulee suorittaa joko laskennan tai taulukkomitoituksen avulla. Toisaalta taas taivutusmomentin ollessa pienempi kuin halkeilumomentti rakenteeseen ei synny halkeamia ja mitoittamista ei tarvitse suorittaa. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 215–216.)

Laskentamitoituksessa määritellään ensin halkeamaleveyden maksimiarvo, joka riippuu palkin rasitusluokasta. Tämän jälkeen lasketaan pitkäaikaisten kuormien kuormayhdistelyllä rakenteeseen vaikuttava taivutusmomentti

$$M_{Eqp} = M_{gk} + \sum \psi_{2,i} M_{qk,i} \quad (109)$$

Raudoituksen jännitys haljenneessa tilassa lasketaan kaavasta (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 216)

$$\sigma_{s,LT} = \frac{M_{Eqp}}{A_s z_{LT}} \quad (110)$$

missä

z_{LT} on sisäinen momenttivarsi pitkäaikaiselle kuormalle

Tämän jälkeen lasketaan vähimmäisraudoitusala kaavasta (104) ja tarkistetaan, riittävätkö murtorajatilassa mitoitettut teräkset kattamaan vähimmäisraudoitusalan.

$$A_{s,tot} \geq A_{s,min} \quad (111)$$

Jos ehto ei toteudu, palkin raudoitusta tulee lisätä.

Vähimmäisraudoitusalan laskenta tapahtuu päätelemällä, onko rasituksessa kyseessä puhdas taivutus vai suora veto, jonka avulla määritetään kerroin k_c (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 221).

Tämän jälkeen valitaan kerroin k palkin uuman ja leveyden avulla (katso kaava 104) tarvittaessa interpoloimalla väliarvot. Betonin vetorasitetun pinta-alan ja raudoituksen jännityksen avulla lasketaan vähimmäisraudoitusala kaavan (104) mukaan. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 221.)

Halkeamaleveyden laskeminen alkaa määrittämällä palkin tehollinen korkeus $h_{c,ef}$ kyseiseen kuormitusajankohtaan (katso kaava (102)). Tämän jälkeen lasketaan tehollisen poikkileikkauksen pinta-ala $A_{c,eff}$ ja lasketaan tehollinen raudoitusalala $\rho_{p,eff}$ kaavasta (101). Tehollinen poikkileikkauksen pinta-ala lasketaan kaavasta

$$A_{c,eff} = b h_{c,ef} \quad (112)$$

Kaavan (103) avulla lasketaan raudoituksen keskimääräinen venymä, ja sen tulee olla suurempi kuin 60 % teräksen venymästä. Toisin sanoen raudoituksen keskimääräisen venymän alaraja on vähintään (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 222)

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} > 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (113)$$

Seuraavaksi lasketaan halkeamavälin maksimiarvo kaavasta (100), jonka eri kertoimet voidaan katsoa taulukosta 10. Tämän jälkeen lasketaan palkin halkeamaleveys w_k halkeamavälin maksimiarvon ja raudoituksen keskimääräisen venymäeron avulla (katso kaava (99)). Halkeamaleveys tulee olla alle rasisluokan mukaisen halkeaman maksimileveyden w_{max} (katso taulukko 9). (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 223.)

3.2 Mitoitus taipumalle

Tässä luvussa käydään läpi teräsbetonipalkin mitoitus taipumalle eurokoodeilla. Aluksi käydään perusteet taipumamitoitukselle, jonka jälkeen tutkitaan palkin jännemitan ja tehollisen korkeuden suhdetta taipuman rajoittamiseen. Lopuksi esitetään taipumatarkastelu vaihe vaiheelta.

3.2.1 Perusteet taipumamitoitukselle

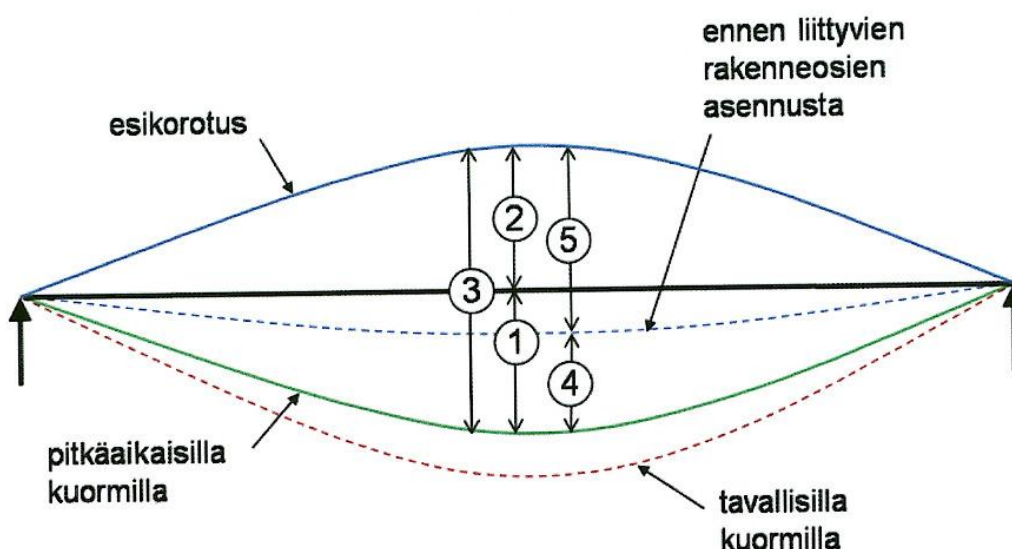
Palkin taipumaksi kuvataan rakenteen poikkileikkauksen painopisteviivan siirtymistä vertailuviivan suhteen jonkin kuorman vaikutuksesta. Kuorma voi olla ulkoinen kuorma tai esimerkiksi palkin omapaino. Palkeilla vertailuviiva kulkee tukikeskiöiden kautta ja sen alapuoliset taipumat ovat positiivisia. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 327.)

Taipumamitoitus suoritetaan sen takia, että rakenne, tässä tapauksessa teräsbetonipalkki, ei saa aiheuttaa muille rakenteille haittaa tai sen ulkonäkö ei saa olla häiritsevää. Muille rakenteille taipuma saattaa aiheuttaa muun lammikoitumista lat-

tioissa, laitteiden kallistumisia, verhoilujen vaurioita/halkeilua ja kokonaisuutena säilyvyyden huononemista. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 327.)

