# Taivutettujen teräsbetonirakenteiden minimiraudoituksen normivertailu

Jani Karttunen

Opinnäytetyö
Toukokuu 2022
Tekniikan ala
Insinööri (AMK), Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka

jamk | Jyväskylän ammattikorkeakoulu
University of Applied Sciences

jamk

**Kuvailulehti**

**Karttunen, Jani**

**Taivutettujen teräsbetonirakenteiden minimiraudoituksen normivertailu**

Jyväskylä: Jyväskylän ammattikorkeakoulu. Toukokuu 2022, 66 sivua.

Tekniikan ala. Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka. Opinnäytetyö AMK

Julkaisun kieli: suomi

Verkkojulkaisulupa myönnetty: kyllä

**Tiivistelmä**

Eurokoodissa määritetty taivutettujen teräsbetonirakenteiden minimiraudoitusvaatimus voi kasvaa korkeissa kappaleissa huomattavasti kestävyys- ja käytettävyystarkastelujen vaatimuksia suuremmaksi. Vaatimusta kohtaan osoitetaan siksi usein kyseenalaistamista. Epätietoisuus minimiraudoitusvaatimuksen toimintaperiaatteesta ja tarpeellisuudesta käytännön tasolla voi kiihdyttää kyseenalaistamista entisestään. Siksi taivutetun teräsbetonirakenteen minimiraudoituksen toimintaperiaate selvitettiin työssä perusteellisesti. Selvitys koostui toimintaan vaikuttavista tekijöistä ja taivutetun rakenteen vaurioitumismekanismeista. Myös minimiraudoituksen laskentaan vaikuttavat muuttujat selvitettiin ja muuttujat johdettiin eurokoodin käyttämäksi minimiraudoituksen laskentakaavaksi. Työn ensimmäisenä tarkoituksena oli selventää lukijalle minimiraudoituksen käsite ja laskentaperusteet helposti ymmärrettävällä tavalla.

Työssä selvitettiin myös minimiraudoitukseen liittyviä epäkohtia ja niistä syntyviä esimerkkitapauksia. Esimerkeistä perusteellisemmassa tarkastelussa oli suuren leikkausrasituksen vuoksi korotettu leikkausraudoittamaton teräsbetonilaatta, jonka korkeus muodosti ongelman minimiraudoituksen kannalta. Työssä tutkittiin ja selvittiin yleisellä tasolla laatan leikkauskestävyyttä parantavat keinot ja vetoraudoituksen vaikutus asiaan. Tapausta koskien etsittiin myös tieteellisiä perusteluja minimiraudoitusvaatimuksen puolesta, tai sitä vastaan. Myös asiaa koskevat säädökset tutkittiin, tarkoituksena löytää niiden antamat mahdollisuudet eurokoodista poikkeamiseen. Mahdollisuuksia löydettiin ja ne huomioitiin toimenpide-ehdotuksissa. Asiaa tutkittiin siksi myös eurokoodin ulkopuolelta.

Työn suurimmassa osuudessa tutkittiin erilaisia normeja ja niiden lähestymistapaa minimiraudoituksen kannalta. Esimerkkitapauksen yksiaukkoisen ja vapaasti päistään tuetun teräsbetonilaatan taivutusmitoitus ja minimiraudoitustarkastelu suoritettiin neljää eri normia käyttäen. Normit ovat EN 1992, RakMk B4, ACI CODE-318M ja BS 8110. Tutkimuksessa vertailtiin normien välisiä eroja mitoituskäytännöissä ja erityisesti minimiraudoituksen laskennallisissa määrittämistavoissa. Laskentamalleja ja niiden tuottamia raudoitusmääriä vertailtiin keskenään ja merkittäviä eroja löydettiin. Vertailun pohjalta ratkaistiin esimerkkitapauksen laatan pienin mahdollinen vetoraudoitus, joka oli myös työn lopullinen tarkoitus. Ratkaisussa huomioitiin kaikki edellä mainitut asiat.

**Avainsanat (asiasanat)**

Betoni, betoniteräs, betonirakenteiden suunnittelu, eurokoodi

jamk

**Description**

**Karttunen, Jani**

**Code comparison of minimum reinforcement in flexural reinforced concrete structures**

Jyväskylä: JAMK University of Applied Sciences, May 2022, 66 pages.

Engineering and technology. Degree Programme in Construction and Civil Engineering. Bachelor's thesis.

Permission for web publication: Yes

Language of publication: Finnish

**Abstract**

Eurocodes minimum reinforcement requirement in flexural reinforced concrete structures can often supersede service- and ultimate limit state requirements in thick slabs and beams. As such, designers might begin to question its necessarity. Ignorance of the requirements actual scientific purpose in practical term can further increase the questioning. As an answer to such thoughts, the research studied thoroughly the principle and concept of minimum reinforcement in flexural structures. The survey consisted of impacting factors and general damage mechanisms. The variables used in calculus was also each unraveled and derived into the simple equation used in Eurocode. Consequently the first purpose of the thesis was to produce an easily understandable narrative of the subject for anyone to read.

The research also noted grievances and practical examples of such caused by minimum reinforcement requirement. As a case study out of those examples was a solid slab without transverse reinforcement, but with high maximum shear stress. The thickness of the slab was raised to improve its shear strenght, but it also caused a problem with the slabs minimum reinforcement area. The reseach resolved the factors inflicting the slabs shear strenght and the affect of flexural reinforcement in the case. Target was to find scientific arguments to prove minimum reinforcement requirements necessity or futility. Also the possibilities to diverge from Eurocode in problematic cases by still obeying the Finnish legislation was sorted. The possibilities were found and noted in the proposals of measure. Thus the research reached past Eurocode.

As the primary part of the reseach was to study the approach concerning minimum reinforcement by different codes. The case studys simply supported one-way slabs flexural design and minimum reinforcement calculus was ran through four different ways. The codes were EN 1992, RakMk B4, ACI CODE-318M and BS 8110. The reseach compared differences in design principles and especially in the way of determining the minimum reinforcement area. The areas produced by each code was also compared to each other. Significant differences in the ways and steel amounts were found. Based on the comparison, the final minimum flexural reinforcement area for the case slab was determined, which was the ultimate goal of the thesis. The resolution took into accout each previously mentioned factors.

**Keywords/tags (subjects)**

Concrete, steel reinforcement, design of concrete structures, Eurocode

**Sisältö**

**Käsitteitä ..... 7**

**1 Johdanto ..... 9**

1.1 Työn tarkoitus ..... 9

1.2 Tutkimusmenetelmät ja tavoitteet ..... 9

1.3 Toimeksiantaja ..... 10

1.4 Työn toteutus ja rajaus ..... 11

**2 Taivutetun teräsbetonirakenteen ominaisuuksia ..... 11**

2.1 Betonin puristuslujuus ..... 12

2.2 Betonin vetolujuus ..... 14

2.3 Betoniteräksen ominaisuuksia ..... 16

2.4 Rakenteellinen toiminta ja vaurioitumismekanismit ..... 20

**3 Minimiraudoitus ..... 28**

3.1 Käsite ..... 28

3.2 Laskentakaavan johtaminen ..... 28

3.3 Mahdolliset ongelmakohdat ..... 32

**4 Tutkimustapauksen selvittäminen ..... 34**

4.1 Lähtötiedot ..... 34

4.2 Leikkausraudoittamattoman rakenteen toiminta ..... 35

4.3 Leikkauskestävyyden kasvattaminen ..... 39

4.4 Minimiraudoituksen toiminta ..... 41

4.5 Johtopäätökset ..... 41

4.6 Jatkotoimenpiteet ..... 42

**5 Teräsbetonilaatan taivutusmitoitus ja minimiraudoitus eri normeilla ..... 43**

5.1 Lähtötiedot ..... 43

5.2 EN 1992 ..... 44

5.2.1 Normin perustiedot ja mitoitusperusteet ..... 44

5.2.2 Laskelmat ..... 45

5.3 RakMk B4 ..... 47

5.3.1 Normin perustiedot ja mitoitusperusteet ..... 47

5.3.2 Laskelmat ..... 48

5.4 ACI CODE-318M ..... 50

5.4.1 Normin perustiedot ja mitoitusperusteet ..... 50

5.4.2 Laskelmat ..... 52

5.5 BS 8110 ..... 54
5.5.1 Normin perustiedot ja mitoitusperusteet ..... 54
5.5.2 Laskelmat ..... 55
**6 Tulosten analysointi ..... 57**
6.1 Normien vertailu ..... 57
6.2 Tutkimustapauksen ratkaisu ..... 60
**7 Pohdinta ..... 60**
**Lähteet ..... 63**

**Kuviot**

Kuvio 1. Yksiaukkoinen taivutettu rakenne ..... 12
Kuvio 2. Taivutusvetolujuuden (vas.) ja halkaisuvetolujuuden (oik.) koejärjestelyt ..... 15
Kuvio 3. Betoniteräksen ja betonin tartunta ..... 17
Kuvio 4. Rakenneteräksen vetokoesauva ..... 17
Kuvio 5. Kuumavalssatun ja kylmämuokatun teräksen jännitys-venymäkäyrät ..... 19
Kuvio 6. Puristetun betonin jännitys-muodonmuutosriippuvuus ..... 21
Kuvio 7. Tasaisesti kuormitetun yksiaukkoisen suorakaidepalkin jännitysjakaumat, kun vetolujuutta ei ole ylitetty ..... 22
Kuvio 8. Puristusvyöhykkeen muodostuminen haljenneessa poikkileikkauksessa ..... 22
Kuvio 9. Normaaliraudoitettu teräsbetonipalkki ylikuormitustilassa ..... 24
Kuvio 10. Tasapainoraudoitettu teräsbetonipalkki ylikuormitustilassa ..... 24
Kuvio 11. Yliraudoitettu teräsbetonipalkki ylikuormitustilassa. ..... 25
Kuvio 12. Minimiraudoitettu teräsbetonipalkki ylikuormitustilassa ..... 26
Kuvio 13. Taivutusmomentin ja halkeilun välinen riippuvuus. ..... 27
Kuvio 14. Taivutetun teräsbetonirakenteen rasitus-muodonmuutoskäyrät eri raudoitusmäärillä ..... 27
Kuvio 15. Yksinkertaistettu teräsbetonipalkin poikkileikkaus. ..... 29
Kuvio 16. Veto- ja leikkaustarkastelujen paikannus taivutetussa rakenteessa. ..... 35
Kuvio 17. Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys suhteellisen vetoraudoitusalan funktiona ..... 39
Kuvio 18. Vertailulaskennassa käytettävä rakennemalli. ..... 44

**Taulukot**

Taulukko 1. Betonin lujuusluokat. ..... 13
Taulukko 2. Betoniterästen sitkeysluokat. ..... 20
Taulukko 3. Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys. ..... 40
Taulukko 4. Eurokoodilaskennan lähtöarvot ..... 45
Taulukko 5. RakMk B4 laskennan lähtöarvot ..... 48
Taulukko 6. ACI CODE 318M-19 laskennan lähtöarvot ..... 52
Taulukko 7. BS 8110 laskennan lähtöarvot ..... 55
Taulukko 8. Verkkoraudoitteiden pinta-alat poikkileikkausmetrissä ..... 57
Taulukko 9. Vertailun raudoitusmäärät ja -tuotteet ..... 58

## Käsitteitä

**Eurokoodit:** EU:n komission toimeksi antama ja eurooppalaisen standardisointijärjestön CEN:n julkaisema yhteinen rakenteiden suunnittelujärjestelmä, jonka käyttö Suomessa on velvoitettu ympäristöministeriön asetuksilla. Suomennetut eurokoodit julkaisee Suomen Standardisoimisliitto SFS.

**Kansallinen liite:** Ympäristöministeriön julkaisema kansallinen tarkennus eurokoodin määrittelemiin säännöksiin.

**Käyttörajatila:** Rakenteen käyttökelpoisuusvaatimusten ylittävä tila.

**Murtorajatila:** Sortumaan tai muuhun vakavaan rakenteen vaurioitumiseen johtavan rajan ylittävä tila.

**Neutraaliakseli:** Taivutusrasitetun rakenteen poikkileikkauksen horisontaalinen vyöhyke, jossa alaosan vetorasitus ja yläosan puristusrasitus kumoavat toisensa.

**Normi:** Eurokoodi tai vastaava muualla maailmassa käytettävä järjestelmä.

**Pakkovoimat:** Betonikappaleen epätasaisesta lämpötilan tai kosteuspitoisuuden jakautumisesta johtuvat voimat betonin kovettumisvaiheessa tai sen jälkeen.

**Poikkileikkaus:** Pituusakselin suuntainen näkymä määrätystä kohtaa katkaistusta kappaleesta.

**Taivutettu rakenne:** Rakenne, jonka staattinen tarkasteltava kuormitus ei ole kappaleen pituusakselin suuntainen. Yleisimmin vaakarakenteet palkki ja laatta tai vastaavasti vaakasuuntaan kuormitettu pilari tai seinä.

**Tehollinen korkeus:** Poikkileikkaukseen syntyvä etäisyys rakenteen kuormituspinnasta vetoraudoituksen painopisteeseen.

**Teräsbetonilaatta:** Kahden tai useamman tuen päällä lepäävä pystykuormitettu vaakarakenne, jonka leveys on vähintään viisi kertaa kappaleen korkeus. Veto-, leikkaus- ja vääntörasitusten osalta teräksellä vahvistettu betonikappale.

**Teräsbetonipalkki:** Kahden tai useamman tuen päällä lepäävä pystykuormitettu vaakarakenne, jonka pituus on vähintään kolme kertaa kappaleen korkeus. Veto-, leikkaus- ja vääntörasitusten osalta teräksellä vahvistettu betonikappale.

**Yhteen suuntaan kantava laatta:** Laatta, joka on viivamaisesti tuettu vain kahdelta täysin tai lähes samansuuntaiselta reunaltaan.

**Yksiaukkoinen kappale:** Päistään tuettu ulokkeeton kappale.

# 1 Johdanto

## 1.1 Työn tarkoitus

Taivutetun teräsbetonirakenteen minimiraudoituksen laskentakaavan tuntevat varmasti kaikki betonin parissa työskentelevät rakennesuunnittelijat ja rakennusinsinööriopiskelijat. Minimiraudoitus voi kuulostaa yksinkertaiselta käsitteeltä, mutta sen tarkempi peruste ja käyttötarkoitus käytännön tasolla herättävät kuitenkin aika-ajoin keskustelua kokeneemmissakin piireissä. Minimiraudoituksen teoriaa sivutaan alan kirjallisuudessa ja muissa julkaisuissa, mutta syväluotaavampaa analyysiä käsitteestä löytyy heikommin.

Taivutetun rakenteen laskennallinen minimiraudoitusvaatimus perustuu paljolti poikkileikkauksen mittoihin. Vaatimus voi aiheuttaa ongelman, kun jokin muu kuin kuormitus määrittää rakenteen korkeuden. Tällaisessa tapauksessa eurokoodin edellyttämä minimiraudoitusvaatimus voi tunnetusti muodostua huomattavan suureksi rakenteen todellisiin kuormiin ja kestävyyteen nähden. Vaatimus voi tuntua tarpeettoman suurelta, joten sen tarpeellisuuta ja toimivuutta voidaan kyseenalaistaa.

## 1.2 Tutkimusmenetelmät ja tavoitteet

**Kvalitatiivinen tutkimus**

Tutkimuksessa oli tarkoitus selvittää perusteellisesti eurokoodin mukainen taivutettujen teräsbetonirakenteiden minimiraudoituksen teoria ja sen laskentaan johtavat vaiheet. Tämän lisäksi työssä haluttiin tutkia myös muiden valtioiden käytössä olevien normien lähestymistapaa asiaan ja vertailla normien välisiä eroja. Tarkoituksena oli löytää vaihtoehtoisia toiminta- ja laskentatapoja minimiraudoitusvaatimukselle ongelmatapauksissa tai sellaisten puuttuessa perustella vaatimuksen noudattamisen välttämättömyys. Perusteluja oli tarkoitus selvittää sekä tieteellisestä että säädöksellisestä näkökulmasta. Lopullisena tavoitteena oli siten löytää keinoja välttää ylimitoitusta yleisellä tasolla ja säästää rakennuksen kokonaiskustannuksissa.

**Tapaustutkimus**

Asiaan tiiviisti liittyvänä tutkimustapauksena oli raskaasti kuormitettu ja leikkausraudoittamaton teräbetonilaatta, jonka leikkausrasitus oli kasvanut suureksi. Keinot leikkauskestävyyden parantamiseksi oli lisätä laatan korkeutta ja/tai vetoraudoitusmäärää. Tarkoituksena oli selvittää keinojen suhteelliset eroavaisuudet ja vaikutukset eri vaiheissa. Taivutus- ja leikkausrasitusten yhteisvaikutus ja minimiraudoitusvaatimuksen rooli kyseisessä yhdistelmässä haluttiin myös selventää. Tämän perusteella oli tarkoitus ratkaista se, onko minimiraudoitusvaatimus edelleen perusteltavissa kyseisessä tapauksessa. Tutkimustapaus oli toimeksiantajan kohtaama tulkinnanvarainen tilanne.

## 1.3 Toimeksiantaja

Työn toimeksiantajana toimi Sweco Rakennetekniikka Oy. Yritys on rakennesuunnittelun suomalainen markkinajohtaja. Se tarjoaa puu-, teräs-, ja betonirakenteisten rakennusten ja infrastruktuurin rakennesuunnittelua sekä rakennusfysiikan suunnittelupalveluita. Kotimaisten kohteiden lisäksi yrityksellä on myös kansainvälisiä kohteita ja laajaa kansainvälistä yhteistyötä. (Rakennesuunnittelu ja konsultointi n.d.)

Betonirakentamisessa Sweco rakennetekniikka Oy:llä on laaja asiantuntemus ja palveluvalikoima elementti-, paikallavalu-, ja jännitetyistä rakenteista. Erilaisiin suunnittelukohteisiin lukeutuvat esimerkiksi asuinrakennukset, sairaalat, koulut, kauppakeskukset, tuotantolaitokset sekä siltarakenteet. Yritys osallistuu myös aktiivisesti rakennesuunnittelun kehitystyöhön. Se tekee jatkuvaa yhteistyötä erilaisten kehitys- ja tutkimushankkeiden sekä oppilaitosten kanssa.
(Betonirakentaminen n.d.)

Sweco rakennetekniikka Oy on Sweco Finland Oy:n tytäryhtiö. Sweco Finland toimii osana Sweco AB:n kansainvälistä konsernia, joka tarjoaa rakennetun ympäristön ja teollisuuden suunnittelu- ja konsultointipalveluita. Konsernissa toimii n. 18000 asiantuntijaa, joista noin 3000 työskentelee Suomessa. Sweco AB on alansa johtava yritys Euroopassa ja sen liikevaihto on noin 2,1 miljardia euroa. (Tietoa Swecosta n.d.)

## 1.4 Työn toteutus ja rajaus

Minimiraudoituksen teorian ja tutkimustapauksen selvittämisen lisäksi tässä raportissa on esitetty teräsbetonilaatan mitoitus puhtaalle taivutusrasitukselle. Tasaisesti kuormitetun, yksiaukkoisen ja yhteen suuntaan kantavan laatan murtorajatilamitoitus sekä minimiraudoituslaskenta on suoritettu useita eri normeja käyttäen. Laskennan antamia raudoitusmääriä vertaillaan keskenään työn tuloksissa. Vertailussa selvitetään, onko eurokoodissa määrätty vaatimus verrannollinen muun maailman normien kanssa.

