



Raudoitusmäärien vertailu eurokoodien ja betoninormien välillä

Miska Korhonen

Opinnäytetyö
Huhtikuu 2015
Rakennustekniikka
Talonrakennustekniikka

TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu
Rakennustekniikka
Talonrakennustekniikka

KORHONEN, MISKA:

Raudoitusmäärien vertailu eurokoodien ja betoninormien välillä

Opinnäytetyö 93 sivua, joista liitteitä 35 sivua
Huhtikuu 2015

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena oli vertailla vanhan Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B4:n ja eurokoodin osan EC2:n välisiä teräsmenekkejä betonirakenteiden suunnittelussa. Tässä työssä rakenneosat mitoitettiin sekä Suomen rakentamismääräyskokoelman että eurokoodin mukaisella laskennalla. Rakenneosista mitoitettiin yhteen suuntaan kantava laatta, pilariantura, suorakaidepalkki ja suorakaidepilari.

Työn alkuosassa esiteltiin esimerkkirakennuskohteet, mitoituskäytännöt ja suunnittelussa käytetyt kuormat. Alkuosan jälkeen tulevat kappaleet keskittyivät itse rakenteiden mitoittamisprosesseihin ja saatujen tuloksien vertailemiseen. Laskennalliset mitoitukset on laadittu työn loppuun liitteiksi.

Taivutusmitoituksen kautta saaduissa teräsmäärissä ei ole tapahtunut suuria muutoksia lukuun ottamatta vähimmäisraudoitusehtojen kautta saatuja teräsmääriä. Palkeissa RakMk B4:n mukaiset vähimmäisteräsmäärät ovat noin 40–60 % suuremmat, kun taas laatoissa RakMk B4:n mukaiset vähimmäisteräsmäärät ovat noin 20 % pienemmät kuin EC2:n vastaavat teräsmäärät.

Leikkaushakojen teräsmäärät ovat kasvaneet eurokoodisuunnittelun myötä, mikä johtuu lähinnä siitä, että eurokoodi ei huomioi betonin leikkauskapasiteettia laskelmissa. RakMk B4:n leikkaushakojen teräsmäärät voivat olla jopa alle 10 % EC2:n vastaavista teräsmääristä, kun palkki ei kannattale huomattavan suuria kuormia. Erot kuitenkin taasaantuvat, kun palkki on raskaasti kuormitettu.

Pilareiden teräsmäärät ovat vähentyneet eurokoodisuunnittelun myötä. Pilareiden teräsmääriä ratkaistaessa keskeisenä asiana on epäkeskisyyksien laskeminen. Laskentaepäkeskisyyks on RakMk B4:n mukaisella laskennalla varmallalla puolella, mikä johtaa suurempiin teräsmääriin kuin EC2:n mukaan mitoitettaessa. Raskaasti kuormitetuissa pilareissa teräsmäärien erot voivat olla 50–60 %. Pilarien ja seinien vähimmäisraudoitusehdon kautta saatavat teräsmäärät ovat myös pääasiassa suuremmat RakMk B4:n mukaisella laskennalla.

Työstä pystytään toteamaan, että teräsmäärät eivät ole yksiselitteisesti kasvaneet tai vähentyneet eurokoodisuunnittelun myötä. Erot ovat rakenneosakohtaisia, jolloin tietyissä rakenteissa teräsmäärät ovat kasvaneet, kun taas toisissa vähentyneet.

Asiasanat: rakentamismääräyskokoelma, eurokoodi, mitoitus, teräsbetonirakenteet, betoninormit

ABSTRACT

Tampereen ammattikorkeakoulu
Tampere University of Applied Sciences
Degree Programme in Construction Engineering
Building Construction

KORHONEN, MISKA:

Differences in Steel Reinforcement of Concrete Between Eurocode and The Finnish National Building Codes

Bachelor's thesis 93 pages, appendices 35 pages
April 2015

Purpose of this study was to compare the amount of reinforcement between the Finnish National Building Code B4 and Eurocode (EC2) design of reinforced-concrete structures. In this work the components were designed with the Finnish National Building Code and Eurocode.

Case buildings, practices of the designing and design loads were presented in the beginning of this study. The initial section was followed by the process of the designing and comparing of the results of designing. Design calculations are attached in the end of this study.

There have been no major changes in the amount of the reinforcement in the bent structures except in the slabs where the minimum amount of the reinforcement have been increased. The minimum reinforcement amounts are about 40-60 % higher in beams which have been designed by the Finnish National Building Code B4. In slabs the differences between Eurocodes and the Finnish National Building Code are about 20 % lower the the structure is designed by the Finnish National Building Code.

The amounts of the stirrups have been increased during the Eurocode design. The reason is that the Eurocode ignores concrete's shearing capacity. Therefore differences between the amounts of the stirrups may be huge between Eurocode and the Finnish National Building Code. The differences will become lower when beam have to carry huge loads.

The amounts of the reinforcement have become lower in columns during the Eurocode design. When calculating the reinforcement in columns the main thing is to calculate the design deviation in the structure. The design deviation is higher in the Finnish National Building Code so the result is in a safe side. Also the minimum reinforcement amounts in columns and walls are higher when designing with the Finnish National Building Code.

It can be concluded from this study that the quantities of steel are not unambiguously increased or decreased during the Eurocode design. The differences are different in every building component.

Key words: the Finnish National Building Code, Eurocode, designing, reinforced concrete structures

SISÄLLYS

1	JOHDANTO	8
2	TUTKITTAVA KOHDE, RAKENTEET JA KUORMAT	9
	2.1 Kohteiden esittely	9
	2.2 Mitoituskäytännöt.....	9
	2.4 Suunnittelussa käytettävät kuormat	12
	2.4.1 Oma paino ja hyötykuorma.....	12
	2.4.2 Lumikuorma.....	13
	2.4.3 Tuulikuorma.....	16
	2.5 Kuormien osavarmuusluvut	18
3	PALKIT, LAATAT JA ANTURAT	20
	3.1 Palkeista yleisesti	20
	3.2 Laatoista ja anturoista yleisesti.....	20
4	TAIVUTUSMITOITUS.....	21
	4.1 Mitoitus RakMk B4 ohjeiden mukaan	21
	4.2 Mitoitus eurokoodin ohjeiden mukaan	23
	4.3 Pilarianturoiden mitoittaminen.....	24
	4.4 Taivutettujen rakenteiden teräsmäärät tutkittavissa kohteissa	25
	4.4.1 Palkkien taivutusmitoituksen kautta saadut teräsmäärät	25
	4.4.2 Laattarakenteiden rauditusmäärien yhteenveto	27
5	LEIKKAUSMITOITUS.....	29
	5.1 RakMk B4:n mukainen leikkausmitoitus	29
	5.2 Eurokoodin mukainen leikkausmitoitus	31
	5.3 Palkkien leikkausmitoitusten teräsmäärät	33
6	PILARIT JA SEINÄT	37
	6.2 Pilareista yleisesti	37
	6.3 Pilarin mitoitus RakMk B4:n mukaan	40
	6.4 Pilarin mitoitus eurokoodilla	43
	6.5 Seinät	47
	6.6 Pilareiden ja seinien teräsmäärät	48
6	POHDINTA	52
	LÄHTEET	57
	LIITTEET	58
	Liite 1. Toimistotalon palkin mitoitus RakMk B4	58
	Liite 2. Toimistotalon palkin mitoitus EC2.....	61
	Liite 3. Hallirakennuksen palkin mitoitus RakMk B4	64
	Liite 4. Hallirakennuksen palkin mitoitus EC2	67

Liite 5. Toimistorakennuksen laatan mitoitus RakMk B4	70
Liite 6. Toimistorakennuksen laatan mitoitus EC2	72
Liite 7. Toimistorakennuksen pilarianturan mitoitus RakMK B4.....	74
Liite 8. Toimistorakennuksen pilarianturan mitoitus EC2	76
Liite 9. Toimistorakennuksen pilarin mitoitus RakMk B4.....	78
Liite 10. Toimistotalon pilarin mitoitus EC2	82
Liite 11. Hallirakennuksen pilarin mitoitus RakMk B4	85
Liite 12. Hallirakennuksen pilarin mitoitus EC2.....	88
Liite 13. Toimistorakennuksen periaateleikkaus	92
Liite 14. Hallirakennuksen periaateleikkaus	93

LYHENTEET JA TERMIT

f_{ck}	betonin lieriölujuuden ominaisarvo
f_{cd}	betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
f_{etk}	betonin vetolujuuden ominaisarvo
f_{ctd}	betonin vetolujuuden mitoitusarvo
f_{ctm}	betonin keskimääräinen vetolujuus
f_{yk}	raudoituksen ominaislujuus
f_{yd}	raudoituksen laskentalujuus
A_c	betonipoikkileikkauksen pinta-ala
A_s	vetoraudoituksen poikkileikkauksen pinta-ala
$A_{s,min}$	vetoraudoituksen poikkileikkauksen vähimmäispinta-ala
A_{sw}	leikkausraudoituksen poikkileikkauksen pinta-ala
$A_{sw,min}$	leikkausraudoituksen poikkileikkauksen vähimmäispinta-ala
M_{Ed}	mitoitustaiivutusmomentti
N_{Ed}	mitoitusnormaalivoima
V_{Ed}	mitoitusleikkausvoima
V_{Rd}	leikkauskestävyys (EC2)
$V_{Rd,c}$	leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys (EC2)
V_u	rakenteen leikkauskapasiteetti (B4)
$V_{Rd,s}$	leikkausraudoitetun rakenteen leikkauskestävyys (EC2)
V_c	betonin osuus rakenteen leikkauskestävyydestä (B4)
V_s	leikkausraudoituksen osuus rakenteen leikkauskestävyydestä (B4)
α	leikkausraudoituksen kaltevuuskulma
θ	puristuskulma
γ_c	betonin materiaaliosavarmuusluku
γ_s	raudoituksen materiaaliosavarmuusluku
μ	suhteellinen momentti
β	tehollisen puristuspuunnan suhteellinen korkeus
z	sisäinen momenttivarsi
λ	hoikkuus
ρ	geometrinen raudoitussuhde
ω	mekaaninen raudoitussuhde
e_a	perusepäkeskisyys (B4)

e_i	perusepäkeskisyys (EC2)
e_0	perusepäkeskisyys
e_{01}	kuorman epäkeskisyys
e_1	lisäpäkeskisyys (EC2)
e_2	lisäpäkeskisyys

1 JOHDANTO

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena on vertailla rakentamismääräyskokoelman osan B4 (RakMk B4) ja eurokoodisuunnittelun osan 2 (EC2) mukaisia teräsmääriä tavanomaisissa teräsbetonirakenteissa. Työ on valittu Tampereen ammattikorkeakoulun talonrakennustekniikan vapaasti valittavista opinnäytetyöaiheista.

Työn tarkoitus on selvittää miten raudoitusmäärät ovat muuttuneet vuonna 2007 voimaan tulleen eurokoodin EC2 myötä. Osa kohteista suunnitellaan Suomessa edelleen rakentamismääräyskokoelmien mukaan, jolloin tarkastelu antaa hyvän kuvan siitä, onko raudoitusmäärissä tapahtunut merkittävää muutosta ja millä osa-alueilla mahdolliset muutokset ovat olleet suurimpia.

Työn alussa kerrotaan esimerkeiksi valituista kohteista, mitoituskäytännöistä ja avataan kuormien muodostumiset. Tämän jälkeen jokainen tarkasteltava rakenneosa on aseteltu omiin kappaleisiin. Rakenneosia käsittelevissä kappaleissa alussa kerrotaan rakenteista lyhyesti, jonka jälkeen käydään läpi suunnitteluprosessi ja lopuksi on laadittu taulukot ja diagrammit, joista nähdään suhteellisten teräsmäärien erot ja teräsmenekit B4:n ja EC2:n välillä. Työhön sisältyvät laskelmat ovat yksinkertaistettuja laskelmia, jolloin niissä ei ole huomioitu esimerkiksi kuormavähennyksiä. Varsinainen lukuarvoinen laskenta löytyy liitteistä työn lopusta.

Aihe on rajattu siten, että työssä tutkitaan teräsbetonirakenteisia palkkeja, laattoja, anturoita, pilareita ja seiniä. Seinien osalta tarkastelu keskittyy ainoastaan vähimmäisraudoitusehdon kautta saatuun teräsmäärään. Aiheen rajauksesta ja työn ohjauksesta kiitokset menevät Tampereen ammattikorkeakoulun lehtorille DI. Jorma Kylliäiselle.

2 TUTKITTAVA KOHDE, RAKENTEET JA KUORMAT

2.1 Kohteiden esittely

Tutkittaviksi kohteiksi on valittu tyypillisiä runkomittoja edustava toimisto- ja hallirakennus. Kahden eri kohteen tarkastelussa on etuna se, että saadaan kerättyä rakenteille erityyppisiä kuormia ja voidaan tarkastella niiden vaikutusta mitoituksiin. Kohteet on muokattu elementtisuunnittelun nettisivuilla olevista mallikohteista.

Toimistorakennuksen mittasuhteet ovat 44m x 15 m x 19,2 m (pituus, leveys ja korkeus.) Palkkien jänneväli on 7m ja laattojen jänneväli 5m. Kohde sijaitsee Tampereella esikaupunkialueella ja rakennuksessa on viisi kerrosta. Rakennuksen runkona toimii pilari-palkki-laatta – runko. Rakennus on jäykistetty elementtiseinillä ja – porras-hissi – torneilla. Pilarin laskelmissa on mitoitettu rungon keskipilari. Eurokoodin mukainen seuraamusluokka rakennuksessa on CC2. Rakennuksen periaateleikkaus on esitetty liitteessä 13.

Toinen kohde on hallirakennus, jonka mittasuhteet ovat 72m x 50m x 10m (pituus, leveys ja korkeus.) Kohde sijaitsee Tampereella tasaisella alueella. Rakennus on yksikerroksinen. Palkkien jänneväli on 8m. Tavallisesti kohteessa olevat palkit tehtäisiin jännebetonipalkkeina, mutta työn luonteen vuoksi palkkeja tarkastellaan tavallisina teräs-betonipalkkeina. Tämän seurauksena laskelmissa esitetyt teräsmäärät ovat huomattavan suuria. Hallin runkona toimii pilari-palkki – runko ja yläpohja rakenteena on TT-laatta. Perustuksina toimivat maanvaraiset paikallavaletut pilarianturat. Hallirakennuksen pilarianturoita ei ole mitoitettu, koska eroa ei ole juurikaan toimistorakennuksen pilarianturoihin. Halli on jäykistetty mastopilareilla, jolloin pilarin mitoituksessa tuulikuorma on huomioitava. Rakennuksen eurokoodin mukainen seuraamusluokka on CC2. Rakennuksen periaateleikkaus on esitetty liitteessä 14.

2.2 Mitoituskäytännöt

Suomessa betonirakenteita on aikaisemmin suunniteltu Suomen ympäristöministeriön vahvistaman rakennusmääräyskokoelman RakMk osan B4 (betoninormit) mukaan.

Viimeisin ohje ilmestyi vuonna 2005 (Betonirakenteet, ohjeet 2005). Suomen rakentamismääräyskokoelmassa betonirakenteet jaetaan kolmeen eri rakenneluokkaan, joita kutsutaan 1-, 2- ja 3-luokiksi (1 vaativa, 2 vähemmän vaativa ja 3 vähäpätöinen.)

Betonirakenteet mitoitetaan rajatilamitoituksina, joita ovat murto-, käyttö-, onnettomuus ja palomitoituksen rajatilat. Tässä työssä tutkitaan rakenteita murtorajatilassa. Murtorajatilojen käyttötarkoituksena on antaa rakenteille riittävä varmuus kantavuuden suhteen.

Eurokoodien alkaessa yleistyä vuonna 2007 on suunnittelu vähitellen siirtynyt eurokoodien mukaiseen suunnitteluun. Eurokoodit eivät kuitenkaan ole täysin syrjäyttäneet rakentamismääräyskokoelmia vaan edelleen osa kohteista suunnitellaan vanhojen normien mukaan. Tulevina vuosina eurokoodisuunnittelu tulee kuitenkin syrjäyttämään rakentamismääräyskokoelmien mukaisen suunnittelun.

Eurokoodi ei tunne rakenneluokkakäsitettä. Eurokoodissa betonirakenteiden valmistusta koskevat laatuvaatimukset on jaettu kolmeen toteutusluokkaan, joissa tarkastustaso on alhaisin luokassa 1 ja vaativin luokassa 3. Huomioitavaa on, että rakentamismääräyskokoelman rakenneluokka 1 ei vastaa eurokoodin toteutusluokkaa 1. Lisäksi eurokoodin mukaiseen rakennesuunnitteluun vaikuttaa toleranssiluokat. Toleranssiluokat on jaettu kahteen luokkaan (1 normaali mittatarkkuustaso ja 2 tiukennettu mittatarkkuustaso.) Eurokoodin toteutusluokka 2 ja toleranssiluokka 1 vastaavat RakMk B4:n rakenneluokkaa 2. Toteutusluokka 3 ja toleranssiluokka 2 vastaavat rakenneluokkaa 1.

Rakenteet ja rakennukset luokitellaan myös mahdollisen vaurion seuraamusten perusteella kolmeen seuraamusluokkaan (CC1, CC2 ja CC3.) Suuren riskin tapauksissa edellytetään rakenteilta myös suurempaa luotettavuutta. Tämä otetaan huomioon korottamalla epäedullisten kuormien osavarmuuskertoimia kertoimen K_{FI} avulla. Seuraamusluokan CC2 rakenteet kuuluvat vähintään toteutusluokkaan 2 ja rakenneluokituksessa rakenneluokkaan 2. Tässä työssä tutkittavat kohteet kuuluvat seuraamusluokkaan CC2, jolloin K_{FI} -kertoimen arvo on 1,0.

Edellä mainitut asiat vaikuttavat materiaalien osavarmuuslukujen valintaan. Taulukossa 1 on esitetty eurokoodin ja taulukossa 2 rakentamismääräyskokoelman mukaiset materiaalien osavarmuuskertoimet. Betonin osavarmuuskertoimen lyhenteenä on γ_c ja teräksen lyhenteenä γ_s . Merkittävin ero on teräksien osavarmuuskertoimessa, joka rakenne-

luokassa 2 on 1,2 ja toteutusluokassa 2 1,15. Eurokoodissa pienennetyt kertoimet ovat γ_c :lle 1,35 ja γ_s :lle 1,10.

TAULUKKO 1. RakMk materiaalien osavarmuuskertoimet (RakMk B4,2005)

Betonin osavarmuuskertoin γ_c	Rakenneluokka	Raidoitettu rakenne		Raidoittamaton rakenne
		1	1,35	
	2	1,50		2,3
	3	1,90		2,7
Teräksen osa- varmuuskertoin	Rakenne- luokka	A500HW A700HW B500B B500C1 B500K B600KX B700K Pyörötanko S235JRG2		Jänneteräs
γ_s	1	1,10	1,15	
	2	1,20	1,25	
	3	1,35	1,35	

TAULUKKO 2. Eurokoodin materiaalien osavarmuuskertoimet

Kuormitustilanne	betoni γ_c	raudoitus γ_s	(jänneteräs γ_s)
Normaalisti vallitseva & tilapäinen			
Suomen rakenneluokka 2	1,5	1,15	1,15
Normaalisti vallitseva & tilapäinen			
Suomen rakenneluokka 1	1,35	1,1	1,1

Betonirakenteiden mitoituksessa betonin lujuus määritetään eri tavalla eurokoodin ja betoninormien välillä. Eurokoodisuunnittelussa betonin puristuslujuus 28 vrk:n ikäisenä f_{ck} määritetään pääosin lieriöpuristuslujuutena. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski, 2009.) Betoninormeja käytettäessä käytetään vanhoja betonin K-lujuuksia betonin puristuslujuuden f_{ck} arvoina. Nämä arvot perustuvat betonin kuutiopuristuslujuuteen. Esimerkiksi kuutiolujuus K 30 vastaa lieriölujuutta C25/30, jossa arvo 25 (MN/m²) on lieriölujuus ja 30 (MN/m²) kuutiolujuus.

2.4 Suunnittelussa käytettävät kuormat

2.4.1 Oma paino ja hyötykuorma

Suunnittelussa on huomioitava rakenteiden omapainot. Teräsbetonirakenteilla omapaino määritetään kertomalla rakenteiden dimensiot ja teräsbetonin tilavuuspaino (25 kN/m^3) keskenään. Suomen rakentamismääräyskokoelman ja eurokoodin välinen omapainon suunnittelukuorman arvo on erisuuruinen johtuen erilaisista varmuuskertoimista.

Välipohjia kuormittaa muuttuva kuorma. Kohteen käyttötarkoituksesta riippuen valitaan hyötykuormalle sopiva arvo, jotka on taulukoitu niin eurokoodissa kuin Suomen rakentamismääräyskokoelmassa. Rakentamismääräyskokoelman ja eurokoodin mukaiset hyötykuormat eroavat toisistaan. Pääasiassa eurokoodin mukaiset hyötykuormien ominaisarvot ovat suurempia.

Tässä työssä toimistotalon eurokoodin mukaiseksi tilaluokaksi on valittu C2, jolloin hyötykuorman arvoksi valitaan $3,0 \text{ kN/m}^2$ (taulukko 3.) Tilaluokaksi voitaisiin vaihtoehtoisesti valita luokka B, mutta tässä työssä toimistotalo katsotaan kuormitetummaksi, jotta rakenteille saataisiin enemmän kuormaa.

TAULUKKO 3. Kuormitettujen tilojen kuormat EC1 mukaan (Elementtisuunnittelu.fi)

Kuormitettujen tilojen luokat	q_k [kN/m ²]			Q_k [kN]
	Välipohjat	Portaat	Parvekkeet	
Luokka A (asuin ja majoitustilat)	2,0	2,0	2,5	2,0
Luokka B (toimistotila)	2,5	3,0	2,5	2,0
Luokka C (kokoontumistilat)				
- C1 (tilassa pöytiä)	2,5	3,0	2,5	3,0
- C2 (tilassa kiinteät istuimet)	3,0	3,0	3,0	3,0
- C3 (ei liikkumista raj. esteitä)	4,0	3,0	4,0	4,0
- C4 (liikuntatilat)	5,0	3,0	5,0	4,0
- C5 (tungoskuorma yleisötilassa)	6,0	6,0	6,0	4,0
Luokka D (myymälätilat)				
- D1 (vähittäiskaupat)	4,0	3,0	4,0	4,0
- D2 (tavaratilat)	5,0	6,0	5,0	7,0

Suomen rakentamismääräyskokoelmassa ei ole määrätty tilaluokkia vaan kuorma valitaan tietystä kuormaryhmästä. Taulukosta 4 valitaan kuormaryhmäksi kokoontumiskuorma, jolloin toimistotalon välipohjan hyötykuorman ominaisarvoksi saadaan $2,5 \text{ kN/m}^2$.

TAULUKKO 4. Hyötykuormien vähimmäisarvot (RakMk B1,1998)

Kuormaryhmä	Kuorman vaikutustapa			Kaiteiden, seinien ja vastaavien rakenteiden vaakakuormat	
	Pinta- kuorma q_k kN/m ²	Piste- kuorma ¹⁾ F_k kN	Pinta- kuorman liikkuva osa %	Piste- kuorma F_k kN	Viiva- kuorma q_k kN/m
	1	2	3	4	5
Oleskelukuorma I	1,5 ²⁾	1,5	70	0,3 ⁴⁾	0,4
Oleskelukuorma II	2,0 ²⁾	1,5	70	0,3 ⁴⁾	0,4
Oleskelutilojen portaat ja käytävät	2,5 ³⁾	2,0	100	0,3 ⁴⁾	0,4
Kokoontumiskuorma	2,5	1,5	70	0,3 ⁴⁾	0,4
Kokoontumistilojen portaat ja käytävät	4,0 ³⁾	2,0	100	0,3 ⁴⁾	0,4
Tungoskuorma	4,0	2,0	100	0,3 ⁴⁾	1,5
Tavarakuorma:					
Varasto- ja tuotantotilat	5,0	20	100	— ⁵⁾	
Henkilöautojen suojat ja paikoitus- tasot, ajoneuvon kokonaispaino < 2 000 kg	2,5	10 ^{6) 7)}	100	5 ⁸⁾	
Muut autosuojat ja paikoitustasot, ajoneuvon kokonaispaino < 4 500 kg	5,0	20 ⁶⁾	100	10 ⁸⁾	
Katto- ja välitasot, ajoneuvon kokonaispaino < 15 000 kg	10,0	50 ^{6) 9)}	100	25	

Liikennetilat, missä kuormia ei ole lainkaan rajoitettu, suunnitellaan asianomaisten viranomaisten antamien ohjeiden ja liikenneasetuksen suurimpien sallittujen kuormien mukaan.

