

Opinnäytetyö (AMK)

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka

2018

Santeri Kallio

PILARILAATTOJEN RAKENNESUUNNITTELU

– CASE: Teollisuushallin paalulaatta

OPINNÄYTETYÖ (AMK) | TIIVISTELMÄ

TURUN AMMATTIKORKEAKOULU

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka

2019 | 53 sivua, 5 liitesivua

Santeri Kallio

PILARILAATTOJEN RAKENNESUUNNITTELU

– CASE: Teollisuushallin paalulaatta

Tämän opinnäytetyön tavoitteena oli kerätä pilarilaattojen raudoituksen suunnittelun keskeiset kaavat sekä pilarilaattojen erityispiirteet yhteen kokonaisuuteen. Työssä myös mitoitettiin teollisuushallin paalulaatta käyttäen apuna FEM-Design-ohjelmaa ja käsin laskentaa.

Työssä on tarkasteltu rakenteiden kuormituksia, mitoitusta käyttö- ja murtorajatilassa sekä teräsbetonirakenteiden toimintaa ja materiaaliominaisuuksia. Työssä on tarkasteltu tarkemmin keskeisimmät pilarilaattojen raudoituksen mitoituskäytännöt ja pilarilaattojen toimintaa.

Rakennesuunnittelun taustoituksen jälkeen on käyty läpi paalulaatan raudoituksen mitoitus FEM-Design-ohjelman ja käsinlaskennan avulla. Paalulaatan mitoituksen yhteydessä on käyty läpi kohdelaatassa ilmi tulleita tapauksia, joiden mitoitukseen FEM-Design ei suoraan sovellu. Tällaisia mitoitustilanteita ovat esimerkiksi tukiraidoitus ja lävistyskestävyys paksunnoksen tapauksessa.

Opinnäytetyön tuloksena saatiin koottua pilarilaatan raudoituksen mitoitukseen tarvittavat ohjeet ja kaavata yhteen kokonaisuuteen. Lisäksi mitoitettiin paalulaatan raudoitus ja todettiin, että FEM-Designin kaltaisia ohjelmia käytettäessä on osattava olla kriittinen saatuja tuloksia kohtaan. Laskentaohjelmien tuloksia on syytä tarkastaa, koska ohjelma ei välttämättä osaa aina huomioida oikeaa geometriaa tai kuormia.

ASIASANAT:

teräsbetoni, pilarilaatta, rakennesuunnittelu, raudoitus

BACHELOR'S THESIS | ABSTRACT

TURKU UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Civil Engineering

2019 | 53 pages, 5 pages in appendices

Santeri Kallio

STRUCTURAL DESIGNING OF A COLUMN SLAB

- CASE: Column supported concrete slab of a industry building

The objective of this bachelor's thesis was to collect essential formulas and special features of column supported concrete slabs. Also structural design was conducted for such slab for a industry building using FEM-Desing -software and calculations by hand.

This thesis covers the basics of the forces stressing structure, structural design in serviceability limit state and ultimate limit state, as well as the function of reinforced concrete and material characteristics. In more detail this thesis covers the essential formulas needed for designing reinforcements for a column supported slab, and the fuction of the slab.

After the theory the structural designing of a column supported slab with FEM-Design -software and calculations by hand were discussed. A number of details in the design where FEM-Design wasn't reliable were also adressed.

As a result of this thesis a collection of rules and formulas of column supported slabs reinforcement was gathered. Also reinforcement for the column supported slab was designed, and conclusion that one must be critical when reading the results from softwares such as FEM-Design.

KEYWORDS:

reinforced concrete, reinforced column slab, structural design, concrete steel

SISÄLTÖ

KÄYTETYT LYHENTEET	8
1 JOHDANTO	11
2 RAKENNESUUNNITTELU	12
2.1 Rajatilamitoitus ja mitoitusilanteet	12
2.2 Kuormien luokitus	13
2.2.1 Pysyvät kuormat	13
2.2.2 Pysyvät kuormat	14
2.2.3 Muuttuvat kuormat	15
2.2.4 Lumikuorma	15
2.3 Kuormien yhdistely	16
2.4 Materiaaliominaisuudet	17
2.4.1 Raudoitettu betoni	17
2.4.2 Betonipeite	18
3 PILARILAATAT	21
4 RAKENNEANALYYSI JA PILARILAATAN MITOITUS	24
4.1 Rakenneanalyysi	24
4.2 Pilarilaattojen mitoitus	25
4.3 Murtorajatila	26
4.3.1 Taivutusmitoitus	26
4.3.2 Leikkausmitoitus ja tukiraudoitus	28
4.3.3 Lävistysmitoitus	30
4.4 Käyttörajatilamitoitus	40
4.4.1 Halkeamaleveyden rajoittaminen	41
4.4.2 Taipuma	43
5 PILARILAATAN SUUNNITTELU	46
6 POHDINTA	52
LÄHTEET	53

LIITTEET

- Liite 1. Taivutusraudoitus.
- Liite 2. Tukirauδοitus.
- Liite 3. Lävistysmitoitus.
- Liite 4. Taipuman tarkastus.

KAAVAT

Kaava 1. Osavarmuusmenetelmän mitoitusehto	12
Kaava 2. Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo.	13
Kaava 3. Lumikuorma katolla.	16
Kaava 4. Betonipeitteen nimellisarvo.	18
Kaava 5. Betonipeitteen vähimmäisarvo.	19
Kaava 6. Tukimomentin mitoitusarvon pienennys.	24
Kaava 7. Tehollinen jännemitta.	24
Kaava 8. Leveys a_i .	24
Kaava 9. Pilarilaatan alustava paksuus sisäkentän pisimmän jännevälin funktiona.	26
Kaava 10. Pilarilaatan alustava paksuus reunakentän pisimmän jännevälin funktiona.	26
Kaava 11. Taivutusmitoituksen mitoitussyhtälö.	26
Kaava 12. Suhteellinen momentti.	27
Kaava 13. Tasapainorauδοituksen ehto.	27
Kaava 14. Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus ja mekaaninen rauδοitussuhde.	27
Kaava 15. Vaadittu rauδοitusala mekaanisen rauδοitussuhteen perusteella.	27
Kaava 16. Sisäinen momenttivarso	28
Kaava 17. Vaadittu rauδοitusala sisäisen momenttivarren perusteella.	28
Kaava 18. Laatan vähimmäisrauδοitusmäärä.	28
Kaava 19. Kerroin k .	29
Kaava 20. Rauδοitussuhde.	29
Kaava 21. Leikkauskestävyyden perusarvo.	29
Kaava 22. Leikkauskestävyyden vähimmäisarvo.	29
Kaava 23. Leikkauskestävyyden mitoitusarvo.	29
Kaava 24. Leikkauskestävyyden ehto.	30
Kaava 25. Suoran vedetyn tangon jatkospituus.	30
Kaava 26. Tehollisen korkeuden arvo.	32
Kaava 27. Tarkistuspiirin etäisyys laattapaksunnoksella 1.	33
Kaava 28. Tarkistuspiirin etäisyys laattapaksunnoksella 2.	33
Kaava 29. Kokonaismitta lyhyemmässä suunnassa.	34
Kaava 30. Kokonaismitta pidemmässä suunnassa.	34
Kaava 31. Tarkistuspiirin etäisyys sienipaksunnoksella.	34
Kaava 32. Sisempi tarkistuspiiri.	35
Kaava 33. Ulompi tarkistuspiiri.	35
Kaava 34. Kerroin β pyöreälle pilarille.	36
Kaava 35. Kerroin β suorakaidepalkeille.	36
Kaava 36. Tarkistuspiirissä vaikuttavan leikkausvoiman staattinen momentti.	36
Kaava 37. Leikkausjännitys tarkistuspiirillä.	37
Kaava 38. Kerroin $CR_{d,c}$.	37

Kaava 39. D suorakaidepilarille.	37
Kaava 40. Geometrinen raudoitussuhde.	37
Kaava 41. Kerroin k.	37
Kaava 42. Lävistyskestävyys perustarkistuspiirillä.	37
Kaava 43. Leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyyden yläraja.	38
Kaava 44. Leikkausjännityksen yläraja pilarin piirillä.	38
Kaava 45. Leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyys.	38
Kaava 46. Lävistysraudoituksen tehollinen mitoituslujuus.	39
Kaava 47. Lisätarkistuspiirin pituus.	39
Kaava 48. Halkeamavälin yläraja.	41
Kaava 49. Tehollinen raudoitussuhde.	42
Kaava 50. Raudoituksen ja betonin venymäero.	42
Kaava 51. Halkeamaleveyden ominaisarvo	42
Kaava 52. Taipumaraja.	43
Kaava 53. Tiukempi taipumaraja.	43
Kaava 54. Jännevälin ja tehollisen korkeuden suhde, kun $\rho \leq \rho_0$.	44
Kaava 55. Jännevälin ja tehollisen korkeuden suhde, kun $\rho > \rho_0$.	44
Kaava 56. Korjattu L/d suhde.	45

KUVAT

Kuva 1. Pilarilaatan toimintasuunnat.	22
Kuva 2. Havainnekuvat pilarilaatoista, joissa laatan sisäiset vahvistukset (vasen), vahvistuslaatat (keskellä) ja vahvistussienet (oikealla).	22
Kuva 3. Lävistysmurtuminen taivutushalkeilun jälkeen. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 65.)	31
Kuva 4. Leikkausraudoitetun laatan murtomekanismi. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 65.)	31
Kuva 5. Tarkistuspiiri aukon lähellä (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 97).	33
Kuva 6. Perustarkistuspiiri laatan reunalla (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 97).	33
Kuva 7. Laatta- ja sienipaksunnos kun $IH < 2,0hH$ (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 98).	34
Kuva 8. Laatta ja sienipaksunnos kun pilari on pyöreä ja $IH \geq 2,0hH$ (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 99).	35
Kuva 9. Kertoimen β likiarvot (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 68).	36
Kuva 10. Leikkausraudoituksen sijoittelu (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 72).	40
Kuva 11. Hyötykuorman ”shakkilautakuormitus”.	47
Kuva 12. Laatan alapinnan vaadittu y-suuntainen raudoitus.	47
Kuva 13. FEM-Design mitoitusulos.	48
Kuva 14. Yläpinnan y-suuntaisen raudoituksen suhde vaadittuun raudoitukseen.	49
Kuva 15. Lävistysmitoituksen kuva.	50
Kuva 16. Laatan käyttöasteet.	51

TAULUKOT

Taulukko 1. Rakennusmateriaalien nimelliset tilavuuspainot (SFS-EN 1991-1-1 +AC, 46).	14
---	----

Taulukko 2. Rakennusmateriaalien nimelliset tilavuuspainot (SFS-EN 1991-1-1 +AC, 46).	15
Taulukko 3. Tuulensuojaisuuskerroin (Ympäristöministeriö 2016b, 17).	16
Taulukko 4. Kuormien yhdistely murtorajatilassa (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 25).	17
Taulukko 5. Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus eri ympäristöolosuhteissa. (Ympäristöministeriö 2016a, 17.)	19
Taulukko 6. Tasapainorauδοituksen mukaiset μ _d ja β _b (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 97).	27
Taulukko 7. Kertoimen k arvot suorakaiteen muotoisille kuormitusaloille.	36
Taulukko 8. Halkeamaleveyksien raja-arvot.	41
Taulukko 9. Halkeamavälin laskennassa tarvittavat k-kertoimet.	42
Taulukko 10. Rakennejärjestelmän huomioiva kerroin K(Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 225).	44

KÄYTETYT LYHENTEET

A	onettomuuskuorma
A_c	betonin poikkileikkausala
A_s	raudoituksen poikkileikkausala
$A_{s,vaad}$	vaadittu raudoituksen poikkileikkausala
$A_{s,min}$	vähimmäisraudoituksen poikkileikkausala
A_{sw}	leikkausraudoituksen poikkileikkausala
$C_{Rd,c}$	kerroin
D	pyöreän pilarin halkaisija
G_k	pysyvän kuorman ominaisarvo
K	rakennejärjestelmän huomioiva kerroin
K_{Fl}	kuormitusyhdistelmän kerroin
L	jännemitta, pituus
M_{Ed}	taivutusmomentin mitoitusarvo
Q_k	muuttuvan kuorman mitoitusarvo
$S_{r,max}$	halkeamavälin yläraja
V_{Ed}	leikkausvoiman mitoitusarvo
a_i	pilarin sivumitta
a_{max}	taipumaraja
b	poikkileikkauksen leveys
c	betonipeitteen nimellisarvo
c	pilarin sivumitta
c_{min}	betonipeitteen vähimmäisarvo

d	poikkileikkauksen tehollinen korkeus
f_{cd}	betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
f_{ck}	betonin puristuslujuuden ominaisarvo
f_{ctk}	betonin vetolujuuden ominaisarvo
f_{ctd}	betonin vetolujuuden mitoitusarvo
f_{ctm}	betonin keskimääräinen vetolujuus
f_{yd}	betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo
f_{yk}	betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo
$f_{ywd,ef}$	lävistysraudoituksen tehollinen mitoituslujuus
h	poikkileikkauksen korkeus
h	korkeus
h_h	paksunnoksen korkeus
l_i	paksunnoksen kokonaismitta
l_j	jatkospituus
l_h	paksunnoksen ja pilarin reunan etäisyys
k	kerroin
l_{eff}	tehollinen jännemitta
l_n	jänneväli
m_{rd}	rakenteen momenttikestävyys
m_{ed}	momentin mitoitusarvo
r_{cont}	tarkistuspiirin etäisyys
s	lumikuorma katolla
s_r	leikkausraudoituskehien säteittäinen väli

u_i	tarkistuspiirin pituus
V_{ed}	leikkausjännityksen mitoitusarvo tarkistuspiirillä
$V_{rd,cs}$	leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyys
W_k	halkeamaleveyden ominaisarvo
W_1	tarkistuspiirissä vaikuttavan leikkausvoiman staattinen momentti
z	poikkileikkauksen sisäisten voimien momenttivarsi
$\Delta_{c,dev}$	betonipeitteen sallittu mittapoikkeama
α	leikkausraudoituskehien ja laatan välinen kulma
α_{cc}	betonin puristuslujuuden kerroin
β	puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus, kerroin
β_{bd}	puristusvyöhykkeen suhteellisen korkeuden tasapainoarvo
γ_c	betonin osavarmuusluku
γ_s	teräksen osavarmuusluku
σ_s	raudoituksen jännitys halkeamassa
ϵ_{sm}	raudoituksen venymä
ϵ_{cm}	betonin venymä
η	tehollisen lujuuden kerroin
μ	suhteellinen momentti
μ_{bd}	suhteellisen momentin tasapainoarvo
ρ_l	raudoitussuhde
ψ	kuormien pienennyskerroin
ω	mekaaninen raudoitussuhde
\emptyset	halkaisija

1 JOHDANTO

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena on perehtyä teräsbetonirakenteisten pilarilaattojen mitoittamiseen ja mitoittaa kohteeseen paalulaatta. Työssä on suunnitellaan teräsbetonirakenne ja perehdytään pilarilaattojen vaatiman raudoituksen suunnitteluun. Tavoitteena on myös selvittää FEM-Design ohjelman soveltuvuutta pilarilaattojen raudoituksen suunnitteluun kohdelaatan suunnittelun avulla.