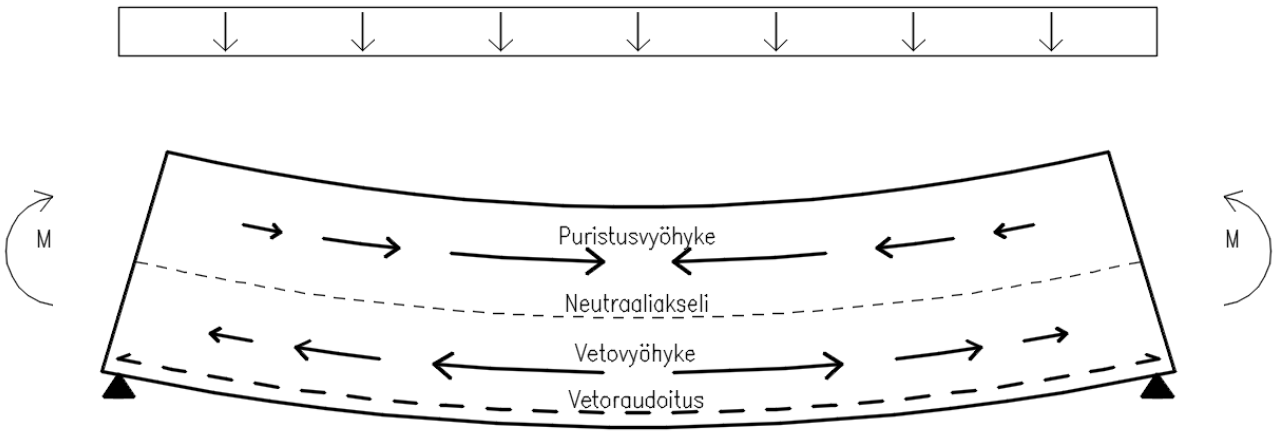
Teräsbetonilaatta ja -palkki mitoitetaan eurokoodissa lähes samalla tavalla. Siksi kumpaakin yksittäistä kappaletta koskevat viittaukset työn teoriaosuuksissa mielletään samaksi taivutetuksi rakenteeksi. Poikkeavuudet on mainittu erikseen. Työssä ei ole käsitelty pystyrakenteita, sillä taivutuksesta huolimatta pystyrakenteita koskevat eri kuormitusperiaatteet ja laskentatavat puhtaaseen taivutukseen verrattuna. Työssä on keskitytty minimiraudoitukseen ja myös murtorajatilamitoitukseen nimenomaisesti vetoraudoituksen kannalta. Käyttörajatilamitoituksen sisältämä taipuma, halkeamaleveystarkastelu ja kutistuma on myös rajattu työn ulkopuolelle epäolennaisuutensa vuoksi.

Minimiraudoituksen teorian ja laskennan periaatetta on haastavaa esittää tiiviissä muodossa tuntematta ensin kaikkia siihen vaikuttavia tekijöitä. Tästä syystä asiat on tässä opinnäytetyössä esitetty rakentamalla kokonaisuus aloittaen pienimmistä osista. Lopuksi pienet ja suuremmat osat on liitetty helpommin ymmärrettäväksi käsitteeksi ja laskentakaavaksi.

# 2 Taivutetun teräsbetonirakenteen ominaisuuksia

Kiviaineksista, sementistä, vedestä ja lisäaineista koostuva betoni on maailman käytetyin rakennusmateriaali, jota tuotetaan maailmassa 13 miljardia kuutiota vuosittain lukuisiin eri käyttötarkoituksiin (By 201 Betonitekniikan oppikirja 2018, 84–85). Teräsbetoni puolestaan on betonin ja teräksen muodostama liittorakenne. Siinä hyödynnetään molempien materiaalien parhaita ominaisuuksia. Betonin ehdoton vahvuus on puristuslujuus, mutta vetoa se kestää vain rajallisesti. Teräksen vetolujuus puolestaan on erinomainen hoikissakin rakenteissa, joten sitä käytetään vah-

vistamaan liittorakenteen niitä osia, joihin kohdistuu vetojännityksiä. (Betonin lujuus n.d.) Taivutettuun rakenteeseen syntyy väistämättä sekä puristus- että vetorasituksia kuvion 1 mukaisesti. Jotta rakenteen kestävyys voidaan määrittää, on tunnettava kaikki siihen vaikuttavat tekijät. Niitä ovat betonin puristus- ja vetolujuus sekä teräksen vetolujuus.




Kuvio 1. Yksiaukkoinen taivutettu rakenne

## 2.1 Betonin puristuslujuus

Betonin puristuslujuus on suhteellisen helppo määrittää kokeilla ja jaotella lujuusluokkiin. Lujuusluokkien avulla voidaan laskea myös muita betonin mekaanisia ominaisuuksia. Betonin vetolujuus, taivutusvetolujuus, kimmokerroin ja myös säilyvyys ovat riippuvaisia puristuslujuuden arvosta. (By 201 Betonitekniikan oppikirja 2018, 84–85.) Betonin ominaisuuksia voidaan muokata halutun kaltaiseksi muuttamalla koostumusta. Betonin lujuuteen vaikuttaa erityisesti vesi-sementtisuhde. (Betonin lujuus n.d.)

Puristuslujuutta testataan lieriön tai kuution muotoisilla koekappaleilla. Betoni valetaan muotteihin ja testataan normaalisti 28 vuorokauden ikäisenä. Koekappaleiden koot on standardisoitu kuution sivumitan ollessa 150 mm. Lieriön halkaisija on myös 150 mm ja korkeus 300 mm. Lieriön korkeuden ja leveyden välisen suhteen ollessa kuution vastaavaa suurempi, on lieriön puristuslujuus kuutioon nähden pienempi. Samanlaatuisella betonilla testatut lieriölujuudet ovat 0,78–0,85 kertaa kuutiolujuus. (By 201 Betonitekniikan oppikirja 2018, 85.)

Eurokoodissa molempien koekappaleiden puristuslujuus ilmaistaan lujuusluokassa, mutta laskennassa käytetään vain lieriölujuutta. Lujuusluokat on esitetty taulukossa 1. Taulukon lujuusluokkien sarakkeessa C tarkoittaa lieriötä (cylinder), ensimmäinen arvo lieriölujuutta ja toinen arvo kuutiolujuutta. Yksikkö $MN/m^2$ muuntuu suoraan muotoon $N/mm^2$, jota käytetään yleisesti tämän työn laskelmissa ja muissa osuuksissa. Arvot ovat nimellisarvoja.

Taulukko 1. Betonin lujuusluokat (By 65 Betoninormit 2021, 28).

| Lujuusluokka | Alin 150 mm x 300 mm lieriöillä määrätty ominaislujuus (C) $f_{ck,cyl}$ [MN/m²] | Alin 150 mm:n kuutiolla määrätty ominaislujuus (K) $f_{ck,cube}$ [MN/m²] |
|---|---|---|
| C12/15 | 12 | 15 |
| C16/20 | 16 | 20 |
| C20/25 | 20 | 25 |
| C25/30 | 25 | 30 |
| C30/37 | 30 | 37 |
| C35/45 | 35 | 45 |
| C40/50 | 40 | 50 |
| C45/55 | 45 | 55 |
| C50/60 | 50 | 60 |
| C55/67 | 55 | 67 |
| C60/75 | 60 | 75 |
| C70/85 | 70 | 85 |
| C80/95 | 80 | 95 |
| C90/105 | 90 | 105 |

Koeolosuhteissa kuormitus on kuitenkin huomattavasti todellisia kuormituksia lyhytaikaisempaa. Lyhytaikaisessa kokeessa betonin lujuus määräytyy todellista korkeammaksi kääntäen siten mitoitusta epävarmalle puolelle. Siksi mitoituksessa luotetaan empiiriseen tutkimustietoon siinä, että puristuslujuuden arvona on syytä käyttää poikkileikkauksen muodosta huolimatta lieriölujuuden arvoa. Näin on määrätty meneteltävän myös eurokoodimitoituksessa. Todellisessa rakenteessa betonia myös tiivistetään ja nousevat ilmakuplat jäävät helpommin rakenteen yläosaan, missä heikompi tiivistyminen voi aiheuttaa puristuslujuuden alenemista siellä, missä sitä eniten tarvitsisi. Myös työmaaolosuhteet, käytettyjen materiaalien tasalaatuisuus, rakenteen ikä ja työn toteutuksen yleinen laatu vaikuttavat betonin todelliseen lujuuteen sekä puristus, että vetopuolella. (By

201 Betonitekniikan oppikirja 2018, 86–88.) Näistä syistä puristuslujuuden mitoitusarvoa $f_{cd}$ alennetaan Suomessa kertoimella 0,85 kaavan 1 mukaan (Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1 2019, 15).

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

Jossa

$f_{ck}$ = Betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä

$\alpha_{cc}$ = Betonin puristuslujuuden alennuskerroin. Suomessa käytettävä arvo on 0,85

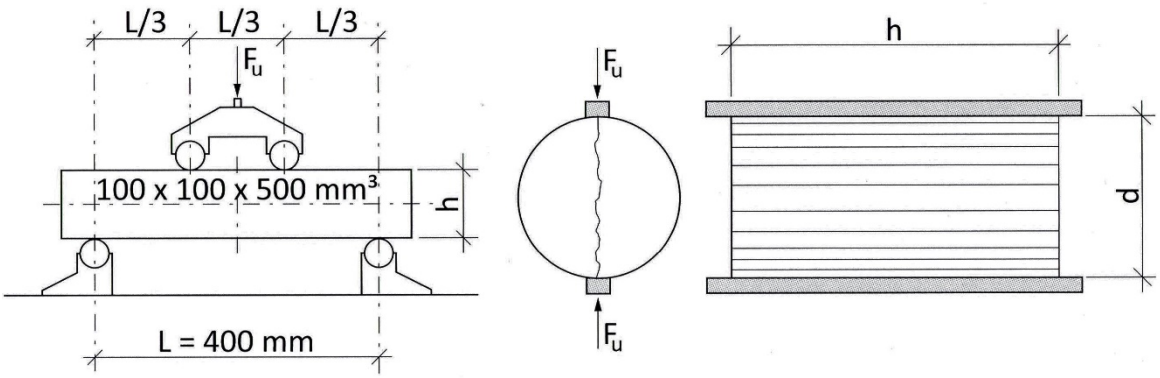
$\gamma_c$ = Betonin osavarmuusluku (ks. luku 5.2)

## 2.2 Betonin vetolujuus

Betonin vetolujuudeksi oletetaan yleensä karkeasti 1/10 puristuslujuudesta. Teräksiä käytetään normaalisti vastaanottamaan rakenteen vetojännityksiä, joten puhtaasti betonin vetolujuuteen pohjautuvat mitoitukset ovat harvinaisia. Mikäli betoni halkeilee, on vetolujuus ylitetty. Halkeilu voi johtua rakenteen sisäisistä jännityksistä tai ulkoisista kuormista. Sisäinen jännitys voi olla esimerkiksi lämpötilan epätasainen jakautuminen rakenteessa kovettumisen aikana tai valmiissa rakenteessa. Halkeilu itsessään on luonnollista, mutta suunnittelussa ja toteutuksessa halkeamien esiintyminen määrän ja halkeamaleveyden suhteen on hallittava niin, että rakenteen toiminta ja säilyvyys ei vaarannu. (By 201 Betonitekniikan oppikirja 2018, 89.)

Betonin suoran vetolujuuden määrittäminen tarkasti on haastavaa, joten yleisimmin laskelmissa käytetään sen sijasta halkaisuvetolujuutta tai taivutusvetolujuutta. Minimiraudoituksesta puhuttaessa kyseessä on taivutusvetolujuus, joka määritetään kokeellisesti 100 mm x 100 mm x 500 mm suorakaidepalkilla. Halkaisuvetolujuus puolestaan määritetään yleensä halkaisemalla koelieriö, jonka halkaisija on 150 mm ja korkeus on 300 mm. (Mts. 89; Leskelä 2008, 29–31.)

Taivutusvetolujuus ei ole suoraviivainen materiaaliominaisuus, vaan sen arvo riippuu koekappaleen koosta, sisäisistä jännityksistä ja kuormitusjärjestelyistä. Esimerkiksi koekappaleen kostuttaminen alentaa epätasaisen kutistumisen aiheuttamia vetojännityksiä kostutetun pinnan lähellä ja nostaa näin kappaleen vetolujuutta. Halkaisuvetolujuus olisi tarkempi tapa määrittää betonin vetolujuus. Kun kuvion 2 halkaiseva kuormitus on määritetty, halkaisuvetolujuus voidaan laskea kaavasta 2. (By 201 Betonitekniikan oppikirja 2018, 89.)




Kuvio 2. Taivutusvetolujuuden (vas.) ja halkaisuvetolujuuden (oik.) koejärjestelyt (Mts. 89).

$$f_{ct.sp} = \frac{2f_u}{\pi dh} \tag{2}$$

jossa

$f_u$ = Halkaisukuorma

$d$ = Lieriön halkaisija

$h$ = Lieriön korkeus

Useissa eurokoodin mitoituslaskelmissa käytetään kuitenkin suoraa vetolujuutta, joka lasketaan puristuslujuuden arvosta. Korkean puristuslujuuden betonissa vetolujuus on suhteessa pienempi

kuin pienemmän puristuslujuuden betonissa. Laskennallinen vetolujuus on betonilaadusta riippuen noin 5–8 % puristuslujuudesta. Se määritetään Eurokoodin mukaan 28:n vuorokauden ikäiselle betonille laskentakaavoilla 3–4. (Mts. 90; Leskelä 2008, 33–34.)

$$f_{ctm} = 0{,}30 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \qquad \text{kun } f_{ck} \leq 50 \frac{N}{mm^2} \tag{3}$$

tai

$$f_{ctm} = 2{,}12 \ln(1 + 0{,}10 f_{cm}) \qquad \text{kun } f_{ck} \geq 50 \frac{N}{mm^2} \tag{4}$$

joissa

$f_{ck}$ = Betonin lieriöpuristuslujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä

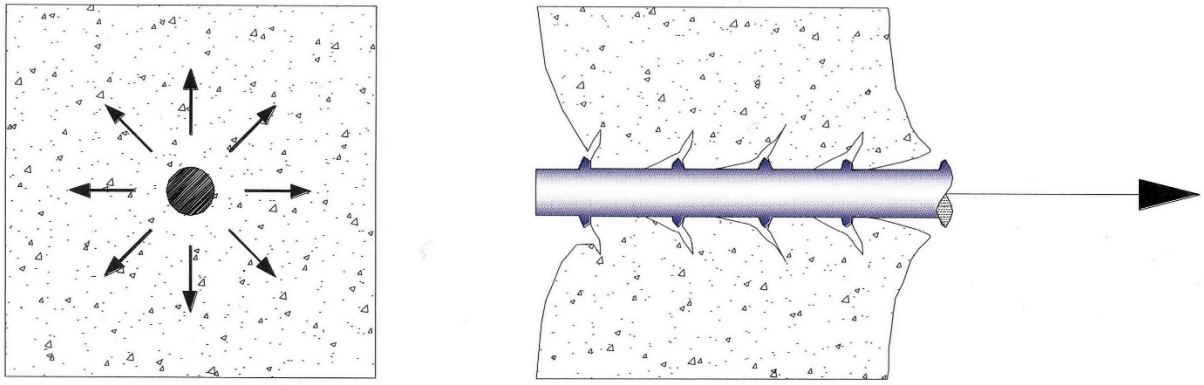
$f_{cm}$ = Betonin lieriöpuristuslujuuden keskiarvo

Betonin vetolujuutta käytetään raudoittamattomien rakenteiden mitoituksessa ja eri syistä tapahtuvan halkeiluriskin laskennassa (By 201 Betonitekniikan oppikirja 2018, 90; Leskelä 2008, 33–34). Joissain mitoituslaskelmissa käytetään vetolujuuden mitoitusarvoa $f_{ctd}$, jossa $f_{ctm}$ jaetaan materiaaliosavarmuusluvulla $\gamma_c$. Minimiraudoitusta määritettäessä ei eurokoodissa kuitenkaan käytetä varmuuksia, vaan haluttu arvo on suoraan kaavoissa 3–4 esitetty $f_{ctm}$.

## 2.3 Betoniteräksen ominaisuuksia

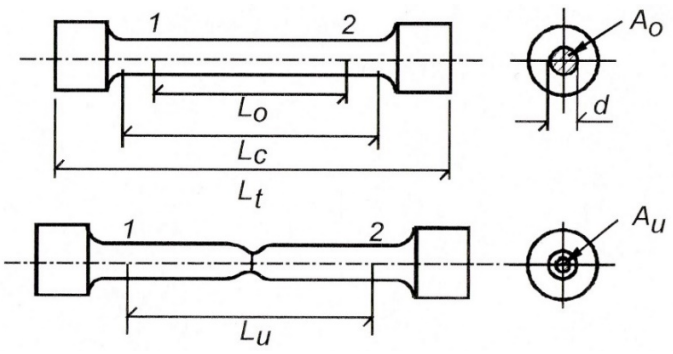
Betoniteräs on betonirakenteen vahvistamiseen tarkoitettua kuumavalssaamalla tai kylmämuokkaamalla hiiliteräksestä tai ruostumattomasta teräksestä valmistettua hitsattavaa, harjakuvioitua ja jännittämätöntä terästä (By 65 Betoninormit 2021, 37). Teräkseksi luokitellaan normaalisti raudan ja hiilen seos, jossa hiiltä on vähemmän kuin 1,7 % (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2020, 17). Tämän opinnäytetyön asiatekstissä kuten rakennusalalla yleisestikin, puhutaan vuoroin betoniteräksistä ja raudoituksesta. Nimistään huolimatta niillä molemmilla tarkoitetaan kuitenkin samaa asiaa.

Betoniterästen pintaan tehdään normaalisti valmistusmenetelmästä ja käyttötarkoituksesta riippuen harjoja tai muita kuvioita. Tästä syystä betoniteräksiä kutsutaankin usein harjateräksiksi. Kuvioiden tarkoitus on muodostaa sidos betonin kanssa ja siirtää voimia betonin ja teräksen välillä kuvion 3 mukaisesti. Teräksen vetorasitus muuntuu liitoksessa betonin ja teräksen harjojen leikkausrasitukseksi (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013, 60).



Kuvio 3. Betoniteräksen ja betonin tartunta (Mts. 60).

Betoniteräksen vaadittavat lujuusominaisuudet saadaan määritettyä vetokokeella. Koetta varten näytemateriaalista valmistetaan kuvion 4 kaltainen standardisoitu vetokoesauva. Sauvasta tiedetään ennen koetta sen alkupituus ja -paksuus. Sauvaa venytetään vetolaitteessa sen murtumiseen asti ja tarkastellaan tulokset. Venymään ja murtumaan tarvitun voiman ja lopullisten dimensioiden avulla saadaan määritettyä lukuisia teräksen ominaisuuksia. Betoniteräksen mitoittamiseen tarvittavat tiedot ovat teräksen myötölujuus, murtolujuus ja venymä. (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2020, 28–29.)




Kuvio 4. Rakenneteräksen vetokoesauva (Mts. 29).

Myötölujuus on betoniteräksen tärkein lujuusominaisuus. Myötölujuudella tarkoitetaan sitä rajajännitystä, jolla vedetyssä sauvassa tapahtuu plastinen muodonmuutos, eli palautumaton venymä. Vetokokeen kuormitusta jatkettaessa myötäämistä seuraa myötölujittuminen, jossa teräksen jännitys kasvaa ennen lopullista murtumisen alkamista, eli teräksen murtolujuutta. Teräksen lujuusluokittelu tehdään myötölujuuden mukaan. (Sorsa 2015, 53–55)

Suomessa käytetään myötölujuudeltaan pääosin luokan $500\ MPa$ betoniteräksiä. Erityisrakenteissa voidaan käyttää myös luokan $700\ MPa$ tuotteita tai ruostumatonta terästä. Betonin lujuusominaisuuksia voidaan muokata kemiallisella koostumuksella, rakenteella ja jälkikäsittelyillä. (By 71/RIL 149-2019 Betonirakenteiden työmaatoteutus, 114–115.)