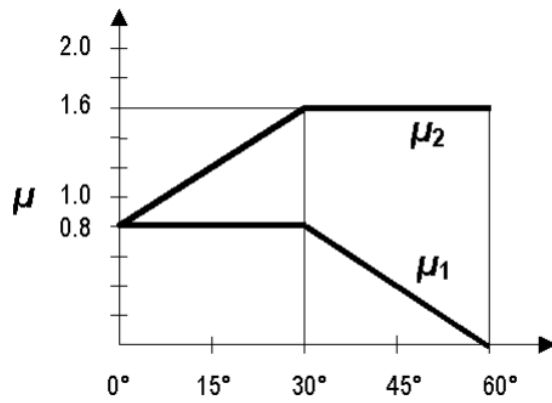
Suunnittelu- ja konsulttitoimistojen liitto ry (SKOL ry) on laatinut taulukon (taulukko 5), johon on koottu eurokoodin tilaluokat ja rakentamismääräyskokoelman kuormaryhmät. Taulukosta nähdään, että eurokoodin mukainen tilaluokka C2 vastaa rakentamismääräyskokoelman mukaista kokoontumiskuormaa.

TAULUKKO 5. Hyötykuormien vähimmäisarvot (SKOL ry, Eurokoodien ja RakMk:n nykyisen B-sarjan rinnakkaiskäytön pelisäännöt kantavien rakenteiden suunnittelussa)

	Kuormaluokka		Hyötykuorma (kN/m ²)		Viivakuorma (kN/m)	
	EC	B2009	EC	B2009	EC	B2009
Asuintilat	A	oleskelu I	2,0	1,5	0,5	0,4
Toimistotilat	B	oleskelu II	2,5	2,0	0,5	0,4
Luento- ja kokoussalit	C2	kokoontumis	3,0	2,5	1,0	0,4
Tanssi- ja voimistelusalit	C4	tungos	5,0	4,0	1,0	1,5
Katsomot, terassit	C5	tungos	6,0	4,0	3,0	1,5
Varasto- ja tuotantotilat	E1, E2	-	7,5	5,0	1,0	-

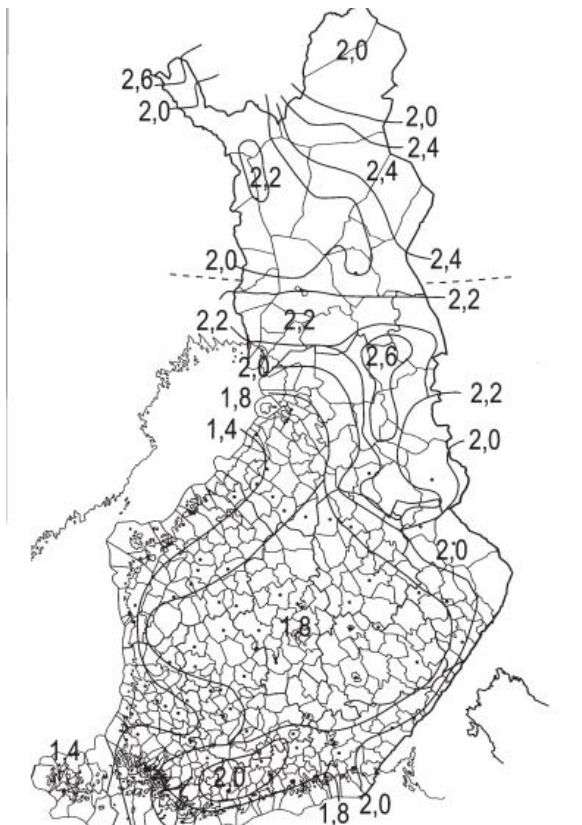
2.4.2 Lumikuorma

Lumikuorma luokitellaan muuttuvaksi kiinteäksi kuormaksi. Lumikuorma lasketaan vuotuisten enimmäisarvojen perusteella. Mikäli tarkempaa tietoa ei ole saatavilla tai



KUVA 2. Lumikuorman muotokertoimet EC 1 mukaan. (SFS-EN 1991-1-3, 2004, 31.)

Rakentamismääräyskokoelman lumikuormakartta esittää lumikuorman ominaisarvon suoraan katolla, jolloin tasakattoisella katolla olevan lumikuorman voidaan olettaa olevan kuvan 3 mukainen. Rakentamismääräyskokoelman mukainen lumikuorman ominaisarvo saadaan kuvasta 3.



KUVA 3. Kattojen peruslumikuormat s_k. (RakMk B1, 1998, 8.)

2.4.3 Tuulikuorma

Tuulikuorman määrittämisessä otetaan huomioon sekä EC 1:n että RakMk:n mukaan laskettaessa maastoluokka, rakennuksen harjakorkeus ja rakenteen tuulen vastainen pinta-ala. Maastoluokka määräytyy sen mukaan, missä rakennus sijaitsee. Eri maastoluokat EC 1 mukaan on esitetty taulukossa 6.

TAULUKKO 6. Maastoluokat EC1 mukaan. (Puurakenteiden suunnittelu, lyhennetty suunnitteluohje.)

Luokka	Maaston rosoisuuden ja pinnanmuodon kuvaus.
0	Avomeri tai merelle avoin rannikko.
I	Järvi tai alue, jolla on vähäistä kasvillisuutta eikä esteitä.
II	Alue, jolla on matalaa kasvillisuutta ja erillisiä puita tai rakennuksia, joiden etäisyys toisistaan on vähintään 20 kertaa esteen korkeus. Esim. maatalousmaa.
III	Esikaupunki- tai teollisuusalueet sekä metsät. Matalat pientaloalueet ja kylät.
IV	Yhtenäiset laajat kaupunkialueet, joiden pinta-alasta vähintään 15% on rakennettu ja rakennusten keskimääräinen korkeus on yli 15 m.

Maastoluokitus vastaa toisiaan suunniteltaessa kohdetta sitten eurokoodeilla tai rakentamismääräyskokoelmalla. Tuulikuorman ominaisarvo määritellään kuitenkin eri tavalla. EC 1:ssä tuulen nettopaineen kerroin, joka määräytyy tarkasteltavan osapinnan pinta-alan mukaan, luetaan taulukosta 7. Nettopainekertoimen lisäksi on selvitettävä tuulen puuskanopeuspaine, joka vaikuttaa rakennuksen harjakorkeudella. Puuskanopeuspaineen arvo luetaan kuvasta 4. Eurokoodissa tuulikuorman arvo lasketaan kaavalla:

(2)

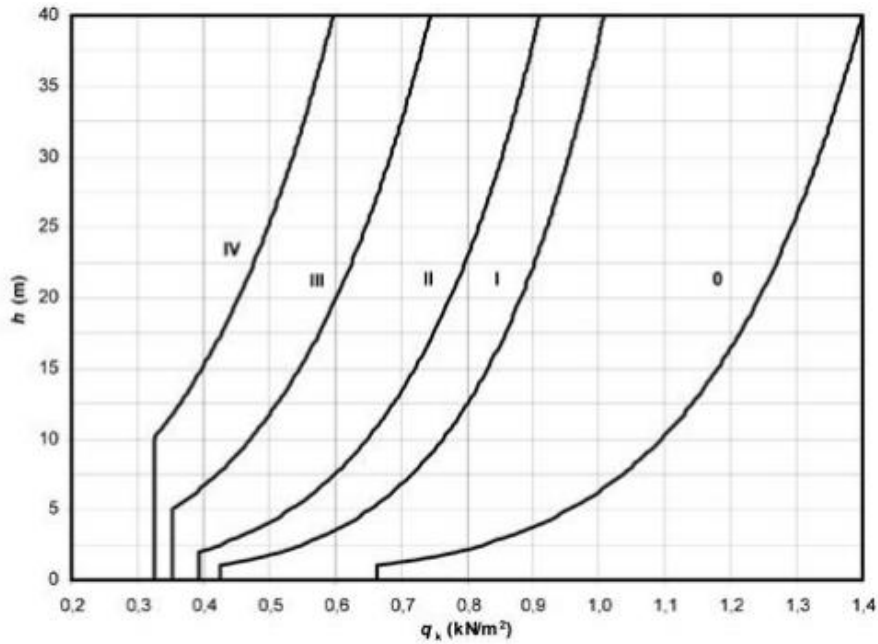
$$q_{w,k} = c_{p,net} \cdot q_k(h)$$

,missä $c_{p,net}$ = nettopaineen kerroin

$q_k(h)$ = tuulen puuskanopeuspaine rakennuksen harjan korkeudella h

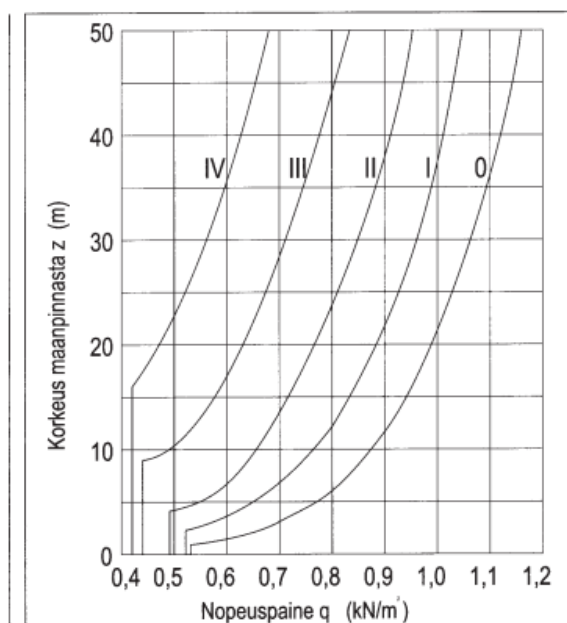
TAULUKKO 7. Ulkoseinien paikalliset tuulenpaineen nettopainekertoimet. (Puurakenteiden suunnittelu, lyhennetty suunnitteluohje.)

Ulkoseinät	suurin imu nurkka-alueilla ¹⁾		suurin imu keskialueilla		suurin paine sisäänpäin	
	$A \geq 10$	$A \leq 1 \text{ m}^2$	$A \geq 10$	$A \leq 1 \text{ m}^2$	$A \geq 10$	$A \leq 1 \text{ m}^2$
tarkasteltava pinta-ala						
$c_{p,net}$	-1,5	-1,7	-1,1	-1,4	+1,1	+1,3



KUVA 4. Tuulen puuskanopeuspaineen arvot rakennuksen harjan korkeudella h , EC1 mukaan. (Puurakenteiden suunnittelu, lyhennetty suunnitteluohje.)

Rakentamismääräyskokoelman mukainen tuulikuorma määritetään nopeuspaineen mukaan rakennuksen harjan korkeudella h . Nopeuspaine eri maastoluokissa on esitelty kuvassa 5. Tuulen ominaiskuormien arvot eivät eroa merkittävästi eurokoodin vastaavista arvoista.



KUVA 5. Nopeuspaineen q arvot eri maastoluokissa. (RakMk B1, 1998, 10.)

2.5 Kuormien osavarmuuskertoimet

Tutkittavissa kohteissa käytettävien kuormien perusteet on esitetty edeltävissä kappaleissa. Mitoituksessa käytettävät rakenteiden ominaiskuormat löytyvät taulukosta 8. Eurokoodin mukainen laskentakuorma murtorajatilassa saadaan kaavalla:

(3)

$$p_d = 1,15 \cdot K_{FI} \cdot G_{k,sup} + 0,9 \cdot G_{k,inf} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot Q_{k,1} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

,missä $G_{k,sup}$ = epäedullisten pysyvien kuormien ominaisarvo

$G_{k,inf}$ = edullisten pysyvien kuormien ominaisarvo

$Q_{k,1}$ = määräävä muuttuva kuorma

$\psi_{0,i}$ = kuormien yhdistelykerroin (taulukko 7)

$Q_{k,i}$ = muut muuttuvat kuormat

K_{FI} = seuraamusluokan mukainen kerroin, näissä esimerkeissä $K_{FI} = 1,0$

(CC2)

TAULUKKO 8. Kertoimien ψ arvot EC 1 mukaan (SFS-EN 1990)

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (katso SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30 \text{ kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3)* ¹ kun $s_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma **)	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (katso SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (katso SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
* ¹ Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\psi_0 = 0$ luokkien A, B, F ja G yhteydessä. Huom: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään ψ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen. ***) Lisätty Suomen kansalliseen liitteeseen.			

Rakentamismääräyskokoelman mukainen laskentakuorma murtorajatilassa saadaan kaavalla:

(4)

$$p_d = \begin{matrix} 1,2 \\ 0,9 \end{matrix} \left. \vphantom{\begin{matrix} 1,2 \\ 0,9 \end{matrix}} \right\} g_k + 1,6 \cdot q_{k,1} + 1,6 \cdot q_{k, \text{lumi}} + \sum 0,8 \cdot q_{k,2} \\ \text{(tuuli)}$$

,missä g_k = pysyvä kuorma

$q_{k,1}$ = määräävä muuttuva kuorma

$q_{k,2}$ = ei-määräävä muuttuva kuorma

Taulukoihin 9 ja 10 on koottu tässä työssä käytettävät suunnittelukuormat jokaisessa rakenteessa. Saadut kuormat on laskettu edellä olevien ohjeiden mukaisesti. Palkkien omapainoissa on huomioitu myös palkkien päällä olevat rakenteet.

TAULUKKO 9. Palkkien ja laattojen mitoituksessa käytettävät laskentakuormat.

Rak. osa	EC 1			RakMk B1		
	g_k (kN/m)	q_k (kN/m)	p_d (kN/m)	g_k (kN/m)	q_k (kN/m)	p_d (kN/m)
Toimistotalon palkki	35,5	15,0	63,3	35,5	12,5	62,6
Hallirakennuksen palkki	80,6	50,0	167,6	80,6	45,0	168,8
Toimistotalon laatta	6,0	3,0	11,4	6,0	2,5	11,2

TAULUKKO 10. Pilareiden mitoituksessa käytettävät laskentakuormat.

Rak.osa	EC1			RakMk B1		
	N_{Ed} (kN)	$q_{k,tuuli}$ (kN/m)	$M_{0,Ed}$ (kNm)	N_d (kN)	$q_{k,tuuli}$ (kN/m)	M_{d01} (kNm)
Toimistorakennuksen pilari	2400,0	0,0	0,0	2375,0	0,0	0,0
Hallirakennuksen pilari	1437,0	4,1	220,0	1450,0	3,9	223,0

3 PALKIT, LAATAT JA ANTURAT

3.1 Palkeista yleisesti

Palkit toimivat tyypiltään ja poikkileikkausmuodoiltaan kuormia kantavina rakenneosina, joiden tehtävänä on siirtää rakenteen yläpuoliset kuormat pilareille. Palkkeja löytyy useita erilaisia, kuten suorakaide-, laatta- ja leukapalkki. Palkin malli määräytyy käyttötarkoituksen, liittyvien rakenteiden ja kuormitusten mukaan. Tässä työssä perehdytään suorakaidepalkkiin, joka on tavallinen rakenne talonrakennuksessa.

Suurin osa palkeille tulevasta kuormasta tulee palkin päällä olevalta laatalta. Kuormien suuruus riippuu laattojen tuentatavasta. Palkeissa kuormitus vaikuttaa yleensä kohtisuorasti palkin pituusakselia vastaan. Rakenteen päällä olevat kuormat aiheuttavat palkkeihin rasituksia, joista merkittävimmät ja mitoituksen kannalta oleellisimmat ovat taivutus- ja leikkausrasitukset. Kuormitukset ja palkin tuennat määräävät palkin statii-kan ja voimasuureiden arvot.

3.2 Laatoista ja anturoista yleisesti

Laatoista puhuttaessa tarkoitetaan tasorakenteita, joiden paksuus on huomattavasti pienempi rakenteen muihin mittoihin, tavallisesti leveyteen ja jänneväliin verrattuna. Kuormitukset vaikuttavat laattoihin kohtisuoraan laatan tasoa vastaan, jolloin laattaan syntyy taivutusrasituksia. (By 203, 1995, 131.) Yleisesti ottaen leikkausrasitukset ovat laatoissa hyvin pieniä. Tästä syystä laattoja varustetaan leikkausraudoituksella varsin harvoin. Laatan leikkauskestävyys raudoittamattomana on kuitenkin syytä tarkistaa aina.

Erilaisia laattatyyppejä on useita, kuten ripa-, ontelo-, kuori- ja massiivilaatat. Tässä työssä toimistotalon välipohjana esiintyy 240mm paksu massiivilaatta. Massiivilaatan paksuus tulee olla välipohjissa vähintään 240mm, jotta se täyttää ääneneristysvaatimukset. Tästä syystä työssä ei tarkastella ohuempaa laattaa.

Tässä työssä esitetyissä laskelmissa laatta on otaksuttu yhteen suuntaan kantavaksi, jolloin kuormat siirtyvät laatan välityksellä laatan alla oleville palkeille. Ristiin kantavissa laatoissa rakenne ottaa kuormaa kahdessa toisiaan vastaisessa suunnassa (By 204, 1998, 131.)

Laatat mitoitetaan tavallisimmin vain taivutukselle. Leikkausjännitykset ovat laatoissa sen verran pieniä, että ne eivät ylitä betonin kapasiteettia. Poikkeuksena ovat pilarilaatat ja anturat. Mitoitus taivutukselle tapahtuu suorakaidepoikkileikkauksena, jossa korkeutena käytetään laatan korkeutta ja leveytenä yhtä metriä. Tarvittava raudoitus ilmoitetaan siis mm^2/m .

Taivutusmitoitus suoritetaan samalla tavalla kuin palkeissakin. Tarvittavien lähtötietojen jälkeen rakenne voidaan mitoittaa. Suurin ero palkin taivutusmitoitukseen nähden on minimiraudoitusehdossa.

Anturat luetaan ”laattamaisiksi” rakenteiksi, jolloin taivutusmitoitus suoritetaan laattojen tapaan. Anturat ovat muiden laattojen tapaan usein leikkausraudoittamattomia rakenteita. Erilaisia anturoita ovat seinä-, pilari- ja paaluantura. Anturoista paaluanturan toiminta- ja mitoitustapa eroaa seinä- ja pilarianturasta merkittävästi. Molemmissa tämän työn rakennuksissa mitoitetaan pilarit, jolloin anturoista tarkastellaan vain pilarianturan teräsmäärää. Tässä työssä on mitoitettu vain toimistorakennuksen pilarianturat, koska teräsmäärien suhteelliset erot eivät eroa hallirakennuksen pilarianturoista.

4 TAIVUTUSMITOITUS

4.1 Mitoitus RakMk B4 ohjeiden mukaan

Palkkien ja laattojen taivutusmitoitus aloitetaan mitoitusmomentin laskennalla. Mitoitusmomentin laskennan jälkeen selvitetään suhteellisen momentin arvo. Tunnettaessa mitoitettava taivutusmomentti M_d voidaan ratkaista suhteellinen momentti μ , käyttämällä alla olevaa kaavaa.

(5)

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

, missä M_d = mitoitusmomentti
 b = rakenteen sivumitta
 d = rakenteen tehollinen korkeus
 f_{cd} = puristuslujuuden mitoitusarvo

Lisäksi on tarkistettava, että rakenteen poikkileikkaus on riittävä, ettei rakenne ole yli-raudoitettu. Tällöin ehdon $\mu \leq \mu_b$ tulee toteutua. Mikäli ehto ei toteudu, tulee palkin poikkileikkauksen kokoa kasvattaa. Seuraavaksi määritetään tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus β :

(6)

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

, missä μ = suhteellinen momentti

Suureen β avulla, voidaan laskea sisäinen momenttivarso z ja pääraudoituksen pinta-ala A_s :

(7)

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

, missä d = rakenteen tehollinen korkeus
 β = puristuspinnan suhteellinen korkeus

(8)

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}}$$

, missä M_d = mitoitusmomentti
 z = sisäinen momenttivarso
 f_{yd} = teräksen laskentalujuus

Mitoituksessa on aina tarkistettava, että rakenteen laskettu teräsmäärä täyttää minimi teräsmäärän ehdon. RakMk B4:n mukainen minimiteräsmäärä palkeille lasketaan kaavasta:

(9)

$$A_{s,\min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \cdot b \cdot h$$

, missä f_{ctk} = betonin ominaisvetolujuus
 f_{yk} = betoniteräksen ominaislujuus
 b = palkin leveys
 h = palkin korkeus

Kuten palkeissa myös laatoissa tulee tarkistaa, että laskettu teräsmäärä ylittää laatalle annetun vähimmäisraudoituksen määrän. Minimiraudoituksen teräsmäärä ratkaistaan kaavasta (RakMk B4, 2005, 36):

(10)

$$A_{s,\min} = 0,25 \cdot \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \cdot b \cdot h$$

,missä f_{ctk} = betonin ominaisvetolujuus
 f_{yk} = betoniteräksien ominaislujuus
 b = laatan metrin levyinen kaista
 h = laatan korkeus

Lisäksi yhteen suuntaan kantavaan laattaan tulee asentaa poikittainen jakorautoitus pääraudoituksen lisäksi. Jakorautoituksen määrä on tavallisesti 20 % pääraudoituksen pinta-alasta. Jakorautoja ei ole huomioitu tulevissa laskelmissa.

4.2 Mitoitus eurokoodin ohjeiden mukaan

Eurokoodin mukainen palkkien ja laattojen taivutusmitoitus ei eroa juurikaan Suomen kansallisen ohjeen mukaisesta mitoituksesta. Ainoina eroina ovat kaavoissa esiintyvien termien eurokoodin mukaiset alaviitteet ja vähimmäisraudoitusehto. Laskennassa kuor-

mien arvot ovat hieman erisuuruiset, mikä johtuu lähinnä kuormien varmuuslukujen eroista.

Kuten RakMk B4:ssa taivutusmitoitus alkaa mitoitusmomentin, M_{Ed} laskennalla. Seuraavaksi mitoitus etenee aikaisemmin esitettyjen ohjeiden mukaisesti. Huomioitavaa on, että eurokoodi ei edellytä ehdon $\mu \leq \mu_b$ tarkistamista. Tarkitus on kuitenkin hyvä tehdä, jolloin vältetään tilanne, että mitoitettava rakenne olisi yliraidoitettu.

Toisin kuin RakMk B4:ssä, eurokoodin mukainen laatan ja palkin vähimmäisraudoitusehto ratkaistaan molemmille rakenteille samalla kaavalla (11). Huomattavaa on, että eurokoodin mukaisessa ehdossa ei käytetä palkin korkeutta h vaan korkeuden arvona käytetään tehollista korkeutta d . Palkkien ja laattojen vähimmäisraudoitusehto on seuraavan muotoinen (Eurokoodi 2, Betonirakenteiden suunnittelu, 2005, 150).

(11)

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

, missä f_{ctm} = betonin keskimääräinen vetolujuus

f_{yk} = betoniteräksien ominaislujuus

b = palkin leveys

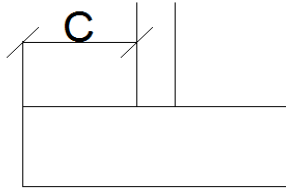
d = palkin tehollinen korkeus

Kuten RakMk B4:ssa on jo esitelty, tulee yhteen suuntaan kantavaan laattaan asentaa poikittainen jakoraidoitus pääraudoituksen lisäksi. Jakoraidoituksen määrä on tavallisesti 20 % pääraudoituksen pinta-alasta. Jakorautoja ei ole huomioitu tulevissa laskelmissa.

4.3 Pilarianturoiden mitoittaminen

Anturat luetaan laattamaisiksi rakenteiksi. Pilarianturoissa taivutuskestävyyttä merkittävämpi tekijä on lävistyskestävyys. Pilarianturat voivat olla keskeisesti tai epäkeskeisesti kuormitettuja. Epäkeskeistä kuormitusta esiintyy anturoissa, joiden päälle tukeutuu

mastopilari tai sivusiirtyvä kehä. Tällöin pystykuorman lisäksi täytyy ottaa huomioon pilareissa ja kehissä vaikuttava vaakavoima.