Sain Insinööritoimisto Aalto-Setälä Oy:ltä toimeksiannoksi teollisuushallin laajennuksen rakennesuunnittelun. Opinnäytetyön aiheeksi rajautui paalulaatan mitoitus ja raudoituksen suunnittelu, koska se oli kiinnostava ja sopivan kokoinen kokonaisuus. Työn myötä toimeksiantaja saa lisää kokemusta betonirakenteiden ja varsinkin pilarilaattojen nykyisten sääntöjen mukaisesta suunnittelusta.

Lähdemateriaalina työssä on käytetty Suomen Betoniyhdistyksen kirjallisuutta sekä eurokoodeja ja niiden kansallisia liitteitä.

2 RAKENNESUUNNITTELU

2.1 Rajatilamitoitus ja mitoitustilanteet

Betonirakenteiden mitoitus perustuu rajatilamitoitukseen, jossa rakenteita tarkastellaan murtorajatilassa, sekä käyttörajatilassa (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 18).

Murtorajatiloja ovat tilanteet, joissa rakenteen vaurioituminen aiheuttaa vaaraa ihmisille tai omaisuudelle. Tyypillisiä murtorajatiloja betonilaatoille ovat taivutusmurto ja leikkausmurto. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 18.)

Käyttörajatiloja ovat tilanteet, joissa rakenteen turvallisuudelle ei ole haittaa, mutta sen toiminta häiriintyy, ulkonäkö tai säilyvyys heikkenee tai se häiritsee ihmisen mukavuutta. Tyypillisiä käyttörajatiloja betonilaatalle ovat halkeamaleveysrajatila ja taipumarajatila. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 18.)

Rajatilojen lisäksi on kohteen mukaan otettava huomioon eri mitoitustilanteita, joita ovat normaalisti vallitsevat tilanteet, tilapäiset tilanteet, onnettomuustilanteet sekä maanjäristystilanteet. Käyttörajatilassa on yleensä huomioitava vain normaalisti vallitseva tilanne, mutta murtorajatilassa on mahdollisesti tarpeen tarkastella kaikki toteutuksen ja käytön aikana esiintyvät mitoitustilanteet. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 18.)

Rajatilamitoituksessa käytetään rajatilojen ylittymisen todennäköisyyden pienentämiseksi osavarmuuslukumenetelmää. Osavarmuuslukumenetelmässä kuormia kasvatetaan kertomalla ominaiskuormat kuormaosavarmuusluvulla, γ_F , kun taas materiaalien lujuutta pienennetään jakamalla materiaalin kestävyuden ominaisarvo materiaaliosavarmuusluvulla γ_m . Näin saadaan kestävyuden mitoitusarvo X_d ja kuormien vaikutuksen mitoitusarvo E_d . Mitoitusehto muodostuu näiden mitoitusarvojen välille, kaava 1. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 18.)

$$X_d \geq E_d$$

Kaava 1. Osavarmuusmenetelmän mitoitusehto

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvoa määrittäessä otetaan materiaaliosavarmuusluvun lisäksi huomioon betonin puristuslujuuskerroin α_{cc} , jolle käytetään Suomessa arvoa

0,85. Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo saadaan kaavasta 2. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 36.)

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Kaava 2. Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo.

Materiaaliosavarmuusluvuille on määritetty perusarvot sekä pienennetyt arvot. Pienennetyjä arvoja voidaan käyttää vain, jos toleranssiluokkaa tiukennetaan luokasta 1 luokkaan 2. Materiaaliosavarmuuslukujen perusarvot ovat betonille $\gamma_c=1,50$ ja raudoitukselle $\gamma_s=1,15$. Pienennetyt arvot ovat betonille $\gamma_c=1,35$ ja teräkselle $\gamma_s=1,10$. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 23.) Tässä työssä käytetään osavarmuuslukujen perusarvoja.

2.2 Kuormien luokitus

Kuormat luokitellaan niiden aikariippuvuuden perusteella pysyviin kuormiin, joille käytetään tunnusta G, muuttuviin kuormiin, joille käytetään tunnusta Q ja onnettomuuskuormiin, joille käytetään tunnusta A (SFS-EN 1990 + A1 + AC, 58).

2.2.1 Pysyvät kuormat

Pysyvät kuormat muodostuvat esimerkiksi rakenteiden ja kiinteiden laitteiden omapainosta, sekä kutistumisen ja epätasaisen painumisen aiheuttamista välillisistä kuormista (SFS-EN 1990 + A1 + AC, 58). Rakenteiden omapaino voidaan laskea sen tilavuuden ja tiheyden mukaan. Tässä työssä pysyviä kuormia aiheuttaa vain laatan omapaino, jonka tilavuuspainon löytää taulukosta 1. Normaali painoisen betonin tilavuuspainoksi ilmoitetaan 24kN/m^3 ja siihen lisätään 1kN/m^3 kun raudoituksen ja esijännityksen määrä on normaali (SFS-EN 1991-1-1 +AC, 24, 46).

Materiaali	Tilavuuspaino γ [kN/m ³]
betoni (ks. EN 206)	
kevytkiviainesbetoni	
tiheysluokka LC 1,0	9,0...10,0 ¹⁾²⁾
tiheysluokka LC 1,2	10,0...12,0 ¹⁾²⁾
tiheysluokka LC 1,4	12,0...14,0 ¹⁾²⁾
tiheysluokka LC 1,6	14,0...16,0 ¹⁾²⁾
tiheysluokka LC 1,8	16,0...18,0 ¹⁾²⁾
tiheysluokka LC 2,0	18,0...20,0 ¹⁾²⁾
normaalipainoinen betoni	24,0 ¹⁾²⁾
raskasbetoni	> ¹⁾²⁾
laasti	
sementtilaasti	19,0...23,0
kipssilaasti	12,0...18,0
kalkkisementtilaasti	18,0...20,0
kalkkilaasti	12,0...18,0
¹⁾ Arvoihin lisätään 1 kN/m ³ , kun raudituksen ja esijännitysteräksen määrä on normaali	
²⁾ Arvoihin lisätään 1 kN/m ³ , kun betoni ei ole vielä kovettunut	
HUOM. Ks. lukua 4	

Taulukko 1. Rakennusmateriaalien nimelliset tilavuuspainot (SFS-EN 1991-1-1 +AC, 46).

2.2.2 Pysyvät kuormat

Pysyvät kuormat muodostuvat esimerkiksi rakenteiden ja kiinteiden laitteiden omapainosta, sekä kutistumisen ja epätasaisen painumisen aiheuttamista välillisistä kuormista (SFS-EN 1990 + A1 + AC, 58). Rakenteiden omapaino voidaan laskea sen tilavuuden ja tiheyden mukaan. Tässä työssä pysyviä kuormia aiheuttaa vain laatan omapaino, jonka tilavuuspainon löytää taulukosta 1. Normaalipainoisen betonin tilavuuspainoksi ilmoitetaan 24kN/m³ ja siihen lisätään 1kN/m³ kun raudituksen ja esijännityksen määrä on normaali (SFS-EN 1991-1-1 +AC, 24, 46).

Materiaali	Tilavuuspaino γ [kN/m ³]
betoni (ks. EN 206)	
kevytkiviainesbetoni	
tiheysluokka LC 1,0	9,0...10,0 ¹⁾²⁾
tiheysluokka LC 1,2	10,0...12,0 ¹⁾²⁾
tiheysluokka LC 1,4	12,0...14,0 ¹⁾²⁾
tiheysluokka LC 1,6	14,0...16,0 ¹⁾²⁾
tiheysluokka LC 1,8	16,0...18,0 ¹⁾²⁾
tiheysluokka LC 2,0	18,0...20,0 ¹⁾²⁾
normaalipainoinen betoni	24,0 ¹⁾²⁾
raskasbetoni	> ¹⁾²⁾
laasti	
sementtilaasti	19,0...23,0
kipsilaasti	12,0...18,0
kalkkisementtilaasti	18,0...20,0
kalkkilaasti	12,0...18,0
¹⁾ Arvoihin lisätään 1 kN/m ³ , kun raudoituksen ja esijännitysteräksen määrä on normaali	
²⁾ Arvoihin lisätään 1 kN/m ³ , kun betoni ei ole vielä kovettunut	
HUOM. Ks. lukua 4	

Taulukko 2. Rakennusmateriaalien nimelliset tilavuuspainot (SFS-EN 1991-1-1 +AC, 46).

2.2.3 Muuttuvat kuormat

Muuttuvat kuormat muodostuvat esimerkiksi hyötykuormista, tuulikuormista ja lumikuormista (SFS-EN 1990 + A1 + AC,58). Hyötykuormat rakennuksessa aiheutuvat sen käytöstä ja määräytyvät rakennuksen käyttötarkoituksen perusteella. Eurokoodien mukaan varasto- ja tuotantotilat on jaettu luokkiin E1 ja E2. Kullekin luokalle määritetyt hyötykuormat saadaan luettua taulukoista (SFS-EN 1991-1-1 + AC, 34). Tässä työssä käytetty hyötykuorman arvo on arkkitehdin määrittämä 10 kN/m².

2.2.4 Lumikuorma

Maanpinnan lumikuorman arvot Suomessa löytyvät Ympäristöministeriön kansallisesta liitteestä standardiin SFS-EN 1991-1-3 (Ympäristöministeriö 2016b, 15). Lumikuorman arvo katolla, s , lasketaan kaavasta 3, jossa μ_i on katon muotokerroin, C_e on tuulensuojaisuuskerroin ja C_t on lämpökerroin (SFS-EN 1991-1-3 + AC +A1). Tuulensuojaisuuskerroin, C_e , saadaan taulukosta 3. (Ympäristöministeriö 2016b, 17) ja lämpökertoimen,

C_t , arvo löytyy eurokoodista (SFS-EN 1991-1-3 + AC + A1, 30.) Tässä työssä maastotyyppi on normaali, jolloin $C_e = 1,0$. Lämpökertoimen arvo $C_t = 1,0$. Katon muotokerroin on riippuvainen katon muodosta, kaltevuudesta ja mahdollisista rakenteista, joita vasten lumi voi kinostua. Tämän työn tapauksessa katto on harjakatto, jonka kaltevuus on välillä 0 ja 30 astetta, jolloin muotokerroimeksi tulee 0,8 (SFS-EN 1991-1-3 + AC + A1, 32;34.)

Maastotyyppi	C_e
Tuulinen	0,8 (1,0, mikäli lyhyempi sivumitta > 50 m)
Normaali	1,0
Suojainen	1,2

Tuulinen maasto: laakea, esteetön, joka puolelle avoin alue, jolloin maasto, korkeat rakennuskohteet tai puut eivät suojaa tai suojaavat vain vähän.
 Normaali maasto: alue, jolla rakennuskohteeseen vaikuttava tuuli ei maaston, muiden rakennuskohteiden tai puiden takia huomattavasti poista lunta.
 Suojainen maasto: alue, jolla tarkasteltava rakennuskohde on huomattavasti alempana kuin ympäröivä maasto tai se on korkeiden puiden tai itseään korkeampien rakennuskohteiden ympäröimä.

Taulukko 3. Tuulensuojaisuuskerroin (Ympäristöministeriö 2016b, 17).

$$s = \mu_i C_e C_t s_k$$

Kaava 3. Lumikuorma katolla.

2.3 Kuormien yhdistely

Kuormien yhdistelyn tarkoituksena on yhdistellä sellaisten kuormien vaikutukset, jotka voivat esiintyä samanaikaisesti. Kuormien ominisarvon mukainen kuorma esiintyy vain hyvin harvoin, jonka johdosta on vielä epätodennäköisempää, että useampi kuorma olisi samaan aikaan ominisarvon suuruinen. Tästä syystä kuormien vaikutuksia ei lasketa yhteen täysin, vaan muuttuvia kuormia pienennetään kertoimilla ψ_0 , ψ_1 ja ψ_2 . Kyseeseen tulevista kuormitusyhdistelmistä valitaan se, joka antaa suurimmat kuormat. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 25.)

Murtorajatilassa betonirakenteita koskee staattisen tasapainon rajatila, sekä kestävyysrajatila. Kestävyysrajatilassa on kaksi yhdistelmää, joista suuremman kuorman

antanut valitaan. Murtorajatilän yhdistelysäännöt on esitetty taulukossa 4. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 25). Tässä työssä rakennusmateriaalin lujuus on määräävä, joten tarkastellaan murtorajatilän kestävyysrajatilan yhdistelmät STR1 ja STR2.

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

Taulukko 4. Kuormien yhdistely murtorajatilassa (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 25).

Kuormitusyhdistelmissä oleva kerroin K_{FI} on seuraamusluokasta riippuva luotettavuuden tasoluokitukseen käytettävä kuormien kerroin. Seuraamusluokkia ovat CC1, jossa suuret seuraamukset, CC2, jossa keskisuuret seuraamukset ja CC3, jossa vähäiset seuraamukset (SFS-EN 1990 + A1 + AC, 136). Tämän työn kohde on seuraamusluokassa CC2, johon esimerkiksi asuin- liike- ja toimistorakennukset kuuluvat. K_{FI} kerroin seuraamusluokalle CC2 on 1,0. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 21.)

Käyttörajatilaa tarkasteltaessa valitaan kuormayhdistelmät siten, että ne soveltuvat rakenteen käyttökelpoisuuden ja toimivuuden varmistamiseen. Käyttörajatiilojen kuormayhdistelmiä ovat ominaisyhdistelmä palautumattomille rajatiloille, tavallinen yhdistelmä palautuville rajatiloille, sekä pitkäaikaisyhdistelmä pitkäaikaisille vaikutuksille ja ulkonäköseikoille. Käyttörajatiiloissa pysyvien kuormien osavarmuuslukuna käytetään kaikissa tapauksissa 1,0 ja muuttuvilla kuormilla käytetään yhdistelykertoimia. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 28, 29.)

2.4 Materiaaliominaisuudet

2.4.1 Raudoitettu betoni

Betonin ja raudoituksen muodostamaa yhdistelmäateriaalia kutsutaan teräsbetoniksi. Teräsbetonisen rakenteen toiminta perustuu betonin hyvä puristuslujuus, sekä teräksen veto- ja taivutuskestävyys. Betoni myös suojaa raudoitusta korroosiolta, sekä hidastaa sen lämpenemistä palotilanteessa. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 54)

Teräsbetonin toiminta edellyttää riittävän tartunnan betonin ja raudoituksen välille, jotta muodonmuutokset ja jännitykset siirtyisivät niiden välillä. Rakenteen toiminnalle on myös tärkeää, että teräksen ja betonin lämpötilakertoimet ovat lähellä toisiaan, jonka johdosta suurelleen lämpötilan muutokset eivät aiheuta ylimääräisiä rasituksia. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 54.)

Suunnittelun lähtökohtana on rasitusluokan ja suunnitellun käyttöiän valinta. Rakennuttaja valitsee tavoitekäyttöiän rakennuksen käyttötarkoituksen mukaan. Tavoitekäyttöiän perusteella valitaan rakennukselle ja rakennusosille käyttöiät. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 60.) Eurokoodin 1990 mukaan talorakennusten ja tavanomaisten rakennusten viitteellinen käyttöikä on 50 vuotta. (SFS-EN 1990 + A1 + AC,48).