Betoniteräksen mitoitukseen tarvittava laskentalujuus $f_{yd}$ muodostuu vetolujuuden lisäksi osavarmuusluvusta kaavan 5 mukaan. Eurokoodin suositusarvo teräksen osavarmuusluvulle on 1,15 (SFS-EN 1992-1-1:2015, 26). Sama arvo normaalisti vallitsevissa tilanteissa on vahvistettu myös Suomen kansallisessa liitteessä (Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1 2019, 15). Eurokoodin käyttämää osavarmuuslukumenettelyä käsitellään tarkemmin luvussa 5.2.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \tag{5}$$

Jossa

$f_{yk}$ = Betoniteräksen vetolujuuden ominaisarvo

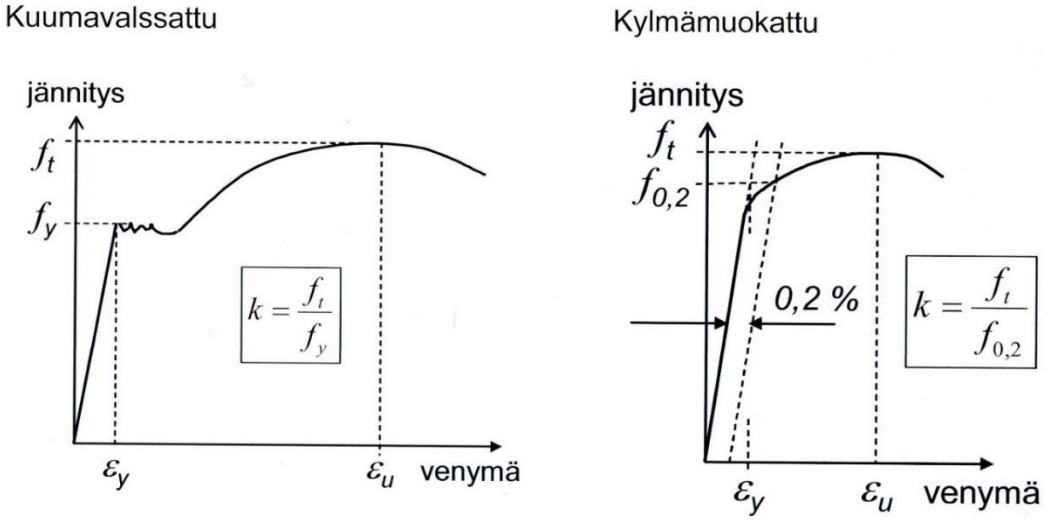
$\gamma_s$ = Betoniteräksen osavarmuusluku

Lujuusluokituksen lisäksi betoniteräkset luokitellaan valmistustavan mukaan myös kuumavalssattuihin ja kylmämuokattuihin teräksiin. Valmistustapa määrittää pitkälti teräksen sitkeysominaisuudet. Kylmämuokattua terästä käytetään eniten hitsatuissa raudoiteverkoissa ja hakaraudoitteissa. Valssilangasta kylmävetämällä valmistetut tuotteet ovat kuumavalssattuja lujempia, mutta hauraampia. Valmistustavasta johtuen kylmämuokattujen tuotteiden tankopaksuus rajoittuu kuitenkin korkeintaan 12 millimetriin. (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013,

50.) Tankokoon rajoitteisuuden vuoksi kylmävalssattuja tuotteita käytetään kuumavalssattuja vähemmän raskaimmin kuormitetuissa rakenteissa.

Teräksen muokkausvastus pienenee korkeissa lämpötiloissa, jonka vuoksi paksummat terästuotteet kuumavalssataan. (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2020, 21.) Kuumavalssattujen terästen sitkeysominaisuudet pysyvät valmistustavan vuoksi korkealla tasolla. Kuumavalssattuja betoniteräksiä valmistetaan paksuuksissa 6–40 mm ja niitä käytetään tavallisesti irtotankoina. Irtotangot ovat helposti käsin hitsattavissa, mutta teollisempi vastuspistehitsaustekniikka ei valssihilsekerroksen vuoksi onnistu. Tästä syystä kuumavalssattuja tuotteita ei normaalisti käytetä raudoitusverkkoina. (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013, 50–51.)

Kuumavalssattujen ja kylmämuokattujen terästen mekaaninen toiminta kuormitettuna eroaa toisistaan. Toimintaa kuvaamaan on kehitetty jännitys-venymäkäyrä, jossa esitetään vetokokeessa määritetyt tulokset. Jännitysvenymäriippuvuudella voidaan määrittää teräkselle myötöraja, murtolujuus ja kokonaisvenymä. Kuviossa 5 on esitetty rinnakkain kuumavalssatun ja kylmämuokatun teräksen käyttäytymistä vetojännityksen kasvaessa. Kuumavalssatulla teräksellä on näkyvä myötöraja $f_y$, jota siis käytetään betoniteräksen lujuusluokituksessa. Rajan ylittyessä teräkselle aiheutuu pysyvää venymää. Kylmämuokatussa teräksessä näkyvää myötörajaa ei ole, vaan se määritetään 0,2 % pysyvän venymän ja muodonmuutoskäyrän leikkauspisteeseen. (Mts. 50–51.) Myötölujuuden sekä murtolujuuden jännitysero on kylmämuokatussa teräksessä myös huomattavan pieni verrattuna kuumavalssattuun.




Kuvio 5. Kuumavalssatun ja kylmämuokatun teräksen jännitys-venymäkäyrät (Mts. 51).

Teräksen sitkeysluokitus $k$ määritetään lopulta murtolujuuden ja myötölujuuden suhteesta, kuten yllä olevassa kuviossa on esitetty. Betoniteräksellä sitkeysluokan on oltava vähintään A. (A 125/2016, §3.) Pienimmässä sitkeysluokassa A ovat lähinnä kylmämuokatut teräkset ja korkealujuuksiset kuumavalssatut teräkset. Tavallinen kuumavalssattu harjateräs kuuluu puolestaan tyypillisesti sitkeysluokkaan B. (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013, 55.) C luokan terästä käytetään yleensä vain erityistä sitkeyttä vaativissa kohteissa kuten betonielementtien nostolenkeissä (Leskelä 2008, 63). Yksi yleinen betoniteräksen nimike on nykyisin B500B, jossa ensimmäinen B tarkoittaa betoniterästä, 500 tarkoittaa lujuusluokkaa ja toinen B tarkoittaa sitkeysluokkaa (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013, 55). B500B nimikkeen vanhentunut, mutta edelleen joissain yhteyksissä käytössä oleva nimike on A500HW. Vastaavasti kylmämuokatun teräksen B500A nimikkeen vanha versio on B500K. Nykyistä sitkeintä B500C luokkaa vastaa vanha nimike B500C1. (RT-Tiedote 2019.) Betoniterästen nykyaikaiset sitkeysluokat vaatimuksineen löytyvät tarkemmin taulukosta 2.

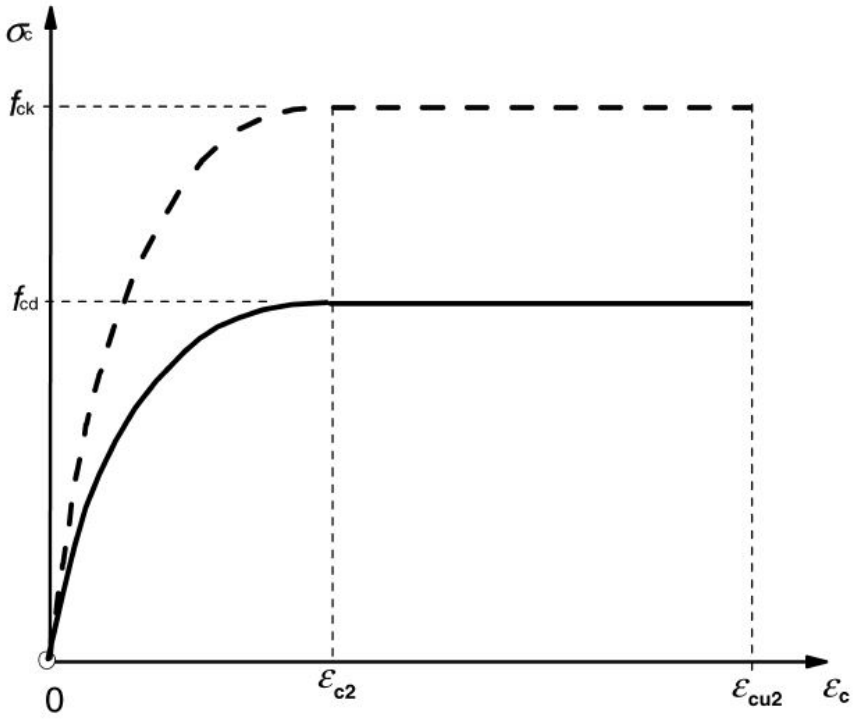
Taulukko 2. Betoniterästen sitkeysluokat (SFS-EN 1992-1-1:2015, 200).

| Tuotteen muoto | Suorat ja oikaistut tangot | | | Verkkoraudoitteet | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Luokka | A | B | C | A | B | C |
| Myötölujuuden ominaisarvo $f_{yk}$ tai $f_{0,2k}$ (MPa) | 400…600 | | | | | |
| Suhteen $k = (f_t/f_y)_k$ vähimmäisarvo<br>Suhteen $k = (f_t/f_y)_k$ enimmäisarvo[1)] | ≥ 1,05 | ≥ 1,08 | ≥ 1,15<br>< 1,35 | ≥ 1,05 | ≥ 1,08 | ≥ 1,15<br>< 1,35 |
| Suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvo $\varepsilon_{uk}$ (%) | ≥ 2,5 | ≥ 5,0 | ≥ 7,5 | ≥ 2,5 | ≥ 5,0 | ≥ 7,5 |

## 2.4 Rakenteellinen toiminta ja vaurioitumismekanismit

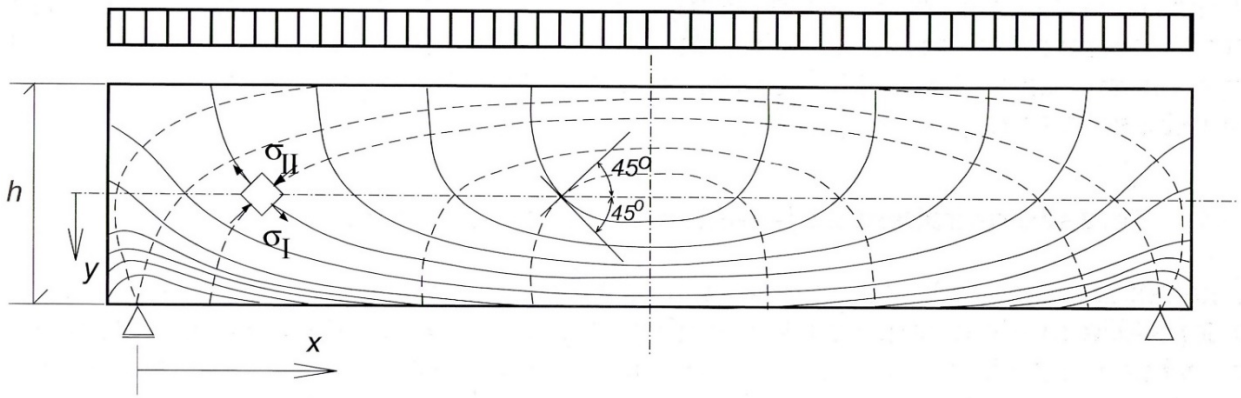
Rakenteiden jännityksiä ja kestävyyksiä voidaan laskea kahdella eri lähestymistavalla. Voidaan käyttää rakenteen sitkeyteen perustuvaa plastisuusteoriaa tai jäykkyyteen perustuvaa kimmoteoriaa. Kimmoteoriassa rakenteen oletetaan noudattavan Hooken lain mukaista lineaarista jännitys-muodonmuutosta (Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2020, 60–61). Taivutetun teräsbetonirakenteen poikkileikkaustarkastelussa tämä edellyttää käytännössä tilaa ennen muodonmuutosta. Se puolestaan tarkoittaa, ettei betonin puristus- tai vetolujuus ole ylittynyt aiheuttaen murtumaa tai halkeamaa. Puristusrasituksilla kimmoisuus, eli lineaarinen jännitys-muodonmuutosriippuvuus

säilyy vain pienillä ja lyhytaikaisilla kuormilla $\sigma_c \approx 0{,}3 - 0{,}4 f_c$ kuvion 6 mukaisesti. Vetopuolella riippuvuutta ei määritetä, vaan kimmoisuuden oletetaan säilyvän halkeaman syntymiseen asti. (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013, 41–44).




Kuvio 6. Puristetun betonin jännitys-muodonmuutosriippuvuus (SFS-EN 1992-1-1:2015, 36).

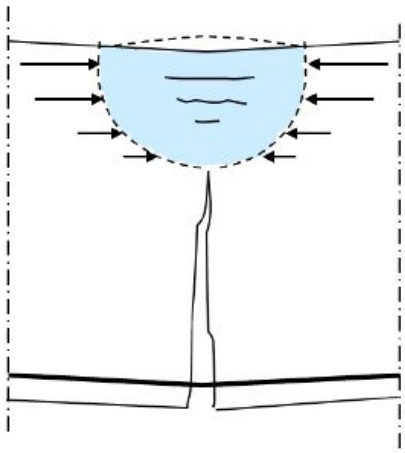
Kuviossa 7 esitetään vetojännitysten ($\sigma_I$ / yhtenäinen viiva) ja puristusjännitysten ($\sigma_{II}$ / katkoviiva) jakautuminen tasaisesti kuormitetussa ja yksiaukkoisessa palkissa ennen muodonmuutoksia. Puristusjännityksen trajektorit kulkevat vetojännityksen trajektoreita vastaan kohtisuorassa ja osoittavat rakenteen alareunassa kohdat, joissa betonin vetolujuus ensimmäisenä ylittyy. Tällöin jännitys kasvaa betonin vetolujuutta suuremmaksi ja syntyy halkeama. Halkeaman synnyttyä veto siirtyy halkeaman kohdalla pelkästään alapinnan betoniteräksille. Jännitysten suunnat muuttuvat pitäen vetovoimat ja puristusjännityksen tasapainossa. (Leskelä 2008, 74–75.) Käytännössä tämä tarkoittaa neutraaliakselin (y) nousemista korkeammalle, puristusvyöhykkeen pienenemistä ja paikallisen puristusjännityksen kasvamista.




Kuvio 7. Tasaisesti kuormitetun yksiaukkoisen suorakaidepalkin jännitysjakaumat, kun vetolujuutta ei ole ylitetty (Mts. 75).

Muodonmuutoksen jälkeistä jännitysten uudelleenjakautumista kutsutaan plastisuusteoriaksi, joka on toinen jännityksien ja kestävyyden laskemiseen käytetty lähestymistapa (fib Model Code for Concrete Structures 2010. 2013, 272). Muodonmuutoksen voi aiheuttaa myös puristuslujuuden ylitys.

Mekaanisen rakenteen puristuslujuus ei ole yhtä yksinkertaisesti määritettävissä kuin suora puristuslujuus. Kuormitusalueen koko ja muoto vaihtelee kappaleen ominaisuuksien mukaan. (By 201 Betonitekniikan oppikirja 2018, 87). Näin tapahtuu erityisesti kuviossa 8 havainnollistetussa taivutetussa rakenteessa, kun haljenneeseen poikkileikkaukseen muodostuu plastinen nivel ja kiertymä.



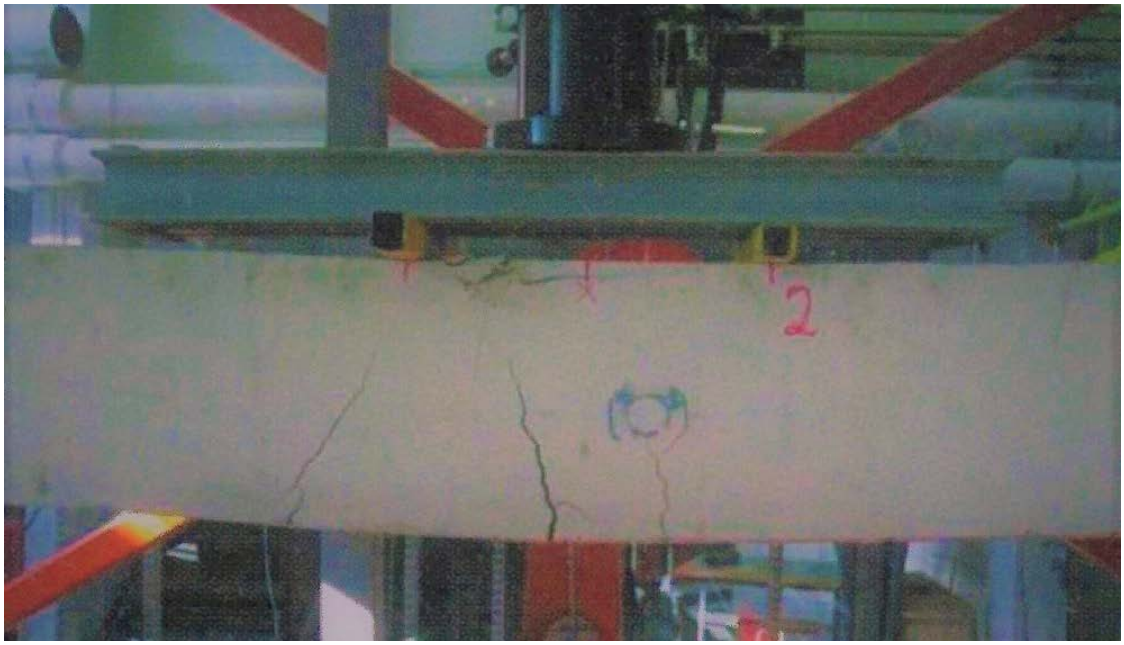
Kuvio 8. Puristusvyöhykkeen muodostuminen haljenneessa poikkileikkauksessa (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013, 94).

Rakenteen tai rakenneosan murtuminen johtuu usein ylikuormituksesta tai onnettomuustilanteesta. Rakenteiden mitoituksessa otetaan molemmat huomioon ja eurokoodissa tämä tapahtuu käyttämällä kuormien ja materiaalien osavarmuuslukumenettelyä. (Leskelä 2008, 119.) Murtuminen voi johtua myös muista inhimillisistä syistä ja onnettomuuden mahdollisuus on aina olemassa. Rakenteen menettäessä kantavuutensa tai stabiilisuutensa rakenteen murtorajatila on ylittynyt (Mts. 119).

Rakenteen murtumistavat jaotellaan sitkeisiin ja hauraisiin murtumiin. Eurokoodin käyttämässä rajatilamitoituksessa pyritään lähtökohtaisesti sitkeään murtumistapaan, mutta se ei ole suora velvoite. Sitkeällä murtumisella tarkoitetaan sitä, että rakenteessa tapahtuu suuria muodonmuutoksia ennen varsinaista sortumaa. Esimerkkitapauksena aikaisemman kuvion 8 rakenne, jossa raudoituksen myötölujuus on ylittynyt ja raudoitus on plastisoitunut halkeaman kohdalla. Hauraassa murtumisessa muodonmuutokset ennen sortumaa ovat puolestaan erittäin vähäisiä ja yleensä huomaamattomia. Tästä syystä rakenne sortuu äkillisesti ja seuraukset voivat olla huonot. (Ms. 119–120.)

Parhaat rakenteen toiminta- ja laskentamallit perustuvat lähes puhtaasti fysiikan lakeihin ja matematiikkaan, sillä siten voidaan todistaa voimatasapainon säilyminen. Lisäksi käytetään kuitenkin empiirisiä ja puoliempiirisiä malleja, joiden paikkansapitävyyttä pyritään todentamaan toimintakokeilla. Kokeilla pyritään varmistamaan rakenteen riittävä varmuus murtoa vastaan. (Mts. 120). Lukuisten muuttujien ja tarkan ennustettavuuden vaikeuden vuoksi laskennassa joudutaan käyttämään yksinkertaistuksia. Voidaan siis todeta, ettei teräsbetonirakenteen mitoitusmenettelyt ole kaikilta osin absoluuttisen luonnontieteellisiä. Ne tehdään tämän hetken parhaan tiedon ja taidon mukaan pitäen varsinkin käsin laskennan inhimillisenä.

Kuvioissa 9–12 havainnollistetaan testausolosuhteissa taivutetun teräbetonipalkin rakenteellista toimintaa ylikuormitustilanteessa eri raudoitusmäärillä. Kuviossa 9 esitetään eurokoodimitoituksessa tavoiteltu normaaliraudoitetun palkin toiminta murtorajatilassa. Kyseessä on siis sitkeä murto, jossa vetoteräkset plastisoituvat alapinnan halkeamassa ennen yläpinnan suurempaa puristusmurtoa. Palkkiin syntyy huomattava muodonmuutos ennen varsinaista sortumaa. (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013, 89–90.)



Kuvio 9. Normaaliraudoitettu teräsbetonipalkki ylikuormitustilassa (Mts. 91).

Kuviossa 10 esitetään puolestaan hauras murtuma, kun raudoitusmäärää on nostettu. Kyseessä on tasapainoraudoitus, jossa alapinnan raudoituksen myötölujuus ja yläpinnan betonin puristuslujuus ylittyvät samanaikaisesti. Palkki ei taivu merkittävästi ennen sortumaa. (Mts. 89–90.)

Kuvio 10. Tasapainoraudoitettu teräsbetonipalkki ylikuormitustilassa (Mts. 91).