KUVA 6. Anturan ulokkeen pituus

Rakenne toimii ulokkeena, jonka pituus on c (kuva 6). Kuten aikaisemmin on todettu, antura on laattamainen rakenne, jolloin tarkasteltava alue on rakenteen yhden metrin levyinen osa. Taivutusmomentti lasketaan kaavalla:

(12)

$$M_{Ed} = 0,5 \cdot P_d \cdot c^2$$

Tämän jälkeen taivutusmitoitus etenee samalla tavoin kuin laatoissa yleensä. Lopputulokseksi saadaan tarvittava teräsmäärä mm^2/m . Laskennan kulku on samanlainen niin rakentamismääräyskokoelman kuin eurokoodin mukaan mitoitettaessa.

4.4 Taivutettujen rakenteiden teräsmäärät tutkittavissa kohteissa

4.4.1 Palkit

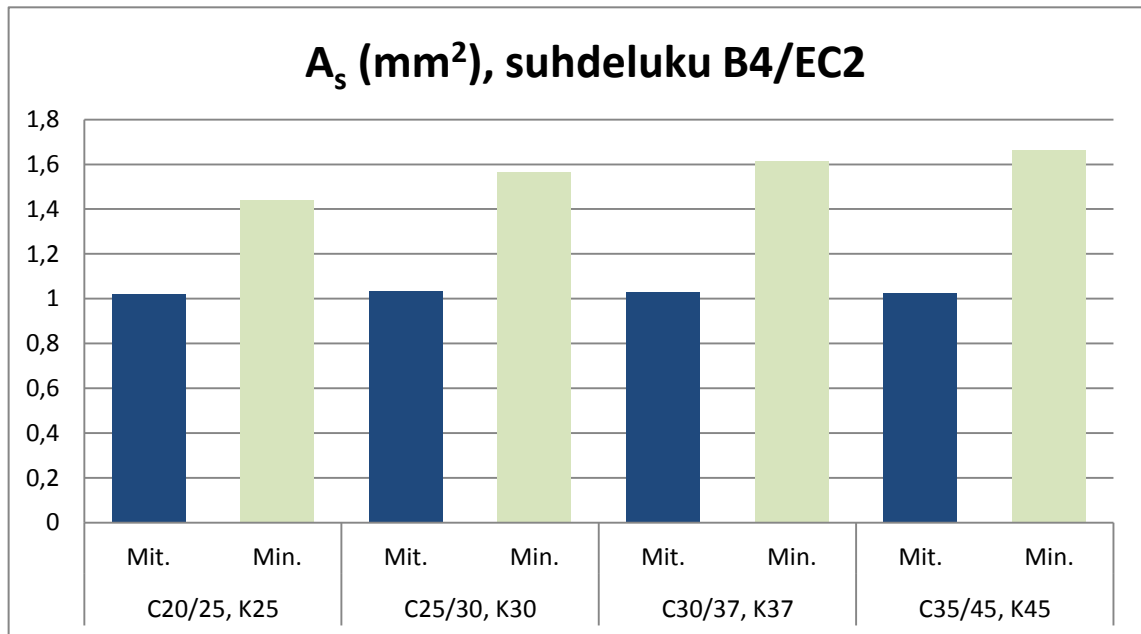
Toimisto- ja hallirakennuksen taivutusmitoituksen kautta saadut palkkien teräsmenekit (kg/m^3) löytyvät taulukoista 11 ja 12. Varsinaiset laskelmat löytyvät liitteistä (liitteet 1-4.) Rakenteiden kuormitukset ja dimensiot ovat liitteinä olevien mitoitusten mukaiset, mutta muuttuvana parametrina on käytetty betonin lujuusluokkaa. Jokaisen lujuusluokan alle on taulukoitu laskennallisen ja vähimmäisraudoitusehdon kautta sadut teräsmenekit.

Mitoituksen kautta saatavat teräsmäärät ovat lähes samat. Vähimmäisraudoitusmäärissä eroa kuitenkin syntyy, jotka ovat nähtävissä kuvioista 1 ja 2. Eurokoodin antamat vähimmäisraudoitusmäärät ovat paljon pienempiä kuin rakentamismääräyskokoelman

kautta saadut vastaavat arvot. RakMk B4:n mukainen teräsmäärä on noin 1,4-1,6 kertainen eurokoodin vastaavaan määrään verrattuna.

TAULUKKO 11. Toimistorakennuksen palkkien pääraudoituksen teräsmenekit.

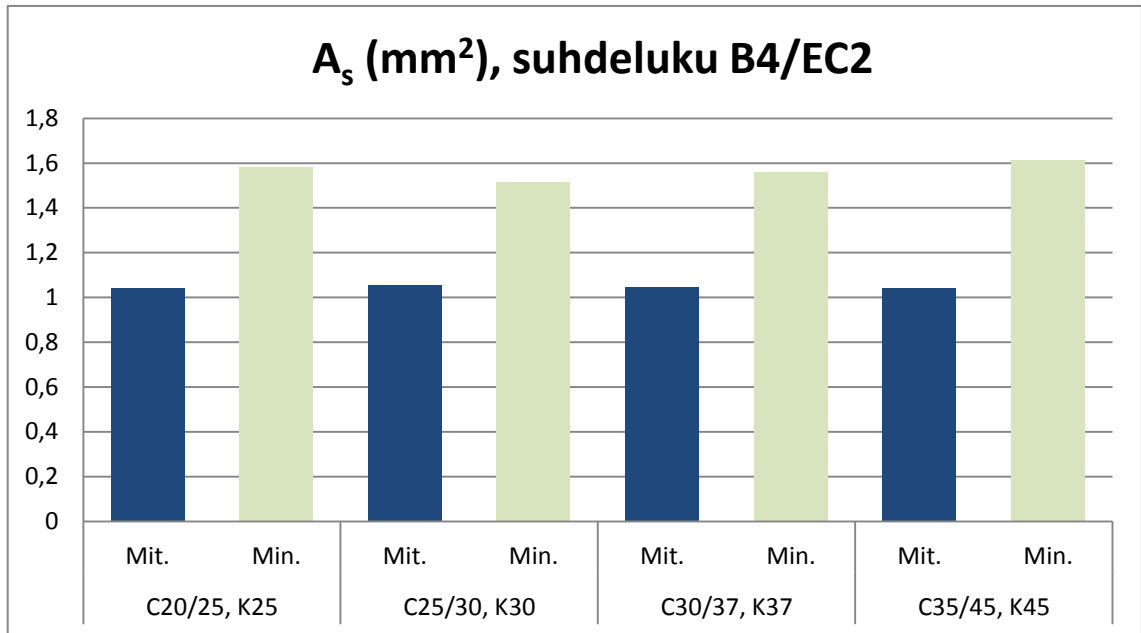
Betoniluokka	C20/25, K25		C25/30, K30		C30/37, K37		C35/45, K45	
	Mit.	Min.	Mit.	Min.	Mit.	Min.	Mit.	Min.
EC 2 (kg/m ³)	55,7	6,9	52,5	8,9	50,7	8,0	49,6	8,9
RakMk B4 (kg/m ³)	56,8	10,0	54,2	11,3	52,1	13,0	50,8	14,8



KUVIO 1. Toimistorakennuksen palkkien pääraudoituksen teräspinta-alojen suhteelliset erot.

TAULUKKO 12. Hallirakennuksen palkkien pääraudoituksen teräsmenekit.

Betoniluokka	C20/25, K25		C25/30, K30		C30/37, K37		C35/45, K45	
	Mit.	Min.	Mit.	Min.	Mit.	Min.	Mit.	Min.
EC 2 (kg/m ³)	90,1	8,4	83,5	10,0	80,1	11,2	78,1	12,3
RakMk B4 (kg/m ³)	93,8	13,4	88,2	15,2	84,1	17,4	81,5	19,9



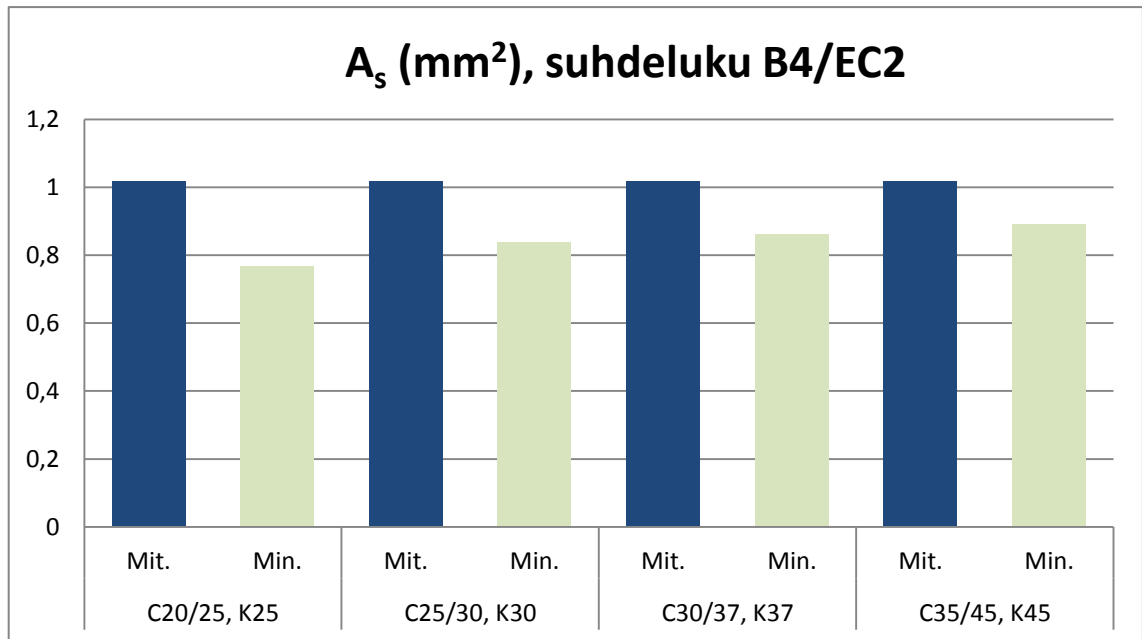
KUVIO 2. Hallirakennuksen palkkien pääraudoituksen teräspinta-alojen suhteelliset erot

4.4.2 Laatat

Taulukkoon 13 on taulukoita toimistotalon laattojen teräsmenekit ja taulukkoon 14 toimistotalon pilarianturoiden teräsmenekit. Varsinaiset laskelmat löytyvät liitteistä (liitteet 5-8.) Huomattavaa on, että kuten palkeissa myös laattarakenteissa mitoituksen kautta saadut teräsmenekit ovat lähes samat. Teräsmäärien suhteelliset erot laatoissa löytyvät kuvioista 3 ja pilarianturoiden suhteelliset erot kuvioista 4. Taulukoista ja kuvioista nähdään, että palkkien tavoin, laattarakenteiden taivutusmitoituksen kautta saaduissa teräsmäärissä ei ole juuri eroja RakMk B4:n ja eurokoodin välillä. Vähimmäisraudoitusehdon kautta saadut teräsmäärät ovat puolestaan RakMk B4:ssä noin 10-20 % pienempiä kuin eurokoodin vastaavat teräsmäärät.

TAULUKKO 13. Toimistotalon laatan pääraudoituksen teräsmäärät laatan tuella.

Betoniluokka	C20/25, K25		C25/30, K30		C30/37, K37		C35/45, K45	
	Mit.	Min.	Mit.	Min.	Mit.	Min.	Mit.	Min.
EC 2 (kg/m ³)	11,6	8,7	11,5	9,1	11,4	10,1	11,4	11,2
RakMk B4 (kg/m ³)	11,7	6,7	11,7	7,6	11,7	8,7	11,6	9,9

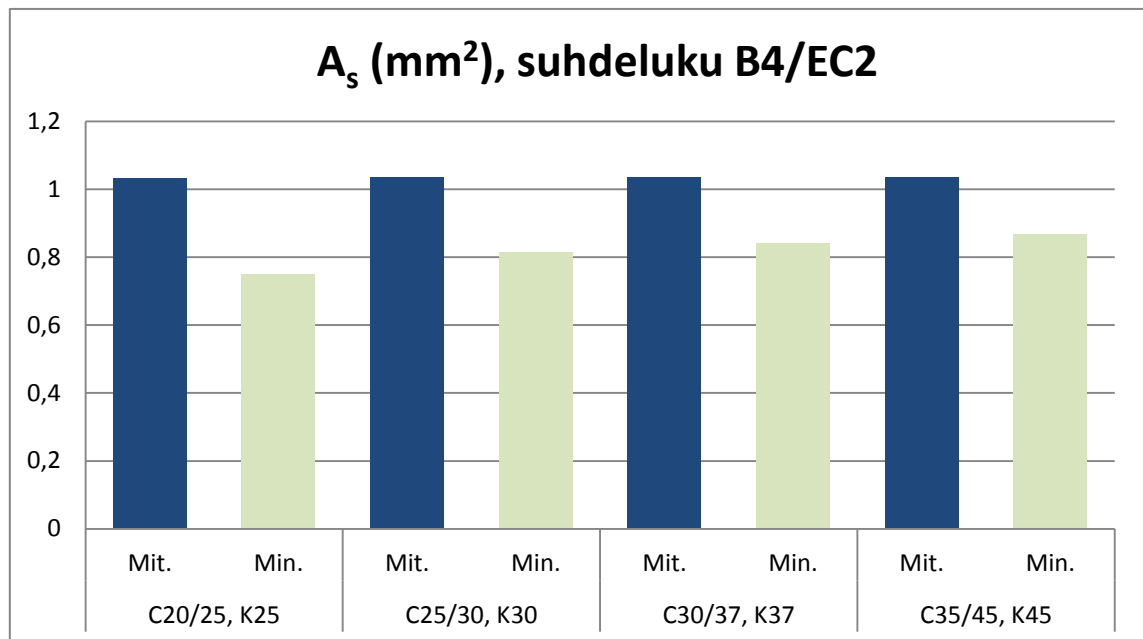


KUVIO 3. Toimistorakennuksen laatan pääraudoituksen teräspinta-alojen suhteelliset erot laatan tuella.

Kuten edellä huomataan laatoista, ei anturoiden taivutusmitoituksen kautta saaduissa teräsmäärissä ole huomattavia eroja. Taulukosta 14 löytyy pilarianturoiden teräsmenekit. Kuvioista 4 nähdään, että vähimmäisraudoitusehdon kautta saatava teräsmäärä on noin 13-22 % pienempi RakMk B4:n vähimmäisraudoitusehdon kautta saatuna.

TAULUKKO 14. Toimistotalon pilarianturoiden teräsmäärät.

Betoniluokka	C20/25, K25		C25/30, K30		C30/37, K37		C35/45, K45	
	Mit.	Min.	Mit.	Min.	Mit.	Min.	Mit.	Min.
EC 2 (kg/m ³)	10,2	8,9	10,1	9,3	10,1	10,4	10,1	11,5
RakMk B4 (kg/m ³)	10,5	6,7	10,5	7,6	10,4	8,7	10,4	9,9



KUVIO 4. Toimistorakennuksen pilarian turan pääraudoituksen teräspinta-alojen suhteelliset erot.

5 LEIKKAUSMITOITUS

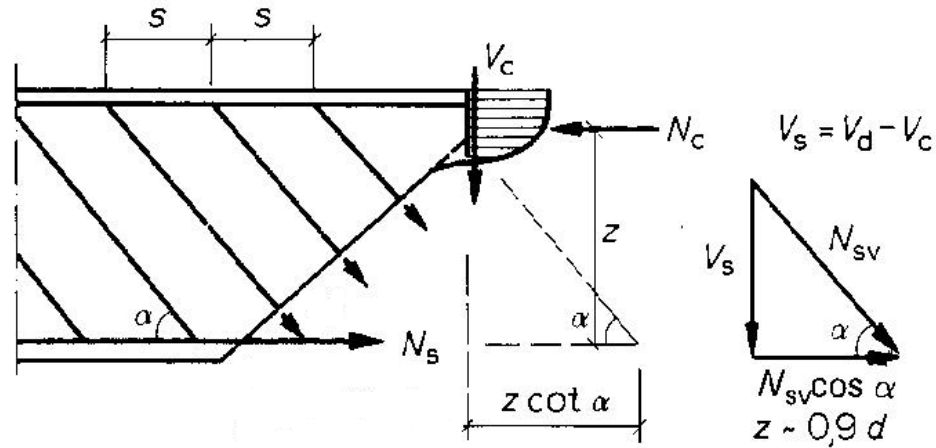
5.1 RakMk B4:n mukainen leikkausmitoitus

Taivutetussa rakenteessa rasituksia aiheuttaa samanaikaisesti taivutusmomentin lisäksi leikkausvoima. Tällöin rakenteeseen syntyy jännitystila, jossa pääjännitykset ovat palkin kohtisuoraa akselia nähden vinossa kulmassa. Betoni kestää huonosti vetojännityksiä, jolloin vinosti vaikuttavilla päävetojännityksillä on suuri merkitys palkin kantokykyä ratkaistaessa (Betonirakenteiden perusteiden oppikirja, by 203, 1995, 96).

Tasaisen kuorman kuormittaessa palkkia, leikkausvoima redusoidaan. Tämä tarkoittaa sitä, että leikkausvoiman suuruus ei ole leikkausvoiman arvo palkin päässä. Mitoittava leikkausvoima voidaan katsoa sijaitsevan etäisyyden d verran tuen reunasta. Tällöin saatu leikkausvoiman arvo on pienempi, mitä se olisi palkin päässä. Ehtona on kuitenkin, että palkki on tuettu suoraan pystyrakenteeseen.

Rakenteen sisällä ajatellaan toimivan ristikko, jossa ristikon puristuspaarteena toimii puristettu betoni, vetopaarteena vetoraudoitus ja kaltevuudessa α vetopaarteeseen näh-

den oleva leikkausraudoitus ottaa vastaan vinot vetovoimat. Tätä ristikkoanalogiaa kutsutaan Mörschin klassilliseksi ristikkoanalogiaksi. (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008, by 210, 2008). Periaate näkyy kuvasta 7.



KUVA 7. Yhteenlasketun leikkauskapasiteetin periaatekuva.

RakMk B4:n mukaisessa leikkausmitoituksessa murtorajatilatarkastelu suoritetaan yhteenlaskuperiaatteen mukaan. Leikkauskapasiteetti V_u , muodostuu kahdesta osatekijästä, jotka ovat betonin leikkauskapasiteetti V_c ja leikkausraudoituksen kapasiteetti V_s . (Betonirakenteiden perusteiden oppikirja, by 203, 1995, 98.) Palkin leikkauskapasiteetti ratkaistaan siis yhtälöstä (RakMk B4, 2005, 17):

(13)

$$V_u = V_c + V_s$$

, missä V_c = betonipoikkileikkauksen leikkauskapasiteetti
 V_s = leikkausraudoituksen kapasiteetti

Rakentamismääräyskokoelman mukaisessa leikkausmitoituksessa betonin leikkauskapasiteetilla on merkittävä osuus. Leikkausraudoitetun betonin kapasiteetti lasketaan alla olevan kaavan mukaisesti (RakMk B4, 2005, 17).

(14)

$$V_c = 0,50 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ctd}$$

, missä f_{ctd} = betonin vetolujuus
 b_w = poikkileikkauksen pienin leveys vedetyllä korkeudella

Rakenteeseen tasaisesti tai likimain tasaisesti jaetun raudoituksen kapasiteetti lasketaan kaavasta (RakMk B4, 2005, 17):

$$V_s = 0,9 \cdot \frac{A_{sv}}{s} \cdot f_{yd} \cdot d \cdot (\sin\alpha + \cos\alpha) \quad (15)$$

, missä A_{sv} = leikkausraudoituksen leikkeiden yhteenlaskettu poikkileikkausala
 s = hakojen väli
 f_{yd} = teräksen laskentalujuus
 α = leikkausraudoituksen kaltevuus vetoraudoitukseen nähden

Käytettäessä pystyhakoja kaava sievenee muotoon:

$$V_s = 0,9 \cdot \frac{A_{sv}}{s} \cdot f_{yd} \cdot d \quad (16)$$

Leikkaushakoja ei tarvitse käyttää, jos rakenteessa esiintyvät leikkaus- ja vääntörasitukset ovat pieniä (RakMk B4, 2005, 37). Hakoja käytetään kuitenkin yleisesti varmistamaan rakenteen toimivuus ja sitkeä murtotapa. Leikkaushakojen vähimmäismäärä riippuu palkin vaakaleikkauksen pinta-alasta. Leikkausraudoituksen pinta-alan tulee olla vähintään (RakMk B4, 2005, 17):

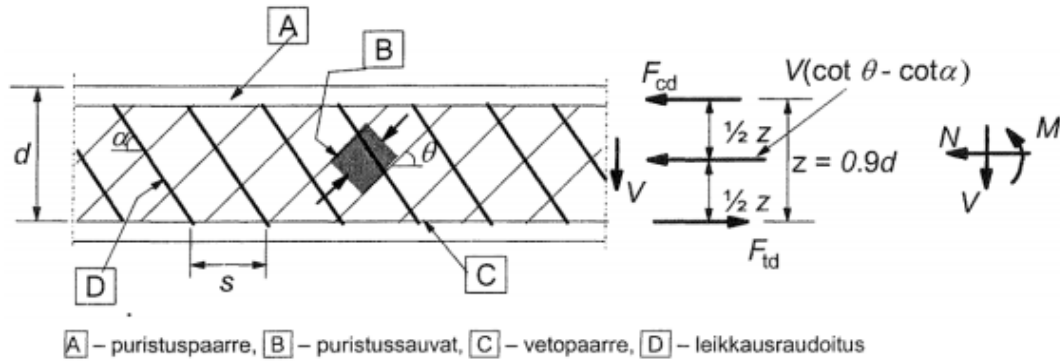
$$A_{sv} = 0,2 \cdot \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \cdot A_c \quad (17)$$

, missä A_c = rakenteen vaakaleikkauksen pinta-ala
 f_{ctk} = betonin ominaisvetolujuus
 f_{yk} = betoniteräksen ominaislujuus

5.2 Eurokoodin mukainen leikkausmitoitus

Eurokoodin leikkausmitoitus eroaa RakMk B4:n leikkausmitoituksesta huomattavasti. Betonin leikkauskapasiteettia ei oteta huomioon eurokoodin mukaisessa leikkausmitoituksessa. Leikkausmitoitus suoritetaan RakMk B4:n tavoin ristikkomenetelmän avulla

(kuva 8). Eurokoodin mukaisessa ristikkomenetelmässä rakenteen sisällä ajatellaan toimivan ristikko, jossa ristikon vetopaarteena toimii pääraudoitus, uuman sauvana leikkausraudoitus ja puristussauvoina betoni. Puristussauvojen kaltevuuskulma θ riippuu leikkausraudoituksen määrästä.



KUVA 8. Leikkausraudoitetun rakenteen ristikkomalli. (Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet, Lindberg, Kerokoski 2009)

Rakenteen sellaisissa kohdissa, jossa $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, ei tarvita laskennallisesti määrättyä leikkausraudoitusta vaan näille alueille määritetään minimi haat. Alueet, joissa $V_{Ed} \geq V_{Rd,c}$, tarvitaan riittävä laskennallinen leikkausraudoitus.

Kohdissa, joissa leikkausraudoitus tarvitaan, määritetään pystykomponentti $V_{Rd,s}$. Määritetyn voiman tulee olla vähintään vaikuttavan leikkausvoiman V_{Ed} suuruinen. $V_{Rd,s}$ määritetään alla olevalla kaavalla. Kaava sievenee rakentamismääräyskokoelman vastaavaan kaavaan (16), kun puristuskulman θ arvo on 45° .