Mahdollisia palkin taipumarajan ylityksiä voidaan hoitaa esikorotuksella, tosin se ei aina poista kaikkia taipumista johtuvia haittoja, lähinnä vain ulkonäölliset haitat. Eurocode 2 antaa teräsbetonipalkeille seuraavat taipumarajat: (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 328)

- pitkäaikaiskuormilla palkin taipuma saa olla $L/250$, missä L on palkin jänneväli.
- Liittyvien rakenteiden vaurioiden estämiseksi pysyvien kuormien aiheuttama taipuma saa olla $L/500$, missä L on palkin jänneväli.



Kuvio 16. Palkin taipuman osat.
(Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 224.)

Kuviossa 16 esitetyt palkin taipuman osat koostuvat seuraavista osista (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 224):

1. Pitkäaikaisten kuormien taipumaraja
2. Sallittu esikorotus
3. Sallittu kokonaistaipuma pitkäaikaisilla kuormilla
4. Sallittu taipuma muiden liittyvien rakenteiden asennuksien jälkeen
5. Ennen muiden liittyvien rakenteiden asennusta oleva taipuma.

Eurocode 2 mukaan taipuman tarkastaminen perustuu palkin riittävään jäykkyyteen, jota lähdetään selvittämään palkin L/d suhteella. Tämä suhde perustuu raudoituksen jännitykseen, joka vaikuttaa halkeilleen poikkileikkauksen maksimimomentin kohdassa. Kyseinen raudoituksen jännitys on $\sigma_s = 310$ MPa. Sellaisessa tapauksessa, kun jännitys poikkeaa edellä mainitusta jännityksestä, kerrotaan rajat suhteella $310 / \sigma_s$. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus/by210, 329.)

3.2.2 Palkin taipuman rajoittaminen jännemitan ja tehollisen korkeuden mukaan

Palkilla katsotaan olevan taipumaa vastaan riittävä jäykkyys jännevälin ja tehollisen korkeuden suhteen seuraavien kaavojen (114 ja 115) ehtojen täytyessä:

$$\frac{L}{d} \leq K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad , \text{kun } \rho \leq \rho_0 \quad (114)$$

$$\frac{L}{d} \leq K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad , \text{kun } \rho > \rho_0 \quad (115)$$

missä

ρ_0 on raudoitussuhteen vertailuarvo, lasketaan kaavasta (116)

ρ' on puristusraudoitussuhde.

K on maakohtainen rakennetyypistä johtuva kerroin, katsotaan taulukosta 13. (Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu 2007, 132.)

Raudoitussuhteen vertailuarvo lasketaan kaavasta

$$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}} \quad (116)$$

Taulukko 13. Kansallisesti valittavan K-kertoimen arvo.
(Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu 2007, 133.)

Rakennetyyppi	<i>K</i>
Vapaasti tuettu rakenne (palkki)	1,0
Jatkuvan rakenteen reunajänne (palkki, missä pitempi sivu on jatkuvasti tuettu)	1,3
Jatkuvan rakenteen keskijänne	1,5
Pilarilaatta, pidemmän jänteen suunta	1,2
Uloke	0,4

Raudoituksessa olevan jännityksen voidaan olettaa olevan ilman erillistä tarkempaa tutkimista suuruudeltaan

$$\frac{310}{\sigma_s} = \frac{500}{f_{yk}} \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \quad (117)$$

missä

$A_{s,req}$ on rakenteeseen vaikuttavan maksimimomentin mukainen vetoraudoitus murtorajatilassa laskettuna

$A_{s,prov}$ on maksimimomentin kohdalla oleva todellinen raudoitus.
(Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu 2007, 133.)

Poikkeustapauksessa lukua *K* kaavoissa (114 ja 115) suurennetaan. Tällainen poikkeus on yli seitsemän metriä jänneväliltään oleva teräsbetonipalkki, joka kantaa seiniä, jotka palkin taipumasta voivat vaurioitua. Tällöin kerroin *K* suurennetaan suhteella *L*/7. (Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu 2007, 133.)

3.2.3 Laskennallinen tarkistus taipumalle

Palkin taipuma voidaan selvittää myös laskemalla. Palkin taipuma lasketaankin kaavasta

$$a = KL^2 \frac{1}{r} = KL^2 \frac{M}{EI} \quad (118)$$

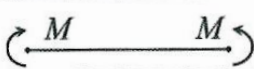



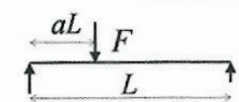
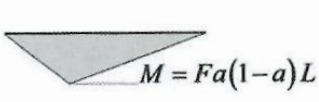
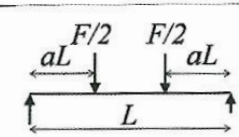
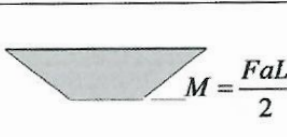
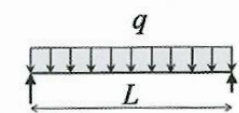

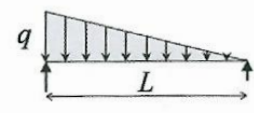

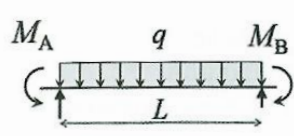
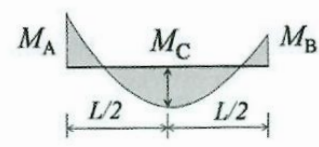
missä

K on "taipumakerroin", katso kuvio 17

L on palkin jännemitta

$\frac{1}{r}$ on palkin kaarevuus maksimimomentin M kohdalla

EI on taivutusjäykkyys, vakio koko palkin matkalla

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 merkisääntöjen mukaan (+ tai -)

Kuvio 17. Taipumakerroin K eri momenttijakaumille.
(Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 227.)

Palkin taipumaan vaikuttava kuorma eri aikoina eli kuormitushistorian aikana voidaan laskea taivutusmomentin ja halkeilumomentin tai raudoituksen jännityksien avulla. Kuormitushistorian ajalla laskettava halkeiluaste lasketaan kaavoista

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (119)$$

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek,max}} \right)^2 \quad (120)$$

missä

β	on kerroin, joka huomioi kuormituksen keston ja toiston <ul style="list-style-type: none"> • =1,0 yksittäinen lyhytaikainen kuorma • =0,5 toistuva pitkäaikainen kuorma
σ_{sr}	on raudoituksen jännitys haljenneessa tilassa ensimmäisen halkeaman muodostumishetkellä
σ_s	on raudoituksen vetojännitys kuormitushistorian suurimmalla kuormalla (= $\sigma_{s,max}$)
M_{cr}	on halkeilumomentti
$M_{Ek,max}$	on kuormitushistorian suurin momentti, yleensä lasketaan ominaiskuormien yhdistelyllä. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 228.)