Nostamalla raudoitusmäärää entisestään eli yliraudoittamalla, puristuspinta murtuu ennen alapinnan ensimmäistäkään halkeamaa. Näin on käynyt myös kuvion 11 testikappaleelle. Tasapainoraudoitetun ja yliraudoitetun rakenteen sortumismekanismit ovat lopulta likimain samat. Muodonmuutokset pysyvät pienenä, puristuspinta plastisoituu ja rakenne voi sortua arvaamatta. (Mts. 89–90.)

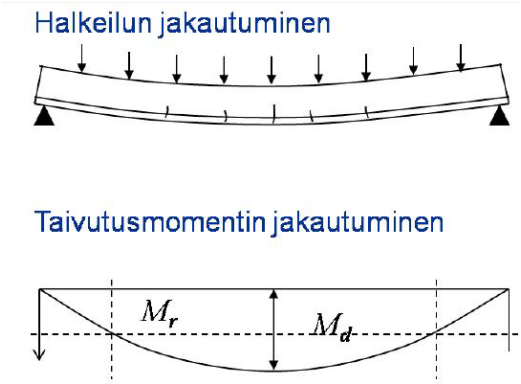
Kuvio 11. Yliraudoitettu teräsbetonipalkki ylikuormitustilassa (Mts. 91).

Vähimmäisraudoitus eli minimiraudoitus on suunniteltu siihen käyttötarkoitukseen, että rakenne kestää vähintään taivutushalkeaman muodostumiseen vaadittavan kuorman. Vaatimus on tarpeellinen lähinnä kevyesti kuormitetuilla rakenteilla, joissa murtokuorma on pienempi kuin halkeaman muodostumiseen vaadittava kuorma. (Mts. 89–90.) Kuviossa 12 minimiraudoitetun palkin raudoituksen myötölujuus ylittyy huomattavasti ennen betonin puristusmurtumaa ja palkki taipuu voimakkaasti. Minimiraudoituksen käyttäminen perustellaan tarkemmin luvussa 3.

Kuvio 12. Minimiraudoitettu teräsbetonipalkki ylikuormitustilassa (Mts. 91).

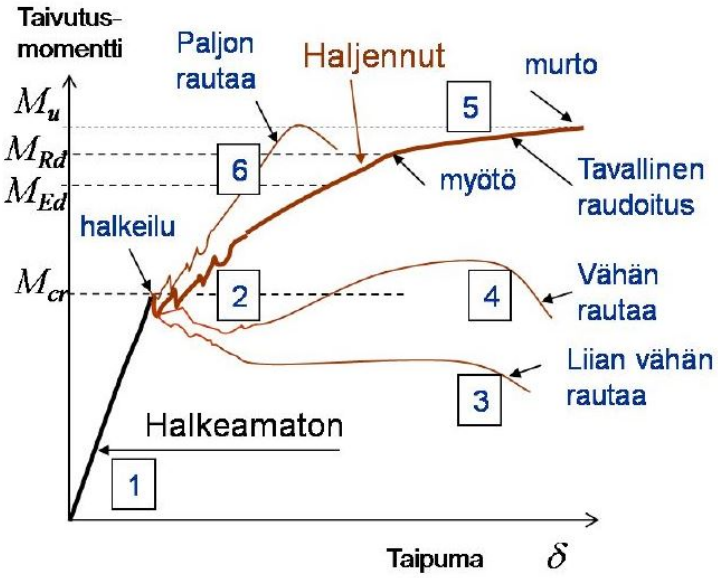
Yhteenvetona voidaan todeta, että pienellä kuormalla taivutettu rakenne pysyy halkeamattomana ja muodonmuutosta ei juurikaan synny. Tällöin rakenne toimii lineaarista kimmoteoriaa noudattaen. Kuormituksen kasvaessa ja halkeilun alkaessa toiminta riippuu vetoraudoituksen määrästä ja betonin puristuslujuudesta. (Mts. 89).

Kuormitus itsessään ei kuitenkaan aiheuta halkeilua, vaan kuormitus aiheuttaa taivutusmomentin. Momentti koostuu kuormituksen ja momenttivarren tulosta. Taivutusmomentti kasvaa tällöin suurimmaksi kuormituspisteessä, joka on kauimpana tuelta. Kuviossa 13 esitetään tasaisen kuormituksen aiheuttamaa momentin jakautumista vaakarakenteessa. Rakenteen halkeilu ei ole tasaista, vaan ensimmäiset halkeamat muodostuvat suurimman taivutusmomentin alueelle. Juuri tuolle alueelle kohdistuu myös taivutuksen murtorajatila- ja minimiraudoitustarkastelut.




Kuvio 13. Taivutusmomentin ja halkeilun välinen riippuvuus (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013, 89).

Kuviossa 14 yhdistyy lopulta betonin ja betoniteräksen periaatteelliset rasitus-muodonmuutoskäyrät eri raudoitusmäärillä. Lineaarinen käytös loppuu halkeamismomenttiin $M_{cr}$, joka on riippumaton raudoituksen määrästä. Halkeamismomentti tarkoittaa sitä momentin arvoa, jolla ensimmäinen halkeama syntyy. Toinen tärkeä raja-arvo tämän opinnäytetyön kannalta on murtorajatilan momenttikapasiteetti $M_{Rd}$. Se esittää sitä momentin arvoa, jolla vetoterästen myötölujuus saavutetaan ja plastisoituminen alkaa. Molempia momentin arvoja tarvitaan minimiraudoituksen määrittämisessä. Niiden sisältö avataan tarkemmin luvussa 3.2.




Kuvio 14. Taivutetun teräsbetonirakenteen rasitus-muodonmuutoskäyrät eri raudoitusmäärillä (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013, 89).

# 3 Minimiraudoitus

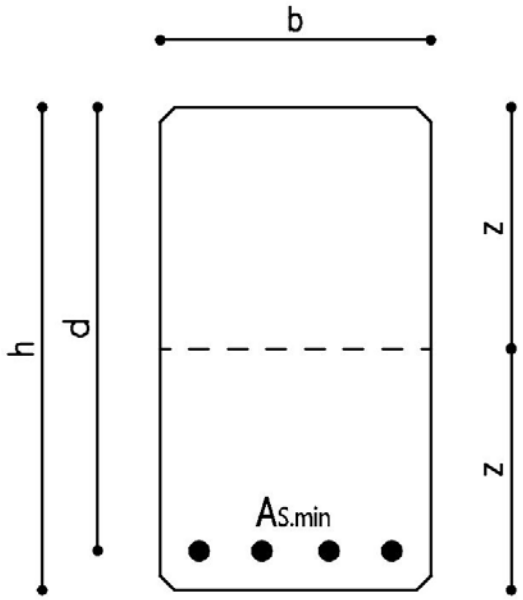
## 3.1 Käsite

Kaikkeen tähän asti opittuun tietoon nojaten, minimiraudoituksen olemassaolon periaate on yksinkertaisesti lisätä rakenteen turvallisuutta ylikuormitustilanteessa. Se perustuu vaatimukseen, että taivutetun rakenteen vetoraudoituksen myötölujuuden on oltava vähintään yhtä suuri, kuin vedetyn betonipoikkileikkauksen vetolujuus murtorajatilassa. Tällä pyritään sitkeään murtumiseen, jolloin betonin vetopuolen haljetessa vetoteräkset myötäävät. Tällaisessa tilanteessa halkeamat voidaan havaita ajoissa ja mahdollinen sortuma voidaan ennaltaehkäistä. (Carpinteri, Cadamundo & Corrado 2017, 361–362.)

Teräsmäärän ollessa minimiraudoitusvaatimusta pienempi, vetoteräkset saavuttavat murtolujuuden ensimmäisten betonin halkeamien ilmetessä. Murtuma on silloin hauras ja rakenne voi sortua varoittamatta. Minimiterästarkastelu on siis lineaariseen kimmoteoriaan pohjautuvaa laskentaa, sillä sen olettamassa tarkasteltava poikkileikkaus ei ole haljennut ja plastisoitunut. (Mts. 361–362.)

## 3.2 Laskentakaavan johtaminen

Kun minimiraudoituksen käsite ja kaikki muuttujat tunnetaan, voidaan vaatimus johtaa helppokäyttöiseksi laskentakaavaksi. Kuviossa 15 on esitetty tarkoitukseen sopivaksi yksinkertaistettu esimerkki teräsbetonipalkin poikkileikkauksesta ja tarvittavat muuttujat. Minimiraudoituksen perustuessa puhtaasti materiaaliominaisuuksiin ja lujuusoppiin, ei sen määrittämiseen tarvita kuormatietoja. Poikkileikkauksen alareunan $As_{,min}$ on selvityksen kohteena oleva vetoraudoituksen vähimmäispinta-ala poikkileikkauksessa.




Kuvio 15. Yksinkertaistettu teräsbetonipalkin poikkileikkaus.

Muuttujien arvoista riippumaton laskennallinen minimiraudoitusvaatimus saadaan perusteltua ja laskentakaava johdettua olettamuksesta, että taivutetun rakenteen murtorajatilan momenttikapasiteetin $M_{Rd}$ on oltava vähintään yhtä suuri kuin halkeilemattoman poikkileikkauksen momenttivastus $M_{cr}$ kaavan 6 mukaisesti (Dahlgren & Svensson 2013, 47–50).

$$M_{Rd} \geq M_{cr} \tag{6}$$

Olettamus saadaan johdettua toimivaksi laskentakaavaksi pilkkomalla molemmat puolet pienempiin parametreihin. Murtorajatilan momenttikapasiteetti muodostuu tasapainolausekkeesta 7.

$$M_{Rd} = f_{yd} A_S 0{,}9d \tag{7}$$

Rakenneteräksen myötölujuuden mitoitusarvo on laskettu jakamalla ominaisarvo osavarmuusluvulla. Osavarmuuslukuna käytetään eurokoodin suositusarvoa 1,15 (SFS-EN 1992-1-1:2015, 26).

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1{,}15} \tag{8}$$

Kokonaan pilkottu murtorajan momenttikapasiteetti muodostuu kaavaksi 9.

$$M_{Rd} = \frac{f_{yk}}{1{,}15} A_S 0{,}9d \tag{9}$$

Halkeilemattoman poikkileikkauksen momenttivastus puolestaan muodostetaan Euler–Bernoullin palkkiteorian mukaisesti taivutuksesta johtuvasta vaakasuorasta normaalijännityskomponentista kaavan 10 mukaisesti.

$$\sigma_c(z) = \frac{M}{I} z \tag{10}$$

Joka muokkautuu tarvittavaan kaavan 11 muotoon.

$$M = \sigma_c(z) \frac{I}{z} \tag{11}$$

Missä

$I_c =$ Betonin suorakaidepoikkileikkauksen neliömomentti $= \frac{bh^3}{12}$

$z_{max} =$ Momenttivarsi poikkileikkauksen keskeltä ylä- tai alapinnassa olevaan jännityskomponentin ääriarvoon $= h/2$

$\sigma_c(z) =$ Betonin jännitys kohdassa z $=$ Betonin keskimääräinen vetolujuus $= f_{ctm}$

Nyt kaava 11 saadaan pilkottua ja sievennettyä kaavaksi 12.

$$M_{cr} = f_{ctm} \frac{I_c}{z_{max}} = f_{ctm} \frac{bh^3}{12} \frac{2}{h} = f_{ctm} \frac{bh^2}{6} \tag{12}$$

Koska vetoterästen painopiste määrittää poikkileikkauksen tehollisen korkeuden $d$, joka oletetaan yksinkertaistuksen vuoksi olevan laskennallisesti noin 90 % poikkileikkauksen korkeudesta, kaavan 12 korkeus $h$ tarkennetaan jälleen pilkottuun muotoon kaavassa 13.

$$h = \frac{d}{0{,}9} \tag{13}$$

Halkeilemattoman poikkileikkauksen momenttivastus on nyt kokonaan pilkottuna kaavassa 14.

$$M_{cr} = f_{ctm}\frac{b\left(\frac{d}{0{,}9}\right)^2}{6} \tag{14}$$

Alkuperäinen kaavan 6 olettamus voidaan nyt kirjoittaa kaavaksi 15.

$$\frac{f_{yk}}{1{,}15}A_S 0{,}9d \geq f_{ctm}\frac{b\left(\frac{d}{0{,}9}\right)^2}{6} \tag{15}$$

Kaavasta 15 saadaan lopulta ratkaistua vaadittava raudoitusmäärä ehdon toteutumiseksi kaavan 16 mukaisesti.

$$A_S \geq \frac{f_{ctm}1.15b\left(\frac{d}{0{,}9}\right)^2}{f_{yk}6 \cdot 0{,}9d} = \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\frac{1{,}15}{6 \cdot 0{,}9^3}bd = \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}0{,}2629bd \approx 0{,}26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}bd \tag{16}$$

Eurokoodin kohdassa 9.2.1.1 velvoitetaan käyttämään jalostettua kaavaa 17 taivutetuille teräsbetonirakenteille. Siitä noudattamalla pyritään takaamaan rakenteelle vaaditut varmuus-, käyttökelpoisuus- ja säilyvyysvaatimukset. Minimiraudoitus määritellään haurasmurtumisen ja leveämpien murtumien estämiseksi myös pakkovoimien varalta. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 19–20, 150.) Kaava ei kuitenkaan ole suoraan sidottu muihin normin tarkasteluihin, eikä sen käyttöä velvoiteta muualla kuin vetoraudoitusta määritettäessä. Kaavan alaraja $0{,}0013b_t d$ on empiirinen raudoitussuhteen minimi. Arvon alkuperää ei kuitenkaan voitu varmistaa. Arvoa ei löydy myöskään eurokoodi 2:n merkittävänä lähteenä käytetystä mallinormista (fib Model Code for Concrete Structures 2010.

2013, 341). Samaa arvoa käytetään kuitenkin BS 8110 normissa. Kyseinen normi on laajasti maailmalla käytetty ja on mahdollista, että raudoitussuhteen minimi on tullut eurokoodiin tätä reittiä. BS 8110 normia käsitellään tarkemmin myöhemmässä luvussa 5.5.

$$A_{S.min} = max\begin{cases} 0{,}26\dfrac{f_{ctm}}{f_{yk}}b_t d \\ 0{,}0013 b_t d \end{cases} \tag{17}$$

Jossa

$f_{ctm} =$ Betonin keskimääräinen vetolujuus $\left(\dfrac{N}{mm^2}\right)$

$f_{yk} =$ Betoniteräksen myötöjuuden ominaisarvo $\left(\dfrac{N}{mm^2}\right)$

$b_t =$ Poikkileikkauksen vedetyn osan keskimääräinen leveys $(mm)$

$d =$ Poikkileikkauksen tehollinen korkeus $(mm)$

Yksikkötarkastelussa ylemmästä kaavasta 17 jää jäljelle neliömillimetrit. Arvo on yksinkertaisesti betonipoikkileikkaukseen painopisteeltään korkeudelle $d$ minimissään tarvittavien terästen yhteenlaskettu poikkileikkauspinta-ala. Jos poikkileikkauksen raudoitus on pienempi kuin minimiraudoitus, rakenneosa luokitellaan raudoittamattomaksi (SFS-EN 1992-1-1:2015, 150).

## 3.3 Mahdolliset ongelmakohdat

Minimiraudoituksen laskennalliseen määrään vaikuttaa huomattavasti aiemman kaavan 17 kerroin $d$, eli poikkileikkauksen suhteellinen korkeus. Minimiraudoituksen määrä kasvaa siis voimakkaasti kappaleen korkeuden kasvaessa. Korkeutta kasvattaa luonnollisesti kappaleen kuormitus. Korkeus ei kuitenkaan välttämättä määräydy pelkän kuormituksen mukaan, vaan määräävät tekijät voivat tulla kokonaan rajatilamitoituksen ulkopuolelta. Tämä voi kasvattaa minimiraudoitusmäärää kuormitukseen nähden kohtuuttoman tuntuisesti. Esimerkiksi laattarakenteissa murtorajatila itsessään

määrittää teräsbetonilaatan paksuuden vain harvoin, sillä taivutuskestävyys saavutetaan normaalisti melko alhaisilla vetoraudoitusmäärillä (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 11). Murtorajatilan toista merkittävää tarkastelua eli leikkauskestävyyttä käsitellään tarkemmin luvussa 4.

Kappaleen taipuma kuuluu puolestaan käyttörajatilatarkasteluun. Puu- sekä teräsrakenteiden taipuman laskenta onkin rutiinin omainen toimenpide. Teräsbetonikappaleen taipuman tarkka laskeminen on kuitenkin huomattavasti haastavampaa ja siksi yleinen keino taipuman rajoittamiseksi on yksinkertaisesti kappaleen korkeuden kasvattaminen (Mts. 11, 88). Eurokoodissa linjataan, että teräsbetonikappaleen taipumaa ei haasteellisuuden vuoksi yleensä tarvitsekaan laskea yksityiskohtaisemmin, jos noudatetaan annettuja likimääräismenettelyjä. Menettelyt perustuvat esimerkiksi jännevälin ja kappaleen korkeuden suhteeseen. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 126.) Normaali likimääräinen menettelytapa ohjaa luonnollisesti mitoitusta varmalle puolelle. Taipuma voidaan kuitenkin laskea melko vaivattomasti tarkemmin laskentaohjelmistoilla. Se muodostuu silti varsin yleiseksi teräsbetonilaatan korkeuden määrittäväksi tekijäksi (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 11, 88). Taipuman tarkemmasta laskennasta on tehty kokonaisia opinnäytetöitä, eikä sitä laajuutensa vuoksi käsitellä tässä työssä enempää.

Kappaleen korkeutta kasvattavat syyt voivat olla myös arkkitehtuurillisia. Laatan tai palkin korkeutta voidaan kasvattaa puhtaasti ulkonäkösyistä tai korkojen sovittamiseksi. Tällaisissa tapauksissa korkeus voi kasvaa huomattavasti sekä murto-, että käyttörajatilamitoituksen vaatimuksia suuremmaksi.

Kappaleen korkeutta kasvattavia syitä on muitakin. Esimerkiksi asuinkerrostalossa eri huoneistojen väliset ääneneristysvaatimukset täyttyvät yleensä vasta teräbetonilaatan paksuuden ylittäessä 260 mm. Yksittäisen huoneiston sisällä oleva välipohjalaatta voi taas olla ohuempi. Kiviaineksesta paljolti koostuva betoni kestää kuumuutta erittäin hyvin, mutta sen sisällä oleva teräs ei kestä. Tästä syystä laatan tai palkin vetoteräksiä voidaan joutua suojaamaan paksummalla betonipeitteellä palonkestävyyden vuoksi. Paksumpi betonipeite puolestaan kasvattaa vaadittua suhteellista korkeutta ja myös kappaleen kokonaiskorkeutta. Palomitoituksen tuomat vaatimukset ovat kuitenkin usein vähäisempi tekijä kappaleen kokonaiskorkeuden määräytymisessä. (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 11.)

Eurokoodi esittelee yliraudoituksen ehkäisemiseksi myös maksimiraudoituksen käsitteen suositusarvolla $0{,}04A_c$ (SFS-EN 1992-1-1:2015, 150). Suomen kansallisessa liitteessä tämä kuitenkin kumotaan, eikä raudoitukselle siten ole suoraa laskennallista ylärajaa Suomen lainsäädännön mukaan (Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1 2019, 25). Palkkirakenteen yliraudoitus on siis hyvinkin mahdollinen kaikkia säädöksiä noudattamalla. Laatoissa maksimiraudoituksen raja tuskin tulisi vastaan poikkileikkauksen suuren koon vuoksi.

Voidaan huomata, että minimiraudoitus voi muodostua ongelmalliseksi lukuisissa eri tapauksissa. Myös syyt ongelman muodostumiselle ovat moninaiset. Viimeisenä, mutta ei vähäisimpänä syynä mainittakoon suureksi kasvaneesta leikkausrasituksesta muodostuva tarve kasvattaa rakenteen korkeutta. Aihe on aiemmin mainittuja huomattavasti monimutkaisempi käsiteltävä, joten se avataan tarkemmin seuraavassa kappaleessa.