(18)

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta$$

,missä A_{sw} = vaadittu hakateräsmäärä palkkimetriä kohden

s = leikkaushakojen hakaväli

z = rakenteen sisäinen momenttivarsi, likiarvo $0,9d$

f_{ywd} = leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo

$\cot\theta$ = puristusdiagonaalin kulma. Valittava väliltä $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$

Kuten aiemmin on todettu, palkkien mitoituksessa on tarkistettava, että mitoituksessa saatu teräsmäärä ylittää rakenteelle annetun vähimmäisraudoitusehdon. Vähimmäis-

raudoitusmäärä saadaan selville kaavalla (Eurokoodi 2, Betonirakenteiden suunnittelu, 2005, 154):

$$A_{sw,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot s \quad (19)$$

5.3 Palkkien hakateräsmäärät

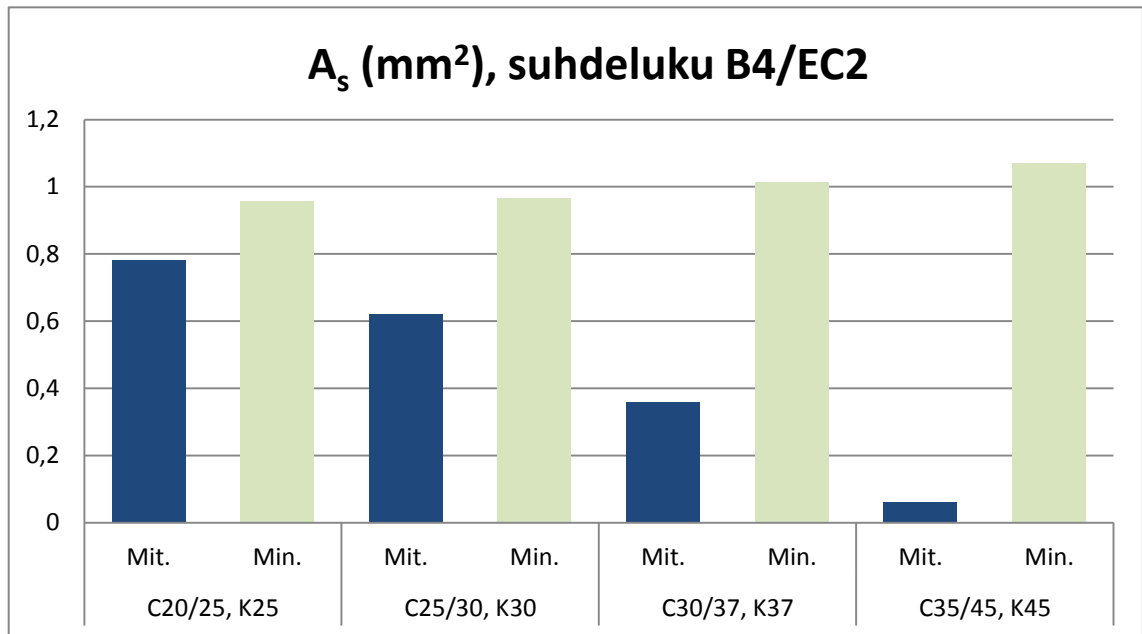
Leikkausmitoituksen kautta saadut teräsmenekit toimistotalossa on taulukoitu taulukoihin 15 ja 16 ja hallirakennuksen palkin leikkausraudoituksen teräsmenekit on esitetty taulukoissa 17 ja 18. Toimisto- ja hallirakennuksen palkkien laskennalliset leikkausmitoitukset löytyvät liitteistä (1-4). Taivutusmitoituksen tavoin rakenteen kuormitukset ja dimensiot ovat liitteissä olevien mitoitusten mukaiset, mutta muuttuvana parametrina on betonin lujuusluokka.

Taulukoissa 16 ja 18 on käytetty eurokoodin mukaisessa leikkausmitoituksessa puristusdiagonaalin $\cot \theta$ arvona on käytetty arvoa 1,73. Taulukoissa 15 ja 17 $\cot \theta$ arvona on käytetty arvoa 2,5. Näin ollen eurokoodin mukainen leikkausmitoitus on tarkasteltu puristusdiagonaalin suuntakulman arvoilla $\theta = 21,8^\circ$ ja $\theta = 30,0^\circ$.

TAULUKKO 15. Toimistotalon palkkien hakateräsmenekit, kun $\theta = 21,8^\circ$

Betoni- luokka	C20/25, K25		C25/30, K30		C30/37, K37		C35/45, K45	
	Mit.	Min.	Mit.	Min.	Mit.	Min.	Mit.	Min.
EC 2 (kg/m ³)	10,1	7,2	9,5	8,1	9,2	8,8	9	9,5
RakMk B4 (kg/m ³)	7,9	6,9	5,9	7,8	3,3	9,0	0,6	10,2

Kuviosta 5 nähdään, että RakMk B4:n mukainen laskennallinen teräsmäärä on huomattavasti pienempi kuin eurokoodin vastaava arvo, kun eurokoodin leikkausmitoituksessa käytettävän puristuskulman arvo θ on $21,8^\circ$. Vähimmäisraudoitusehdon kautta saatavat teräsmäärät ovat lähes samat näiden kahden suunnitteluohjeiston välillä.

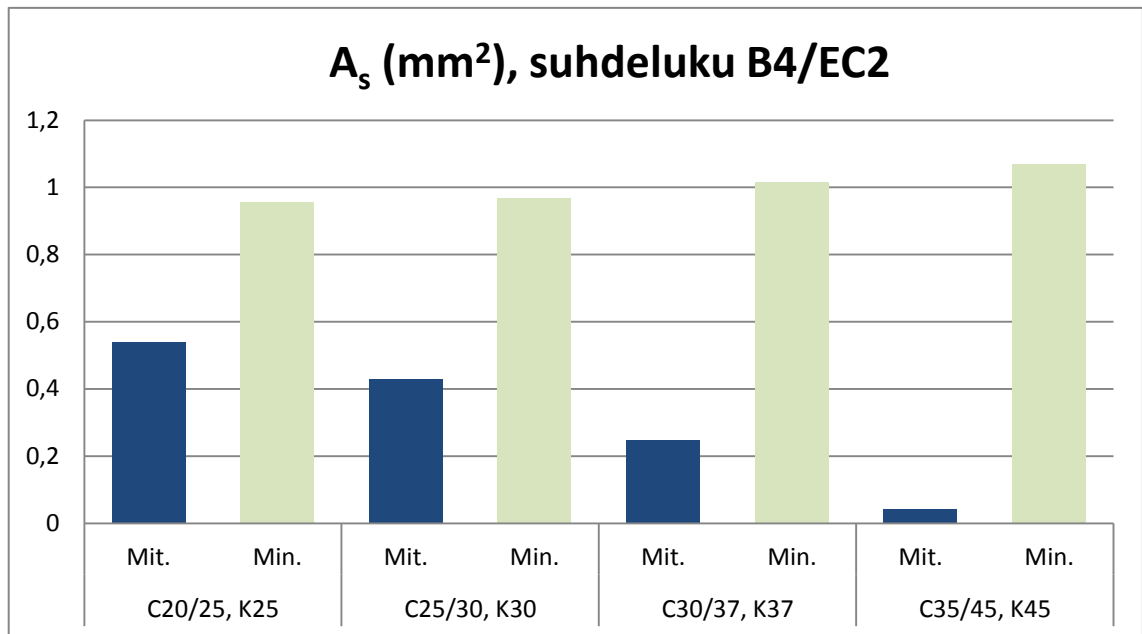


KUVIO 5. Toimistorakennuksen hakateräspinta-alojen suhteelliset erot, kun $\theta = 21,8^\circ$.

TAULUKKO 16. Toimistotalon palkkien hakateräsmäärät, kun $\theta = 30^\circ$.

Betoni- ja teräsluokka	C20/25, K25		C25/30, K30		C30/37, K37		C35/45, K45	
	Mit.	Min.	Mit.	Min.	Mit.	Min.	Mit.	Min.
EC 2 (kg/m ³)	14,6	7,2	13,8	8,1	13,3	8,8	13,0	9,5
RakMk B4 (kg/m ³)	7,9	6,9	5,9	7,8	3,3	9,0	0,6	10,2

Kuviossa 6 erot ovat vielä suuremmat verrattuna kuvion 5 arvoihin. Eurokoodin leikkausmitoituksessa käytettävän puristuskulman θ arvon ollessa 30° erot kasvavat todella huomattavaksi RakMk B4:n antamiin määriin verrattuna. Vähimmäisraudoitusehdon mukainen teräsmäärien ero ei kasva, koska puristuskulman arvo ei vaikuta eurokoodin mukaiseen vähimmäisteräsmäärän laskentaan.

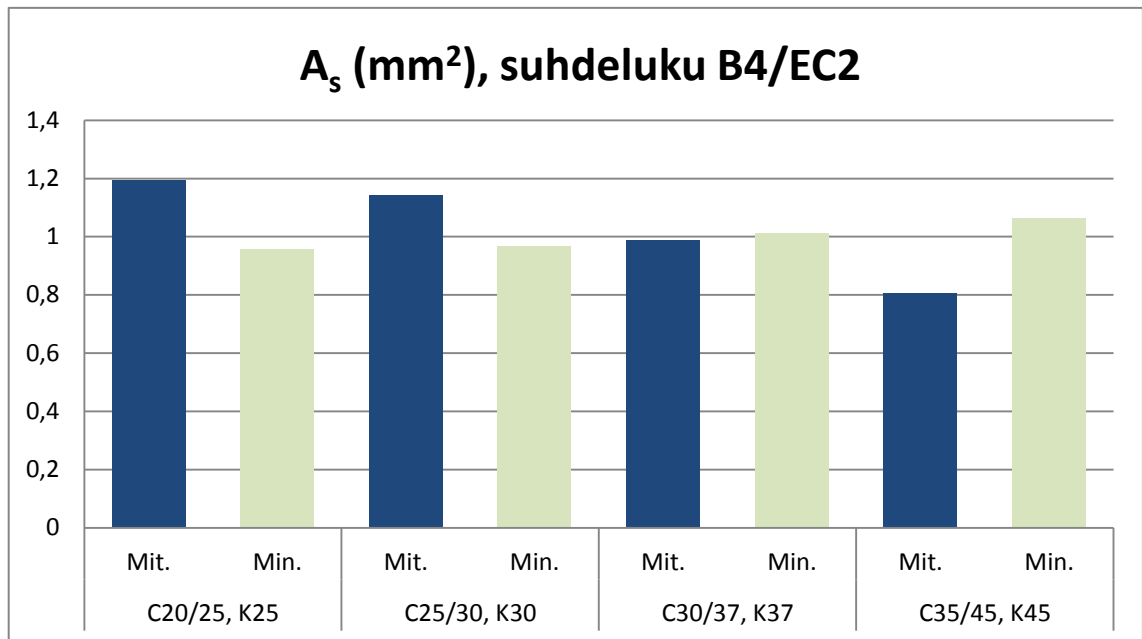


KUVIO 6. Toimistorakennuksen hakateräspinta-alojen suhteelliset erot, kun $\theta = 30^\circ$.

TAULUKKO 17. Hallirakennuksen palkkien hakateräsmäärät, kun $\theta = 21,8^\circ$.

Betoniluokka	C20/25, K25		C25/30, K30		C30/37, K37		C35/45, K45	
	Mit.	Min.	Mit.	Min.	Mit.	Min.	Mit.	Min.
EC 2 (kg/m ³)	13,0	6,4	12,0	7,1	11,5	7,8	11,2	8,4
RakMk B4 (kg/m ³)	15,5	6,1	13,7	6,9	11,4	7,9	9,0	9,0

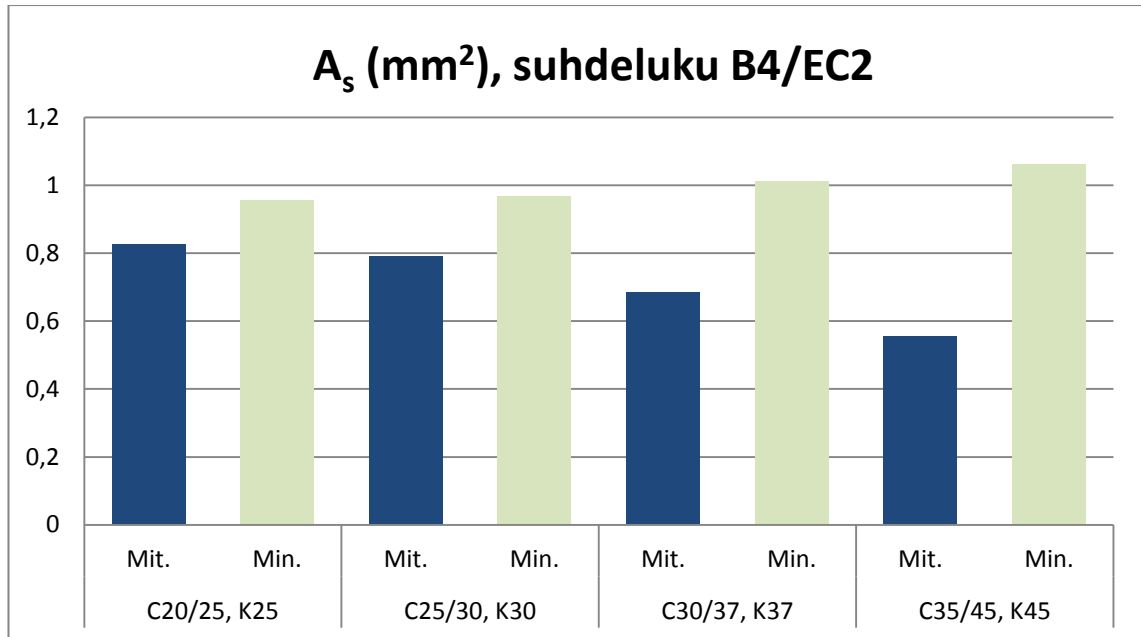
Leikkausvoimien ollessa suuria erot tasaantuvat RakMk B4:n ja eurokoodin välillä, kuten voidaan nähdä kuvioista 7 ja 8. Puristuskulman θ arvon ollessa $21,8^\circ$ RakMk B4:n antama leikkaushakojen teräspinta-ala on suurempi käytettäessä C20/25 tai C25/30 betonia. Käytettäessä betoniluokkaa C30/37 teräsmäärät ovat lähes identtiset keskenään. Suuremmilla betoniluokilla teräspinta-alat ovat taas hieman pienempiä kuin eurokoodin vastaavat teräspinta-alat. Kuvioista 7 ja 8 voidaan nähdä, että RakMk B4:n mukainen teräsmäärä on noin 20-40 % pienempi eurokoodin vastaaviin arvoihin verrattuna, kun eurokoodin leikkausmitoituksen puristuskulman θ arvo on 30° .



KUVIO 7. Hallirakennuksen hakateräspinta-alojen suhteelliset erot, kun $\theta = 21,8^\circ$.

TAULUKKO 18. Hallirakennuksen palkkien hakateräsmäärät, kun $\theta = 30^\circ$.

Betoniluokka	C20/25, K25		C25/30, K30		C30/37, K37		C35/45, K45	
	Mit.	Min.	Mit.	Min.	Mit.	Min.	Mit.	Min.
EC 2 (kg/m ³)	18,7	6,4	17,4	7,1	16,7	7,8	16,2	8,4
RakMk B4 (kg/m ³)	15,5	6,1	13,7	6,9	11,4	7,9	9,0	9,0



KUVIO 8. Hallirakennuksen hakateräspinta-alojen suhteelliset erot, kun $\theta = 30^\circ$.

6 PILARIT JA SEINÄT

6.2 Pilareista yleisesti

Pilarit ovat rakenneosia, joissa pääasiallisesti vaikuttaa puristavia voimia. Pilarit voivat toimia jäykistävinä (mastopilarit) tai ei-jäykistävinä rakenneosina. Tässä työssä tarkastellaan pilareita sekä jäykistävinä että ei-jäykistävinä rakenneosana. Pilareiden tuennat on suunniteltava siten, että ne toimivat niiden käyttötarkoituksen mukaisella tavalla. Mikäli pilari toimii jäykistävä rakenneosana, on pilarin alapään liitos suunniteltava momenttijäykäksi, jotta pilari pystyy välittämään sille tulevat vaakakuormat, kuten tuuli-kuorman, perustuksille.

Pilarin mitoitus lähtee liikkeelle oikean poikkileikkauksen valinnalla. Mitoitus voidaan joutua uusimaan alusta alkaen, jos poikkileikkaus ei johda teknillisesti hyvään lopputulokseen (BY 203, 1995, 175). Esimerkiksi liian pieni pilarin poikkileikkaus voi johtaa anturassa lävistyskapasiteetin ylittymiseen, jolloin pilarin kokoa on järkevää kasvattaa suuremmaksi. Poikkileikkaus on hyvä valita taulukon 19 mukaan.

TAULUKKO 19. Pilarin mittasuositukset (Elementtisuunnittelu: Pilareiden mittasuositukset 2015)

		PILARIN LEVEYS				
		2M 180	3M 280	4M 380	5M 480	6M 580
PILARIN KORKEUS	2M 180	□				
	3M 280	□	■			
	4M 380	□	□	■		
	5M 480			□	■	
	6M 580			□	□	■
	7M 680				□	□
	8M 780					□
		■	SUOSITELTAVIN		□	SUOSITELTAVA

Kuvassa 9 esitetään pilarin käyttäytymistä, kun siihen vaikuttavaa puristusvoimaa kasvatetaan. Kuormituksen kasvaessa syntyy pilariin jatkuvasti suurempi momentti. Tämä johtuu siitä, että kuorma ei tosiasiaassa ole koskaan täysin keskeinen, pilarin valmistaminen täysin suoraksi on mahdotonta, pilari ei ole homogeeninen eikä painopiste akseli sijaitse tarkalleen pilarin keskellä. Täten mitoituksessa on aina otettava huomioon ainakin perusepäkeskisyyden vaikutus.



KUVA 9. Teräsbetonipilarin käyttäytyminen kuormituksen lisääntyessä. (Betonirakenteiden perusteiden oppikirja, by 203, 1995,161).

Pilarit voivat olla tyypiltään joko hoikkia tai jäykkiä. Hoikan ja jäykän pilarin ehdot selvitetään tässä työssä myöhemmin. Suhteutettuna normaalivoimaan, hoikka pilari saa kuormituksen kasvaessa suuremman momentin kuin jäykkä pilari. Tällöin hoikkiin pilareihin syntyy taipuman johdosta lisäepäkeskisyyttä, joka tulee myös huomioida mitoituksessa. Lisäepäkeskisyyden suuruus riippuu aina pilarin hoikkuudesta ja nurjahduspituudesta.

Nurjahduspituuden kaava on samaa muotoa niin rakennusmääräyskokoelmassa kuin eurokoodissakin. Puristettujen rakenteiden nurjahduspituudet (L_0) lasketaan kaavalla (RakMk B4, 2005, 22):

(20)

$$L_0 = k_0 \cdot L$$

,missä k_0 = rakenteen tuentatapauksesta riippuva kerroin

L = rakenteen vapaa jänneväli

Kertoimen k_0 rakentamismääräyskokoelman mukaiset arvot on esitetty taulukossa 20 ja eurokoodin mukaiset arvot taulukossa 21. Pilarien päiden kiinnitykset vaikuttavat kertoimen arvoon pienentävästi. Mitä jäykempi liitos on, sitä pienempi kerroin k_0 on.

TAULUKKO 20. Pilarien nurjahduspituudet RakMk B4 mukaan (RakMk B4, 2005, 22)

Tuenta	Sivu- siirtyvyys	k_0
Molemmissa päissä nivel	Estetty	1,0
Molemmat päät kiinnitetyt	Estetty	$\geq 0,7$ (0,5)
Toinen pää kiinnitetty, toisessa nivel	Estetty	$\geq 0,8$ (0,7)
Toinen pää kiinnitetty, toinen vapaa	Vapaa	$\geq 2,2$ (2,0)
Molemmat päät kiinnitetyt	Vapaa	$\geq 1,2$ (1,0)

TAULUKKO 21. Pilarien nurjahduspituudet EC2 mukaan

Tapaus	Teoreettinen	EC2:n suositusarvoilla
a	1,0·l	1,0·l
b	2,0·l	2,18·l
c	0,7·l	0,77·l
d	0,5·l	0,59·l
e	1,0·l	1,22·l

Nurjahduspituutta käytetään hyödyksi, kun selvitetään rakenneosan hoikkuuden λ arvoa. Saatavaa hoikkuuden arvoa verrataan raja-arvoihin, jolloin saadaan selville, onko kyseessä oleva pilari tyypiltään hoikka vai jäykkä.

RakMk B4:n mukaisessa mitoituksessa hoikkuuden arvon ollessa $\lambda > 25$ pilari on tyypiltään hoikka ja tällöin tulee rakenteelle laskea lisäepäkeskisyyden arvo. Tapauksessa, jossa $\lambda \leq 25$ pilari on tyypiltään jäykkä ja lisäepäkeskisyys voidaan jättää huomioimatta. Hoikkuuden arvo lasketaan kaavasta (RakMk B4, 2005, 22):

(21)

$$\lambda = \frac{L_0}{i}$$

,missä L_0 = nurjahduspituus

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}; \text{ suorakaiteelle: } i = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

,missä i = poikkileikkauksen jäyhyys säde tarkasteltavassa suunnassa

I_c = poikkileikkauksen jäyhyysmomentti

A_c = poikkileikkauksen pinta-ala

6.3 Pilarin mitoitus RakMk B4:n mukaan

Poikkileikkauksen valinnan jälkeen lasketaan voimasuureet. Voimasuureet saatetaan joutua laskemaan useassa poikkileikkauksessa. Voimasuureita ovat pilaria kuormittava normaalivoima ja taivutusmomentti. Taivutusmomentti lasketaan kaavasta:

(22)

$$M_d = N_d \cdot (e_a + e_2 + e_{01})$$

,missä e_a = perusepäkeskisyys

e_2 = lisäpäkeskisyys

$$e_{01} = \frac{M_0}{N_d}$$

M_0 = jänteellä vaikuttavien voimien aiheuttama taivutusmomentti

Kuten edellä on todettu, pilareissa esiintyy aina perusepäkeskisyys. Perusepäkeskisyttä aiheuttaa rakenteeseen kohdistuvan kuormituksen epäkeskisestä sijainnista, kehävaikutuksesta ja vaakakuormista. Perusepäkeskisyys lasketaan kaavalla (RakMk B4, 2005, 23):

Hoikalle: (23)

$$e_a = \frac{h}{20} + \frac{L_0}{500}$$

,missä h = poikkileikkauksen sivumitta tarkasteltavassa suunnassa

$$\frac{h}{20} \leq 50mm$$

L_0 = rakenneosan nurjahduspituus

Jäykälle:

$$e_a = \frac{h}{20} \leq 50mm$$

Hoikkien rakenneosien mitoituksessa on huomioitava lisäpäkeskisyys, joka vaikuttaa silloin, kun $\lambda > 25$. Lisäpäkeskisyttä aiheutuu rakenteeseen syntyvästä taipumasta. Lisäpäkeskisyys lasketaan kaavasta (RakMk B4, 2005, 23):

(24)

$$e_2 = \left(\frac{\lambda}{145} \right)^2 \cdot h$$

,missä h = rakenteen sivumitta tarkasteltavassa suunnassa

Kun kaikkien epäkeskeisyyksien arvot on selvitetty, lasketaan epäkeskeisyyden laskenta-arvo e_d kaavasta (RakMk B4, 2005, 23):

$$e_d = e_a + e_2 + e_{01} \quad (25)$$

Voimasuureiden N_d ja M_d selvittämisen jälkeen voidaan poikkileikkaus mitoittaa. Poikkileikkauksen mitoitus tapahtuu selvittämällä suhteellinen normaalivoima v ja suhteellinen momentti μ . Saatujen v ja μ arvojen perusteella luetaan mekaanisen raudoitussuhteen ω arvo. Suhteellinen normaalivoima lasketaan kaavalla:

$$v = \frac{N_d}{bh f_{cd}} \quad (26)$$

,missä N_d = mitoittava normaalivoima
 b = rakenteen leveys tarkasteltavassa suunnassa
 h = rakenteen sivumitta tarkasteltavassa suunnassa
 f_{cd} = betonin laskennallinen puristuskestävyys

Suhteellinen momentti lasketaan kaavalla:

$$\mu = \frac{M_d}{bh^2 f_{cd}} \quad (27)$$

,missä M_d = mitoitus taivutusmomentti

Tämän jälkeen saadaan selville geometrinen raudoitussuhde kaavalla:

$$\rho = \omega \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (28)$$

,missä ω = mekaaninen raudoitussuhde

$$\omega = \frac{A_s}{bh} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Geometrisen raudoitussuhteen avulla voidaan selvittää poikkileikkauksen molemmissa reunoissa tarvittavan päätankojen teräspinta-ala. Lopullisen teräsmäärän selvittämiseksi on huomioitava, että RakMk B4:n yhteisvaikutusdiagrammista määritetty mekaaninen raudoitussude ω antaa vain pilarin toisessa reunassa tarvittavan teräsmäärän. Täten teräsmäärä tulee kertoa luvulla kaksi, jotta saadaan todellinen teräspinta-ala rakenteessa. Tarvittava teräspinta-ala lasketaan kaavalla:

$$A_s = \rho \cdot A_c = \omega \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot A_c \quad (29)$$

,missä A_c = rakenteen poikkileikkausala

Pilareissa, kuten muissakin rakenteissa on tarkistettava, että saatu teräsmäärä täyttää rakenteelle määritellyn vähimmäisteräsmäärän. Pilareiden vähimmäisteräsmäärä lasketaan kaavalla:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot A_c \quad (30)$$

,missä $\rho_{min} = 1,5 \cdot \frac{f_{ctk}}{f_{yk}}$
 f_{ctk} = betonin vetolujuuden ominaisarvo
 f_{yk} = raudoituksen ominaislujuus
 A_c = rakenteen poikkileikkausala

6.4 Pilarin mitoitus eurokoodilla

Pilarin mitoittaminen eurokoodeilla eroaa huomattavasti vanhan RakMk B4:n mukaisesta mitoituksesta. Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 sisältää kolme eri tapaa pilarin mitoittamiseksi. Nämä menetelmät ovat yleinen menetelmä, nimelliseen jäykkyyteen perustuva menetelmä ja nimelliskaarevuuteen tai nimelliskäyristymään perustuva menetelmä.

