

Paikallavalurakenteiden suunnittelun perehdytysmateriaali

LAB-ammattikorkeakoulu

Insinööri (AMK)

2022

Mikko Tarhonen

Tiivistelmä

Tekijä(t) Tarhonen, Mikko	Julkaisun laji Opinnäytetyö, AMK	Valmistumisaika 2022
	Sivumäärä 37	
Työn nimi Paikallavalurakenteiden suunnittelun perehdytysmateriaali		
Tutkinto ja koulutusala Insinööri (AMK), Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka		
Toimeksiantajan nimi, titteli ja organisaatio Kimmo Suomalainen, Osastopäällikkö, Sweco Rakennetekniikka Oy		
Tiivistelmä <p>Opinnäytetyön tavoitteena oli luoda perehdytysmateriaali paikallavalurakenteiden suunnitteluun. Tarkoituksena oli luoda tilaajayrityksen käyttöön rakenneosakohtaisia ohjekortteja, helpottamaan etenkin aloittelevan suunnittelijan työskentelyä. Toimeksiantajana opinnäytetyölle toimi Sweco Rakennetekniikka Oy. Opinnäytetyö on jaettu teoriaosuuteen sekä soveltavaan osuuteen. Teoriaosuudessa perehdytään betonin materiaalitekniisiin ominaisuuksiin, suunnitteluperusteiden määrittelyyn, kuormituksiin sekä yleisimpiin paikallavalurakenteisiin ja niiden suunnittelussa huomioitaviin asioihin. Soveltavassa osuudessa tuotettiin perehdytysmateriaali yrityksen sisäiseen käyttöön. Perehdytysmateriaalin sisältö koottiin yrityksen omasta tietokannasta löytyvistä suunnitteluohjeista, koulutuksista, laskentapohjista sekä mallinnusohjeista. Soveltavassa osuudessa viitattiin myös Eurokoodien mukaisiin suunnitteluohjeisiin. Lopputuloksena saatiin kasattua selkeä dokumentti, jossa on esitetty tarvittava materiaali paikallavalurakenteiden suunnitteluun.</p>		
Asiasanat paikallavalurakenteet, rakennesuunnittelu, betonirakenteet, suunnitteluperusteet		

Abstract

Author(s)	Type of Publication	Published
Mikko Tarhonen	Thesis, UAS	2022
	Number of Pages	
	37	
Title of Publication		
Introduction material for the design of cast-in-situ structures		
Degree and field of study		
Engineer (UAS), Civil and Construction Engineering		
Name, title and organisation of the client		
Kimmo Suomalainen, Department Manager, Sweco Rakennetekniikka Oy		
Abstract		
<p>The aim of this study was to prepare an introduction material for the design of cast-in-situ structures. The aim was to create structural element specific design material for the client company, helping especially beginners. The client of the thesis was Sweco Rakennetekniikka Oy. The thesis includes a theoretical part and an applied part. The theoretical part includes information about material technical properties of concrete, defining design criteria, loads, the most common cast-in-situ structures, and things to be considered in their design. In the applied part, an introduction material for the company's internal use was produced. The content of the introduction material was compiled from the information found in the company's own database. The applied part also references to the Eurocodes design codes. The final result is a comprehensive and clear documentary that includes all required material to design cast-in-situ structures.</p>		
Keywords		
cast-in-situ structures, structural design, concrete structures, design criteria		

Sisällys

1	Johdanto.....	1
2	Betonin ominaisuudet.....	2
2.1	Puristus- ja vetolujuus.....	2
2.2	Viruma ja sen vaikutus.....	3
2.3	Kuivumiskutistuma.....	5
2.4	Betonin säilyvyys.....	5
2.5	Rasitusluokat.....	6
2.6	Betoniteräukset.....	7
3	Suunnitteluperusteet.....	10
3.1	Vaativuusluokat.....	10
3.2	Rajatilat.....	10
3.3	Osavarmuusmenetelmä.....	11
3.4	Seuraamusluokat.....	11
3.5	Toteutusluokat.....	12
3.6	Toleranssiluokat.....	12
3.7	Kuormitukset.....	13
3.7.1	Pysyvät kuormat.....	14
3.7.2	Muuttuvat kuormat.....	14
4	Paikallavalurakenteet ja niiden suunnittelu.....	17
4.1	Betonipeite.....	17
4.2	Palomitoitus.....	18
4.3	Palkit.....	19
4.3.1	Palkkien mitoitus.....	20
4.3.2	Palkkien raudoitus.....	22
4.4	Laatat.....	24
4.4.1	Laattojen mitoitus.....	25
4.4.2	Laattojen raudoitus.....	26
4.5	Pilarit.....	27
4.5.1	Pilareiden mitoitus.....	28
4.5.2	Pilareiden raudoitus.....	28
4.6	Seinät.....	29
4.6.1	Seinien mitoitus.....	29
4.6.2	Seinien raudoitus.....	29
4.7	Perustukset.....	30

4.7.1	Perustuksien mitoitus.....	31
5	Työn tulokset	32
5.1	Perehdytysmateriaali	32
5.2	Analysointi	33
6	Yhteenveto ja pohdinta	35
	Lähteet	36

1 Johdanto

Opinnäytetyön tärkeimpänä tavoitteena on koota paikallavalurakenteiden suunnittelussa tarvittava materiaali yhteen tiiviiseen rakenneosakohtaiseen ohjekorttiin. Työn on tarkoitus palvella etenkin aloittelevia suunnittelijoita, mutta soveltuu myös käytettäväksi kokeneemille suunnittelijoille. Työ toteutetaan tilaaja yrityksen antamien reunaehtojen mukaisesti ja tavoitteena on tehdä tilaajan käyttöön toimiva suunnittelua helpottava työkalu.

Työn tarve tuli ilmi koska tilaajayrityksellä on käytössä paljon erilaisia ohjeita, laskentapohjia ja muuta ohjemateriaalia liittyen paikallavalurakenteiden suunnitteluun. Tarkoituksena on luoda suunnittelijalle tiivis ohjepaketti paikallavalurakenteiden suunnitteluun ja näin helpottaa työtä ja mahdollistaa tehokkaamman ajankäytön. Pehdytysmateriaalin sisältö on koottu yrityksen sisäisestä tietokannasta ja näin ollen se jää yrityksen omaan käyttöön, eikä sitä julkaista tässä yhteydessä.

Opinnäytetyön teoriaosuudessa perehdytään betonin materiaaliominaisuuksiin, niiden määrittelyyn sekä huomiointiin suunnittelun yhteydessä. Teoriaosuuteen sisältyy suunnitteluperusteiden määrittely ja kuinka niillä voidaan vaikuttaa suunnittelussa käytettäviin arvoihin. Työssä esitellään myös yleisimmät paikallavalurakenteet, niiden erityispiirteet, suunnittelussa huomioitavat asiat sekä raudoitussäännöt.

Työn tilaajana toimii Sweco Rakennetekniikka Oy, joka on Sweco Finlandin suurin toimiala. Sweco on rakennesuunnittelun markkinajohtaja Suomessa ja se pystyy tarjoamaan palveluita kaikille rakennesuunnittelun osa-alueille, kohdetyypeille ja materiaaleille. Sweco on rakennetun ympäristön ja teollisuuden asiantuntija, joka työllistää 18 000 asiantuntijaa useassa Euroopan maassa, joista 2800 työskentelee Suomessa. Sweco on Euroopan johtava suunnittelun ja konsultoinnin asiantuntijayritys, liikevaihdon ollessa noin 2 mrd €. (Sweco 2022.)

2 Betonin ominaisuudet

2.1 Puristus- ja vetolujuus

Kovettuneella betonilla on lukuisia ominaisuuksia, joista tärkein on hyvä puristuslujuus. Muita betonin ominaisuuksia ovat vetolujuus, taivutusvetolujuus, kimmokerroin ja säilyvyys. Nämä ominaisuudet ovat verrannollisia puristuslujuuteen. Betonin puristuslujuuden perusteella betoni luokitellaan lujuusluokkiin, jotka ilmoitetaan Eurokoodin mukaan kirjaimella C ja numeroyhdistelmällä lieriölujuus/kuutiolujuus ($f_{ck}/f_{ck,cube}$). Puristuslujuuden yleinen arvosteluikä on 28 vuorokautta, ja jos tästä poiketaan, tulee siitä ilmoittaa rakennesuunnitelmissa. Rakenteessa toimivan puristuslujuuden määrittäminen ei ole yksinkertaista, koska siihen vaikuttaa kuormitusalueen mitat, muoto ja toteutuksen laatu. Tämä otetaan huomioon käyttämällä rakenteiden mitoituksessa betonin puristuslujuuden arvona lieriölujuuden ominaisarvoa. Puristuslujuuden mitoitusarvo (f_{cd}) lasketaan kaavan 1 mukaisesti. Puristuslujuuden arvoa korjataan kertoimella α_{cc} , joka ottaa huomioon betonin pitkäaikaislujuuden sekä poikkeittaisen halkeilun, Suomessa sen arvoksi on määritetty 0,85. (Suomen Betoniyhdistys ry 2018, 85–88.)

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

Betonirakenteiden suunnittelussa ei huomioida lähes koskaan betonin vetolujuuskestävyyttä, koska vetojännitykset otetaan vastaan teräksillä. Vetolujuuden arvoa merkitään kirjain yhdistelmällä f_{ctm} , jonka laskentaan tarvittava kaava on esitetty taulukossa 1. Poikkeuksena vetolujuutta voidaan välillisesti käyttää hyväksi leikkaus- ja ankkurointimitoituksessa. Mitoituksessa käytetään ns. suoraa vetolujuutta, jonka suuruus on vain noin 5–8 % puristuslujuudesta. Vetolujuuden mitoitusarvo määritellään käyttämällä 5 % fraktiilia. Millä huomioidaan betonin osuus, jonka vetolujuus on alle suunnitteluarvon. Vetolujuuden ylittyminen rakenteessa voidaan havaita halkeiluna, ja se voi aiheutua niin ulkoisista kuin sisäisistä rasituksista. Suunnittelijan tulee hallita halkeamien muodostuminen, ettei se vaikuta rakenteen kestävyteen heikentävästi. (Suomen Betoniyhdistys ry d.)

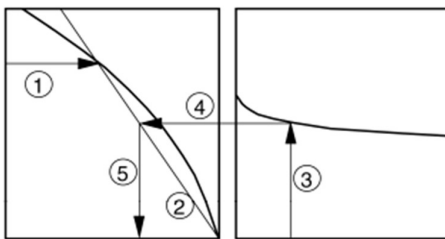
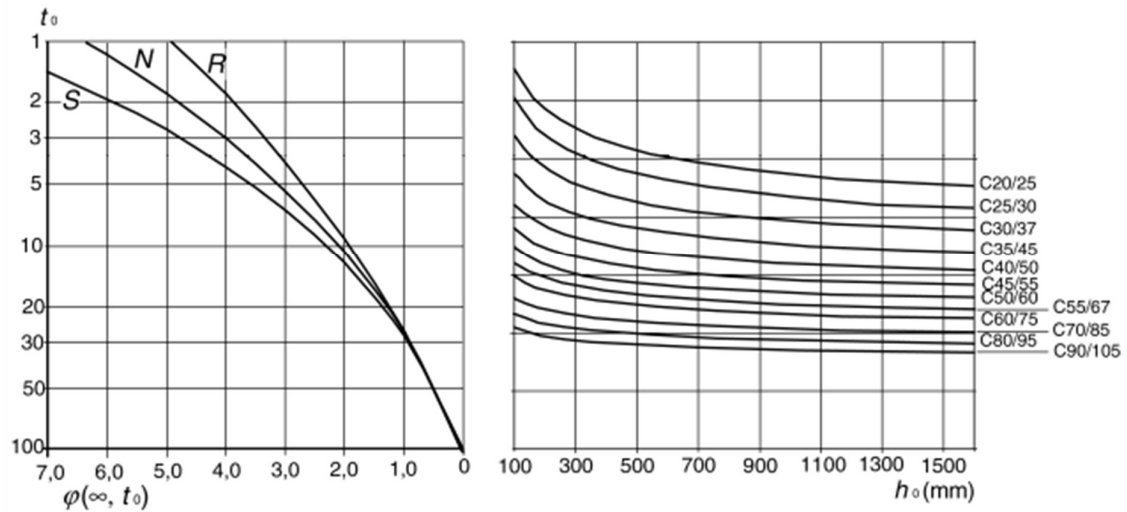
Betonin lujuusluokka														Analyttinen yhteys/viittaus	
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck, cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk, 0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ 5 % fraktiili
$f_{ctk, 0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ 95 % fraktiili
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm}/10)^{0,3}]$ (f_{cm} MPa)
ϵ_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	ks. kuvaa 3.2 $\epsilon_{c1} (\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ϵ_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	ks. kuvaa 3.2 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu1} (\text{‰}) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ϵ_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	ks. kuvaa 3.3 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c2} (\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
ϵ_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ks. kuvaa 3.3 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu2} (\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ϵ_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c3} (\text{‰}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ϵ_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu3} (\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

Taulukko 1 Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet (SFS-EN 1992-1-1, 30)

Taulukossa on esitetty betonin yleisimmät lujuusominaisuuksien arvot sekä laskentakaavat niiden määrittelyyn. Suunnittelussa tarvittavat lujuus- ja muodonmuutosarvot on helppo määrittää taulukosta betonin lieriölujuuden ominaisarvon perusteella. Kimmokertoimen E_{cm} määrittäminen lyhytaikaiselle kuormitukselle on myös esitetty taulukossa, jonka laskennassa käytetään betonin puristuslujuuden keskiarvoa f_{cm} .