# 4 Tutkimustapauksen selvittäminen

## 4.1 Lähtötiedot

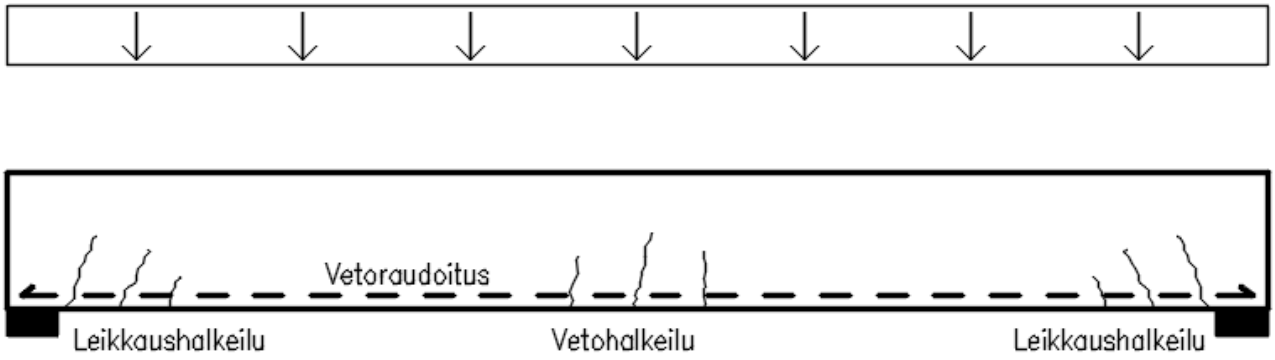
Tässä luvussa tutkitaan tarkemmin johdannossa esitelty leikkausraudoittamaton teräsbetonilaatta. Laatan leikkausrasitus viivamaisella tuella on kuormituksen luonteen vuoksi huomattavan suuri. Leikkausrasitusta lisää tasaisen kuorman lisäksi tuen läheisyydessä oleva viivakuorma. Laatan korkeutta joudutaan leikkauskestävyyden parantamiseksi kasvattamaan, mutta samalla kasvaa myös minimiraudoitusvaatimus. Vetoraudoituksen lisääminen korkeaan laattaan ei kuitenkaan laskennallisesti paranna leikkauskestävyyttä. Laattaa madaltamalla vetoraudoituksen määrä puolestaan alkaa vaikuttamaan leikkauskestävyyteen.

Toimintamuutoksen raja selvitetään yleisen teorian tasolla. Olennaisimpana osana esitetään minimiraudoitusvaatimuksen tarpeellisuuden perustelu kyseisessä tapauksessa sekä toimintaohjeet. Tapauksen tarkempi analysointi ja ratkaisun löytäminen edellyttää kuitenkin aloittamista jälleen perusasioista.

## 4.2 Leikkausraudoittamattoman rakenteen toiminta

Jos rakenteessa on taivutusta, siihen muodostuu lähes väistämättä myös leikkausrasitusta. Taivutus on mitoituksen kannalta usein merkittävämpi kuin leikkaus, mutta joissain tapauksissa myös leikkaus voi muodostua määrääväksi rasitukseksi. Näin voi tapahtua esimerkiksi korkeissa kappaleissa. (Salmi 2014, 186; Hietikko 2021, 109.)

Suurimman taivutusmomentin muodostuminen ja ensimmäisten taivutushalkeamien sijainti käsiteltiin luvussa 2.4. Taivutuksen yhteydessä esiintyvä leikkausrasitus puolestaan muodostuu yleensä suurimmaksi taivutusmomentin minimikohdissa (Hietikko 2021, 112). Yksiaukkoisessa rakenteessa leikkaus on siis suurimmillaan tukien läheisyydessä kuvion 16 mukaisesti. Noille alueille kohdistuu myös leikkauskestävyystarkastelu. Käsiteltävässä tapauksessa tuet ovat viivamaisia, eli ne jatkuvat kuvion syvyyssuunnassa tukien laattaa koko reunaltaan.




Kuvio 16. Veto- ja leikkaustarkastelujen paikannus taivutetussa rakenteessa.

Kun teräsbetonilaatta tukeutuu viivamaiselle tuelle, ei erillistä leikkausraudoitusta yleensä käytetä. Viivamaisina tukina voivat toimia alempi palkki- tai seinärakenne. Tällaisissa tapauksissa betoni ja vetoteräkset pystyvät yleensä ottamaan vastaan leikkausvoimista syntyvät vetojännitykset. Palkkirakenteessa kasvava leikkausrasitus voitaisiin hoitaa helposti hakaraudoitteilla, mutta laatassa tämä keino on käytännön syistä haastavampaa toteuttaa. (By 71/RIL 149-2019 Betonirakenteiden työmaatoteutus, 110–111.) Eurokoodissa määritellään palkkirakenteille myös minimiraudoitusvaatimus leikkausrasitusta vastaan. Laatoissa, joissa kuormien jakautuminen sivusuunnassa on mahdollista, leikkausraudoitusvaatimusta ei kuitenkaan ole. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 84.) Mikäli laattarakenteen leikkausrasitus kasvaa kuitenkin joissain kuormitustapauksessa erityisen suureksi,

tavanomaiset keinot saada laatta kestämään leikkausraudoittamattomana ovat sen korkeuden kasvattaminen tai vetoraudoituksen lisääminen. Korkeuden kasvaessa myös rakenteen omapaino kuitenkin kasvaa suurentaen samalla rasituksia. Massiivilaatan tyypillinen ongelma onkin liian suureksi kasvava omapaino (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 7).

Kappaleen korkeuden ja vetoraudoituksen määrän lisäksi leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyyteen vaikuttavat betonin veto- ja puristuslujuus, kuormituksen luonne ja määrä sekä poikkileikkauksen muoto. Rakenteen erilaisia vaurioitumismekanismeja ja niistä aiheutuvia muuttujia on myös lähes loputtomasti. Leikkausraudoittamattoman rakenteen mekaaninen toiminta onkin leikkauskestävyystarkasteluiden tutkituin osa-alue. Siitä huolimatta yleisesti hyväksyttyä ja kaikissa tilanteissa toimivaa teoriaa ja laskentamallia rakenteen vaurioitumismekanismista ei ole pystytty kehittämään. (Narayanan & Beeby 2009, 85–86.)

Eurokoodin käyttämä leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkausmitoitus itsessään perustuu leikkaushalkeamatarkasteluun. Leikkaushalkeamien muoto ja kulkureitti on riippuvainen kaikista kestävyyteen vaikuttavista muuttujista. Luotettavan analyysin saavuttamiseksi joudutaan tästä syystä tekemään useampia eri tarkasteluita. Leikkausraudoittamattomaan rakenteeseen sovelletaan kokeellista laskentamallia, jolla varmistetaan kolme mitoitusehtoa. Pääraudoituksen määrästä riippuvan kestävyyden ja siitä riippumattoman vähimmäisarvon riittävyyden lisäksi tarkastellaan myös puristusmurtoehto. (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013, 132, 134).

Eurokoodissa edellä mainitut mitoitusehdot paketoidaan laskentakaavaan ja leikkausvoimavertailuun. Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskapasiteetin mitoitusarvo $V_{Rd.c}$ määritetään kaavalla 18. Lopullisena mitoitusehtona on, että leikkausvoiman mitoitusarvo $V_{Ed}$ jää pienemmäksi. (SFS-EN 1992-1-1:2015, 84.)

$$V_{Rd.c} = \left[C_{Rd.c}k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1\sigma_{cp}\right]b_w d \geq \left(V_{min} + k_1\sigma_{cp}\right)b_w d \qquad (18)$$

Jonka

$f_{ck} =$ Betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä $(N/mm^2)$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0$$

Missä $d =$ Tehollinen korkeus

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0{,}02 =$ Suhteellinen vetoraudoitusala

Missä $A_{sl} =$ Tarkasteltavan poikkileikkauksen vetoraudoituksen pinta-ala $(mm^2)$

$b_w =$ Poikkileikkauksen pienin leveys $(mm)$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0{,}2 f_{cd} \ \ (N/mm^2)$$

Missä $N_{Ed} =$ Aksiaalikuorma eli poikkileikkauksen normaalivoima $(N)$. Esimerkkitapauksen puhtaassa taivutuksessa ei ole aksiaalikuormaa eli $N_{Ed} = 0$. Tällöin $\sigma_{cp} = 0$

$A_c =$ Betonipoikkileikkauksen pinta-ala $(mm^2)$

$$C_{Rd.c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c}$$

$$k_1 = 0{,}15$$

$$V_{min} = 0{,}035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}{}^{\frac{1}{2}}$$

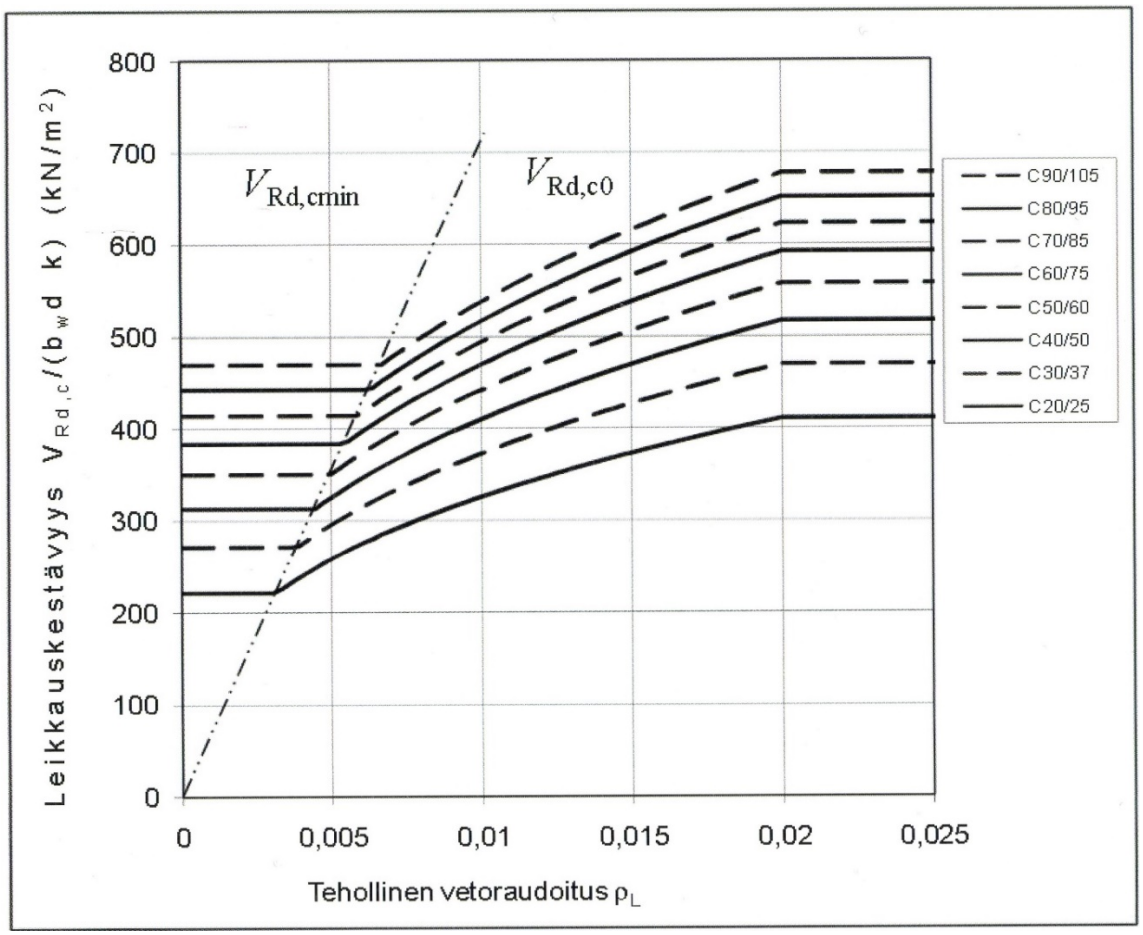
$C_{Rd.c}$, $k_1$ ja $V_{min}$ ovat eurokoodin antamia suositusarvoja, jotka voidaan tarkentaa kansallisissa liitteissä. Suomen kansallisessa liitteessä suositusarvoja ei ole kuitenkaan muutettu. Kaava 18 voidaan näin tarkentaa myös Suomen käytössä olevilla parametreillä kaavoiksi 19 ja 20.

$$V_{Rd.c0} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} k \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} b_w d \tag{19}$$

$$V_{Rd.cmin} = 0{,}035 k^{1{,}5} \sqrt{f_{ck}} b_w d \tag{20}$$

Yllä olevat kaavat ovat suurimmalta osin empiirisesti määriteltyjä. Niitä on säädetty tarkemmiksi käyttämällä useiden vuosikymmenten aikana tehtyihin lukuisiin toimintakokeisiin pohjautuvaa tilastotietoa (Cavagnis 2017, 19; Narayanan & Beeby 2009, 85). Tästä syystä kaavojen täydellinen johtaminen ei tämän opinnäytetyön laajuuden puitteissa ole mahdollista tai edes olennaista. Kaavoista voidaan kuitenkin huomata, että leikkauskestävyyden perusarvoon $V_{Rd.c0}$ vaikuttaa betonipoikkileikkauksen dimensiot, betonin lujuus ja vetoraudoitusmäärä. Leikkauskestävyyden minimiarvoon $V_{Rd.cmin}$ puolestaan ei vaikuta vetoraudoitusmäärä, vaan se perustuu puhtaasti betonin lujuusominaisuuksiin. Raudoituksen määrä prosentteina suhteessa poikkileikkauksen pinta-alaan muodostaa tarkastelun jatkon kannalta olennaisen raudoitussuhteen käsitteen.

Yleisesti voidaan todeta, että leikkauskestävyys kasvaa raudoitussuhteen kasvaessa. Kokeissa on kuitenkin huomattu, että kestävyyden kasvu hidastuu raudoitussuhteen kasvun myötä. Eurokoodissa tätä käyttäytymistä kuvataan leikkauskestävyyden ja suhteellisen vetoraudoituspinta-alan suhteen kuutiojuurella. Käyttäytymismallin yläraja-arvoksi on asetettu $\rho = 0{,}02$. Eurokoodin lisäksi samaa mallia on käytetty esimerkiksi Britannian ja lukuisten muiden valtioiden ennen eurokoodeja käyttämässä BS 8110 normissa. (Narayanan & Beeby 2009, 86.) Laskentamalli on sisällytetty aiempaan laskentakaavaan 18 ja raja-arvo esiintyy kaavan avauksessa. Kuviossa 17 on kuvattu käyttäytymismallia tarkemmin laskemalla käyrästöt aiemmista kaavoista 19 ja 20. Kuviosta voi tarkistaa suhteellisen raudoitusalan ja betonin lujuusluokan avulla likimääräisen leikkauskestävyyden. Siinä on havainnollistettu vetoraudoitussuhteen alaraja-arvo (kaksoispistekatkoviiva), joka sijoittuu yleisimmin käytetyillä betonilujuuksilla alle 0,5 %:n. Käyrästön vaakasuoriin osiin vaikuttaa lievästi aiemman kaavan 18 kerroin $k$, joten käyrästön laatimiseksi on kertoimen arvoksi valittu 1,6 (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013, 149). Leikkauskestävyyden lukuarvo esitetään poikkileikkauksen pinta-alasta riippumattomana yksikkönä $kN/m^2$.




Kuvio 17. Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys suhteellisen vetoraudoitusalan funktiona (Mts. 150).

## 4.3 Leikkauskestävyyden kasvattaminen

Näillä tiedoilla voidaan vastata ensimmäiseen tämän tapauksen tutkimuskysymykseen. Käytetään perustelussa yleistä betonilujuutta C30/37. Laatan korkeuden kasvattaminen parantaa leikkauskestävyyttä loputtomasti, mutta pienentää jatkuvasti suhteellista raudoitusalaa. Korkeuden kasvaessa leikkauskestävyys määräytyy kaavan $V_{Rd.c0}$ mukaan siihen asti, kunnes vetoraudoituksen suhteellinen pinta-ala $\rho_l$ alittaa ~0,35 % poikkileikkauksen pinta-alasta. Rajapisteen jälkeen kestävyys määräytyy $V_{Rd.cmin}$ arvon mukaan. Raudoituksen lisääminen puolestaan alkaa kasvattaa leikkauskestävyyttä vasta raudoitussuhteen ylittäessä raja-arvon ~0,35 %.

Perusidean havainnollistamisen jälkeen tarkemmat mitoitusparametrit voidaan esittää taulukossa 3. Taulukon arvojen laskemisessa on käytetty myös betonin lujuusluokkaa C30/37. Lukuarvoista

voidaan vahvistaa aiemman käyrästön osoittama käytös. Raudoitusmäärän kasvattaminen kasvattaa leikkauskestävyyttä, mutta kasvu ei ole lineaarista. Kasvupiikki voidaan havaita aiempaa käyrästöä vastaavassa kohdassa $\rho_l$~0,35 %. Taulukosta voidaan tehdä toinenkin huomio. Raudoitussuhteen pysyminen samana laatan korkeuden kasvaessa tarkoittaa, että raudoituksen määrä kasvaa samassa suhteessa laatan korkeuden kanssa. Käytännössä tämä ei toteudu, sillä raudoitustankojen koot on porrastettu. Laskennallisesti voidaan kuitenkin havaita, että poikkileikkauksen pinta-alasta riippumaton leikkauskestävyys pienenee laatan korkeuden kasvaessa. Tämä ilmiö voidaan kuvitella eräänlaiseksi heikkeneväksi hyötysuhteeksi. Leikkauskestävyyden kannalta laatan korkeuden kasvattaminen menettää hitaasti merkitystään korkeuden kasvaessa.

Taulukko 3. Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys (Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodin mukaan 2019, 6).

| $\rho_l = A_s/(bd)$, % | **Tehollinen korkeus, d (mm)** | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **≤200** | **225** | **250** | **275** | **300** | **350** | **400** | **450** | **500** | **600** | **750** |
| **0,25** | 0,54 | 0,52 | 0,50 | 0,48 | 0,47 | 0,45 | 0,43 | 0,41 | 0,40 | 0,38 | 0,36 |
| **0,50** | 0,59 | 0,57 | 0,56 | 0,55 | 0,54 | 0,52 | 0,51 | 0,49 | 0,48 | 0,47 | 0,45 |
| **0,75** | 0,68 | 0,66 | 0,64 | 0,63 | 0,62 | 0,59 | 0,58 | 0,56 | 0,55 | 0,53 | 0,51 |
| **1,00** | 0,75 | 0,72 | 0,71 | 0,69 | 0,68 | 0,65 | 0,64 | 0,62 | 0,61 | 0,59 | 0,57 |
| **1,25** | 0,80 | 0,78 | 0,76 | 0,74 | 0,73 | 0,71 | 0,69 | 0,67 | 0,66 | 0,63 | 0,61 |
| **1,50** | 0,85 | 0,83 | 0,81 | 0,79 | 0,78 | 0,75 | 0,73 | 0,71 | 0,70 | 0,67 | 0,65 |
| **1,75** | 0,90 | 0,87 | 0,85 | 0,83 | 0,82 | 0,79 | 0,77 | 0,75 | 0,73 | 0,71 | 0,68 |
| **≥2,00** | 0,94 | 0,91 | 0,89 | 0,87 | 0,85 | 0,82 | 0,80 | 0,78 | 0,77 | 0,74 | 0,71 |
| **k** | 2,000 | 1,943 | 1,894 | 1,853 | 1,816 | 1,756 | 1,707 | 1,667 | 1,632 | 1,577 | 1,516 |
| Taulukkoarvot on laskettu kaavasta: $v_{Rd,c} = (0{,}18/\gamma_c)\, k\, (100\rho_l f_{ck})^{1/3} \geq 0{,}035\, k^{1,5} f_{ck}^{0,5}$ jossa $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$ ja $\rho_l = A_s/(bd) \leq 0{,}02$ ja $\gamma_c = 1{,}5$ | | | | | | | | | | | |
| **Huomautus**<br>**1** Tässä taulukossa $f_{ck} = 30$.<br>**2** Kun $\rho_l$ on yli 0,40 %, käytetään seuraavia kertoimia: | | | | | | | | | | | |
| **$f_{ck}$** | **25** | **28** | **32** | **35** | **40** | **45** | **50** | | | | |
| **Kerroin** | 0,94 | 0,98 | 1,02 | 1,05 | 1,10 | 1,14 | 1,19 | | | | |

Kokeilemalla voidaan myös todeta, että mikäli riittävä leikkauskestävyys saavutetaan $V_{Rd.c0}$ arvolla, ei minimiraudoitus muodostu ongelmaksi. Laatan korkeuden kasvattaminen eli betonin lisääminen on kuitenkin leikkauskestävyyden kannalta raudoituksen lisäämistä tehokkaampaa. Se kasvattaa kuitenkin leikkauskestävyyden lisäksi myös taivutuskestävyyttä ja minimiraudoituksen määrää. Siksi on syytä perustella, mikä minimiraudoituksen varsinainen rooli kyseisessä laatassa ylipäätään olisi.