Tässä työssä käytettävä menetelmä on nimelliskaarevuuteen perustuva menetelmä, sillä menetelmä on perusteiltaan samanlainen kuin betoninormeissa. Nurjahduspituus laske-

taan kaavan (20) mukaan ja hoikkuus kaavan (21) mukaan. Nurjahduspituuden laskennassa tulee huomioida, että kertoimen k_0 arvot ovat hieman erisuuruiset eurokoodin ja betoninormien välillä. Kertoimet löytyvät taulukosta 21.

Eurokoodissa hoikkuuden arvon ollessa $\lambda < \lambda_{lim}$, tulee rakenteelle laskea lisäepäkeskisyiden arvo. Hoikkuuden arvo lasketaan eurokoodissa kaavan (21) mukaisesti. Saatua hoikkuuden arvoa verrataan arvoon λ_{lim} . Kaavassa arvoille A, B ja C käytetään suositusarvoja. Rajahoikkuus lasketaan kaavalla:

(31)

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \cdot \frac{1}{\sqrt{n}}$$

,missä $A = 0,7$ $B = 1,1$ $C = 0,7$ $n =$ suhteellinen normaalivoima (= ν)

Kuten RakMk B4:n mukaisessa mitoituksessa, on eurokoodin mukaisessa mitoituksessa huomioitava epäkeskisyysien vaikutus. Huomioitavia epäkeskisyksiä ovat kuorman aiheuttama epäkeskisyys e_0 , perusepäkeskisyys e_i ja toisen kertaluvun taipumasta aiheutuva epäkeskisyys (lisäepäkeskisyys) e_2 .

Perusepäkeskisyys lasketaan kaavalla:

(32)

$$e_i = \frac{L_0}{400}$$

,missä $L_0 =$ rakenneosan nurjahduspituus

Taipuman aiheuttama epäkeskisyys (lisäepäkeskisyys) lasketaan kaavalla:

(33)

$$e_2 = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{f_{yd}}{4,5d} \cdot L_0^2$$

,missä K_r = korjauskerroin, joka riippuu normaalivoimasta ja mekaanisesta raudoitussuhteesta poikkileikkauksessa. Yleensä K_r arvoksi valitaan 1, joka johtaa varmalla puolella olevaan mitoitukseen.

K_φ = viruman huomioon ottava kerroin

f_{yd} = teräksen laskentalujuus

L_0 = pilarin nurjahduspituus

E_s = teräksen kimmokerroin

d = rakenteen tehollinen korkeus

Edellä mainitussa kaavassa kerroin K_φ , joka huomioi viruman vaikutuksen, lasketaan kaavalla:

(34)

$$K_\varphi = 1 + \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}\right) \cdot \varphi_{ef}$$

,missä f_{ck} = betonin ominaislujuus

λ = hoikkuusluku

φ_{ef} = tehollinen virumaluku, jonka arvona voidaan käyttää tavanomaisessa tapauksissa 1,5.

Tarkemmin laskettaessa: $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$

,missä $\varphi(\infty, t_0)$ = virumaluku

M_{0Eqp} = ensimmäisen kertaluvun momentti käyttörajatilassa pitkäaikaisyhdistelmällä

M_{0Ed} = ensimmäisen kertaluvun taivutusmomentti murtorajatilassa

Lopulta laskentaepäkeskisyyden kaava saadaan muotoon:

(35)

$$e_d = e_0 + e_i + e_2$$

,missä e_0 = kuorman epäkeskisyyden

e_i = perusepäkeskisyyden

e_2 = lisäepäkeskisyyden

Laskentaepäkeskisyyden arvoa verrataan vähimmäisepäkeskisyyden arvoon, joista suurempaa käytetään laskentaepäkeskisyyden arvona. Saatua arvoa ei siis lasketa yhteen muiden epäkeskisyyksien kanssa. Vähimmäisepäkeskisyyttä lasketaan kaavasta:

(36)

$$e_{0,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{30} \\ 20mm \end{array} \right.$$

,missä h = pilarin sivumitta tarkastelusuunnassa

Pilari mitoitetaan normaalivoimalle N_{Ed} ja momentille M_{Ed} . Mitoittava momentti, joka vastaa rakentamismääräyskokoelman mukaista kaavaa lasketaan kaavasta:

(37)

$$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e_d$$

,missä N_{Ed} = normaalivoiman mitoitusarvo

e_d = laskentaepäkeskisyyttä

Raudoitusmäärään, kuten RakMk B4:ssäkin, vaikuttaa mekaaninen raudoitussuhde ω . Suure saadaan selville yhteisvaikutusdiagrammista, mitä ennen täytyy selvittää suhteellisen normaalivoiman v ja suhteellisen momentin μ arvot. Suhteellinen normaalivoima v lasketaan kaavalla (29) ja suhteellinen momentti μ kaavalla (30).

Tarvittava teräsmäärä saadaan ratkaistua mekaanisen raudoitussuhteen avulla kaavasta (41). Huomioitavaa on, eurokoodin yhteisvaikutusdiagrammit on laadittu siten, että ne antavat tarvittavan teräsmäärän koko poikkileikkauksessa. Tarvittava teräsmäärä saadaan tällöin suoraan alla olevasta kaavasta, eikä sitä tarvitse RakMk B4:n tavoin kertoa luvulla kaksi.

(38)

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

,missä ω = mekaaninen raudoitussuhde

b = pilarin lyhempi sivumitta

h = pilarin suurempi sivumitta

f_{cd} = betonin laskentalujuus

f_{yd} = teräksen laskentalujuus

Lisäksi on tarkistettava, että saatu teräsmäärä täyttää rakenteelle määritellyn vähimmäisteräsmäärän. Pilareiden eurokoodin mukainen vähimmäisteräsmäärä lasketaan kaavalla (42). Pääraudoituksen vähimmäisala on saaduista pinta-aloista suurempi.

(39)

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \\ 0,002 \cdot A_c \end{array} \right.$$

6.5 Seinät

Raudoitetun seinän ehtona on, että sen pituuden suhde paksuuteen on vähintään nelinkertainen, jolloin raudoitus huomioidaan kestävyystarkastelussa. Raudoitettu seinä mitoitetaan kuten raudoitettu pilari. Nurjahduspituus määritetään pilarin tavoin ja seinässä vaadittava raudoitusmäärä saadaan yhteisvaikutusdiagrammista. Tässä työssä seinää ei mitoiteta vaan teräsmäärien eroja tutkitaan vähimmäisraudoitusehdon kautta. Tarkasteltavan seinän paksuus 200mm.

RIL:n ohjeessa (2011) on annettu ohjeet eurokoodin mukaiseen seinän raudoitukseen. Seinissä, joihin kohdistuu tarkasteltavaa tasoa kohtisuoraan taivutusta, kuten maanpainesseinissä, noudatetaan laattoja koskevia ohjeita. Jäykistävät seinät ottavat vastaan ylä- ja välipohjalaatastoilta tulevat pysty ja vaakakuormat. Tällöin seiniin asennetaan pääsääntöisesti minimiraudoitus.

Eurokoodin mukainen seinän pystyraudoituksen teräsmäärä lasketaan kaavalla (RIL 202, 2011, 78):

(40)

$$A_{s,vmin} = 0,002 \cdot A_c$$

Lisäksi seiniin on asennettava vaakaraudoitus. Raudoitukset asennetaan seinän molempiin pintoihin. Eurokoodin mukaisen vaakaraudoituksen pinta-alan on oltava suurempi seuraavista arvoista.

(41)

$$A_{s,h.min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4} \cdot A_{s,v} \\ 0,001 \cdot A_c \end{array} \right.$$

Raudoitus asennetaan siten, että molempiin pintoihin tulee puolet teräsmäärästä. Tällöin kaavat antavat suoraan seinän kokonaisraudoitusmäärän

Betoninormeissa seinille on annettu ohjeeksi, että sekä pysty- että vaakasuunnassa betonipoikkileikkauksen tarpeellisen kapasiteetin mukaisesta pinta-alasta raudoitusta olisi vähintään alla olevan kaavan verran (RakMk B4, 2005, 38.) Raudoitusehto vastaa laatoissa käytettävää vähimmäisraudoitusmäärää. Raudoitus asennetaan molempiin pintoihin, jolloin kaavan antama teräsmäärä on vain toisen seinäpinnan teräsmäärä. Vähimmäisraudoitusmäärä seinässä ratkaistaan kaavan (42) mukaisesti.

(42)

$$A_{s,min} = 0,25 \cdot \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \cdot b \cdot h$$

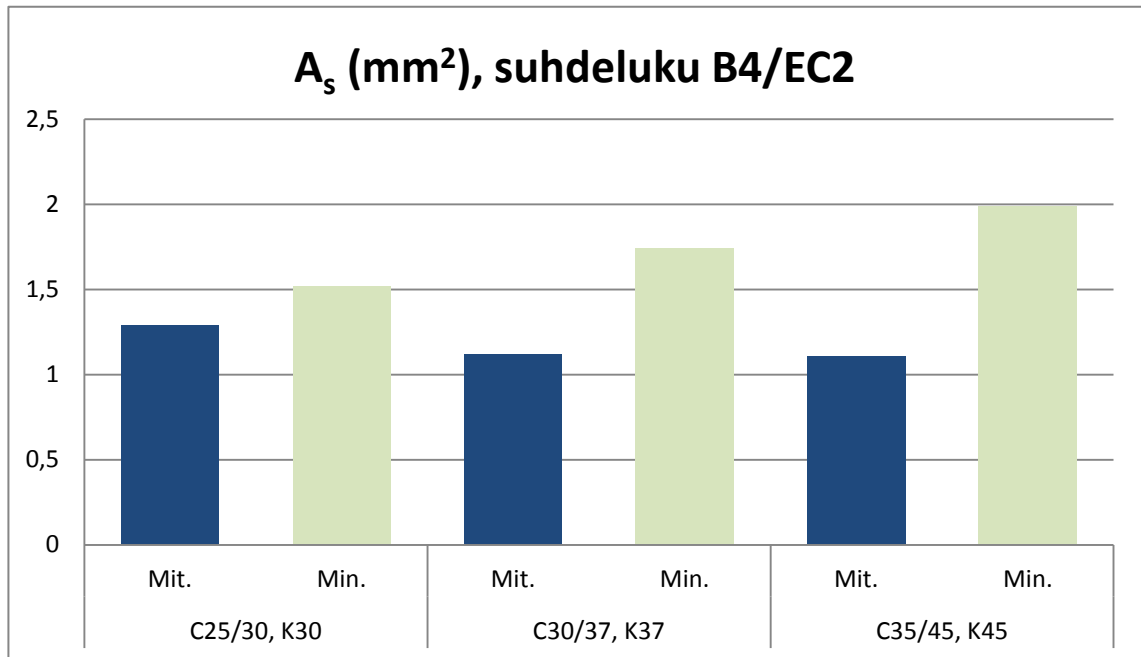
,missä f_{ctk} = betonin ominaisvetolujuus
 f_{yk} = betoniteräksien ominaislujuus
 b = seinän metrin levyinen kaista
 h = seinän paksuus

6.6 Pilareiden ja seinien teräsmäärät

Toimistopilareiden teräsmenedit löytyvät taulukosta 22. Varsinaiset laskelmat ovat liitteissä 9 ja 10. Muuttuvana parametrina on jälleen betoniluokka. Taulukosta voidaan nähdä, että betoniluokan nostolla on suuri vaikutus pilareiden teräsmääriin. RakMk B4 mitoituksen kautta saadut teräsmäärät ovat noin 5-20 % suurempia. Vähimmäisraudoitusehdon kautta saadut teräsmäärät ovat RakMk B4:ssä huomattavasti eurokoodia suurempia, kuten voidaan nähdä kuvioista 9. Vähimmäisraudoitusehdon kautta saatavat teräsmäärät ovat noin 1,5-2,3 kertaa suuremmat kuin eurokoodin vähimmäisteräsmäärät. Ero johtuu osittain siitä, että eurokoodin vähimmäisraudoitusehdossa (39) ei huomioida betonin lujuusluokkaa lainkaan.

TAULUKKO 22. Toimistotalon pilareiden rauditusmäärät

Betoniluokka	C25/30, K30		C30/37, K37		C35/45, K45	
	Mit.	Min.	Mit.	Min.	Mit.	Min.
EC 2 (kg/m ³)	102,3	30,0	58,3	30,0	7,2	30,0
RakMk B4 (kg/m ³)	131,9	45,5	65,1	52,3	7,9	59,6

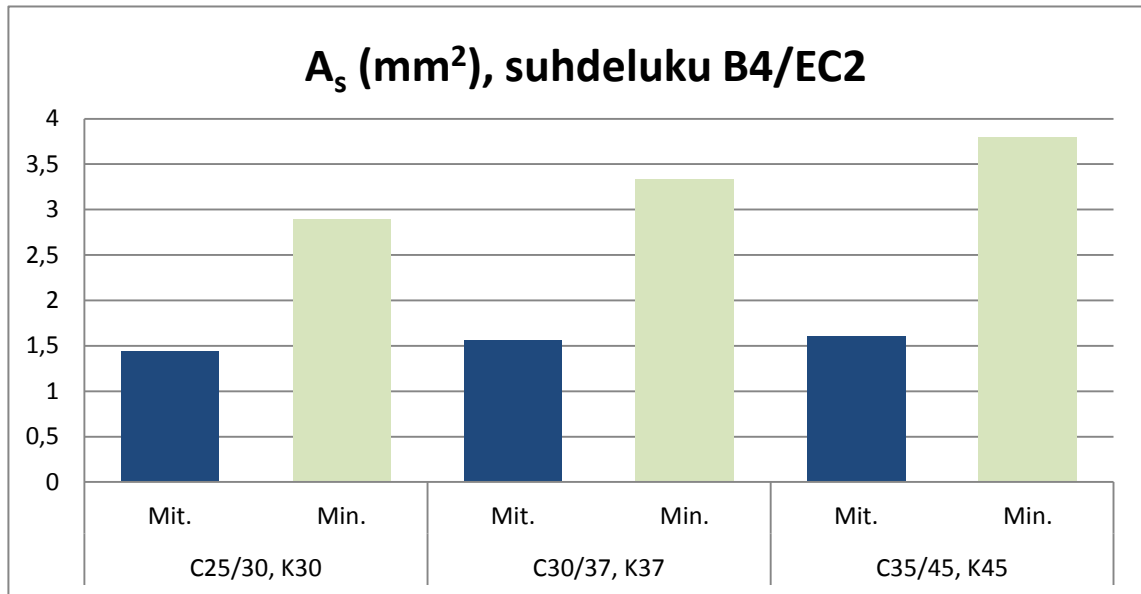


KUVIO 9. Toimistorakennuksen pilarien teräspinta-alojen suhteelliset erot.

Taulukkoon 23 on koottu hallirakennuksen pilareiden teräsmenekit. Varsinaiset laskelmat löytyvät liitteistä (liitteet 11 ja 12.) Kuvioista 10 nähdään, että teräsmäärät ovat varsinaisen mitoituksen kautta noin 1,5 kertaa suurempia RakMk B4:ssä kuin eurokoodissa. Huomattavin ero aikaisempiin vertailuihin nähden on hallin mastopilareiden vähimmäisteräsmäärissä. RakMk B4:n antamat teräsmäärät ovat 3-4 kertaa suurempia kuin eurokoodin vastaavat. Kuten aikaisemmin on todettu, pilareiden eurokoodin vähimmäisteräsmäärän laskennassa ei huomioida betonin lujuusluokan vaikutusta vähimmäisteräsmääriin, vaan vähimmäisteräsmäärän laskennassa muuttuvat tekijät ovat normaali-voiman suuruus, pilarin dimensiot ja teräksen laskentalujuus.

TAULUKKO 23. Hallirakennuksen pilareiden rauditusmäärät

Betoni luokka	C25/30, K30		C30/37, K37		C35/45, K45	
	Mit.	Min.	Mit.	Min.	Mit.	Min.
EC 2 (kg/m ³)	51,2	15,7	46,0	15,7	39,4	15,7
RakMk B4 (kg/m ³)	73,9	45,5	71,6	52,3	63,3	59,6



KUVIO 10. Hallirakennuksen pilarien teräspinta-alojen suhteelliset erot.

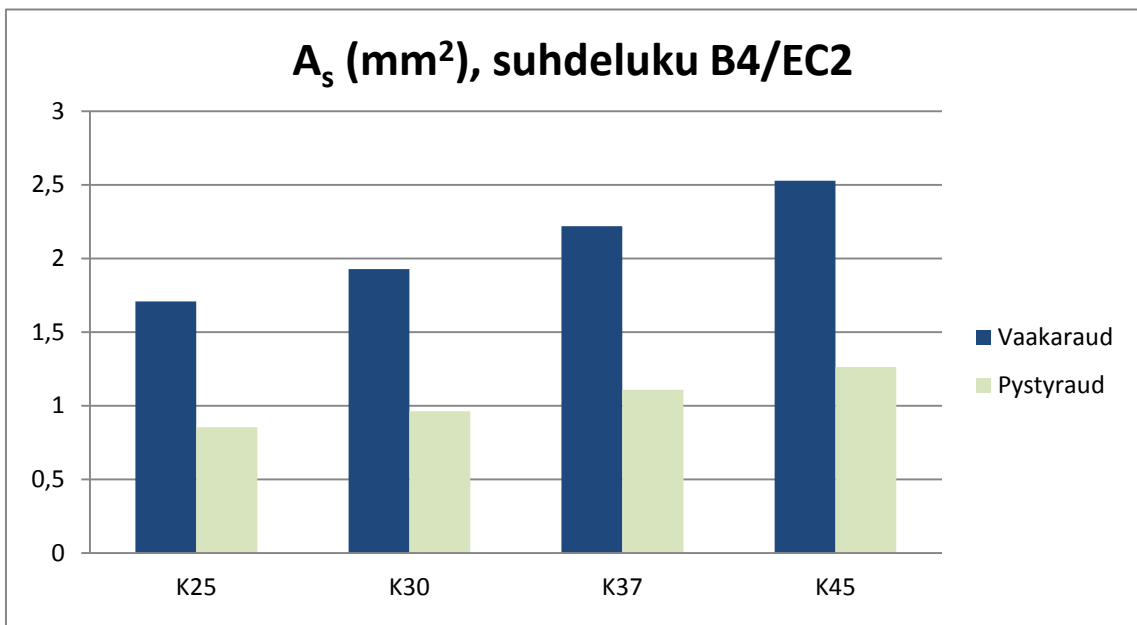
Taulukosta 24 nähdään, että seinien pystyraudoitusmäärät ovat lähellä toisiaan.. Käytettäessä K37 tai sitä suuremman lujuusluokan betonia on pystyraudoituksen määrä noin 11-23 % suurempi RakMk B4:n mukaisella laskennalla (kuvio 11.) Vaakaraudoitusmäärissä erot ovat huomattavasti suurempia. Eurokoodin vaakaraudoitusmäärä on puolet pystyraudoituksen määrästä, mutta B4:n mukaan seiniin asennetaan sekä pystyyn että vaakaan saman verran terästä. Seinän vähimmäisteräsmääriä vertailtaessa on huomiotavaa, että eurokoodi ei ota pilarien tavoin seinän rauditusmäärässä huomioon betoni luokan vaikutusta.

TAULUKKO 24. Seinien pystyraudoituksen vähimmäisraudoitusehdon mukainen tarkastelu.

Betoniluokat	K25	K30	K37	K45
EC 2 (mm^2/m)	400			
RakMk B4 (mm^2/m)	342	386	444	506
EC 2 (kg/m^3)	15,7			
RakMk B4 (kg/m^3)	13,4	15,2	17,4	19,9

TAULUKKO 25. Seinien vaakaraudoituksen vähimmäisraudoitusehdon mukainen tarkastelu.

Betoniluokat	K25	K30	K37	K45
EC 2 (mm^2/m)	200			
RakMk B4 (mm^2/m)	342	386	444	506
EC 2 (kg/m^3)	7,9			
RakMk B4 (kg/m^3)	13,4	15,2	17,4	19,9



KUVIO 11. Seinien vähimmäisraudoitusehtojen kautta saatujen teräspinta-alojen suhteelliset erot.

6 POHDINTA

Taivutusmitoituksen kautta saadut teräsmäärät ovat hyvin lähellä toisiaan. Tulokset vaikuttavat järkeviltä, sillä taivutusmitoituksessa käytettävät kaavat eivät juuri eroa RakMk B4:n ja EC2:n välillä. Tästä johtuen teräsmääriin ei pitäisikään syntyä suuria eroja. Pääteräksien vähimmäisteräsmäärä palkeissa on eurokoodin mukaisella laskennalla pienempi. Tämä johtuu pääosin siitä, että eurokoodissa rakenteen korkeutena käytetään tehollista korkeutta d . RakMk B4:n mukaisella laskennalla, rakenteen korkeutena käytetään korkeutta h . Laatoissa erot kääntyvät päinvastaisiksi, koska eurokoodin mukainen vähimmäisteräsmäärä laatoille lasketaan samalla kaavalla kuin palkeille, kun taas RakMk B4:n mukaisessa laskennassa laatoissa käytettävä teräsmäärä on puolet palkeissa käytettävästä vähimmäisteräsmäärästä.

Tässä pohdinta osuudessa on tarkoitus tutkia, milloin vähimmäisraudoitusehto tulee määrääväksi. Vähimmäisraudoitusehdon määräävyys riippuu rasisuhteesta M_{Ed}/M_{Rd} , missä M_{Rd} on rakenteen taivutuskestävyys. Raudoituksen pinta-alan ollessa liian pieni rakenteessa tapahtuu vetomurtuminen, joka edellyttää raudoituksen myötäämistä. Taivutuskestävyys voidaan aina laskea helposti, sillä mekaaninen raudoitussuhde ω on poikkileikkauksien ja materiaalien lujuuksien funktio. Vetomurtuvassa poikkileikkauksessa $\beta = \omega$, jolloin voimatasapainoehdon perusteella:

$$\omega = \beta = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{cd}} = \rho \cdot \frac{f_{sd}}{f_{cd}}$$

,missä

- ω = mekaaninen raudoitussuhde
- ρ = geometrinen raudoitussuhde
- b = poikkileikkauksen leveys
- d = tehollinen korkeus
- f_{sd} = teräksen laskentalujuus
- f_{cd} = betonin laskentalujuus

Taivutuskestävyys vetomurtuvassa poikkileikkauksessa on:

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd} &= N_c \cdot z = f_{cd} \cdot b \cdot y \cdot \left(d - \frac{y}{2}\right) = f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \beta \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) \\ &= \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \rightarrow \mu = \beta \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) \end{aligned}$$

,missä N_c = puristusresultantti
 y = puristusjännityssuorakaiteen korkeus
 μ = suhteellinen momentti

Tarkastellaan toimistorakennuksen laattaa (liite 6), jossa laskennallinen vähimmäisraudoitusmäärä C25/30 luokan betonilla on 277mm^2 . Selvitetään se suhteellisen momentin μ arvo, jolla vähimmäisraudoitusehto tulisi määrääväksi hyödyntäen edellä johdettuja kaavoja.

$$\begin{aligned} \mu &= \beta \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) \\ &= \frac{277\text{mm}^2}{1000\text{mm} \cdot 205\text{mm}} \\ &\cdot \frac{435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{14,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \left(1 - \frac{\frac{277\text{mm}^2}{1000\text{mm} \cdot 205\text{mm}} \cdot \frac{435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{14,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}}{2}\right) \\ &= 0,0391 \end{aligned}$$

Tällöin on saatu selville, että kun $\mu \geq 0,0391$, vähimmäisraudoitusmäärä ei tule enää mitoittavaksi. Tällainen tieto on hyödyllinen mitoituksessa, koska näin voidaan tarkistaa laskennan aluksi, tuleeeko vähimmäisraudoitusehto määrääväksi vai ei. Tarkastus on hyödyllinen ennen kaikkea laattamaisissa rakenteissa, joihin palkkeja useammin asennetaan vähimmäisraudoitus. Samalla betoniluokalla vastaavasti tässä työssä tarkasteltavassa pilarianturassa, kun $\mu \geq 0,0486$, ei vähimmäisraudoitusehto tule enää määrääväksi. Raja-arvo on pilarianturoissa korkeampi, koska ne ovat yleensä korkeampia rakenteita, kuin välipohjan laatat.