2.2 Viruma ja sen vaikutus

Viruma kuormitetussa betonirakenteessa voidaan havaita ajan kuluessa muodonmuutoksena eli taipumana. Viruman suuruuteen vaikuttaa betonin ikä kuormitushetkellä, lujuusluokka, ympäristön kosteus, rakenteen mitat, kuormituksen kesto ja jännitystaso. Rakennesuunnittelijan tulee huomioida viruman vaikutus etenkin käyttörajatilamitoituksessa. Viruman aiheuttama muodonmuutos otetaan huomioon virumaluvun ($\varphi(\infty, t_0)$) avulla. Luku voidaan määrittää Eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 esitetyn nomogrammin mukaan, jos betonin puristusjännityksen pitkäaikaisarvo on kuormitusiässä (t_0) enintään $0,45f_{ck}$. Nomogrammit virumaluvun määrittämiseen on esitetty Eurokoodissa erikseen sisä- ja ulkotiloille, kuvassa 1 sisätilojen nomogrammi ja ohjeistus sen käyttöön. (Suomen Betoniyhdistys ry 2018, 95–96.)



HUOM.

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

Kuva 1 Virumaluvun määrittäminen, sisätilat RH = 50 % (SFS-EN 1992-1-1, 32)

missä,

$\varphi(\infty, t_0)$ = virumaluvun loppuarvo

h_0 = poikkileikkauksen muunnettu paksuus

t_0 = betonin ikä vuorokausina kuormituksen alkaessa

S, N ja R = betonissa käytetty sementtilaatu (Slow, Normal ja Rapid)

Nomogrammista saadun virumaluvun loppuarvon avulla voidaan betonille määrittää uusi tehollinen kimmokerroin. Viruman vaikutus muodonmuutokseen huomioidaan likimääräisesti korvaamalla sekanttikimmomoduuli (E_{cm}) tehollisella kimmokertoimella ($E_{c,eff}$) kaavan 2 mukaisesti. (Betoniteollisuus 2010.)

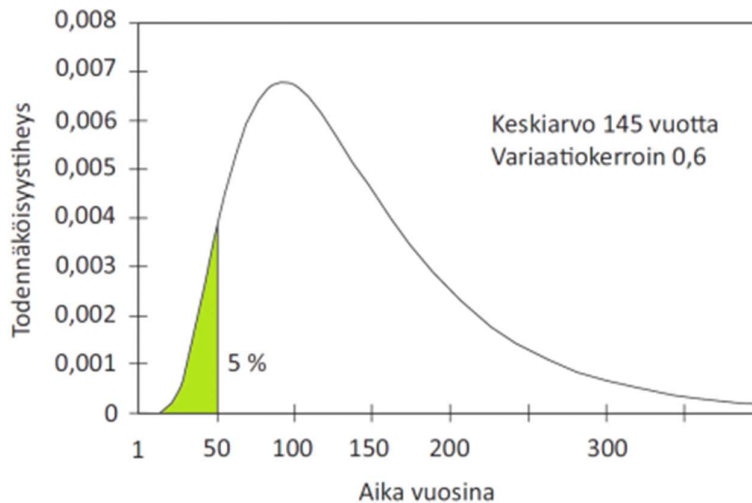
$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (2)$$

2.3 Kuivumiskutistuma

Betonin ominaisuuksiin kuuluu sen tilavuuden muuttuminen kosteuspitoisuuden mukaan, kutistuu kuivuessaan ja laajenee kostuessaan. Yleensä tämä ilmiö on palautuva, pois lukien ensimmäinen kuivumisen aiheuttama kutistuma. Päätekijä betonin kutistumisen aiheuttajana on betonimassan veden ja sementtiliiman määrä, mitä enemmän näitä on sitä suurempi kutistuma. Kosteus pyrkii poistumaan rakenteesta ensimmäisenä pintakerroksista, mikä aiheuttaa epätasaisia jännityksiä rakenteeseen. Kosteuden poistumiseen vaikuttaa rakenteen muoto, mitat sekä vallitsevat olosuhteet. Maanvaraisissa laatoissa rakenteen kuivuminen voi tapahtua vain yhdeltä sivulta mikä aiheuttaa rakenteen yläpintaan suurempia kutistumia. Tämä saattaa aiheuttaa laatan reunojen käristymistä ja nurkkien nousua, jonka seurauksena, kun laattaa kuormitetaan saattaa se johtaa halkeiluun. (Suomen Betoniyhdistys ry 2018, 96–97.)

2.4 Betonin säilyvyys

Tilaaaja asettaa rakennukselle tavoitekäyttöiän muun muassa rakennuksen käyttötarkoituksen perusteella. Rakennesuunnittelija määrittää tämän tavoitekäyttöiän perusteella rakennukselle tai sen osalle suunnittelukäyttöiän. Eri rakenneosille lähtökohtaisesti määritetään omat suunnittelukäyttöiät niiden huollettavuuden ja tärkeyden kannalta. Suunnittelukäyttöikä tarkoittaa aikaa, jonka betoniosan ominaisuudet säilyvät vaaditulla tasolla valitulla todennäköisyydellä, edellyttäen asianmukaista ylläpitoa. Normaalisti suunnittelukäyttöikä arvioidaan 95 % varmuustasolla käyttäen log-normaalijakaumaa, tämä käytännössä tarkoittaa, että 5 % rakenteesta voi vaurioitua ennen sille määritettyä käyttöikää, ja loput rakenteesta kestää huomattavasti yli suunnitellun käyttöiän. Kuvassa 2 on havainnollistettu suunnittelukäyttöiän ollessa 50 vuotta, kuinka rakenteen käyttöikä jakaantuu. Käyttöikäsuunnittelussa otetaan huomioon betoniin kohdistuvia fysikaalisia ja kemiallisia rasituksia, joita ovat esimerkiksi karbonatisoituminen, pakkasrapautuminen ja erilaisten kloridirasitusten aiheuttamat betoniterästen korroosio. Näitä rasituksia kuvataan rakenteelle määritettävillä rasitusluokilla ja ne kuvaavat millaiseen ympäristöolosuhteisiin rakenne joutuu. Muita säilyvyyden kannalta tärkeitä vaiheita on määrittää sallittu halkeamaleveys ja raudoitteiden betoni-
peitepaksuus. (Suomen Betoniyhdistys ry 2018, 136; Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 15.)



Kuva 2 Käyttöiän jakautuminen 50 vuoden suunnittelukäyttöiällä (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 15)

Kuvasta 2 voidaan havaita, että 50 vuoden suunnittelukäyttöiällä puolet rakenteesta kestää 145 vuotta ja pitkäikäisimmät kohdat voivat säilyä jopa 300 vuotta. Suunnittelukäyttöiän ylityksessä voidaan rakenteen käyttöikää jatkaa paikallisilla korjaustoimenpiteillä. Valitsemalla rakenteelle pidempi käyttöikä voidaan vaurioherkkyyttä pienentää huomattavasti. Ympäristöolosuhteiden ja betonin ominaisuuksien vaihdellessa syntyy käyttöikälaskelmiin runsaasti hajontaa. Suositeltavaa on siis käyttää 50 ja 100 vuoden käyttöikää, poikkeus tapauksissa voidaan käyttöiksi määrittää jopa 200 vuotta. (Punkki 2017.)

2.5 Rasitusluokat

Rasitusluokkien perusteella asetetaan vaatimukset betonin vähimmäislujuudelle, laatutekijöille, betonipeitteen paksuudelle sekä sallitulle halkeamaleveydelle. Standardissa SFS-EN 206 on esitetty tarkemmat vaatimukset betonin ominaisuuksille eri rasitusluokissa. Standardissa on asetettu raja-arvot betonimassan vesi-sementtisuhteelle, vähimmäissementtimäärälle sekä ilmamäärälle. Rasitusluokkien määrittäminen on rakennesuunnittelijan tehtävä ja rakenne voi kuulua yhtä aikaa useampaan rasitusluokkaan. Rasitusluokat määritellään kuuteen eri ryhmään, jotka ovat:

- X0 Ei korroosion tai syöpymisen riskiä
- XC Karbonatisoitumisen aiheuttama korroosio
- XD Muun kuin meriveden kloridien aiheuttama korroosio
- XS Meriveden kloridien aiheuttama korroosio
- XF Jäätymis-sulamisrasitus jäänsulatusaineilla tai ilman
- XA Kemiallinen rasitus. (Nykyri 2015a, 63–66.)

2.6 Betoniteräkset

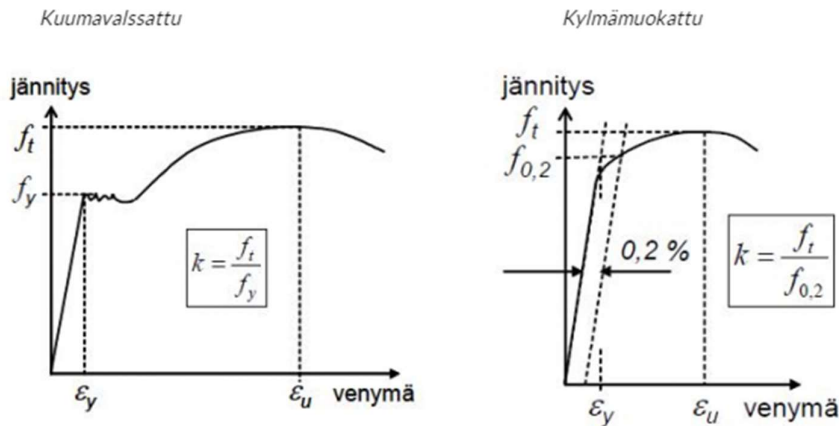
Betoniteräksellä tarkoitetaan betonin raudoitteena käytettäviä terästankoja, joiden pintaan on valssattu tartuntaa lisääviä harjoja. Betoniteräkset valmistetaan kuumavalssaamalla tai kylmämuokkaamalla hiiliteräksestä, ruostumattomasta austeniittisestä teräksestä tai ruostumattomasta austeniittis-ferriittisestä teräksestä. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 52.)

Kuumavalssattujen tangot valmistetaan pääosin nykyään vesikarkaisumenetelmällä, jolloin niille saadaan hyvät hitsattavuus- ja sitkeysominaisuudet. Kuumavalssattuja tankoja on saatavilla paksuuksissa 6–40 mm ja yleisimpinä pituuksina ovat varastopituudet 6 m ja 12 m, sekä raudoitetehtaalla käytettävä 18 metrin pituus. Kuumavalssattuja tankoja käytetään suorina- sekä taivutettuina raudoitteina ja ne soveltuvat myös hyvin hitsattavaksi. Raudoiteverkkojen valmistukseen, jotka valmistetaan vastuspistehitsaamalla ne eivät sovellu eristävän valssihilsekerroksen takia. (Nykyri 2015a, 50.)

Kylmämuokatut harjatangot valmistetaan pehmeästä valssilangasta kylmävalssaamalla, jolloin tangon lujuus kasvaa ja venymäkyky pienenee. Kylmämuovattuja tankoja valmistetaan paksuuksissa 5–12 mm ja parhaiten se sopivat hitsattujen raudoiteverkkojen valmistukseen. Kylmämuovattuja tankoja käytetään myös kuumavalssattujen tapaan suorina irtoraudoitteina. (Nykyri 2015a, 50.)

Betoniterästen toiminta raudoitteena perustuu niiden mekaanisiin ominaisuuksiin ja pinta-geometriaan liittyviin tartuntaominaisuuksiin. Suurin osa mekaanisista ominaisuuksista liittyvät jännitysvenymäriippuvuuteen, jonka perusteella kylmämuovatut ja kuumavalssatut teräkset voidaan tunnistaa. (Nykyri 2015a, 50.)

Jännitysvenymäriippuvuus kuvaa teräksen muodonmuutoksen jännityksen suhdetta. Kuten kuvasta 3 voi havaita kylmämuokatulta teräkseltä puuttuu näkyvä myötöraja (f_y) ja jännitysvenymäriippuvuus kaareutuu sujuvasti myötölujittuvalle alueelle. Kylmämuovatus teräksen myötölujuus voidaan määrittää 0,2 % pysyvää venymää vastaavaan jännityksen arvoon. Myötölujuuden ominaisarvolla määritellään betoniteräksen lujuusluokka, joita ovat 400, 500, 600 ja 700 N/mm². (Suomen Betoniyhdistys ry a.)

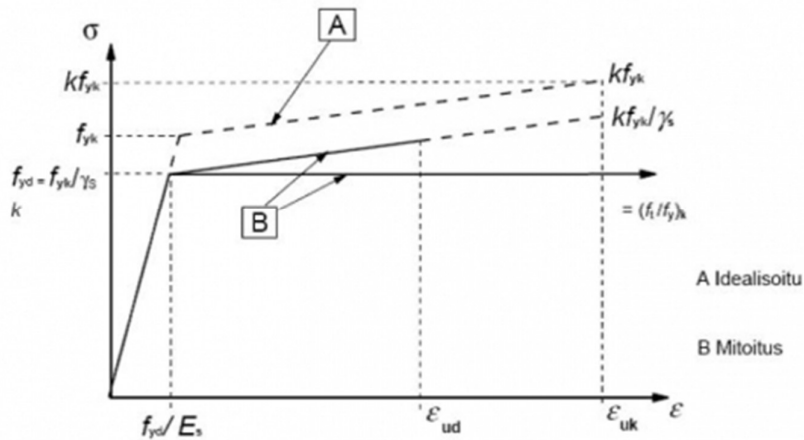


Kuva 3. Kylmämuokattun ja kuumavalssatun teräksen jännitysvenymäriippuvuus (Suomen Betoniyhdistys ry a)

Betoniteräokset jaetaan sitkeysluokkiin A, B ja C, joista luokka C on sitkein ja luokan A teräs on vähiten sitkeä. Teräsbetonirakenteen sitkeyden kannalta teräksen keskeinen ominaisuus on teräksen murto- ja myötylujuuden välinen suhde (k) sekä kokonaisvenymän arvo (ϵ_u). (Suomen Betoniyhdistys ry a.)