Ympäristön aiheuttamat rasitukset teräsbetonirakenteelle on jaettu rasitusluokkiin, jotka on edelleen jaettu kuuteen ryhmään. Rasitusryhmiä ovat X0, jossa ei korroosiorasituksen vaaraa, XC, jossa karbonatisoitumisen aiheuttama korroosio, XD, jossa muun kuin meriveden aiheuttama korroosio, XS, jossa meriveden aiheuttama korroosio, XF, jossa jäädytys-sulatusrasitus ja XA, jossa kemiallinen rasitus. Rasitusryhmät jakautuvat edelleen alaluokkiin olosuhteiden mukaan ja rakenteeseen saattaa vaikuttaa myös usean rasitusluokan yhdistelmiä käyttöalueen mukaan. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 61,62.)

2.4.2 Betonipeite

Betonipeitteellä tarkoitetaan etäisyyttä betonipinnan ja sitä lähimpänä olevan raudoituksen välillä. Betonipeitteen tarkoituksena on suojata betoniterästä korroosiolta, sekä täyttää betoniteräksen tartuntavaatimukset. Betonipeitteen nimellisarvon tunnus on c_{nom} ja se määritetään peitteen vähimmäisarvon, c_{min} , ja sallitun mittapoikkeaman, Δc_{dev} , summana kaavalla 4. Betonipeitteen minimiarvo c_{min} tulee täyttää sekä tartuntaa, että olosuhteita koskevat vaatimukset. Kun teräs ei ole ruostumatonta eikä betonilla ole lisäsuojasta c_{min} on suurin kaavan 5 antamista arvoista. Betonipeitteen vähimmäisvaatimus tartunnan osalta, $c_{min,b}$, on erillisille tangoille tangon halkaisija. Sallittu mittapoikkeama, Δc_{dev} , on Suomen kansallisen liitteen mukaan yleensä 10mm. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 49-52; Ympäristöministeriö 2016a, 17.)

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Kaava 4. Betonipeitteen nimellisarvo.

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}\}$$

Kaava 5. Betonipeitteen vähimmäisarvo.

Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimukset, $c_{min,dur}$, on määritetty Suomen kansallisessa liitteessä ja ne ovat riippuvaisia rakenteen suunnitellusta käyttöiästä ja rasitusluokasta. Vähimmäisarvovaatimukset eri ympäristöolosuhteissa voidaan lukea taulukosta 5. (Ympäristöministeriö 2016a, 17.)

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

Huomautus 1. Tartuntajänteille, joiden pitkäaikainen jännitys käyttörajatilassa on korkeintaan 400 N/mm^2 , sovelletaan betoniteräkselle asetettuja vaatimuksia.

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

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

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

Taulukko 5. Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus eri ympäristöolosuhteissa. (Ympäristöministeriö 2016a, 17.)

Betonipeitteen nimellisarvo on kuitenkin vähintään $c_{min} + 10 \text{ mm}$, kun betoni valetaan tasauskerroksella tasattua maata vasten (Ympäristöministeriö 2016a, 17).

Tässä työssä pilarilaatan suunniteltu käyttöikä on 50 vuotta ja rasitusluokka XC1. Betonin lujuusluokaksi suunnittelussa on valittu C30/37, joka on 10 MPa suurempi kuin säilyvyyden kannalta vaadittava 20MPa. Näiden tietojen mukaan betonipeitteen vähimmäisarvon, c_{min} , arvoksi saadaan 10mm ja betonipeitteen nimellisarvoksi $c_{nom}=20mm$.

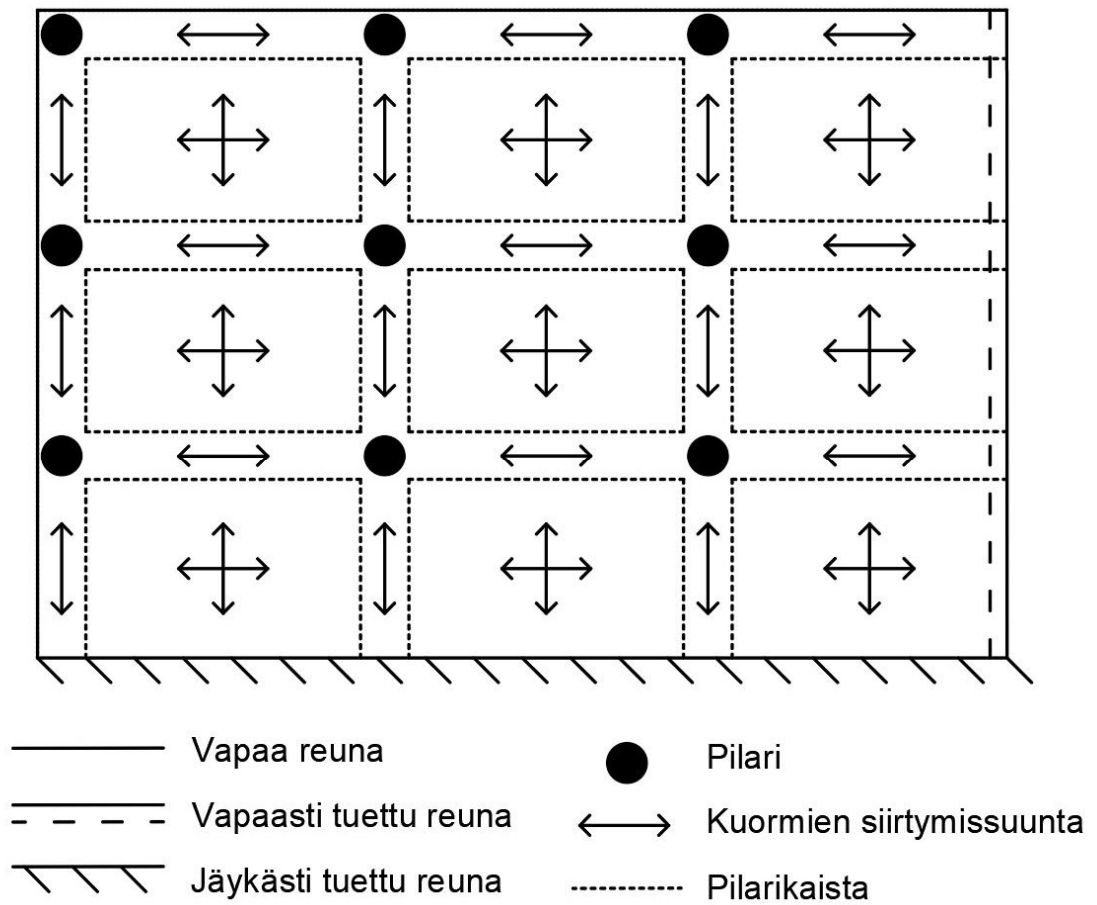
3 PILARILAATAT

Laattoja ovat tasomaiset rakenteet, joiden sivumitat L_x ja L_y ovat huomattavasti rakenteen paksuutta, h , suurempia. Laattoihin vaikuttava kuormitus on pääosin laatan xy -tasoa vastaan kohtisuorassa. Laatat erotetaan palkeista leveyden, b , ja korkeuden, h , suhteella. Eurokoodin mukaan laataksi luokitellaan rakenne, jonka leveyden ja korkeuden suhde $b/h \geq 5$. Tällaisia rakenteita ovat rakennusten vaakasuorat tasorakenteet sekä ala-, ylä- ja välipohjat. Laatan tarkoituksena on siirtää siihen kohdistuvat ja sen aiheuttamat kuormat sitä tukeville rakenteille, kuten pilareille, palkeille ja seinille. Monessa tapauksessa laatat siirtävät myös vaakakuormia jäykistäville pystyrakenteille. Laattarakenteille on useita toteutus- ja tuentatapoja, joista tässä opinnäytetyössä käsitellään massiivilaattana toteutettua pilarilaattaa. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 7,9.)

Pilarilaataksi kutsutaan laattaa, joka on tuettu pilareihin ilman palkkien välitystä. Pilarilaatoilla on useita edullisia ominaisuuksia, kuten

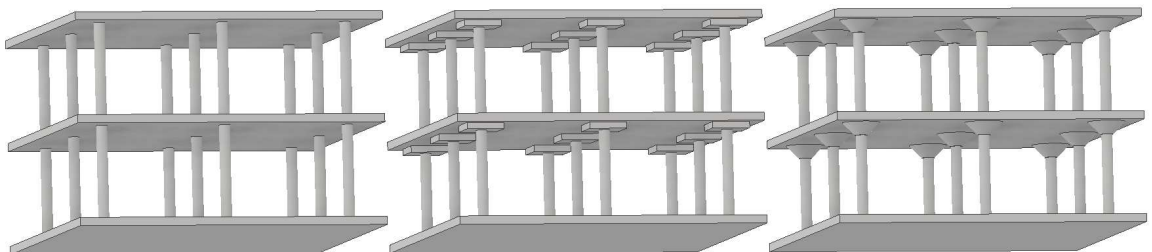
- vapaa geometria
- akustiset edut
- pieni rakennekorkeus
- tasaiset kattopinnat
- palkittomuuden tuoma selkeys ja asennuksen helppous
- muunneltavuus
- suunnittelun nopeus ja helppous
- rakentamisen nopeus ja helppous. (Suomen Betoniyhdistys ry 2006, 405.)

Pilarilaatta koostuu pilarikaistoista ja niiden väliin jäävistä laattakentistä. Pilarikaistojen katsotaan toimivan yhteen suuntaan kantavina laattoina ja pilarikenttien ristiin kantavina laattoina. Pilarilaattojen toimintasuunnat ja pilarikaistat näkyvät kuvassa 1. Pilarilaattojen rajoittava tekijä on useimmiten laatan lävistyskestävyys pilarien ympärillä, joten laatan lävistyskestävyyttä joudutaan vahvistamaan esimerkiksi kasvattamalla pilarikokoa, vahvistuslaattalla, yläpinnan terästyksen lisäämisellä, teräksisillä lävistysvahvikkeilla tai leikkausraudoituksella. Lävistyskestävyyden kasvattaminen vahvistuslaatoilla ei ole nykypäivän muottitekniikkaan soveltuva, joten sitä tulisi taloudellisista syistä välttää. (Suomen Betoniyhdistys ry 2006, 407, 415.)



Kuva 1. Pilarilaatan toimintasuunnat.

Kuva 2 on havainnekuva pilarilaatoista, joissa on käytetty vahvistussieniä, vahvistuslaattoja ja laatan sisäisiä vahvistuksia.



Kuva 2. Havainne kuvat pilarilaatoista, joissa laatan sisäiset vahvistukset (vasen), vahvistuslaatat (keskellä) ja vahvistussienet (oikealla).

Pilarilaatoissa pilarit eivät aina riitä sivusiirtymäjäykistykseksi, jolloin voidaan sivusuuntaisia voimia ottaa vastaan leikkausseinillä tai vinositeillä. Aukkojen vaikutus jäykkyyteen on pilarilaatoilla suurempi kuin sivuilta tuetuilla laatoilla ja tämän takia läpiviennit pyritään keskittämään yhteen kuiluun. Pilarilaatta voidaan toteuttaa normaalin massiivilaatan lisäksi myös jännitettyinä laattana, joka mahdollistaa pidemmät jännevälit. Jännevälillä kasvaessa joudutaan laatan paksuutta kasvattamaan, joka taas johtaa omapainon kasvuun. Kun laatan omapainon suhde hyötykuormaan kasvaa suureksi, ei pilarilaatta enää ole taloudellinen vaihtoehto. Tällaisena jännevälirajana pidetään jännittämättömille pilarilaatoille 8–9 metriä ja jännitetyille pilarilaatoille 12 metriä. (Suomen Betoniyhdistys ry 2006, 405, 406.)

Heikosti kantavilla maapohjilla laatta joudutaan usein toteuttamaan paalulaattana. Tällaisissa tilanteissa maapohjan kuormankantokykyä ei huomioida ollenkaan vaan laatta mitoitetaan kuten pilarilaatta. Useimmiten paalulaatat toteutetaan tankorautoituksella, mutta myös jännitetyjä ja teräskuitubetonilaattoja käytetään. (Suomen Betoniyhdistys ry, Suomen Betonilaattayhdistys 2018, 11, 132.)

4 RAKENNEANALYYSI JA PILARILAATAN MITOITUS

4.1 Rakenneanalyysi

Rakenneanalyysin tarkoituksena on selvittää rakenteen voimasuureiden tai jännitysten, muodonmuutosten ja siirtymien jakaumat. Analyysit suoritetaan käyttämällä rakenteen ja toiminnan kannalta tarkoituksenmukaisia idealisointeja. Yleisesti käytettyjä idealisointeja ovat esimerkiksi lineaarisen kimmoteorian, plastisuusteorian ja epälineaarisen toiminnan mukainen toiminta. Pilarilaattojen rakenneanalyysissä voidaan mainittuja analyysejä käyttää tietyin eurokoodien mukaisin edellytyksin.

Pilarilaattojen rakennemallissa voidaan yleensä olettaa, että tuet sallivat vapaan kiertymisen. Kun laatta on nivelenä toimivalla tuella jatkuva, voidaan tukien keskiöetäisyyden mukaisen tukimomentin mitoitusarvoa pienentää määrällä ΔM_{Ed} , joka voidaan laskea kaavasta 6. Kaavassa $F_{Ed,sup}$ on tukireaktion mitoitusarvo ja t on tuen leveys jänteen suunnassa. Pilarilaatalle käytettävä tehollinen jännemitta l_{eff} lasketaan vapaan jännevälin l_n ja mittojen a_1 ja a_2 summana kaavalla 7. Leveys a_i lasketaan kaavasta 8, jossa t on tukena toimivan rakenneosan leveys ja h laatan korkeus. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 53, 58-63.)

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} t / 8$$

Kaava 6. Tukimomentin mitoitusarvon pienennys.

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2$$

Kaava 7. Tehollinen jännemitta.

$$a_i = \min \begin{cases} 0,5h \\ 0,5t_i \end{cases}$$

Kaava 8. Leveys a_i .

Tarkin tapa pilarilaatan voimasuureiden laskemiseen on käyttää epälineaarista elementtimenetelmäohjelmaa. Suomessa eniten käytetty laattojen käsinlaskentamenetelmä on ns. massiivilaattamenetelmä, jossa laskenta perustuu laadittuihin taulukkoarvoihin. Tau-

lukkoarvot on kuitenkin laadittu kaikilta sivuilta tuetuille laatoille, joten menetelmä ei sovellu pilarilaattojen laskentaan. Pilarilaattojen käsilaskennan murtorajatilassa voi suorittaa esimerkiksi plastisuusteorian alarajalauseeseen perustuvalla kaistamenetelmällä ja ylärajalauseeseen perustuvalla myötöviivateorialla. Käyttörajatilatarkasteluissa voimasuureiden laskenta on suoritettava menetelmällä, joka ei edellytä rakenteen plastisoitumista. Myötöviivateorian mukaista laskentaa ei voi käyttää, mutta pilarilaatalle soveltuu esimerkiksi kaistamenetelmä. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 15, 16, 23, 88.)