Halkeiluaste vaikuttaa palkin kaarevuuteen ja se huomioidaan interpoloimalla halkeilemattoman ja halkeilleen tilan kaarevuuksien väliltä kaavan (121) avulla.

$$\frac{1}{r} = \zeta \frac{1}{r_{II}} + (1 - \zeta) \frac{1}{r_I} \quad (121)$$

missä

$1/r_{II}$	on halkeamattoman tilan kaarevuus taivutusmomentille, voidaan laskea kaavasta (122)
------------	---

$1/r_I$ on haljenneen tilan kaarevuus taivutusmomentille, voidaan laskea kaavasta (123)

Kaarevuudet taivutusmomenteille

$$\frac{1}{r_{II}} = \frac{M_E}{E_{c,eff} I_{II}} \quad (122)$$

$$\frac{1}{r_I} = \frac{M_E}{E_{c,eff} I_I} \quad (123)$$

missä

M_E on taipumaa vastaava taivutusmomentti

$E_{c,eff}$ on ko. tarkasteluajan tehollinen kimmokerroin

I_{II} on haljenneen tilan poikkileikkauksen jäyhyysmomentti, laskennassa huomioidaan kimmokertoimien suhde α_e

I_I on halkeamattoman tilan poikkileikkauksen jäyhyysmomentti. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 229.)

Betonin yksi ominaisuus on kutistuminen, jota tapahtuu heti kovettumisen alkaessa. Kutistuma aiheuttaa myös osaltaan palkkiin omanlaisensa taipuman, joka riippuu palkin raudoituksesta. Palkin kutistuman aiheuttama kaarevuus voidaan laskea kaavasta

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I} \quad (124)$$

missä

ε_{cs} on vapaata kutistumaa vastaava muodonmuutos

α_e on tehollinen kimmokerroinsuhde

S on raudoituksen staattinen momentti

I on poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

Kaavassa (124) esiintyvä raudoituksen staattisen momentin suhde poikkileikkauksen jäyhyysmomenttiin lasketaan sekä haljenneen, että halkeamattoman tilan yhdistelmällä. Edellä mainittu yhdistelmä voidaan laskea kaavasta

$$\frac{S}{I} = \zeta \frac{S_{II}}{I_{II}} + (1 - \zeta) \frac{S_I}{I_I} \quad (125)$$

Raudoituksen staattiset momentit haljenneessa ja halkeamattomassa tilassa puolestaan lasketaan kaavoista

$$S_I = A_{s1}(d_1 - X_I) + A_{s2}(d_2 - X_I) \quad (126)$$

$$S_{II} = A_{s1}(d_1 - X_{II}) + A_{s2}(d_2 - X_{II}) \quad (127)$$

missä A_{s1} on vetoraudoituksen pinta-ala

A_{s2} on mahdollisen puristusraudoituksen pinta-ala

d_1 on vetoraudoitusta vastaava tehollinen korkeus

d_2 on puristusraudoitusta vastaava tehollinen korkeus

Itse kutistumasta johtuva taipuma voidaan laskea edellä esitetyn kaavan (124) avulla alla olevasta kaavasta

$$a_{cs} = K_{cs} L^2 \frac{1}{r_{cs}} \quad (128)$$

missä

K_{cs} on momenttijakautuman kerroin kutistumalle, käytetään arvoa 0,125. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 231.)

4 YHTEENVETO

Tässä opinnäytetyössä keskityttiin teräsbetonipalkin mitoittamiseen Eurokoodeilla. Työhön päädyttiin siksi, että työpaikallani Insinööritoimisto Savela Oy:ssä ei vielä ole Excel-laskentapohjia Eurokoodeilla mitoittamiseen. Tavoitteena oli saada yksinkertaiset, mutta kattavat Excel-laskurit teräsbetonipalkin mitoittamiseen murto- ja käyttörajatilassa.

Murto-rajatilamitoituksessa luotiin Excel-laskureita taivutus-, leikkaus- ja vääntö- rasitetuille palkeille. Käyttörajatilamitoituksessa luotiin puolestaan Excel-laskurit teräsbetonipalkin halkeilutarkastelulle ja taipuman rajoittamiselle. Palkkivaihtoehdoissa rajattiin työ koskemaan pelkästään suorakaidepoikkileikkauksisia teräsbetonipalkkeja, koska ne ovat kaikkein yleisimpiä palkkipoikkileikkauksia työpaikkani projekteissa.

Excel-laskureista luotiin nopeakäyttöiset ja yksinkertaiset yhdestä kahteen A4-arkille mahtuvat tulostesivulaskurit, joita käyttämällä ristiin voidaan mitoittaa palkki erilaisille rasituksille. Laskureihin kirjattiin ohjeita soluihin Excelin kommentti-toiminnolla, jotta ensikertalainen käyttäjäkin osaisi niitä lyhyen tutustumisen jälkeen käyttää. Työpaikallani kuitenkin on työharjoittelijoita lähes joka kesä, joten nämä laskurit tulevat samalla varmistamaan ja lisäämään suunnitelmien turvallisuutta niin nykyisten kuin tulevienkin suunnittelijoiden ja harjoittelijoiden kesken.

Alunperin oli tarkoitus lisätä laskentapohjiin myös taloudellisuuden optimoinnin mahdollisuutta raudoituksen ja palkin koon suhteen, mutta tätä työtä tehdessä havaittiin, että se olisi jo toisen opinnäytetyön laajuinen asia. Nykyisissä laskureissa voidaan toki optimoida palkin raudoituksia ja koko, mutta niiden kustannuksia ei ole käsitelty.

Excel-laskureiden pohjaksi on tehty kirjallinen osa, jossa on selvitetty teoria, johon laskurit perustuvat. Teoriaosassa on käyty lävitse paikka paikoin hyvinkin tarkasti työhön liittyvää teoriaa, joka käsin laskettaessa ohitettaisiin likiarvoisella laskennalla. Näiden laskureiden avulla saadaan entistä tarkemmin laskettua nopeasti palkin raudoitukset, halkeilut ja taipumat.

Palkin mitoitukseen taivutukselle, leikkaukselle ja väännölle liittyy myös terästen ankkurointimitoitus. Tähän ei kuitenkaan ole tässä työssä keskitytty, vaan nämä täytyy edelleen jokaisen suunnittelijan itse osata laskea.

LÄHTEET

Betoniteollisuus. Ei päiväystä. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan Osa 2: Betonirakenteiden suunnitteluperusteet. [www-dokumentti]. Betoniteollisuus. [viitattu 29.4.2015]. Saatavissa:

http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet_2_Betonirakenteiden_suunnitteluperusteet.pdf

RIL 201-1-2008. 2008. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008/ by 210. 2008. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.

Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 osa 1/ by 211. 2013. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.

Suunnitteluohje EC 2 osat 1-1 ja 1-2/ by 60. 2009. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.

Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. 2007. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS ry.

LIITTEET

Liite 1. Suorakaidepalkin taivutusraudoituksen Excel-laskentapohja

Liite 2. Suorakaidepalkin leikkausraudoituksen Excel-laskentapohja

Liite 3. Suorakaidepalkin vääntöraudoituksen Excel-laskentapohja

Liite 4. Suorakaidepalkin halkeamatarkastelun Excel-laskentapohja

Liite 5. Suorakaidepalkin taipumatarkastelun Excel-laskentapohja

Liite 6 Suorakaidepalkin mitoituskaavio taivutukselle

Liite 7 Suorakaidepalkin mitoituskaavio leikkaukselle

Liite 8 Suorakaidepalkin halkeamaleveyden rajoittamisen mitoituskaavio

Liite 9 Taipuman rajoittamisen mitoituskaavio

LIITE 1 Suorakaidepalkin taivutusraudoituksen Excel-laskentapohja

Suorakaidepalkin taivutusraudoitus

Suunnittelija: **Kalle Riihimäki**
 Insinööritoimisto Savela Oy
 Tuottajantie 29 60100 SEINÄJOKI
 064297100

Pvm: **7.5.2015**

Projektin nimi ja numero:

1234-Esimerkki

Palkin sijainti/tunnus:

Välipohjan palkki K-303

Kuormitustapaus:

Hyötykuorma määräävä muuttuva kuorma

Poikkileikkauksen korkeus	h	580 mm
Poikkileikkauksen leveys	b	380 mm
Poikkileikkauksen tehollinen korkeus	d	532 mm
Betonin lujuusluokka		C30/37 MPa
Betonin ominaispuristuslujuus	fck	30 MPa
Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo	fcd	17 MPa
	η	1
Betonipeitteen paksuus	Cnom	30 mm
Terästen myötölujuuden ominaisarvo	fyk	500 MPa
Terästen myötölujuuden mitoitusarvo	fyd	435 MPa
Arvioitu vetoterästen tankopaksuus	T	16 mm
Arvioitu hakojen tankopaksuus	T	8 mm
Mitoitustaivutusmomentti	MEd	250 kNm
Suhteellinen momentti	μ	0,137 $\leq \mu \leq \mu_{bd}$
	μ_{bd}	0,372
Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus	β	0,147 $0 \leq \beta \leq \beta_{bd}$
	β_{bd}	0,493
Mekaaninen raudoitussuhde	ω	0,147
Vaadittu raudoitusala:	As,vaad	1166 mm ²
Tankomäärä	n	6 kpl
Toteutunut raudoitusala	As,tot	1206 mm ²

Vetoteräsmäärä riittävä

Huomioitavaa:

LIITE 2 Suorakaidepalkin leikkausraudoituksen Excel-laskentapohja

Suorakaidepoikkileikkauksen leikkausraudoitus

Suunnittelija: **Kalle Riihimäki** Pvm: **7.5.2015**
 Insinööritoimisto Savela Oy
 Tuottajantie 29 60100 SEINÄJOKI
 Puhelin: 064297100

Projektin nimi ja numero:
1234-Esimerkki

Palkin sijainti/tunnus: **Välipohjan elementti palkki K-202** Muita huomioita:

Kuormitustapaus:
Hyötykuorma määräävä muuttuva kuorma

Poikkileikkauksen korkeus	h	580 mm	
Poikkileikkauksen leveys	b	380 mm	
Poikkileikkauksen tehollinen korkeus	d	530 mm	
Betonin lujuusluokka		C30/37 MPa	
Betonin ominaispuristuslujuus	f _{ck}	30 MPa	
Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo	f _{cd}	17,00 MPa	
	η	1	
Betonipeitteen paksuus	C _{nom}	30 mm	
Terästen myötölujuuden ominaisarvo	f _{yk}	500 MPa	
Terästen myötölujuuden mitoitusarvo	f _{yd}	435 MPa	
Arvioitu vetoterästen tankopaksuus	T	20 mm	
Arvioitu hakojen tankopaksuus	T	8 mm	
Mitoitustaivutusmomentti	M _{Ed}	250 kNm	
Mitoitusleikkausvoima	V _{Ed}	400 kN	
Suhteellinen momentti	μ	0,1377 ≤ μ _{bd}	
	μ _{bd}	0,372	
Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus	β	0,149 0 ≤ β ≤ β _{bd}	
	β _{bd}	0,493	
Mekaaninen raudoitussuhde	ω	0,1487	
Vaadittu rauditusala:	A _{s,vaad}	1172 mm ²	
Sisäinen momenttivarsi	z	477 mm	
Hakojen kaltevuus	α	90 °	
Puristussauvan kaltevuus	θ	21,8 °	
Leikkaushakojen leikkeisyys	nh	2 kpl	
Hakojen poikkipinta-ala	A _{sw}	100,5 mm ²	
Hakaväli	s	130 mm	
Minimi hakaväli	s _{min}	302 mm	
Suurin sallittu hakaväli	s _{max}	398 mm	
Lujuuden pienennyskerroin	v	0,528	
Leik.kestävyuden yläraja(=puristusmurto)	V _{Rd,max}	561 kN	V _{Rd,max} ≥ V _{Ed}

LIITE 3 Suorakaidepalkin vääntöraudoituksen Excel-mitoituspohja

Suorakaidepoikkileikkauksen vääntöraudoitus

Suunnittelija: **Kalle Riihimäki** Pvm: **8.5.2015**
 Insinööri-toimisto Savela Oy
 Tuottajanatie 29 60100 SEINÄJOKI
 064297100

Projektin nimi ja numero:

1234-Esimerkki

Palkin sijainti/tunnus:

Välipohjan reunapalkki, K-303

Kuormitustapaus:

Hyötykuorma määräävä muuttuva kuorma

Poikkileikkauksen korkeus	h	580 mm
Poikkileikkauksen leveys	b	380 mm
Poikkileikkauksen tehollinen korkeus	d	535 mm
Betonin lujuusluokka		C35/45 MPa
Betonin ominaispuristuslujuus	f _{ck}	35 MPa
Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo	f _{cd}	19,83 MPa
	η	1
Betonin vetolujuuden ominaisarvo	f _{ctk}	2,247 MPa
Betonin vetolujuuden mitoitusarvo	f _{ctd}	1,50 MPa
Betonipeitteen paksuus	C _{nom}	25 mm
Terästen myötölujuuden ominaisarvo	f _{yk}	500 MPa
Terästen myötölujuuden mitoitusarvo	f _{yd}	435 MPa
Arvioitu vetoterästen tankopaksuus	T	20 mm
Arvioitu hakojen tankopaksuus	T	8 mm
Raudituksen keskiöetäisyys	d _s	44,8 mm
Palkille tuleva mitoituskuorma	p _d	158 kN/m
Mitoituskuorman etäisyys palkin painopisteestä	a	300 mm
Palkille tuleva vääntörasitus	T _d	47,4 kNm/m
Poikkileikkauksen pinta-ala	A	0,2204 m ²
Poikkileikkauksen piiri	u	1,92 m
Tehollisen kotelon seinämän paksuus	t _{ef}	114,79 mm
Tehollisen poikkileikkauksen mitat	b ₀	265,2083 mm
	h ₀	465,2083 mm
	A _k	0,1234 m ²
	u _k	1,461 m
Vääntöhalkeilukestävyys	T _{Rd,c}	42,43085 kNm