Betoniteräksen kimmokertoimen (E_s) käytetään arvoa $200\,000\text{ N/mm}^2$, joka on 5 % alhaisempi verrattuna teräsmateriaalin kimmokertoimeen. Tällä vähennyksellä huomioidaan poikkileikkauksen poikkeavuus, jossa osa tangon painosta on poikittaisissa harjoissa ja poikkileikkauksen halkaisija harjojen välissä on alle nimellimitan. (Suomen Betoniyhdistys ry a.)

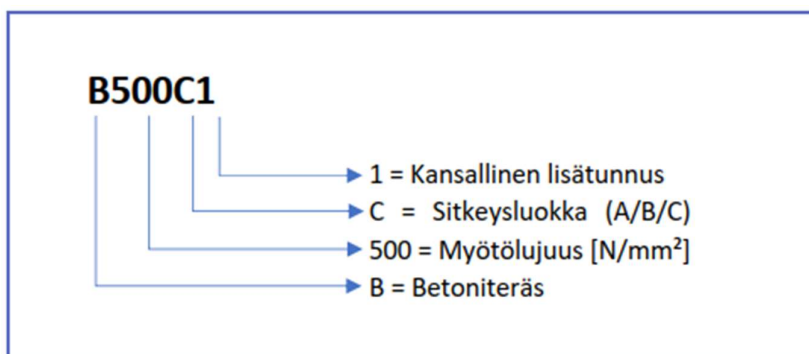
Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 mukaan mitoituksessa voidaan käyttää myöden jälkeen joko kasvavaa tai vaakasuoraa jännitysvenymäriippuvuutta, joka on havainnollistettu kuvassa 4. Tavanomaisissa mitoituksessa kasvavan riippuvuuden käyttö on hankalaa, ja siitä saatavat hyödyt ovat vähäiset. Yleisesti on suositeltavaa käyttää vaakasuoraa riippuvuutta.



Kuva 4 Idealisoitu jännitysvenymäkuvaaja (Suomen Betoniyhdistys ry a)

Pintaominaisuudet vaikuttavat oleellisesti betonin ja betoniteräksen yhteistoimintaan, tärkeimmät tartuntalujuuteen vaikuttavat ominaisuudet liittyvät harjojen pinta-alaan ja muotoon. Standardissa SFS 1300 on määritelty vaatimukset betoniterästen pinnan muodolle, jossa tietyllä nimellishalkaisijalla tulee olla tietty suhteellinen harjapinta-ala, harjakorkeus, harjaväli ja kaltevuuskulma. Muita betoniteräksille asetettuja vaatimuksia ovat taivutettavuus, hitsattavuus, väsymislujuus ja lujuus korkeissa lämpötiloissa. (Suomen Betoniyhdistys ry a.)

Betoniteräkset nimetään eurooppalaisen merkintätavan mukaan, jossa ensimmäisenä tunnuksena alkukirjaimena on B. Seuraava luku kertoo myötölujuuden nimellisarvon, tämän jälkeen tulevat tarkemmin yksilöivät merkinnät. Kirjain merkitsee teräksen sitkeysominaisuuksia ja sen perässä olevalla numerolla voidaan ilmaista, jos tuote poikkeaa luokan perustuotteesta. Kuvassa 5 esimerkki terästen merkintätavasta standardin EN 10080 mukaan. (Suomen Betoniyhdistys ry 2018, 274.)



Kuva 5 Betoniteräksen nimeäminen

3 Suunnitteluperusteet

3.1 Vaativuusluokat

Rakennushankkeen suunnitteluun tarvitaan suurempi suunnittelijaryhmä, jossa on oltava edustettuna eri alojen riittävä asiantuntemus. Kaikilla suunnittelijaryhmien osapuolilla on oltava riittävä pätevyys hankkeen tehtäviin. Rakennesuunnittelutehtävät jaetaan maankäyttö- ja rakennuslain (MRL 120 §) mukaisesti vaativuusluokkiin, joita ovat vähäinen suunnittelu-tehtävä, tavanomainen suunnittelutehtävä, vaativa suunnittelutehtävä sekä poikkeukselli-sen vaativa suunnittelutehtävä. Suunnittelutehtävän vaativuuteen vaikuttavat asiat on ku-vattu ympäristöministeriön ohjeessa YM1/601/2015. Suunnittelijan pätevyys määräytyy koulutuksen ja kokemuksen perusteella. Suunnittelijoiden kelpoisuusvaatimukset löytyvät myös ympäristöministeriön ohjeesta YM2/601/2015. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 10.)

3.2 Rajatilat

Rakenteiden mitoittaminen pohjautuu rajatilojen tarkasteluun, joita ovat käyttörajatila sekä murtorajatila. Näillä voidaan osoittaa, että rakenteella on riittävä varmuus murtumista vas-taan ja normaalissa käytössä aiheutuvista muodonmuutoksista ja halkeilusta ei ole haittaa. Rakenteen vaatimukset tulee osoittaa molemmissa tilanteissa erikseen, poikkeustilan-teessa voidaan tarkastelu rajata vain toiseen rajatilaan. Tällä tavalla voidaan menetellä esi-merkiksi lyhyiden palkkien käyttörajatilatarkastelussa, jossa taipumamitoitus voidaan ”unohtaa”. (Nykryri 2015a, 20–21.)

Käyttörajatilalla tarkoitetaan tilannetta jossa, rakenteen tai rakenteenosan toiminta häiriin-tyy. Tilanteesta ei ole haittaa rakenteen välittömälle turvallisuudelle, tilanne lähinnä haittaa käyttäjämukavuutta, rakenteen ulkonäköä tai säilyvyyttä. Käyttörajatilanteissa tarkastellaan rakenteen siirtymiä, värähtelyä, ulkonäköä, säilyvyyttä tai toimivuutta vaurioittavia ilmiöitä. Yleisimpiä betonirakenteiden käyttörajatilatarkasteluja ovat palkkien ja laattojen halkea-maleveys- ja taipumarajatila. (Nykryri 2015a, 20.)

Murtorajatilalla tarkoitetaan tilannetta, jossa rakenteen sortuminen tai siihen johtava tila ai-heuttaa vaaraa ihmisten tai omaisuuden turvallisuudelle. Murtorajatilassa tarkastellaan ra-kenteen tasapainon menetystä, kun se oletetaan jäykäksi kappaleeksi, rakenteen vaurioi-tuminen väsymisen seurauksena, materiaalin murtuminen tai stabiiliuden menettäminen. Yleisimpiä betonirakenteiden murtorajatila tarkasteluita ovat palkkien ja laattojen taivutus- ja leikkausmurto sekä pilarien nurjahdusmurto. (Nykryri 2015a, 20.)

3.3 Osavarmuusmenetelmä

Osavarmuuslukumenetelmää käyttäessä tulee osoittaa, ettei mitään rajatilaa ylitetä missään kyseen tulevassa tilanteessa, kun mitoituksessa käytetään kuormien- ja materiaalien mitoitusarvoja (RIL 201-2011, 34).

Mitoitusarvot saadaan, kun materiaalin lujuutta pienennetään jakamalla ominaislujuus materiaaliosavarmuusluvulla sekä kasvattamalla kuormituksia kuormaosavarmuusluvulla. Tällä tavalla rakenteelle saadaan luotettavuutta, etteivät rajatilat pääse ylittymään. Murto-rajatilassa käytetään suurempia osavarmuuslukuja kuin käyttörajatilassa. (Nykyri 2015a, 21.)

3.4 Seuraamusluokat

Suomessa rakenteiden mitoituksessa käytetään seuraamusluokka kertoimia, jotka määrittävät rakenteen vaurion tai vian seuraamusten perusteella. Seuraamusluokkien CC3, CC2 JA CC1 perusteella valitaan luotettavuusluokka RC, joka vaikuttaa kuormakertoimen K_{FI} suuruuteen. Taulukoissa 2 ja 3 on esitetty vaatimukset seuraamusluokkien valintaan ja kuormakertoimen suuruuteen. Rakenteisiin kohdistuvat kuormat kerrotaan kuormakertomella yhdistelysääntöjen mukaan. (SFS-EN 1990, Liite B)

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

Taulukko 2 Seuraamusluokan valinta (SFS-EN 1990, 136)

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

Taulukko 3 Kuormakertoimen K_{FI} valinta (SFS-EN 1990, 138)

Pääsääntöisesti rakennesuunnittelija määrittää kohteelle seuraamusluokan, mutta myös viranomainen voi lupapäätöksessä asettaa rakennukselle tai sen osalle tietyn seuraamusluokan. (Suomen Betoniyhdistys ry 2018, 211.)

3.5 Toteutusluokat

Työmaalla valettaville betonirakenteille asetetaan niiden toteuttamisen vaativuuden perusteella toteutusluokat. Toteutusluokkia on kolme kappaletta, joista luokka 3 on vaativin ja luokka 1 vähiten vaativa. Rakennesuunnittelija määrittää toteutusluokan standardin SFS-EN 13670, seuraamusluokkien sekä rakenteen käyttöön ja toteutukseen liittyvien riskitekijöiden perusteella. Toteutusluokalla voidaan tarkoittaa joko rakenteen osaa, koko rakennetta tai toteutuksessa käytettyjä materiaaleja tai menetelmiä. Toteutusluokka määrittää työmaan laadunvalvonnan tason ja luokka tulee ilmoittaa toteutusasiakirjoissa. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 8.)

3.6 Toleranssiluokat

Rakennesuunnittelijan tehtävänä on määrittää rakenteellinen toleranssiluokka, sen tarkoituksena on huomioida rakenteen kestävyysliittyvät mittapoikkeamat. Rakenteellisten toleranssien luokkia on kaksi, joista luokka 1 vastaa normaalitoleransseja ja luokka 2 vastaa erityistoleransseja. Suunnittelija voi myös poikkeustapauksissa vaatia tiukempia toleransseja, mikäli siihen on tarve. (Suomen Betoniyhdistys ry b.)

Normaalitoleranssia vastaava luokka 1 saavutetaan normaalilla tarkastuksen ja työsuorituksen tasolla. Tämän luokan mittapoikkeamat täyttävät standardin SFS-EN 1992 suunniteluolettamukset ja vaaditun varmuustason sekä liittyvät standardin mukaisiin murtorajatilan osavarmuuslukuihin. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 9.)

Toleranssiluokka 2 on tarkoitettu käytettäväksi standardin SFS-EN 1992-1-1 esitettyjen pienennettyjen materiaaliosavarmuuslukujen kanssa. Pienennettyjä osavarmuuslukuja voidaan käyttää silloin, kun betonirakenteen toteutusluokka on 3 ja toleranssiluokaksi on määritetty luokka 2. Toleranssiluokan ollessa 2 edellytetään työmaalta tarkempaa laadunvalvontaa järjestelmää mittapoikkeamien kannalta sekä tarkempaa dokumentaatiota eli käytännössä toteutusluokkaa 3. Taulukossa 4 on esitetty toleranssi- ja toteutusluokkien vaikutus materiaalien osavarmuuslukuihin. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 9.)

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

Materiaaliosavarmuusluvut		
Perusarvot		
Betoni γ_c		1,5
Raudoitus γ_s		1,15
Pienennetyt arvot		
Betoni γ_c		1,35
Raudoitus γ_s		1,1

Taulukko 4 Toteutus- ja toleranssiluokan valinta

Taulukosta voidaan myös havaita seuraamusluokkien vaikutus toteutusluokkiin, seuraamusluokan CC2 rakenteet kuuluvat vähintään toteutusluokkaan 2 ja CC3 rakenteet kuuluvat toteutusluokkaan 3. Toteutusluokat antavat myös käytettäville betonin lujuusluokille vaatimuksia. Toteutusluokassa 1 saa käyttää korkeintaan lujuusluokan C20/25 betonia ja lujuusluokan ylittäessä C50/60 siirtyy rakenne toteutusluokkaan 3. Pienennetyillä osavarmuusluvuilla voidaan saavuttaa rakenteelle pienemmät raudoitusmäärät, mutta paikallavurakenteissa todella harvoissa tilanteissa voidaan käyttää pienennettyjä osavarmuusluokkia.

3.7 Kuormitukset

Rakenteisiin kohdistuvat kuormat jaetaan pysyviin kuormiin (G), muuttuviin kuormiin (Q) sekä onnettomuuskuormiin (A). Kuormitukset myös luokitellaan niiden liikkuvuuden, välittömyyden, dynaamisuuden tai staattisuuden mukaan. Näitä kuormituksia yhdistetään kuormitusyhdistelyiden mukaan, joita on määritelty käyttö- ja murtorajatiloiille useampi, näistä on valittava mitoituskohteisesti määräävin tilanne.

Murtorajatilassa kuormituksia kasvatetaan K_{FI} kertoimella sekä lisäkertoimilla 1,15 ja 1,5. Jos rakenteeseen kohdistuu samaan aikaan useampaa muuttuvaa kuormitusta, voidaan käyttää kuormia pienentäviä yhdistelykertoimia (ψ). Murtorajatilan kuormitusyhdistelmissä tutkitaan rakenteen tai rakennuksen staattista tasapainoa, kestävyyttä, geoteknistä kantavuutta sekä onnettomuustilannetta. Näihin liittyvät kuormitusyhdistelyt on tarkemmin esitetty Eurokoodissa SFS-EN 1990. (SFS-EN 1990.)

Käyttöraajatilojen kuormitusyhdistelyissä ei kuormituksia kasvateta K_{FI} tai lisäkertoimilla. Käyttöraajatilan kuormitusyhdistelyt ovat ominais-, tavallinen- sekä pitkäaikaisyhdistelmä. Tavallisessa yhdistelmässä ja pitkäaikaisyhdistelmässä muuttuvat kuormitukset pienennetään yhdistelykertoimella (ψ). (SFS-EN 1990.)