4.2 Pilarilaattojen mitoitus

Laattojen mitoituksen tärkeimpiä osuuksia on laatan paksuuden valinta. Laatan paksuudella on merkittävä vaikutus rakenteen taloudellisuuteen ja rakenteelliseen toimintaan. Laatan paksuus on valittava siten, että se täyttää

- ääneneristävyys-,
- palonkestävyys-,
- taivutuskestävyys- ja
- taipumavaatimukset. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 11.)

Huoneistojen välisen ääneneristävyyden vaatimukset täyttyvät, kun laatan paksuus on vähintään 260–280mm. Seiniin tai palkkeihin tukeutuviissa laatoissa murtorajatila on harvoin laatan paksuuden kannalta määräävä mitoituskriteeri, sillä taivutuskestävyys saavutetaan useimmiten suhteellisen pienillä raudoitusmäärillä ja leikkauskestävyys viivamaisella tuella riittää yleensä jo leikkauskestävyyden minimiarvon perusteella. Kuitenkin pilarilaatoissa lävistyskestävyys voi nousta määrääväksi kriteeriksi ja sitä voidaan korottaa laatan paksuutta kasvattamalla. Pilarilaatan lävistyskestävyyden kasvattaminen on kuitenkin useimmiten taloudellisempaa hoitaa lävistysraudoituksella. Palonkestävyysvaatimus ei tavallisesti myöskään ole mitoittava tekijä laatan kokonaispaksuudelle, mutta voi vaikuttaa siihen keskiöetäisyysvaatimusten kautta. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 11.)

Laatan paksuudelle mitoittava kriteeri on useimmiten taipumarajatila. Pilarilaatan paksuus on yleensä koko laatan läpi vakio. Jos mahdollista, pilarilaatan paksuus valitaan niin, ettei taipumien tarkastamista tarvitse tehdä. Tämä ei kuitenkaan yleensä ole taloudellisin vaihtoehto. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 11; Suomen Betoniyhdistys ry 2006, 405.)

Pilarilaatan alustava paksuus h valitaan laataston sisäkenttien pisimmän jännevälin L (kaava 9) tai reunakentän reunaa vasten kohtisuoraan olevan pisimmän jännevälin L_r (kaava 10) funktiona. (Suomen Betoniyhdistys ry 2006, 405, 406.)

$$h = \frac{L}{30} \dots \frac{L}{27}$$

Kaava 9. Pilarilaatan alustava paksuus sisäkentän pisimmän jännevälin funktiona.

$$h = \frac{L_r}{25} \dots \frac{L_r}{22} \text{ tai } h = \frac{L}{30} \dots \frac{L}{27}$$

Kaava 10. Pilarilaatan alustava paksuus reunakentän pisimmän jännevälin funktiona.

4.3 Murtorajatila

4.3.1 Taivutusmitoitus

Pilarilaattojen taivutusmitoituksen laskentaprosessi on pitkälti samanlainen kuin palkeilla. Taivutusraudoitus mitoitetaan lasketuille maksimimomenteille ja raudoituksen jakautuminen laatalle määritellään momenttijakauman, sekä likimääräisten rakenteellisten ohjeiden mukaan. Taivutusmitoituksessa on oltava määritettynä mitoitusmomentti m_{Ed} , poikkileikkauksen tehollinen korkeus d , betonin lujuuden mitoitusarvo f_{cd} , ja tehollisen lujuuden kerroin η . Taivutusmitoituksen ehto on, että rakenteen momenttikestävyys m_{Rd} on suurempi tai yhtä suuri kuin ulkoisten kuormien aiheuttama mitoitusmomentti m_{Ed} . Mitoitusyhtälö nähdään kaavassa 11. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 48.)

$$m_{Rd} \geq m_{Ed}$$

Kaava 11. Taivutusmitoituksen mitoitussyhtälö.

Poikkileikkauksen tehollisen korkeuden, mitoitusmomentin, betonin lujuuden mitoitusarvon sekä tehollisen lujuuden kertoimen avulla saadaan mitoitusmomentin aiheuttama suhteellinen momentti μ laskettua kaavasta 12. Kaavalla laskettua suhteellista momenttia tulee verrata tasapainoraudoituksen mukaiseen suhteelliseen momenttiin, jonka raja-arvoja raudoituksen lujuusluokille on esitetty taulukossa 6. Lasketun suhteellisen momentin arvon tulee olla yhtä suuri tai pienempi kuin tasapainoraudoituksen mukainen suhteellinen momentti, jotta poikkileikkaus kykenee vastaanottamaan momentin (kaava

13). Jos rakenteelle halutaan selkeä plastinen muodonmuutos ennen murtotilaa, tulee raudoituksen määrä rajoittaa niin, ettei se ylitä 70 % tasapainoraidoituksesta. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 48, 49; Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 97.)

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{\eta f_{cd} d^2}$$

Kaava 12. Suhteellinen momentti.

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

Taulukko 6. Tasapainoraidoituksen mukaiset μ_{bd} ja β_b (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 97).

$$\mu \leq \mu_{bd}$$

Kaava 13. Tasapainoraidoituksen ehto.

Kun tasapainoraidoituksen ehto toteutuu, voidaan puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus β laskea kaavasta 14. Samasta kaavasta saadaan myös mekaaninen raudoitus-suhde ω , jolla on sama arvo suhteellisen korkeuden kanssa. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 49.)

$$\beta = \omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$$

Kaava 14. Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus ja mekaaninen raudoitussuhde.

Vetoraidoituksen vaadittu pinta-ala voidaan laskea kaavasta 15 tai sisäisen momentti-varren z avulla kaavasta 16. Sisäinen momenttivarso lasketaan kaavalla 17 poikkileikkauksen tehollisen korkeuden ja tehollisen puristusvyöhykkeen korkeuden perusteella. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 49; Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 99.)

$$A_{s.vaad} \geq \omega d \frac{\eta f_{cd}}{f_{yd}}$$

Kaava 15. Vaadittu raudoitusala mekaanisen raudoitussuhteen perusteella.

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

Kaava 16. Sisäinen momenttivarsi

$$A_{s.vaad} \geq \frac{M_{Ed}}{zf_{yd}}$$

Kaava 17. Vaadittu rauditusala sisäisen momenttivarren perusteella.

Laatoilla on vielä tarkastettava, että vähimmäisraudoituksen ehto $A_{s.vaad} \geq A_{s.min}$ täyttyy. Vähimmäisraudoitusmäärä lasketaan kaavasta 18. Jos laatan paksuus ei määräydy kuormituksen perusteella, voi kevyesti kuormitetun laatan vähimmäisraudoitusmäärä kasvaa kohtuuttoman suureksi kaavalla 18. Jos laatan haurasmurtumisen riski on pieni, mahdollistaa eurokoodi 1,2-kertaisen murtorajatilän raudituksen käyttämisen vähimmäisraudoituksena. Vähimmäisraudoituksen määrä koskee pilarilaatoilla kenttäraudoituksen kumpaakin suuntaa. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 49, 80.)

$$A_{s.min} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} d \\ 0,0013d \end{cases}$$

Kaava 18. Laatan vähimmäisraudoitusmäärä.

4.3.2 Leikkausmitoitus ja tukiraudoitus

Leikkausmitoitus suoritetaan vain viivamaisesti tuetuille laatoille, joten täysin pilareille tuetulle laatalle ei leikkausmitoitusta tarvitse tehdä. Kuitenkin tilanteissa, joissa jokin laatan reunoista on viivamaisesti tuettu, tulee leikkausmitoitus suorittaa. Laattoja tarkastellaan useimmiten leikkausraudoittamattomina, jolloin mitoituskaavat on johdettu leikkausraudoittamattoman palkin mitoituskaavoista. Leikkauskestävyyden tarkastelu on yleensä tarpeellista tarkastella vain rasitetuimmalla alueella. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 58.)

Leikkauskestävyyden laskemiseen tarvitaan kertoimet k , joka lasketaan kaavasta 19 ja raudoitussuhde ρ_L , joka lasketaan kaavasta 20. Kaavassa 20 A_{sL} on täysin ankkuroidun

vetorauoituksen määrä, jos vetorauoitus ei ole ankkuroitu täydelle vetovoimalle pienennetään sen määrää ankkurointipituuksien suhteessa. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 58; Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 146.)

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

Kaava 19. Kerroin k.

$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{d} \leq 0,02$$

Kaava 20. Raudoitussuhde.

Leikkauskestävyyden perusarvo $v_{Rd,c0}$ lasketaan kaavasta 21 ja leikkauskestävyyden vähimmäisarvo $v_{Rd,cmin}$ kaavasta 22. Laatan leikkauskestävyyden mitoitusarvo $v_{Rd,c}$ valitaan kaavan 23 mukaan näistä arvoista suurempi. Laatan leikkauskestävyyden mitoitusehto on esitetty kaavassa 24, jossa v_{Ed} on leikkausvoiman mitoitusarvo. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 58.)

$$v_{Rd,c0} = \frac{0,18}{\gamma_c} dk \left(100 \rho_L \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{1/3} \text{MPa}$$

Kaava 21. Leikkauskestävyyden perusarvo.

$$v_{Rd,cmin} = 0,035 dk^{1/3} \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \text{MPa}$$

Kaava 22. Leikkauskestävyyden vähimmäisarvo.

$$v_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} v_{Rd,c0} \\ v_{Rd,cmin} \end{array} \right.$$

Kaava 23. Leikkauskestävyyden mitoitusarvo.

$$v_{Rd,c} \geq v_{Ed}$$

Kaava 24. Leikkauskestävyyden ehto.

Kun laatan reuna on tuettu vapaaksi suunnitellulla viivamaisella tuella, on siihen mitoitettava tukirauditus. Reunatuki mitoitetaan momentille, joka on vähintään 15 % suurimmasta kenttämomentista. Rauditus ulotetaan tuen reunasta vähintään 20 % kentän lyhyemmän jännemitan päähän. Raudituksen suurin sallittu tankoväli on pienempi arvoista 400 mm ja $3h$. Tukirauditus ankkuroidaan kenttäraudoitukseen jatkospituuden l_j verran. Suoralle vedetylle tangolle voidaan jatkospituus limijatkoksessa laskea kaavasta 25, jossa k -kertoimet ovat taulukkoarvoja. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 83; Suomen Betoniyhdistys ry 2011, 56.)

$$l_j = 0,25k_j \frac{f_{yd}}{k_b f_{ctd}} \varnothing$$

Kaava 25. Suoran vedetyn tangon jatkospituus.

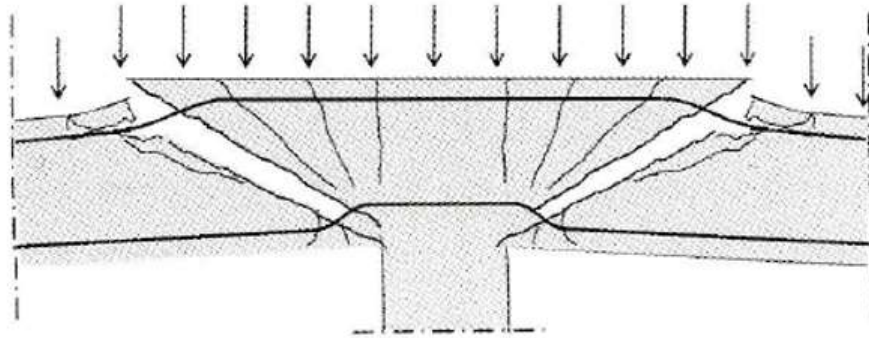
4.3.3 Lävistysmitoitus

Pilarilaatoille tyypillisimpiä murtotapoja on lävistysmurtuma. Lävistysmurtuma tapahtuu pienellä alalla vaikuttavan kuorman, kuten pilarilaatassa pilarin tukireaktion vaikutuksesta. Lävistysmurtumassa laatasta leikkautuu irti kartiomainen osa, joka johtaa kantavuuden menetykseen. Lävistysmurtomekanismiin vaikuttavia asioita ovat esimerkiksi

- laatan hoikkuus,
- pistekuorman vaikutusalan ja laatan paksuuden suhde,
- laatan taivutusraudoitus ja
- leikkausraudoitus. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 64; Suomen Betoniyhdistys ry 2006, 288.)

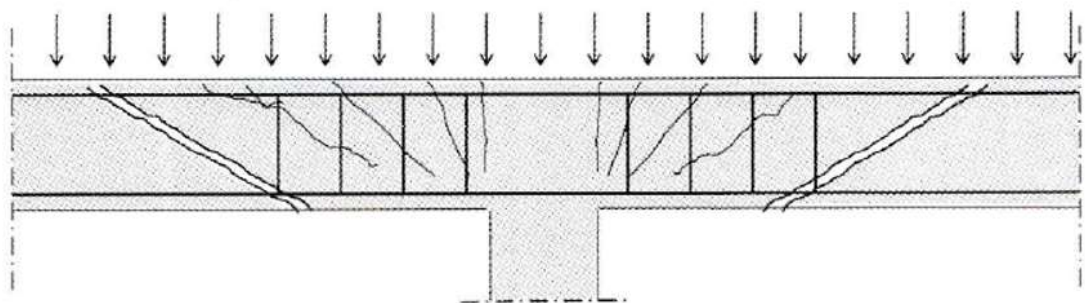
Laatat pyritään yleensä toteuttamaan ilman leikkausraudoitusta, mutta pilarilaatoilla leikkausraudoituksen lisääminen on usein taloudellisin ja helpoin tapa kasvattaa lävistyskestävyyttä. Pilarilaatoissa lävistysmurtuma etenee yleensä pilarin juureen syntyvistä taivutushalkeamista. Laatan yläpintaan, kauemmas pilarista, muodostuu taivutusraudoituksen vaikutuksesta alaspäin kaareutuvia taivutushalkeamia. Nämä halkeamat yhdistyvät pilarin juureen syntyneihin taivutushalkeamiin muodostaen lävistyskartion. Tällaisen lävistysmurtomekanismin, jossa murtuminen tapahtuu taivutushalkeilun jälkeen, lävistys-

kuormaan vaikuttaa pilarin koko suhteessa laatan paksuuteen, sekä taivutusraudoituksen määrä. Lävistysmurtomekanismin havainnekuva on kuvassa 3. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 64, 65.)



Kuva 3. Lävistysmurtuminen taivutushalkeilun jälkeen. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 65.)

Raudoituksella on merkittävä vaikutus laatan lävistyskestävyyteen. Yläpinnassa raudoitus rajoittaa halkeamien avautumista, kunnes raudoitus pääsee repeytymään betonipeitteen läpi. Riittävästi ankkuroituna tai jatkuvana alapinnan raudoitus estää laattaa romahtamasta. Helpoin tapa lisätä lävistyskestävyyttä on lisäämällä leikkausraudoitusta tai tarkoitukseen kehitetyillä teräksisillä lävistysvahvikkeilla. Leikkausraudoitus siirtää osan kuormasta halkeamien yli pilarille rajoittaen näin halkeamien avautumista. Leikkausraudoitetussa laatussa lävistysmurto siirtyy kauemmas pilarista kasvattaen näin murto-kartion piiriä sekä pinta-alaa ja parantaa näin lävistyskestävyyttä. Leikkausraudoitetun laatan lävistysmurtomekanismi on havainnollistettu kuvassa 4. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 64, 65.)



Kuva 4. Leikkausraudoitetun laatan murtomekanismi. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 65.)