HALKEAA ILMAN RAUDOITUSTA TR_{d,c}<T_d

PITUUSSUUNTAINEN RAUDOITUS:

Puristussauvan kaltevuus θ 45°Pituussuuntainen vähimmäisraudoitus A_{sL} 645,4197 mm²Rautamäärä jaetaan tasan nurkkiin ja pitkän sivun keskelle,
yhteensä:Yhden tangon poikkipinta-ala vähintään 107,5699 mm²

T 20 mm

n 6 kpl

 $A_{sL,tot}$ 1885 mm²

HAKARAUDOITUS:

Hakojen poikkipintala A_{sw} 50,27 mm²Hakaväli: $s \leq$ 113,8 mmSuurin sallittu hakaväli: s_{max} 240 mmVääntökestävyyden yläraja: $TR_{d,max}$ 144,94 kNmLujuuden pienennyskerroin v 0,516

ok

YHDISTETTY LEIKKAUS JA VÄÄNTÖRASITUS:

 V_{Ed} 250 kN $VR_{d,max}$ 561 kNLeikkauksen ja väännön yhteisvaikutus: $\frac{T_d}{TR_{d,max}} + \frac{V_{Ed}}{VR_{d,max}} \leq 1$ 0,772663 \leq 1

Palkki kestää yhteisvaikutuksen

Huomioitavaa:



LIITE 4 Suorakaidepalkin halkeamatarkastelu Excel-laskentapohja

Suorakaidepoikkileikkauksen halkeamatarkastelu

Suunnittelija: **Kalle Riihimäki** Pvm: **7.5.2015**
 Insinööritoimisto Savela Oy
 Tuottajantie 29 60100 SEINÄJOKI
 064297100

Projektin nimi ja numero:

1234-Esimerkki

Palkin sijainti/tunnus:

Välipohjan palkki, K-404

Kuormitustapaus:

Hyötykuorma määräävä muuttuva kuorma

Poikkileikkauksen korkeus	h	580 mm
Poikkileikkauksen leveys	b	380 mm
Poikkileikkauksen tehollinen korkeus	d	535,2 mm
Betonin lujuusluokka		C35/45 MPa
Betonin ominaispuristuslujuus	f _{ck}	35 MPa
Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo	f _{cd}	19,83 MPa
Betonin puristuslujuuden keskiarvo	f _{cm}	43,00 MPa
Betonin vetolujuuden keskiarvo	f _{ctm}	3,21 MPa
Betonin ominaisvetolujuus	f _{ctk}	2,25 MPa
Betonin kimmokerroin	E _{cm}	34,1 GPa
Rasitusluokka		X0
Ilmankosteus	RH	86,0 %
Virumaluku	φ	1,6
Tehollinen kimmokerroin	E _{c,eff}	13,11 GPa
Kimmokertoimien suhde	α _e	5,87 GPa
	α _{e,eff}	15,26 GPa
Halkeamaleveys pitkäaikaisille kuormille	w _{max}	0,30 mm
	η	1
Betonipeitteen paksuus	C _{nom}	25 mm
Terästen myötölujuuden ominaisarvo	f _{yk}	500 MPa
Terästen myötölujuuden mitoitusarvo	f _{yd}	435 MPa
Terästen kimmokerroin	E _s	200 GPa
Vetoterästen tankopaksuus	T	20 mm
Hakojen tankopaksuus	T	8 mm
Totetutunut vetoteräsmäärä	As,tot	1885 mm ²
Suhteellinen raudoitusala	ρ	0,00927
Ominaistaivutusmomentti pysyvät	M _{gk}	130 kNm
Ominaistaivutusmomentti muuttuvat	M _{qk}	95 kNm
Muuttuvan kuorman pitkäaikaisuus	ψ ₂	0,3
Ominaiskuormayhdistely	MEK1	225 kNm
Pitkäaikaistenkuormien yhdistely	Meqp	158,5 kNm
Halkeilumomentti	MR,cr	68,4 kNm

PALKKI HALKEAA, TARKISTUS HALKEAMALEVEYDELLE

Puristusvyöhykkeen korkeus lyhytaikainen tila	Xst	149,8 mm
Sisäinen momenttivarsi lyhytaikainen tila	zst	485,3 mm
Puristusvyöhykkeen korkeus pitkäaikainen tila	Xlt	218,8 mm
Sisäinen momenttivarsi lyhytaikainen tila	zlt	462,3 mm
Raudituksen jännitys, pitkäaikainen kuormitusyhdistely, lyhytaikainen tila	$\sigma_{s,ST}$	173,3 MPa
Raudituksen jännitys, pitkäaikainen kuormitusyhdistely, pitkäaikainen tila	$\sigma_{s,LT}$	181,9 MPa
Kerroin jännitysjakaumalle	kc	puhdas taivutus
Kerroin pakkovoimien vaikutukselle	k	0,804
Kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin	kt	0,4
Betonin vetorasitetun poikkileik. ala	Act	110200 mm ²
Vähimmäisraudoitus	As,min	657 mm ² RAUDOITUS ON RIITTÄVÄ
	hc,ef	112,0 mm
	Ac,eff	42560 mm ²
Suhteellinen raudoitusala	pp,eff	0,0443
Raudituksen keskimääräinen venymä	esm-ecm	0,0007 OK, VENYMÄ ON SALLITUISSA RAJOISSA
Halkeamavälin maksimiarvo	Sr,max	189,0 mm
Halkeamaleveys	wk	0,137 mm OK, HALKEAMA ON SALLITUISSA RAJOISSA

Huomioitavaa:



LIITE 5 Suorakaidepalkin taipumatarkastelu Excel-laskentapohja

Suorakaidepoikkileikkauksen taipumatarkastelu

Suunnittelija: **Kalle Riihimäki** Pvm: **8.5.2015**
 Insinööritoimisto Savela Oy
 Tuottajantie 29 60100 Seinäjoki
 064297100