3.7.1 Pysyvät kuormat

Pysyvät kuormat koostuvat yleensä rakenteiden omasta painosta, rakenteen omapaino on pysyvää ja kiinteää kuormaa ja se voidaan määrittellä rakenteen mittojen ja tiheyden perusteella. Esimerkiksi siirrettävät väliseinät voivat olla liikkuvaa omapainoa, kuormitus on tässä tapauksessa käsiteltävä lisähyötykuormana. Muita pysyvän kuorman lähteitä ovat veden ja maan paino sekä mahdollinen esijännitysvoima. Pysyvinä kuormina on huomioitava myös rakennuksen valmistumisen jälkeen asennettavat rakennusosat. (RIL 201-1-2011, 59–60.)

3.7.2 Muuttuvat kuormat

Muuttuvat kuormat koostuvat hyöty-, lumi-, tuuli- sekä lämpötilakuormista. Hyötykuormat ovat muuttuvia sekä liikkuvia kuormia ja se aiheutuu normaalista henkilökäytöstä, irtaimistosta, siirrettävistä kohteista ja ajoneuvoista (RIL 201-1-2011, 64).

Hyötykuormien arvot mallinnetaan käyttämällä tasan jakautuneita-, viiva- ja pistekuormia sekä näiden yhdistelmiä. Hyötykuormat määrittellään jakamalla alat käyttötarkoituksen mukaisesti luokkiin A-D, jotka on esitetty taulukossa 5. Näiden luokkien mukaan määritetään rakenteelle hyötykuorman arvot piste- ja neliökuormana, nämä arvot esitetty taulukossa 6. Varasto-, tuotanto- sekä muille erikoisemmille tiloille on kuormien määrittely esitetty Eurokoodissa SFS-EN 1991-1-1.

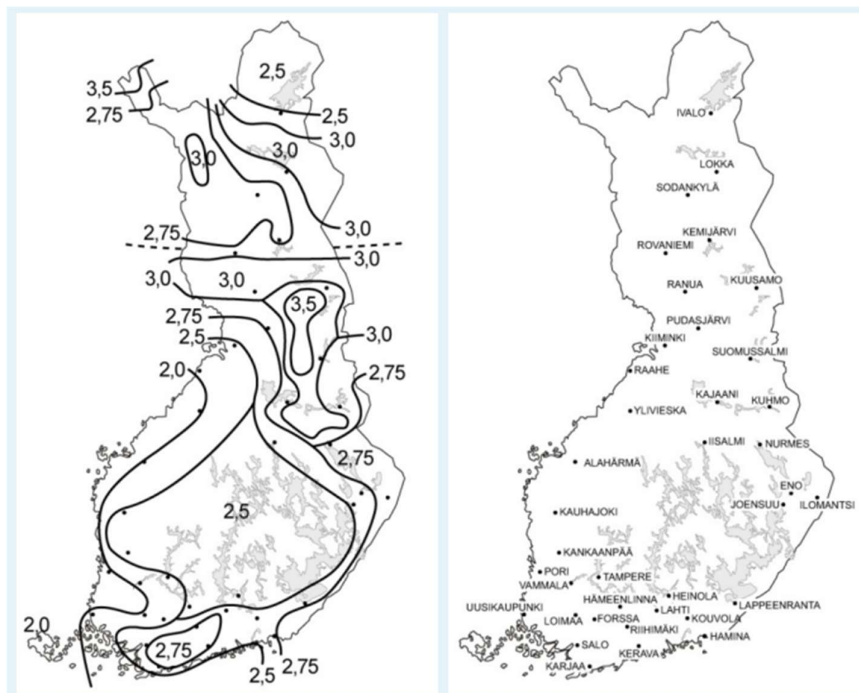
Luokka	Käyttötarkoitus	Esimerkki
A	Asuin- ja majoitustilat	Asuinrakennusten huoneet, sairaaloiden potilas- ja toimenpidehuoneet, hotellien ja retkeilymajojen makuuhuoneet, keittiöt ja WC:t.
B	Toimistotilat	
C	Tilat, joihin ihmiset voivat kokoontua (poikkeuksena luokkiin A, B, ja D kuuluvat tilat) ¹⁾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

Taulukko 5 Käyttötarkoitus luokitus (SFS-EN 1990-1-1, 30)

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

Taulukko 6 Hyötykuormien arvot (SFS-EN 1990-1-1, 30)

Lumikuorma käsitetään muuttuvana ja kiinteänä kuormana. Lumikuorman ominaisarvo määritellään maanpinnan lumikuormien perusteella, ja se muutetaan muoto-, tuulensuoja- ja lämpökertoimen avulla katon lumikuormaksi. Muotokertoimella huomioidaan katon muoto ja mahdollinen lumen kinostuminen. Lumikuormien maanpinna ominaisarvot (S_k) on esitetty paikkakuntaakohtaisesti Eurokoodin SFS-EN 1991-1-3 Suomen kansallisessa liitteessä, kuva 6. (SFS-EN 1991-1-3.)



Kuva 6 Lumikuormien maanpinnan ominaisarvot S_k (Ympäristöministeriö 2019a, 15)

Katon lumikuormituksenä käytettävä arvo (s) määritellään kaavan 3, missä μ_i on muotokerroin, S_k maanpinnan lumikuorman ominaisarvo, C_e tuulensuojakerroin ja C_t lämpökerroin. Normaleissa tilanteissa tuulensuoja- sekä lämpökertoimet ovat arvoltaan 1,0, jolloin kaava supistuu yksinkertaisempaan muotoon, jolloin vaikuttavaksi kertoimeksi ainoastaan muotokerroin.

$$s = \mu_i C_e C_t S_k \quad (3)$$

Tuulikuormat luokitellaan muuttuviksi kiinteiksi kuormiksi, ja ne esitetään yksinkertaistettuna paineiden tai voimien joukkona. Tuulikuorman määrittäminen Eurokoodin mukaan on erittäin työläs prosessi. Kuorman määrittäminen perustuu valitsemalla rakennuksen sijainnin mukaan maastoluokka. Tuulen nopeuspaineen ominaisarvo voidaan määrittää yksinkertaistetusta kuvaajasta rakennuksen korkeuden ja maastoluokan perusteella. Rakenteeseen tai rakennosaan vaikuttava tuulikuorma voidaan määrittää voimakertoimien avulla tai pintapaineiden ja painekertoimien avulla. Nämä tarkemmat menetelmät on esitetty Eurokoodissa SFS-EN 1991-1-4. (RIL 201-1-2011, 135.)

4 Paikallavalurakenteet ja niiden suunnittelu

4.1 Betonipeite

Betonipeitteenpaksuudella tarkoitetaan raudoitusta suojaavan betoni kerroksen paksuutta. Riittävän paksulla betonipeite kerroksella saadaan raudoitukselle riittävä tartunta, suoja korroosiota vastaan sekä rakenteelle riittävä palonkestävyys. Rakenteen suunnittelussa käytetään betonipeitteen nimellisarvoa (c_{nom}). Kun betonipeitteen vähimmäisarvo (c_{min}) ja suunnittelussa huomioitava mittapoikkeama (Δc_{dev}) lasketaan yhteen, saadaan betonipeitteen nimellisarvo (c_{nom}), kaava 4. Mittapoikkeama määritetään toleranssiluokkien mukaan, normaalissa toleranssiluokassa 1, käytetään mittapoikkeaman arvona 10 mm. Tiukemmassa toleranssiluokassa 2 voidaan käyttää mittapoikkeaman arvona 5 mm. Tarvittaessa voidaan käyttää suurempia mittapoikkeamia esimerkiksi maata vasten valettaessa. (Suomen Betoniyhdistys ry)

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (4)$$

Vähimmäisarvo (c_{min}) määritellään tartunnan, säilyvyyden sekä palonkestävyyden kannalta. Varmistaakseen riittävän tartunnan teräksille on betonipeitteenpaksuus oltava vähintään yhtä suuri kuin ankkuroitavan tangon halkaisija. Jos betonissa käytetään suurempaa kiviainesta kuin 32 mm on tähän arvoon tartunnan vaatimaan betonipeitepaksuuteen lisättävä 5 mm. Säilyvyyden suhteen betonipeitteen vähimmäisarvot on esitetty taulukossa 7. Palomitoituksen vaatimukset on esitetty seuraavassa luvussa. Vähimmäisarvona käytetään näistä pienintä saatua arvoa, kaava 5.

$$c_{min} = \max \begin{cases} c_{min,b} \\ c_{min,dur} \\ 10 \text{ mm} \end{cases} \quad (5)$$

missä,

$c_{min,b}$ = tartuntavaatimuksien vähimmäisarvo

$c_{min,dur}$ = säilyvyysvaatimuksen vähimmäisarvo

Rasitusluokka	Betonipecitteen vähimmäisarvo 50 vuoden käyttöiälle [mm]		Betonipecitteen vähimmäisarvo 100 vuoden käyttöiälle [mm]	
	Betoniteräs	Jänneteräs	Betoniraudoitus	Jänneteräs
X0	10	10	10	10
XC1	10	20	10	20
XC2	20	30	25	35
XC3, XC4	25	35	30	40
XS1, XD1	30	40	35	45
XS2, XD2	35	45	40	50
XS3, XD3	40	50	45	55

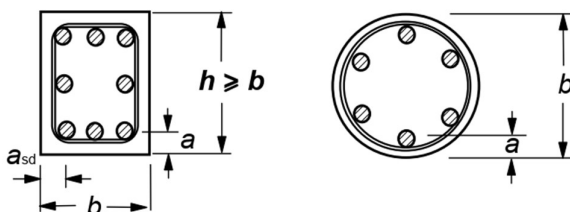
Taulukko 7 Betonipeitteen vähimmäisarvot $c_{min,dur}$ (Suomen Betoniyhdistys ry c)

Betonipeitteen vähimmäisarvoon voidaan tehdä yksi 5 mm vähennys kun, betonin lieriölujuus on vähintään 10 N/mm² suurempi kuin säilyvyyden kannalta vaadittava vähimmäislieriölujuus (Ympäristöministeriö 2019b, 17).

4.2 Palomitoitus

Tulipalotilanteessa palon korkeat lämpötilat alentavat betonin ja raudoituksien lujuutta, kimmoeroimia sekä kasvattaa betonin lohkeamisriskiä. Palonkestävyyttä kuvataan kirjaintunnuksilla, R = mekaaninen kestävyys, E = tiiveys sekä I = eristävyys. Tunnuksen perään merkitään luku, joka kuvaa ominaisuuden vaadittua kestoaikaa. Kestoajat yleisesti määrätään puolentunnin välein aina neljään tuntiin (240 min) saakka. (Nykyri 2015a, 66–67.)

Betonirakenteiden palomitoitukseen on olemassa useita eri menetelmiä, joista tässä käsitellään yksinkertainen taulukkomitoitus. Taulukkomitoitus menetelmässä on jokaiselle rakenneosalle omat mitoitustaulukot, joissa on esitetty raudoituksen vähimmäiskeskiöetäisyydet. Esimerkinä palkin palomitoitukselle taulukko 8. Taulukossa on esitetty myös vähimmäismitat palkin ja sen uuman leveydelle. Keskiöetäisyyden arvo (a) tarkoittaa pääraudoituksen keskipisteen etäisyyttä lähimmälle palolle alttiille pinnalle, keskiöetäisyys määritellään rakenteen nimellisten mittojen mukaan kuva 7. (Nykyri 2015a, 67–68.)



Kuva 7 Nimellisen keskiöetäisyyden määrittäminen (SFS-EN 1992-1-2, 37)

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

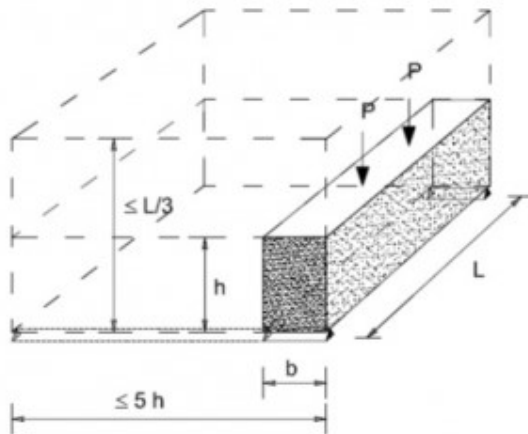
Taulukko 8 Palkin taulukkomitoitus (SFS-EN 1992-1-2, 46)

Taulukosta saatava raudituksen keskiöetäisyyden arvoa verrataan betonipeite vaatimukseen ja näistä valitaan määräävämpi mitta. Suomessa käytetään uuman paksuudelle luokkaa WC, joka määrittää palkin uumalle minimipaksuuden (Ympäristöministeriö 2019b, 30).

4.3 Palkit

Rakenne määritellään palkiksi, jos sen poikkileikkauksen leveys on viisi kertaa pienempi kuin korkeus, muuten kyseinen rakenne on laatta. Palkin jännevälin tulee olla myös olla kolme kertaa suurempi kuin palkin korkeus, muuten kyseessä on seinämäinen palkki. Nämä mittojen antamat vaatimukset on esitetty kuvassa 8. Yleisimmät palkin

poikkileikkausmuodot betonirakenteissa ovat suorakaide-, laatta- tai leukapalkki. Kuormitus vaikuttaa pääsääntöisesti palkin pituusakselia vastaan kohtisuoraan, aiheuttaen taivutus- ja leikkausrasitusta. Myös vääntörasitus on mahdollinen etenkin leukapalkeissa ja myös muissa poikkileikkauksissa kuormituksen ollessa epäkeskeinen. (Nykyri 2015a, 83.)



Kuva 8 Palkin määritelmä dimensioiden mukaan (Nykyri 2015a, 83.)

Palkkirakenteita harvoin toteutetaan nykyään paikallavalurakenteina, elementtirakentamisen helppouden takia. Ennen paikallavalupalkkeja on käytetty rakennusten runkojärjestelmissä, joissa paikallavaletut pilarit ja palkit muodostavat jäykän kehärakenteen. Paikallavalettuja palkkeja voidaan käyttää osana paikallavalulaattaa vahvistavana palkkikaistana, näitä ratkaisuja käytetään esimerkiksi pysäköintilaitoksissa. (Nykyri 2015a, 78–79.)