Laatan lävistyskestävyyden arvolle Eurokoodi 2 laskentamallin mukaan laskettuna saatetaan saada paljonkin Betoninormien mukaan lasketuista arvoista eroavat tulokset. Eurokoodissa palkkien ja laattojen leikkausmitoituksessa on käytetty samaa nimellistä leikkauslujuutta, jonka johdosta laattojen leikkauslujuuden aliarvioimista on jouduttu kompensoimaan kasvattamalla kriittisen piirin sädettä. Kriittisen piirin säteen kasvattamisesta seuraa lävistyskuorman epäkeskisyyden aliarvioiminen ja lävistyskoetuloksista poikkeavat tulokset. Eurokoodissa havaittuja puutteita on korjattu kansallisen liitteen ohjeilla. (Suomen Betoniyhdistys ry 2006, 406; Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 65.)

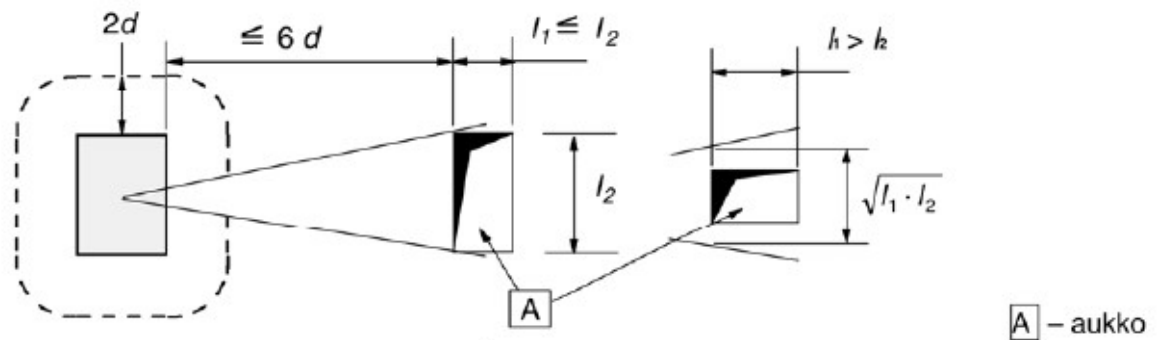
Laattojen lävistysmitoitus tehdään tarkistuspiireillä, joita ovat perustarkistuspiiri, pilarin ulkoreunan piiri ja lisätarkistuspiiri. Tarkistuspiirien pituuksia merkitään u -kirjaimilla siten, että perustarkistuspiirin pituus on u_1 , pilarin ulkoreunan piirin pituus u_0 ja lisätarkistuspiirin pituus u_{out} . (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 65.)

Tasapaksuilla laatoilla perustarkistuspiirin etäisyys pilarin reunasta on $2d_{eff}$, jossa tehollisen korkeuden d_{eff} arvo lasketaan eri suuntaisten rautojen tehollisten korkeuksien d_z ja d_y keskiarvona kaavasta 26. Sieni- tai laattavahvistetuille laatoille perustarkistuspiirin etäisyys pilarin reunasta r_{cont} määritetään tapauskohtaisesti. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 65, 66.)

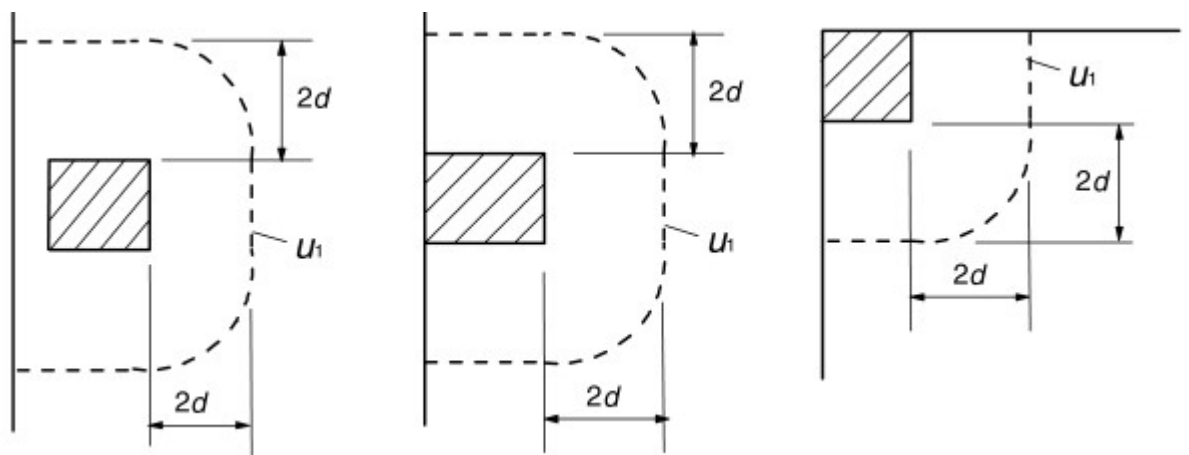
$$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2}$$

Kaava 26. Tehollisen korkeuden arvo.

Jos kuormituspinta-ala sijaitsee enintään etäisyydellä $6d$ aukosta, ajatellaan kuormituspinta-alan keskipisteestä aukon reunoihin piirrettyjen viivojen väliin jäävää tarkistuspiirin osa tehottomaksi kuvan 5 mukaan. Kun kuormituspinta-ala taas sijaitsee reunassa tai sen lähellä, valitaan perustarkistuspiiriksi edellä mainituista tai kuvan 6 mukaisista piireistä pienempi. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 97.)



Kuva 5. Tarkistuspiiri aukon lähellä (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 97).



Kuva 6. Perustarkistuspiiri laatan reunalla (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 97).

Laatassa, jossa on suorakaidepilari ja suorakaiteen muotoinen vahvistus, voidaan r_{cont} laskea kaavoista 27 ja 28, jos seuraavat ehdot $l_H < 2,0h_H$ ja $l_1 \leq l_2$ täyttyvät. Paksunnoksen korkeus on h_h ja kokonaismitat l_1 ja l_2 lasketaan kaavoista 29 ja 30, joissa c_i arvot ovat pilarin sivumittoja ja l_{Hi} arvot ovat paksunnoksen reunan ja pilarin reunan välisiä etäisyyksiä. Kuvassa 7 on esitetty laatta- ja sienipaksunnoksen mittoja. Tarkistuspiirin etäisyydeksi valitaan kaavoista 27 ja 28 saaduista arvoista pienempi. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 65; SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 98.)

$$r_{cont.1} = 2d + 0,56\sqrt{l_1 * l_2}$$

Kaava 27. Tarkistuspiirin etäisyys laattapaksunnoksella 1.

$$r_{cont.2} = 2d + 0,69l_1$$

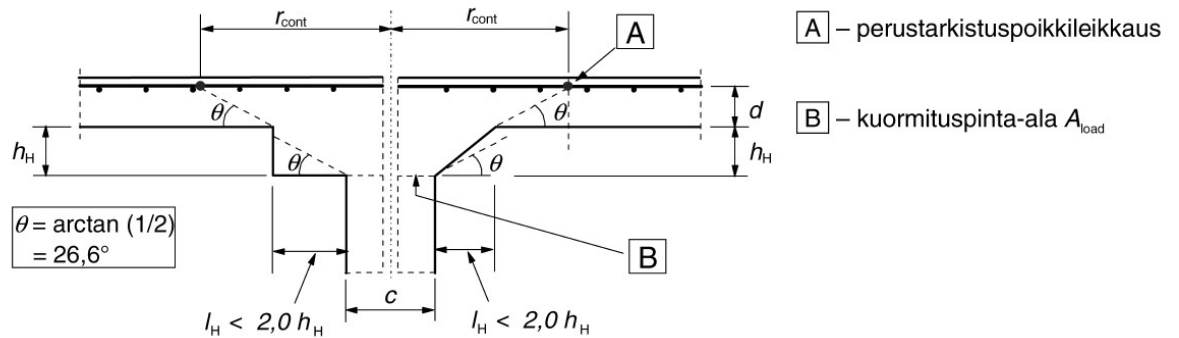
Kaava 28. Tarkistuspiirin etäisyys laattapaksunnoksella 2.

$$l_1 = c_1 + 2l_{H1}$$

Kaava 29. Kokonaismitta lyhyemmässä suunnassa.

$$l_2 = c_2 + 2l_{H2}$$

Kaava 30. Kokonaismitta pidemmässä suunnassa.



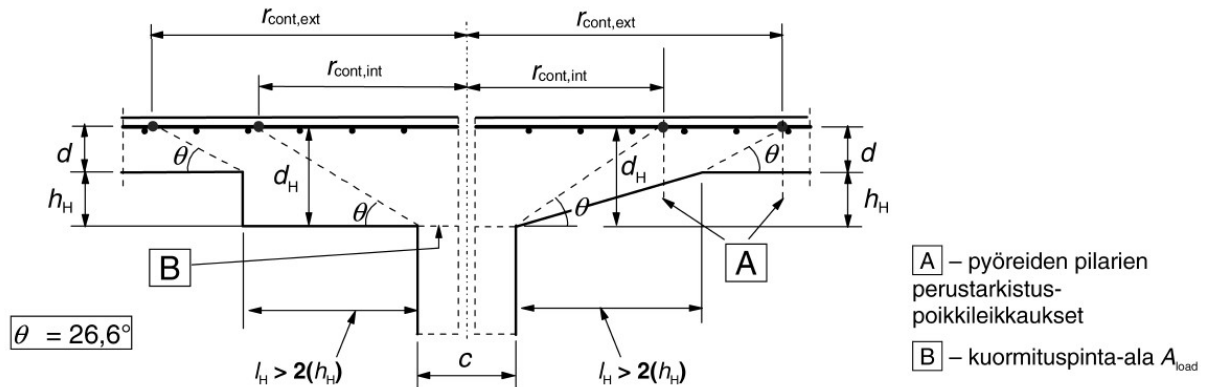
Kuva 7. Laatta- ja sienipaksunnos kun $l_H < 2,0h_H$ (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 98).

Jos laatussa on sienipaksunnos, jolla $l_H < 2,0h_H$, tarvitsee lävistysjännitys tarkistaa vain paksunnoksen ulkopuolella olevassa tarkistuspoikkileikkauksessa. Poikkileikkauksen etäisyys r_{cont} pilarin keskipisteestä lasketaan kaavalla 31, jossa arvo c on pyöreän pilarin halkaisija. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 98.)

$$r_{cont} = 2d + l_H + 0,5c$$

Kaava 31. Tarkistuspiirin etäisyys sienipaksunnoksella.

Sienipaksunnoksille, joille $l_H < 2,0h_H$ ei toteudu, tarvitsee leikkausjännitys tarkistaa laatan lisäksi paksunnoksen kohdalla. Kun lävistymistä tarkastellaan paksunnoksen kohdalla, on mitta d korvattava mitalla d_H , jonka arvo saadaan kuvan 8 mukaan. Tällaisissa laatoissa, joissa on pyöreä pilari, tarkistetaan lävistysjännitys paksunnoksella olevalla sisemmällä tarkistuspiirillä $r_{cont,int}$ ja laatussa olevalla ulommalla tarkistuspiirillä $r_{cont,ext}$. Näiden piirien etäisyydet pilarin keskipisteestä lasketaan kaavoilla 32 ja 33. Eurokoodissa ei ole vastaavan tilanteen tarkistuspiirien ohjetta suorakaidepilareille. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 99.)



Kuva 8. Laatta ja sienipaksunnos kun pilari on pyöreä ja $l_H \geq 2,0h_H$ (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 99).

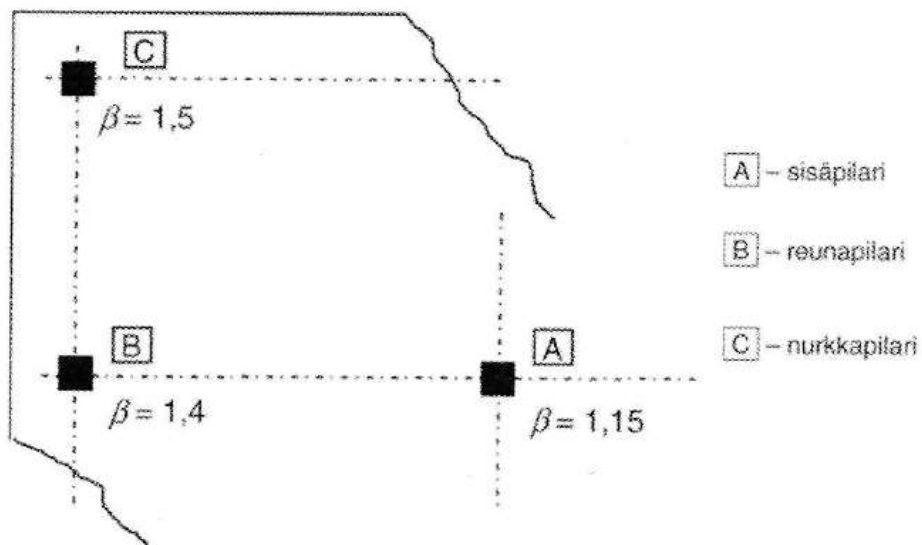
$$r_{cont,int} = 2(d + h_H) + 0,5c$$

Kaava 32. Sisempi tarkistuspiiri.

$$r_{cont,ext} = l_H + 2d + 0,5c$$

Kaava 33. Ulompi tarkistuspiiri.

Perustarkistuspiirillä tarkistetaan, riittääkö leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys $v_{Rd,c}$ piirille laskettuun leikkausjännitykseen $v_{Ed,1}$. Mitoitusehtona on $v_{Rd,c} \geq v_{Ed,1}$. Leikkausjännityksen laskentaan tarvitaan epäkeskeisen kuorman huomioon ottava kerroin β . Keskeiselle kuormalle β arvo on 1,0. Laatoissa, joiden jänteiden pituudet eivät eroa toisistaan yli 25 %:a, eikä rakenteen stabiilius riipu pilarien ja laattojen kehävaikutuksesta voidaan kertoimen β arvona käyttää kuvan 9 mukaisia likiarvoja. Muissa tapauksissa β arvo lasketaan pyöreälle pilarille kaavasta 34 ja suorakaidepilarille kaavasta 35, jossa kertoimen k arvo saadaan taulukosta 7, M_{Ed} on epäkeskeisen kuorman aiheuttama momentti ja suure W_1 on tarkistuspiirissä vaikuttavan leikkausvoiman staattinen momentti. W_1 arvo suorakaidepilareille lasketaan kaavasta 36. Taulukossa 7 ja kaavassa 36 c_1 on pilarin sivumitta kuorman epäkeskisyyden suunnassa ja c_2 pilarin sivumitta toisessa suunnassa. Mitoittava jännitys perustarkistuspiirillä on kokonaiskuormasta V_{Ed} aiheutuva leikkausjännitys, jonka suuruus lasketaan kaavalla 37. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 58, 68, 69, 70; SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 100, 101.)



Kuva 9. Kertoimen β likiarvot (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 68).

$$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} D + 4d}$$

Kaava 34. Kerroin β pyöreälle pilarille.

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed} u_1}{V_{Ed} W_1}$$

Kaava 35. Kerroin β suorakaidepalkeille.

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1$$

Kaava 36. Tarkistuspiirissä vaikuttavan leikkausvoiman staattinen momentti.

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

Taulukko 7. Kertoimen k arvot suorakaiteen muotoisille kuormitusaloille.

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{du_i}$$

Kaava 37. Leikkausjännitys tarkistuspiirillä.

Lävistyskestävyyden laskentaan perustarkistuspiirillä tarvitaan kerroin $C_{Rd,c}$, geometri-
nen raudoitussuhde ρ_L ja kerroin k . Kertoimen $C_{Rd,c}$ arvo lasketaan Suomen kansallisen
liitteen mukaan kaavasta 38, jossa D :n arvo on pyöreällä pilarilla halkaisija ja suorakaide-
pilarilla se lasketaan kaavasta 39. Geometrinen raudoitussuhde lasketaan y - ja z -suun-
nan raudoitussuhteista kaavalla 40. Kerroin k lasketaan kaavalla 41. Lävistyskestävyy-
den arvo saadaan kaavasta 42. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 58, 69, 70.)

$$C_{Rd,c} = \frac{0,3}{\gamma_c} * \frac{\frac{D}{d} + 1,5}{\frac{D}{d} + 4}$$

Kaava 38. Kerroin $C_{Rd,c}$.

$$D = \sqrt{c_1 c_2}$$

Kaava 39. D suorakaidepilarille.

$$\rho_L = \min \left\{ \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lz}}, 0,02 \right\}$$

Kaava 40. Geometrinen raudoitussuhde.

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

Kaava 41. Kerroin k .

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k \left(100 \rho_L \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{1/3} MPa$$

Kaava 42. Lävistyskestävyys perustarkistuspiirillä.

Jos leikkausraudoittaman laatan lävistyskestävyyden ehto ei toteudu, joudutaan laattaan
lisäämään leikkausraudoitus, jonka ulottuman selvittämiseksi määritetään lisätarkistus-
piiri. Lisätarkistuspiirin pituus valitaan laskennallisesti niin pitkäksi, ettei sille laskettu jän-
nitys ylitä leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyyttä $v_{Rd,cs}$, vaan toteuttaa mitoitus-
ehdon $v_{Rd,cs} \geq v_{Ed,1}$. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 66, 71.)

Suomessa käytetään kaavan 43 mukaista lävistyskestävyyden ylärajaa leikkausraudoitetulle laatalle. Kaavalla voidaan tarkistaa pystytäänkö leikkausraudoituksella lisäämään laatan lävistyskestävyys riittävän suureksi vertaamalla ylittääkö lävistyskestävyyden yläraja $V_{Rd,max}$ kokonaiskuorman V_{Ed} . Leikkauskestävyyden ylärajan ehto voidaan esittää myös pilarin piirin leikkausjännityksen ylärajana kaavalla 44. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 72, 73.)

$$V_{Rd,max} = 1,6 * v_{Rd,c} \frac{u_1 d}{\beta}$$

Kaava 43. Leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyyden yläraja.

$$v_{Rd,max} = 1,6 * v_{Rd,c} \frac{u_1}{u_0}$$

Kaava 44. Leikkausjännityksen yläraja pilarin piirillä.

Kun lävistyskestävyyttä parannetaan leikkausraudoituksella, lasketaan valitulla leikkausraudoituksella olevan laatan lävistyskestävyys $v_{Rd,cs}$ kaavalla 45. Kaavan kertoimessa 0,167 on eurokoodin mukaista betonin osuuden kerrointa 0,75 pienennetty Suomen kansallisen liitteen mukaan jakamalla sen luvulla 4,5. Kaava on johdettu säteittäiselle raudoitukselle, mutta termi $1,5(d/s_r)A_{sw}$ voidaan korvata perustarkistuspiirin alueella olevan raudoituksen pinta-alalla. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 71.)

$$v_{Rd,cs} = 0,167v_{Rd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{s_r} \right) A_{sw} f_{ywd,ef} \left(\frac{1}{u_1 d} \right) \sin \alpha,$$

jossa	A_{sw}	on pilaria ympäröivän leikkausraudoituskehän raudoituksen ala (mm ²)
	s_r	on leikkausraudoituskehien säteittäinen väli (mm)
	α	leikkausraudoituskehien ja laatan tason välinen kulma
	$f_{ywd,ef}$	on lävistysraudoituksen tehollinen mitoituslujuus kaavan 46 mukaan.

Kaava 45. Leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyys.

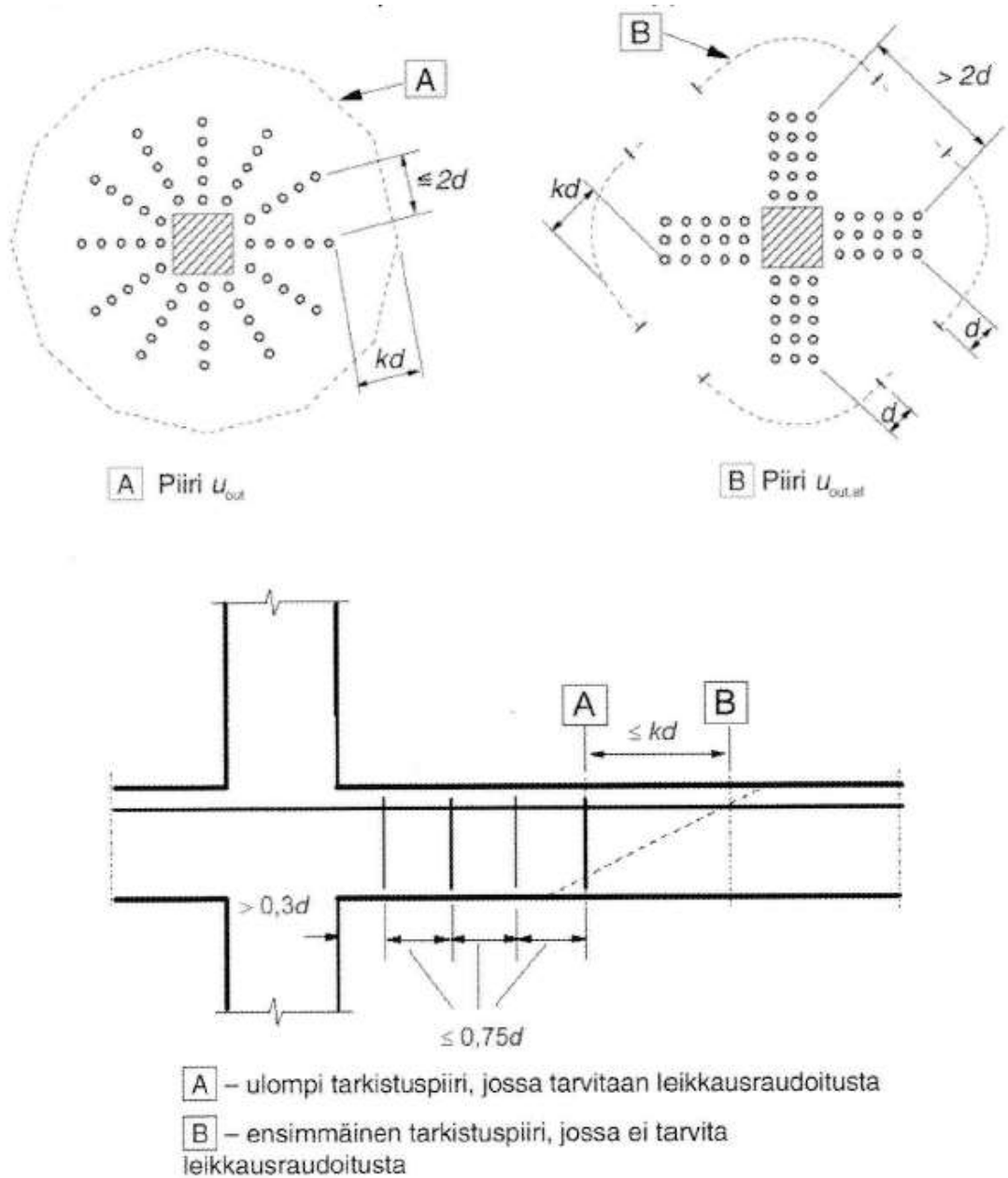
$$f_{ywd,ef} = \min \left\{ \left(250 + 0,25 \frac{d}{mm} \right) MPa, f_{ywd} \right.$$

Kaava 46. Lävistysraudoituksen tehollinen mitoituslujuus.

Leikkausraudoitus sijoitetaan lisätarkistuspiirin ja pilarin väliin niin, että leikkausraudoituksen uloin piiri on enintään mitan kd päässä lisätarkistuspiiristä, jossa kertoimen k arvo on 1,5. Lisätarkistuspiirin pituus lasketaan kaavalla 47. Kuvassa 10 on esitetty leikkausraudoituksen sijoittelu. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 71, 72.)

$$u_{out,ef} = \beta \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c}d}$$

Kaava 47. Lisätarkistuspiirin pituus.



Kuva 10. Leikkausraudoituksen sijoittelu (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 72).

4.4 Käyttörajatilamitoitus

Pilarilaatan tulee käyttörajatilassa täyttää halkeamaleveyden ja taipuman rajoittamisen vaatimukset. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 88).

4.4.1 Halkeamaleveyden rajoittaminen

Betonirakenteeseen syntyy halkeamia, kun vetojännitys ylittää betonin vetolujuuden. Halkeamaleveyttä on tarpeen rajoittaa sen säilyvyyden ja ulkonäön säilyttämiseksi. Halkeamat helpottavat kloridien tunkeutumista rakenteeseen, sekä nopeuttavat betonin karbonatisoitumista ja raudoituksen korroosion alkamista. Rasitusluokissa XC0 ja XC1 halkeamat eivät vaikuta rakenteen säilyvyyteen, jolloin halkeamaleveys rajoitetaan ulkonäön kannalta 0,4 mm, jota suurempia halkeamia pidetään selvästi havaittavina. Halkeamaleveyksien rajat ilmoitetaan pitkäaikaiselle kuormitusyhdistelmälle. Suomen kansallisen liitteen mukaiset halkeamaleveyden raja-arvot eri rasitusluokissa on esitetty taulukossa 8. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 208, 209; SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 118.)

Rasitusluokka	Halkeamaleveys w_{max} (mm) pitkäaikainen kuormitusyhdistelmä
XC0, XC1	0,4
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,3
XD2, XD3, XS2, XS3	0,2

Taulukko 8. Halkeamaleveyksien raja-arvot.

Betonin vetojännityksen ylittyttyä halkeamien määrä lisääntyy, kunnes saavutetaan stabiilitunut halkeilutila. Halkeamavälille käytetään kaavasta 48 laskettavaa ylärajaa $S_{r,max}$. Kaavassa 48 k-kertoimet saadaan taulukosta 9 ja tehollinen raudoitussuhde $\rho_{p,eff}$ lasketaan kaavasta 49. Halkeaman leveys w on samansuuruinen halkeamavälin ja venymäeron tulon kanssa. Teräksen ja betonin venymäero lasketaan kaavasta 50. Halkeamaleveyden ominaisarvon w_k yläraja saadaan kaavasta 51. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 208-212.)

$$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\sigma}{\rho_{p,eff}}$$

Kaava 48. Halkeamavälin yläraja.

Taulukko 9. Halkeamavälin laskennassa tarvittavat k-kertoimet.

Kerroin	Arvo	Selite
k ₁	0,8	hyvä tartunta
	1,6	huono tartunta
k ₂	0,5	taivutus
	1	suora veto
k ₃	3,4	kansallisesti valittava kerroin
k ₄	0,425	kansallisesti valittava kerroin

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

jossa A_s on tehollisella vetoalueella olevan raudituksen pinta-ala,

$A_{c,eff}$ on tehollisen vetoalueen pinta-ala.

Kaava 49. Tehollinen rauditussuhde.

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

jossa k_t on lyhytaikaiselle kuormalle 0,6,

ja pitkäaikaiselle kuormalle 0,4,

α_e on kimmokertoimien suhde E_s/E_c ,

σ_s on raudituksen jännitys halkeamassa.

Kaava 50. Raudituksen ja betonin venymäero.

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

jossa ε_{sm} on raudituksen venymä,

ε_{cm} on betonin venymä.

Kaava 51. Halkeamaleveyden ominaisarvo

Kaavasta 51 saadun halkeamaleveyden ominaisarvon tulee olla rakenteen rasitusluokkaa vastaavaa raja-arvoa pienempi. Jos edellä mainittu ehto ei toteudu halkeamaleveyttä joudutaan rajoittamaan, ja on tarkistettava eurokoodin mukaisen vähimmäisraudoitusalan täytyminen ja rajoitettava halkeamaleveyttä taulukkomitoituksella tai laskennalla. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 209, 210, 213-215.)

4.4.2 Taipuma

Pilarilaatan taipumaa rajoitetaan, jottei sen tarkoituksenmukainen toiminta tai ulkonäkö kärsi. Liian suuri taipuma saattaa aiheuttaa esimerkiksi laatan pinnoitteiden vaurioitumisen, ylä- ja alapuolisten laitteiden toimintahäiriöitä tai ikkunoiden ja ovien toimintaongelmia. Eurokoodin suosittelemat taipumarajat a_{max} pitkäaikaisilla kuormilla ovat normaalisti kaavan 52 ja tilanteissa, joissa laattaan liittyy taipumalle herkkiä rakenteita tai laitteita, kaavan 53 mukaisia arvoja. Kaavoissa L on laatan jännemitta. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 223.)

$$a_{max} = \frac{L}{250}$$

Kaava 52. Taipumaraja.

$$a_{max} = \frac{L}{500}$$

Kaava 53. Tiukempi taipumaraja.

Laatan voimasuureiden ja halkeilutilan hankala arvioiminen tekee taipuman tarkasta laskemisesta haastavaa. Tästä syystä Eurokoodissa on esitetty likimääräismenettely, jossa laatan rajatilaehdon katsotaan täyttyvän, jos tehollisen korkeuden vähimmäisarvo täyttyy. Tehollisen korkeuden vähimmäisarvo pyritään yleensä täyttää taipuman laskennan hankaluuden vuoksi, mutta pilarilaatoilla on usein taloudellisempaa toteuttaa laatta ohuempana. Laatan taipuman katsotaan pysyvän sallituissa rajoissa, kun sen jännemittan ja tehollisen korkeuden suhde on pienempi kuin kaavan 54 tai 55 arvo. Jos Eurokoodin likimääräismenettelyn mukainen tarkkuus ei riitä, lasketaan taipuma nykyään siihen

soveltuvalla ohjelmalla. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 224, 225; Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 88, 89; Suomen Betoniyhdistys ry 2006, 338.)

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

Kaava 54. Jännevälin ja tehollisen korkeuden suhde, kun $\rho \leq \rho_0$.

$$\frac{L}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'}} + \frac{1}{12} \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right]$$

Kaava 55. Jännevälin ja tehollisen korkeuden suhde, kun $\rho > \rho_0$.

Kaavoissa 54 ja 55 K on kerroin, jolla otetaan huomioon rakennejärjestelmä, arvo taulukosta 10,

$\rho = \frac{A_s}{d}$ raudoitussuhde,

$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}}$ raudoitussuhteen vertailuarvo,

ρ' puristusraudoitussuhde.

Taulukko 10. Rakennejärjestelmän huomioiva kerroin K (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 225).

Rakennejärjestelmä	K
Vapaasti tuettu laatta	0,8
Jatkuvan laatan reunakenttä	1,0
Jatkuvan laatan keskikenttä	1,2
Uloke	0,3

Laatan jännevälin ja tehollisen korkeuden suhteen kaavat on johdettu olettamalla raudituksen jännitykseksi 310 MPa, joka vastaa täysin käytetyn 500 MPa lujuisen raudituksen käyttöä. Tästä poikkeavassa tilanteessa voidaan kaavalla 54 tai 55 saatua L/d

suhdetta korjata kaavalla 56, jossa σ_s on raudoituksen jännitys, $A_{s,prov}$ on käytetyn raudoituksen ala ja $A_{s,req}$ on murtorajatilassa vaadittavan raudoituksen ala. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 225; Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 89.)

$$\left(\frac{L}{d}\right)_{korj} = \frac{310 \text{ MPa}}{\sigma_s} \left(\frac{L}{d}\right) \approx \frac{500 \text{ MPa}}{f_{yk}} \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \left(\frac{L}{d}\right)$$

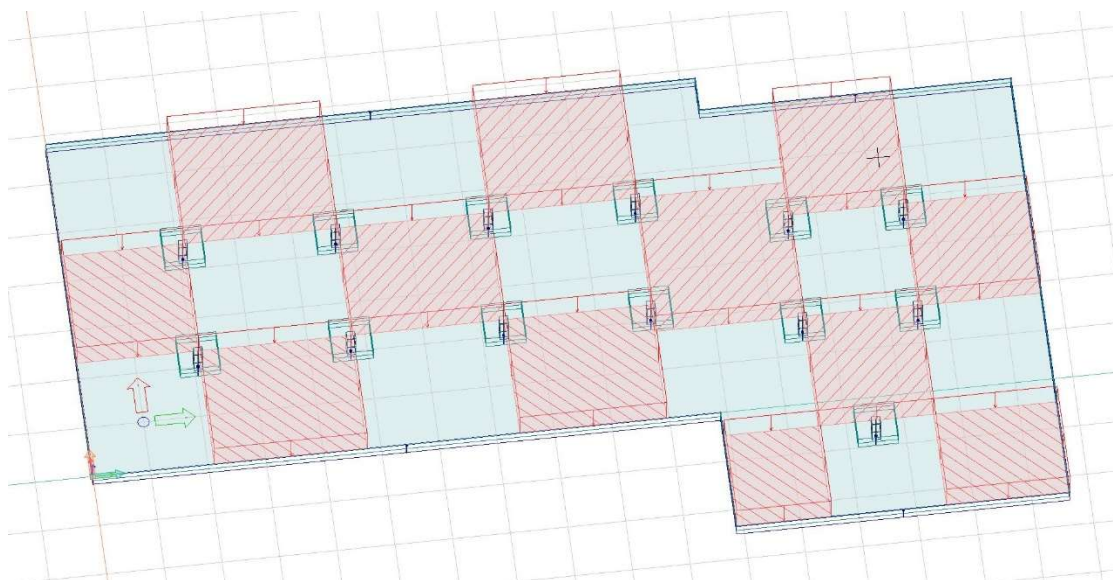
Kaava 56. Korjattu L/d suhde.

5 PILARILAATAN SUUNNITTELU

Opinnäytetyön kohteena on teollisuushallilaajennuksen paaluperusteisen alapohjalaa-
tan rakennesuunnittelu. Laatta tukeutuu keskeltä paaluille ja reunoiltaan reunapalkille,
joten laatta on mallinnettu siten, että reunoilla on viivamainen tuki. Alun perin paalumäärä
rakenteelle oli minimoitu, joka johti suuriin momentteihin laatasta, sekä pilarilaattakent-
tien suhteiden suureen poikkeavuuteen suositusarvoista. Tämä johti jatkuviin ongelmiin
laatan mitoituksessa, sekä käsin lasketuissa tarkastuksissa, joten rakenteeseen lisättiin
paaluja järkevämmän laatan geometrian toteutumiseksi. Laatan mitoittaminen on suori-
tettu Strusoftin FEM-Design ohjelmalla, jonka tuloksia on tarkistettu ja täydennetty käsin
laskennalla.

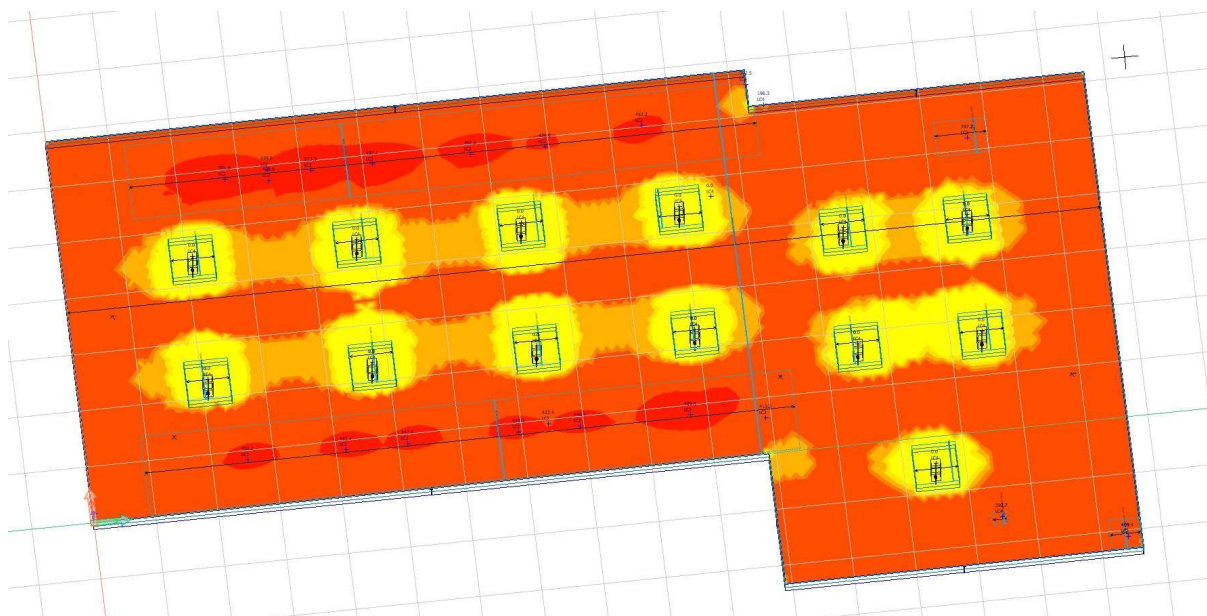
FEM-Design on elementtimenetelmään, (Finite Element Method, FEM), perustuva las-
kentaohjelma, jolla pystytään mitoittamaan laatat epälineaarisesti. Tämän vuoksi halkei-
lun vaikutus rakenteeseen mallintuu tarkasti. FEM-Designissa mitoittaminen tapahtuu
eurokoodien ja valitun maan kansallisten sääntöjen mukaan. Ohjelmaan mallinnetaan
mitoitettava rakenne ja valitaan oikeat materiaalit. Kun kuormitukset ja kyseeseen tulevat
kuormitusyhdistelmät on syötetty, laskee ohjelma mitoittavat rasitukset rakenteelle.
FEM-designilla voidaan syöttää rakenteelle raudoitus itse tai käyttää auto-design-toimin-
toa, jolloin ohjelma lisää rakenteelle automaattisesti vaadittavan raudoituksen. Auto-de-
sign toiminto kuitenkin lisää usein tarpeettoman paljon rautaa rakenteeseen, joten jos
toimintoa käyttää, kannattaa raudoitukset tarkastaa. FEM-Design ohjelmalla voidaan mi-
toittaa laatalle taivutusraudoitus, lävistysraudoitus ja leikkausraudoitus. Lävistysraudoi-
tuksen tulokset kannattaa kuitenkin tarkistaa, kuten esimerkkilaskelmissa todetaan. Tu-
kiraudoitusta FEM-designissa ei pysty mallintamaan. Ohjelma tarkastaa myös halkea-
maleveyden syötetyn maksimiarvon perusteella.

Pilarilaatta mallinnettiin FEM-Design ohjelmalla eurokoodien ja Suomen kansallisten liit-
teiden mukaisesti. Ohjelmaan syötettiin rakennetta rasittavat kuormat, sekä määritettiin
kuormitusyhdistelmät. Mitoitettavaa kuormitustapausta haettiin lisäämällä hyötykuorman
”shakkilautakuormitus” kuva 11.



Kuva 11. Hyötykuorman "shakkilautakuormitus".

Laatan taivutusraudoitus valittiin laatalle ohjelman antamien vaadittujen rautamäärien mukaan. FEM-Design ohjelmasta saa valittua esimerkiksi vaadittavan, lisätyn ja puuttuvan raudan määrän näkyviin esimerkiksi värien tai käyrien tai tekstin muodossa. Kuvassa 12 näkyy mitoitetun laatan alapinnan vaadittu rautamäärä värikoodeina.



Kuva 12. Laatan alapinnan vaadittu y-suuntainen raudoitus.

Taivutusraudoituksen määrä tarkistettiin hakemalla alapinnassa suurin taivutusmomentti, joka oli x-suuntaan 51kNm/m. FEM-Designin laskema minimirautamäärä kohdassa näkyy kuvasta 13. FEM-Designin vaadittu raudoitusmäärä kohdassa on sama kuin käsin laskennalla saatu 535mm²/m. Käsin laskenta on liitteessä 1. Laatan alapintaan lisättiin miniraudoituksen vaatimuksen mukaan verkko 10k200mm. Alueille, joissa minimiraudoitus ei riittänyt täydennettiin raudoitusta 8mm tangoilla. Yläpinnassa laatta vaati taivutusraudoitusta niin laajalti, että koko laatalle asennettiin myös yläpintaan verkko 10k200. 10mm tankohalkaisija valittiin 8mm sijaan, koska yläpinnassa on tankohalkaisijan suositeltu minimihalkaisija 10mm. Taivutusmomentti on pilarien päissä suurimmillaan, joten niille alueille lisättiin sekä x- että y-suunnassa vaaditulle leveydelle 16 mm:n harjateräksset 200 mm jaolla. Kuvassa 14 näkyy yläpinnan y-suunnan valitun raudoituksen määrän suhde vaadittuun raudoitukseen siten, vihreän värin tummuus on suhteessa vaaditun rautamäärän ylittymiselle.

Design forces

Moments [kNm/m]	Normal forces [kN/m]
$m_{x'.bot} = 50.57$	$n_{x'.+} = 0.00$
$m_{y'.bot} = 20.06$	$n_{y'.+} = 0.00$
$m_{x'.top} = 0.00$	$n_{x'-.} = 0.00$
$m_{y'.top} = 0.00$	$n_{y'-.} = 0.00$

Minimum reinforcement

$$A_{s,min} = \max(0.26 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \cdot b_t \cdot d, 0.0013 \cdot b_t \cdot d) \quad (\text{EN 1992-1-1 9.2.1.1(1)})$$

$$s_{max,slabs,primary} = \min(3 \cdot t, 400) \quad (\text{EN 1992-1-1 9.3.1.1(3)})$$

$$s_{max,slabs,secondary} = \min(3.5 \cdot t, 450) \quad (\text{EN 1992-1-1 9.3.1.1(3)})$$

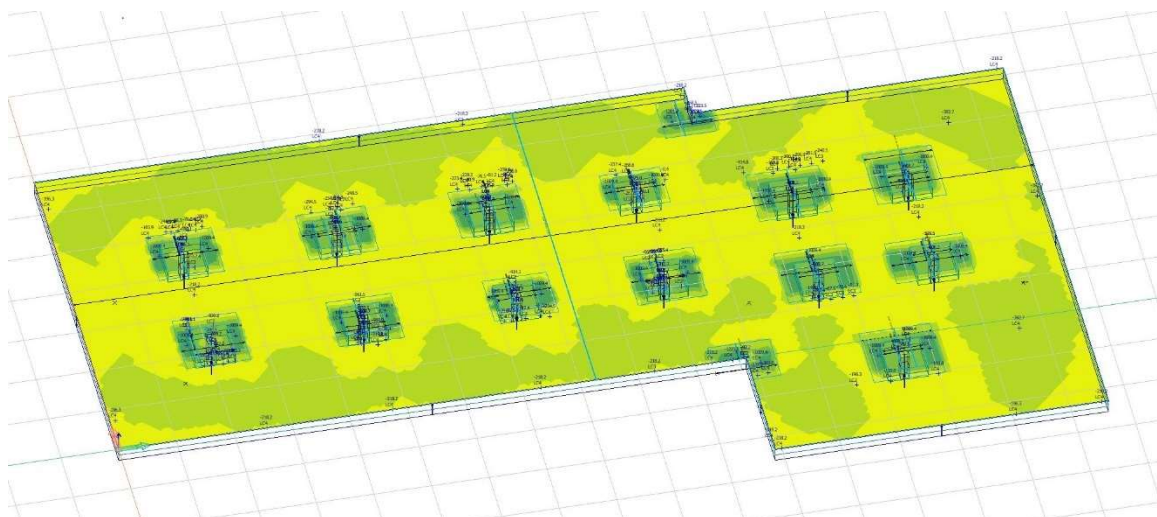
$$A_{s,min,smax} = 1000 / s_{max} \cdot \Phi^2 \cdot \pi / 4$$

$$A_{s,min,final,primary} = \max(A_{s,min}, A_{s,min,smax})$$

$$A_{s,min,final,secondary} = \max(A_{s,min}, A_{s,min,smax}, 0.2 \cdot A_{s,primary,applied})$$

Face, direction	Bottom, x'	Bottom, y'	Top, x'	Top, y'
d [mm]	223	235	0	0
$A_{s,min}$ [mm ² /m]	373	392	0	0
Type	Primary	Secondary	No reinf.	No reinf.
s_{max} [mm]	400	450	-	-
Φ [mm]	10	10	-	-
$A_{s,min,smax}$ [mm ² /m]	196	175	-	-
$A_{s,min,final}$ [mm ² /m]	373	392	0	0

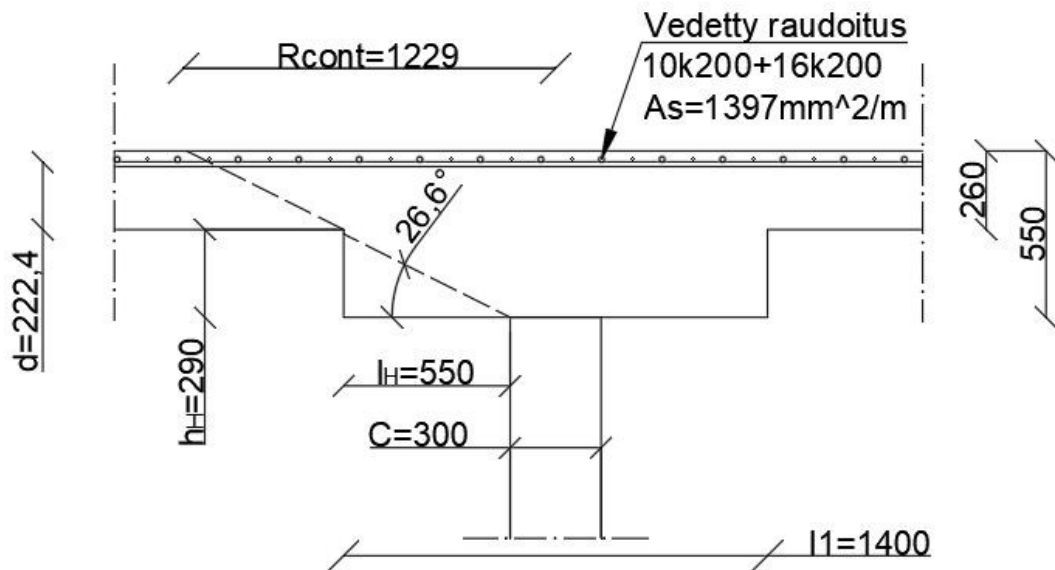
Kuva 13. FEM-Design mitoitustulos.



Kuva 14. Yläpinnan y-suuntaisen raudoituksen suhde vaadittuun raudoitukseen.

FEM-Design ohjelmassa ei pysty mallintamaan taivutettuja tukirauoituksia, joten tukiraudotus laskettiin käsin ja lisättiin laattaan. Tukiraudotuksen on oltava vähintään 15% kenttäraudoituksesta ja ulottua tuen reunalta 0,2-kertaa kentän lyhemmän jännemitan etäisyydelle. Tukiraudotus mitoitettiin suurimman kenttämomentin ja jännevälin mukaan kaikkialle. Tukiraudotukseksi valittiin laskelmien mukaan koko laatan ympäri \varnothing 8 mm 400 mm jaolla. Raudoituksen ulotuspituus 1m ja jatkospituus 400 mm. Tukiraudotuksen laskenta on liitteessä 2.

Pilarilaatan lävistysmitoitusta tutkittaessa FEM-Designissa ei käsin laskennan tulokset täsmänneet ohjelman tulosten kanssa. Ohjelmalle on lävistysmitoituksessa annettava laatan tehollinen korkeus, jonka avulla se laskee tarkistuspiirin ja lävistyskestävyyden. Pilarilaatan laattavahvistus teetti ohjelmalle ongelmia, sillä jos teholliseksi korkeudeksi syötti laatan tehollisen korkeuden, laski ohjelma myös tarkistuspiirin pituuden sen mukaan. Jos taas teholliseksi korkeudeksi antoi vahvistuksen korkeuden, täsmäsi ohjelman laskeman tarkistuspiirin mitta käsin laskettuun mittaan, mutta vaikka piiri sijaitsi vahvistuksen ulkopuolella, käytti ohjelma silti vahvistuksen korkeutta lävistyskestävyyden määrittämiseen antaen näin liian suuria arvoja. Tästä syystä lävistyskestävyyden toteutuminen on laskettu suurimmalla paalun tukimomentilla käsin liitteessä 3. Lävistysmitoituksen geometria kuvassa 15.



Kuva 15. Lävistysmitoituksen kuva.

Laatan halkeamaleveyden raja-arvoksi määrittyi lähtötietojen mukaan 0.4 mm. FEM-Designin mukaan suurin halkeamaleveys esiintyi suurimpien tukireaktioiden omaavien paa-lujen päissä, joissa halkeamaleveys oli 0.2 mm, joten halkeamaleveyden mitoitusehto täyttyy.

Eurokoodien mukaisen likimääräismenettelyn mukaan todettiin, ettei laatan taipumaa tarvitse tarkastella tarkemmin, jota FEM-Designin taipumatulokset tukivat. FEM-Designin antama suurin taipuma oli 2.8 mm, kun taipuman raja-arvo jänneväliille oli ~ 24 mm. Liki-määräismenettely tehtiin käsin laskien ja laskut ovat liitteessä 4.

Kun FEM-Design ohjelmaan on valittu raudoitukset, voidaan rakenteen kestävyys tarkis-taa Check-toiminnolla. Aukeavasta ruudusta, (kuva 16), nähdään muun muassa raudoi-tuksen, lävistyksen ja halkeamaleveyden käyttöaste. Esimerkitapauksessa lävistysmi-toitus ei mennyt ohjelmassa läpi aiemmin mainittujen ongelmien johdosta.

Utilization												
	Group	Total weight [t]	Max. [%]	Min. [%]								
✓	P.1.1	7.062	99	99								
✓	P.4.1	0.055	87	87								
✓	P.11.1	0.055	78	78								
✓	P.5.1	0.055	76	76								
✓	P.10.1	0.055	73	73								
✓	P.6.1	0.055	73	73								
✓	P.8.1	0.055	72	72								
✓	P.7.1	0.055	67	67								
✓	P.9.1	0.055	66	66								
	Shell	Max. [%]	RBK [%]	RBY [%]	RTX [%]	RTY [%]	BU [%]	SC [-]	CWB [%]	CWT [%]		
✓	P.1.1	99	96	99	98	99	0	Not OK	0	38		

Kuva 16. Laatan käyttöasteet.

6 POHDINTA

Työn tavoitteena oli koota materiaalia pilarilattojen suunnittelusta sekä erityispiirteistä. Työssä on esitetty yleisesti teräsbetonirakenteisiin ja laattoihin pätevät asiat suppeammin ja erityisesti pilarilaattoja koskeviin mitoitusvaatimuksiin on paneuduttu syvemmin. Tavoitteena on, että työn materiaalia pystytään käyttämään pilarilattojen suunnittelussa avuksi ja ymmärretään, mitä FEM-Design-ohjelmalla mitoittaessa on syytä tarkastaa. Nämä tavoitteet on työssä saavutettu ja tuloksena saatiin selkeä kokonaisuus pilarilattojen mitoituksessa käytettävistä kaavoista ja huomioitavista asioista. Tarvittava materiaali kerättiin perehtymällä eurokoodeihin ja kirjallisuuteen, sekä tutustumalla ja opettelemalla FEM-Design-ohjelman käyttöä.

Toisena tavoitteena työssä oli mitoittaa teollisuushallin laajennuksen paalulaatta. Opin- näytetyön tuloksena saatiin laatta ja raudoitus mitoitettu ja työn pohjalta voidaan tuottaa tarvittavat rakennepiirustukset. Paalulaatta mitoitettiin käyttäen apuna FEM-Design-ohjelmaa, jonka tuloksia täydennettiin ja tarkastettiin käsin laskemalla.

Haastavia asioita työn aikana oli paalulaatan suunnittelu alkuperäisillä paalusijainneilla, jotka loivat epäedulliset laatan kenttien suhteet. Paalujen lisäämisen jälkeen mitoittaminen kuitenkin helpottui. Hankalaa oli myös etsiä syitä FEM-Design tulosten ja käsinlaskennan tulosten eroavaisuuksiin. Työn tuloksena todettiin, että FEM-Design on hyödyllinen ohjelma rakenteiden mitoitukseen, kunhan ymmärtää mitoituksen ja osaa suhtautua tuloksiin kriittisesti.

Opinnäytetyön tuloksena saatua materiaalia pystytään yrityksessä jatkossa käyttämään vastaavien rakenteiden suunnittelun pohjamateriaalina. Työ tuotti useita jatkossakin käytännöllisiä Mathcad-laskentapohjia. Työn aikana opin paljon varsinkin pilarilattojen suunnittelusta, mutta myös betonirakenteiden suunnittelusta yleensä ja FEM-Design-ohjelman käytöstä.

LÄHTEET

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

SFS-EN 1991-1-1 + AC. 2002. Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 1991-1-3 + AC + A1. 2015. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat. 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. 2. painos. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS ry.

Suomen Betoniyhdistys ry & Leskelä, M. 2006. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005 by 210. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.

Suomen Betoniyhdistys ry 2011. Betoninormit 2012 by 50. Helsinki: BY -Koulutus Oy.

Suomen Betoniyhdistys ry 2013. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013 by 211. Helsinki: BY -Koulutus Oy.

Suomen Betoniyhdistys ry 2016. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014 by 211. 2. painos. Helsinki: BY -Koulutus Oy.

Suomen Betoniyhdistys ry & Suomen Betonilaattayhdistys 2018. Betonilattiat 2018 by 45 BLY 7. Helsinki: BY-Koulutus Oy

Ympäristöministeriö 2016a. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakuus. Betonirakenteet. Helsinki: Ympäristöministeriö.

Ympäristöministeriö 2016b. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakuus. Rakenteiden kuormat. Helsinki: Ympäristöministeriö.

Taivutusraudoitus

betoni C35/45		$\eta := 1.0$	$f_{ck} < 50 \text{ MPa}$
		$\lambda := 0.8$	$f_{ck} < 50 \text{ MPa}$
$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$	$\alpha_{cc} := 0.85$	$\gamma_c := 1.5$	
$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.833 \text{ MPa}$		$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$	$\gamma_s := 1.15$
		$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$	
Alapinnan taivutusraudoitus			
x-suunnassa			
$h := 260 \text{ mm}$	$\phi := 10 \text{ mm}$	$c_{nom} := 20 \text{ mm}$	
$d_x := h - c_{nom} - 1.1 \cdot \phi - \frac{1.1 \cdot \phi}{2} = 223.5 \text{ mm}$			
$m_{Ed,x} := 50.6 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$			
$\mu := \frac{m_{Ed,x}}{\eta \cdot f_{cd} \cdot d_x^2} = 0.051$	$<$	$\mu_{bd} := 0.372$	Tasapainoraukoituksen raja
$\beta := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} = 0.052$			
$w := \beta$			
$z := d_x \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 217.639 \text{ mm}$			
$A_{s,x,bottom} := w \cdot d_x \cdot \frac{\eta \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 534.739 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{mm}^2$			

Tukirauδοitus

Laatan korkeus

$$h := 260 \text{ mm}$$

Suurimman kenttämomentin vaatima taivutusraudoitus

$$A_{s,x} := 535 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tukirauδοituksen vähimmäisraudoitus

$$A_{s,t,min} := 0.15 \cdot A_{s,x} = 80.25 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tukirauδοitus

Suurin sallittu tankoväli

$$k_{max} := \min(3h, 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$$

Valittu tankohalkaisija $\phi_t := 8 \text{ mm}$

Valitun tukirauδοituksen ala

$$A_{s,val} := \frac{\pi \cdot \left(\frac{\phi_t}{2}\right)^2}{0.4 \text{ m}} = 125.664 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Ehto $A_{s,val} > A_{s,t,min}$ OK

Kenttien lyhemmistä jänneväleistä pisin $l_{max} := 4.7 \text{ m}$

Tukirauδοituksen ulotuspituus

$$l_t := 0.2 \cdot l_{max} = 940 \text{ mm}$$

$$k_j := 1.2 \quad k_b := 2.4 \quad \phi := \phi_t$$

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad \gamma_s := 1.15 \quad f_{ctk0.05} := 2.2 \text{ MPa} \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad \gamma_c := 1.5$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa} \quad f_{ctd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.247 \text{ MPa}$$

Jatkospituus

$$l_j := 0.25 \cdot k_j \cdot \frac{f_{yd}}{k_b \cdot f_{ctd}} \cdot \phi = 348.756 \text{ mm}$$

Valitaan tukirauδοitus joka on $\phi 8k400\text{mm}$ jatkospituus 400mm ja ulotetaan 1000mm päähän.

Lävistysmitoitus

Lävistysmitoitus	Teräsbetonipaalu 300x300
$h := 260 \text{ mm}$	$c_1 := 300 \text{ mm}$ $c_2 := c_1 = 300 \text{ mm}$
$l_{H1} := 550 \text{ mm}$ $l_{H2} := l_{H1} = 550 \text{ mm}$	$\phi := 16 \text{ mm}$ $c_{nom} := 20 \text{ mm}$
$h_H := 310 \text{ mm}$	
$l_1 := c_1 + 2 l_{H1} = 1400 \text{ mm}$	$d_y := h - c_{nom} - \frac{1.1 \cdot \phi}{2}$
$l_2 := l_1$	$d_z := h - c_{nom} - 1.1 \phi - \frac{1.1 \cdot \phi}{2}$
$\beta := 1.15$	$d_{eff} := \frac{d_y + d_z}{2}$
$V_{Ed} := 754 \text{ kN}$	$d := d_{eff} = 222.4 \text{ mm}$
$+ r_{cont.1} := 2 d + 0.56 \cdot \sqrt{l_1 \cdot l_2} = 1.229 \text{ m}$	
$r_{cont.2} := 2 d + 0.69 \cdot l_1 = 1.411 \text{ m}$	
$r_{cont} := \min(r_{cont.1}, r_{cont.2}) = 1228.8 \text{ mm}$	
$u_1 := 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 + 2 \cdot \pi \cdot r_{cont} = 8.921 \text{ m}$	
Leikkausjännitys tarkistuspiirillä	
$v_{Ed} := \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{d \cdot u_1} = 0.437 \text{ MPa}$	

Lävistyskestävyys perustarkistuspiirillä

$$D := \sqrt[2]{c_1 \cdot c_2} = 0.3 \text{ m}$$

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$C_{Rd,c} := \frac{0.3}{\gamma_c} \cdot \frac{\frac{D}{d} + 1.5}{\frac{D}{d} + 4} = 0.107$$

$$b_t := 6 d + c_1 = 1.634 \text{ m}$$

$$A_{sz} := b_t \cdot 1397 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad A_{sy} := b_t \cdot 1397 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\rho_{ly} := \frac{A_{sy}}{d_y \cdot (6 d + c_1)} = 0.006 \quad \rho_{lz} := \frac{A_{sz}}{d_z \cdot (6 d + c_2)} = 0.007$$

$$\rho_l := \min\left(\sqrt[2]{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}}, 0.02\right) = 0.006$$

$$k := 1 + \sqrt[2]{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 1.948$$

$$v_{Rd,c} := C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 0.582 \text{ MPa} \quad \gg v_{Ed} \quad \text{OK}$$

Taipuman tarkastus

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &:= 35 \text{ MPa} & h &:= 260 \text{ mm} & c_{nom} &:= 20 \text{ mm} \\
 f_{yk} &:= 500 \text{ MPa} & & & \phi &:= 10 \text{ mm} \\
 L &:= 6.2 \text{ m} \\
 a_{max} &:= \frac{L}{250} = 0.025 \text{ m} & d_x &:= h - c_{nom} - 1.1 \cdot \phi - \frac{1.1 \cdot \phi}{2} = 223.5 \text{ mm} \\
 A_s &:= \frac{644 \text{ mm}^2}{m} & A_{s,prov} &:= A_s \\
 \rho' &:= 0 & \rho &:= \frac{A_s}{d_x} = 0.003 & < & \rho_0 := 10^{-3} \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} = 0.006 \\
 K &:= 1.2 \\
 \frac{L}{d_x} &= 27.74 & < & K \cdot \left(11 + 1.5 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right) = 59.618 \\
 \text{Korjattu suhde:} \\
 A_{s,prov} &:= A_s & A_{s,req} &:= 535 \frac{\text{mm}^2}{m} \\
 \left(\frac{L}{d} \right)_{korj} &\approx \frac{500 \text{ MPa}}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,prov}}{A_{s,req}} \cdot \frac{L}{d_x} = 33.392 & < & 59.618 \\
 \text{OK}
 \end{aligned}$$