Projektin nimi ja numero:
1234-Esimerkki

Palkin sijainti/tunnus:
Välipohjan palkki, K-205

Kuormitustapaus:
Hyötykuorma määräävä muuttuva kuorma

Poikkileikkauksen korkeus	h	580 mm
Poikkileikkauksen leveys	b	380 mm
Poikkileikkauksen tehollinen korkeus	d	527 mm
Pysyvät ominaiskuormat	M _{gk}	125 kNm
Muuttuvat ominaiskuormat	M _{qk}	93,8 kNm
Muuttuvan kuorman pitkäaikaisuus	ψ ₂	0,3
Palkin jänneväli	L	5000 mm
Betonin lujuusluokka		C35/45 MPa
Betonin ominaispuristuslujuus	f _{ck}	35 MPa
Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo	f _{cd}	19,83 MPa
Betonin puristuslujuuden keskiarvo	f _{cm}	43,00 MPa
Betonin vetolujuuden keskiarvo	f _{ctm}	3,21 MPa
Betonin puristuslujuuden keskiarvo	f _{ctk}	2,25 MPa
Betonin kimmokerroin	E _s	200,00 GPa
Betonin kimmokertoimen keskiarvo	E _{cm}	34 GPa
Betonin tehollinen kimmokerroin	E _{c,eff}	13,1 GPa
Kimmokertoimien suhde	α _e	5,87 GPa
Tehollinen kimmokertoimien suhde	α _{e,eff}	15,26 GPa
Rasitusluokka		X0
Ilmankosteus	RH	86 %
Virumaluku	φ	1,6
Betonipeitteen paksuus	C _{nom}	30 mm
Vetoterästen tankopaksuus	T	25 mm
Vetoteräsmäärä	A _s	1963 mm ²
Hakojen tankopaksuus	T	8 mm
Terästen myötölujuuden ominaisarvo	f _{yk}	500 MPa
Terästen myötölujuuden laskentasarvo	f _{yd}	435 MPa
Suhteellinen raudoitusala	ρ	0,0098
	ρ ₀	0,0059

HALKEAMATTOMAN TILAN SUUREITA

PITKÄAIKAINEN TILA

Puristusvyöhykkeen korkeus	XI,LT	316,8 mm
jäyhysmomentti	II,LT	7578919942 mm ⁴

LYHYTAIKAINEN TILA

Puristusvyöhykkeen korkeus	XI,ST	299,9 mm
jäyhysmomentti	II,ST	6695047304 mm ⁴

HALJENNEEN TILAN SUUREITA

PITKÄAIKAINEN TILA

Puristusvyöhykkeen korkeus	XII,LT	220,1 mm
jäyhysmomentti	III,LT	4180198481 mm ⁴

Maksimi taipumaraja pitkäaikaisella kuormitusyhdistelyllä

Liittyvät rakenteet herkkiä
amax 10 mm

Mitoituskuorma ominaiskuormien yhdistelmällä

MEk 218,8 kNm

Mitoituskuorma pitkäaikaistenkuormien yhdistelmällä

Meqp 153,1 kNm

Halkeilumomentti

Mr,cr 76,7 kNm

Palkki halkeaa, suoritetaan haljenneen tilan laskentaa

Halkeiluaste

ζ 0,939
β 0,500

Halkeamattoman tilan kaarevuus

1/r_{I,LT} 0,00154 1/m

Haljenneen tilan kaarevuus

1/r_{II} 0,00280 1/m

Osittain haljenneen tilan kaarevuus

1/r_{LT} 0,00272 1/m

Taipumakerroin

K 0,104

Kuormituksen taipuma

a_{LT,M} 7,08 mm

Raudoituksen staattinen momentti poikkileikkauksen painopisteen suhteen

Halkeamaton tila

SI,LT 413588 mm³

Haljennut tila

SII,LT 603291 mm³

Kaarevuus

1/r_{cs} 0,00106 1/m

Kokonaiskutistuma

ε_{cs} 0,0005

Kutistuman taipuma

acs 3,31 mm

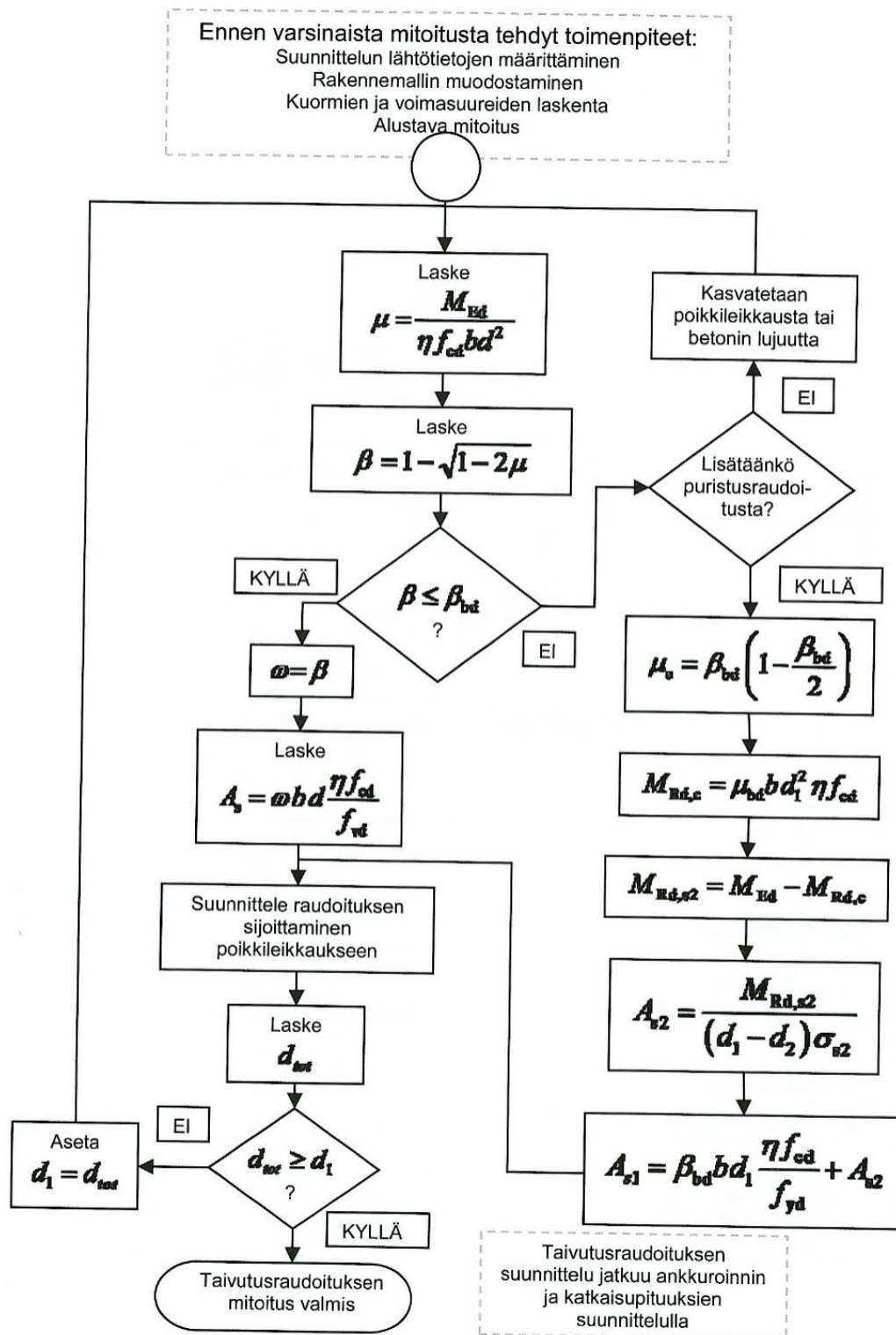
Kokonaistaipuma pitkäaikaisella kuormituksella 10,4 mm

Palkki taipuu liikaa

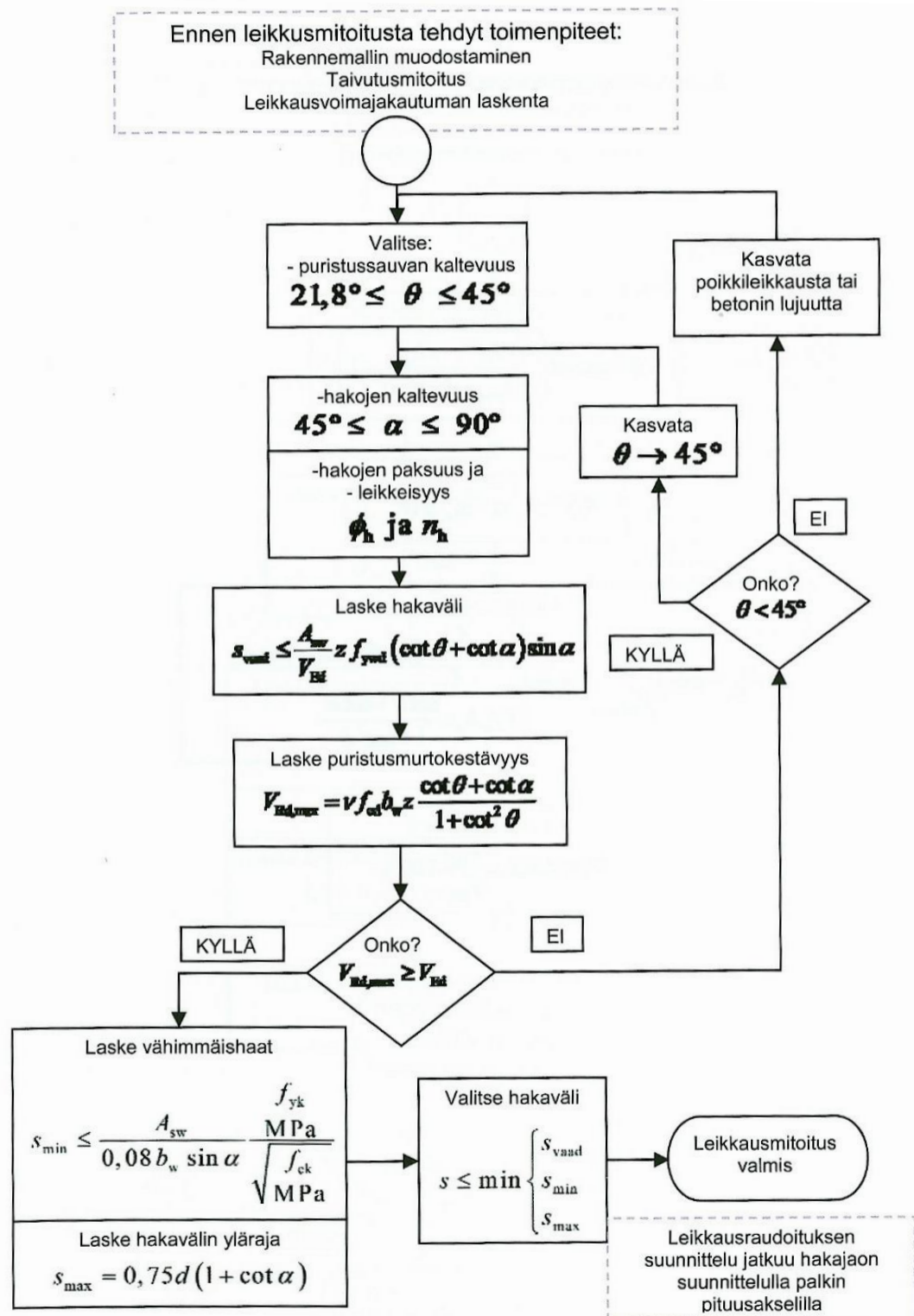
Huomioitavaa:



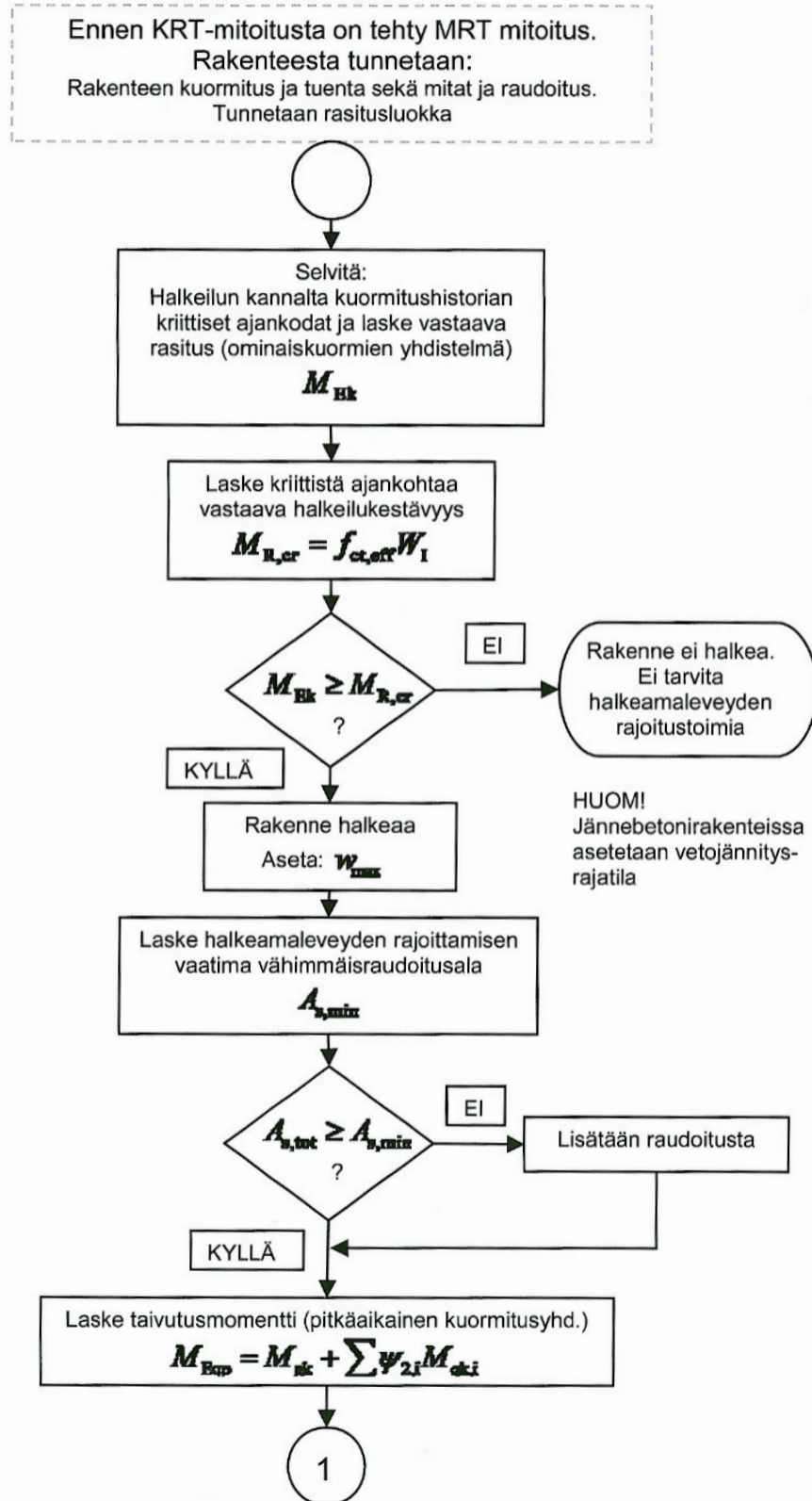
LIITE 6 Suorakaidepalkin mitoituskaavio taivutukselle. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 243.)

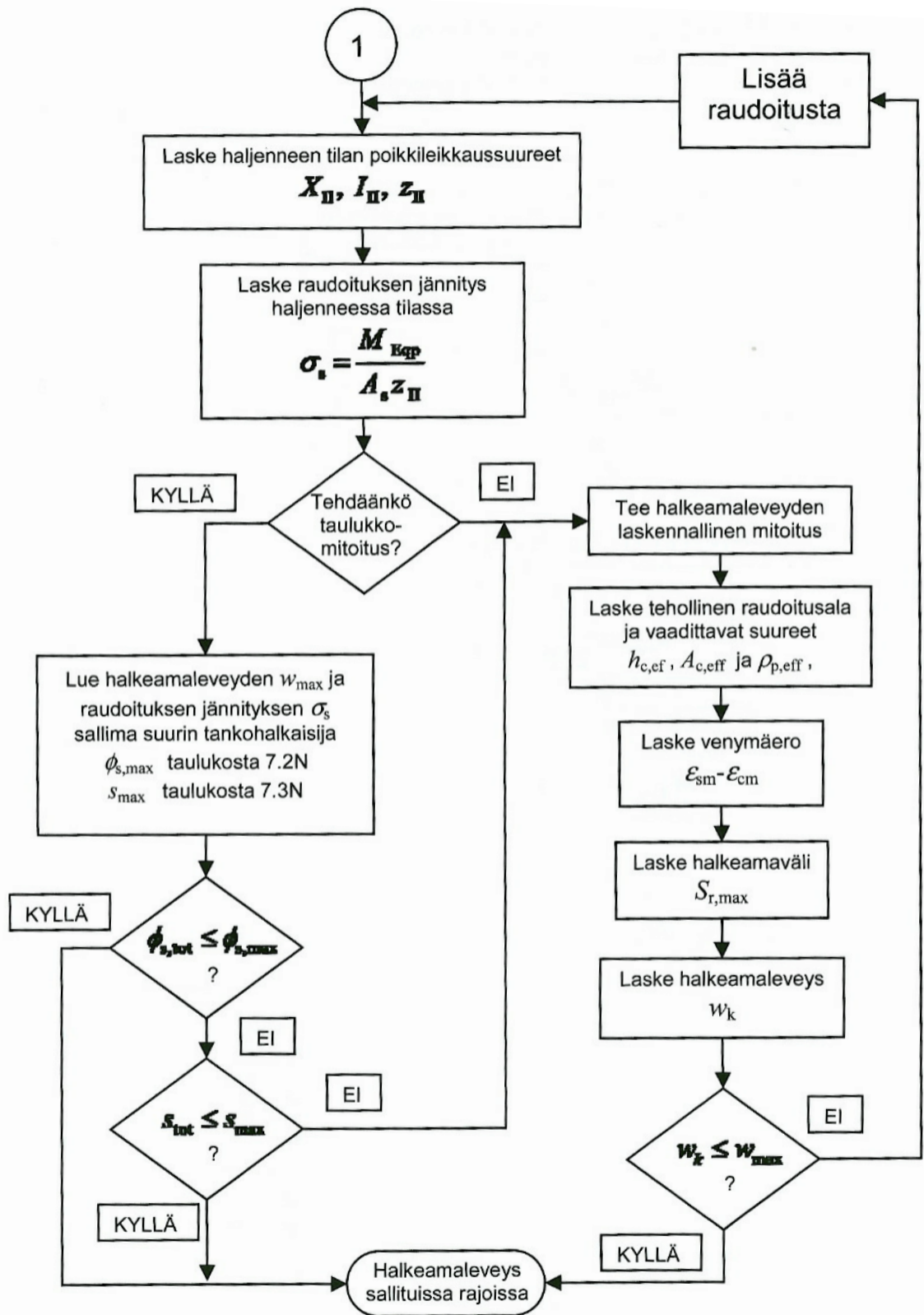


LIITE 7 Suorakaidepalkin mitoituskaavio leikkaukselle. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 245.)



LIITE 8 Suorakaidepalkin halkeamaleveyden rajoittamisen mitoituskaavio. (Betoni- rakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 248–249.)





LIITE 9 Taipuman rajoittamisen mitoituskaavio. (Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1/by211, 249–250.)