4.3.1 Palkkien mitoitus

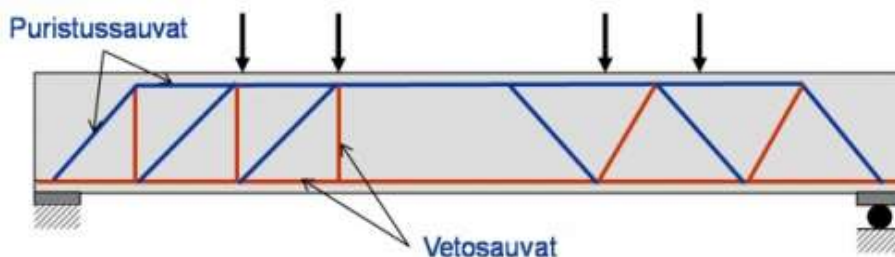
Palkin mitoitus aloitetaan muodostamalla siitä rakennemalli siihen kohdistuvien kuormien perusteella ja määrittämällä oikeanlaiset tukiehdot. Tukiehtojen mukaan palkit voidaan jakaa staattisesti määrättyihin ja määräämättömiin. Staattisesti määrättyjen rakenteiden rasitukset voidaan laskea jäykän kappaleen statiikan mukaan, kun taas määräämättömissä rakenteissa on huomioitava rakenteen jäykkyys, joka vaikuttaa voimasuureisiin. Yleisesti tämä tarkoittaa, että jatkuvissa rakenteissa voidaan pienentää tukimomenttien arvoja, mikä taas kasvattaa kenttämomenteja. Tämä edellyttää tukialueelta riittävää muodonmuutoskykyä, mikä riippuu raudoituksen määrästä ja laadusta. Ehdot tukialueen muodonmuutokselle on esitetty Eurokoodissa EN 1992-1-1 luvussa 5.5. (Nykyri 2015a, 85–88.)

Taivutusmitoituksessa oletetaan palkin noudattavan Euler-Bernoullin palkkiteoriaa, eli palkin poikkileikkaus säilyy tasana taivutuksessa, joka on kohtisuorassa palkin pituussädettä vastaan. Poikkileikkauksen venymäjakauma on tämän takia suoraviivainen. Betonin

oletetaan vedetyllä puolella olevan halkeillutta, joten vedettynä huomioidaan vain rauditus. Murtuminen voi tapahtua joko puristetulla reunalla tai poikkileikkauksen painopisteessä. Murtopuristumien arvot on määritelty Eurokoodin EN 1992-1-1 taulukossa 3.1. Vedetyn raudituksen venymää ei tarvitse rajoittaa, jos myötäämisen jälkeen käytetään jännityksen arvona betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvoa. Myödon jälkeen kasvava venymä on rajoitettava 1 % arvoon. Palkit voidaan jakaa neljään ryhmään taivutusraudoitusmäärän perusteella vähimmäis-, normaali-, tasapaino- ja ylliraudoitettuihin. Näistä tavallisin rauditusmäärä on normaalirauditus, jossa rauditus myötää ennen kuin betonin puristuslujuus ylittyy. Palkki on silloin myös turvallinen ylikuormitustilanteessa, jolloin palkkiin syntyy suuria plastisia muodonmuutoksia ja halkeamia ennen poikkileikkauksen murtumista. Tasapainoraudoituksella tarkoitetaan tilannetta, jossa rauditus saavuttaa myötörajan ja betoni murtopuristuman samalla kuormalla. Ylliraudoitettu poikkileikkaus murtuu ennen betonipuristuslujuudelta kuin rauditus saavuttaa myötörajan. Vähimmäisraudoituksella varmistetaan palkin sitkeä murtomekanismi, ja palkki kantaa vähintään sen kuorman, jonka taivutushalkeaman muodostumiseen vaaditaan. (Nykyri 2015a, 89–94.)

Laattapalkit mitoitetaan taivutukselle samalla periaatteella kuin suorakaidepoikkileikkauksinkin. Laattapoikkileikkauksen ollessa rasitettu positiivisella momentilla laatta toimii yhdessä palkkiosan kanssa, kasvattamalla puristuspinta-alaa. Laatan ollessa vedetty huomioidaan rakenne suorakaidepalkkina. Laattapalkin tehollinen leveys määritellään Eurokoodin kohdan 5.3.2.1 mukaan ja puristuspinnan korkeus lasketaan tämän tehollisen leveyden mukaan. (Nykyri 2015a, 117–118.)

Palkin leikkauskestävyyden tarkastelussa käytetään ristikkomenetelmää, jossa on kaksi mitoitusehtoa vinon puristussauvan murtoehto sekä leikkausraudoituksen myötöehto. Ristikkomenetelmässä ajatellaan rakenteen sisään rakenne, jossa leikkausraudoitus ja pääteräkset toimivat vetosauvoina ja puristussauvoina toimii betoni. Ristikkorakenteen toimintaa havainnollistettu kuvassa 9. Suunnittelija voi valita puristus- ja vetosauvojen välisen kulman väliltä 21.8° – 45° , tämä kulma vaikuttaa leikkausraudoituksen määrään, uuman puristumurtokestävyyteen ja pääraudoituksen ankkurointitarpeeseen. (Nykyri 2015a, 134–135.)

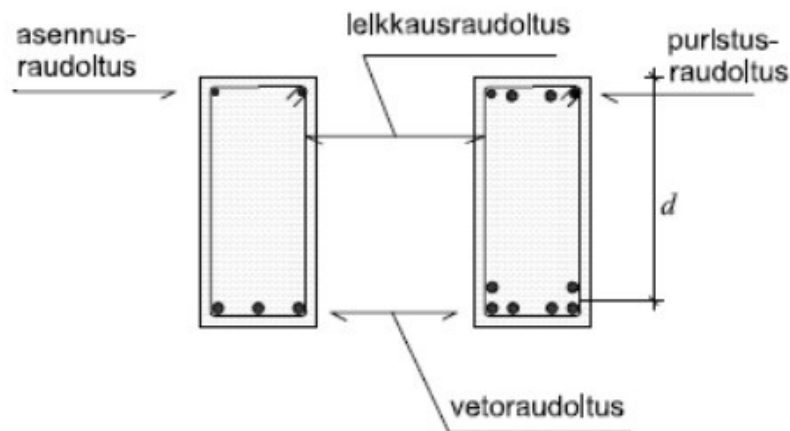


Kuva 9 Ristikkomenetelmä (Suomen Betoniyhdisty ry)

Vääntörasitus aiheuttaa poikkileikkaukseen jännityksiä mentäessä vääntökeskiöstä poikkileikkauksen reunoja kohti. Vääntökeskiöllä tarkoitetaan pistettä, jonka ympäri poikkileikkaus pyrkii kiertymään vääntörasituksessa. Vääntörasitusta vastaan toimii parhaiten poikkileikkauksen ulkokuori, mikä huomioidaan laskennassa kotelopoikkileikkauksena. Vääntöraudoituksen mitoituksessa käytetään samatapaista ristikkomallia kuin leikkausmitoituksena, jossa on vedettyjä terässauvoja sekä puristettuja betonisauvoja. Suunnittelijan tulee valita puristussauvan kaltevuudeksi arvo väliltä $30^\circ - 60^\circ$. Mitoituksessa lasketaan pituussuuntainen- ja hakaraudoitus. Pituussuuntaiset teräkset sijoitetaan symmetrisesti jokaiseen kulmaan, hakaraudoitus muodostetaan umpihaoista kohtisuoraan pituusakselia nähden. (Nykyri 2015a, 172–177.)

4.3.2 Palkkien raudoitus

Palkit raudoitetaan taivutusrasituksia vastaan pituussuuntaisilla pääteräksillä, jotka asetetaan lähelle vedettyä pintaa taivutusmomentin mukaisesti. Joissain tapauksissa voidaan käyttää myös puristusraudoitteita. Leikkausrasituksia ottavat vastaan poikittaissuuntaiset haat, jotka ovat yleensä kohtisuorassa palkin pituusakseliin nähden. Kuvassa 10 on esitetty tyypillisen suorakaidepoikkileikkauksen raudoitus. (Nykyri 2015a, 56.)

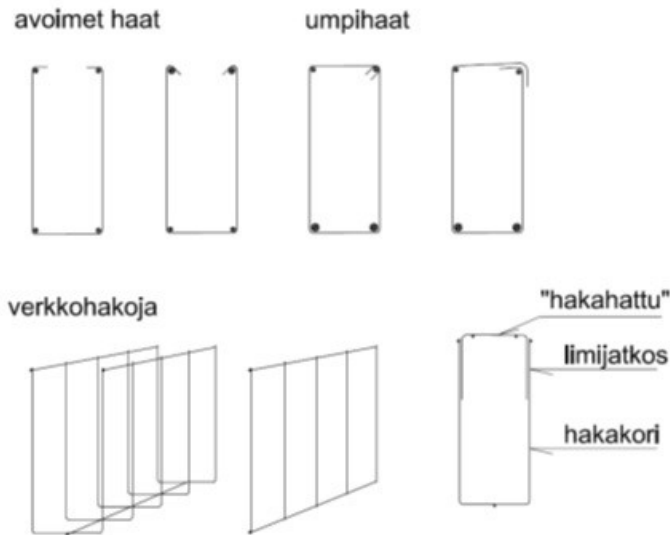


Kuva 10 Palkin raudoitus positiivisen momentin alueella (Nykyri 2015a, 189)

Rakenteelle on mitoitusvaiheessa määritetty vaadittu teräsmäärä suurimpien rasitusten kohdalla. Raudoitteiden suunnittelulla on merkitys hankkeen kustannuksiin sekä aikatauluun. Suunnittelija voi vaikuttaa näihin seikkoihin suunnittelemalla raudoitussiten, että se on nopea ja helppo asentaa. Samassa rakenneosassa kannattaa käyttää mahdollisimman paljon samaa tankopaksuutta ja pituuksia, taivutukset toteutetaan ohuemmillä tangoilla, jotka limitetään pääteräksiin. (Nykyri 2015a, 187.)

Taivutusraudoitteina käytetään paksuja yksittäisiä tankoja tai pienempien tankojen muodostamia nippuja. Tangot sijoitetaan mahdollisimman lähelle vedettyä pintaa, kuitenkin huomioiden betonipeitevaatimukset. Tankojen sijoittelussa tulee huomioida tankojen mahtuminen poikkileikkaukseen, että tankojen välissä on riittävästi tilaa. Jos tankoja joudutaan sijoittamaan kahteen kerrokseen, on raudoituksen tehollinen korkeus tarkistettava. Raudoitusmäärää voidaan optimoida jakamalla raudoitusmäärää rasituksien perusteella, huomioiden kuitenkin poikkileikkauksen kestävyys. Vetoraudoitus voidaan katkaista vetovoimapinnan perusteella, joka kuvaa raudoitukseen kohdistuvaa vetovoimaa tietyllä momenttirasituksella. Maksimimomentin kohdalla raudoitukseen kohdistuva vetovoima saadaan jakamalla momentin arvo sisäisellä momenttivarrella. Palkin muilla osilla vetovoimaan täytyy lisätä lisävetovoima, koska vetovoima ei pienene samassa suhteessa taivutusmomentin kanssa, vaan voima siirtyy vinojen halkeamien vaikutuksesta pienemmän momentin suuntaan. Jokaisella kohtaa palkkia täytyy olla tätä voimaa vastaava teräsmäärä, näin voidaan teräsmäärää vähentää jakamalla suurempien rasitusten kohdalle enemmän raudoitteita. Katkaisukohdissa täytyy huomioida terästen jatkospituus. Pääterästen ankkurointi tuilla pyritään toteuttamaan suorien päätankojen avulla, mutta tarvittaessa käytetään taivutettuja lisäteräksiä. Eurokoodin EN1992-1-1 mukaan tuelle on tuotava vähintään 25 % maksimi kenttämomentin mukaisesta raudoituksesta. (Nykyri 2015a, 189–193.)

Leikkausraudoitus toteutetaan nykyisin tavallisesti umpi- ja avohaoilla, muita ratkaisuja on erilaiset verkoista valmistetut haat ja ylös taivutetut tangot. Yleisimmät leikkausraudoitus tyypit on esitetty kuvassa 11. Hakojen tehtävänä on vähentää leikkaushalkeamien muodostumista ja pakottaa halkeamia muodostumaan pystympään asentoon. Tämä parantaa poikkileikkauksen leikkauskestävyyttä sekä helpottaa pääterästen ankkurointivaatimuksia. Myös leikkaushakojen määrää voidaan optimoida käyttämällä vaihtuvaa hakajako. Pienet palkit voidaan toteuttaa yhdellä leikkausmitoituksen vaatimalla raudoitusmäärällä, kun kyseessä on suurempi palkki, voidaan hakojen määrää vähentää pienemmän rasituksen alueella. (Nykyri 2015a, 193–196.)



Kuva 11 Yleisimmät leikkausraudoitustyypit (Nykyri 2015a, 194)

Jos palkkiin kohdistuu vääntörasituksia toimivat haat ja pääteräkset yhdessä vääntöraudoitteena. Tässä tilanteessa hakojen on oltava umpihakoja ja laskennassa ne huomioidaan yksileikkeisenä, kun taas leikkausrasituksessa haat toimivat kaksileikkeisenä. (Nykyri 2015a, 56.)