## 4.4 Minimiraudoituksen toiminta

On kokeellisesti todistettu, että mikäli yksiaukkoisen teräsbetonipalkin leikkausraudoitus on riittävä, leikkausvoiman suuruus ei vaikuta taivutuskestävyyteen. Leikkausraudoitetun palkin leikkaus- ja taivutustarkastelut voidaan siis suorittaa toisistaan riippumattomina ja erillisinä laskutoimenpiteinä. (Leskelä 2008, 265.) Sama ei kuitenkaan suoraan päde leikkausraudoittamattomiin rakenteisiin. Cavagnis (2017) toteaakin väitöskirjassaan, että suorittamiensa kokeiden perusteella taivutushalkeamilla on suuri vaikutus leikkauslujuuteen, jos leikkausraudoitusta ei ole. Vaikutus korostuu rakenteen taipuessa ja halkeilun lähentyessä suurimman leikkausrasituksen aluetta. (Cavagnis 2017, 40–44) Eurokoodin mukainen leikkausraudoittamattoman rakenteen laskentamenetelmä ei kuitenkaan ota millään tavalla huomioon taivutusmomentin vaikutusta (Leskelä 2008, 261). Kuten todettua, leikkauskestävyyden minimiarvo $V_{Rd.cmin}$ ei myöskään ota huomioon vetoraudoituksen määrää. Sen vuoksi se perustuu olettamukseen, että käytetyn raudoitusmäärän lujuus on riittävä vastustamaan taivutusrasitusta. (Herbrand 2017, 88.) Vastaavasti leikkausvoimasta aiheutuvat muodonmuutokset ja jännitysjakaumat ovat luotettavasti ennustettavissa vain halkeilua edeltävässä tilassa (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013, 132).

Kaiken tämän perusteella voidaan todeta, että suuren leikkausvoiman kuormittaman laatan plastisoituminen minimiraudoituksen periaatteen mukaisesti vähintäänkin lisää epävarmuustekijöitä. Kun perustetaan ajatusmalli niin että taivutuskestävyyttä ei ylitetä, mahdollinen murtuminen tapahtuu vain pelkän leikkauksen vuoksi (Leskelä 2008, 249). Jos leikkauskestävyys on riittävä, ei murtumaa tapahdu.

## 4.5 Johtopäätökset

Kuten tämän opinnäytetyön aiemmissa luvuissa on selitetty, perustuu minimiraudoituksen toimintafilosofia vain taivutushalkeamien syntymisen jälkeiseen rakenteelliseen toimintaan ja sitkeyteen, eli plastiseen taivutuskestävyyteen. Tässä valossa esimerkkilaatan minimiraudoitusvaatimus ei siis olisi vaurioitumismekanismien puolesta perusteltavissa. Pelkän leikkausrasituksen vuoksi korotetun laatan taivutuskestävyys voi myös kasvaa huomattavan suureksi pienilläkin raudoitusmäärillä. Taivutuksen puolesta rakenne voi siis muodostua ylimitoitetuksi ja kantaisi varmasti kaikki siihen kohdistuvat tilapäisetkin liikakuormat. Siksi minimiraudoitusvaatimus muodostuu tilanteessa pe-

rusteettomaksi. Tapauksessa olisi järkevämpää käyttää taivutusmitoituksen antamaa raudoitusmäärää, jos se on riittävä taipuman ja halkeamaleveystarkastelun kannalta. Erityisesti halkeamaleveystarkastelun edellyttämä raudoitusmäärä voi paksussa laatassa ylittää taivutusmitoituksen raudoitusmäärän, eikä ratkaisu ole siksi yksiselitteinen. Minkään voimassa olevan säädöksen noudattamista ei voi kuitenkaan asiassa täysin sivuuttaa. Perusteluista huolimatta raudoitusmääräksi muodostuu siksi tyypillisesti minimiraudoitusmäärä.

Eurokoodissa mahdollistetaan kuitenkin liian suureksi kasvavan minimiraudoituksen kohtuullistaminen palkeissa toteamalla, että sekundäärirakenteissa, joissa haurasmurtuman riski on hyväksyttävä, voidaan minimiraudoituksena käyttää 1,2 kertaista murtorajatilamitoituksen vaatimaa raudoituspinta-alaa. Umpilaatoille annetaan sama mahdollisuus kuin palkeille, mutta mainintaa sekundäärirakenteista ei ole (SFS-EN 1992-1-1:2015, 150, 156). Kohtuullistamista voidaan siis eurokoodin mukaan käyttää kaikissa laattarakenteissa, vaikka ne tapauskohtaisesti luokiteltaisiinkin primäärirakenteiksi. Tämä vaihtoehto täyttää kaikki säädökselliset ja eettiset kriteerit.

## 4.6 Jatkotoimenpiteet

Vaihtoehdot eivät kuitenkaan lopu tähän. Ratkaisuja voidaan etsiä myös tavanomaisten keinojen ulkopuolelta. Eurokoodit ovat vallitseva mitoitusjärjestelmä Suomessa. Ne eivät kuitenkaan vastaa kaikkiin kysymyksiin. Poikkeustapaukset voivat joskus vaatia poikkeusjärjestelyjä, mutta säädöksiä olisi kuitenkin noudatettava. Siitä syystä onkin selvitettävä, mitä säädösten alaiset poikkeusluvat ovat.

Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista velvoittaa eurokoodin käytön suomalaisessa rakentamisessa toteamalla, että ’’rakennuksen kantavia ja jäykistäviä rakenteita koskevat olennaiset tekniset vaatimukset täyttyvät, kun rakenteet suunnitellaan ja toteutetaan eurokoodien sekä niitä koskevien ympäristöministeriön asetuksina annettujen kansallisten valintojen mukaan’’ (A 477/2014, §3). Asetukseen on kuitenkin jätetty mahdollisuus poikkeuksiin ja asetuksen tekstiä on myös myöhemmin ohjeistettu ympäristöministeriön toimesta.

Asetuksen A 477/2014 ja Rakenteiden lujuus ja vakaus (2016) ylimääräisen ohjeistuksen mukaan jonkin muun kuin eurokoodin käyttäminen suunnittelujärjestelmänä voi olla poikkeustapauksissa

mahdollista rakennusvalvontaviranomaisen erillisellä hyväksynnällä. Rakennekokonaisuus on tällöin mitoitettava yhden järjestelmän vaatimuksilla, jotta vältytään rakenteiden mekaaniseen toimintaan liittyviltä riskeiltä. Rakennekokonaisuudeksi voidaan rajata esimerkiksi perustukset tai kantava runko. Käytettävän järjestelmän ja sen mahdollisten liitteiden on kokonaisuudessaan vastattava luotettavuustasoltaan eurokoodia. (A 477/2014, §3; Rakenteiden lujuus ja vakaus 2016, luku 2.3.) Teoriassa esimerkiksi laatasto voisi siis olla perustellusta syystä mahdollista mitoittaa eurokoodista poikkeavalla järjestelmällä. Siksi juuri tämä toimenpide suoritetaankin usealla eri normilla luvussa 5.

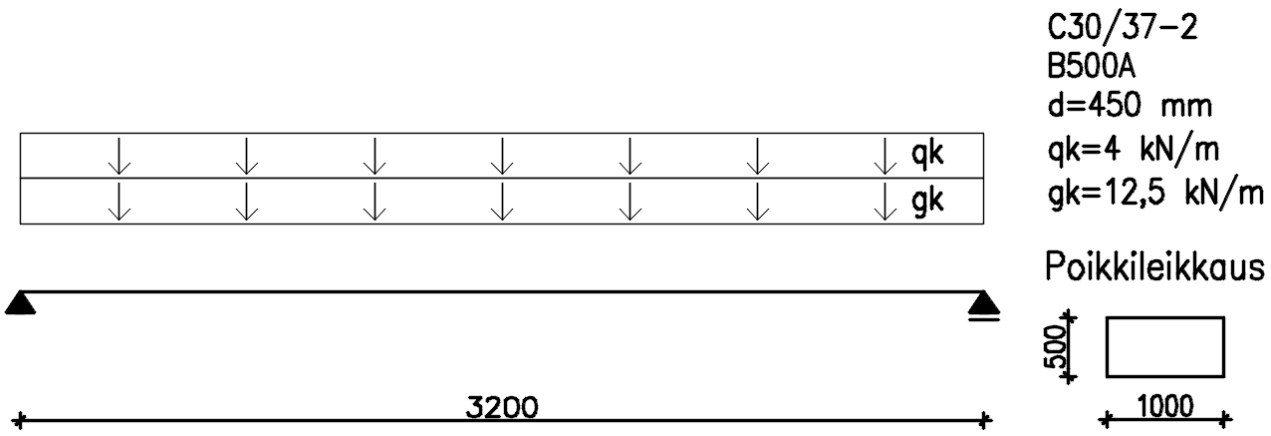
Pelkän minimiraudoituksen mitoittaminen vieraalla normilla ei ole kuitenkaan sallittua, vaan rakennekokonaisuus kuormituksineen ja varmuuksineen olisi laskettava kokonaisuudessaan eri normin mukaan (A 477/2014, §3; Rakenteiden lujuus ja vakaus 2016, luku 2.3). Siksi vieraiden normien laskentaan on tässäkin työssä sisällytettävä myös rajatilamitoitus.

# 5 Teräsbetonilaatan taivutusmitoitus ja minimiraudoitus eri normeilla

Tässä kappaleessa suoritetaan normien välinen taivutus- ja minimiraudoitusvertailu aloittaen eurokoodista. Laskennassa käytetään luvun 4 tutkimustapauksen laattaa. Yksinkertaistuksen vuoksi mitoitus suoritetaan kuitenkin vain taivutukselle ja pelkällä tasaisella kuormituksella.

## 5.1 Lähtötiedot

Kuviossa 18 on esitetty laskennassa käytettävä yksinkertaistettu rakennemalli. Laatta mitoitetaan yleisen käytännön mukaan poikkileikkaukseltaan metrin levyisenä kaistana, jonka vaatima raudoituksen neliömillimetrimäärä on laskennan tulos. Toteutuksessa käytetään verkkoraudoitteita, jotka hoitavat myös poikittaisen jakoraudoituksen.




Kuvio 18. Vertailulaskennassa käytettävä rakennemalli.

Rakennemalli on kaikissa laskelmissa sama. Myös samaa ominaiskuormaa käytetään kaikissa järjestelmissä, mutta laskentakuorma voi vaihdella normeissa käytettävien varmuusmenetelmien vuoksi. Myös materiaalien osavarmuusluvut voivat vaihdella. Yksiaukkoisen kappaleen laskentamomentti voidaan määrittää kussakin normissa samalla tavalla. Jatkuvilla rakenteilla laskentamenetelmissä on kuitenkin eroja, eikä pelkistetty lujuusopillinen tarkastelu silloin päde. Vieraita normeja käytettäessä on oltava muutenkin laskennan alusta asti tarkkana, jotta kaikki normin ehdot tulevat täytetyiksi ja laskenta suoritetaan ohjeiden mukaan. Normien yksilölliset lähtötiedot on esitetty kunkin laskelman alussa.

## 5.2 EN 1992

### 5.2.1 Normin perustiedot ja mitoitusperusteet

Suomessa eurokoodien vaiheittainen käyttöönotto alkoi vuosien 2007–2009 aikana, kun ympäristöministeriö julkaisi ensimmäiset kansalliset liitteet koskien tavanomaista talonrakennusta. Siirtymäaika päättyi virallisesti 30.4.2010, mutta vanhan rakentamismääräyskokoelman ja eurokoodin yhteensovitus kesti huomattavasti pidempään. Ensimmäiset asetukset eurokoodein mitoitettavista kantavista rakenteista tulivat voimaan 2014 ja viimeisetkin, täydelliset kansalliset liitteet vasta vuonna 2017. (Historiaa n.d.)

Eurokoodeissa rakenteiden varmuus osoitetaan osavarmuuslukumenetelmällä. Menetelmässä osavarmuuslukuja käytetään kuormien, materiaalien ja kestävyyksien mitoitusarvoja määritettäessä. Menetelmällä osoitetaan, että mikään rajatila ei ylity missään mitoitustilanteessa. (SFS-EN 1990:2006, 71.) Käytettävien osavarmuuslukujen ja muiden yksityiskohtien Suomessa käytettävät arvot esitetään kuitenkin tarkemmin eurokoodin lukuisissa kansallisissa liitteissä. Kansalliset liitteet julkaisee ympäristöministeriö. Taulukossa 4 esitetään Suomen kansallisten liitteiden määräämät $\gamma$ osavarmuusluvut ja luvussa 2.1 esitetty betonin puristuslujuuden pienennyskerroin.

Taulukko 4. Eurokoodilaskennan lähtöarvot. Arvot koottu lähteistä: (Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1990 2016, 20 & Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1 Osa 1-1 2019, 15.)

| Betonin lieriölujuus $f_{ck} = 30\ N/mm^2$ | Betoniteräksen lujuus $f_{yk} = 500\ N/mm^2$ | Pienennyskerroin $\alpha_{cc} = 0{,}85$ |
|---|---|---|
| Osavarmuusluvut | Betoni $\gamma_C = 1{,}5$ | Betoniteräs $\gamma_S = 1{,}15$ |
| | Omapaino $\gamma_G = 1{,}15$ | Hyötykuorma $\gamma_Q = 1{,}5$ |

### 5.2.2 Laskelmat

Betonin puristuslujuus:

$$f_{cd} = \alpha_{cc}\frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 17\frac{N}{mm^2} \tag{21}$$

Betonin vetolujuus:

$$f_{ctm} = 0{,}3f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2{,}9\frac{N}{mm^2} \qquad \text{koska } f_{ck} \leq 50\frac{N}{mm^2} \tag{22}$$

Betoniteräksen myötölujuus:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = 435\frac{N}{mm^2} \tag{23}$$

Laskentakuorma:

$$P_d = g_k\gamma_G + q_k\gamma_Q = 20{,}4\ kN/m \tag{24}$$

Laskentamomentti:

$$M_d = \frac{P_d l^2}{8} = 26{,}1\ kNm \tag{25}$$

Suhteellinen momentti:

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} b_t d^2} = 0{,}0076 \tag{26}$$

Tehollisen puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus:

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0{,}0076 \tag{27}$$

Mekaaninen raudoitussuhde:

$$\beta = \omega \tag{28}$$

Murtorajatilan vetoraudoitusmäärä:

$$A_S = \omega \frac{f_{cd}}{f_{yd}} b_t d = 134\ mm^2/m \tag{29}$$

Minimiraudoitusmäärä:

$$A_{S.min} = max \begin{cases} 0{,}26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = \underline{678\ mm^2/m} \\ 0{,}0013 b_t d = 585\ mm^2/m \end{cases} \tag{30}$$

Lisäehdon vetoraudoitus:

$$1{,}2A_S = 1{,}2 \cdot 134\ mm^2 = 161\ mm^2/m < A_{Smin} = 678\ mm^2/m \quad (31)$$

Lisäehdon raudoitusmäärä jää minimiraudoitusta pienemmäksi, joten lopullisena vetoraudoitusmääränä voidaan käyttää murtorajatilan raudoitusmäärä kertoimella 1,2:

$$A_{Sfi} = 161\ mm^2/m \quad (32)$$

## 5.3 RakMk B4

### 5.3.1 Normin perustiedot ja mitoitusperusteet

Ennen eurokoodien saapumista rakenteita mitoitettiin Suomen kansallisissa normeissa pääasiassa kimmoteoriaan ja sallittuihin jännityksiin pohjautuvilla menetelmillä aina 1980 luvun alkuun saakka. Sen jälkeen betoninormiksi kutsuttu rakentamismääräyskokoelman osa B4 alkoi yhdistelemään rajatilatarkastelua ja kokeellisesti määrättyä tietoa ohjeisiinsa. Niiden avulla rakenteiden todellista toimintaa ja kestävyyttä on voitu tulkita aiempia menetelmiä tarkemmin. (By 203 Betonirakenteiden perusteiden oppikirja 2007, 29) Laskentamenetelmiä on kehitetty aina eurokoodin saapumiseen asti ja B4 ohjeita on päivitetty vuosina 1981, 1987, 1993, 2001 ja viimeiseksi vuonna 2005. Uusimmat betoninormit perustuivat pitkälti samaan fib-mallinormiin kuin eurokoodikin (By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013, 8). Tämän työn vertailussa käytetään viimeisimmän ympäristöministeriön julkaiseman B4 betoninormin ohjeistamaa eurokoodin kaltaista osavarmuuslukumenettelyä.

Taivutusmitoitus muistuttaa taustojen vuoksi merkittävästi eurokoodin vastaavaa. Pieniä eroavaisuuksia voidaan kuitenkin havaita. Laskennassa käytetään ohjeen mukaisesti betonin puristuslujuutena kuutiolujuutta. Sen tunnus on $K$, aiemman luvun 2.1 erittelyn mukaisesti. Minimiraudoituksen määrittämisessä käytetään tehollisen pinta-alan sijaan koko poikkileikkauspinta-alaa. Tämän lisäksi myös osavarmuusluvuissa ja laskentakaavoissa on eroja.

Normissa huomioidaan erikseen kylmämuokatun teräksen heikommat sitkeysominaisuudet minimiraudoitusta määritettäessä. Tämän vuoksi normissa asetetaan erityisehto kylmämuokatulle teräkselle, jonka tankopaksuus on alle 10 mm. Esimerkkitapauksessa tämä tankomitta oletettavasti alittuu. Kyseistä raudoitusta käytettäessä on kasvatettava minimiraudoitusta kertoimella 1,5. Vaatimusta kuitenkin kohtuullistetaan edelleen. Mikäli taivutuskestävyys on 1,2 kertainen murtorajatilamitoitukseen nähden, voidaan lopullisena raudoituksena käyttää 1,2 kertaista minimiraudoitusmäärää (B4 Betonirakenteet, ohjeet 2005, 36–37.) Laskenta aloitetaan kuitenkin jälleen lähtöarvoista, jotka on koottu taulukkoon 5.

Taulukko 5. RakMk B4 laskennan lähtöarvot. Arvot koottu lähteistä: (B1 Rakenteiden varmuus ja kuormitukset, määräykset 1998, 4 & B4 Betonirakenteet, ohjeet 2005, 8.)

| Betonin kuutiolujuus K= 37 $N/mm^2$ | Betoniteräksen lujuus $f_{yk} = 500\ N/mm^2$ | Poikkileikkauksen pinta-ala $A_C = 50000\ mm^2$ |
|---|---|---|
| Osavarmuusluvut | Betoni $\gamma_C = 1{,}5$ | Betoniteräs $\gamma_S = 1{,}2$ |
| | Omapaino $\gamma_G = 1{,}2$ | Hyötykuorma $\gamma_Q = 1{,}6$ |

### 5.3.2 Laskelmat

Betonin puristuslujuus:

$$f_{cd} = 0{,}7\frac{K}{\gamma_C} = 17{,}3\frac{N}{mm^2} \tag{33}$$

Betonin vetolujuus:

$$f_{ctk} = 0{,}2K^{\frac{2}{3}} = 2{,}2\frac{N}{mm^2} \tag{34}$$

Betoniteräksen myötölujuus:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = 417\frac{N}{mm^2} \tag{35}$$

Laskentakuorma:

$$P_d = g_k\gamma_G + q_k\gamma_Q = 21{,}4\ \frac{kN}{m} \tag{36}$$

Laskentamomentti:

$$M_d = \frac{P_d l^2}{8} = 27{,}4\ kNm \tag{37}$$

Suhteellinen momentti:

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} b_t d^2} = 0{,}0078 \tag{38}$$

Tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus:

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0{,}0079 \tag{39}$$

Sisäinen momenttivarsi:

$$z = d\left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 448\ mm \tag{40}$$

Murtorajatilan vetoraudoitusmäärä:

$$A_S = \frac{M_d}{z f_{yd}} = \frac{147 mm^2}{m} \tag{41}$$

Minimiraudoitusmäärä:

$$\frac{A_S}{A_C} = 0{,}25\frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad \rightarrow \quad A_{Smin} = 0{,}25\frac{f_{ctk}}{f_{yk}} A_C = 556\ mm^2/m \tag{42}$$

Lisäehdon vetoraudoitus:

$$1{,}2A_S < 1{,}2A_{Smin} \tag{43}$$

$$\rightarrow \quad 1{,}2A_S = 1{,}2 \cdot 147mm^2 = 176mm^2/m < 1{,}2A_{Smin} = 1{,}2 \cdot 556mm^2 = 667mm^2/m$$

Ehto täyttyy, joten lopulliseksi vetoraudoitukseksi jää minimiraudoitusmäärä kertoimella 1,2:

$$A_{Sfi} = 667mm^2/m \tag{44}$$

## 5.4 ACI CODE-318M

### 5.4.1 Normin perustiedot ja mitoitusperusteet

American Concrete Instituten, eli Amerikan betoniyhdistyksen julkaisema ACI CODE-318M-19 Building Code Requirements for Structural Concrete esittää normin ja ACI CODE-318R-19 ohjeistuksen normiin. Ne ovat kaksi erillistä, mutta yhteensovitettua ja samoihin kansiin painettua dokumenttia. Normi on julkaistu vuonna 2019 ja se korvaa aikaisemmin vuonna 2014 julkaistun version. Normista on julkaistu kaksi eri yksiköitä käyttävää versiota. Tuumia ja paunoja käyttävä versio 318-19 ja SI-järjestelmää käyttävä 318M-19. (ACI CODE-318M-19 2019, 1–4.)