Leikkausmitoituksen kautta saadut teräsmäärät eroavat huomattavasti näiden kahden suunnitteluohjeiston välillä. Erot tasaantuvat, kun eurokoodin mukaisessa leikkausmitoituksessa puristuskulma θ on mahdollisimman pieni (21,8°.) Taulukosta 26 nähdään, että puristuskulman θ arvon vaihdellessa välillä 17,35°-1,41° teräsmäärät ovat samat RakMk B4:n ja EC2:n välillä. Vaadittava kulma on huomattavasti pienempi, kuin EC2:n raja-arvo 21,8°. Kuten tästä voidaan päätellä, niin betonin leikkauskapasiteetin vaikutus teräsbetonipalkkien leikkausmitoituksessa on ollut aikaisemmin huomattava ja siksi voidaankin ihmetellä, miksi sen vaikutus on poistettu eurokoodien leikkausmitoituksesta.

Leikkausvoimaa voidaan siirtää enää halkeaman yli, kun puristuskulma θ on alle 21,8°. Kulman ollessa alle sallitun raja-arvon, ristikkomalli ei ole enää käyttökelpoinen. Kuten aikaisemmin työssä on todettu, vastaavat leikkausraudoituksen kaavat toisiaan, jos puristuskulma θ on 45°. Tällöin EC2 mukaiset leikkaushakojen teräsmäärät ovat moninkertaiset verrattuna RakMk B4:n vastaaviin teräsmääriin.

TAULUKKO 26. Puristuskulman θ vaikutus leikkausmitoituksen teräsmääriin toimistorakennuksessa.

Betoniluokka	C20/25, K25	C25/30, K30	C30/37, K37	C35/45, K45
	$\theta = 17,35$	$\theta = 13,94$	$\theta = 8,2$	$\theta = 1,41$
EC 2 (mm ²)	298	223	125	21
RakMk B4 (mm ²)	298	223	125	21

Taulukosta 27 nähdään, että leikkausmitoituksen teräsmäärien erot pienenevät, kun palkissa esiintyy todella suuria leikkausvoimia. Kuten aikaisemmin on todettu, tällaiset palkit tehtäisiin normaalisti jännebetonipalkkeina. Betoniluokissa C20/25 ja C25/30 eurokoodin mukaisessa laskennassa puristuskulman θ suuruus voi olla suurempi kuin 21,8°, jotta teräsmäärät olisivat samat RakMk B4:n kanssa. Suuremmilla betoniluokilla eurokoodissa käytettävän puristuskulman arvo on jo pienempi kuin sallittu raja-arvo 21,8°.

TAULUKKO 27. Puristuskulman θ vaikutus leikkausmitoituksen teräsmääriin hallirakennuksessa.

Betoniluokka	C20/25, K25	C25/30, K30	C30/37, K37	C35/45, K45
	$\theta = 25,6$	$\theta = 24,5$	$\theta = 21,6$	$\theta = 17,7$
EC 2 (mm ²)	834	738	614	482
RakMk B4 (mm ²)	832	738	614	482

Pilarin mitoituksessa epäkeskisyyksillä on suuri merkitys. Laskentaepäkeskisyyden arvo e_d on erisuuruinen EC 2:n ja RakMk B4:n mukaan mitoitettaessa. Taulukkoon 28 on koottu tässä työssä tutkittavissa kohteissa esiintyvät epäkeskisyydet. Kuten taulukosta voidaan nähdä, EC 2 laskentaepäkeskisyyden e_d arvo on pienempi kuin RakMk B4:n vastaava arvo. RakMk B4:n mukaan mitoitettaessa on huomioitava, että paikallavaletun rungon keskipilareissa (toimistorakennuksessa) lisäepäkeskisyyden e_2 arvo on pieni verrattuna perusepäkeskisyyden e_a arvoon. Vastaavasti mastopilareissa, joiden alapää on jäykästi kiinnitetty ja yläpää vapaasti siirtyvä, lisäepäkeskisyyden arvo on suuri ja merkittävämpi kuin alkuepäkeskisyyden arvo. EC 2:n mukaan mitoitettaessa lisäepäkeskisyyden e_2 vaikutus on merkittävämpi kuin perusepäkeskisyyden e_i vaikutus molemmissa kohteissa.

TAULUKKO 28. Epäkeskisyyksien vertaileminen tutkittavissa kohteissa.

Epäkeskisyyys	Toimistorak.		Hallirak.	
	EC2 (mm)	B4 (mm)	EC2 (mm)	B4 (mm)
e_0	0	0	153,1	153,8
e_i / e_a	8	25,4	46,1	71,2
e_2	22,2	15,4	260,4	290,1
e_d	30,2	40,8	459,6	515,1

Lisäepäkeskisyyys e_2 on murtorajatilassa oletettu kuorman epäkeskisyyys sillä hetkellä, kun poikkileikkaus murtuu. RakMk B4:n mukainen lisäepäkeskisyyys lasketaan kaavan (24) mukaisesti. Kaava on sievennetyssä muodossa, joka on johdettu käyritymän kaavasta. Käyritymä noudattaa jaksollisen sinifunktion kaavaa, jonka tietyssä pisteessä käyritymän arvo on suurin. Kaavassa ei huomioida viruman vaikutusta, mikä eurokoodin mukaisessa kaavassa otetaan huomioon.

Viruman huomioon ottava kerroin K_φ lasketaan kaavalla (34). Kyseisessä kaavassa on tässä työssä käytetty tehollisena virumalukuna arvoa 1,5. Tehollisen virumaluvun laskennallinen arvo riippuu virumaluvun $\varphi(\infty, t_0)$, lineaarisen laskennan mukaisesta momentista käyttörajatilassa pitkäaikaisyhdistelmällä M_{0Eqp} ja lineaarisen laskennan mukaisesta taivutusmomentista murtorajatilassa M_{0Ed} .

Lisäepäkeskisyyden e_2 laskenta on yksinkertaisempi RakMk B4:n mukaan. Kaavat ovat helpommin ymmärrettäviä ja selkeämpiä. Kuten tuloksistakin (taulukko 29) voidaan nähdä, niin RakMk B4:n mukainen esitystapa tuottaa varmalla puolella olevan mitoitusepäkeskisyyden. Eurokoodin mukainen laskentaepäkeskisyys on hankalampi laskea, mutta laskentaepäkeskisyydestä saadaan hieman pienempi. Tästä herää kysymys, että onko eurokoodin mukaiseen laskentaan käytettävä aika järkevää, kun tulokset ovat epävarmimmalla puolella kuin RakMk B4:n mukaiset vastaavat tulokset.

Seinien osalta voidaan todeta, että rauditusmäärät ovat RakMk B4:n mukaisella laskennalla pääosin suuremmat kuin EC2:n mukaisella laskennalla. Kuten pilareissa, niin EC2:n kaava antaa koko seinän poikkileikkauksen mukaisen rauditusmäärän, kun taas RakMk B4:n mukainen kaava antaa vain seinän toisen pinnan teräsmäärät. Kuviosta 11 nähdään, että pystyraudoitus määrät ovat lähes samat EC2 ja RakMk B4 välillä. Vaakaurauditusmäärät ovat huomattavasti pienemmät EC2 mukaan laskettaessa. Jälleen voidaan ihmetellä, mihin tällainen logiikka perustuu.

Tämän työn pohjalta voidaan todeta, että teräsmäärien muutokset ovat täysin rakennesakohtaisia. Taivutettujen rakenteiden teräsmäärät ovat pysyneet lähes identtisinä, mutta vähimmäisraudoitusehdon kautta saatavat teräsmäärät eroavat toisistaan. Leikkausmitoituksen kautta saadut teräsmäärät ovat pääasiassa suurempia eurokoodin mukaisella laskennalla, kun taas pilareiden teräsmäärät ovat vähentyneet merkittävästi. Seinien vähimmäisraudoitusehdon mukaiset erot ovat myös merkittäviä, koska eurokoodi ei ota huomioon betoniluokan vaikutusta.

LÄHTEET

Kuormat. 2010. Elementtisuunnittelu.fi. Luettu 15.1.2015.
<http://www.elementtisuunnittelu.fi/Kuormat.pdf>

Lindberg, R. & Kerokoski, O. 2009. Luentomoniste RTEK-3210, Teräsbetonirakenteet.

Pilareiden mittasuositus. 2015. Elementtisuunnittelu.fi. Luettu 15.1.2015.
<http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/pilarit/pilareiden-mittasuositus>

Puurakenteiden suunnittelu, lyhennetty suunnitteluohje, Kolmas painos
Eurokoodi 5
- Lähde RIL 205-1-2009 liite B.

RIL 202-2011, Betonirakenteiden suunnitteluohje.

SFS-EN 1990 + A1 + AC.

SFS-EN 1991-1-3 + AC.

SFS-EN 1992-1-1 + AC.

Suomen betoniyhdistys. 1995. Betonirakenteiden perusteiden oppikirja. BY203.

Suomen rakentamismääräyskokoelma B1. 1990. Rakenteiden varmuus ja kuormitukset, määräykset.

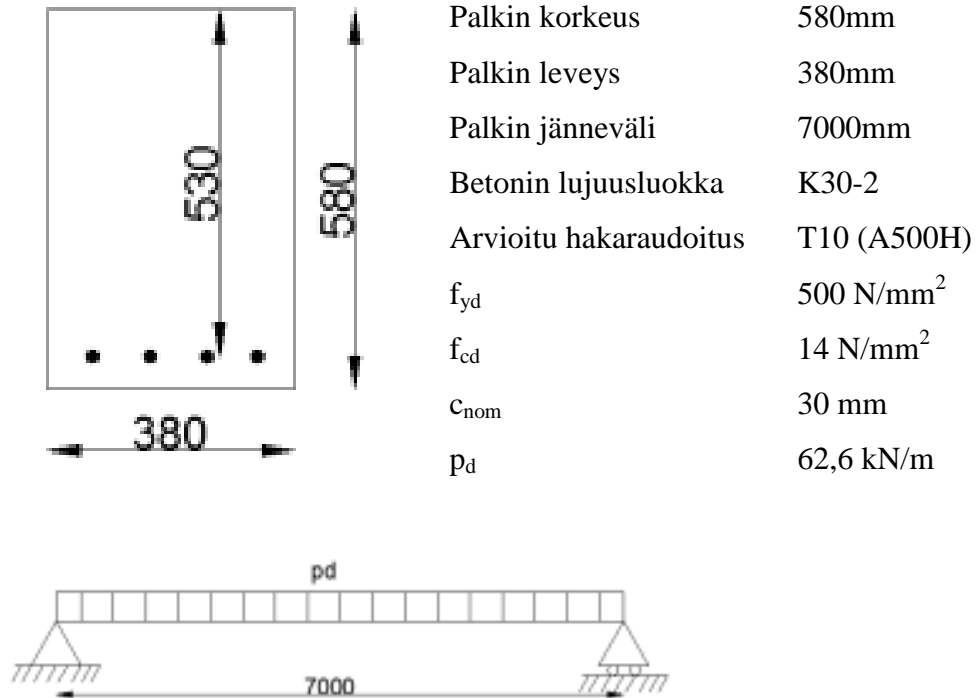
Suomen rakentamismääräyskokoelma B4. 2005. Betonirakenteet Ohjeet.

Suunnittelu- ja konsulttitoimistojen liitto ry. 2010. Eurokoodien ja RakMk:n nykyisen B-sarjan rinnakkaiskäytön pelisäännöt kantavien rakenteiden suunnittelussa. SKOL ry. Luettu 10.2.2015.
http://www.skolry.fi/sites/default/files/EC_RakMK_rinnakkaiskaytto_v1.0_100630.pdf

LIITTEET

1 (3)

Liite 1. Toimistotalon palkin mitoitus RakMk B4



Rakenne on yksiaukkoinen vapaasti tuettu palkki.

Mitoitusmomentti:

$$M_d = \frac{p_d \cdot L^2}{8} = \frac{62,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (7\text{m})^2}{8} = 383,4 \text{ kNm}$$

Pääraudoituksen laskenta:

Suhteellinen momentti μ :

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{383,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{380 \text{ mm} \cdot (530 \text{ mm})^2 \cdot \frac{30 \text{ N}}{\text{mm}^2}} = 0,257 \leq \mu_b = 0,358$$

Suhteellinen korkeus β :

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,257} = 0,302 \leq \beta_b = 0,467$$

2 (3)

Sisäinen momenttivarsi z:

$$z = d \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 530 \text{ mm} \cdot \left(1 - \frac{0,302}{2}\right) = 449,9 \text{ mm}$$

Pääraudoituksen pinta-ala:

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}} = \frac{383,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{449,9 \text{ mm} \cdot 417 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 2045 \text{ mm}^2$$

Vähimmäisraudoitus:

$$\begin{aligned} A_{s,\min} &= 0,5 \cdot \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \cdot b \cdot h = 0,5 \cdot \frac{1,93 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot 380 \text{ mm} \cdot 580 \text{ mm} \\ &= 426 \text{ mm}^2 \leq 2045 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Leikkausvoima:

$$V_d = \frac{pd \cdot L}{2} = \frac{62,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 7 \text{ m}}{2} = 219,1 \text{ kN}$$

Leikkausvoiman redusointi:

$$V_{d,\text{mit}} = \frac{L_{red}}{L} \cdot 219,1 \text{ kN} \cdot \frac{2,78 \text{ m}}{3,5 \text{ m}} = 161,5 \text{ kN}$$

Leikkauksen kapasiteetin yläraja:

$$\begin{aligned} V_{u,\max} &= k \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd} = 0,25 \cdot 380 \text{ mm} \cdot 530 \text{ mm} \cdot \frac{14 \text{ N}}{\text{mm}^2} = 704,9 \text{ kN} \\ &\geq V_{Ed,\text{mit}} = 161,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

3 (3)

Betonin leikkauskestävyys:

$$V_c = 0,50 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ctd} = 0,50 \cdot 380 \text{ mm} \cdot 530 \text{ mm} \cdot 1,29 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$= 129,6 \text{ kN}$$

Miniraudituksen leikkauskestävyys:

$$A_{sv,min} = s \cdot \rho_{vmin} \cdot b = 1000 \text{ mm} \cdot 0,2 \cdot \frac{1,93 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot 380 \text{ mm}$$

$$= 293,4 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$V_{smin} = 0,9 \cdot \frac{A_{sv,min}}{s} \cdot f_{yd} \cdot d = 0,9 \cdot \frac{293,4 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm}} \cdot 417 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 530 \text{ mm}$$

$$= 58,3 \text{ kN}$$

$$V_{u,min} = V_c + V_{s,min} = 129,6 \text{ kN} + 58,3 \text{ kN} = 188 \text{ kN} \geq 161,5 \text{ kN}$$

$$= V_{d,mit}$$

Palkki kestää minimihaoilla. Lasketaan kuitenkin, millaisella mitoitetuseräsmäärällä palkki kestäisi.

Haoilla otettava leikkausvoima:

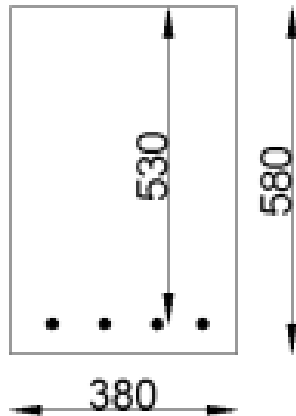
$$V_s = V_{d,mit} - V_c = 161,5 \text{ kN} - 129,6 \text{ kN} = 44,4 \text{ kN}$$

Tarvittava leikkaushakojen pinta-ala:

$$A_{sv} = \frac{V_s \cdot s}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{44,4 \text{ kN} \cdot 1000}{0,9 \cdot 417 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 530 \text{ mm}} = 223,2 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Liite 2. Toimistotalon palkin mitoitus EC2

1 (3)



Palkin korkeus	580mm
Palkin leveys	380mm
Palkin jänneväli	7000mm
Betonin lujuusluokka	C25/30-2
Arvioitu hakaraudoitus	T10 (A500HW)
f_{yd}	500 N/mm ²
f_{cd}	14,2 N/mm ²
c_{nom}	30 mm
p_d	63,3 kN

Mitoitusmomentin laskenta:

Rakenne on yksiaukkoinen vapaasti tuettu palkki.

$$M_{Ed} = \frac{p_d \cdot L^2}{8} = \frac{63,3 \text{ kN}}{\text{m}} \cdot (7\text{m})^2}{8} = 387,7 \text{ kNm}$$

Suhteellinen momentti μ , käyttämällä kaavaa:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{387,7 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{380 \text{ mm} \cdot (530\text{mm})^2 \cdot \frac{14,2 \text{ N}}{\text{mm}^2}} = 0,257 \leq \mu_b = 0,358$$

Suhteellinen korkeus β :

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,257} = 0,302 \leq \beta_b = 0,467$$

Sisäinen momenttivarsi z:

$$z = d \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 530 \text{ mm} \cdot \left(1 - \frac{0,302}{2}\right) = 450 \text{ mm}$$

Pääraudoituksen pinta-ala:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{387,7 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{450 \text{ mm} \cdot 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 1982 \text{ mm}^2$$

Vähimmäisteräsmäärä:

$$\begin{aligned} A_{s,\min} &= 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot 380 \text{ mm} \cdot 530 \text{ mm} \\ &= 272 \text{ mm}^2 \leq 1982 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Leikkausvoiman laskenta:

$$V_{Ed} = \frac{pd \cdot L}{2} = \frac{63,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 7 \text{ m}}{2} = 221,6 \text{ kN}$$

Tasaisesti jakautuneen kuorman kuormittavaa rakenneosaa ei tarvitse tarkastella mittaa d lähempänä tuen reunaa vaan leikkausvoima voidaan redusoida.

$$V_{Ed,\text{red}} = 221,5 \text{ kN} \cdot \frac{2,78 \text{ m}}{3,5 \text{ m}} = 176 \text{ kN}$$

Vaadittu hakateräsmäärä:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta} = \frac{176 \text{ kN} \cdot 1000 \text{ mm}}{450 \text{ mm} \cdot 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 2,5} = 359,8 \text{ mm}^2/\text{m}$$

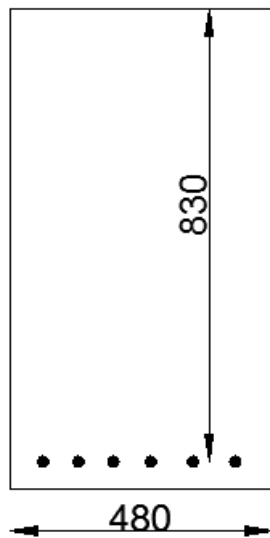
3 (3)

Vähimmäisraudoitusehto:

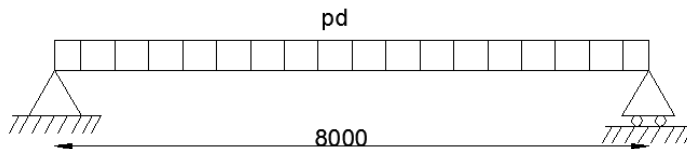
$$\begin{aligned} A_{sw,min} &= 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot b \cdot s = 0,08 \frac{\sqrt{25 \frac{N}{mm^2}}}{500 \frac{N}{mm^2}} \cdot 380 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} \\ &= 304 \text{ mm}^2 \leq 359,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Liite 3. Hallirakennuksen palkin mitoitus RakMk B4

1 (3)



Palkin korkeus	880mm
Palkin leveys	480mm
Palkin jänneväli	8000mm
Betonin lujuusluokka	K37-2
Arvioitu hakaraudoitus	T10
f_{yd}	500 N/mm ²
f_{cd}	14 N/mm ²
c_{nom}	30 mm
p_d	168,8 kN/m



Rakenne on yksiaukkoinen vapaasti tuettu palkki.

Mitoitusmomentti:

$$M_d = \frac{p_d \cdot L^2}{8} = \frac{168,8 \text{ kN}}{\text{m}} \cdot \frac{(8\text{m})^2}{8} = 1350,4 \text{ kNm}$$

Pääraudoituksen laskenta:

Suhteellinen momentti μ :

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1350,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{480 \text{ mm} \cdot (830\text{mm})^2 \cdot \frac{17,2 \text{ N}}{\text{mm}^2}} = 0,237 \leq \mu_b = 0,358$$

Suhteellinen korkeus β :

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,237} = 0,274 \leq \beta_b = 0,467$$

Sisäinen momenttivarsi z:

$$z = d \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 830 \text{ mm} \cdot \left(1 - \frac{0,274}{2}\right) = 716,3 \text{ mm}$$

Pääraudoituksen pinta-ala:

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}} = \frac{1350,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{716,3 \text{ mm} \cdot 417 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 4524 \text{ mm}^2$$

Vähimmäisraudoitus:

$$\begin{aligned} A_{s,\min} &= 0,5 \cdot \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \cdot b \cdot h = 0,5 \cdot \frac{2,22 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot 480 \text{ mm} \cdot 880 \text{ mm} \\ &= 938 \text{ mm}^2 \leq 4524 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Leikkausraudoituksen laskenta:

$$V_d = \frac{pd \cdot L}{2} = \frac{168,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 8 \text{ m}}{2} = 675,2 \text{ kN}$$

Tasaisesti jakautuneen kuorman kuormittavaa rakenneosaa ei tarvitse tarkastella mittaa d lähempänä tuen reunaa vaan leikkausvoima voidaan redusoida.

$$V_{d,\text{mit}} = 675,2 \text{ kN} \cdot \frac{2,88 \text{ m}}{4 \text{ m}} = 486,1 \text{ kN}$$

Leikkauskestävyyden yläraja:

$$\begin{aligned} V_{u,\max} &= k \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} = 0,25 \cdot 480 \text{ mm} \cdot 830 \text{ mm} \cdot \frac{17,2 \text{ N}}{\text{mm}^2} = 1719,8 \text{ kN} \\ &\geq V_{d,\text{mit}} = 486,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Betonin leikkauskestävyys:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,50 \cdot b \cdot d \cdot f_{ctd} = 0,50 \cdot 480 \text{ mm} \cdot 830 \text{ mm} \cdot 1,48 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ &= 294,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Vähimmäishakojen leikkauskestävyys:

$$A_{sv,min} = s \cdot \rho_{vmin} \cdot b$$

$$A_{sv,min} = 1000 \text{ mm} \cdot 0,2 \cdot \frac{2,22 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot 480 \text{ mm} = 426,4 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$\begin{aligned} V_{smin} &= 0,9 \cdot \frac{A_{sv,min}}{s} \cdot f_{yd} \cdot d = 0,9 \cdot \frac{426,4 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm}} \cdot 417 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 830 \text{ mm} \\ &= 132,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

Rakenteen leikkauskestävyys:

$$\begin{aligned} V_{u,min} &= V_c + V_{s,min} = 294,9 \text{ kN} + 132,7 \text{ kN} = 427,6 \text{ kN} \leq 486,1 \text{ kN} \\ &= V_{d,mit} \end{aligned}$$

Haoilla otettava leikkausvoima:

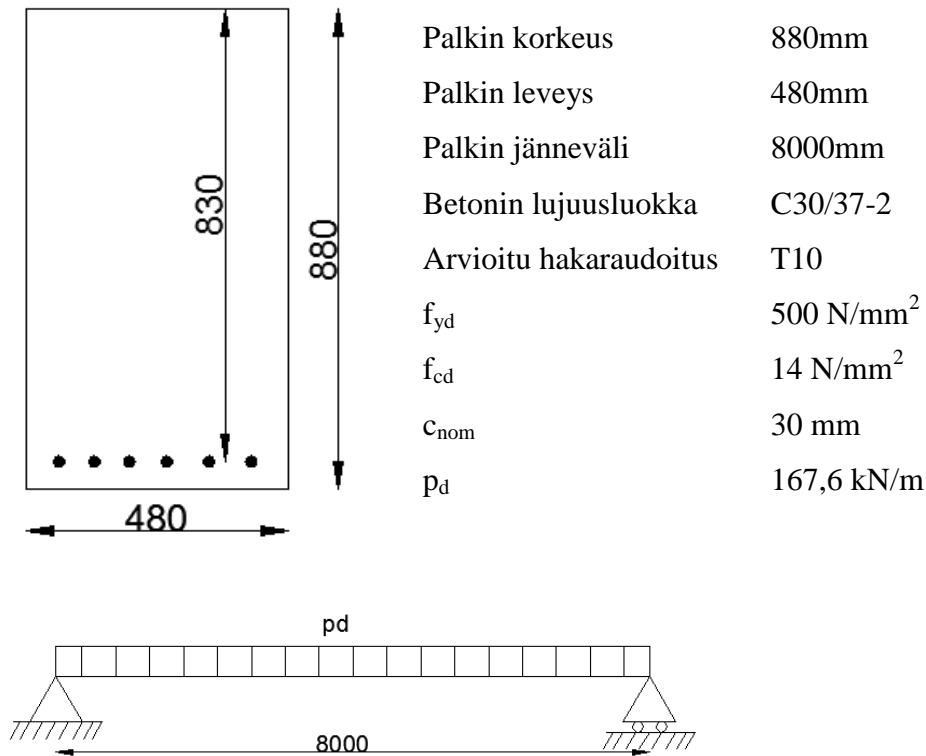
$$V_s = V_{d,mit} - V_c = 486,1 \text{ kN} - 294,9 \text{ kN} = 191,2 \text{ kN}$$