4.4 Laatat

Laatat ovat tasomaisia rakenteita, joiden yleisimpiä käyttökohteita on rakennuksen ylä-, väli- tai alapohjat. Ne toimivat myös samalla rakennuksen jäykistävänä osana. Tyypillisin paikallavalurakenteinen laatta on massiivilaatta, joka tarkoittaa yhtenäistä tasapaksua laat-
taa, jossa ei ole erillisiä kevennyksiä tai vahvistuksia. Laatat voidaan jakaa tuentatavan mu-
kaan yhteen suuntaan kantaviin, ristiin kantaviin tai pilarilaattoihin. (Nykyri 2015b, 7)

Yhteen suuntaan kantava laatta tukeutuu kahteen viivamaiseen tukeen, jotka ovat vastak-
kaisilla laatan sivuilla. Laatta toimii tässä tilanteessa palkin tavalla, ja siihen muodostuu
merkittävää taivutusrasitusta. Eurokoodissa on määritelty laatan poikkileikkauksen levey-
den (b) ja korkeuden (h) suhde on oltava suurempi kuin viisi, muuten kyseessä on leveä
palkki. Tällä ehdolla on pyritty huomioimaan poikittaiset rasitukset taivutusmomentit ja ve-
tojäännitykset, jotka laatta rakenteissa huomioidaan riittävällä poikittaisella raudoituksella.
(Nykyri 2015b, 9)

Ristiin kantava laatta tukeutuu kolmelta tai neljältä sivulta. Näin ollen laattaan muodostuu
kaksi kantavaa suuntaa. Kuormat ja taivutusmomentit jakautuvat erisuunnille laatan jänne-
mittojen ja taivutusjäykkyyksien suhteessa. Lyhyempään suuntaan kertyy enemmän

kuormaa kuin pitempään. Laatan keskialue voidaan olettaa yhteen suuntaan kantavana, jos sivumittojen suhde on suurempi kuin kaksi ($L_y/L_x > 2$). (Nykyri 2015b, 9)

Pilarilaatalla tarkoitetaan laattarakennetta, joka tukeutuu alapuolisiin pilareihin. Laattaa tukevat pilarikaista toimivat yhteen suuntaan kantavina ja kaistojen väliset laattakentät ristiin kantavina. Pilarilaattojen kestävyys kannalta olennaisin tekijä on laatan lävistyskestävyys pilarin kohdalla. Ennen laatan kantavuutta parannettiin tekemällä pilarin yläpäähän laattatai sienivahvikkeita. Nykyisin laataan suunnitellaan lävistysraudoitus tai käytetään erillisiä lävistysvahvikkeita. (Nykyri 2015b, 9.)

4.4.1 Laattojen mitoitus

Olennaisinta paikallavalulaatan mitoituksessa on valita laatalle oikea paksuus, koska sillä on suuri vaikutus rakenteen kustannuksiin ja rakenteelliseen toimintaan. Laatan paksuuden yleensä määräytyy taipumarajatilin mukaan ja valinta tehdään likimääräisten ohjeiden mukaan. (Nykyri 2015b, 11.)

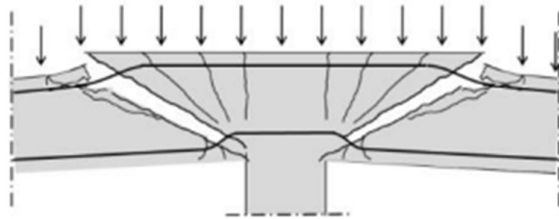
Laataan kohdistuvat rasitukset on helpoin määrittää elementtimenetelmää perustuvilla laskentaohjelmilla joka huomio raudoituksen ja halkeiluin vaikutuksen rasitusten suuruuteen. Joissain tapauksissa, kun kyseessä on yhteen suuntaan kantava laatta säännöllisellä kuormituksella, voi rasitusten laskenta olla nopeampi tehdä käsin laskennalla. Yleisin tapa Suomessa on käyttää massiivilaatta menetelmää, joka perustuu taulukosta saatavaan momenttikertoimeen. (Nykyri 2015b, 15.)

Laatan ollessa yhteen suuntaan kantava tehdään taivutusmitoitus pääsuunnassa. Toisessa suunnassa laataan tulee jakorauδοitus, joka määritetään rakenteellisten ohjeiden perusteella. Ristiin kantavissa laatoissa molemmat suunnat toimivat pääsuuntina ja niiden raudoitus määräytyy taivutusmitoituksen perusteella. Laatan taivutusmitoitus tehdään samalla periaatteella kuin palkin taivutusmitoitus. Laatan taivutusraudoitusaste on alhaisempi kuin palkeilla pienemmistä rasituksista johtuen. (Nykyri 2015b, 48.)

Leikkausmitoitus toteutetaan laatoille, jotka ovat viivamaisesti tuettuja. Tuki voi olla momentin suhteen vapaasti kiertyvä tai kiinnitetty. Laatan leikkausmitoitus keskittyy tukialueiden mitoitukseen suurimman leikkausrasituksen sijaitessa siellä. Tavallisesti laatat pyritään suunnittelemaan leikkausraudoittamattomina. (Nykyri 2015b, 58.)

Lävistysmitoituksessa tarkastellaan laatan kestävyyttä paikallisen pistemäisen kuorman ympärillä tapahtuvaa murtumista. Lävistysmurtuma on tyypillinen murtumistapa pilarilaatoille pilareiden ympärillä tai paikallisen pistekuorman lähettyvillä. Kuvassa 12 on esitetty taivutushalkeilleen laatan lävistymisilmiö. Lävistysmurtumassa laatta pyrkii leikkautumaan

kartiomaisesti. Massiivilaatoilla tämä murtomekanismi ei ole yleinen, mutta tarvittaessa laatan kestävyyttä voidaan kasvattaa leikkausraudoitteilla tai erillisillä lävistysvahvikkeilla. (Nykyri 2015b, 65.)



Kuva 12 Laatan lävistysmurtomekanismi (Nykyri 2015b, 65)

Suomessa lävistysmitoitus tehdään Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 kohdan 6.4.4 mukaan. Poikkeuksena $C_{Rd,c}$ laskentaan on esitetty maakohtaisia muutoksia suomen kansallisessa liitteessä.

4.4.2 Laattojen raudoitus

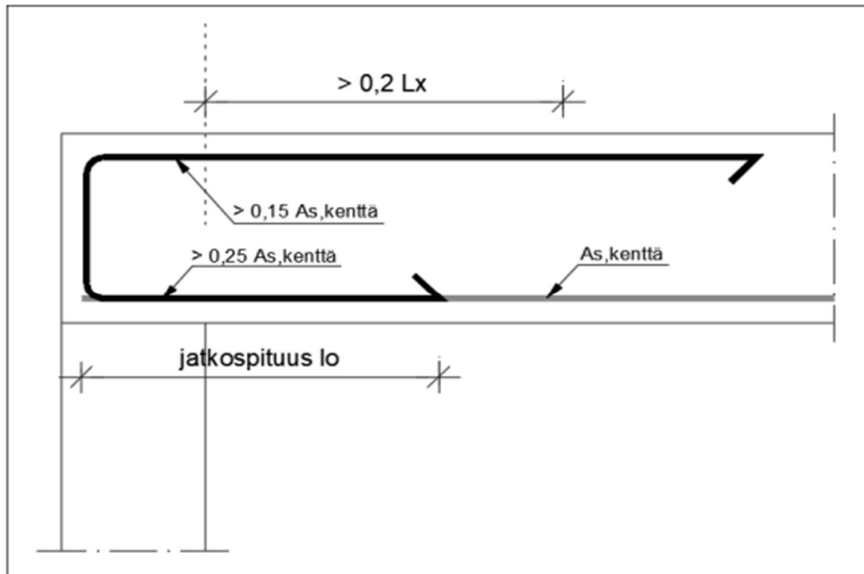
Laattojen raudoitteena yleisin käytetty ratkaisu on irtotangot, erilaiset verkkoraidotteet tai näiden yhdistelmät. Verkkoraidotteet soveltuvat parhaiten säännöllisen muotoisiin laattoihin. Irtotangoilla raudoittaessa voidaan raudoitusmäärää optimoida rasiusten mukaan, mutta itse raudoitustyö on hitaampaa ja nostaa kustannuksia.

Raudoitus sijoitetaan taivutuksen mukaan samalla periaatteella kuin palkkirakenteissa. Taivutusraudoituksen suunnittelussa on otettava huomioon vähimmäisraudoitusmäärä, mikä saattaa nousta määrävän suureksi. Tällainen tilanne saattaa ilmetä, kun laatan kuormitus on pieni ja laatan paksuus ei määräydy kuormituksen mukaan. Eurokoodissa on esitetty ehto, jos laatan haurasmurtumisen riski on pieni, voidaan vähimmäisraudoitusmääränä käyttää 1,2 kertaista murtorajatilatarkastelussa vaadittavaa raudoitusta. Vähimmäisraudoitus määritellään kaavan 6 mukaan (Nykyri 2015b, 80.)

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} d \\ 0,0013d \end{array} \right. \quad (6)$$

Eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 on määritetty suurimmat sallitut raudoituksen tankovälit kohdan 9.3.1.1 mukaan. Maksimitankovälit on määritetty erikseen pää- ja jakoraidoitukseen sekä maksimimomenttien sekä pistekuormien alueelle ja myös muille alueille. Tuet raudoitetaan U-lenkeillä, jotka tulee yltyä tuen reunasta $0,2 \cdot$ laatan lyhyempi sivumitta

ankkurointimitoitus huomioiden, raudoitus on esitetty kuvassa 13. Tukiraudoituksen tankovälinä tulee käyttää pienempää arvoista 3h tai 400 mm. (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 81–83.)



Kuva 13 Vapaan tuen raudoitus (Nykyri 2015b, 83)

Laatan reunaan on mahdollista muodostua myös kiinnitysmomenttia, joka aiheutuu osittaisesta kiinnityksestä. Kiinnitysmomentin arvona voidaan käyttää vapaan tuen tapauksessa 15 % osuutta laatan suurimmasta kenttämomentista. Raudoitus kiinnitysmomentille vietään laatan yläpintaan kuvan 13 mukaan. (SFS-EN 1992-1-1, 157)

4.5 Pilarit

Pilarit toimivat rakennuksissa pystykuormien välittämisessä. Pääasiallinen kuormitus joka pilareihin kohdistuu, on puristava voima, mutta sen ohella pilariin muodostuu myös taivutusrasitusta. Taivuttavaa voimaa syntyy puristavan kuorman epäkeskisyydestä. Mastopilarien tapauksessa taivutusmomenttia syntyy vaakakuromista pilarin toimiessa jäykistävänä rakenteena. Paikallavalurakentamisessa pilareita esiintyy yleisemmin osana kantavaa pilari-laatta järjestelmää. Paikallavalurakenteisessa pilarin ja vaakarakenteiden välille muodostuu suuren jäykkyyden omaava liitos sen läpi kulkevien raudoitteiden ansiosta. (Nykyri 2015b, 97–98.)

Pilarin poikkileikkauksen suurempi sivumitta saa olla enintään neljä kertaa suurempi kuin pienempi sivumitta, muuten rakenne tarkastellaan seinänä. Pilarien ja seinien mitoituksessa voidaan käyttää samoja menetelmiä, mutta niiden raudoitussäännöissä on eroavaisuuksia

ja siksi ne pitää jaotella eri rakenneosiin. Yleisimmät pilarin poikkileikkauksen muodot ovat neliö, suorakaide ja pyöreä. (Nykyri 2015b, 97.)

4.5.1 Pilareiden mitoitus

Eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 on esitetty kolme toisen kertaluvun mukaisen mitoituksen menetelmää, yleinen menetelmä, nimellisjäykkyyteen perustuva sekä nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä. Suunnittelijan tulee itse valita mitoitusmenetelmä tapauskohtaisesti.

Yleisessä menetelmässä toisen kertaluvun vaikutukset otetaan huomioon epälineaarilla analyysillä. Menetelmä ottaa huomioon materiaalin- sekä geometrisen epälineaarisuuden ja menetelmässä käytetään kokonaistarkasteluun soveltuvia teräksen ja betonin jännitys-muodonmuutosyhteyksiä. Tällä menetelmällä saadaan tarkka tulos pilarin kestävyydelle, mutta se ei sovellu käsin laskentaan monimutkaisuuden ja työläyden kannalta. (SFS-EN 1992-1-1, 68.)

Nimellisjäykkyyteen perustuvassa menetelmässä otetaan likimääräisesti huomioon materiaalin epälineaarisuus, halkeilu ja viruman vaikutus käyttämällä taivutusjäykkyyden nimellisarvoja. Toisen kertaluvun mitoittava momentti saadaan kasvattamalla ensimmäisen kertaluvun momenttia nimellisjäykkyyteen perustuvalla kertoimella (SFS-EN 1992-1-1, 69–70). Menetelmä soveltuu hyvin käsin laskentaan yksinkertaisuuden vuoksi.

Nimelliseen kaarevuuteen perustuvassa menetelmässä pyritään laskemaan pilarin suurin taipuma murtorajatilassa syntyvän kaarevuuden mukaan. Menetelmä sopii käytettäväksi vain symmetrisille ja symmetrisesti raudoitetuille pilareille (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 126). Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 mukaan menetelmä sopii hyvin käytettäväksi erillisten pilareiden mitoitukseen, joihin vaikuttaa vakiosuuruinen normaalivoima ja nurjahduspituus tunnetaan. Menetelmässä käytettävä lisämomentti saadaan, kun taipuma määritellään nurjahduspituuden mukaan arvioidun kaarevuuden maksimiarvon perusteella.