American Concrete Institute on nimestään huolimatta maailmanlaajuinen organisaatio. Yli 30 valtiota ympäri maailmaa käyttävät ACI CODE 318 normia joko sellaisenaan tai kansallisten normiensa pääasiallisena tietolähteenä. Myös jopa 30 % maailman väestöstä asuu normia tavalla tai toisella käyttävissä valtioissa. (Awad 2017b.) Normia käytetään Amerikan lisäksi erityisesti lukuisissa Aasian ja Lähi-idän alueiden valtioissa. Yhdistys tekee jatkuvasti myös laajaa yhteistyötä muiden valtioiden instanssien kanssa normin kehittämiseksi. (Awad 2017a.)

ACI 318M-19 normin taivutusmitoitus eroaa merkittävästi aiemmin nähdyistä laskelmista. Raudoitusmäärä haetaan kohdalleen kokeilumenetelmällä. Se perustuu myös osin oletettuun raudoitussuhteeseen selkeän momenttikapasiteetin sijasta. Myös osavarmuusmenettelyssä on eroja. Kuormien osavarmuusluvut liitetään laskentakuormaan eurokoodin tavoin, mutta

materiaaliosavarmuuksia ei anneta betonille ja betoniteräkselle erikseen. Niiden sijasta osavarmuus annetaan mitoitettavalle kappaleelle kokonaisuudessaan. Taivutetun rakenteen osavarmuusluku on 0,9. Betonin puristuslujuutena käytetään lieriölujuutta, mutta betonin vetolujuutta ei huomioida tavutusmitoituksessa. Menettely vastaa näiltä osin eurokoodia.

Muista käsitellyistä normeista poiketen ACI 318M-19 normissa laatta ja palkki mitoitetaan täysin eri tavoin. Tavat eroavat myös minimiraudoituksessa. Palkin minimiraudoituskaava muistuttaa osin eurokoodin vastaavaa, mutta siitä voidaan huomata, että betonin vetolujuus määritetään jälleen eri tavalla. Yksikkötarkastelussa voidaan myös huomata, että palkin minimiraudoituskaava on kokeellinen. Kaavassa 45 esitetään palkin minimiraudoituksen laskentakaava kuriositeetin kannalta. Kaavaa ei kuitenkaan käytetä tämän opinnäytetyön laskennassa, sillä vertailu koskee laattarakenteita.

$$A_{S.min} = \frac{0{,}25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \tag{45}$$

Laatan minimiraudoitus perustuu ACI 318 normin uusimmassa versiossa puhtaasti poikkileikkauksen empiiriseen raudoitussuhteeseen. Raudoitussuhteen antama teräsmäärää velvoitetaan käyttämään minimiraudoitusvaatimuksen lisäksi yleisesti myös pakkovoimia vastaan, joten siitä ei voi poiketa. Pakkovoimia varten vaatimuksen raudoitusmäärä voidaan jakaa laatan ylä- ja alapintojen kesken, mutta minimiraudoitustarkoituksessa koko määrä on sijoitettava laatan vetopuolelle. Normin aiemmissa versioissa molempiin käyttötarkoituksiin tarkoitettua raudoitussuhdetta on voitu alentaa käytettäessä betoniteräksiä, joiden myötölujuus on yli 420 $N/mm^2$. Normin mukaan on kuitenkin todettu, ettei teräksen suurempi lujuus ehkäise halkeamien muodostumista. (ACI CODE-318M-19 2019, 92, 462.)

Raudoitussuhteen pienentämismahdollisuus on poistettu normista siis pakkovoimatarkastelun vuoksi. Koska samaa laskentakaavaa käytetään kuitenkin myös minimiraudoituksessa, ajautuu näkemys ristiriitaan eurokoodissa johdetun minimiraudoituksen toimintaperiaatteen kanssa. Siinä teräksen myötölujuus on merkittävässä roolissa minimiraudoitusta määritettäessä. Myös raudoitussuhteen alarajaa on kasvatettu vanhasta normista. Esimerkkitapauksessa ero vanhan ja nykyisin voimassa olevan normin mukaisissa raudoitusmäärissä on jopa 19 %.

Luvun 5.4.2 laskelmat on suoritettu kuitenkin voimassa olevan normin mukaan. Taulukkoon 6 on koottu laskennassa tarvittavat lähtöarvot. Laskennassa käytetään normin omia symboleita. Betonin vetolujuus ei vaikuta laatan mitoitukseen, joten sitä ei määritetä (ACI CODE-318M-19 2019, 398). Raudoitussuhteen määrityksessä käytetään koko poikkileikkauksen pinta-alaa.

Taulukko 6. ACI CODE 318M-19 laskennan lähtöarvot. Arvot koottu lähteestä: (ACI CODE-318M-19 2019, 62, 391–392, 398, 548)

| Betonin kuutiolujuus $f'_C = 30\ N/mm^2$ | Betoniteräksen lujuus $f_y = 500\ N/mm^2$ | Poikkileikkauksen pinta-ala $A_g = 50000\ mm^2$ |
|---|---|---|
| Osavarmuusluvut | Taivutettu rakenne $\Phi = 0{,}9$ | Puristusrasituskerroin $\varepsilon_{cu} = 1{,}05$ |
| | Omapaino $\gamma_D = 1{,}4$ | Hyötykuorma $\gamma_L = 1{,}6$ |

### 5.4.2 Laskelmat

Laskentakuorma:

$$w_u = D\gamma_D + L\gamma_L = 21{,}4\ \frac{kN}{m} \tag{46}$$

Laskentamomentti:

$$M_u = \frac{w_u l^2}{8} = 27{,}4\ kNm \tag{47}$$

Puristusjännitysvyöhykkeen ja neutraaliakselin syvyyden suhde:

$$\beta_1 = 0{,}85 - 0{,}05\frac{f'_C - 28}{7} = 0{,}836 \qquad 0{,}65 \leq \beta_1 \leq 0{,}85 \qquad OK \tag{48}$$

Maksimiraudoitussuhde:

$$\rho_{0.005} = 0{,}85\beta_1 \frac{f'_C \varepsilon_{cu}}{f_y \varepsilon_{cu} + 0{,}005} = 0.0160 \quad (49)$$

Oletusraudoitussuhde:

$$\rho = 0{,}3\rho_{0.005} = 0{,}0048 \quad (50)$$

Laskennallinen tehollinen korkeus:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\Phi \rho f_y b \left(1 - \frac{0{,}59\rho f_y}{f'_C}\right)}} = 115\ mm\ < \underline{450\ mm} \quad (51)$$

Rasitusvyöhykkeen syvyyden karkea arviointi:

$$a = 20\ mm \quad (52)$$

Murtorajatilan vetoraudoitusmäärä kokeilemalla ja täsmentämällä. Vaadittuun kolmeen kertaan:

$$A_S = \frac{M_u}{\Phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 138{,}34\ mm^2/m \quad (53)$$

$$a = \frac{A_S f_y}{0{,}85 f'_C b} = 2.71\ mm \quad (54)$$

$$A_S = \frac{M_u}{\Phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 135{,}68\ mm^2/m$$

$$a = \frac{A_S f_y}{0{,}85 f'_C b} = 2.66\ mm$$

$$A_S = \frac{M_u}{\Phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 135{,}67\ mm^2/m \qquad \rightarrow \qquad A_S = 136\ mm^2/m \tag{55}$$

Minimiraudoitus:

$$0{,}0018 A_g = 900\ mm^2/m \tag{56}$$

Lopullinen vetoraudoitus:

$$A_{Sfi} = 900\ mm^2/m \tag{57}$$

## 5.5 BS 8110

### 5.5.1 Normin perustiedot ja mitoitusperusteet

British Standardsin BS 8110 on Britannian vanha rakennebetonin suunnitteluun tarkoitettu normi. Sen ensimmäinen rajatilamitoitukseen perustunut versio julkaistiin vuonna 1985 ja uusin kokoversio vuonna 1997. (Nwoji & Ugwu 2017, 759). Britannian ja sen siirtomaiden laajan levittäytyneisyyden vuoksi myös Britannialaisten standardit ovat levinneet laajasti maailmalle. Normia on käytetty esimerkiksi monien Aasian valtioiden lakisääteisenä normina ja myöhemmin valtiollisen normin tietoperustana. Afrikan mantereen valtioissa normi on ollut käytössä lähes yksinoikeudella ja useat valtiot käyttävät sitä edelleen (Nwofor, Sule & Eme 2015, 77). Normin kehitys on kuitenkin jäädytetty vuonna 2008, kun Britannia itse siirtyi käyttämään eurokoodia (Chee, Soon & Yan 2006, 56). Siksi monet muut Britannian normia käyttäneet valtiot ovat sittemmin kehittäneet omia kansallisia normejaan BS 8110:n pohjalta tai ovat eurokoodisiirtymän eri vaiheissa (Nwofor, Sule & Eme 2015, 77).

BS 8110 normissa taivutusrasitetun kappaleen mitoitusperiaatteet ovat suurimmalta osin eurokoodiin verrattavia, mutta laskentatavoissa on eroja. Normin kaikki laskentakaavat on johdettu sisällyttämällä niihin betonin ja teräksen osavarmuusluvut. Siksi yksiaukkoisen laatan taivutuskestävyyttä määritettäessä betonin osavarmuusluku ei normin toimintatapojen vuoksi esiinny (Design Strenght BS 8110 n.d.). Kuormien osavarmuuskertoimet ovat omapainolle 1,4 ja hyötykuormille

1,6. Molempien yhteisvaikutuksesta laskentamomentti muodostuu merkittävästi eurokoodin vastaavaa suuremmaksi.

Normissa betonin puristuslujuuden arvona käytetään eurokoodista poiketen betonin kuutiolujuutta. Betoniteräksen myötölujuudeksi sallitaan puolestaan maksimissaan 460 $N/mm^2$, eurokoodissa ja Suomessa yleisesti käytetyn arvon 500 $N/mm^2$sijasta. Sääntö koskee sekä kuumavalssattuja että kylmämuokattuja tuotteita. (BS 8110-1:1997 1997, 7, 15). Arvo on sidottu normin taipuma- ja halkeamaleveystarkasteluihin, joten sitä on käytettävä myös taivutusmitoituksessa. Muutoksen vaikutus vertailun kannalta ei kuitenkaan ole mainittava.

Taulukkoon 7 on koottu kaikki laskennassa tarvittavat lähtöarvot. Laskennan symboleina käytetään normin omia merkintätapoja. Normin laskennassa esiintyy symboli $K$, joka ei kuitenkaan tarkoita tässä tapauksessa betonin puristuslujuutta, vaan puristusraudoituksen tarpeen määrittävää kerrointa. Betonin vetolujuutta ei puolestaan oteta tässäkään normissa huomioon taivutuksen murtorajatilatarkastelussa. Normin minimiraudoitusvaatimus perustuukin täysin raudoitussuhteeseen, eikä siitä poikkeamiseen ole jätetty mahdollisuutta. Betonin vetolujuutta ei huomioida laskennassa, joten sitä ei määritetä. Raudoitussuhteen määrityksessä käytetään poikkileikkauksen koko pinta-alaa.

Taulukko 7. BS 8110 laskennan lähtöarvot. Arvot koottu lähteestä: (BS 8110-1:1997 1997, 4, 8–9)

| Betonin kuutiolujuus $f_{cu} = 37\ N/mm^2$ | Betoniteräksen lujuus $f_y = 460\ N/mm^2$ | Poikkileikkauksen pinta-ala $A_C = 50000\ mm^2$ |
|---|---|---|
| Osavarmuusluvut | Betoni $\gamma_{mc} = 1{,}5$ | Betoniteräs $\gamma_{my} = 1{,}05$ |
| | Omapaino $\gamma_G = 1{,}4$ | Hyötykuorma $\gamma_Q = 1{,}6$ |

### 5.5.2 Laskelmat

Betoniteräksen myötölujuus:

$$\frac{f_y}{\gamma_{my}} = 0{,}95 f_y \tag{58}$$

Laskentakuorma:

$$P_d = G_k\gamma_G + Q_k\gamma_Q = 23{,}9\ \frac{kN}{m} \tag{59}$$

Laskentamomentti:

$$M = \frac{P_d l^2}{8} = 30{,}6\ kNm \tag{60}$$

Yläpinnan puristusraudoituksen tarve:

$$K = \frac{M}{bd^2 f_{cu}} = 0{,}004 \leq K' = 0{,}156 \tag{61}$$

Puristusraudoitukselle ei tarvetta. Voidaan jatkaa yksinkertaistetulla menettelyllä. Määritetään momenttivarsi:

$$z = min\begin{cases} d\left(0{,}5 + \sqrt{0{,}25 - \frac{K}{0{,}9}}\right) = 448\ mm \\ 0{,}95d = \underline{428\ mm} \end{cases} \tag{62}$$

Murtorajatilan vetoraudoitusmäärä:

$$A_S = \frac{M}{0{,}95 f_y z} = 164\ mm^2/m \tag{63}$$

Minimiraudoituksen tarve:

$$100\frac{A_S}{A_C} = 0{,}033\ \% \leq 0{,}13\ \% \tag{64}$$

Minimiraudoitus:

$$A_{S.min} = 0{,}0013A_C = 650\ mm^2/m \quad (65)$$

Maksimiraudoitus:

$$A_{S.max} = 0{,}04A_C = 20000\ mm^2/m \quad (66)$$

Lopullinen vetoraudoitus:

$$A_{Sfi} = 650\ mm^2/m \quad (67)$$

# 6 Tulosten analysointi

## 6.1 Normien vertailu

Kunkin normin poikkileikkausmetrille vaaditun neliömillimetrimäärän avulla voidaan valita sopiva verkkoraudoite taulukon 8 avulla. Taulukon vasemmassa laidassa on raudoitustangon halkaisijat ja ylimmällä vaakarivillä verkon silmäkoko. Aiemman luvun 2.3 selvityksen mukaan kylmämuokatun verkkoraudoitteen tangon maksimihalkaisija on 12 mm. Yleisimmät silmäkoot ovat puolestaan 150 mm ja 200 mm. Taulukosta valitaan verkkoraudoite tyypillisten myynnissä olevien verkkojen mukaan.

Taulukko 8. Verkkoraudoitteiden pinta-alat poikkileikkausmetrissä (By 60 Suunnitteluohje EC 2 osat 1-1 ja 1-2 2009, 70)

| k | mm | 50 | 100 | 150 | 200 | 250 | 300 | 350 | 400 | 500 | 600 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| d | 6 | 566 | 283 | 189 | 141 | 113 | 94 | 81 | 71 | 57 | 47 |
| d | 8 | 1006 | 502 | 335 | 252 | 201 | 168 | 144 | 126 | 101 | 84 |
| d | 10 | 1590 | 785 | 523 | 393 | 314 | 262 | 224 | 196 | 159 | 131 |
| d | 12 | 2260 | 1130 | 753 | 565 | 452 | 377 | 323 | 283 | 226 | 188 |
| d | 16 | 4020 | 2010 | 1340 | 1005 | 804 | 670 | 574 | 502 | 402 | 335 |
| d | 20 | 6280 | 3140 | 2093 | 1570 | 1256 | 1047 | 900 | 785 | 628 | 523 |
| d | 25 | 9820 | 4910 | 3273 | 2455 | 1964 | 1637 | 1430 | 1228 | 982 | 818 |
| d | 32 | 16080 | 8040 | 5360 | 4020 | 3216 | 2680 | 2300 | 2010 | 1608 | 1340 |

Kaikki laskennan tulokset voidaan lopuksi esittää koontitaulukossa 9. Taulukkoon on koottu jokaisen käsitellyn normin millimetrimäärien vähimmäisvaatimukset poikkileikkausmetriä kohden, sekä vaatimusten toteutumiseksi vaadittu verkkoraudoite. Taulukosta voidaan huomata erot normien välillä.

Taulukko 9. Vertailun raudoitusmäärät ja -tuotteet.

| $mm^2/m$ | EN 1992 | RakMk B4 | ACI CODE 318M | BS 8110 |
|---|---|---|---|---|
| Taivutusmitoitus | 134 | 147 | 136 | 164 |
| Minimiraudoitus | 678 | 556 | 900 | 650 |
| Lisäehto | 161 | 667 | – | – |
| Lopullinen raudoitusmäärä | 161 | 667 | 900 | 650 |
| Valittu raudoitusverkko | 6#150 | 12#150 | 2x 10#150 | 12#150 |

Kunkin normin osavarmuuslukumenettelyt ja taivutusmitoituksen kulku eroavat toisistaan. Silti murtorajatilan vetoraudoitusmäärissä ei ole merkittäviä eroja. Kaikkia normeja on kehitetty tältä osin vuosien ja vuosikymmenten aikana ja sen voi huomata tulosten yhteneväisyytenä. Murtorajatilamitoituksessa ei huomioida betonin vetolujuutta. Sama sääntö pätee kaikkiin tarkasteltuihin normeihin. Kokeilemalla voidaan myös todeta, ettei betonin puristuslujuus myöskään vaikuta murtorajatilan raudoitusmäärään missään normissa juuri ollenkaan. Suurin vaikuttava tekijä kaikissa normeissa on luonnollisesti vetoraudoituksen myötölujuus.

Eroja syntyy kuitenkin minimiraudoituksen kohdalla. Ilman eurokoodin lisäehtoa minimiraudoitusmäärät EN 1992, RakMk B4 ja BS 8110 normien välillä vastaisivat pitkälti toisiaan. ACI CODE 318M erottuu kuitenkin joukosta selkeästi suurimman vaatimuksensa vuoksi. Suuri ero johtuu normin käyttämästä 0,18 %:n raudoitussuhdevaatimuksesta, kun vastaava luku eurokoodissa ja BS 8110 normissa on 0,13 %. Kussakin normissa minimiraudoitusvaatimuksen olemassaolon peruste kuvataan samoilla periaatteilla ja raudoitussuhteet perustuvat puolestaan kokemuspohjaiseen tietoon. Siksi onkin mielenkiintoista, että normeissa on päädytty käyttämään merkittävästi toisistaan poikkeavia kertoimia. Eurokoodin minimiraudoituksen pienentävä lisäehto muodostuu kuitenkin vertailun merkittävimmäksi tekijäksi, sillä vastaavaa ehtoa ei ole missään muussa käsitellyssä normissa. Ehdon vuoksi eurokoodin lopullinen raudoitusmäärä jää huomattavan pieneksi. Ehtoa hyödynnettäessä on käytettävä kuitenkin harkintaa luvussa 4.5 esitellyistä syistä.

ACI 318M-19 on tarkastelluista normeista ainoa, jossa palkki ja laatta mitoitetaan täysin eri laskentatavoilla. Laatassa betonin vetolujuutta ei huomioida, mutta palkissa huomioidaan. Osin vertailun ulkopuolelta voidaankin todeta, että suurimman eron normien välisiin minimiraudoitusmääriin palkkirakenteissa tekee se, miten betonin vetolujuus on kussakin normissa määritelty. Tässä asiassa yhtäläisyydet ovat häilyviä. Vaikuttaakin siltä, että arvoina käytetään valistuneita arvauksia, jotka pohjautuvat enemmän kokeelliseen, kuin tieteelliseen perustaan. Vetolujuuden tarkka määrittäminen on toki haastavaa betonin heterogeenisyyden vuoksi. Betonin vetolujuuteen vaikuttaa kiviaineksen koostumus ja sekoitussuhteet, eikä lukemattomia vaihtoehtoja voisikaan ottaa huomioon yksinkertaisissa laskentakaavoissa. Palkkien minimiraudoitusmäärät siis perustuvat monessa normissa luonnontieteiden lisäksi tilastotieteen luomiin olettamuksiin, jotka ilmenevät erilaisina kertoimina laskentakaavoissa. Sama asia pätee tietysti myös laattojen raudoitussuhteisiin.