Tarvittava leikkaushakojen pinta-ala:

$$A_{sv} = \frac{V_s \cdot s}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{191,2 \text{ kN} \cdot 1000}{0,9 \cdot 417 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 830 \text{ mm}} = 614,4 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Liite 4. Hallirakennuksen palkin mitoitus EC2

1 (3)

Mitoitusmomentin laskenta:

Rakenne on yksiaukkoinen palkki. Mitoituskuormana on p_d ja palkin jänneväli on 7 m.

$$M_{Ed} = \frac{p_d \cdot L^2}{8} = \frac{\frac{167,6 \text{ kN}}{\text{m}} \cdot (8\text{m})^2}{8} = 1340,8 \text{ Nmm}$$

Pääraudoituksen laskentaSuhteellinen momentti:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1340,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{480 \text{ mm} \cdot (830\text{mm})^2 \cdot \frac{17 \text{ N}}{\text{mm}^2}} = 0,239 \leq \mu_b = 0,358$$

Suhteellinen korkeus β :

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,239} = 0,277 \leq \beta_b = 0,467$$

Sisäinen momenttivarsi z:

$$z = d \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 830 \text{ mm} \cdot \left(1 - \frac{0,277}{2}\right) = 715,1 \text{ mm}$$

Pääraudoituksen pinta-ala:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{1340,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{715,1 \text{ mm} \cdot 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 4312,4 \text{ mm}^2$$

Vähimmäisraudoitus:

$$\begin{aligned} A_{s,\min} &= 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot 480 \text{ mm} \cdot 830 \text{ mm} \\ &= 715,1 \text{ mm}^2 \leq 4312,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Leikkausvoiman laskenta:

$$V_{Ed} = \frac{pd \cdot L}{2} = \frac{167,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 8 \text{ m}}{2} = 670,4 \text{ kN}$$

Tasaisesti jakautuneen kuorman kuormittavaa rakenneosaa ei tarvitse tarkastella mittaa d lähempänä tuen reunaa vaan leikkausvoima voidaan redusoida.

$$V_{Ed,\text{red}} = 670,4 \text{ kN} \cdot \frac{2,88 \text{ m}}{4 \text{ m}} = 482,7 \text{ kN}$$

Vaadittu hakateräsmäärä:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta} = \frac{482,7 \text{ kN} \cdot 1000 \text{ mm}}{715,1 \text{ mm} \cdot 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 2,5} = 620,7 \text{ mm}^2/\text{m}$$

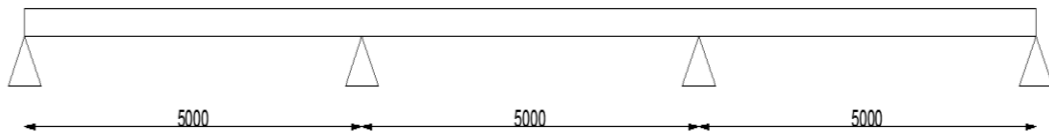
Vähimmäisraudoitus:

$$\begin{aligned} A_{sw,min} &= 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot s = 0,08 \frac{\sqrt{30 \frac{N}{mm^2}}}{500 \frac{N}{mm^2}} \cdot 480 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} \\ &= 420,7 \text{ mm}^2/\text{m} \leq 620,7 \text{ mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Liite 5. Toimistorakennuksen laatan mitoitus RakMk B4

1 (2)

Laatan korkeus	240mm
Laatan jänneväli	5000mm
Betonin lujuusluokka	K30-2
Teräs	B500K
f_{yd}	500 N/mm ²
f_{cd}	14 N/mm ²
c_{nom}	30 mm
p_d	11,2 kN/m



Rakenne on kolmiaukkoinen vapaasti tuettu laatta. Mitoitetaan jatkuvana rakenteena, hyötykuorman määräävä sijainti huomioiden.

$$M_d = 1,2 \cdot \frac{15 \text{ kNm}}{m} + 1,6 \cdot \frac{7,3 \text{ kNm}}{m} = 29,7 \frac{\text{kNm}}{m}$$

Suhteellinen momentti μ :

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{29,7 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \cdot (205 \text{ mm})^2 \cdot \frac{14 \text{ N}}{\text{mm}^2}} = 0,050 \leq \mu_b = 0,358$$

Puristuspinnan suhteellinen korkeus β :

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,050} = 0,052 \leq \beta_b = 0,467$$

2 (2)

Sisäinen momenttivarsi z :

$$z = d \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 205 \text{ mm} \cdot \left(1 - \frac{0,052}{2}\right) = 199,7 \text{ mm}$$

2 (2)

Pääraudoituksen pinta-ala:

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}} = \frac{29,7 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{199,7 \text{ mm} \cdot 417 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 357 \text{ mm}^2/\text{m}$$

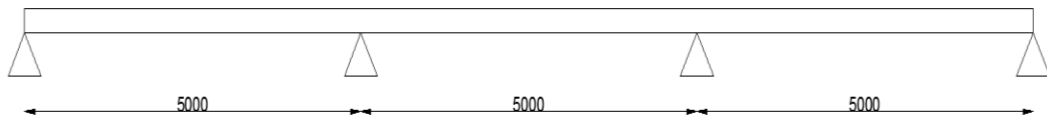
Vähimmäisteräsmäärä:

$$\begin{aligned} A_{s,\min} &= 0,25 \cdot \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \cdot b \cdot h = 0,25 \cdot \frac{1,93 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 240 \text{ mm} \\ &= 232,8 \text{ mm}^2/\text{m} \leq 357 \text{ mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Liite 6. Toimistorakennuksen laatan mitoitus EC2

1 (2)

Laatan korkeus	240mm
Laatan jänneväli	5000mm
Betonin lujuusluokka	C25/30-2
Teräs	B500K
f_{yd}	500 N/mm ²
f_{cd}	14,2 N/mm ²
c_{nom}	30 mm
p_d	11,4 kN/m



Rakenne on kolmiaukkoinen vapaasti tuettu laatta. Mitoitetaan jatkuvana rakenteena, hyötykuorman määräävä sijainti huomioiden.

$$M_{Ed} = 1,15 \cdot \frac{15 \text{ kNm}}{m} + 1,5 \cdot \frac{8,8 \text{ kNm}}{m} = 30,45 \frac{\text{kNm}}{m}$$

Suhteellinen momentti μ :

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{30,45 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \cdot (205 \text{ mm})^2 \cdot \frac{14,2 \text{ N}}{\text{mm}^2}} = 0,051 \leq \mu_b \\ &= 0,358 \end{aligned}$$

Suhteellinen korkeus β :

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,051} = 0,053 \leq \beta_b = 0,467$$

Sisäinen momenttivarsi z :

$$z = d \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 205 \text{ mm} \cdot \left(1 - \frac{0,053}{2}\right) = 199,6 \text{ mm}$$

Pääraudoituksen pinta-ala:

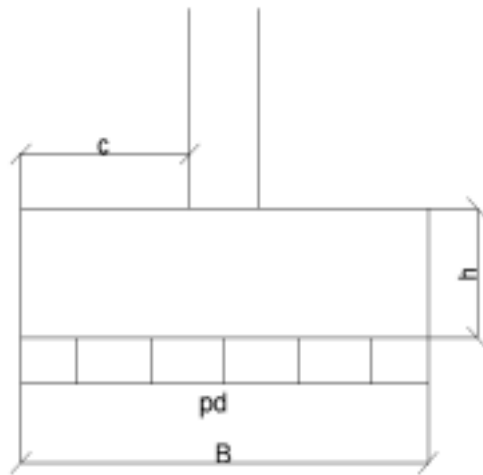
$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{30,45 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{199,6 \text{ mm} \cdot 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 351 \text{ mm}^2/m$$

Vähimmäisraudoitus:

$$\begin{aligned} A_{s,\min} &= 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 205 \text{ mm} \\ &= 277 \text{ mm}^2/m \leq 351 \text{ mm}^2/m \end{aligned}$$

Liite 7. Toimistorakennuksen pilarianturan mitoitus RakMK B4

1 (2)



Betoni	K 37-2
Teräs	A500H
p_{sall}	400 N/mm^2
p_d	$613,25 \text{ kN/m}^2$
c_{nom}	50mm
h	650mm
B	2000mm
f_{yd}	500 N/mm^2
f_{cd}	$17,2 \text{ N/mm}^2$

Mitoitusmomentti:

$$M_d = 0,5 \cdot p_d \cdot c^2 = 0,5 \cdot 613,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (0,81\text{m})^2 = 201,2 \text{ kNm}$$

Suhteellinen momentti μ :

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{201,2 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \cdot (570 \text{ mm})^2 \cdot \frac{17,3 \text{ N}}{\text{mm}^2}} = 0,036 \leq \mu_b$$

$$= 0,358$$

Suhteellinen korkeus:

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,036} = 0,037 \leq \beta_b = 0,467$$

Sisäinen momenttivarsi:

$$z = d \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 570 \text{ mm} \cdot \left(1 - \frac{0,037}{2}\right) = 559,6 \text{ mm}$$

Pääraudoituksen pinta-ala:

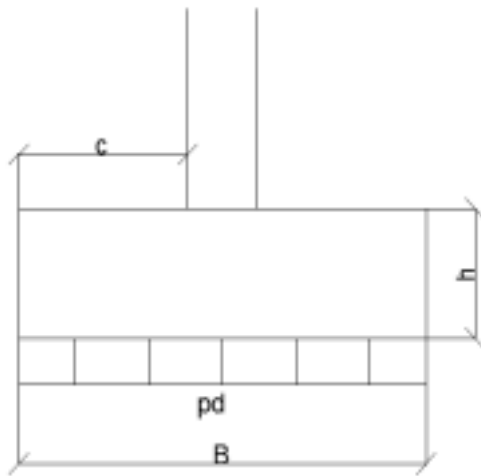
$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}} = \frac{201,2 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{559,6 \text{ mm} \cdot 417 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 863 \text{ mm}^2/m$$

Vähimmäisraudoitus:

$$\begin{aligned} A_{s,\min} &= 0,25 \cdot \frac{2,22 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 650 \text{ mm} = 722 \text{ mm}^2/m \\ &\leq 863 \text{ mm}^2/m \end{aligned}$$

Liite 8. Toimistorakennuksen pilarianturan mitoitus EC2

1 (2)



Betoni	C30/37-2
Teräs	A500HW
p_{sall}	400 N/mm ²
p_d	618,75 kN/m ²
c_{nom}	50mm
p_{sall}	400 N/mm ²
c_{nom}	50mm
h	650mm
B	2000mm
f_{yd}	500 N/mm ²
f_{cd}	17 N/mm ²

Mitoitusmomentti:

$$M_{Ed} = 0,5 \cdot p_d \cdot c^2 = 0,5 \cdot 618,75 \frac{kN}{m^2} \cdot (0,81m)^2 = 203,0 \cdot 10^6 Nmm$$

Suhteellinen momentti:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{203,0 \cdot 10^6 Nmm}{1000 \text{ mm} \cdot (570 \text{ mm})^2 \cdot \frac{17 \text{ N}}{\text{mm}^2}} = 0,037 \leq \mu_b = 0,358$$

Suhteellinen korkeus:

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,037} = 0,037 \leq \beta_b = 0,467$$

Sisäinen momenttivarsi:

$$z = d \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 570 \text{ mm} \cdot \left(1 - \frac{0,037}{2}\right) = 559,3 \text{ mm}$$

Pääraudoituksen pinta-ala:

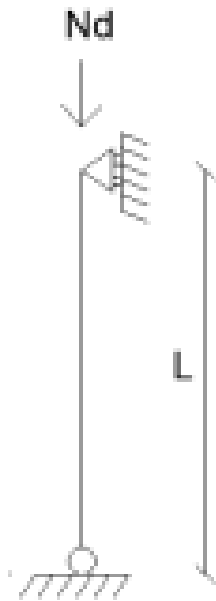
$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{203,0 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{559,3 \text{ mm} \cdot 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 835 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Vähimmäisraudoitus:

$$\begin{aligned} A_{s,\min} &= 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 570 \text{ mm} \\ &= 860 \text{ mm}^2/\text{m} \geq 835 \text{ mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Liite 9. Toimistorakennuksen pilarin mitoitus RakMk B4

1 (4)



b	380mm
h	380mm
L	3200mm
Betoni	K 30-2
Teräs	A500H
N_d	2375 kN
M_0	0 ($e_{01} = 0$)
f_{cd}	14 N/mm ²
f_{yd}	500 N/mm ²
c_{nom}	30mm
d^2/h	0,10

Nurjahduspituus:

$$L_0 = k_0 \cdot L = 1,0 \cdot 3200mm = 3200mm$$

Hoikkuus:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{380mm}{\sqrt{12}} = 109,7 mm$$

$$\lambda = \frac{L_0}{i} = \frac{3200mm}{109,7mm} = 29,2$$

Mitoituksessa $\lambda = 29,2 > 25$, jolloin lisäepäkeskisyys e_2 on otettava huomioon laskennassa.

Perusepäkeskisyys:

$$e_a = \frac{h}{20} + \frac{L_0}{500} = \frac{380mm}{20} + \frac{3200mm}{500} = 25,4 mm$$

Lisäepäkeskisyyys:

$$e_2 = \left(\frac{\lambda}{145} \right)^2 \cdot h = \left(\frac{29,2}{145} \right)^2 \cdot 380 \text{ mm} = 15,4 \text{ mm}$$

Epäkeskisyyksien kokonaislaskenta-arvo:

$$e_d = e_a + e_2 = 25,4 \text{ mm} + 15,4 \text{ mm} = 40,8 \text{ mm}$$

Mitoittavan taivutusmomentin laskenta-arvo:

$$M_d = N_d \cdot e_d = 2375000 \text{ N} \cdot 40,8 \text{ mm} = 96,7 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

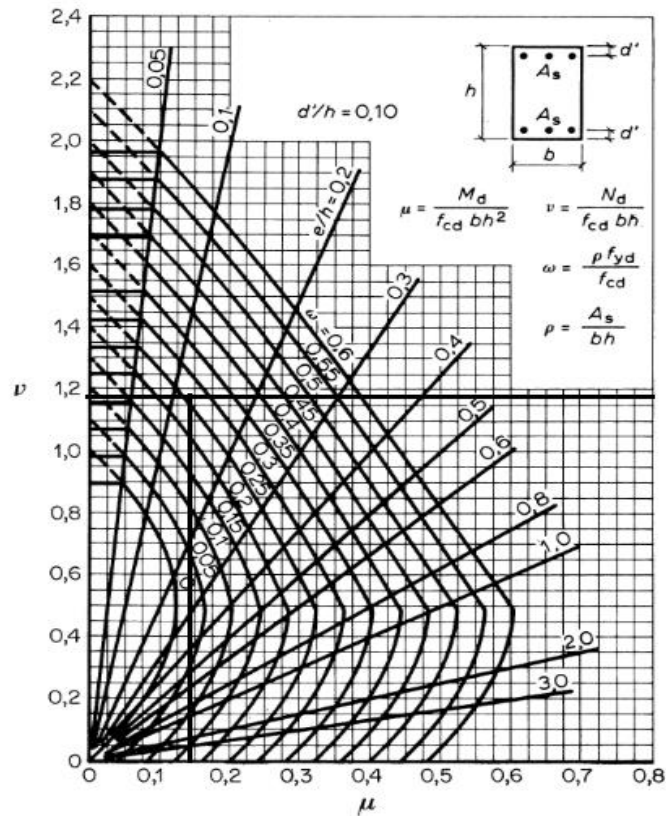
Suhteellinen normaalivoima:

$$v = \frac{N_d}{bh f_{cd}} = \frac{2375000 \text{ N}}{380 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} \cdot \frac{14 \text{ N}}{\text{mm}^2}} = 1,17$$

Suhteellinen momentti:

$$\mu = \frac{M_d}{bh^2 f_{cd}} = \frac{96,7 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{380 \text{ mm} \cdot (380 \text{ mm})^2 \cdot \frac{14 \text{ N}}{\text{mm}^2}} = 0,13$$

3 (4)



Luetaan mekaaninen raudoitussuhde ω yhteisvaikutusdiagrammista:

$$\omega = 0,25$$

Geometrinen raudoitussuhde:

$$\rho = \omega \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,25 \cdot \frac{14N}{417N} = 0,0084$$

Tarvittava päätankojen pinta-ala koko pilarissa:

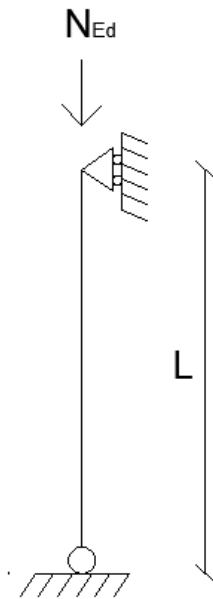
$$A_s = 2 \cdot \rho \cdot A_c = 2 \cdot 0,0084 \cdot (380mm)^2 = 2426 \text{ mm}^2$$

Minimiraudoitusehdon tarkistaminen:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot A_c = 1,5 \cdot \frac{\frac{1,93N}{500N}}{\frac{mm^2}{mm^2}} \cdot (380mm)^2 = 836,5 mm^2$$
$$\leq 2426 mm^2$$

Liite 10. Toimistotalon pilarin mitoitus EC2

1 (3)



b	380mm
h	380mm
L	3200mm
Betoni	C25/30-2
N_{Ed}	2400 kN
Teräs	A500HW
$M_{0,Ed}$	0 ($e_0 = 0$)
f_{cd}	14,2 N/mm ²
f_{yd}	500 N/mm ²
c_{nom}	30mm
d'/h	0,10

Selvitetään nurjahduspituus

$$l_0 = k_0 \cdot L = 1,0 \cdot L = 1,0 \cdot 3200 \text{ mm} = 3200 \text{ mm}$$

Lisäpäkeskisyyys:

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{3200 \text{ mm}}{400 \text{ mm}} = 8 \text{ mm}$$

Hoikkuus:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{380 \text{ mm}}{\sqrt{12}} = 109,7 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{3200 \text{ mm}}{109,7 \text{ mm}} = 29,2 \text{ mm}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}} = \frac{2400000 \text{ N}}{380 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} \cdot \frac{14,2 \text{ N}}{\text{mm}^2}} = 0,95$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \cdot \frac{1}{\sqrt{n}} = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7 \cdot \sqrt{\frac{1}{0,95}} = 11,1 \leq 29,2 \text{ mm}$$

2 (3)

Hoikkuus $\lambda = 29,2 \text{ mm} \geq \lambda_{lim} = 10,22$, jolloin pilari on hoikka. Tällöin tulee huomioida myös kaarevuuden epäkeskisyys e_2 .

Kaarevuuden aiheuttama epäkeskisyys:

$$K_r = 1,0$$

$$\begin{aligned} K_\varphi &= 1 + \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} + \frac{\lambda}{150} \right) \cdot \varphi_{ef} \\ &= 1 + \left(0,35 + \frac{25 \text{ N}}{200} - \frac{29,2 \text{ mm}}{150} \right) \cdot 1,5 = 1,50 > 1,0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_2 &= K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{f_{yd}}{4,5d} \cdot L_0^2 = 1,0 \cdot 1,50 \cdot \frac{\frac{435 \text{ N}}{\text{mm}^2}}{4,5 \cdot 334 \text{ mm}} \cdot (3200 \text{ mm})^2 \\ &= 22,2 \text{ mm} \end{aligned}$$

Laskennallinen epäkeskisyys:

$$e_d = e_i + e_2 = 8 \text{ mm} + 22,2 \text{ mm} = 30,2 \text{ mm}$$

Mitoittava momentti:

$$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e_d = 2400000 \text{ N} \cdot 30,2 \text{ mm} = 72,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

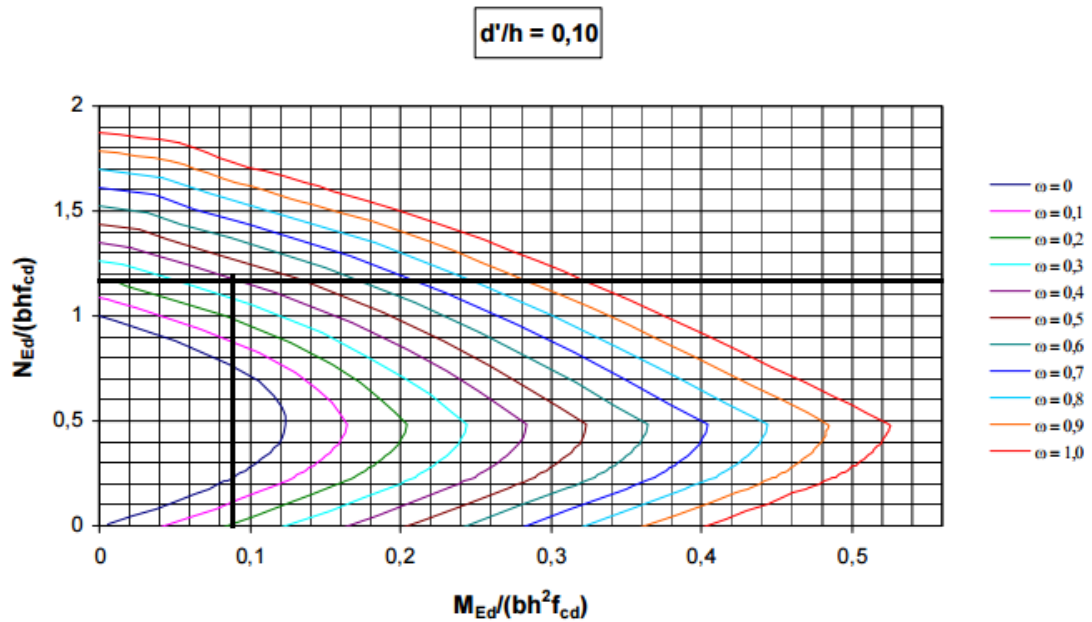
Suhteellinen normaalivoima:

$$v = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}} = \frac{2400000 \text{ N}}{380 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} \cdot \frac{14,2 \text{ N}}{\text{mm}^2}} = 1,17$$

Suhteellinen momentti:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} = \frac{72,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{380 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} \cdot \frac{14,2 \text{ N}}{\text{mm}^2}} = 0,09$$

Mekaaninen raudoitussuhde lueetaan yhteisvaikutusdiagrammista:



$$\omega = 0,4$$

Tarvittava teräspinta-ala:

$$A_s = \frac{\omega b h f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,4 \cdot 380 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} \cdot \frac{14,2 \text{ N}}{\text{mm}^2}}{\frac{435 \text{ N}}{\text{mm}^2}} = 1882 \text{ mm}^2$$

Vähimmäisraudoitusehdon tarkistus:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{s,min} = \frac{0,1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 2400000 \text{ N}}{\frac{435 \text{ N}}{\text{mm}^2}} = 552 \text{ mm}^2 \\ A_{s,min} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot (380 \text{ mm})^2 = 289 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = 552 \text{ mm}^2 \leq A_s = 1882 \text{ mm}^2$$

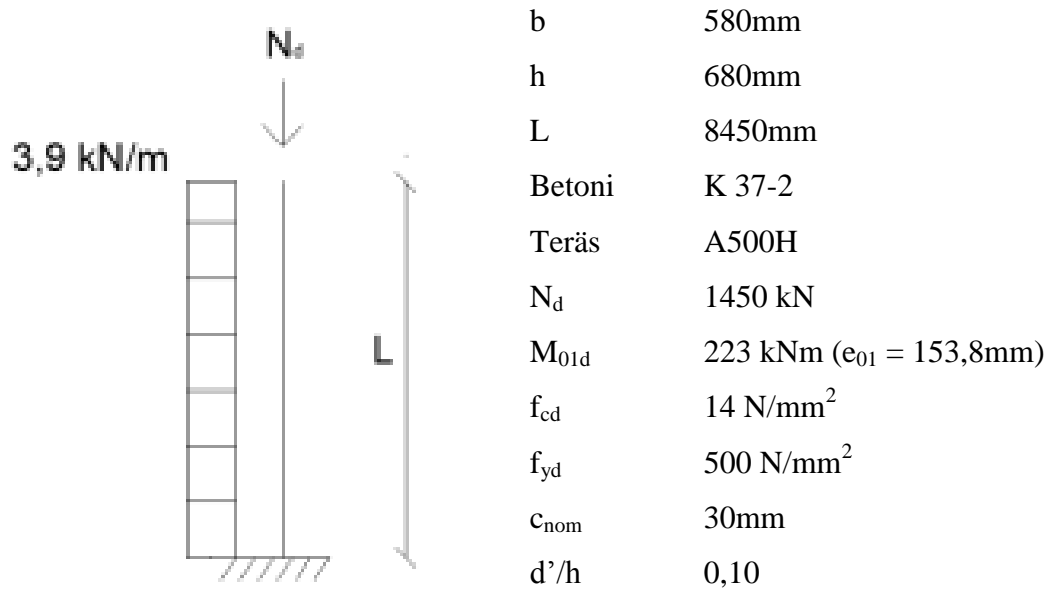
Enimmäisraudoitusehdon tarkistus:

$$A_{s,max} = 0,06 \cdot A_c = 0,06 \cdot 380 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} = 8664 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 552 \text{ mm}^2 \leq A_s = 1882 \text{ mm}^2 \leq A_{s,max} = 8664 \text{ mm}^2$$

Liite 11. Hallirakennuksen pilarin mitoitus RakMk B4

1 (3)

Nurjahduspituus:

$$L_0 = k_0 \cdot L = 2,2 \cdot 8450 \text{ mm} = 18590 \text{ mm}$$

Jäyhyysäde:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{680\text{mm}}{\sqrt{12}} = 196,3\text{mm}$$

Hoikkuus:

$$\lambda = \frac{L_0}{i} = \frac{18590\text{mm}}{196,3\text{mm}} = 94,7$$

Mitoituksessa $\lambda = 94,7 > 25$, jolloin lisäepäkeskisyyttä e_2 on otettava huomioon laskennassa.