4.5.2 Pilareiden raudoitus

Raudoitus pilareissa koostuu pituussuuntaisista päätangoista sekä niitä ympäröivistä haoista. Pääteräkset pyritään sijoittamaan mahdollisimman lähelle pilarin ulkosivuja, suorakaiteen ja monikulmion muotoisissa pilareissa jokaiseen kulmaan tulee asentaa vähintään yksi tanko. Pyöreissä pilareissa tulee olla symmetrisesti sijoitettuna vähintään kuusi tankoa. Paikallavalettavissa pilareissa on yleisesti työsauma välipohjan kohdalla, jossa ilmenee tarve pääterästen jatkamiselle. Tarve pääterästen jatkamiselle määräytyy liitoksen halutusta taivutusjäykkyydestä. Jos liitos mitoitetaan momenttijäykäksi, jatketaan yleensä

kaikki tangot. Jos liitos suunnitellaan nivelellisenä riittää yleensä yksi paksumpi tanko pilarin keskelle, joka mitoitetaan työnaikaisille kuormille. Hakarautoituksella sidotaan pääraudoitus, ja hakojen tehtävänä on estää pääterästen nurjahtaminen, sekä ottaa vastaan pituus-suunnassa syntyviä halkaisuvoimia. Hakavälille on asetettu Eurokoodin Suomen kansallisessa liitteessä vähimmäisarvot kaavan 7 mukaan.

$$s_{cL,tmax} = \min \left\{ \begin{array}{l} 15\phi_L \\ \text{pilarin pienin mitta} \\ 400 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (7)$$

missä ϕ_L on ohuimman päätangon halkaisija. Hakaväliä tihennetään pilarin ylä- ja alapäissä poikkileikkauksen suuremman sivumitan matkalla. Hakatihennyksellä pyritään ottamaan vastaan pilarin päähän kohdistuva suurempi halkaisuvoima. (Nykyri 2015b, 136–137.)

4.6 Seinät

Seinärakenteita käytetään rakennuksen pystykannattajina, jäykistysrakenteina sekä maanpaineeseininä. Pystykannattajana seinän toimintatapa on pilarin kaltainen, suurin eroavaisuus syntyy nurjahduksen suhteen. Tasomainen seinärakenne voi nurjahtaa vain yhteen suuntaan ja sekin voidaan estää poikittaisilla seinärakenteilla. Rakennusta jäykistäviin seiiniin muodostuu leikkaus- ja taivutusrasituksia ja seinä tarkastellaan levy- tai palkkirakenteena. Maanpaineeseiniin muodostuu tasaista kuormitusta kohtisuoraan tasoa vastaan ja tässä tilanteessa rakenne voidaan mitoittaa laattana. (Nykyri 2015b, 155.)

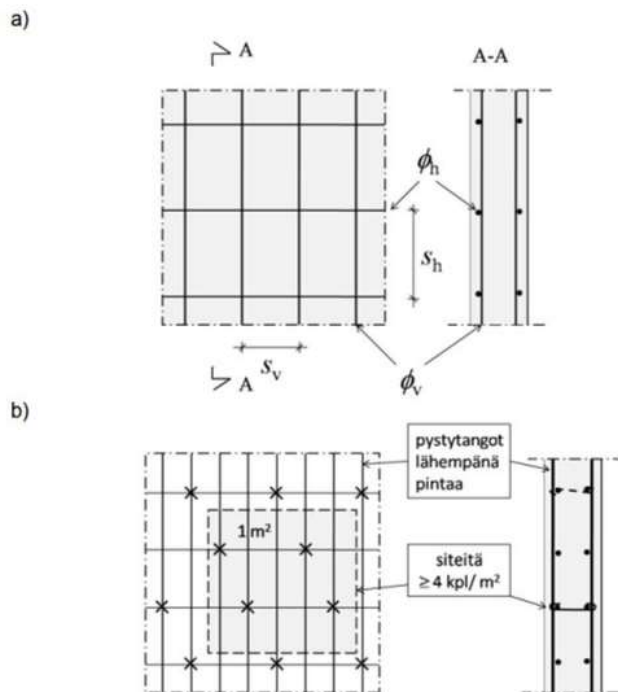
4.6.1 Seinien mitoitus

Seinille tuleva kuormitus tulee tavallisesti yläpuolisilta laatoilta, kuorma on silloin epätasaista viivakuormaa ja mitoituksessa käytetään kuormituksen suurinta arvoa. Seinää voidaan tarkastella todellisella leveydellä tai yhden metrin kaistana, jolloin voidaan mitoituksen apuna käyttää pilareiden mitoituskäyrästäjä. Seinät mitoitetaan samalla tavalla kuin pilarit, mitoituksen ollessa yksinkertaisempi koska mitoitus tapahtuu vain yhdessä suunnassa ja rakennejärjestelmän ollessa yksinkertainen jäykistetty rakenne. Useimmissa tapauksissa vähimmäisraudoitus riittää rasiusten ollessa suhteellisen alhaiset. (Nykyri 2015b, 158–159.)

4.6.2 Seinien raudoitus

Seinien raudoitus muodostuu pysty- ja vaakaraudoitteista, jotka sijoitetaan seinän molempiin pintoihin betonipeitepaksuuden sallimalle etäisyydelle. Pystyteräkset toimivat pääteräksinä pystykuormitetuilla seinillä ja tarvittaessa sidotaan poikittaisella raudoituksella seinän läpi. Usein seinille riittää vähimmäisraudoitus ja pienet raudoitusmäärät on helppo toteuttaa

valmiilla verkkoraidoiteilla. Poikittaisen raudituksen määrää voidaan vähentää sijoittamalla pystyraudoitus vaakaraidoituksen sisäpuolelle. Pystyraudoitukselle on määritetty ehdot vähimmäis- ja enimmäispinta-alalle sekä suurimmalle tankovälille. Vaakaraidoitukselle on määritetty rajat vähimmäispinta-alalle sekä tankovälille. Poikittaisen raudituksen tehtävänä on estää pystysuunnassa olevien pääterästen nurjahtaminen. Poikittaiselle rauditukselle syntyy tarve kuin pystyraudoitus sijoitetaan lähelle seinän ulkopintaa vaakaraidoituksen ulkopuolelle. Jos rauditus on tehty hitsatusta verkosta ei poikittaiselle rauditukselle ole tarvetta, verkon tankojen halkaisija saa enintään olla 16 mm ja betonipeitteen paksuuden tulee olla vähintään kaksi kertaa pystytangon halkaisija. Yleinen määrä poikittaistangoille on 4 kpl/m², ja ne sijoitellaan pilarihakoja koskevien sääntöjen mukaan, eli seinän päihin sijoitetaan enemmän poikittaisia siteitä. Kuvassa 14 on esitetty poikittaissiteiden sijoitus seinän rauditukseen. (Nykyri 2015b, 161–162.)



Kuva 14 Seinissä käytetyt rauditusratkaisut (Nykyri 2015b, 162)

Kuvan tapauksessa a) vaakaraidoitus on lähempänä pintaa ja näin ei muodostu tarvetta poikittaisille siteille. Tapauksessa b) pystyraudoitus on lähempänä pintaa, joten tarvitaan nurjahduksen estävä poikittainen rauditus.

4.7 Perustukset

Rakennusten perustukset ovat yksi yleisimmistä paikallavalettavista rakenteista. Yleisimmät perustustyyppit ovat yksittäinen pilariantura ja nauhamainen seinäantura. Perustusten

tehtävänä on siirtää rakenteilta johtuvat kuormat hallitusti maaperään. Niiden suunnittelu on jaettu kahteen osaan, geotekniseen ja rakennetekniseen suunnitteluun. Geoteknisessä suunnittelussa perustukselle valitaan dimensiot ja korkeusasema sekä suunnitellaan maapohjan kantavat kerrokset. Rakenneteknisessä suunnittelussa perustus mitoitetaan geoteknisessä suunnittelussa valituilla mitoilla, siten että se kestää siihen kohdistuvat rasitukset murtumatta. Rakenneteknisessä suunnittelussa valitaan perustuksen lopullinen paksuus. Mitoittava pohjapaine muodostuu perustukseen kohdistuvasta normaalivoimasta, perustuksen omasta painosta ja sen päällä olevista maamassoista. Murtorajatilamitoituksessa pohjapaine oletetaan tasaisesti jakautuneeksi, kuitenkin kuorman epäkeskeisyys huomioiden. (Nykyri 2015b, 179–180.)

4.7.1 Perustuksien mitoitus

Seinäantura pyritään suunnittelemaan raudoittamattomana, mikä tarkoittaa, ettei anturaan tule poikittaista taivutusraudoitusta. Seinäantura voidaan tehdä raudoittamattoman, jos sen paksuus on tarpeeksi suuri suhteessa vapaan reunan leveyteen. Leveän seinäanturan tapauksessa voidaan joutua käyttämään poikittaista raudoitusta. Poikittainen raudoitus mitoitetaan taivutukselle ja leikkaukselle. Taivutusraudoituksen mitoituksessa käytetään samoja periaatteita kuin laattojen taivutusmitoituksessa, huomioiden jakoraudoitussäännöt ja vähimmäisraudoitusmäärä. Mitoittava kohta taivutukselle on perusmuurin ulkolinjan kohdalla, jossa taivuttava voima aiheutuu perustuksen pohjapaineesta. Leikkausmitoitus tehdään määräävän leikkausvoiman kohdalla, joka sijaitsee tehollisen korkeuden (d) etäisyydellä perusmuurin linjasta. Leikkauskestävyys lasketaan samoilla kaavoilla kuin leikkausraudoittamaton laatta. (Nykyri 2015b, 184–196.)

Pilarianturat toteutetaan yleensä raudoitettuina, suuremman kuormituksen takia. Leikkausmitoitusta pilarianturoille ei tehdä, vaan mitoitavana ilmiönä on pilarin läpileikkautuminen. Pilarianturan taivutusmitoitus tarkastellaan anturan molemmissa suunnissa, raudoitussäännöissä voidaan soveltaa ristiin kantavien laattojen sääntöjä huomioiden vähimmäisraudoitusmäärät. (Nykyri 2015b, 192–19.)

Pilarianturan lävistysmitoitus tehdään Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 kohdan 6.4.5 mukaan, poikkeuksena suomen kansallisessa liitteessä on annettu kertoimelle k_{max} eriävä luku. Pilarianturan läpileikkautuminen on ilmiönä samanlainen kuin pilarilaatalla.

5 Työn tulokset

5.1 Perehdytysmateriaali

Tilaajalle toteutettu perehdytysmateriaali sisältää ohjeet paikallavalurakenteiden suunnitteluperusteiden määrittelystä yksityiskohtaisempiin rakenneosakohtaisiin ohjekortteihin. Suunnitteluperusteiden määrittelyssä on lyhyt ohjeistusteksti sekä viittaus tarvittavaan standardiin. Esimerkkinä taulukossa 9 on esitetty pieni osa suunnitteluperusteiden määrittelystä, jossa on ohjeistus betonin lujuusluokan valintaan. Lujuusluokan valinnassa on huomioitava rasitusluokan vaatimus sekä toteutusluokan mukainen suurin sallittu lujuusluokka.

Lujuusluokan valinta	Standardi	Ohje
Rasitusluokan perusteella	SFS 7022:2019	Taulukoiden 3 ja 4 mukaan, käyttöiän perusteella
Toteutusluokan vaatimukset	SRMK, Rakenteiden lujuus ja vakaus, betonirakenteet (2.3)	Toteutusluokassa 1 korkeintaan C20/25 Toteutusluokassa 2 korkeintaan C50/60

Taulukko 9 Lujuusluokan valinta

Taulukossa 9 ohjesarakkeessa mainitut taulukot 3 ja 4 on esitetty perehdytysmateriaalin yhteydessä, helpottamaan ja nopeuttamaan lähtötietojen määrittelyä. Muita yleisimpiä suunnitteluperusteita, joita paikallavalurakenteiden suunnittelussa tarvitaan ovat:

- Ympäristöolosuhteet eli rasitusluokat
- Käyttöikä
- Betonipeitepaksuus
- Toleranssi- ja toteutusluokka
- Sallittu halkeamaleveys

Ensimmäinen rakenneosakohtainen ohjekortti on toteutettu paikallavalulaatan suunnittelusta. Ohjekortissa on useita vaiheita, joissa huomioidaan muun muassa rakenneosakohtaisen lähtötietojen määrittely, suunnitteluohjeet, mitoitus sekä mallintaminen. Ohjekortti sisältää aktiivisia linkkejä yrityksen sisäiseen tietokantaan, Eurokoodin mukaisia viittauksia sekä mainintoja suunnittelussa hyödynnettävästä kirjallisuudesta. Perehdytysmateriaalin tekemisessä on kiinnitetty huomioita sen selkeyteen ja käytettävyyteen. Suunnittelija voi halutessaan tulostaa materiaalin paperisena, tai vaihtoehtoisesti hyödyntää pdf-tiedostoa ja sen aktiivisia linkkejä.

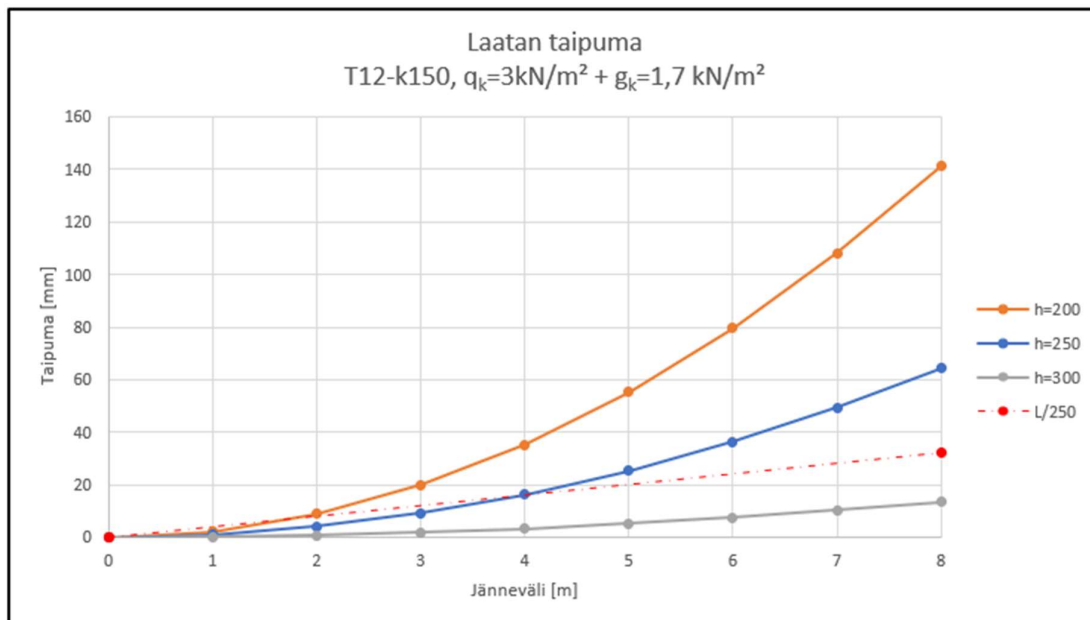
Laattojen suunnittelussa mitoittava rajatila on yleensä taipuma. Taipuman raja-arvona käytetään normaalitilanteissa L/250, jos rakenteet ovat helposti särkyviä tai halkeilevia, voidaan rajaa tiukentaa vaatimukseen L/500. Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 luvussa 7.4.2 on esitetty likimääräismenettely, jossa tarkastellaan laatan korkeuden ja jännemitan suhdetta ja sitä verrataan laskettuun raja-arvoon. Jos jännemitan ja korkeuden suhde on riittävä, ei

taipumamitoitusta tarvitse tehdä. Seuraavassa kappaleessa on tarkasteltu laatan taipumaa tarkemmalla laskentamenettelyllä, joka on esitetty Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 luvussa 7.4.3.

5.2 Analysointi

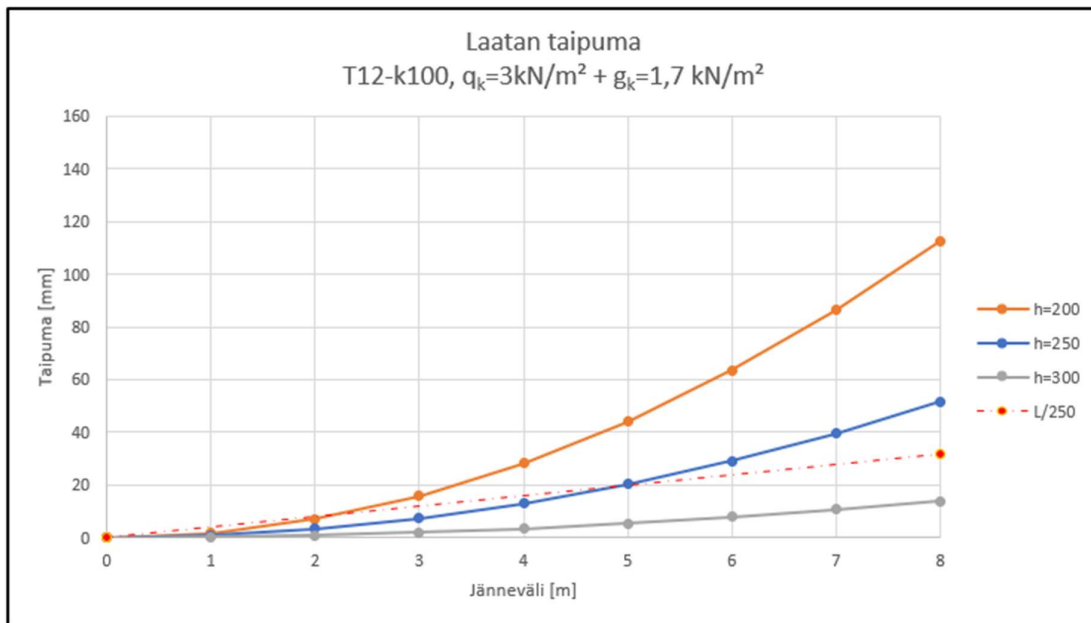
Taipuma on merkittävin tekijä mitoittaessa paikallavalulaattaa. Taipuman laskemisessa haasteita aiheuttavat viruman, kimmokertoimen ja betonin vetolujuuden huomioiminen oikealla tavalla. Muita tärkeitä tekijöitä ovat betonin ikä kuormituksen alkaessa, halkeilu ja kutistuminen. Eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 luvussa 7.4.3 on esitetty tarkempi menetelmä taipuman laskentaan, jossa nämä tekijät on huomioitu.

Analysoinnissa vertailtiin esimerkkirakenteen avulla, miten laatan taipumakestävyyttä voidaan parantaa ja mikä taipuman suuruuteen vaikuttaa. Vertailulaskennassa tutkittavana rakenteena oli nivelellisesti tuettu yhteen suuntaan kantava laatta. Laskennan lähtötietoina käytettiin C35/45 lujuusluokan betonia, betonipeitepaksuutena 40 mm, hyötykuormana 3 kN/m², pysyvänä kuormana 1,7 kN/m², rasitusluokka XC1 ja betonin ikä kuormituksen alkaessa 28 vuorokautta. Laskennassa vertailtiin laatan paksuuden ja raudoitusmäärän vaikutusta taipuman suuruuteen. Ensimmäisessä laskennassa valittiin laatan raudoitukseksi T12-k150. Laskenta toteutettiin kolmella eri paksuisella laatalle 200 mm, 250 mm ja 300 mm, muut lähtötiedot pysyivät samana. Kuvassa 15 on esitetty laskennan tulokset kuvaajan muodossa. Punaisella pistekatkoviivalla on havainnollistettua taipuman raja-arvoa L/250.



Kuva 15 Laatan taipuman suuruus, raudoituksena T12-k150

Tästä kuvaajasta voidaan havaita laatan paksuudella olevan suuri vaikutus taipuman suuruuteen. Paksuuden vaikutuksen havaitsee parhaiten tarkastelemalla 250 mm ja 300 mm laatan käyrää. Ohuempi 250 mm laatta ylittää taipumaraja-arvon $L/250$ hieman alle 4 m jännevälillä. Kun taas 50 mm paksumpi laatta ei ylitä taipuman raja-arvoa edes 8 m jännevälillä. Kuvassa 16 näkyy vertailulaskennan tulokset, jonka lähtötiedot poikkeavat aikaisemmasta ainoastaan tiheämmällä raudoituksella T12–k100. Kuvaajasta tutkimalla 250 mm laatta ylittää taipumarajan noin 5 m jännevälillä, vertaamalla sitä kuvan 15 saman paksuisen laatan kuvaajaan, havaitaan raudoitusmäärän kasvattamisella olevan suhteellisen pieni vaikutus taipumaan.



Kuva 16 Laatan taipuman suuruus, raudoituksena T12–k100

Kuvia 15 ja 16 vertailemalla voidaan havaita, että pienellä laatan paksuuden kasvattamisella saavutetaan merkittävin parannus taipuman suuruuteen. Raudoitusmäärää kasvattamalla ei ole yhtä suurta hyötyä taipuman kannalta. Betonin halkeilu vaikuttaa olennaisesti taipuman suuruuteen. Jos rakenne mitoitetaan murtorajatilan mukaisesti taivutukselle suurilla käyttöasteilla, rakenteeseen muodostuu taipumaa kasvattavia halkeamia. Pienellä muutoksella laatan paksuuteen pystytään ratkaisevasti kasvattamaan taivutuskestävyyttä, jonka seurauksena halkeamia muodostuu vähemmän.

6 Yhteenveto ja pohdinta

Työn tavoitteena oli koota tilaaja yrityksen käyttöön perehdytysmateriaali paikallavalurakenteiden suunnittelusta. Tarkoituksena oli kerätä yhteen tiiviiseen rakenneosakohtaiseen ohjekorttiin rakenneosan suunnittelussa tarvittavat ohjeet, käytettävät laskentapohjat ja mallinnusohjeet. Tässä tavoitteessa onnistuttiin ja perehdytysmateriaalista saatiin luotua yritykselle selkeä ja tiivis ohjeistus paikallavalurakenteiden suunnittelusta.

Materiaalin tietoperustana käytettiin Swecon omaa tietokantaa, josta saatiin kerättyä suunnitteluprosessissa tarvittava materiaali ja ohjeistus. Apuna käytettiin myös Eurokoodien asettamia vaatimuksia ja Suomen kansallisen liitteen lisäehtoja ja tarkennuksia. Materiaalin tarkoitus on palvella etenkin aloittelevia suunnittelijoita, mutta sen käyttö soveltuu myös erinomaisesti kokeneimmille suunnittelijoille. Tarkoituksena on helpottaa tarvittavien materiaalien löytämistä ja näin ollen mahdollistaa tehokkaampi ajan käyttö.

Paikallavalurakenteiden suunnittelusta on olemassa valtavasti tietoa useassa eri lähteessä ja itse työn tekemiseen kuluikin odotettua enemmän aikaa. Jokaisen rakenneosan suunnittelussa täytyy huomioida monia erialaisia ilmiöitä ja suunnittelu- ja rakennusehtoja. Myös raudoituksien rakenneosakohtaisessa suunnittelussa on useita vaatimuksia ja näihin kaikkiin on pyritty kiinnittämään huomioita perehdytysmateriaalissa. Opinnäytetyön tekeminen aloitettiin perehtymällä paikallavalu- ja betonirakenteiden suunnitteluun yleisellä tasolla. Myös suunnittelua ohjaavia määräyksiä ja asetuksia oli useita, joihin täytyi myös syventyä. Näiden pohjalta laadittiin työn teoriaosuus, jossa sain hyvän käsityksen eri rakenneosien suunnittelussa huomioitavista asioista. Tämä helpotti minua suuresti itse perehdytysmateriaalin tekemisessä.

Lopputuloksesta saatiin selkeä ja helposti seurattava perehdytysmateriaali, joka sisältää vaiheet yleisten suunnitteluperusteiden määrittelystä aina yksityiskohtaisempaan rakenneosien suunnitteluun. Perehdytysmateriaalia olisi suotavaa päivittää tulevaisuudessa ajan tasalle säännösten ja ohjeistuksien muuttuessa sekä työn laajuutta voitaisiin kasvattaa useampaan rakenneosaan.

Lähteet

Betoniteollisuus ry. 2010. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan, Osa 8: Taipuma. Viitattu 26.3.2022. Saatavissa https://www.eurocodes.fi/wp-content/uploads/1992/sahkoinen1992/Leaflet_8_Taipuma.pdf

Elementtisuunnittelu. 2010. Suunnittelukuormat. Viitattu 14.2.2022. Saatavissa <https://www.elementtisuunnittelu.fi/rakennejarjestelmat/rakennuksen-jaykistys/suunnittelu-kuormat>

Nykyri, P. 2015a. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013, Osa 1. Helsinki: BY-Koulutus Oy.

Nykyri, P. 2015b. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2014, Osa 2. Helsinki: BY-Koulutus Oy.

Punkki, J. 2017. Betonirakenteiden käyttöikäsuunnittelu. Betoniteollisuus ry. Viitattu 26.3.2022. Saatavissa https://betoni.com/wp-content/uploads/2017/05/BET1702_66-71.pdf

SFS-EN 1990 + A1 + AC. 2006. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS ry.

SFS-EN 1991-1-1 + AC. 200. Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1–1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma painoa ja rakennusten hyötykuormat. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS ry.

SFS-EN 1991-1-3 + AC +A1. 2015. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1–3: Yleiset kuormat. Lumikuorma. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS ry.

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. 2015. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS ry.

SFS-EN 1992-1-2 + AC. 2005. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS ry.

Suomen Betoniyhdistys ry. 2018. BY 201, Betonitekniiikan oppikirja. Helsinki: BY-Koulutus Oy.

Suomen Betoniyhdistys ry. 2016. BY 65, Betoninormit. Helsinki: BY-Koulutus Oy.

Suomen Betoniyhdistys ry. a. Betoniterästen ominaisuudet. Viitattu 2.2.2022. Saatavissa <https://www.betonitieto.fi/suunnittelijat/betonirakenteiden-suunnittelu-talonrakentaminen/betonirakenteiden-suunnitteluperusteet/materiaaliominaisuudet/betoniteras.html>

Suomen Betoniyhdistys ry. b. Toleranssit. Viitattu 10.2.2022. Saatavissa <https://www.betonitieto.fi/suunnittelijat/betonirakenteiden-suunnittelu-talonrakentaminen/betonirakenteiden-suunnitteluperusteet/toleranssit.html>

Suomen Betoniyhdistys ry. c. Raudoitustankojen betonipeitevaatimukset. Viitattu 23.2.2022. Saatavissa <https://www.betonitieto.fi/suunnittelijat/betonirakenteiden-suunnittelu-talonrakentaminen/rakenteiden-toteutus suunnittelu-ja-mitointi/raudoituksen-suunnittelutyo/betonipeitevaatimukset.html>

Suomen Betoniyhdistys ry. d. Vetolujuus. Viitattu 7.3.2022. Saatavissa <https://www.betonitieto.fi/suunnittelijat/betonirakenteiden-suunnittelu-talonrakentaminen/betonirakenteiden-suunnitteluperusteet/materiaaliominaisuudet/betonin-perusominaisuudet/vetolujuus#vetolujuus>

Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 2011. RIL 201-1-2011, Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

Sweco 2022. Tietoa Swecosta Viitattu 16.2.2022. Saatavissa <https://www.sweco.fi/tietoa-swecosta/>

Ympäristöministeriö. a. 2019. Suomen rakentamismääräyskokoelma, Rakenteiden lujuus ja vakaus, Rakenteiden kuormat. Viitattu 26.3.2022. Saatavissa https://ym.fi/documents/1410903/38439968/Kuormat_lisays_2019-5070311E_F267_47BC_A593_AEAA20EA31FE-153592.pdf/4194d6a0-63c4-3965-34bb-4b2f159cd372/Kuormat_lisays_2019-5070311E_F267_47BC_A593_AEAA20EA31FE-153592.pdf?t=1603260658544

Ympäristöministeriö. b. 2019. Suomen rakentamismääräyskokoelma, Rakenteiden lujuus ja vakaus, Betonirakenteet. Viitattu 26.3.2022. Saatavissa 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