RakMk B4 oli normeista ainoa, joka huomioi teräksen sitkeysominaisuudet minimiraudoituksessa. Normin lisäehdon vuoksi minimiraudoitusmäärä kasvoi entisestään. Tavanomaisten teräsbetonilaattojen raudoitteet ovat käytännön syistä yleensä verkkoraudoitteita. Verkot ovat irtotankoja huomattavasti nopeampia ja siten työteknisesti edullisempia asentaa. Verkkoraudoite tarkoittaa kuitenkin yleisimmin kylmämuokattua betoniterästä, jonka sitkeysominaisuudet ovat hyvin rajalliset. Tavanomaisissa raudoiteverkoissa kylmämuokatun tunnistaa merkinnästä B500A tai B500K. Myös vertailussa käytettiin B500A tuotteita. Kuten kappaleessa 2.3 on esitetty, kylmämuokatun teräksen myötö- ja murtolujuuden ero on melko pieni. Tämä tarkoittaa sitä, että vetoteräs katkeaa pian myötölujuuden saavutettuaan. Asia on hieman ristiriidassa minimiteräsvaatimuksen periaatteen kanssa. Vaatimuksella ohjataan suunnittelua kuumavalssatulle teräkselle ominaiseen sitkeyteen ja rakenteelliseen toimintaan. Useimmissa laatoissa käytettävä teräslaatu ei kuitenkaan noudata samaa periaatetta. Palkkirakenteissa kuumavalssattujen tuotteiden käyttö on puolestaan yleisempää käytännön syiden lisäksi suurempien kuormien ja siten suurempien tankopaksuuksien vuoksi.

EN 1992, ACI 318M-19 ja BS 8110 normeissa ei siis oteta huomioon betoniteräksen valmistusmenetelmää tai sitkeysluokkaa. Normeissa, kansallisissa liitteissä tai edellä mainittuja tukevissa suunnitteluohjeissa ei oteta asiaan myöskään sanallisesti kantaa. Asia jättää ilmoille kysymyksen siitä, missä määrin minimiraudoitus voisikaan toimia laattarakenteissa halutulla tavalla, jos käytetään kylmämuokattuja verkkoraudoitteita.

## 6.2 Tutkimustapauksen ratkaisu

Vertailusta päästään lopulta tutkimustapauksen laatan ratkaisuun ja lopulliseen raudoitukseen. Kuten tuloksista voidaan huomata, ei vieraita normeja käyttämällä saada alennettua minimiraudoitusmäärää. Siitä huolimatta, että eurokoodi ei huomioi teräksen sitkeysominaisuuksia, voidaan sen minimiraudoituslaskentaa pitää vertailun perusteella kuitenkin yleisesti joustavimpana ja käyttökelpoisimpana. Minimiraudoitus määritetään siten tutkimustapauksen laatalle eurokoodin mukaisesti. Jotta pienintä mahdollista raudoitusmäärää voidaan käyttää, varmistetaan ettei sen käytölle ole esteitä.

Laatta sijaitsee rakennuksen alimmassa kerroksessa. Sen alapuolinen tila ei ole yleisesti näkyvissä. Minimiraudoituksen perusteena on aiemmin todetun mukaan muodonmuutosten havainnointi, mutta kyseisessä sijainnissa niiden havaitseminen ei ole kuitenkaan normaalioloissa mahdollista. Mahdollisen sortuman tapahtuessa vahingot jäisivät myös pieniksi, sillä alapuolinen tila ei ole aktiivisessa käytössä. Haurasmurtuman riski on tulkinnan mukaan hyväksyttävä.

Rakenteellisesti ja säädöksellisesti mitään esteitä eurokoodin lisäehdon käyttämiselle ei siis ole. Vertailun ja aiemman tutkimustiedon perusteella tutkimustapauksen vetoraudoitukseksi riittää siten eurokoodin mukainen $161\ mm^2/m$ raudoitusmäärä. Minimimäärä täyttyy, kun käytetään 6#150 raudoitusverkkoa.

# 7 Pohdinta

Suunnitteluinsinöörin työhön sisältyy usein huomattavan paljon erilaisten laskentakaavojen käyttöä. Kaavat ovat helppoja käyttää ja voivat muodostua helposti rutiiniksi, mutta niiden perimmäinen tarkoitus ja olemassaolon peruste voivat ajan kanssa unohtua. Sama pätee rakennusalan lukuisiin annettuihin säädöksiin. Tästä syystä on tärkeää aika-ajoin palauttaa mieleen vanhoja asioita ja oppia samalla jotain uutta. Tämän työn aiheena olleet asiat ovat herättäneet keskustelua niiden olemassaolon alusta alkaen. Lisäkeskustelua on syntynyt myös työn edetessä organisaatioista riippumatta. Matkan varrella selvisi, että asioiden selventämiselle oli tarvetta.

Tutkimuksen tavoitteina oli:

- ✓ Tutkia ja selvittää minimiraudoitusvaatimuksen periaate ja tarkoitus
- ✓ Tutkia ja selvittää tutkimustapauksen mekaaniset ja laskennalliset toimintamallit
- ✓ Perustella minimiraudoituksen tarve tutkimustapauksessa
- ✓ Löytää vaihtoehtoisia toimintamalleja tutkimustapauksen käsittelyä varten
- ✓ Mitoittaa tutkimustapauksen laatta eri normeilla ja löytää normien välisiä eroja
- ✓ Määrittää tutkimustapauksen lopullinen vetoraudoitus

Minimiraudoituksen tarkoitus selvitettiin työssä perusteellisesti käyttäen esimerkkejä ja havainnollistavia kuvia. Kaikki minimiraudoitusmäärän laskentaan johtavat vaiheet ja tekijät esitettiin myös perusteellisesti ja tekijät johdettiin eurokoodissa käytettäväksi laskentakaavaksi. Tutkimustapauksen mekaaniset ja laskennalliset toimintamallit selvitettiin myös perusteellisesti ja minimiraudoitusvaatimuksen tavoin yleisellä tasolla. Toimintamallien pohjalta esitettiin ohjeet siitä, kuinka vastaavanlaisessa tapauksessa voisi jatkossa toimia.

Tutkimustapauksen laatta mitoitettiin onnistuneesti neljällä eri normilla. Mitoitus tehtiin noudattamalla täsmällisesti kaikkia eri normien vaatimuksia. Myös lain sallimat ehdot eri normien käyttämiselle esitettiin työssä selkeästi. Normien väliset erot taivutusmitoituksessa ja minimiraudoituksessa käsiteltiin kattavasti työn tuloksissa. Vieraista normeista ei löydetty apua minimiraudoitusmäärän pienentämiselle, mutta eurokoodista löytyi asiaa helpottava lisäehto, joka ei välttämättä ole kaikkien suunnittelijoiden tiedossa. Työssä on korostettu, että lisäehtoa käytettäessä on kuitenkin noudatettava aiemmassa luvussa 4.5 esitettyjä ehtoja sekä omaa harkintaa.

Työssä saatiin selvitettyä, että maailmalla käytettävät lukuisat eri normit pohjautuvat suureen määrään aiempia tieteellisiä tutkimuksia ja muita julkaisuja. Tästä syystä käsitellyt normit lähestyvät minimiraudoitusta perusidealtaan samalla, aiemmassa luvussa 3.1 käsitellyllä tavalla. Silti eri normien laskentatavoilla raudoitusmäärä vaihtelee huomattavasti. Laskentakaavoissa havaittiin yhtäläisyyksiä, mutta myös selviä eroja. EN 1992, ACI 318 ja BS 8110 ovat myös maailmalla yleisesti käytetyimpien normien joukossa ja useat kansalliset normit pohjautuvat paljolti niiden tietopohjaan. Normien eroavaisuudet tarkoittavat sitä, että samaan käyttötarkoitukseen ja olosuhteisiin rakennettavia taivutettavia teräsbetonirakenteita raudoitetaan ympäri maailmaa jatkuvasti joko liikaa tai liian vähän.

Eurokoodin perimmäisiä tarkoituksia on ollut yhtenäistää EU-valtioiden suunnittelukäytäntöjä ja parantaa kansainvälistä tutkimusta ja kehitystä asiassa. Eurokoodia myös arvostetaan maailmalla sen jatkuvan kehityksen vuoksi ja se on myös levinnyt useisiin Euroopan ulkopuolisiin maihin. Kuten tämän opinnäytetyön vertailussa nähtiin, vaikuttaa eurokoodin lähestymistapa myös minimiraudoitukseen vähintäänkin loogiselta. Se on myös selkeimmin tieteellisesti johdettu ja tämän opinnäytetyön tulosten perusteella toimivin kokonaisuus minimiraudoituksen kannalta.

Kaikki opinnäytetyön tieteelliset perusteet etsittiin ensiarvoisista ja luotettavista lähteistä. Lähteinä käytettiin alan kirjallisuuden lisäksi merkittävää määrää erilaisia kansainvälisiä ja laadukkaita julkaisuja. Lähteiden käytössä noudatettiin tekijänoikeuksia ja kunkin julkaisijan ohjeistamia erityisohjeita. Kuvia tai taulukoita ei tuotu lähteistä, joissa valokopiointi on kielletty. Viittaukset tehtiin Jyväskylän ammattikorkeakoulun ohjeistuksen mukaisesti. Raportoinnissa noudatettiin hyvää yleistä kirjoitustapaa ja asettelussa pyrittiin lukijakeskisyyteen ja ilmiöiden helppoon ymmärrettävyyteen.

Tämän opinnäytetyön tutkimussisällöstä on hyötyä erityisesti rakennusinsinööriopiskelijoiden oppimisprosessissa sekä rakennesuunnittelijoiden tietopohjan lisäämisessä. Sisältöä voidaan hyödyntää minimiraudoituksen käsitteen parempaan havainnollistamiseen sekä eurokoodin tai asetusten tarkempaan tulkintaan. Laskuesimerkkejä ja normien perustietoja voi hyödyntää aihetta sivuavissa tutkimuksissa tai tietopohjana työskennellessä kansainvälisissä projekteissa.

Välitöntä tarvetta jännittämättömien taivutettujen rakenteiden jatkoselvitykselle ei ole havaittavissa. Vertailulaskelmissa käytettiin yleisimpiä normeja, eikä muiden normien tutkimiselle löydetty perustetta. Työssä ei kuitenkaan käsitelty pystyrakenteita tai jännitettyjä rakenteita. Erityisesti jännebetoniratkaisuissa minimiraudoitusvaatimus on herättänyt myös kyseenalaistamista. Jännitettyjen rakenteiden minimiraudoituksesta olisikin mahdollista tehdä esimerkiksi korkeamman koulutusasteen tutkimus.

Eurokoodit ovat jatkuvan uudistuksen alla ja uusia versioita julkaistaan todennäköisesti vuosien 2025 ja 2027 välillä. Uudistusten on tarkoitus yksinkertaistaa normia ja myös kansallisia liitteitä tullaan edelleen muuttamaan. (Toisen sukupolven eurokoodien tilanne nyt n.d.) Nähtäväksi jää, koskevatko uudistukset taivuttujen teräsbetonirakenteen minimiraudoitusta tai sen lisäehtoa.

# Lähteet

A 125/2016. Ympäristöministeriön asetus hitsattavien betoniterästen ja betoniteräsverkkojen olennaisista teknisistä vaatimuksista. Viitattu 4.3.2022. https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2016/20160125.

A 477/2014. Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista. Viitattu 6.2.2022. https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2014/20140477.

ACI CODE-318M-19. 2019. Building Code Requirements for Structural Concrete. ACI 318R-19. Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete. Michigan: American Concrete Institute.

Awad, K. 2017a. ACI and Asia. American Concrete Institute verkkosivuston artikkeli. Viitattu 23.4.2022. https://www.concrete.org/news/newsdetail.aspx?f=51700922.

Awad, K. 2017b. ACI and the World. American Concrete Institute verkkosivuston artikkeli. Viitattu 23.4.2022. https://www.concrete.org/news/newsdetail.aspx?f=51700829.

B1 Rakenteiden varmuus ja kuormitukset, määräykset. 1998. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Kumottu ympäristöministeriön määräys rakenteiden varmuuksista ja kuormituksista. Viitattu 17.4.2022. https://www.finlex.fi/data/normit/1914-b1.pdf.

B4 Betonirakenteet, ohjeet. 2005. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Kumottu ympäristöministeriön asetus betonirakenteista. Viitattu 17.4.2022. https://www.finlex.fi/data/normit/28237-B4Betoni.pdf.

Betonin lujuus. N.d. Betoniteollisuus ry:n verkkosivusto. Viitattu 1.3.2022. https://betoni.com/tietoa-betonista/perustietopaketti/ominaisuudet-ja-edut/betonin-lujuus/.

Betonirakentaminen. N.d. Sweco Finland Oy:n verkkosivu. Viitattu 24.3.2022. https://www.sweco.fi/palvelumme/rakennukset-ja-kaupunkikehitys/rakennesuunnittelu/betonirakennesuunnittelu/

Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodin mukaan. 2019. Osa 3: Laatat. Eurokoodit. Rakennustuoteteollisuus RTT:n ylläpitämän sivuston sähköinen materiaali. Viitattu 28.3.2022. https://www.eurocodes.fi/wp-content/uploads/1992/sahkoinen1992/Leaflet_3_Laatat.pdf.

BS 8110-1:1997. 1997. Structural use of concrete. Part 1: Code of practice for design and construction. London: British Standards Institution.

By 60 Suunnitteluohje EC 2 osat 1-1 ja 1-2. 2009. 4. korj. p. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys.

By 65 Betoninormit. 2021. 5. päiv. p. Helsinki: BY-koulutus.

By 71/RIL 149-2019 Betonirakenteiden työmaatoteutus. 2019. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys; Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL.

By 201 Betonitekniikan oppikirja. 2018. 7. p. Helsinki: BY-Koulutus.

By 203 Betonirakenteiden perusteiden oppikirja. 2007. 4. korj. p. Helsinki: Suomen Betonitieto.

By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1. 2013. 4. korj. p. Helsinki: BY-koulutus.

By 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2. 2014. 2. p. Helsinki: BY-koulutus.

Carpinteri, C., Cadamundo, E. & Corrado, M. 2017. Minimum flexural reinforcement in rectangular and T-section concrete beams. Technical Paper. Viitattu 12.3.2021. https://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/suco.201300056. Wiley Online Library.

Cavagnis, F. 2017. Shear in reinforced concrete without transverse reinforcement: from refined experimental measurements to mechanical models. Väitöskirja. Lausanne: École Polytechnique Fédérale de Lausanne. Viitattu 27.3.2022. http://dx.doi.org/10.5075/epfl-thesis-8216.

Chee, K.N., Soon, W.L. & Yan, P.B. 2006. Reinforced concrete beams at ultimate flexural limit state: comparison of BS 8110 and Eurocode 2. Technical paper. Universiti Malaysia Sarawak. Viitattu 22.4.2022. http://eprints.utm.my/id/eprint/672/.

Dahlgren, A. & Svensson, L. 2013. Guidelines and Rules for Detailing of Reinforcement in Concrete Structures. A Compilation and Evaluation of Ambiquities in Eurocode 2. Diplomityö. Göteborg: Chalmers University of Technology. Viitattu 14.1.2022. https://hdl.handle.net/20.500.12380/188834.

Design Strenght BS 8110. N.d. Structural guide. Verkkosivuston artikkeli. Viitattu 21.4.2022. https://www.structuralguide.com/design-strength-bs-8110/.

fib Model Code for Concrete Structures 2010. 2013. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn.

Herbrand, M. 2017. Shear Strenght Models for Reinforced and Prestressed Concrete Members. Väitöskirja. Aachen: RWTH Aachen University. Viitattu 1.4.2022. http://publications.rwth-aachen.de/record/691796.

Hietikko, E. 2021. Palkki. Lujuuslaskennan perusteet. 4.p. Helsinki: BoD – Books on Demand.

Historiaa. N.d. Eurokoodit. Rakennustuoteteolisuus RTT:n ylläpitämä verkkosivusto. Viitattu 6.2.2022. https://www.eurocodes.fi/historiaa/.

Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1990. 2016. Viitattu 17.4.2022. https://ym.fi/documents/1410903/38439968/lopullinen-suunnitteluperusteet-2016-C352472F_E7C4_4653_BF44_1AB47FB50CB0-137127.pdf/00fb719c-365d-d570-618e-cad1004fbc5b/lopullinen-suunnitteluperusteet-2016-C352472F_E7C4_4653_BF44_1AB47FB50CB0-137127.pdf?t=1603260660111.

Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1 Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2019. Viitattu 27.2.2022. https://ym.fi/documents/1410903/38439968/Betonirakenteet_16122019-281486B7_FA18_4532_82C4_767392EE368F-153760.pdf/f18c7388-5543-aa9b-8c6e-1e0bd5be57e7/Betonirakenteet_16122019-281486B7_FA18_4532_82C4_767392EE368F-153760.pdf?t=1603260655971.

Leskelä, M. 2008. By 210. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Helsinki: Suomen Betonitieto.

Narayanan, R.S. & Beeby, A. 2009. Designers' Guide to EN1992-1-1 and EN1992-1-2. Eurocode 2: Design of concrete structures. General rules and rules for for buildings and structural fire design. London: Thomas Telford.

Nwofor, T.C., Sule, S. & Eme, D.B. 2015. A Comparative study of BS8110 and Eurocode 2 standards for design of a continuous reinforced concrete beam. Article in International Journal of Civil Engineering and Technology. Viitattu 22.4.2022. https://www.researchgate.net/publication/277711116_A_COMPARATIVE_STUDY_OF_BS8110_AND_EUROCODE_2_STANDARDS_FOR_DESIGN_OF_A_CONTINUOUS_REINFORCED_CONCRETE_BEAM. ResearchGate.

Nwoji, C.U. & Ugwu, A.I. 2017. Comparative study of BS 8110 and Eurocode 2 in structural design and analysis. Nigerian Journal of Technology. University of Nigeria. Viitattu 22.4.2022. http://dx.doi.org/10.4314/njt.v36i3.14.

Rakennesuunnittelu ja konsultointi. N.d. Sweco Finland Oy:n verkkosivu. Viitattu 24.3.2022. https://www.sweco.fi/palvelumme/rakennukset-ja-kaupunkikehitys/rakennesuunnittelu/

Rakenteiden lujuus ja vakaus. 2016. Kantavien rakenteiden suunnitteluperusteet. Ympäristöministeriön tarkentava ohje asetukseen A 477/2014. Viitattu 6.2.2022. https://ym.fi/documents/1410903/38439968/lopullinen-suunnitteluperusteet-2016-C352472F_E7C4_4653_BF44_1AB47FB50CB0-137127.pdf/00fb719c-365d-d570-618e-cad1004fbc5b/lopullinen-suunnitteluperusteet-2016-C352472F_E7C4_4653_BF44_1AB47FB50CB0-137127.pdf?t=1603260660111.

RT-Tiedote. 2017. hEN Helpdesk. Rakennustuoteteollisuus RTT:n ylläpitämä verkkosivusto. Viitattu 8.4.2022. https://www.henhelpdesk.fi/media/liitetiedostot/betoniterastiedote-27062017.pdf.

Salmi, T. 2014. Statiikka. 5.p. Tampere: Pressus.

SFS-EN 1990+A1+AC:2006. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Eurocode. Basis of structural design. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS. Vahvistettu 26.6.2006. Viitattu 8.2.2022. https://janet.finna.fi/, SFS Online.

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC:2015. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2. p. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS. Vahvistettu 19.1.2015. Viitattu 8.1.2022. https://janet.finna.fi/, SFS Online.

Sorsa, J. 2015. Materiaalitekniikka. Helsinki: Sanoma Pro.

Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus. 2020. Eurocode 3 -oppikirja. Helsinki: Teräsrakenneyhdistys.

Tietoa Swecosta. N.d. Sweco Finland Oy:n verkkosivu. Viitattu 24.3.2022. https://www.sweco.fi/tietoa-swecosta/.

Toisen sukupolven eurokoodien tilanne nyt. N.d. Eurokoodit. Rakennustuoteteolisuus RTT:n ylläpitämä verkkosivusto. Viitattu 24.4.2022. https://www.eurocodes.fi/eurokoodien-tilanne-nyt/.