Alkuperäinen epäkeskisyyttä:

$$e_{01} = \frac{M_{d01}}{N_d} = \frac{223 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1450000 \text{ N}} = 153,8 \text{ mm}$$

Perusepäkeskisyyys:

$$e_a = \frac{h}{20} + \frac{L_0}{500} = \frac{680 \text{ mm}}{20} + \frac{18590 \text{ mm}}{500} = 71,2 \text{ mm}$$

Lisäepäkeskisyyys:

$$e_2 = \left(\frac{\lambda}{145} \right)^2 \cdot h = \left(\frac{94,7}{145} \right)^2 \cdot 680 \text{ mm} = 290,1 \text{ mm}$$

Epäkeskisyyksien kokonaislaskenta-arvo:

$$e_d = e_0 + e_a + e_2 = 153,8 \text{ mm} + 71,2 \text{ mm} + 290,1 \text{ mm} = 515,1 \text{ mm}$$

Mitoittavan taivutusmomentin laskenta-arvo:

$$M_d = N_d \cdot e_d = 1450000 \text{ N} \cdot 515,1 \text{ mm} = 746,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

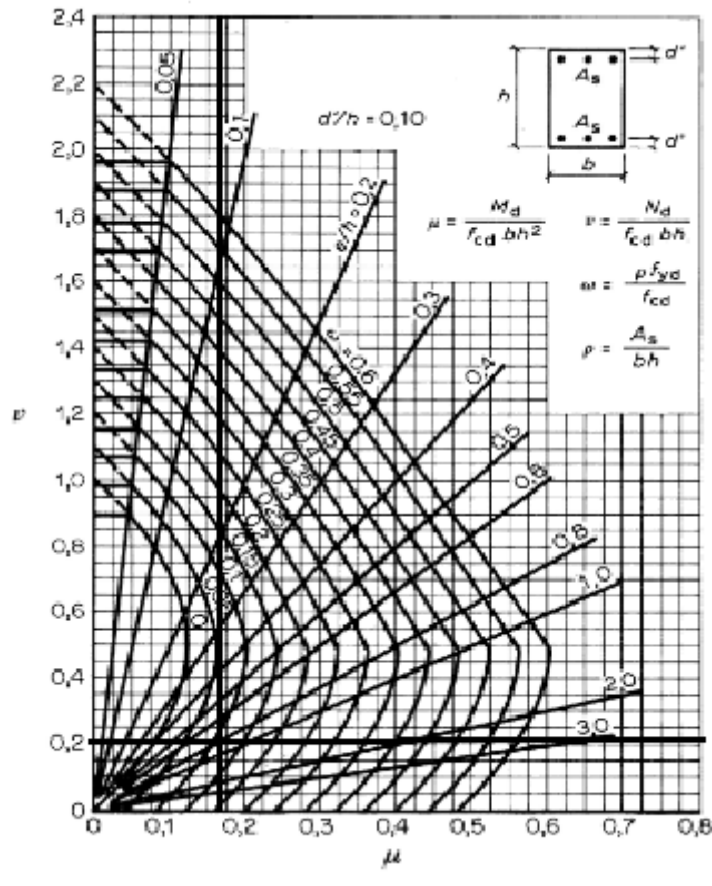
Suhteellinen normaalivoima:

$$v = \frac{N_d}{bh f_{cd}} = \frac{1450000 \text{ N}}{580 \text{ mm} \cdot 680 \text{ mm} \cdot \frac{17,3 \text{ N}}{\text{mm}^2}} = 0,21$$

Suhteellinen momentti:

$$\mu = \frac{M_d}{bh^2 f_{cd}} = \frac{746,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{580 \text{ mm} \cdot (680 \text{ mm})^2 \cdot \frac{17,3 \text{ N}}{\text{mm}^2}} = 0,16$$

Luetaan mekaaninen raudoitussuhde ω yhteisvaikutusdiagrammista:



$$\omega = 0,11$$

Geometrinen raudoitussuhde:

$$\rho = \omega \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,11 \cdot \frac{17,3 \text{ N}}{417 \text{ N}} = 0,0046$$

Tarvittava päätankojen pinta-ala koko pilarissa:

$$A_s = 2 \cdot \rho \cdot A_c = 2 \cdot 0,0046 \cdot 580 \text{ mm} \cdot 680 \text{ mm} = 3596 \text{ mm}^2$$

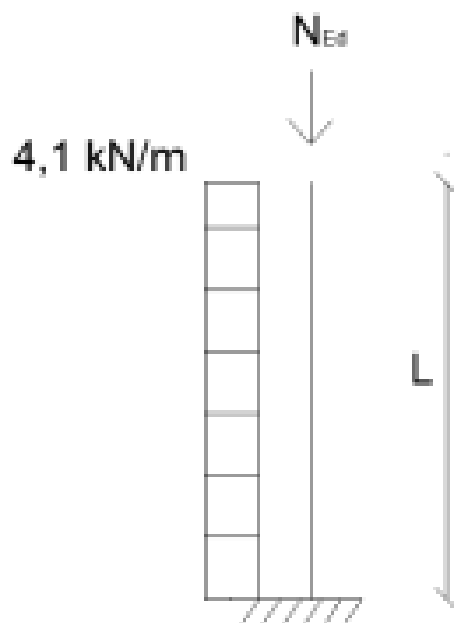
Minimiraudoitusehdon tarkistaminen:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot A_c = 1,5 \cdot \frac{2,22 \text{ N}}{500 \text{ N}} \cdot 580 \text{ mm} \cdot 680 \text{ mm} = 2628 \text{ mm}^2$$

$$\leq 3596 \text{ mm}^2$$

Liite 12. Hallirakennuksen pilarin mitoitus EC2

1 (4)



b	580mm
h	680mm
L	8450mm
Betoni	C30/37-2
N_{Ed}	1437 kN
$M_{0,Ed}$	220 kNm ($e_0 = 153,1\text{mm}$)
Teräs	A500HW
f_{cd}	$14,2 \text{ N/mm}^2$
f_{yd}	500 N/mm^2
c_{nom}	30mm
d'/h	0,15

Selvitetään nurjahduspituus:

$$l_0 = k_0 \cdot L = 1,0 \cdot L = 2,18 \cdot 8450 \text{ mm} = 18421 \text{ mm}$$

Lisäpäkeskisyyys:

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{18421\text{mm}}{400\text{mm}} = 46,1 \text{ mm}$$

Jäyhyysäde:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{680\text{mm}}{\sqrt{12}} = 196,3\text{mm}$$

Hoikkuus:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{18421\text{mm}}{196,3 \text{ mm}} = 93,8$$

2 (4)

$$n = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}} = \frac{1437000N}{580mm \cdot 680mm \cdot \frac{17N}{mm^2}} = 0,21$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \cdot \frac{1}{\sqrt{n}} = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7 \cdot \sqrt{\frac{1}{0,21}} = 23,3$$

$$\leq 93,8 \text{ mm}$$

Hoikkuus $\lambda = 93,8 \geq \lambda_{lim} = 23,3$ jolloin pilari on hoikka. Tällöin tulee huomioida myös kaarevuuden epäkeskisyys e_2

Kaarevuuden aiheuttama epäkeskisyys:

$$K_r = 1,0$$

$$K_\varphi = 1 + \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} + \frac{\lambda}{150}\right) \cdot \varphi_{ef} 1 + \left(0,35 + \frac{\frac{30N}{mm^2}}{200} - \frac{93,8mm}{150}\right)$$

$$\cdot 1,5 = 0,81 \leq 1,0$$

$$e_2 = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{f_{y_d}}{E_s} \cdot l_0^2 = 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{\frac{435N}{mm^2}}{\frac{200000N}{mm^2}} \cdot (18421mm)^2$$

$$= 260,4 \text{ mm}$$

Laskennallinen epäkeskisyys:

$$e_d = e_0 + e_i + e_2 = 153,1 \text{ mm} + 46,1 \text{ mm} + 260,4 \text{ mm} = 459,6 \text{ mm}$$

$$e_{0,min} = \max \left\{ \frac{h}{20} = \max \left\{ \frac{680mm}{20} = 34mm \right. \right.$$

$$\left. \left. \frac{20mm}{20mm} \right. \right.$$

$$e_d = 459,6 \text{ mm}$$

Mitoittava momentti:

$$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e_d = 1437000N \cdot 459,6 = 660,4 \cdot 10^6 Nmm$$

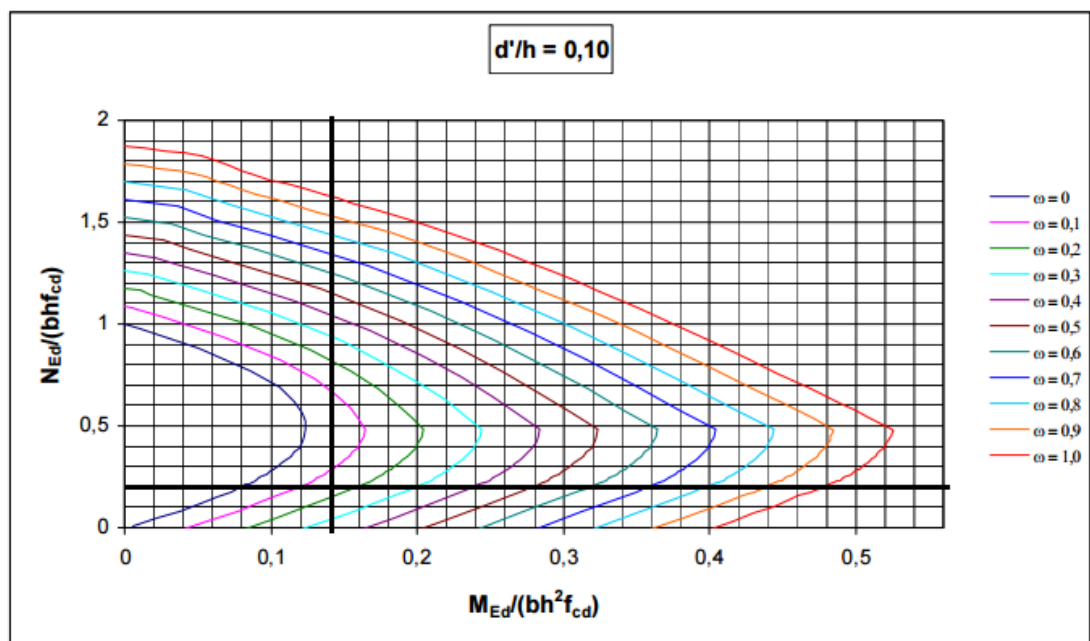
Suhteellinen normaalivoima:

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}} = \frac{1437000N}{580mm \cdot 680mm \cdot \frac{17N}{mm^2}} = 0,21$$

Suhteellinen momentti:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} = \frac{660,4 \cdot 10^6 Nmm}{580mm \cdot (680mm)^2 \cdot \frac{17N}{mm^2}} = 0,14$$

Mekaaninen raudoitussuhde lueetaan yhteisvaikutusdiagrammista:



$$\omega = 0,15$$

Tarvittava teräspinta-ala:

$$A_s = \frac{\omega bh f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,15 \cdot 580mm \cdot 680mm \cdot \frac{17N}{mm^2}}{\frac{435N}{mm^2}} = 2313mm^2$$

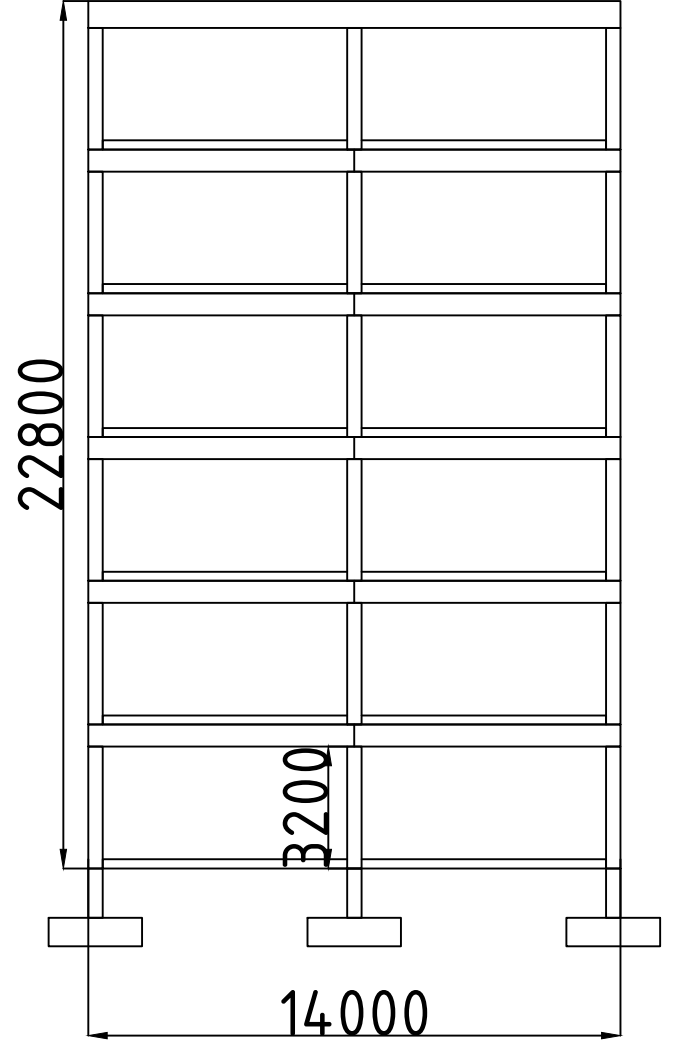
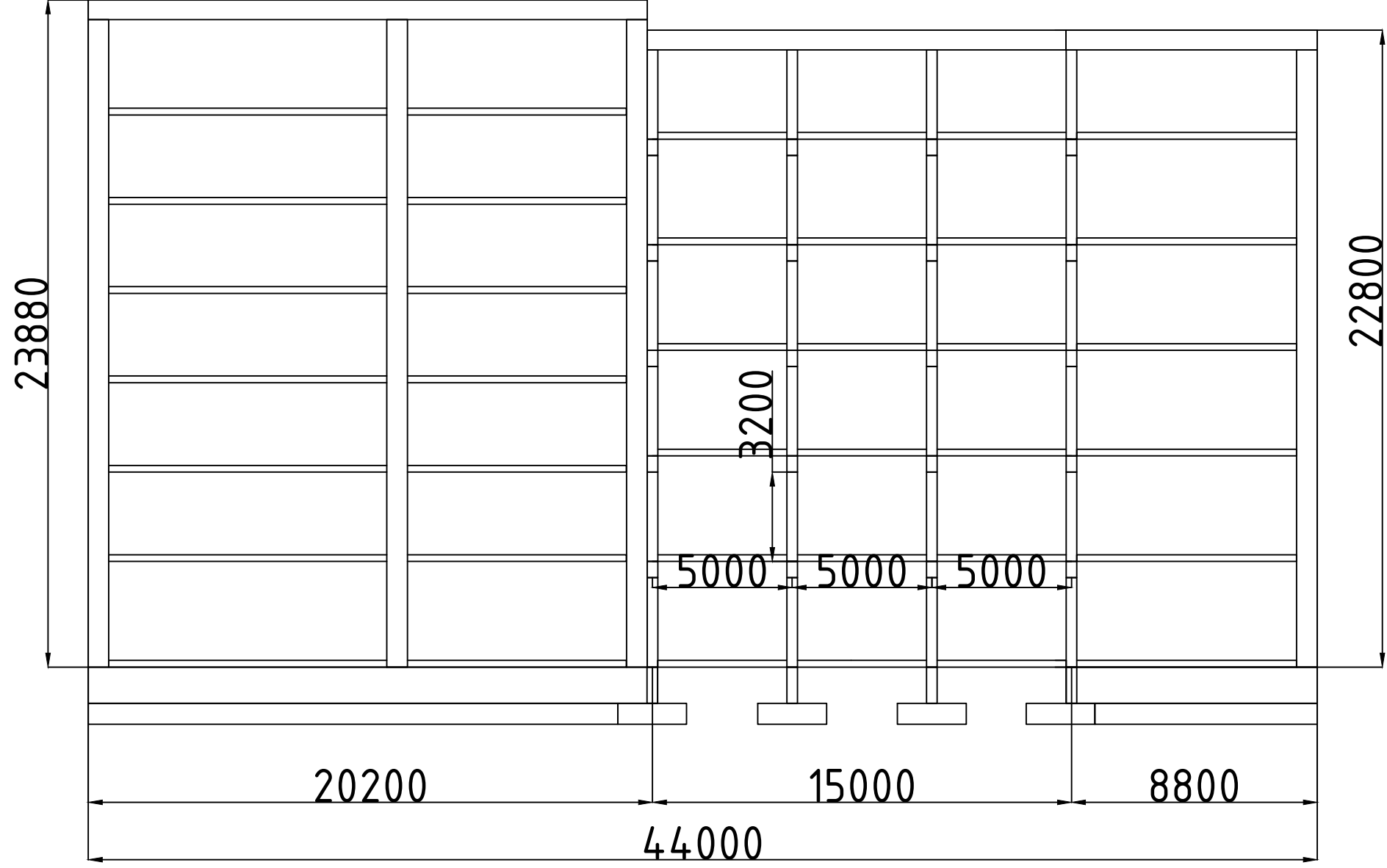
Vähimmäisraudoitusehdon tarkistus:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 144700N}{\frac{435N}{mm^2}} = 333mm^2 \\ 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 580mm \cdot 680mm = 789mm^2 \end{array} \right.$$

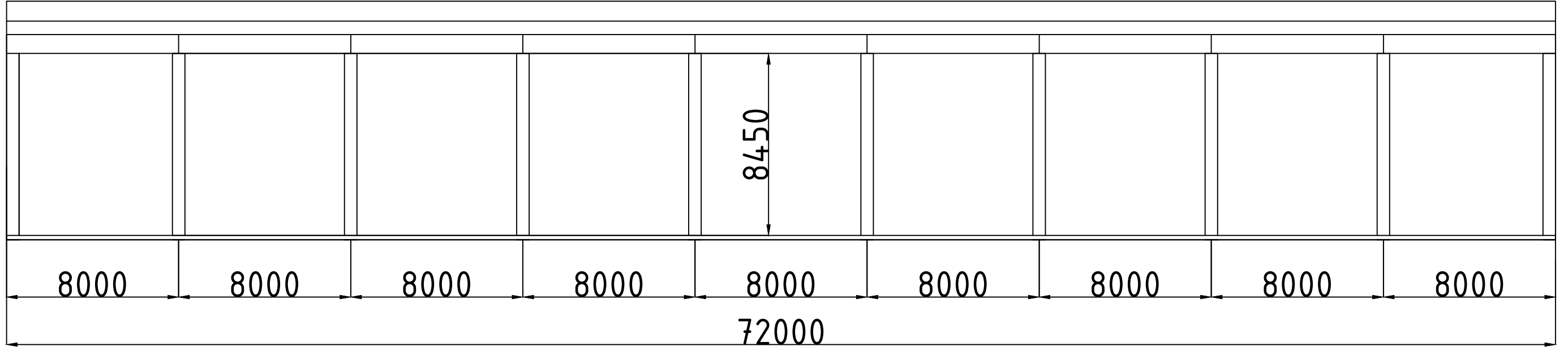
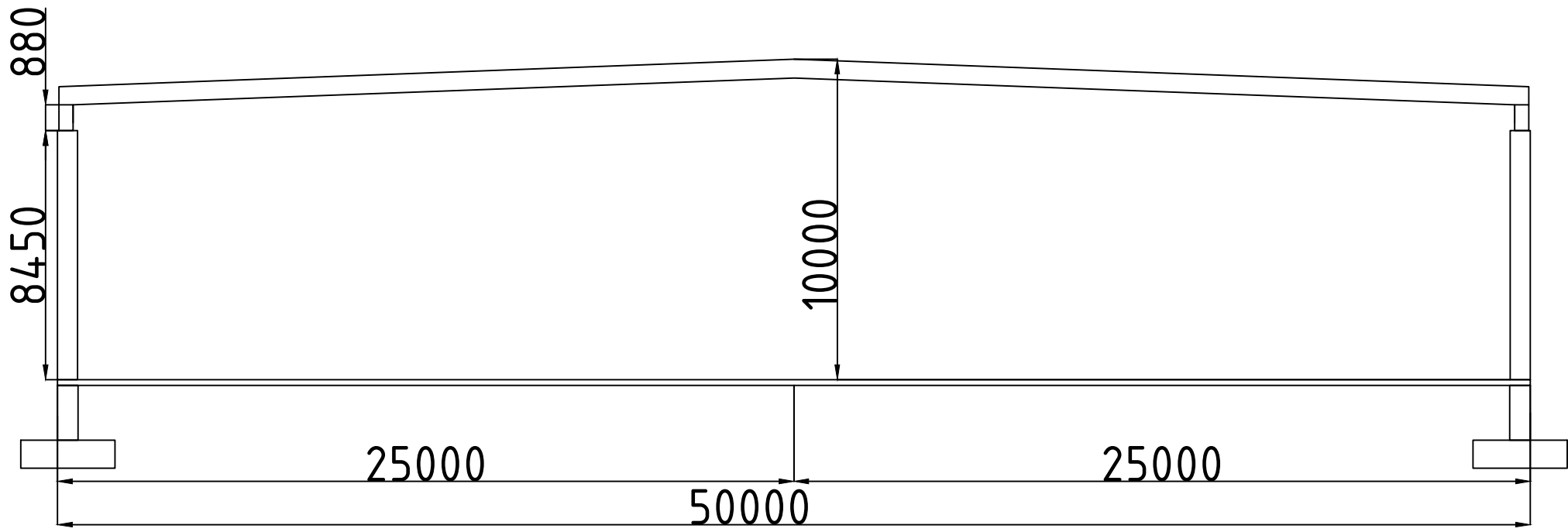
Enimmäisraudoitusehdon tarkistus:

$$A_{s,max} = 0,06 \cdot A_c = 0,06 \cdot 580mm \cdot 680mm = 23664mm^2$$

$$A_{s,min} = 789mm^2 \leq A_s = 2313 mm^2 \leq A_{s,max} = 23664 mm^2$$



PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT