



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO  
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

TUOMAS TORISEVA  
PILARILAATTOJEN SUUNNITTELU EUROKOODIEN MUKAAN  
Diplomityö

Tarkastaja: professori Ralf Lindberg  
Tarkastaja ja aihe hyväksytty  
Talouden ja rakentamisen  
tiedekuntaneuvoston kokouksessa  
9. huhtikuuta 2014

## TIIVISTELMÄ

TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

Rakennustekniikan koulutusohjelma

**TORISEVA, TUOMAS:** Pilarilaattojen suunnittelu eurokoodien mukaan

Diplomityö, 61 sivua, 27 liitesivua

Huhtikuu 2014

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastaja: professori Ralf Lindberg

Avainsanat: Ekvivalenttien kehien menetelmä, elementtimenetelmä, eurokoodi, kaistamenetelmä, lävistyskestävyys, myötöviivamenetelmä, pilarilaatta

Diplomityössä käsitellään teräsbetonisten pilarilaattojen suunnittelua eurokoodi-standardien ja niihin liittyvien Suomen kansallisten liitteiden mukaisesti. Tarkoituksena on koota yhteen eurokoodeista ja suunnitteluohjeista pilarilaattojen suunnitteluun olennaisesti liittyvät tiedot tavanomaisten talonrakennuskohteiden pilarilaattojen rakennesuunnittelua varten sekä laatia käyttökelpoisia mitoitusohjeita pilarilaattojen alustavaa mitoitusta varten.

Työssä esitellään pilarilaatan runkojärjestelmä yleispiirteisesti ja siihen rakennesuunnittelun kannalta keskeisesti liittyvät mittasuositukset, raudoitusperiaatteet ja laatan vahvistaminen lävistykselle. Eurokoodi-standardien ja niihin liittyvien Suomen kansallisten liitteiden osalta keskitytään kokoamaan yhteen pilarilaattojen suunnittelussa keskeiset periaatteet ja ohjeet. Lisäksi tarkasteltiin pilarilaattojen rakenneanalyysissä käytettäviä laskentamenetelmiä. Alustavan suunnittelun ohjeiden osalta laadittiin kuvaajia, jotka käsittelevät muun muassa pilarilaattojen taipumaa, raudoitusta ja lävistyskestävyyttä.

## ABSTRACT

TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Master's Degree Programme in Civil Engineering

**TORISEVA, TUOMAS:** Design of Flat Slabs According to Eurocodes

Master of Science Thesis, 61 pages, 27 Appendix pages

April 2014

Major: Structural Engineering

Examiner: Professor Ralf Lindberg

Keywords: Equivalent frame analysis, finite element analysis, strip method analysis, punching design, yield line method, flat slab

The focus of this thesis is the design of concrete flat slabs according to Eurocodes and related Finnish national annexes. The target is to gather Eurocodes and design guides essentially related to designing of flat slab structures. In addition, usable design guidelines are composed for preliminary dimensioning of flat slab structures in building construction.

In this thesis flat slab structures are introduced in general. Also, related design guidelines, reinforcement principles and slab punching strengthen are explained. The key parts of flat slab design are gathered from Eurocode standards and Finnish national annexes. Furthermore, the methods of calculation of flat slab structural analysis are studied. Concerning preliminary dimensioning, graphs of flat slab deflection, reinforcement, and punching resistance are presented.

## ALKUSANAT

Tämä diplomityö on viimeinen osa diplomi-insinöörin tutkinnon opintojani ja se on laadittu pääasiassa kevään ja kesän 2013 aikana, mutta kahdesta harmillisesta seikasta johtuen työn lopullinen versio valmistui vasta nyt keväällä 2014. Työtä varten sain käyttööni Sipti Oy:stä tietokoneen ja työssä tarvitsemani laskentaohjelman, joiden järjestämisestä lämpimät kiitokset Teemu Rahikaiselle ja Kai Partaselle. Kiitokset myös Rakennusteollisuus RT ry:lle työn aiheesta ja rahoituksesta.

Kiitokset kaikille niille ystäväilleni ja tuttavilleni, joilta sain apua ja neuvoja työn aikana. Erytisen isot kiitokset Lauri Leikakselle ja Seppo Jussilalle diplomityön oikolukemisesta, sekä Tapio Piiparille englanninkielisen tiivistelmän tarkastamisesta. Tämän diplomityön myötä päättyy nyt ainakin toistaiseksi elämänvaiheeni opiskelijana ja siihen liittyen tietenkin kiitokset äidille ja isälle kaikesta vuosien varrella saadusta tuesta ja kannustuksesta.

*Tampereella 3.2.2014*

**Tuomas Toriseva**

Puhelinnumero: 050-3083850

Sähköposti: tuomas@toriseva.fi



## SISÄLLYS

1	Johdanto.....	1
2	Pilarilaatta rakenteena .....	2
2.1	Runkojärjestelmät.....	2
2.2	Pilarilaattojen mittasuosituksia .....	4
2.3	Raudoituseriaatteet .....	6
2.4	Pilarilaatan vahvistaminen laatan lävistykselle.....	8
3	Pilarilaatan mitoitus .....	12
3.1	Suunnitteluperusteet .....	12
3.2	Kuormat, kuormituskaaviot ja kuormayhdistelmät .....	16
3.3	Rakenneanalyysi.....	18
3.3.1	Ekvivalenttien kehien menetelmä.....	20
3.3.2	Myötöviivamenetelmä .....	24
3.3.3	Kaistamenetelmä .....	25
3.3.4	Elementtimenetelmä .....	31
3.4	Mitoitus murtorajatilassa .....	34
3.4.1	Taivutuskestävyys .....	34
3.4.2	Lävistyskestävyys .....	36
3.5	Mitoitus käyttörajatilassa .....	40
3.5.1	Halkeamaleveyden määrittäminen .....	40
3.5.2	Taipuman rajoittaminen .....	43
3.6	Pilarilaatan raudoituksen suunnittelu .....	46
3.7	Palomitoitus .....	48
4	Ohjeita pilarilaattojen alustavaa suunnittelua varten .....	50
4.1	Lähtökohdat ja laadintaperusteet.....	50
4.2	Taipuman rajoittaminen ilman suoraa laskentaa, vähimmäisvetoraudoitus ja lävistyskapasiteetti .....	52
4.3	Kantokykykäyrät ja pilarilaatan tarkastelua.....	55
5	Päätelmät .....	58
	Lähteet.....	59
	Liite 1: Esimerkki pilarilaatan kuormituskaavioista.....	62
	Liite 2: Esimerkkejä laskentatuloksista.....	63
	Liite 3: Keskeisimmät laskentatulokset koottuna.....	66
	Liite 4: Kantokykykäyrät ja niiden taipumakuvaajat.....	70
	Liite 5: Pilarilaattojen vetoraudoituskuvaajat.....	73
	Liite 6: Pilarilaattojen taipumakuvaajat 2,5 kN/m <sup>2</sup> ja 5,0 kN/m <sup>3</sup> hyötykuormilla .....	82
	Liite 7: Lävistyskapasiteettikuvaajat ja lävistysraudoituksen kapasiteettikuvaaja.....	85

## TERMIT JA NIIDEN MÄÄRITELMÄT

$(EI)_{ef}$	Tehollinen taivutusjäykkyys
$a$	Keskiöetäisyys
$a_1, a_2$	Tukipinnan pituus
$A_{c,eff}$	Vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala
$A_{ct}$	Betonipoikkileikkauksen vedetyn osan pinta-ala juuri ennen ensimmäisen halkeaman muodostumista
$A_s$	Raudoituksen poikkileikkausala
$A_{s,min}$	Vähimmäisraudoituksen poikkileikkausala
$A_{sc}$	Puristusraudoituksen määrä
$A_{sv}$	Leikkausraudoituksen pinta-ala
$A_{sx}$	Teräspinta-ala X-suunnassa yhden metrin leveän kaistan alueella
$A_{sy}$	Teräspinta-ala Y-suunnassa yhden metrin leveän kaistan alueella
$A_t$	Murtorajatilan negatiivisen taivutusmomentin mukaan laskettu vetoraudoituksen poikkileikkausala pilarin kohdalla
$A_u$	Tuen reunasta etäisyydellä $d/2$ olevan leikkauksen rajoittaman kuvion pinta-ala
$b$	Poikkileikkauksen leveys
$b_e$	Tehollinen leveys
$b_{kk}$	Keskikaistan leveys
$b_{pk}$	Pilarikaistan leveys
$b_t$	Poikkileikkauksen tehollinen leveys
$c$	Vetoraudoituksen betonipeite
$c_1$	Leikkausvoima nollakohdan etäisyys tuelta 1
$c_{min}$	Betonipeitteen vähimmäisarvo
$c_{min,b}$	Tartuntavaatimuksista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo [mm]
$c_{min,dur}$	Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo [mm]
$c_{nom}$	Betonipeitteen nimellisarvo
$d$	Poikkileikkauksen tehollinen korkeus
$d_g$	Betonimassassa käytettävän kiviaineksen suurin raekoko
$e$	Lävistysvoiman epäkeskisyys
$E_{cd}$	Betonin kimmokertoimen mitoitusarvo
$E_{cd,eff}$	Betonin tehollinen kimmokerroin
$E_{cm}$	Betonin sekanttimoduuli
$E_s$	Betoniteräksen kimmokertoimen mitoitusarvo
$f_{cd}$	Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
$f_{ck}$	Betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä

$f_{ct,eff}$	Betonin vetolujuuden keskiarvot ajankohtana, jolloin halkeamien voidaan aikaisintaan odottaa muodostuvan
$f_{ctd}$	Betonin vetolujuuden mitoitusarvo
$f_{ctm}$	Betonin keskimääräinen vetolujuus
$F_{Ed,sup}$	tukireaktion mitoitusarvo
$f_{yd}$	Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo
$f_{yk}$	Betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo
$G_k$	Pysyvän kuorman ominaisarvo
$g_k$	Pysyvän kuorman (omapaino) ominaisarvo
$G_{k,j}$	Pysyvän kuorman j ominaisarvo
$h$	Laatan paksuus
$k$	Kerroin
$K$	Kerroin, jonka avulla huomioidaan erilaiset rakennejärjestelmät
$k_1$	Kerroin, jonka avulla huomioidaan tankojen tartuntaominaisuudet
$k_2$	Kerroin, jonka avulla huomioidaan venymäjakauma taivutukselle
$k_c$	Kerroin
$K_{FI}$	Kuormakerroin
$k_M$	Muuntosuhde
$k_t$	Kerroin, pitkäaikaikuormitukselle
$L$	Laatan suurin jänneväli Kaistan jänneväli Jänneväli
$l/d$	Jännemitan ja korkeuden rajasuhde
$l_{bd}$	Ankkurointipituuden mitoitusarvo
$L_c$	Jänneväli tuen keskelle
$L_f$	Laatan jänneväli kohtisuoraa reunaa vasten laataston reunakentässä
$L_n$	Tukipintojen välinen vapaa väli
$L_x$	laatan sisäkentän jänneväli X-suunnassa
$L_y$	laatan sisäkentän jänneväli Y-suunnassa
$M_{Ed}$	Taivutusmomentin mitoitusarvo
$M_{Ek}$	Taivutusmomentin ominaisarvo
$m_f$	Kenttämomenti leikkausvoiman nollakohdassa
$m_{s1}, m_{s2}$	Tukimomentti tuella
$n$	Kerroin, ei-negatiivinen kokonaisluku
$n_1, n_2$	Tankojen 1 ja 2 lukumäärä
$p_d$	Laatan kuormitus murtorajatilassa
$Q_k$	Muuttuvan kuorman ominaisarvo
$Q_{k,1}$	Määräävän muuttuvan kuorman 1 ominaisarvo
$q_{k,1}$	Pysyvän hyötykuorman ominaisarvo

$q_{k,2}$	Muuttuvan hyötykuorman ominaisarvo
$Q_{k,i}$	Muun samanaikaisen muuttuvan kuorman $i$ ominaisarvo
$r$	Pyöreän tuen säde
$R_{Ed}$	Tukireaktion mitoitusarvo
$s_{r,max}$	Suurin halkeamaväli
$t, t_1, t_2$	Tuen leveys tarkasteltavassa suunnassa
$u$	Tuen reunasta etäisyydellä $d/2$ olevan leikkauksen rajoittaman kuvion piiri
$V_c$	Betonin leikkaukskapasiteetti
$V_d$	Leikkausvoiman mitoitusarvo
$w_k$	Halkeaman ominaisleveys
$w_{kk}$	Keskikaistan taipuma
$w_{pk}$	Pilarikaistan taipuma
$w_{tot}$	Kokonaistaipuma
$V_u$	Leikkausraudoitetun tuen leikkaukskapasiteetti
$x_u$	Neutraaliakselin etäisyys poikkileikkauksen puristetusta reunasta murtorajatilassa momenttien uudelleen jakautumisen jälkeen
$\alpha$	Raudoituksen ja laatan välinen kulma asteina
$\beta$	Tehollisen puristuspuunnan suhteellinen korkeus
$\beta_b$	Tehollisen puristuspuunnan suhteellinen korkeus tasapainorausdoitussa poikkileikkauksessa
$\gamma$	Kerroin
$\gamma_{CE}$	Osavarmuusluku
$\gamma_G$	Pysyvien kuormien osavarmuusluku
$\gamma_Q$	Muuttuvien kuormien $Q$ osavarmuusluku
$\delta$	Lyhytaikainen taipuma tarkasteltavalla kaistalla
$\delta_{cc,kk}$	Keskikaistan virumasta aiheutunut taipuma
$\delta_{cc,pk}$	Pilarikaistan virumasta aiheutunut taipuma
$\Delta C_{dev}$	Mittapoikkeama
$\delta_{cs,kk}$	Keskikaistan kutistumasta aiheutunut taipuma
$\delta_{cs,pk}$	Pilarikaistan kutistumasta aiheutunut taipuma
$\delta_{kk}$	Keskikaistan lyhytaikainen taipuma
$\Delta l$	Ankkurointipituus suunnittelunormin mukaisesti
$\delta_{pk}$	Pilarikaistan lyhytaikainen taipuma
$\Delta V$	Niiden kuormien osuus tukireaktiosta $R_{Ed}$ , jotka sijaitsevat pilarin reunasta $d$ olevan piirin sisäpuolella
$\epsilon_{cm}$	Keskimääräinen betonin venymä halkeamien välillä
$\epsilon_{cs}$	Kokonaiskutistuma
$\epsilon_{cu}$	Betonin murtopuristuma
$\epsilon_{sm}$	Keskimääräinen raudoituksessa vaikuttava venymä

$\kappa$	Taipumakerroin
$\kappa_M$	Kerroin
$\lambda$	Puristusjännityssuorakaiteen suhteellinen korkeus
$\mu$	Suhteellinen momentti
$\rho$	Vetoraudoitussuhde
$\rho'$	Puristusraudoitussuhde
$\rho_0$	Raudoitussuhteen vertailuarvo
$\rho_x, \rho_y$	Vetoraudoitussuhde X- ja Y-suunnissa
$\sigma_s$	Teräksen vetojännitys halkeilleessa poikkileikkauksessa
$\phi$	Tangon halkaisija
$\varphi(t, t_0)$	Virumaluku
$\phi_1, \phi_2$	Tankojen 1 ja 2 halkaisija
$\varphi_{ef}$	Virumisaste
$\psi_{0,i}$	Muuttuvan kuorman i yhdistelykerroin
$\psi_{2,i}$	Muuttuvan kuorman i pitkäaikaisarvon yhdistelykerroin
$\omega$	Mekaaninen raudoitussuhde
$\omega_b$	Mekaaninen raudoitussuhde tasapainoraudoitettussa poikkileikkauksessa

# 1 JOHDANTO

Pilarilaattoja on rakennettu maailmalla jo noin sadan vuoden ajan. Suomessa tiettävästi ensimmäiset pilarilaatat ovat J.I Packalénin vuonna 1921 suunnittelemat puurakenteisten varastojen kellarikerroksiksi tarkoitetut ”sienikatot” Hangon satamassa. Suomessa pilarilaatta ei ole koskaan saavuttanut sellaista suurta suosiota, kuin esimerkiksi Pohjois-Amerikassa, mutta sitä on kuitenkin 1920-luvulta lähtien käytetty kaikkina vuosikymmeninä melko monipuolisesti erilaisissa rakennuksissa. Nykypäivänä pilarilaatta on kilpailukykyinen vaihtoehto erityisesti toimitilarakentamisessa, jossa sisätilojen muunneltavuudella on suuri merkitys.

Tämän diplomityön tarkoituksena on koota yhteen eurokoodeista ja suunnitteluohjeista pilarilaattojen suunnitteluun olennaisesti liittyvät tiedot tavanomaisten talonrakennuskohteiden pilarilaattojen rakennesuunnittelua varten sekä laatia käyttökelpoisia mitoitusohjeita pilarilaattojen alustavaa mitoitusta varten. Työn tavoitteena on laatia rakennesuunnittelijoille pilarilaattojen suunnitteluohje. Diplomityö on yksi kolmesta Rakennusteollisuus RT ry:n rahoittamista paikalla valettavia betonirakenteita käsittelevästä diplomityöstä. Muut samaan aikaan teetetyt diplomityöt käsittelevät kevennettyä pilarilaattaa ja teräskuitubetonin käyttöä kantavissa rakenteissa.

Tässä diplomityössä pilarilaattaa käsitellään talonrakentamisen näkökulmasta, ja työn ulkopuolelle rajattiin jännitetyt pilarilaatat sekä erilaiset kevennetyt pilarilaatat. Työssä ei myöskään ole tarkasteltu varsinaisesti pilarien mitoitusta eikä dynaamisia kuormia. Eurokoodien osalta työ on rajattu käsittelemään Suomen kansallisten liitteiden mukaista rakennesuunnittelua.

Diplomityö on jaettu sisällöltään kolmeen osaan, joista ensimmäisessä tarkastellaan pilarilaattoja ja niihin keskeisesti liittyviä asioita yleisellä tasolla. Toisessa osassa tarkastellaan pilarilaattojen eurokoodien mukaista mitoittamisesta ja käydään lyhyesti läpi yleisimpiä rakenneanalyysimenetelmiä. Kolmas osa käsittelee tässä diplomityössä laadittuja ohjeita, jotka käsittelevät pilarilaattojen alustavaa suunnittelua.

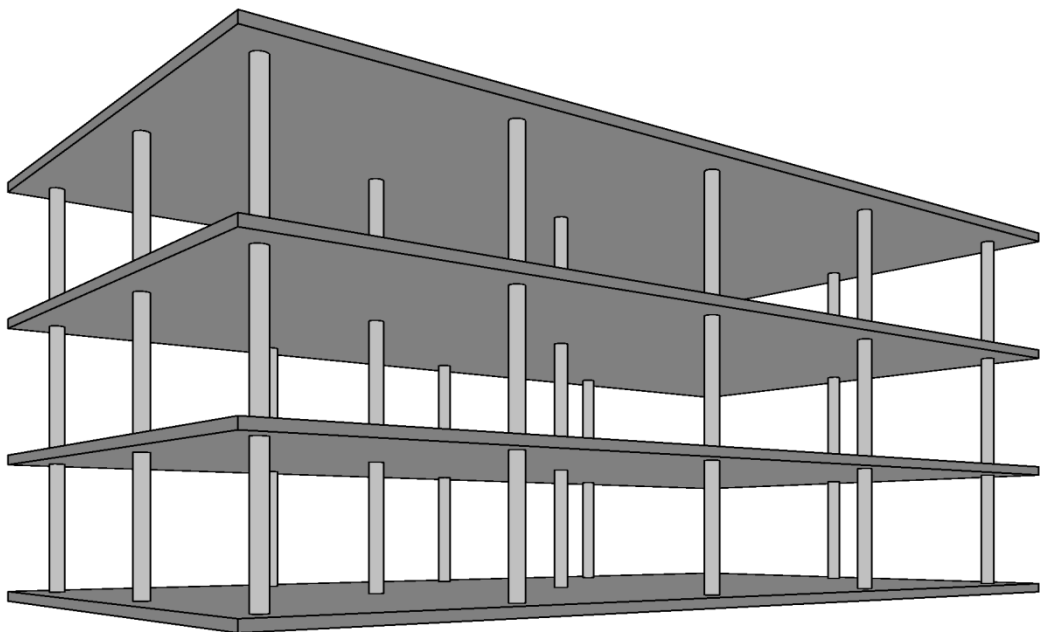
## 2 PILARILAATTA RAKENTEENA

### 2.1 Runkojärjestelmät

Rakennusten kantavista rakenteista ja joskus myös ei-kantavista rakenteista koostuvaa kokonaisuutta kutsutaan runkojärjestelmäksi, jolla pyritään kuvaamaan lyhyesti rakennuksen staattinen toimintaperiaate ja pääasiallinen rakennusmateriaali. Pilarilaatta on yksi runkojärjestelmä, josta voidaan käyttää seuraavaa määritelmää:

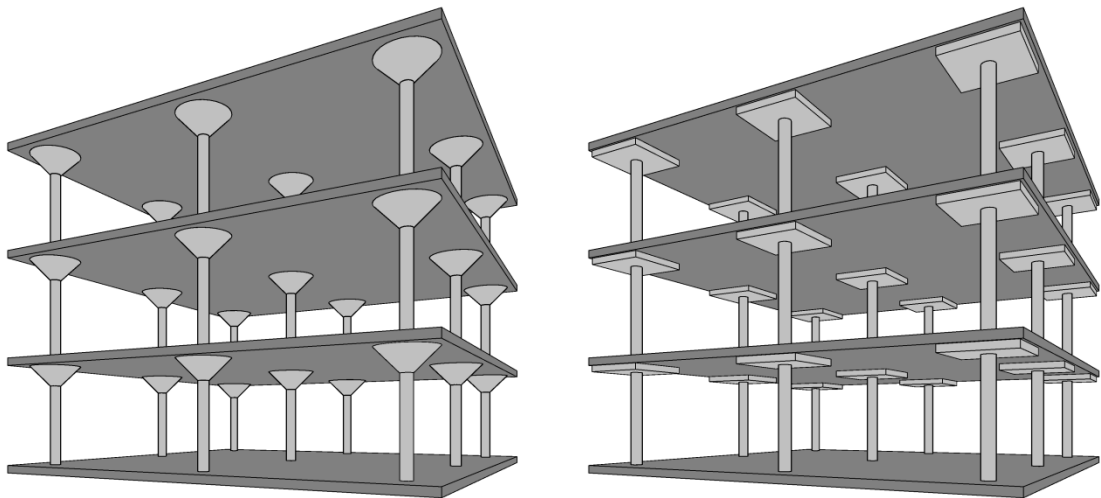
*Pilarilaatta on pilareista ja ristiinkantavista, jatkuvista laatoista koostuva rakenne, jossa kuormat siirtyvät laatastolta suoraan pilareille ilman palkistoja. Rakennusmateriaalina on tavallisesti teräsbetoni. [1]*

Pilarilaattarungon rakenneosia ovat tyypillisesti pilarit ja laatat. Pilareiksi soveltuvat teräsbetoni- ja betoni-teräслиittopilarit, jotka voivat olla paikalla valettuja tai valmiita elementtejä. Laatta on yleensä teräsbetonista paikalla valettu ja erikoistapauksissa punoksilla jännitetty, harvemmin käytettyjä laattavaihtoehtoja ovat erilaiset kevennetyt laatat, elementtilaatat ja betoni-teräслиittolaatat. Kuvassa 2.1 on esitetty havainnekuva suorakulmion muotoisesta kolmekerroksisesta pilarilaatastosta. [2; 3; 4]



**Kuva 2.1** Havainnekuva kolmekerroksisesta pilarilaatastosta

Aikaisemmin pilarilaatasta on käytetty myös nimityksiä sienilaatta ja sienikatto, jotka ovat peräisin pilarin yläosassa käytetystä sientä muistuttavasta paksunnoksesta. Vahvistussienellä on pyritty parantamaan laatan lävistyskestävyyttä. Pilarilaatoissa on myös käytetty pilarien kohdalla vahvistuslaattoja, joiden pääasiallisena tarkoituksena on ollut laatan tehollisen korkeuden kasvattaminen paikallisesti. Vahvistussieniä ja -laattoja on käytetty myös yhdessä. Yleisesti niiden käytöstä on kuitenkin pääosin luovuttu talonrakennuskohteissa, ja ne on korvattu laatan sisäisillä lävistysvahvikkeilla ja -raudoitteilla. Kuvassa 2.2 on havainnollistettu pilarilaatattot, joissa on käytetty vahvistussieniä ja -laattoja. [2; 3]



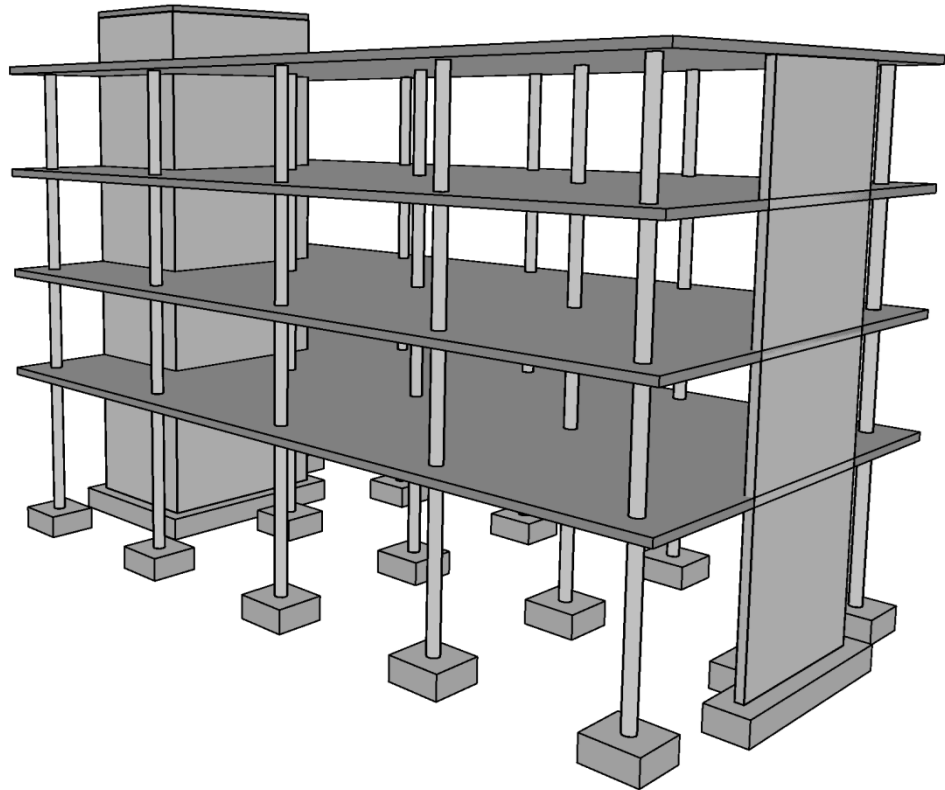
**Kuva 2.2** Havainnekuvat pilarilaatoista, joissa on käytetty vahvistussieniä (vasemmalla) ja vahvistuslaattoja (oikealla)

Runkojärjestelmänä pilarilaatta soveltuu periaatteessa kaikkiin rakennuksiin, joissa voidaan käyttää pääpiirteissään suorakulmion muotoista pilarijakoa ja jännevälit ovat enimmillään alle yhdeksän metriä. Pilarilaattarunko on selkeä ja pistemäisten pilarien sekä tasavahvan laatan ansioista talotekniikan sovittaminen rakennukseen on yksinkertaista ja tilat ovat helposti muunneltavissa. Pilarilaattoja on käytetty aikaisemmin melko monipuolisesti, mutta nykypäivänä käyttökohteet rajoittuvat Suomessa pääosin toimistorakennusten runkoihin ja erikoistapauksina pidettäviin kohteisiin. [2]

Pilarilaattarungon jäykistysjärjestelmä valitaan aina tapauskohtaisesti. Paikallavalettujen laattojen jäykkyys katsotaan riittäväksi siirtämään rakennusrunkoon kohdistuvat vaakavoimat pystyrakenteille. Pilarilaatan pilareita on mahdollista käyttää rakennuksen jäykistyksessä, mutta yleensä pilarit suunnitellaan yhden kerroksen korkuisina molemmista päistä nivelellisesti tuettuina pystysauvoina, jotka eivät ota vastaan rakennuksen runkoon kohdistuvia vaakavoimia ja eivät näin toimi jäykistävinä rakenteina. Tavallisessa pilarilaattarungossa käyttökelpoisia jäykistysrakenteita ovat mastoseinät, levyseinät, jäykistysristikot, porras- ja hissikuiluista koostuvat jäykistystornit sekä näiden yhdis-



telmät. Kuvassa 2.3 on esimerkki pilarilaattarungon jäykistämisestä porras- ja hissikuilusta koostuvalla jäykistystornilla ja mastoseinällä. [2; 3; 5]



**Kuva 2.3** Esimerkki pilarilaattarungon jäykistyksestä, jossa rakennusrunko on jäykistetty porras- ja hissikuilusta koostuvalla jäykistystornilla (kuvassa vasemmalla) ja mastoseinällä (kuvassa oikealla)

Julkisivu- ja ulkoseinärakenteiden osalta pilarilaatoissa voidaan käyttää pilareiden ja laatastojen varaan ripustettuja julkisivuja tai vaihtoehtoisesti itsensä kantavia julkisivuvaihtoehtoja. Tyypillisiä ripustettuja julkisivuja ovat betoniset nauha-elementit, sekä erilaiset puu-, teräs- ja lasijulkisivujärjestelmät. Esimerkkejä itsensä kantavista julkisivuvaihtoehtoista ovat ruutuelementit ja muuratut julkisivuratkaisut. Pilarilaattojen reunapilarit on myös mahdollista korvata kantavilla seinillä, joiden varaan laatta tukeutuu. Menettely soveltuu lähinnä kellaritiloihin, joissa tarvitaan maanpaineisiin ja vedeneristystä. [2]

## 2.2 Pilarilaattojen mittasuosituksia

Pilarilaattoihin liittyen on laadittu joukko mittasuosituksia, joiden avulla suunnittelija voi valita realistiset lähtöarvot yksityiskohtaisempaa suunnittelua varten. Mittasuositukset eivät ole sitovia, mutta niiden noudattaminen ainakin pääpiirteissään on erittäin suositeltavaa.

Pilarilaatoissa laatan paksuus pidetään yleensä vakiona, ja se määritetään kaavan 2.1 mukaisesti 20 mm kerrannaisina, käyttäen vähimmäispaksuutena 160 mm. Alustavasti laatan paksuutta voidaan arvioida laatan jännevälien perusteella kaavoilla 2.2 ja 2.3, jolloin määritetään laatan paksuus esimerkiksi keskikentässä ja rajoitetaan reunakentän jänneväliä vastaamaan laatan paksuutta, tai vaihtoehtoisesti voidaan toimia päinvastoin. Määritetty laatan paksuus pyöristetään kaavan 2.1 mukaiseksi. Kaavat 2.2 ja 2.3 on esitetty graafisessa muodossa kuvassa 2.4, jonka avulla voidaan määrittää tarvittava laatan paksuus jännevälien ollessa välillä 4...10 m. [5; 6]

$$h = 160 \text{ mm} + n \cdot 20 \text{ mm} \quad (2.1)$$

$$h = \frac{L}{30} \cdots \frac{L}{27} \quad (2.2)$$

$$h = \frac{L_f}{25} \cdots \frac{L_f}{22} \quad (2.3)$$

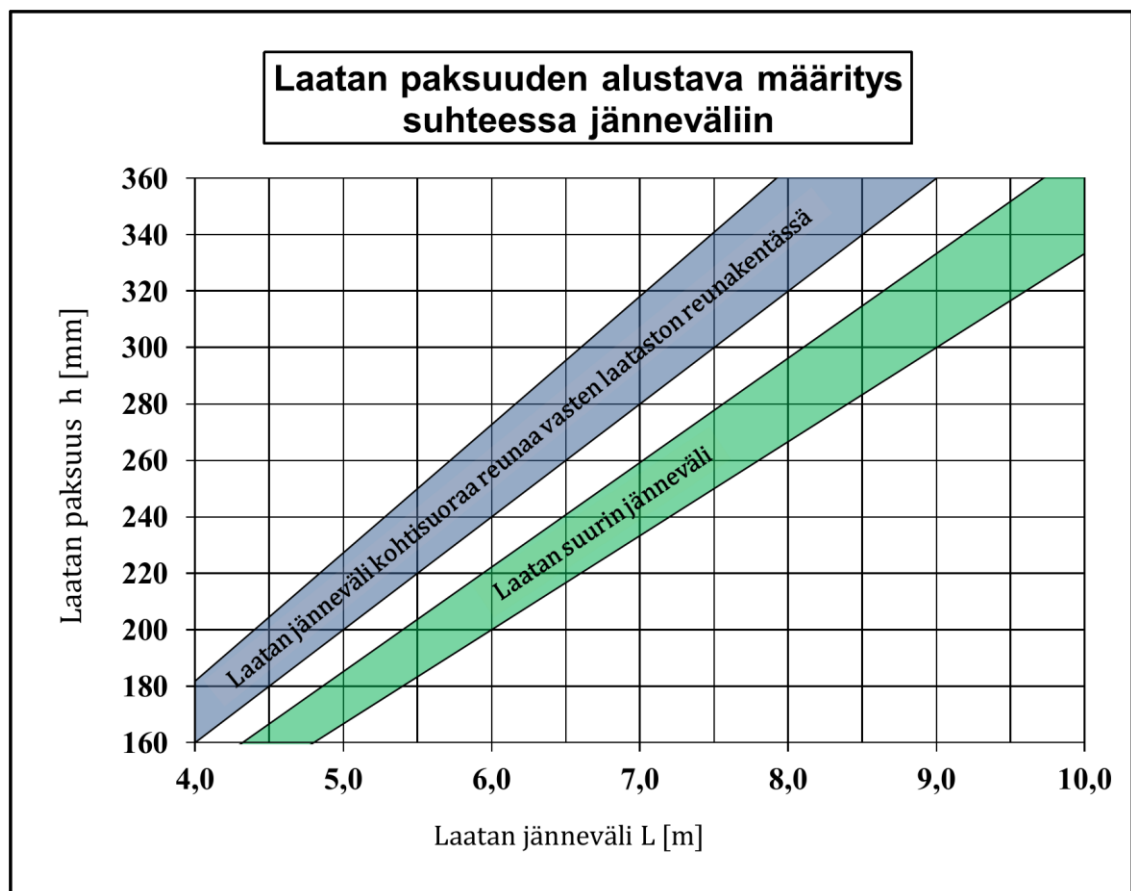
missä

h Laatan paksuus

L Laatan suurin jänneväli

$L_f$  Laatan jänneväli kohtisuoraa reunaa vasten laataston reunakentässä

n Kerroin, ei-negatiivinen kokonaisluku



*Kuva 2.4 Laatan paksuuden alustava määrittäminen suhteessa jänneväliin*

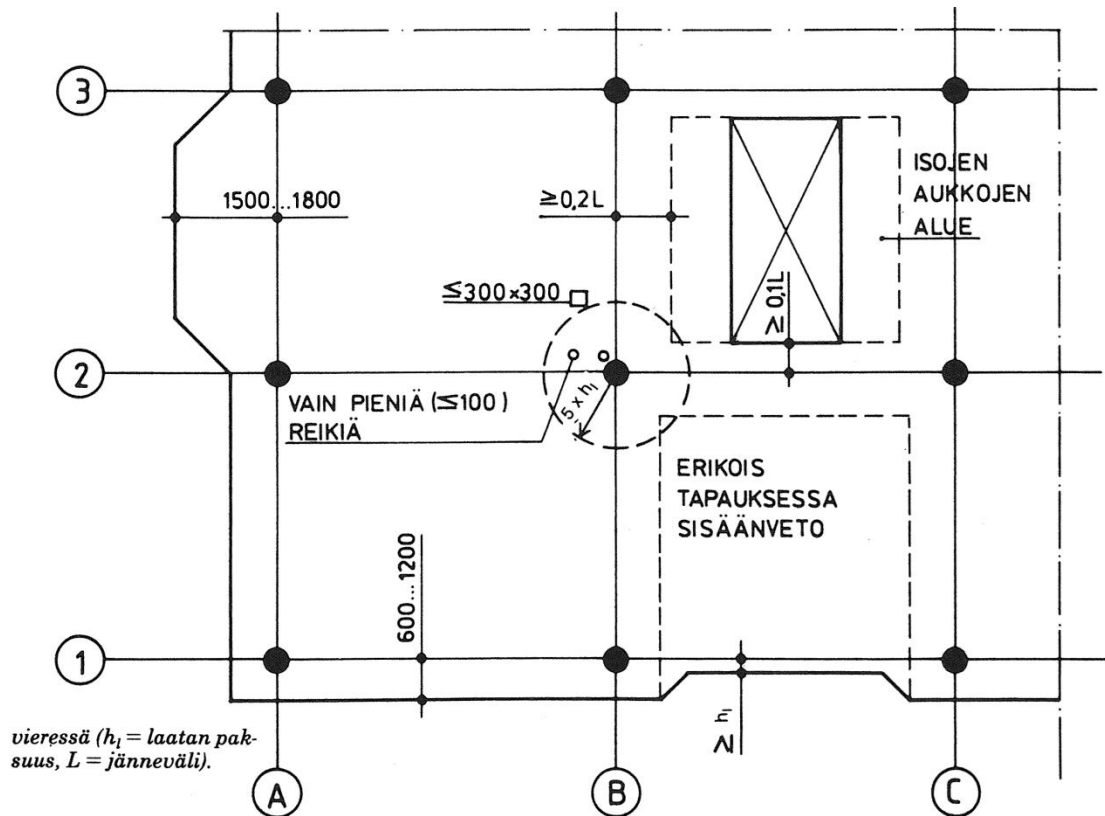
Pilarilaatassa käytetään yleensä pyöreitä tai neliön muotoisia pilareita, joiden sijainti olisi pyrittävä valitsemaan niin, että sisäkentän jännevälien suhde on kaavan 2.4 mukainen. Reunakenttien pilarit suositellaan sijoitettavaksi sisennettyinä, ja niiden osalta voidaan noudattaa kuvan 2.5 mukaista suositusta ulokkeista. [2; 6]

$$0,7 \leq \frac{L_y}{L_x} \leq 1,5 \quad (2.4)$$

missä

$L_y$  laatan sisäkentän jänneväli Y-suunnassa

$L_x$  laatan sisäkentän jänneväli X-suunnassa



**Kuva 2.5** Pilarilaattaan liittyviä mittasuosituksia aukkojen, ulokkeiden ja pilarien ympäristön osalta [2]

Kuvassa 2.5 on esitetty myös mittasuosituksia pilarilaattoihin tulevista aukoista ja rei'istä pilarien vieressä. Pieniä reikiä, joiden suurin sivumitta on enintään kaksinkertainen laatan paksuuteen nähden, voidaan yleensä sijoittaa minne tahansa laattakentässä, lukuun ottamatta pilarien välitöntä läheisyyttä. [3]

### 2.3 Rauditusperiaatteet

Pilarilaatan rauditus koostuu pääpiirteissään laatan alapintaan ja pilarien kohdalla yläpintaan asennettavasta raudoituksesta sekä laatan reunaraudoitteista. Pilarien kohdalla

voidaan käyttää myös erilaisia lävistysraudoitteita. Ala- ja yläpinnan raudoituksena käytetään tyypillisesti 10...25 mm harjaterästankoja. 8 mm harjaterästankojen käyttö ei ole suositeltavaa, koska ne voivat taipua tai vääntyä haitallisesti rakennustyön aikana. Reuna- ja lävistysraudoitteissa käytetään yleensä 8...16 mm harjaterästankoja. Harjateräslautuina käytetään pääosin A500HW tai B500B betoniteräksiä, jotka ovat keskenään vaihtokelpoisia. Laatan raudoitukseksi soveltuvat ala- ja yläpinnan osalta irtoteräkset ja kaistarauδοitteet. Laattojen alapinnan raudoituksessa voidaan käyttää myös Bamtec-mattorauδοitteita. Reuna- ja lävistysraudoitteiden osalta voidaan käyttää irtoteräksiä tai raudoite-elementtejä. Yleisesti saatavilla olevia raudoitetyyppejä on listattuna taulukossa 2.1. [7; 8; 9; 10]

**Taulukko 2.1** Yleisesti saatavilla olevia raudoitetyyppejä ominaisuuksineen

Raudoitetyyppi	Teräslaatu	Halkaisija [mm]	Pituus [m]
Irtoteräs, varastopituus	A500HW	8, 10, 12	6, 12
	B500B	16, 20, 25	6, 12, 16, (18)
Irtoteräs, määräpituus	A500HW	8, 10, 12	≤ 12
	B500B	16, 20, 25	≤ 16
Kaistarauδοite	A500HW	8, 10, 12, 16	≤ 12
	B500B		
	B500K		
Bamtec-mattorauδοite	A500HW	8, 10, 12, 16, 20, 25	≤ 15

Irtoteräkset soveltuvat kaikenlaisten pilarilaattojen raudoittamiseen, mutta yleensä niiden käyttö on järkevintä silloin kun suunniteltu pilarilaatta on pieni, poikkeuksellisen muotoinen tai nosturin käyttö asennuksessa on rajoitettua. Kaistarauδοitteet ovat harjateräksestä valmistettuja hitsaamalla koottuja yleensä korkeintaan 2 metriä leveitä raudoite-elementtejä, joissa ainoastaan toisen suunnan harjaterästankot otetaan huomioon mitoituksessa ja toisen suunnan tankojen tarkoitus on toimia raudoite-elementin siteinä. Kaistarauδοitteiden käyttö on järkevää silloin kun samankaltaisia raudoite-elementtejä tarvitaan riittävän suuri valmistuserä, jolloin asennusajasta säästyvä aika ylittää niiden valmistuskustannukset. [9]

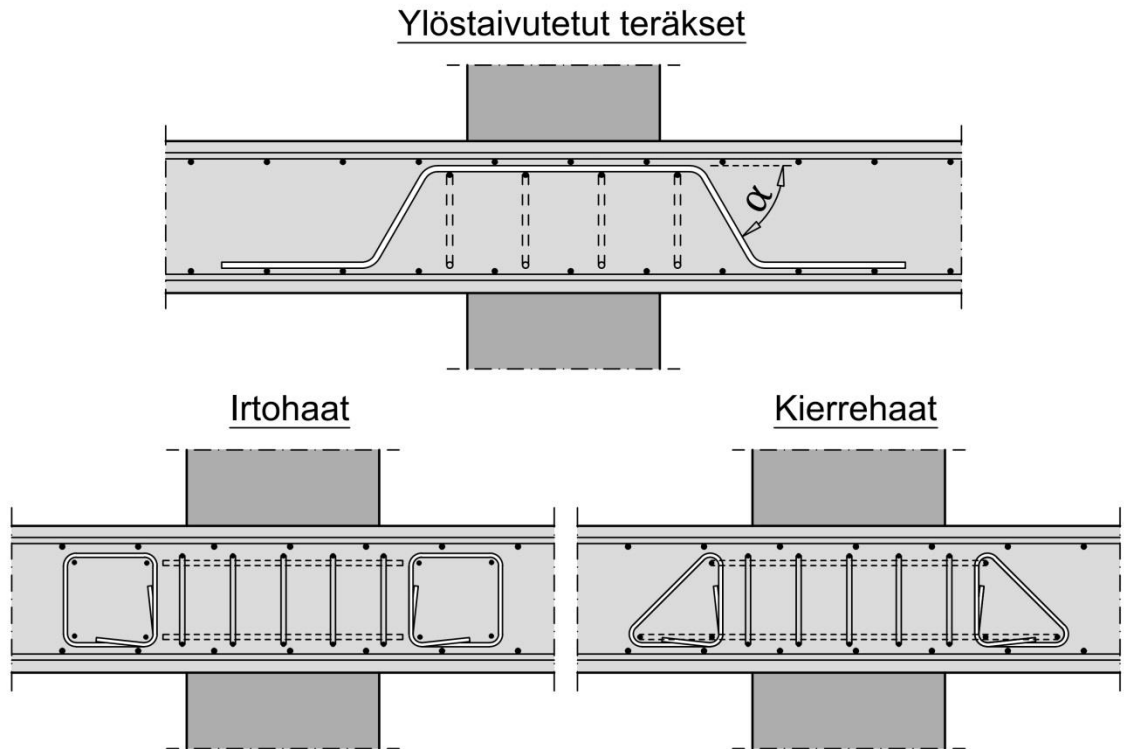
Bamtec-mattorauδοitteet ovat tehdasvalmisteisia raudoitteita, joissa harjateräkset on kiinnitetty toisiinsa hitsaamalla ohuisiin teräsvanteisiin ja jotka toimitetaan työmaalle aukipyöritettävänä rullina. Työmaalle toimitettavien rullien paino voi olla enintään noin 1,5 tonnia. Rullat nostetaan oikeaan kohtaan nosturilla ja pyöritetään auki miesvoimin. Harjaterästen K-jako voidaan Bamtec-mattorauδοitteissa säätää portaattomasti välillä 50...300 mm, jolloin tarvittava teräsmäärä voidaan optimoida raudoitettavan laatan kohdan mukaan. Bamtec-mattorauδοitteet soveltuvat kaistarauδοitteita paremmin erikoisempiin pohjaratkaisuihin. Mattorauδοitteiden käytön edellytyksenä on riittävän suuri

rakennuskohde, jolloin niistä voidaan saada taloudellista säästöä asennusajan ja materiaalimenekin muodossa. Laatassa ei myöskään saa olla mattoraudoitteiden asentamista haittaavia tartuntoja tai sellaisia varauksia, jotka estävät rullan auki pyörittämisen. [11]

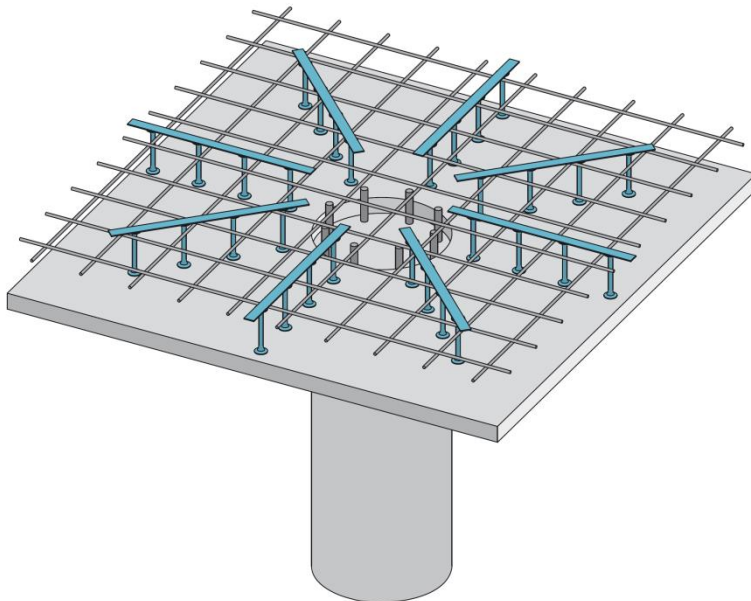
## 2.4 Pilarilaatan vahvistaminen laatan lävistykselle

Pilarilaatassa laatta tukeutuu pistemäisten pilarien varaan, joiden ympärillä laatta vaikuttavat leikkausjännitykset. Leikkausjännitysten kasvaessa tarpeeksi suuriksi laatta läpyleikkautuu ja murtuu kartiomaisesti pilarin kohdalta. Laatan lävistyskestävyys muodostuu betonin ja raudoituksen kapasiteeteistä, joiden lisäksi siihen vaikuttaa olennaisesti laskennassa käytettävä piiri. Piiri määritetään pilarin koon perusteella, ja siihen vaikuttavat negatiivisesti pilarin sijainti laatan reunassa ja pilarien ympärillä olevat reiät. Jos lävistyskestävyys ei ole riittävä, voidaan sitä kasvattaa lävistysraudoitteiden ja -vahvikkeiden sekä muiden menetelmien avulla. Lävistysraudoitteet ja -vahvikkeet eroavat toimintaperiaatteiltaan toisistaan. Lävistysraudoitteiden avulla estetään leikkausvoimien aiheuttama lävistys, ja lävistysvahvikkeiden avulla kasvatetaan pilarin ympärillä olevaa piiriä, jolloin mitoittava lävistysvoima on pienempi. Tarvittaessa lävistysraudoitteita ja -vahvikkeita voidaan käyttää myös yhdessä toistensa kanssa. Tässä luvussa esitellään menetelmiä periaatetasolla, varsinaista lävistysmitoitusta käsitellään luvussa 3.4.2. [6; 12]

Tyypillisimpiä lävistysraudoitteita ovat ylöstaivutetut teräkset, irtohaoista kootut raudoitteet ja kierrehaat, jotka on esitetty kuvassa 2.6. Ylöstaivutetut teräkset on helppo valmistaa työmaaolosuhteissa ja ne soveltuvat käytettäväksi pyöreiden sekä suorakulmaisten pilarien kanssa. Ylöstaivutettujen teräksien käyttöä rajoittaa tilantarve pilarin kohdalla, jossa pilarien jatkostartunnat voivat hankaloittaa niiden asentamista. Kierrehaat soveltuvat parhaiten pyöreiden pilarien ja irtohaoista kootut raudoitteet suorakulmaisten pilarien lävistysraudoitteiksi. Hakojen käytön edellytyksenä on riittävä vapaa- väli ylä- ja alapinnan raudoituksen välissä. Käytettävissä on myös muita harjateräksestä valmistettuja lävistysraudoitteita ja tehdasvalmisteisia lävistysraudoitteita. Tehdasvalmisteisia lävistysraudoitteita ovat esimerkiksi Peikko Groupin PSB-lävistysraudoite ja Halfenin HDB-lävistysraudoite, jotka molemmat ovat samankaltaisia tyssäkantatappi-raudoitteita. Näiden lävistysraudoitteiden käyttö ei tällä hetkellä ole mahdollista Suomessa, koska niiden lävistysmitoitus ei ole Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1:n Suomen kansallisen liitteen mukainen. Kuvassa 2.7 on havainnollistettu turkoosilla värillä PSB-lävistysraudoite asennettuna yhdessä yläpinnan raudoituksen kanssa. [8; 13; 14]



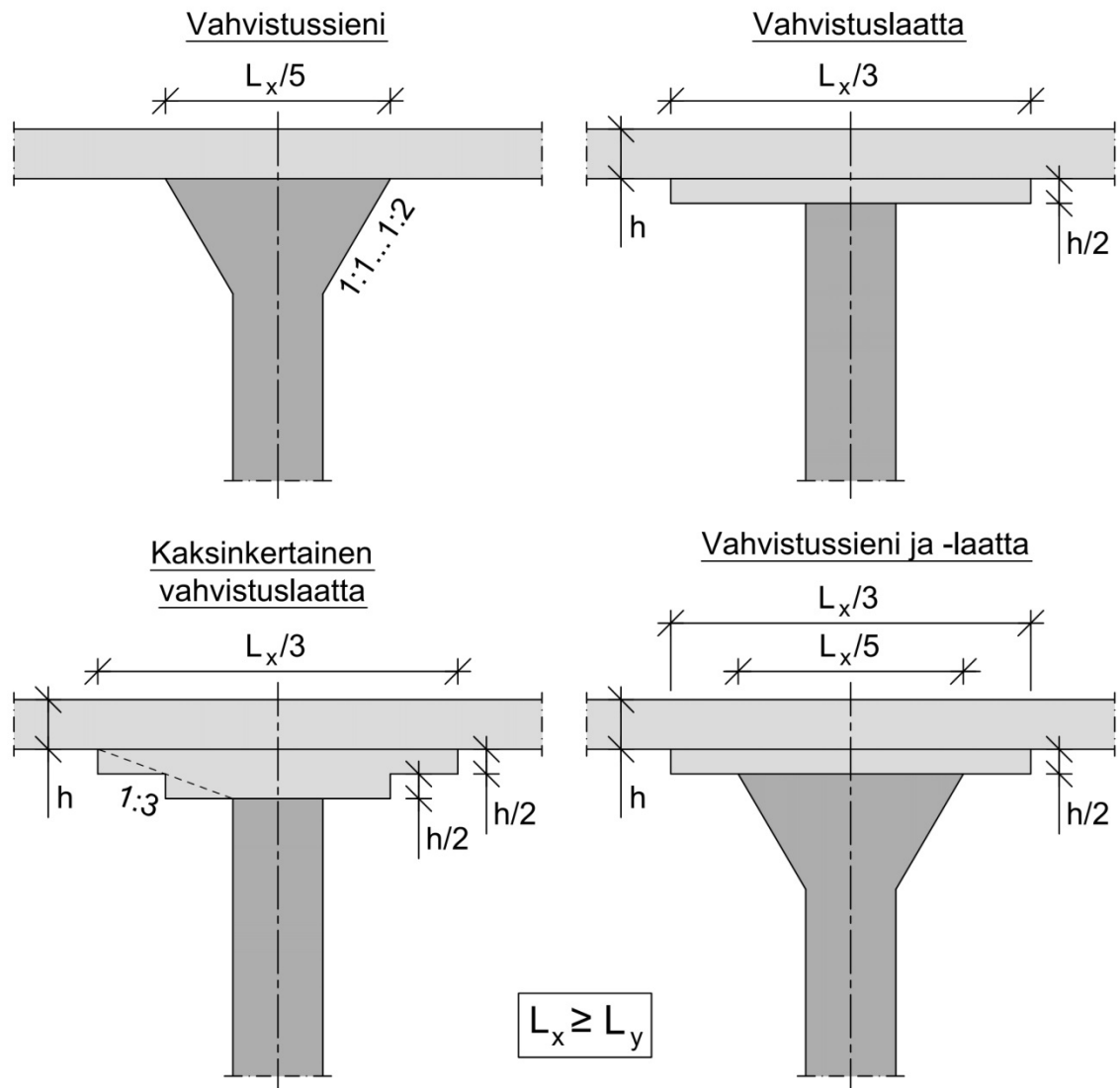
*Kuva 2.6 Lävistysraudoitteita asennettuina*



*Kuva 2.7 PSB-Lävistysraudoitteita asennettuna [13]*

Pilarilaattoja vahvistettiin vuosikymmenten ajan vahvistussienillä ja -laatoilla. Vahvistussieni on betonista valettu paksunnos pilarin yläosassa, joka toimii lävistysvahvikkeena. Vahvistuslaatta on pilarin kohdalla oleva laatan alapuolella sijaitseva paksunnos, jolla kasvatetaan laatan poikkileikkauksen tehollista korkeutta paikallisesti. Vahvistussieniä ja -laattoja voidaan käyttää yhdessä toistensa kanssa. Kuvassa 2.4 on esimerkkejä erilaisista sienistä ja vahvistuslaatoista sekä niiden yhdistelmistä. Kuvan mitat perustu-

vat pääosin vuoden 1975 Betoninormeihin, ja niitä voidaan käyttää suosituksina. Nykypäivänä vahvistussienien ja -laattojen käyttöä pyritään välttämään niistä aiheutuvien muottikustannusten takia. [1; 8; 15]



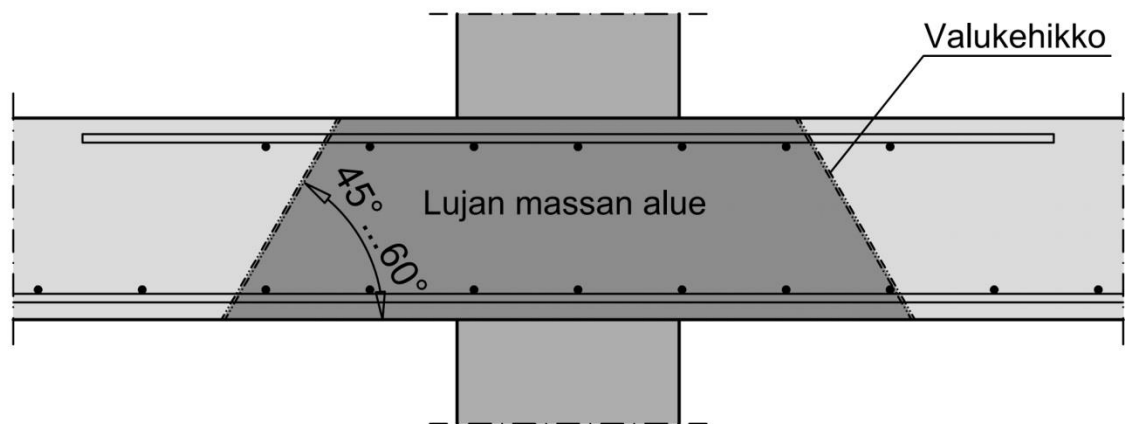
**Kuva 2.8** Esimerkkejä vahvistussienistä ja -laatoista

Vahvistussienien tilalla voidaan käyttää laatan sisälle asennettavia UFO lävistysvahvikkeita, jotka ovat teräksestä valmistettuja erikoismuotoiltuja kappaleita. Lävistysvahvikkeita on saatavilla halkaisijaltaan 550 mm ja 900 mm kokoisina ja eri ainepaksuuksista valmistettuina. Käyttöön liittyy rajoituksia poikkileikkaukseltaan pienten pilarien ja ohuiden laattojen tapauksessa, mutta pääpiirteissään UFO lävistysvahvikkeen kapasiteetti määräytyy nimellishalkaisijan mukaan lasketun pyöreän poikkileikkauksen mukaan. UFO lävistysvahvikkeiden etuja ovat nopea ja yksinkertainen asennus. Kuvassa 2.9. on UFO-900 lävistysvahvike asennettuna alapinnan raudoituksen kanssa. [16]



**Kuva 2.9** UFO lävistysvahvike asennettuna [16]

Eräs menetelmä lävistyskapasiteetin kasvattamiseen on lujuusluokaltaan lujemman betonimassan käyttäminen pilarin kohdalla, joka on havainnollistettu kuvassa 2.10. Lujan betonimassan menetelmän periaate on hyvin yksinkertainen. Valitaan laskennallisesti riittävän lujuusluokan betonimassa pilarin kohdalle ja valamisen yhteydessä käytetään laatan sisälle jäävää valukehikkoa, jonka jälkeen valetaan muu osa pilarilaatasta tavallisella betonilla. Menetelmää on kokeiltu Suomessa, mutta sen käyttö ei ole yleistynyt. Yksityiskohtaisemmin sen käyttöä on selostettu Betoninormikortissa N:o 3. [17]



**Kuva 2.10** Lävistyskapasiteetin kasvattaminen lujalla betonimassalla

Muita lävistyskapasiteetin kasvattamiseen liittyviä menetelmiä ovat erilaiset muototeknisistä valmistetut tai hitsaamalla kootut lävistysvahvikkeet, jotka asennetaan betonivalun sisään. Näiden lävistysvahvikkeiden käyttö on Suomessa liittynyt pääasiassa pilarilaattoihin, joissa on käytetty liittopilareita. Erään teräksisen lävistysvahvikkeen mitoitusta on käsitelty tarkemmin Betoninormikortissa N:o 6. [18; 19]



## 3 PILARILAATAN MITOITUS

### 3.1 Suunnitteluperusteet

Suunnitteluperusteilla tarkoitetaan tässä diplomityössä luotettavuusluokkien määrittämistä sekä säilyvyyden suunnittelua käyttöiän, rasitusluokkien, betonin ja raudituksen betonipeitteen osalta. Säilyvyysuunnitteluun liittyy keskeisesti myös halkeamaleveyden raja-arvo, jota on käsitelty halkeamaleveyden määrittämisen yhteydessä luvussa 3.5.1. Raudituksen betonipeitteen määrittämisen osalta on tärkeä muistaa, että rasitusluokkien lisäksi sen määrittämisessä tulee huomioida tapauskohtaisesti palonkestoluokka luvun 3.7 mukaisesti.

Eurokoodien mukaisessa suunnittelussa noudatetaan periaatteita, joiden mukaan rakenne tulee suunnitella niin että sen kestävyys, käyttökelpoisuus ja säilyvyys ovat riittäviä. Rakenteen tulee myös täyttää sille asetetut vaatimukset tulipalo- ja mahdollisessa onnettomuustilanteessa. Eurokoodeissa näistä kaikista periaatteista käytetään yhdessä nimitystä luotettavuus, jolla tarkoitetaan rakenteen tai rakenneseosan kykyä täyttää nämä vaatimukset. Riittävä luotettavuus katsotaan saavutetuksi käyttämällä suunnittelussa eurokoodeja EN 1990...1999 ja noudattamalla rakentamisessa niihin liittyviä toteutusstandardeja. Luotettavuutta tarkastellaan tasoluokituksella, jossa on määritelty yhteiskunnallisesti ja samalla myös kustannustehokkaasti hyväksyttävät riskit mahdollisista vaurioista aiheutuville seuraamuksille erilaisissa rakenteissa ja rakennuksissa. Luotettavuustasot on luokiteltu eurokoodi SFS-EN 1990 Suomen kansallisessa liitteessä, jossa rakennukset ja rakenteet on jaettu kolmeen seuraamusluokkaan. Taulukossa 3.1 on esitetty seuraamusluokat sekä esimerkkitapauksia, joissa pilarilaatta voisi olla mahdollinen rakenne. Seuraamusluokan CC perusteella rakenteet jaetaan kolmeen luotettavuusluokkaan RC, joiden perusteella määräytyy kuormakerroin  $K_{FI}$ . Taulukossa 3.2 on esitetty seuraamusluokkia vastaavat luotettavuusluokat ja niitä vastaavat kuormakertoimet. [20; 21]

**Taulukko 3.1** Seuraamusluokkien määrittely [20]

<b>Seuraamusluokka</b>	<b>Kuvaus</b>	<b>Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä</b>
CC3	<b>Suuret</b> seuraamukset ihmishenkien menetysten tai <b>hyvin suurten</b> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko <sup>1)</sup> jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä kuten <ul style="list-style-type: none"> <li>– yli 8-kerroksiset<sup>2)</sup> asuin-, konttori- ja liikerakennukset</li> <li>– konserttitalit, teatterit, urheilija näyttely-hallit, katsomot</li> <li>– raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset</li> </ul>
CC2	<b>Keskisuuret</b> seuraamukset ihmishenkien menetysten tai <b>merkittävien</b> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1
CC1	<b>Vähäiset</b> seuraamukset ihmishenkien menetysten tai <b>pienten</b> tai <b>merkityksettömien</b> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä kuten esim. varastot

<sup>1)</sup> ylä- ja välipohjat kuuluvat kuitenkin luokkaan CC2 elleivät ne toimi koko rakennusta jäykistävänä rakenteena. Rakennuksen koostuessa erilaisista toisistaan riippumattomista rakennusosista määritetään kunkin osan seuraamusluokka erikseen.

<sup>2)</sup> kellarikerrokset mukaan luettuina.

**Taulukko 3.2** Luotettavuusluokan ja kuormakerroimen valinta

<b>Seuraamusluokka</b>	<b>Luotettavuusluokka</b>	<b>Kuormakerroin <math>K_{FI}</math></b>
CC3	RC3	1,1
CC2	RC2	1,0
CC1	RC1	0,9

Säilyvyyden suunnittelussa betonirakenteiden osalta keskeisiä asioita ovat suunnitellun käyttöiän, rasisuusluokkien, betonin vähimmäislujuusluokan ja raudoituksen betonipeitteen määrittäminen. Eurokoodissa SFS-EN 1990 esitetään suosituksia suunnittelulle

käyttöiälle välillä 10...100 vuotta ja suositellaan tavanomaisten rakenteiden suunnitteluksi käyttöiäksi 50 vuotta sekä monumentaalisten rakennusten osalta 100 vuotta. Suomessa on suunnittelussa käytetty yleensä runkorakenteiden osalta rakennushankekohtaisesti 50 tai 100 vuoden käyttöikä. Rakenteeseen vaikuttavia ympäristöolosuhteita kuvataan rasitusluokilla, jotka valitaan standardin EN 206-1:n perusteella (eurokoodiin SFS-EN 1992-1-1 on kopioitu rasitusluokkien määritelmät ja selostukset) ja joiden perusteella valitaan vähimmäisarvo betonipeitteelle, halkeamaleveyden raja-arvo ja rajoitukset betonin materiaaliominaisuuksiin. Taulukossa 3.3 on esimerkkejä pilarilaatan rasitusluokista, jotka on koottu soveltaen kirjasta By51 Betonirakenteiden käyttöikäsuunnittelu 2007. [21; 22]

**Taulukko 3.3** Esimerkkejä pilarilaatan käyttötarkoituksiin liittyvistä rasitusluokista

Käyttötarkoitus	Rasitusluokat
Toimisto- tai asuinrakennus (kuivat sisätilat)	XC1
Teollisuus- tai varastorakennus (kuivat sisätilat, lämmitetty, ei kemiallisia rasituksia)	XC1
Teollisuus- tai varastorakennus (kuivat sisätilat, kylmä, ei kemiallisia rasituksia)	XC3
Pysäköintirakennus, laatan yläpinta (lämmitetty)	XC3; XD1
Pysäköintirakennus, laatan alapinta (lämmitetty)	XC3
Pysäköintirakennus, laatan yläpinta (kylmä)	XC3; XD1; XF2
Pysäköintirakennus, laatan alapinta (kylmä)	XC3; XF1

Rasitusluokat rajoittavat betonin ominaisuuksia, joista suunnittelun kannalta keskeisin rajoitus koskee betonin lujuusluokkia. Betonille on määritetty vähimmäislujuusluokat, jotka määräytyvät rasitusluokkien mukaan. Taulukkoon 3.4 on koottu By50 Betoninormit 2012 mukaiset vähimmäislujuusluokat rasitusluokittain. [7]

**Taulukko 3.4** Betonin vähimmäislujuusluokat rasitusluokkien mukaan

Betonin vähimmäislujuusluokka rasitusluokittain									
X0	XC1	XC3	XS1	XS2	XD1	XD3	XA1	XA2	XA3
	XC2	XC4		XS3	XD2				
C12/15	C20/25	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C35/45	C30/37	C35/45	C40/50

Betonipeite on betonipinnan ja sitä lähinnä olevan raudoituksen pinnan välinen etäisyys, joka määritetään eurokoodin SFS-EN 1992-1-1:n ja siihen liittyvän Suomen kansallisen liitteen mukaisesti. Suunnittelussa ja toteutuksessa käytetään betonipeitteen nimellisarvoa, jolla tarkoitetaan betonipeitteen vähimmäisarvoa ja siihen lisättyä mittapoikkeamaa. Betonipeitteen nimellisarvo lasketaan kaavasta 3.1:



Betonipeitteen nimellisarvon laskennassa mittapoikkeamana  $\Delta c_{dev}$  käytetään yleisesti 10 mm. Tässä luvussa esitetty betonipeitteen nimellisarvon määrittäminen koskee ainoastaan tavallisia teräksiä, joita käytetään yleisesti pilarilaattojen raudoituksessa. Erikoistausten, kuten ruostumattomien terästen, osalta noudatetaan eurokoodia SFS-EN 1992-1-1 ja siihen liittyvää Suomen kansallista liitettä. [23; 24]

### 3.2 Kuormat, kuormituskaaviot ja kuormayhdistelmät

Eurokoodit perustuvat rajatilamenetelmään, jossa rakennetta tarkastellaan erikseen murto- ja käyttörajatiloissa. Rajatiloissa tehtävät tarkasteluiden tulee täyttää niille asetetut vaatimukset kaikissa merkittävissä mitoitustilanteissa ja kuormitustapauksissa. Kuormitustapauksia tarkastellaan kuormituskaavioiden avulla, jotka laaditaan eurokoodien SFS-EN 1991-1-1...7 kuormien perusteella ja joissa otetaan huomioon kuormien liikkuvuus ja samanaikaisuus. Määräavistä kuormitustapauksista muodostetaan SFS-EN 1990 Suomen kansallisen liitteen mukaiset kuormayhdistelmät murto- ja käyttörajatiloissa tehtävää rakenneanalyysiä varten. [20; 21]

Kuormat luokitellaan eurokoodissa aikariippuvuuden perusteella pysyviin kuormiin G, muuttuviin kuormiin Q ja onnettomuuskuormiin A. Kuormat luokitellaan myös vaikutuskohdan vaihtelun perusteella joko kiinteiksi tai liikkuviksi. Kiinteällä kuormalla tarkoitetaan kuormaa, joka on jakautunut kiinteästi rakenteelle. Liikkuvan kuorman jakautuminen rakenteelle saattaa vaihdella. Taulukkoon 3.7 on koottu esimerkkinä joitain pilarilaatalle mahdollisia kuormia luokituksineen eurokoodeista SFS-EN 1991-1-1, -3, -4 ja -7. [21; 25; 26; 27; 28]

*Taulukko 3.7 Esimerkkejä pilarilaatan kuormista luokituksineen*

Luokitus aikariippuvuuden mukaan	Kuorman nimi	Kuorman liikkuvuus
Pysyvä kuorma	Oma paino	Kiinteä
Muuttuva kuorma	Hyötykuorma	Liikkuva
	Lumikuorma	Kiinteä
	Tuulikuorma	Kiinteä
Onnettomuuskuorma	Törmäyskuorma	Liikkuva

Pilarilaatan hyötykuormissa voidaan käyttää eurokoodin SFS-EN 1991-1-1:n Suomen kansallisen liitteen mukaisia pienennystekijöitä laattakentissä ja pilareissa, jos hyötykuorma kuuluu SFS-EN 1991-1-1:n luokkiin A...D. Pienennystekijöiden käyttöön liittyy rajoituksia, joita on selostettu yksityiskohtaisesti Suomen kansallisessa liitteessä. [29]

Eurokoodissa SFS-EN 1992 on esitetty suosituksia yksinkertaistetuista kuormituskaavioista, joiden avulla tarkasteltavien kaavioiden määrää voidaan rajata. Soveltamalla yksinkertaistettuja kuormituskaavioita ja eurokoodin 1990 Suomen kansallista liitettä pilarilaattoihin, voidaan katsoa riittäväksi tarkastella seuraavia kuormituskaavioita [20; 23]:

- 1) Jokaisessa laattakentässä on kuormituksena kaavan 3.3 mukainen muuttuva kuorma ja pysyvä kuorma mitoitusarvojensa suuruisina.
- 2) Jokaisessa laattakentässä on kuormituksena kaavan 3.4 mukainen pysyvä kuorma mitoitusarvojensa suuruisena.
- 3) Joka toisessa vierekkäisessä laattakentässä kuormituksena on kaavassa 3.3 esitetty muuttuva kuorma mitoitusarvonsa suuruisena pysyvän kuorman lisäksi. Muita laattakenttiä kuormittaa vain kaavan 3.4 mukainen pysyvä kuorma mitoitusarvonsa suuruisena.
- 4) Laattakenttiä kuormitetaan samassa linjassa olevina kaistoina, joiden kuormitukset vaihtelevat niin että vierekkäisiä kaistoja kuormittaa aina vuorotellen kaavan 3.3 mukainen muuttuva kuorma ja pysyvä kuorma mitoitusarvojensa suuruisina sekä kaavan 3.4 mukainen pysyvä kuorma mitoitusarvojensa suuruisena.

Kuormituskaavioiden laatimista on havainnollistettu liitteessä 1. olevassa esimerkissä.

Kuormituskaavioissa käytettävät kuormat:

$$\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k \quad (3.3)$$

$$\gamma_G G_k \quad (3.4)$$

missä

$\gamma_Q$  Muuttuvien kuormien Q osavarmuusluku

$Q_k$  Muuttuvan kuorman ominaisarvo

$\gamma_G$  Pysyvien kuormien osavarmuusluku

$G_k$  Pysyvän kuorman ominaisarvo

Pilarilaattojen laskennassa käytettävät kuormayhdistelmät on esitetty eurokoodissa SFS-EN 1990 ja siihen liittyvässä Suomen kansallisessa liitteessä. Kaavat 3.5 ja 3.6 ovat murtorajatilan kuormayhdistelmiä. Kaava 3.7 on käyttörajatilan ominaisyhdistelmä, ja kaava 3.8 käyttörajatilan pitkäaikaisyhdistelmä. [20; 21]

$$\left. \begin{matrix} 1,15K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 1,5K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.5)$$

$$\left. \begin{matrix} 1,35K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \quad (3.6)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.7)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.8)$$

missä

$K_{FI}$  Kuormakerroin

$G_{k,j}$  Pysyvän kuorman  $j$  ominaisarvo

$Q_{k,1}$  Määräävän muuttuvan kuorman 1 ominaisarvo

$\psi_{0,i}$  Muuttuvan kuorman  $i$  yhdistelykerroin (mm. ominaisyhdistelmässä)

$Q_{k,i}$  Muun samanaikaisen muuttuvan kuorman  $i$  ominaisarvo

$\psi_{2,i}$  Muuttuvan kuorman  $i$  pitkäaikaisarvon yhdistelykerroin

### 3.3 Rakenneanalyysi

Pilarilaattojen rakenneanalyysissä selvitetään kuormien vaikutukset rakenteeseen eurokoodin SFS-EN 1992-1-1:n periaatteiden mukaisesti. Rakenteesta muodostetaan rakennemalli, jossa todellinen rakenne on idealisoitu tarkoituksen mukaiseksi ja soveltuvaksi käytettävälle analyysimenetelmälle. Rakennemallia analysoidaan tarkoitusta varten valituilla ja siihen soveltuvilla analyysimenetelmillä. Yleisesti käytössä olevia rakenneanalyysissä käytettäviä laskentateorioita ovat lineaarinen kimmoteoria, plastisuusteoria ja epälineaarinen analyysi. Jokaista niistä voidaan tietyin rajoituksin käyttää pilarilaattojen rakenneanalyysissä. [23]

Rakennemallissa rakenneosat luokitellaan niiden tyypin ja toiminnan mukaan, joita pilarilaatan tapauksessa tyypillisesti ovat pilarit ja laatat, sekä niihin liittyvät rakenneosat kuten esimerkiksi seinät ja perustukset. Tavallisesti pilarilaatoissa pilarit eivät ole osa rakennuksen jäykistystä, jolloin ne mitoitetaan kerroksen korkuisina molemmista päistä nivelellisesti tuettuina sauvoina. Laatat ovat jatkuvia ja niiden analyysissä voidaan olettaa että ne pääsevät kiertymään vapaasti tuella, jolloin tukimomentin mitoitusarvo voidaan pienentää vähemmällä siitä kaavan 3.9 mukaan laskettu  $\Delta M_{Ed}$ . Pilarilaattoja tarkastellaan yleensä kehärakenteina tai todellisten mittojen mukaan, jolloin laatan tehollinen jännemitta määritetään soveltaen eurokoodin SFS-EN 1992-1-1:n ohjeistuksesta. Tehollinen jännemitta valitaan tällöin valitsemalla kuvasta 3.1 kyseessä oleva laatan osa ja laskemalla tälle tehollinen jännemitta kaavalla 3.10. [3; 23]

$$\Delta M_{Ed} = F_{Fd,sup} \frac{t}{8} \quad (3.9)$$

missä

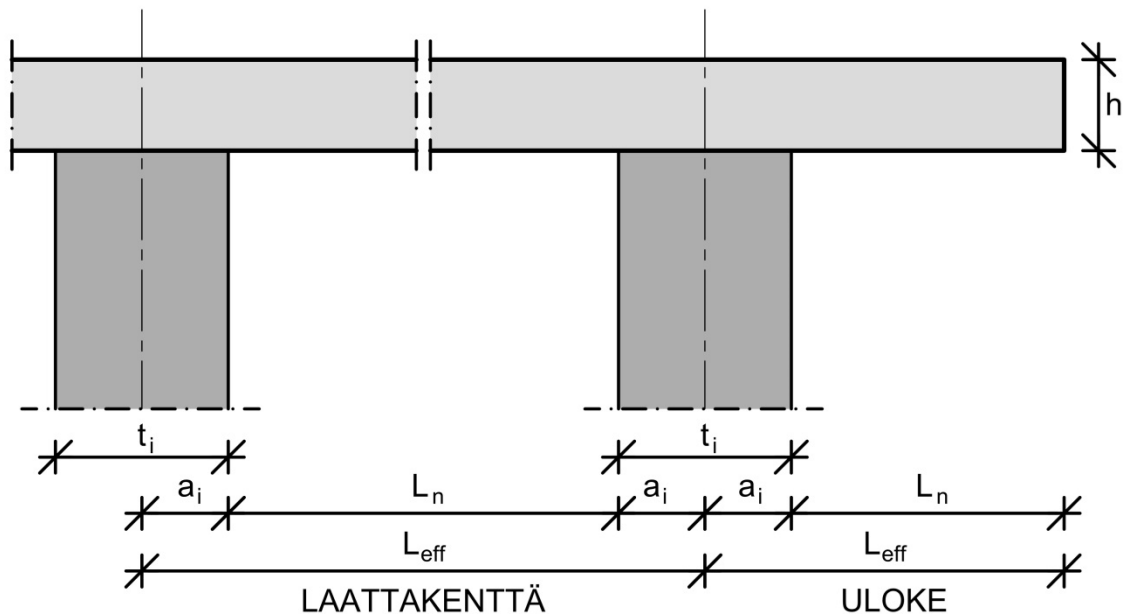
$F_{Ed,sup}$  tukireaktion mitoitusarvo

$t$  Tuen leveys tarkasteltavassa suunnassa (katso kuva 3.1)

$$L_{eff} = L_n + a_1 + a_2 = L_n + \frac{t_1}{2} + \frac{t_2}{2} \quad (3.10)$$

missä

- $L_n$  Tukipintojen välinen vapaa väli  
 $a_1, a_2$  Tukipinnan pituus  
 $t_1, t_2$  Tuen leveys tarkasteltavassa suunnassa



**Kuva 3.1** Tehollisen jännemitan  $L_{eff}$  määrittäminen pilarilaatoissa

Rakenneanalyysissä käytettävistä laskentateorioista lineaarinen kimmoteoria soveltuu pilarilaattojen analysointiin murto- ja käyttörajatiloissa tapauksissa, joissa laskentateorian tarkkuus on riittävä tai tarkoituksena on suunnitella halkeilematon laatta. Lineaarisessa kimmoteoriassa oletetaan materiaalin jännitys-muodonmuutosyhteyden olevan lineaarista ja materiaalin homogeenista sekä isotrooppista. Laskentateoriassa ei oteta huomioon teräsbetoni-laatan halkeilusta johtuvaa jäykkyyden jakautumista, vaan oletetaan poikkileikkauksen olevan aina halkeilematonta. Käytännön sovelluksia lineaarisen kimmoteorian käytöstä pilarilaattojen laskennassa ovat esimerkiksi ekvivalenttien kehien menetelmä, differenssimenetelmä ja kimmoteorian mukainen lineaarinen analyysi, joista ekvivalenttien kehien menetelmää ja lineaarista analyysia on selostettu yksityiskohtaisemmin tässä työssä. Eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 ja siihen liittyvässä Suomen kansallisessa liitteessä esitetty momenttien uudelleenjakaminen soveltuu pilarilaattojen analysointiin tapauksissa, joissa peräkkäisten jännemittojen suhde on välillä 0,5...2. [12; 30; 23; 24]

Plastisuusteorian alarajalauseeseen sekä ylärajalauseeseen mukaiset laskentateoriat soveltuvat pilarilaattojen analysointiin murtorajatilassa. Käytännössä näillä laskentateorioilla tarkoitetaan alarajalauseeseen perustuvaa kaistamenetelmää ja ylärajalauseeseen perustuvaa myötöviiviteorian kinemaattista menetelmää. Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 mukaan rakenteen poikkileikkauksen sitkeyden tulee olla riittävä tarkasteltavien mekanismien muodostumisen kannalta ja näiden sitkeysvaatimusten katsotaan toteutuvan kaikkien seuraavien ehtojen täytyessä:



- Vetoraudoitusta on jokaisessa poikkileikkauksessa enintään niin paljon, että kaavan 3.11 ehto täyttyy
- Betoniteräksset kuuluvat sitkeydeltään luokkaan B tai C
- Tukimomenttien suhde kenttämomenttiin on jokaisessa laattakentässä välillä 0,5...2

Pilarien ja laatan lävistyskestävyyden analyysissä tulee käyttää suurimpia plastisuusteorian mukaisia momentteja, joita laatasta pystyy niille siirtämään. [23; 12]

$$\frac{x_u}{d} \leq 0,25 \quad \text{kun betonin lujuusluokka on } \leq C50/60 \quad (3.11)$$

missä

$x_u$  Neutraaliakselin etäisyys poikkileikkauksen puristetusta reunasta murtorajatilassa momenttien uudelleen jakautumisen jälkeen

$d$  Poikkileikkauksen tehollinen korkeus

Epälineaariset analyysimenetelmät soveltuvat pilarilaattojen analysointiin murto- ja käyttörajatiloissa. Käytettävän laskentateorian tulee soveltua teräsbetonirakenteiden ja erityisesti pilarilaattojen rakenneanalyysiin. Käytännön sovelluksena tarkoitetaan elementtimenetelmän epälineaarista analyysia. Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1:n periaatesääntöjen mukaan epälineaarissa analyysissä materiaalien jäykkyysominaisuudet tulee esittää realistisella tavalla ja niissä huomioida vaurioitumiseen liittyvät epävarmuudet. [23]

### 3.3.1 Ekvivalenttien kehien menetelmä

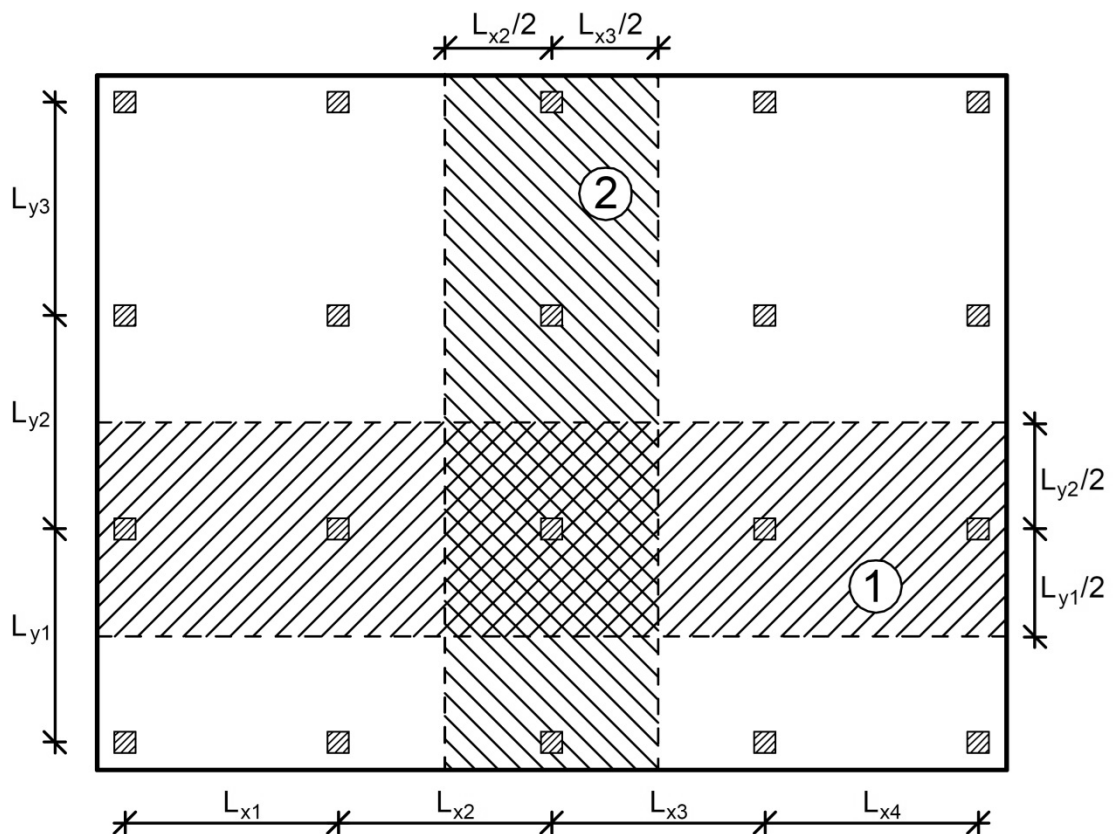
Ekvivalenttien kehien menetelmä on lineaarisen kimmoteorian mukainen rakenneanalyysimenetelmä, josta käytetään myös nimityksiä korvikekehämenetelmä ja kehämenetelmä. Menetelmässä pilarilaatta jaetaan kummankin pääakselin suuntaisiin pilareista ja laattakaistoista koostuviin kehiin, jotka analysoidaan lineaarisen kimmoteorian mukaisina kehärakenteina murtorajatilassa. Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 liitteessä I on esitetty ohje pilarilaatan laskemisesta ekvivalenttina kehänä. Seuraava menetelmän kuvaus perustuu eurokoodin ohjeeseen, jota on täydennetty muiden lähdeteosten tiedoilla. [23; 30]

Menetelmä soveltuu pilarijaoltaan kummankin pääakselin suunnassa symmetristen pilarilaattojen tarkasteluun. Laatan paksuuden tulee olla vähintään 150 mm, ja laattakenttien sivusuhteiden tulee täyttää kaavan 3.12 vaatimus. [31]

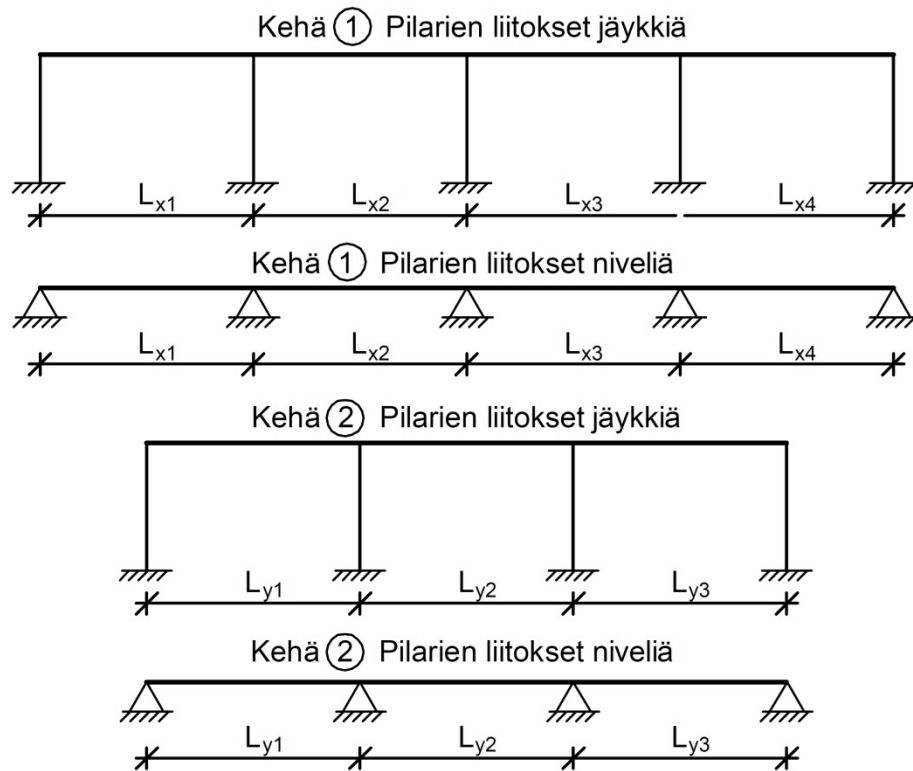
$$\frac{L_y}{L_x} \leq 1,33 \quad (3.12)$$

Peräkkäiset laattakentät eivät myöskään saisi poiketa toisistaan kuin korkeintaan  $1/3$ , ja pilarilaatan tulisi käsittää vähintään kolme peräkkäistä laattakenttää kummassakin tarkastelu suunnassa. Suosituksena on myös hyötykuorman rajoittaminen enintään kolminkertaiseksi verrattuna laatan omaan painoon. Jos nämä vaatimukset eivät täyty, ekvivalenttien kehien menetelmää ei voida luotettavasti käyttää rakenneanalyysissä, koska tulokset voivat olla epävarmalla puolella. [6; 30]

Pilarilaatasta muodostetaan rakennemalli, joka koostuu pilarilaatan kummankin pääakselin suuntaisista kehistä. Rakennemallissa laattaosa käsittää vierekkäisten laattakenttien keskiviivojen väliin jäävät laattakaistat, jotka tukeutuvat pilareihin. Menetelmän edellytyksenä laatan nurkissa tulee olla pilarituki. Kehärakenteessa laattakenttiä tarkastellaan jatkuvana laattana ja pilareita niiden kiinnitysasteen mukaisesti. Mikäli pilarien liitokset laattaan ovat niveliä, voidaan rakennemalli yksinkertaistaa niveltukien päällä olevaksi jatkuvaksi laataksi. Kuvassa 3.2 on esimerkkinä pilarilaatta, jossa tarkasteltavana ovat vinoviivoitetut alueet molemmissa pääsuunnissa. Kuvassa 3.3 on muodostettu pilarilaatasta molemmissa pääsuunnissa rakennemallit ja havainnollistettu tapaukset, joissa pilarit liittyvät laattaan jäykästi ja nivelellisesti. [30]

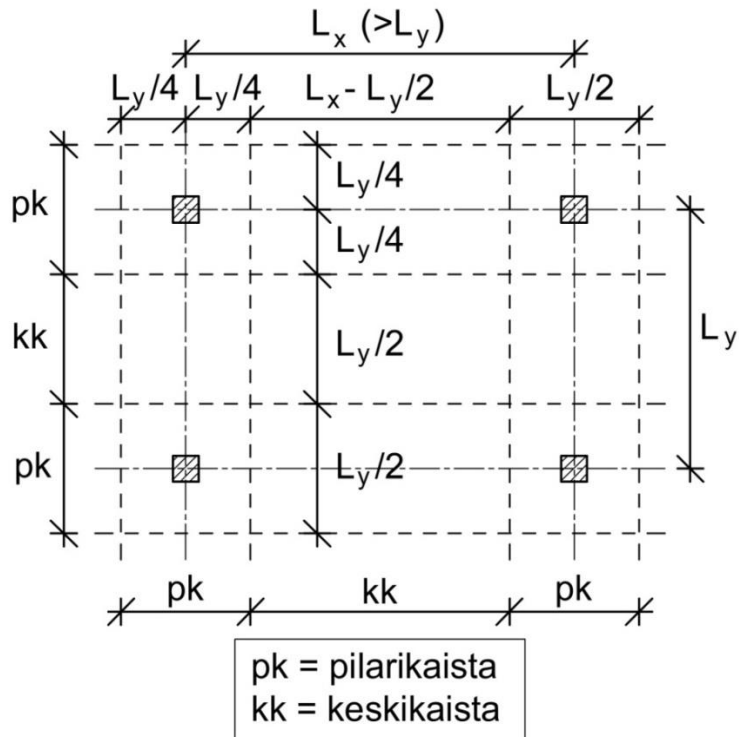


**Kuva 3.2** Esimerkki pilarilaatasta



**Kuva 3.3** Kaksi esimerkkiä rakennemallin muodostamisesta molemmissa pääsuunnissa

Rakenneosien jäykkyys lasketaan bruttopoikkileikkausten perusteella ja laattaosan jäykkyys lasketaan koko leveyden perusteella. Vaakakuormia tarkasteltaessa laatan jäykkyytenä käytetään 40 % tästä arvosta, jolla huomioidaan pilarien ja laatan liitosten joustavuus. Kuormakaavioina käytetään luvussa 3.2 esitellyjä tapauksia, jotka yksinkertaistetaan kummallekin kehälle, joita tarkastellaan toisistaan riippumattomina. Kehien laskentaan soveltuu mikä tahansa lineaarisen kimmoteorian mukainen kehälaskentamenetelmä. Laattakentät jaetaan kuvan 3.4 mukaisesti pilari- ja palkkikaistoihin. Mikäli pilarilaatassa käytetään vahvistuslaattaa, jonka leveys on suurempi kuin  $L_y/3$ , voidaan pilarikaistojen leveytenä käyttää vahvistuslaatan leveyttä. Kehälaskennan tuloksena saadut taivutusmomentit jaetaan pilari- ja palkkikaistoille taulukon 3.8 mukaisesti, jossa lähtökohdiana käytetään eurokoodin ohjearvoja. Yksityiskohtaisempaan ohjeena taivutusmomenttien jakamisessa on suositeltavaa käyttää samaan taulukkoon eri suunnitteluohjeista koottuja vaihtoehtoja. Suunnitteluohjeissa on pieniä eroja kaistajaossa ja muissa yksityiskohdissa. Rakennustekniikan käsikirjan ja By210, Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus –kirjan suunnitteluohjeet vastaavat parhaiten eurokoodin mukaisia ohjeita. [6; 23; 30; 31]



*Kuva 3.4 Laattakenttien jako pilari- ja palkkikaistoihin*

*Taulukko 3.8 Pilarilaatan taivutusmomenttien jakautuminen pilari- ja keskikaistoille*

Suunnitteluohje		Negatiiviset momentit	Positiiviset momentit
Eurokoodi SFS-EN 1992-1-1	Pilarikaista	60...80 %	50...70 %
	Keskikaista	40...20 %	50...30 %
Rakennustekniikan käsikirja Osa 4.	Pilarikaista	75 %	55 %
	Keskikaista	25 %	45 %
Rakentajain kalenteri 1983	Pilarikaista	78 %	60 %
	Keskikaista	22 %	40 %
RIL125 Teräsbetonirakenteet	Pilarikaista	80 %	67 %
	Keskikaista	20 %	33 %
By210, Betoniraken- teiden suunnittelu ja mitoitus 2005	Pilarikaista	75 %	60 %
	Keskikaista	25 %	40 %
<b>Huom!</b> Pilarikaistan ja keskikaistan negatiivisten momenttien summa on aina 100 %, samoin positiivisten momenttien summa.			

Jos laatastoon ei kuulu vääntökestäviä reunapalkkeja, rajoitetaan reuna- tai nurkkapilarille jakautuva taivutusmomentti  $M$  kaavan 3.13 mukaisen taivutuskestävyyden arvoon ja reunakentän taivutusmomenttia kasvatetaan vastaavasti. [23]

$$M \leq 0,17b_e d^2 f_{ck} \quad (3.13)$$

missä

$b_e$  Tehollinen leveys (määritetään kuvan 3.22 mukaisesti)

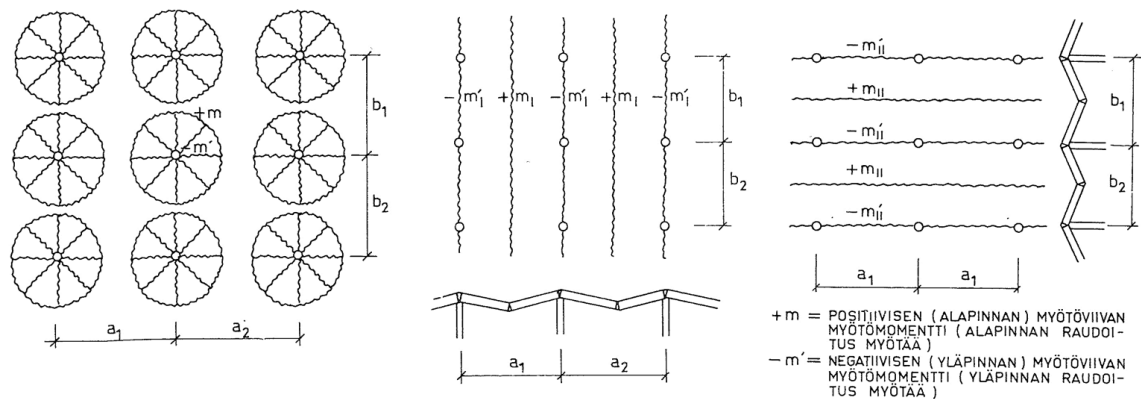
$f_{ck}$  Betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä

### 3.3.2 Myötöviivamenetelmä

Myötöviivamenetelmä on plastisuusteorian ylärajalauseeseen perustuvan myötöviivateorian mukainen rakenneanalyysimenetelmä. Myötöviivateoria käsittää tasapainomenetelmän ja kinemaattisen menetelmän, joista jälkimmäisestä käytetään myös nimeä energiamenetelmä. Yleensä kirjallisuudessa myötöviivateorialla tarkoitetaan kinemaattisen menetelmän mukaista laskentaa, koska sitä pidetään havainnollisempuna ja helpompana käyttää. Myös seuraava menetelmän lyhyt kuvaus perustuu kinemaattisen menetelmän käyttöön. [12]

Myötöviivateorian mukaan tietyllä kuormalla laattaan aiheutuva taivutusmomentti kasvaa niin suureksi, että laatta alkaa myötää eniten rasitetuimmassa kohdassa. Taivutusmomentti ei voi enää kasvaa myötäävässä kohdassa suuremmaksi. Jos laatan kuormitusta edelleen kasvatetaan, syntyy laattaan halkeamia ja laatta myötää laajemmalla alueelta. Halkeamat ja laatan myötö keskittyvät suhteellisen kapeille alueille, joita kutsutaan myötöviivoiksi ja jotka jakavat laatan osiin ja näin laatasta muodostuu mekanismi. Menetelmän perusidea on pyrkiä etsimään sellainen laatan myötökuvio, jonka avulla saadaan laskettua pienin myötökuorma. [12; 30]

Pilarilaatoissa tarkasteltavia myötökuvioita on useita, joista tärkeimpiä ovat kartiomekanismi, laskosmekanismi ja reunapilarien pyramidimekanismit. Muita mekanismeja ovat esimerkiksi pistekuormien aiheuttamat kartiomekanismit ja suorakaiteen muotoiset myötökuviot yläpinnan raudoituksen ulkopuolella. Kuvassa 3.5 on esitetty esimerkkinä kartiomekanismi ja laskosmekanismi pilarilaatan kummassakin pääsuunnassa. [32]



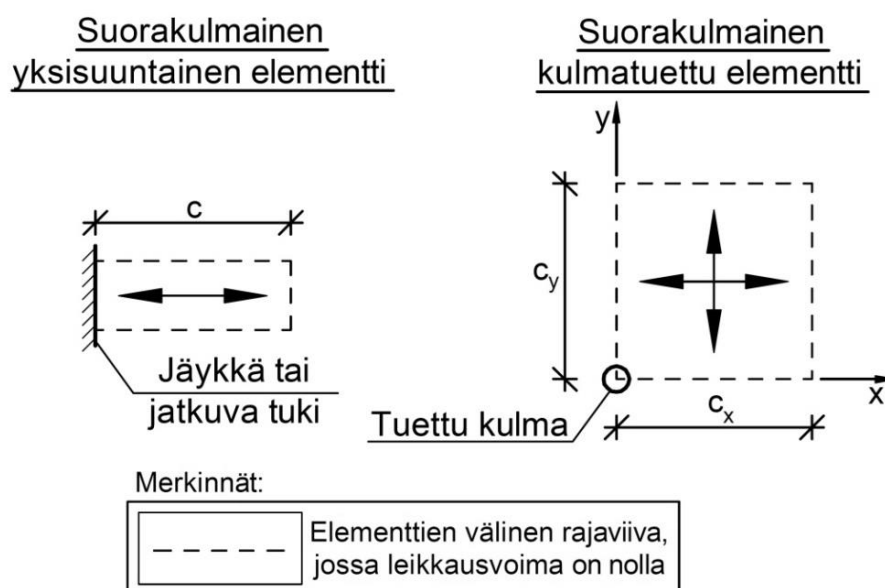
**Kuva 3.5** Kartiomekanismi ja laskosmekanismi pilarilaatan kummassakin pääsuunnassa [12] (muokattu)

Yleisimmille pilarilaatoissa esiintyville mekanismeile on johdettu valmiit kinemaattisen menetelmän mukaiset laskentakaavat, joita on käsitelty kattavasti Dalsbrugin Pilarilaatat –suunnitteluohjeessa. Yksityiskohtaisemmin pilarilaattojen suunnittelua myötöviivateorialla on Dalsbrugin suunnitteluohjeen lisäksi käsitelty Rakennustekniikan käsikirjan osassa 4. sekä BY210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus –käsikirjassa. [6; 12; 32]

### 3.3.3 Kaistamenetelmä

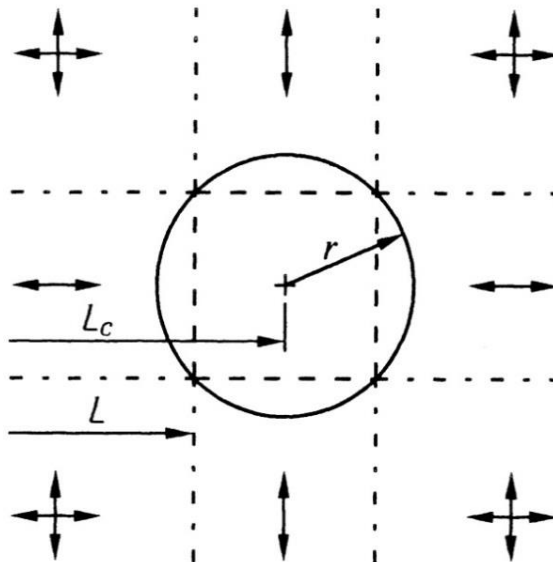
Kaistamenetelmä on plastisuusteorian alarajalauseeseen perustuva rakenneanalyysimenetelmä, josta käytetään myös nimitystä laattakaistamenetelmä. Menetelmässä laatan kantokyvyn katsotaan olevan riittävä, jos laatan taivutusmomenttijakautuma on tasapainossa ja suurin taivutusmomentti ei missään kohdassa ylitä plastista arvoa. Alkuperäisellä kaistamenetelmällä ei voitu käsitellä pistemäisiä tukia, ja pilarilaattojen rakenneanalyysissä käytetään alkuperäisestä menetelmästä kehitettyä versiota (advanced strip method). [12; 33]

Kaistamenetelmän käyttö pilarilaattojen rakenneanalyysissä käsittää pääpiirteissään kolme vaihetta, joita ovat rakennemallin muodostaminen, taivutusmomenttien määrittäminen ja niiden jakaminen kaistoille tarkoituksen mukaisissa suhteissa. Rakennemalli muodostetaan jakamalla pilarilaatta kaistamenetelmän elementteihin, joista tavallisimpia ovat suorakulmaiset, yksisuuntaiset ja kulmatuetut elementit ja jotka on esitetty kuvassa 3.6. Erikoistapauksia varten on olemassa myös muita elementtejä, joita käytetään tapauksissa, joissa pilarilaatan geometrian takia ei voida käyttää suorakulmion muotoisia elementtejä. [33]



**Kuva 3.6** Tavallisimmat kaistamenetelmän elementit pilarilaatassa

Elementtien jännevälit määritetään sellaisen suorakulmion ulkoreunasta, joka mahtuu kokonaisuena tuen sisäpuolelle. Suorakulmaisten tai neliön muotoisten pilarien osalta voidaan jännevälit määrittää suoraan, mutta pyöreiden pilarien sekä pyöreiden vahvistuslaattojen ja -sienien tapauksissa tuen reuna määritetään kuvan 3.7 mukaisesti kaavalla 3.14. [33]



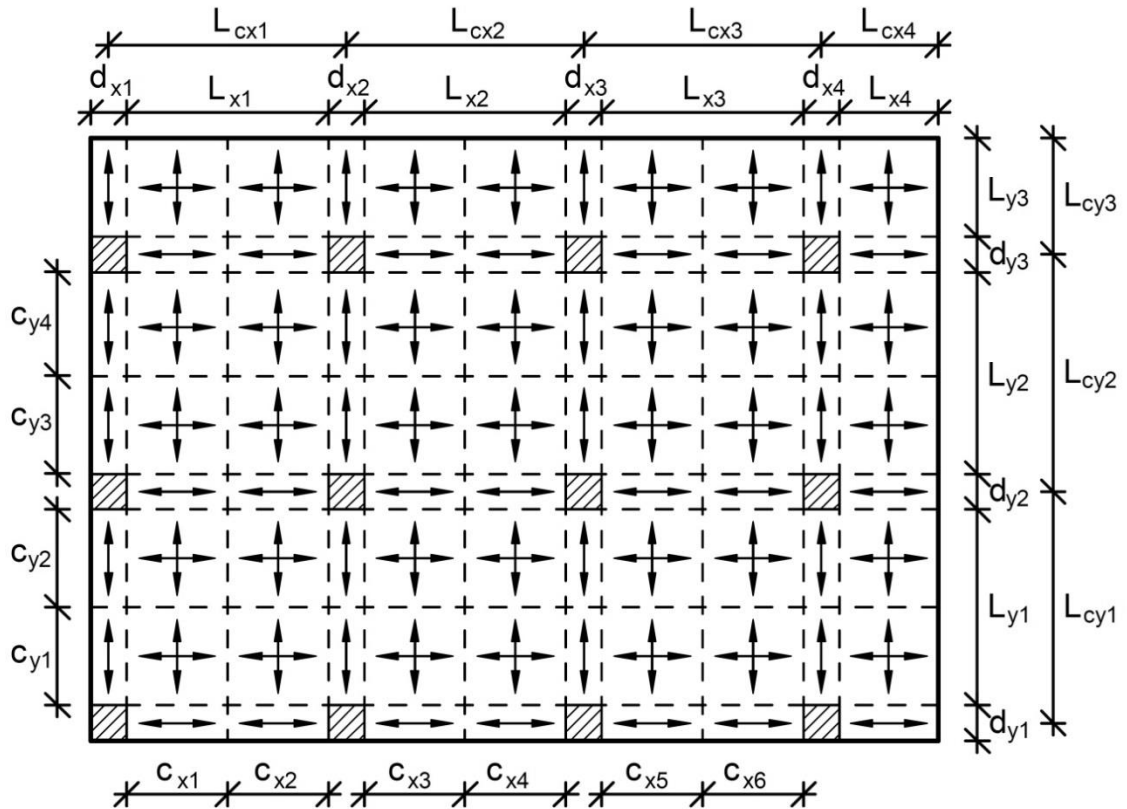
**Kuva 3.7** Kaistojen jännevälän määrittäminen pyöreän tuen kohdalla [33] (muokattu)

$$L = L_c - r\sqrt{2} \quad (3.14)$$

missä

- L      Kaistan jänneväli
- $L_c$     Jänneväli tuen keskelle
- r      Pyöreän tuen säde

Kuvassa 3.8 on esimerkki pilarilaatan rakennemallista, jossa on käytetty suorakulmion muotoisia elementtejä. Pilarien välisten yksisuuntaisten elementtien leveytenä käytetään pilarien leveyttä tai vahvistuslaattojen sekä -sienien tapauksessa niiden leveyttä. Kuvassa on myös havainnollistettu pilarilaatan elementtijako reunakentissä tapauksissa, jossa pilarit sijaitsevat laatan ulkoreunassa ja jossa laatan reunassa on uloke. [33]



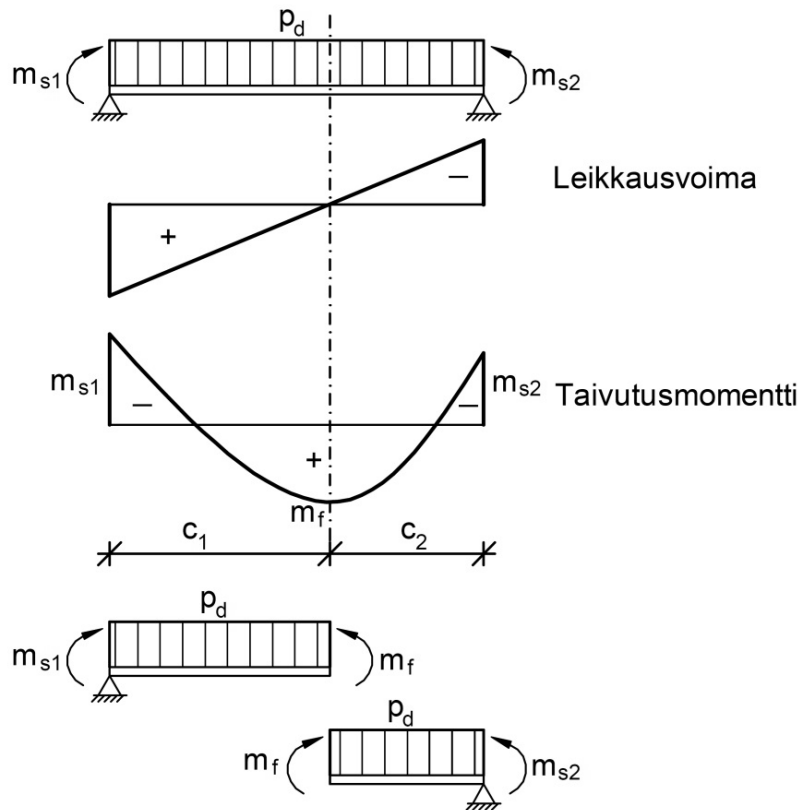
**Kuva 3.8** Esimerkki pilarilaatan rakennemallin muodostamisesta kaistamenetelmällä

Rakennemallin muodostamisen jälkeen määritetään tuki- ja kenttämomentit. Kaistamenetelmän teorian mukaan momenttijakautuman tulee olla tasapainossa mitoituskuorman kanssa. Tuki- ja kenttämomenttien välinen jakautuma voidaan valita periaatteessa miten tahansa, kunhan se täyttää tasapainoehdot. Käyttörajan halkeilun ja taipuman rajoittamiseksi suositellaan kuitenkin käytettäväksi lineaariseen kimmoteoriaan perustuvia momenttijakautumia, joista voidaan poiketa korkeintaan 15% ilman merkittäviä muutoksia käyttörajalassa. Käytettävät tukimomentit voidaan valita esimerkiksi taulukon 3.9 suositusarvojen mukaisesti tai tarkoitukseen soveltuvista taulukkokirjoista. Tukimomenttien avulla voidaan määrittää leikkausvoiman nollakohdat ja edelleen tämän jälkeen kenttämomentit. Kuvassa 3.9 on esitetty leikkausvoiman nollakohdan määräytyminen sekä tuki- ja kenttämomentin välinen riippuvuus. [5; 33]

**Taulukko 3.9** Suositeltavat tukimomentit pilarilaatoissa

Tarkasteltavan tuen vastakkainen tuki	Tarkasteltavan tuen momentti $m_s$
vapaasti tuettu	$\frac{-p_d L^2}{10}$
jäykästi kiinnitetty	$\frac{-p_d L^2}{16}$
Tukena pilari, jonka yli laatta on jatkuva	$\frac{-p_d L^2}{14}$





**Kuva 3.9** Leikkausvoiman nollakohdan määrittäminen, sekä tuki- ja kenttämomentin välinen riippuvuus

Leikkausvoiman nollakohdat lasketaan kaavalla 3.15 ja kenttämomentit kaavalla 3.16. Kaavat ovat voimassa suorakulmion muotoisille, tasaisesti kuormitetuille yksisuuntaisille ja kulmatuetuille elementeille. Teoksessa Strip Method Design Handbook on myös käsitelty suorakulmiosta poikkeavia elementtejä ja muita kuormitustapauksia. [6; 33]

$$c_1 = \frac{L}{2} - \frac{m_{s1} - m_{s2}}{p_d L} \quad (3.15)$$

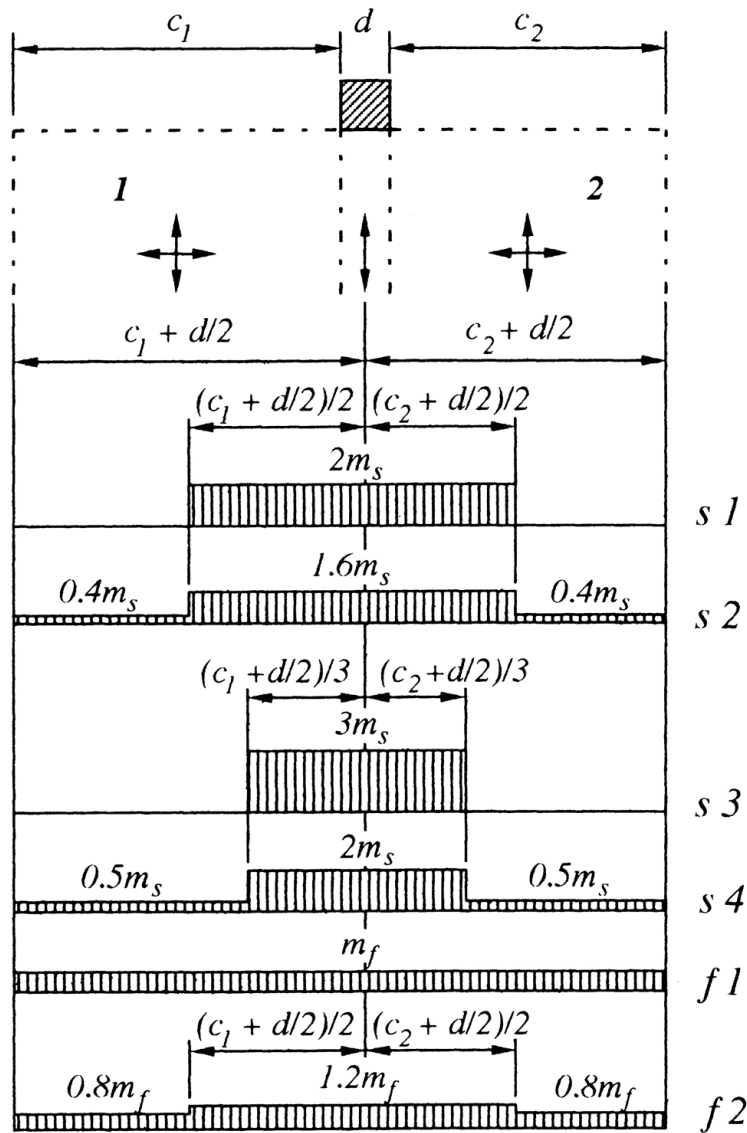
$$m_f = \frac{p_d c_1^2}{2} + m_{s1} \quad (3.16)$$

missä

- $c_1$  Leikkausvoima nollakohdan etäisyys tuelta 1
- $m_{s1}$  Tukimomentti tuella 1
- $m_{s2}$  Tukimomentti tuella 2
- $p_d$  Laatan kuormitus murtorajatilassa
- $m_f$  Kenttämomentti leikkausvoiman nollakohdassa

Murtorajatilán taivutuskestävyyden mitoitusta varten kenttä- ja tukimomentit jaetaan pilari- ja keskikaistoille, jotka muodostetaan yleensä kuvan 3.10 mukaisesti. Menettelyn tarkoituksena on vähentää laatan halkeilua käyttöraajatilassa. Kuvassa on esitetty neljä vaihtoehtoa tukimomenttien jakamiselle ( $s_1 \dots s_4$ ) ja kaksi vaihtoehtoa kenttämomenttien

jakamiselle (f1 ja f2). Yleensä tukimomentit jaetaan vaihtoehdon s1 mukaisesti. Mikäli pilarilaatan yläpinnan halkeilua pyritään erityisesti rajoittamaan, suositellaan käytettäväksi vaihtoehtoa s2. Mikäli pilarilaatan laattakenttä on suorakaiteen muotoinen, käytetään vaihtoehtoja s3 ja s4 laattakentän lyhyemmässä suunnassa vastaavasti kuin s1 ja s2. Kenttämomentit jaetaan tavallisesti vaihtoehdon f1 mukaisesti, ja vaihtoehtoa f2 käytetään, kun halutaan erityisesti rajoittaa alapinnan halkeilua. Mikäli pilarilaatassa ulkoreunassa on uloke, käytetään momenttien jakamisessa vaihtoehtoja s2 tai s4. [33]



**Kuva 3.10** Taivutusmomenttien jakaminen pilari- ja keskikaistoille [33]

Kaistamenetelmässä raudituksen ankkuroinnin tarkka määrittäminen on yleensä melko hankalaa, joten raudituksen ankkuroinnissa suositellaan käytettäväksi seuraavia periaatteita. Näiden periaatteiden lisäksi tulee huomioida eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 ja siihen liittyvän Suomen kansallisen liitteen ohjeet pilarilaattojen raudituksesta, jotka on koottu lukuun 3.6. [33]

Yksisuuntaiset elementit:

- Puolet alapinnan raudoituksesta viedään ja ankkuroidaan tuelle. Laatan reunakentissä alapinnan raudoitus viedään ja ankkuroidaan tuelle kokonaisuudessaan.
- Puolet alapinnan raudoituksesta ankkuroidaan kaavan 3.17 mukaiselle etäisyydelle tuen reunasta.
- Puolet yläpinnan raudoituksesta ankkuroidaan kaavan 3.18 mukaiselle etäisyydelle tuen reunasta.

$$c \left[ \left( 2 \left( 1 - \frac{m_s}{m_f} \right) \right)^{-\frac{1}{3}} \right] - \Delta l \quad (3.17)$$

$$c \left[ 1 - \left( 1 - \frac{m_s}{2m_f} \right)^{\frac{1}{2}} \left( 1 - \frac{m_s}{2m_f} \right)^{-\frac{1}{2}} \right] + \Delta l \quad (3.18)$$

missä

$\Delta l$  Ankkurointipituus suunnittelunormin mukaisesti

Suorakulmaiset kulmatuetut elementit:

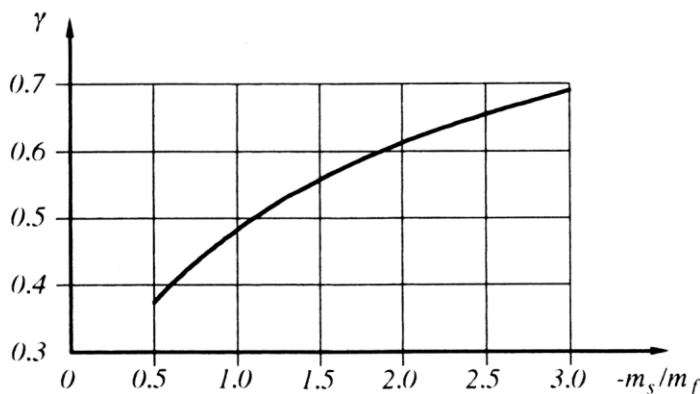
- Puolet alapinnan raudoituksesta viedään ja ankkuroidaan viereiselle elementille
- Puolet yläpinnan raudoituksesta viedään tukilinjalta kaavan 3.19 mukaiselle etäisyydelle
- Puolet yläpinnan raudoituksesta viedään tukilinjalta kaavan 3.20 mukaiselle etäisyydelle

$$\gamma c + \Delta l \quad (3.19)$$

$$\frac{2}{3} \gamma c + \Delta l \quad (3.20)$$

missä

$\gamma$  Kerroin, joka valitaan kuvan 3.11 kuvaajasta tuki- ja kenttämomenttien suhteen mukaan



**Kuva 3.11** Kertoimen  $\gamma$  määrittämisessä käytettävä kuvaaja [33]

Tässä luvussa esitelty kaistamenetelmän kuvaus soveltuu suorakulmaisten ja tasaisesti kuormitettujen pilarilaattojen rakenneanalyysiin. Kaistamenetelmää voidaan myös käyttää geometrialtaan suorakulmiosta poikkeavien pilarilaattojen tarkasteluun, ja sitä voidaan käyttää myös erilaisten kuormitusten analysointiin. Menetelmä soveltuu myös laatoissa olevien reikien mitoittamiseen. Näitä kaistamenetelmän sovellutuksia on käsitelty kattavasti A. Hillerborgin teoksessa *Strip Method Design Handbook*. [33]

### 3.3.4 Elementtimenetelmä

Elementtimenetelmä, eli finite element method (FEM), on yleisnimitys joukolle rakenneanalyysissä käytettäviä laskentamenetelmiä, joiden taustalla on sama perusidea. Tarkasteltavaa rakennetta on vaikea tai mahdoton analysoida, jolloin se jaetaan pieniin osiin ja ratkaistaan osissa. Menetelmässä pieniä osia kutsutaan elementeiksi, ja ne liittyvät toisiinsa solmupisteiden välityksellä, joiden lukumäärä vaihtelee elementtityypeittäin ja jota kutsutaan kokonaisuutena elementtiverkoksi. Ratkaisemisessa käytetään lähestulkoon aina tietokoneohjelmaa, joka käyttää ohjelmasta riippuen jotain tarkoitukseen soveltuvaa matemaattista ratkaisutekniikkaa. Tämän jälkeen kootaan osat yhteen ja saadaan tuloksena likimääräinen ratkaisu. [34]

Pilarilaattojen rakenneanalyysissä käytetään yleisesti kimmoteoriaan perustuvia lineaarisia ja epälineaarisia analyysimenetelmiä, joista kumpikin soveltuu murtorajatilan rakenneanalyysiin. Käyttörajatilan rakenneanalyysissä lineaarinen analyysin laskentatarkkuus on huono, koska siinä ei huomioida lineaarisen kimmoteorian mukaisesti betonin halkeilua. Lineaarista analyysia voidaan käyttää käyttörajatilan taipumalaskennassa, kunhan laskennassa käytetään tehollista kimmokerrointa. Parhaimmillaankin menetelmän tarkkuuden on arvioitu käyttörajatilan laskennassa vaihtelevan +15% ja -30% välillä. Paremmin käyttörajatilan laskentaan soveltuu epälineaarinen analyysi, jossa betonin halkeilu huomioidaan laatan jäykkyyden muutoksena kuormituksen kasvaessa. [35]

Käytettäessä elementtimenetelmää pilarilaattojen rakenneanalyysissä tulee aina huomioida tietyt perusasiat, joista tärkeimmät liittyvät materiaaliominaisuuksiin, rakennemallin määrittämiseen ja laskennassa käytettäviin elementteihin. Materiaaliominaisuudet määritetään eurokoodin SFS-EN 1992-1-1:n ja siihen liittyvän Suomen kansallisen liitteen mukaisesti. Eurokoodissa annetaan suppeumaluvulle arvoksi 0,2 halkeilemattomalle ja 0,0 halkeillelle betonille. Yleensä laskentaohjelmissa käytetään ainoastaan yhtä suppeumaluvun arvoa, jolloin suositellaan käytettäväksi suppeumalukuna 0,2. Mikäli taipumalaskennassa käytetään lineaarista analyysiä, lasketaan tehollinen kimmokerroin kaavoilla 3.21 ja 3.22. [23; 36]

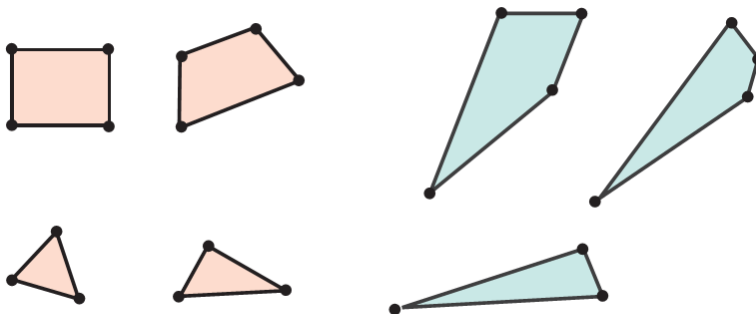
$$E_{cd,eff} = \frac{E_{cd}}{1 + \varphi_{ef}} \quad (3.21)$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}} \quad (3.22)$$

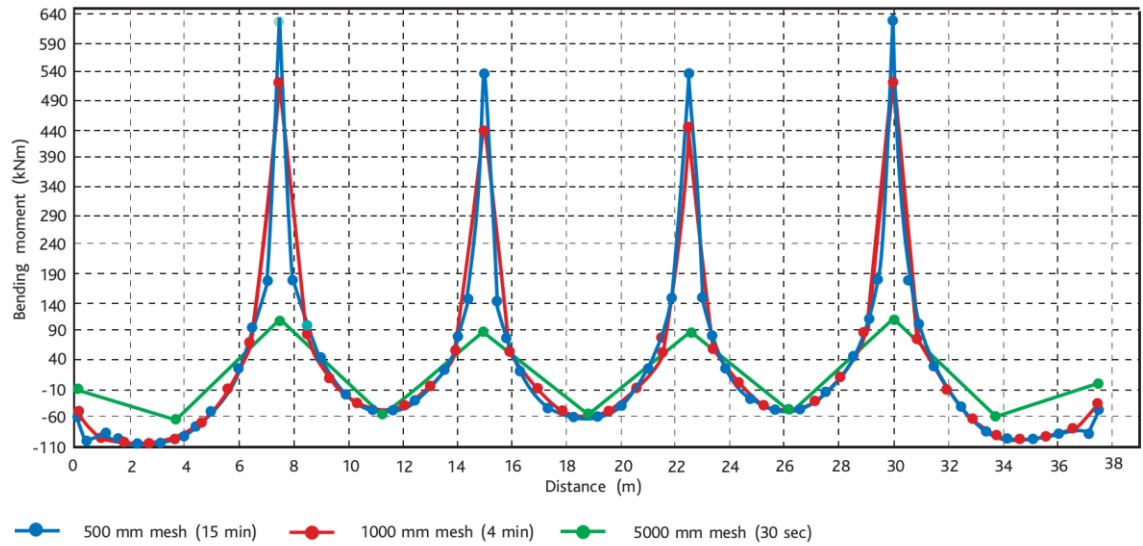
missä

$E_{cd,eff}$	Betonin tehollinen kimmokerroin
$E_{cd}$	Betonin kimmokertoimen mitoitusarvo
$\varphi_{ef}$	Virumisaste
$E_{cm}$	Betonin sekanttimoduuli
$\gamma_{CE}$	Osavarmuusluku, $\gamma_{CE}=1,2$

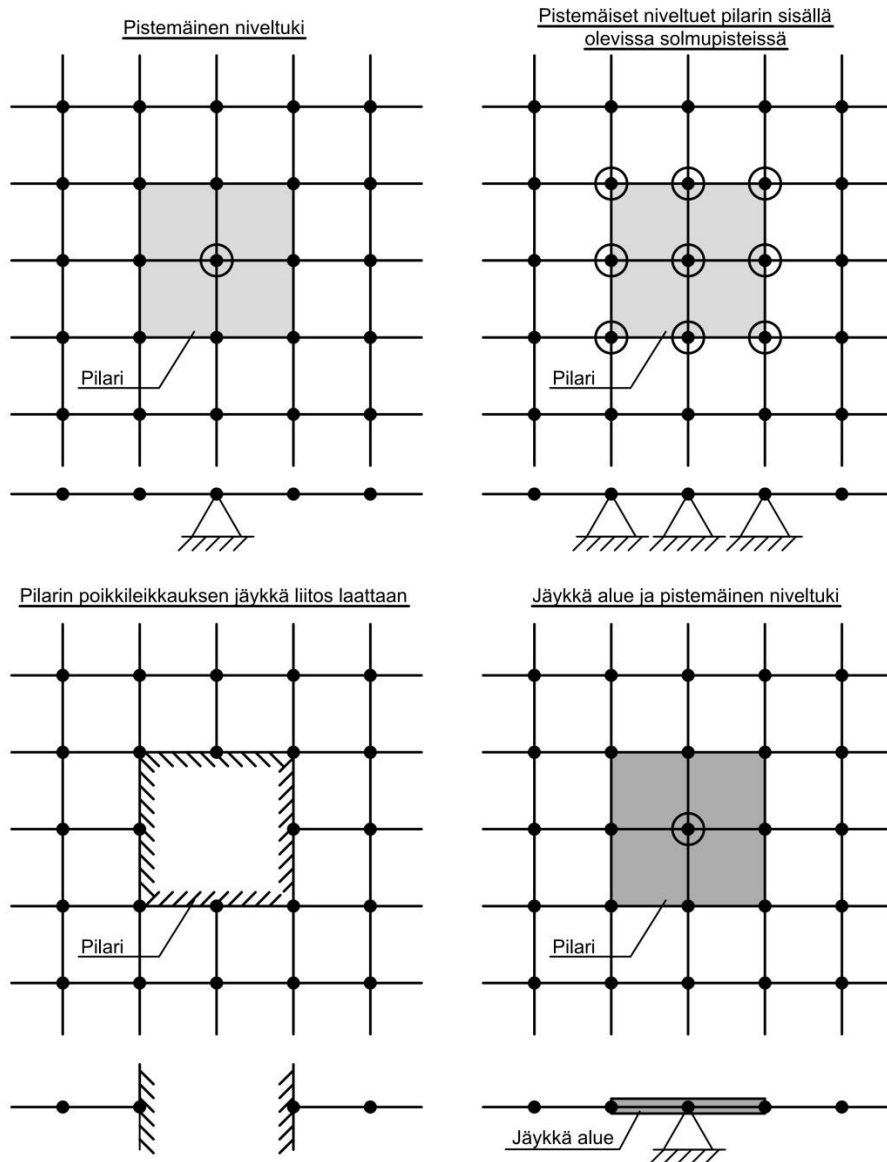
Laskennassa käytetään pääasiassa kolmen tai neljän solmupisteen laattaelementtejä, joiden tyyppi valitaan tietokoneohjelman valikoiman mukaisesti. Laattaelementtejä on erilaisia ja valitun elementtityypin soveltuvuus tulisi aina varmistaa etukäteen. Nyky-päivänä tietokoneohjelmat osaavat yleensä automaattisesti luoda rakenteelle reunaehto- jen mukaisen elementtiverkon. Reunaehdoista oleellisimpia ovat elementtien muotoon liittyvät säännöt ja keskimääräisen elementtikoon rajoittaminen. Laskennassa käytettä- vien elementtien muotoa tulisi rajoittaa siten, että niiden sivumittojen välinen suhde olisi korkeintaan kaksinkertainen. Mikäli elementin muoto poikkeaa tästä, aiheuttaa se solmupisteistä johtuen epätarkkuutta laskentaan. Kuvassa 3.12 on esitettyinä suositelta- via ja laskennassa vältettävien muotoisia elementtejä. Elementtien lukumäärä vaikuttaa laskentatarkkuuteen ja -aikaan. Tiheämmällä elementtiverkolla laskentatarkkuus para- nee ja laskenta-aika kasvaa. Kuvassa 3.13 on vertailtu elementtiverkon (mesh) tiheyden vaikutusta taivutusmomenttiin (bending moment). Samassa kuvassa on myös viitteelli- siä laskenta-aikoja, joihin tosin kannattaa suhtautua varauksella. Oleellista pilarilaatto- jen laskennassa elementtimenetelmällä on käyttää riittävän tiheää elementtiverkkoa, jolloin laskentatulokset on luotettava ja laskenta-aika on kuitenkin kohtuullinen. Karkeana arviona pilarilaattoihin soveltuvasta elementtikoosta voidaan pitää suuruusluokkaa 500...1000 mm. Reunaehto- jen lisäksi elementtiverkko tulee aina tarkistaa siinä mahdol- lisesti olevien virheiden tai epäloogisuuksien takia. Tarvittaessa elementtiverkkoa on myös järkevä tarkentaa lisäämällä elementtejä sellaisiin kohtiin, jotka ovat laskennan kannalta tärkeitä. Pilarilaatoissa näin kannattaa usein menetellä pilarien ympäristössä. [35; 36]



**Kuva 3.12** Sivumitoiltaan suositeltavan muotoisia elementtejä (vaaleanpunainen) ja vältettävien muotoisia elementtejä (vihreä) [35]



**Kuva 3.13** Elementtiverkon tiheyden vaikutus laskentatarkkuuteen ja -aikaan [35]



**Kuva 3.14** Esimerkkejä pilaritukien mallintamisesta elementtimenetelmällä

Rakennemallia määritettäessä pilaritukien mallintamiseen on olemassa useita eri vaihtoehtoja. Valintaan vaikuttaa pilarien staattinen toimintaperiaate: jos pilarien on tarkoitus toimia osana rakennuksen jäykistystä, tulisi niiden liitos mallintaa jäykkänä, ja jos tarkoituksena ei ole jäykistää rakennusta pilarien avulla, voidaan liitokset tehdä nivelinä. Yksinkertaisimmat vaihtoehdot pilaritukien mallintamiseen ovat pistemäinen jäykä tai nivelellinen tuki. Kyseiset pilaritukityypit eivät kuvaa rakenteen toimintaa parhaimmalla mahdollisella tavalla, mutta niiden tarkkuus on havaittu riittäväksi vuosikymmenten käyttökokemusten perusteella ekvivalenttien kehien menetelmällä laskettaessa. Muita vaihtoehtoja tukien mallintamiseen ovat esimerkiksi pilarin poikkileikkauksen jäykkä liitos laattaan, useamman pistemäisen tuen käyttäminen pilarin alueella ja jäykän alueen sekä pistemäisen niveltuen yhdistelmä. Erilaisia pilaritukia on käsitelty ja vertailtu kattavasti G.A. Rombachin kirjoittamassa teoksessa *Finite-element Design of Concrete Structures*, jossa on todettu erilaisilla pilaritukityypeillä olevan hyvin vähän merkitystä kenttämomenteihin ja yksinkertaisissa pilarilaatoissa ne korreloivat keskenään erittäin hyvin tukimomenttien osalta. Kuvassa 3.14 on esimerkkejä pilaritukien mallintamisesta. [36]

Elementtimenetelmällä laskettaessa tulisi aina varmistaa laskentatulosten luotettavuus. Suositeltava tapa varmistaa laskentatulosten luotettavuus on laskea käsin vastaava pilarilaatta esimerkiksi ekvivalenttien kehien menetelmällä. Muita tarkistusmenetelmiä ovat tukireaktioiden staattisen tasapainon tarkistaminen, laskentatulosten järkevyyden arviointi tietokoneohjelmista saatavista graafisista tuloksista ja tulosten vertailu vastaaventyyppisten pilarilaattojen laskentatulosten kanssa. Laskentatulosten luotettavuuden lisäksi tulisi niitä myös tulkita ennen käyttöä. Etenkin pilaritukien kohdalla taivutusmomentti voi kasvaa pistemäisesti epätodellisen suureksi, jolloin taivutusmomenttia on suositeltavaa pyöristää kaavan 3.9 mukaisesti. [35]

### 3.4 Mitoitus murtorajatilassa

Rakenteet ja rakenneosat mitoitetaan murtorajatilassa, jossa niiden kestävyyksien tulee vastata rakenneanalyysissä murtorajatilan kuormayhdistelmillä saatuja voimasuureita. Pilarilaatasta määritetään murtorajatilassa taivutuskestävyys sekä lävistyskestävyys pilarien kohdalla. Taivutuskestävyyden mitoitus on eurokoodin mukainen, mutta lävistyskestävyyden mitoituksessa käytetään Suomen kansallisen liitteen mukaisesti Suomen rakentamismääräyskokoelman mitoitusmenetelmää, koska eurokoodin mukainen lävistysmitoitus voi johtaa epävarmalla puolella oleviin laskentatuloksiin. [23; 24]

#### 3.4.1 Taivutuskestävyys

Pilarilaatan taivutuskestävyys määritetään vetoraudoitettuna suorakaidepoikkileikkauksena, jossa laattaa tarkastellaan yhden metrin levyisenä kaistana. Taivutusmomentin mitoitusarvo  $M_{Ed}$  määritetään rakenneanalyysissä, jonka perusteella vastaava vetoraudoitus  $A_s$  lasketaan seuraavasti [6]:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2f_{cd}} \quad (3.23)$$

$$\omega = \beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (3.24)$$

$$A_s \geq \beta bd \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (3.25)$$

missä

$\mu$	Suhteellinen momentti
$M_{Ed}$	Taivutusmomentin mitoitusarvo
$b$	Poikkileikkauksen leveys
$f_{cd}$	Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
$\omega$	Mekaaninen raudoitussuhde
$\beta$	Tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus
$f_{yd}$	Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo
$A_s$	Raudoituksen poikkileikkausala

Hauraan puristumurtumisen estämiseksi vetorausoitettuun poikkileikkaukseen saa sijoittaa korkeintaan tasapainomurtumisen verran raudoitusta. Tehollisen puristuspinnan suhteellisen korkeuden tulee täyttää kaavan 3.26 ehto. [6]

$$\beta \leq \beta_b \quad (3.26)$$

$$\omega_b = \beta_b = \frac{\lambda \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s1}} \quad (3.27)$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{f_{yk}}{E_s} \quad (3.28)$$

missä

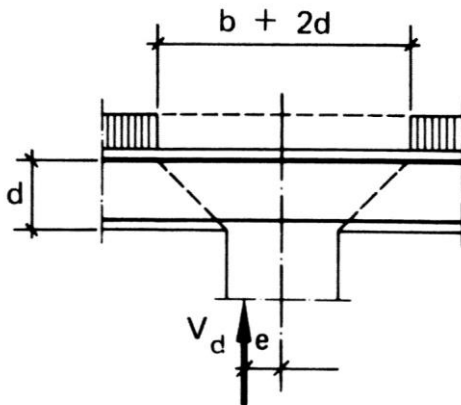
$\beta_b$	Tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus tasapainorausoitetussa poikkileikkauksessa
$\omega_b$	Mekaaninen raudoitussuhde tasapainorausoitetussa poikkileikkauksessa
$\lambda$	Puristusjännityssuorakaiteen suhteellinen korkeus
$\varepsilon_{cu}$	Betonin murtopuristuma
$E_s$	Betoniteräksen kimmokertoimen mitoitusarvo

Puristusjännityssuorakaiteen suhteellinen korkeus ja betonin murtopuristuma oletetaan tavallisesti vakioiksi  $\lambda=0,80$  ja  $\varepsilon_{cu}=0,0035$ . Näillä oletuksilla voidaan laskea eri teräslaaduille tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus tasapainorausoitetussa poikkileikkauksessa, josta esimerkkinä A500HW-harjateräkselle  $\beta_b=0,467$ . [6]



### 3.4.2 Lävistyskestävyys

Pilarilaatan lävistyskestävyyden mitoituksessa käytettävät kuormat, kuormayhdistelmät ja materiaalien mitoitusarvot määritetään eurokoodien mukaisesti. Laatan lävistyskestävyyden laskennassa käytetään Suomen rakentamismääräyskokoelman B4 mukaista mitoitusmenetelmää, jolla voidaan määrittää tuen kohdalla leikkausraudoittamattoman tai leikkausraudoituksella varustetun pilarilaatan lävistyskestävyys. Käytettäessä leikkausraudoitusta, tulee betonin lävistyskapasiteetti tarkistaa myös leikkausraudoituksen vaikutusalueen ulkopuolella. Lävistysvoiman laskennassa ei tarvitse ottaa huomioon kuormia, jotka sijaitsevat tuen reunasta etäisyydellä  $d$  olevan piirin sisäpuolella. Kuvassa 3.15 on havainnollistettu kyseisen piirin määrittämistä. Lävistysvoima lasketaan kaavalla 3.29. [7]



**Kuva 3.15** Lävistysvoiman laskennassa huomioimatta jätettävä osuus kuormista ja lävistysvoiman epäkeskisyyden määrittäminen [7]

$$V_d = R_{Ed} - \Delta V \quad (3.29)$$

missä

$V_d$  Leikkausvoiman mitoitusarvo

$R_{Ed}$  Tukireaktion mitoitusarvo

$\Delta V$  Niiden kuormien osuus tukireaktiosta  $R_{Ed}$ , jotka sijaitsevat pilarin reunasta  $d$  olevan piirin sisäpuolella

Laatan lävistyskestävyydelle on kaksi mitoitusehtoa, joista kaavan 3.30 ehto on voimassa tapauksessa jossa ei käytetä leikkausraudoitusta ja kaavan 3.31 ehto silloin kun käytetään leikkausraudoitusta. [7]

$$V_d \leq V_c \quad (3.30)$$

$$V_d \leq V_u \quad (3.31)$$

missä

$V_c$  Betonin leikkauskapasiteetti

$V_u$  Leikkausraudoitetun tuen leikkauskapasiteetti

Pilarilaatoissa käytetään yleisesti tavallista betonia, jonka tiheys on vähintään 2400 kg/m<sup>3</sup>. Laatan betonin lävistyskapasiteetti  $V_c$  lasketaan tällöin seuraavasti [7]:

$$V_c = k\beta(1 + 50\rho)udf_{ctd} \quad (3.32)$$

$$k = 1,6 - d [m] \geq 1 \quad (3.33)$$

$$\beta = \frac{0,40}{1 + \frac{1,5e}{\sqrt{A_u}}} \quad (3.34)$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x\rho_y} = \sqrt{\frac{A_{sx}A_{sy}}{b^2d^2}} \leq 8 \text{ ‰} \quad (3.35)$$

missä

$u$  Tuen reunasta etäisyydellä  $d/2$  olevan leikkauksen rajoittaman kuvion piiri

$f_{ctd}$  Betonin vetolujuuden mitoitusarvo

$A_u$  Tuen reunasta etäisyydellä  $d/2$  olevan leikkauksen rajoittaman kuvion pinta-ala

$e$  Lävistysvoiman epäkeskisyys laskettuna leikkautuvan alueen painopisteestä.  
(kuva 3.5)

$\rho$  Vetorausoitussuhde

$\rho_x, \rho_y$  Vetorausoitussuhde X- ja Y-suunnissa etäisyydellä  $0,5d$  pilarin reunasta sijaitseissa poikkileikkauksissa, jotka ovat kohtisuorassa toisiaan vasten. Vedetyn pinnan raudoitusten tulee olla ankkuroituja mainittujen poikkileikkausten ulkopuolelle.

$A_{sx}$  Teräspinta-ala X-suunnassa yhden metrin leveän kaistan alueella

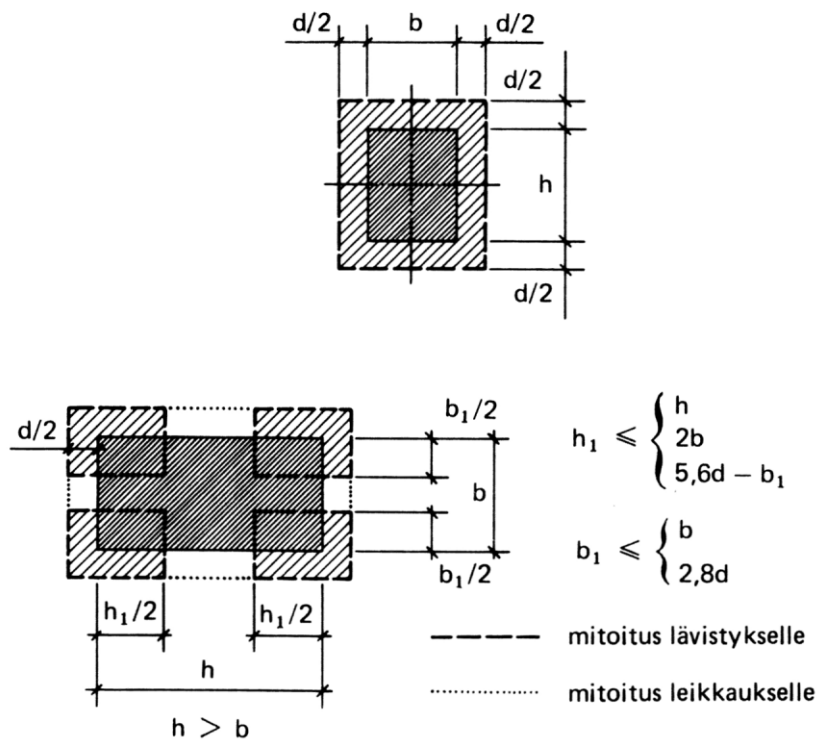
$A_{sy}$  Teräspinta-ala Y-suunnassa yhden metrin leveän kaistan alueella

Lävistyskestävyyden laskennassa huomioidaan pilarien yhdistetyn puristuksen ja taivutuksen aiheuttama epäkeskisyys, joka lasketaan kaavalla 3.36. Mikäli pilarit liittyvät jäykästi laattaan, tulee lävistyskestävyyden laskennassa huomioida epäkeskisyys. Tavallisesti kuitenkin pilarien liitos laattaan on niveellinen, jolloin taivutusta ei esiinny ja sen perusteella epäkeskisyyttä ei ole. [31]

$$e = \frac{M_{Ed}}{R_{Ed}} \quad (3.36)$$

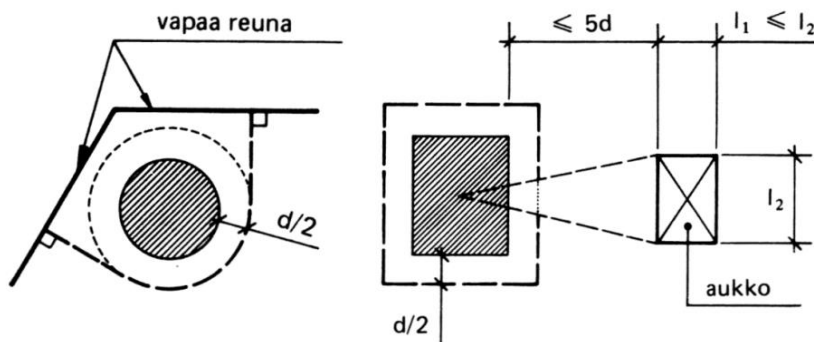
Piirin  $u$  määrittämiseen liittyy lisäehtoja. Kuvassa 3.16 on esitetty tapaukset, joista ylemmässä piiri  $u$  määritetään koko pilarin alueelta ja alemmassa suurien tukien kohdalla lävistyskestävyys lasketaan ainoastaan kuvassa esitetyltä alueelta ja muuten laatasta määritetään eurokoodin SFS-EN 1992-1-1:n mukainen leikkauskestävyys. Poikkileik-

kaukseltaan suuret pyöreät tuet, joiden halkaisija on  $\geq 3,5 d$ , mitoitetaan myös leikkauskestävyyden mukaan. [7]



**Kuva 3.16** Piirin  $u$  määrittäminen, ylemmässä tapauksessa piiri määritetään tuen ympärillä kokonaisuudessaan ja alemmassa tapauksessa suuren tuen kohdalla kuvan mukaiselta alueelta [7](muokattu)

Laatan vapaan reunan lähellä olevan tuen piirin laskennassa valitaan pienempi vaihtoehto tavallisesti tarkasteltavasta piiristä ja kuvan 3.17 mukaisesti määritetystä piiristä. Reikien vaikutus lävistyskestävyyteen huomioidaan vähentämällä kuvan 3.17 mukaisesti korkeintaan  $5d$  etäisyydellä olevien reikien reunoista tuen keskipisteeseen piirrettyjen suorien väliin jäävä osuus piiristä. [7]



**Kuva 3.17** Piirin  $u$  määrittäminen laatan reunan ja aukkojen läheisyydessä [7]

Leikkausraudoitetun tuen lävistyskestävyys  $V_u$  lasketaan seuraavasti [7]:

$$V_u = 0,25V_c + V_s \leq 2V_c \quad (3.37)$$

$$V_s = A_{sv}f_{yd} \sin \alpha \quad (3.38)$$

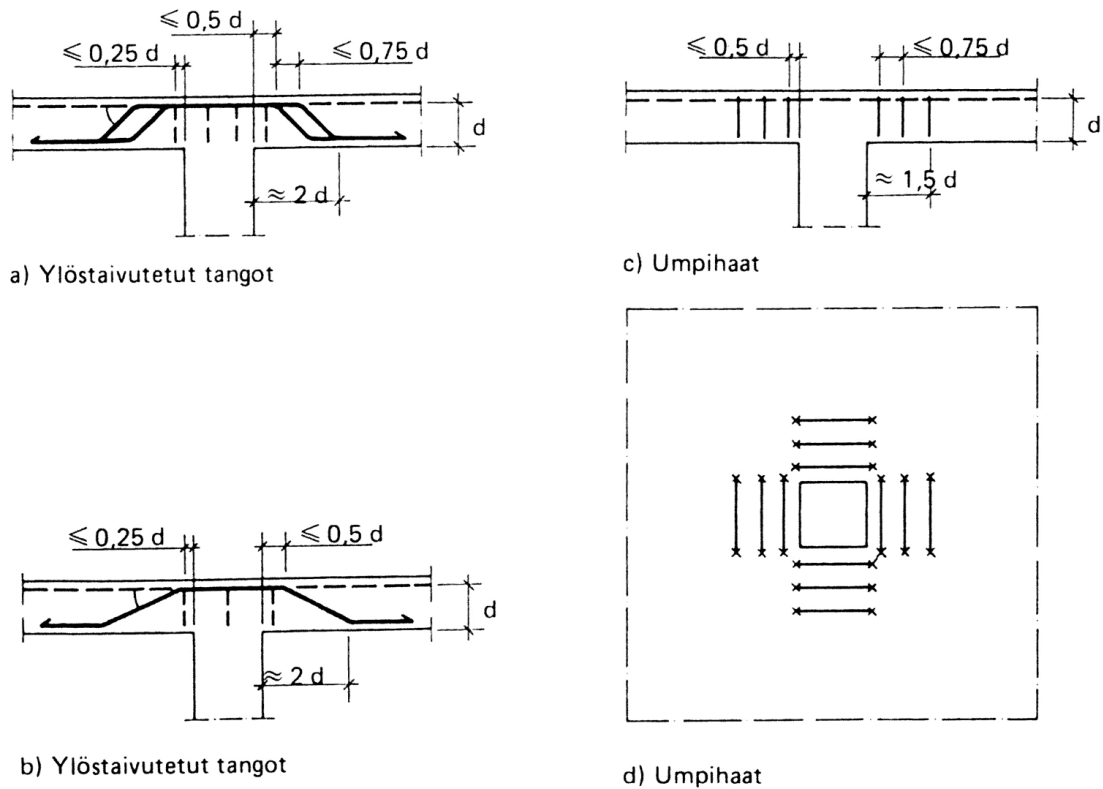
$$f_{yd} \leq 300 \text{ N/mm}^2 \quad (3.39)$$

missä

$A_{sv}$  Leikkausraudoituksen pinta-ala

$\alpha$  Raudoituksen ja laatan välinen kulma asteina

Suomen rakentamismääräyskokoelman B4 mukainen leikkausraudoitetun tuen lävistyskestävyyden laskenta soveltuu umpihaoista tai ylönostetuista tangoista muodostettavan leikkausraudoituksen mitoittamiseen. Raudoituksen ja laatan välinen kulma tulee olla vähintään  $30^\circ$  ja leikkausraudoitus jaetaan tasaisesti leikkautuvalle alueelle. Kuvassa 3.14 on esitetty yksityiskohtaisempia ohjeita leikkausraudoitteiden sijoittelusta. [7; 37]



**Kuva 3.18** Ohjeita leikkausraudoitteiden sijoittelusta [37]

Mikäli pilarilaatan lävistysraudoitteina käytetään muita kuin edellä esitellyn laskentamenetelmän mukaisia umpihakoja tai ylönostettuja tankoja, tulee suunnittelijan varmistaa lävistysraudoituksen tuotehyväksyntä Suomessa. [24]

### 3.5 Mitoitus käyttörajatilassa

Rakenteiden ja rakenneosien tulee normaalikäytössä täyttää käyttörajatilan vaatimukset, jotka tavallisesti liittyvät halkeamaleveyden ja taipuman rajoittamiseen. Pilarilaatasta tulee aina tarkistaa täyttääkö halkeamaleveys laatan rasitusluokan raja-arvon ja tarvitseeko pilarilaatan taipuma laskea yksityiskohtaisesti vai onko kyseessä tapaus, jossa taipumalaskentaa ei tarvitse tehdä. [23]

Mikäli rakenneanalyysissä ei ole määritetty käyttörajatilan taivutusmomenteja, voidaan murtorajatilan taivutusmomentit muuntaa vastaamaan käyttörajatilan taivutusmomenteja. Menettely perustuu oletukseen, jossa murto- ja käyttörajatilan taivutusmomenttikautumien oletetaan olevan samanlaisia ja siten verrannollisia keskenään. Käyttörajatilan taivutusmomentin ominaisarvo  $M_{Ek}$  ja muuntosuhde  $k_M$  lasketaan seuraavasti [6]:

$$M_{Ek} = k_M M_{Ed} \quad (3.40)$$

$$k_M = \frac{g_k + q_{k,1} + q_{k,2}}{\gamma_G(g_k + q_{k,1}) + \gamma_Q q_{k,2}} \quad (3.41)$$

missä

$k_M$  Muuntosuhde

$g_k$  Pysyvän kuorman (omapaino) ominaisarvo

$q_{k,1}$  Pysyvän hyötykuorman ominaisarvo

$q_{k,2}$  Muuttuvan hyötykuorman ominaisarvo

Menettely ei ole täysin tarkka, koska murtorajatilan ja käyttörajatilan taivutusmomentit eivät eurokoodin kuormayhdistelmien takia ole suoraan verrannollisia, mutta virhe voidaan tavallisesti olettaa käyttörajatilan mitoituksen kannalta merkityksettömäksi.

#### 3.5.1 Halkeamaleveyden määrittäminen

Halkeamaleveys määritetään eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 ja Suomen kansallisen liitteen mukaisesti. Taulukossa 3.10 on esitetty pilarilaatan halkeamaleveydelle raja-arvot käyttörajatilan pitkäaikaiselle kuormayhdistelmälle. [23; 24]

**Taulukko 3.10** Halkeamaleveyden  $w_{max}$  raja-arvot eri rasitusluokille [24]

Rasitusluokka	Halkeamaleveys $w_{max}$ [mm]
X0, XC1	0,4 <sup>1</sup>
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,3
XD2, XD3, XS2, XS3	0,2

1) Rasitusluokkien X0 ja XC1 halkeamaleveyden raja-arvolla ei ole vaikutusta säilyvyyteen ja raja-arvo on asetettu kelvollisen ulkonäön saavuttamiseksi. Jos ulkonäköehtoja ei aseteta, tätä raja-arvoa voidaan väljentää.

Halkeilun rajoittamiseksi laatan vetoraidoituksen tulee täyttää kaavan 3.42 vaatimus vähimmäisraudoituksesta, jonka lisäksi lasketaan halkeamaleveys kaavalla 3.43. Laatoissa, joiden paksuus on enintään 200 mm, voidaan käyttää eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 ohjetta halkeilun rajoittamisesta ilman suoraa laskentaa. [23]

Vähimmäisraudoitusala, kun halkeilua rajoitetaan:

$$A_{s,min} = \frac{k_c k f_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{k_c k f_{ct,eff} A_{ct}}{f_{yk}} \quad (3.42)$$

missä

$A_{s,min}$  Vähimmäisraudoituksen poikkileikkausala

$k_c$  Kerroin, jonka avulla huomioidaan jännitysten jakauma poikkileikkauksessa välittömästi ennen halkeilua ja sisäisen momenttivarren muutos.  
Pilarilaatoissa tavallisesti  $k_c=1,0$

$k$  Kerroin, jonka avulla huomioidaan eri suuruisten toisensa tasapainossa pitävien jännitysten vaikutus, minkä johdosta pakkovoimat pienenevät.  
Pilarilaatoissa tavallisesti  $k=0,65$

$f_{ct,eff}$  Betonin vetolujuuden keskiarvot ajankohtana, jolloin halkeamien voidaan aikaisintaan odottaa muodostuvan

$A_{ct}$  Betonipoikkileikkauksen vedetyn osan pinta-ala juuri ennen ensimmäisen halkeaman muodostumista

$\sigma_s$  Teräksen vetojännitys halkeilleessa poikkileikkauksessa

$f_{yk}$  Betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo

Halkeamaleveyden laskenta:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (3.43)$$

missä

$w_k$  Halkeaman ominaisleveys

$s_{r,max}$  Suurin halkeamaväli

$\varepsilon_{sm}$  Keskimääräinen raudoituksessa vaikuttava venymä kyseisen kuormayhdistelmän vaikuttaessa

$\varepsilon_{cm}$  Keskimääräinen betonin venymä halkeamien välillä

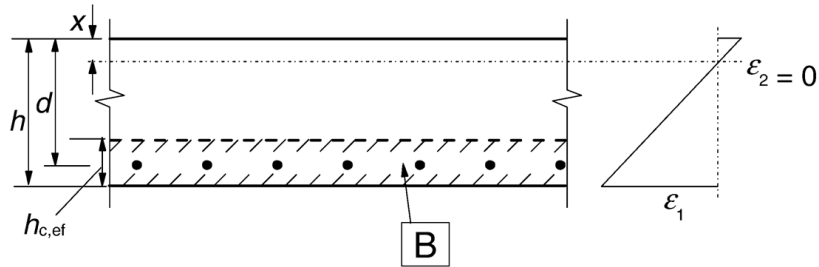
$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \rho_{p,eff}\right)}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.44)$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (3.45)$$

missä

$k_t$  Kerroin, pitkäaikaikuormitukselle  $k_t=0,4$

$A_{c,eff}$  Vetojäännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala (kuva 3.19)



B – tehollinen vetoalue  $A_{c,eff}$

**Kuva 3.19** Vetojäännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala laaassa [23]

$$A_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h - d); \frac{h - x}{3}; \frac{h}{2} \right\} \quad (3.46)$$

Raudoituksen suurin lopullinen halkeamaväli lasketaan kaavasta 3.47, joka tarkoitettu halkeamavälin laskentaan raudoitustankojen jakovälin ollessa korkeintaan  $5(c + \phi/2)$ . Suuremmalle jakovälille on olemassa toinen laskentakaava, jonka on todettu antavan epäjohdonmukaisia tuloksia. By60 Suunnitteluohje EC2:n mukaan kaavaa 3.47 voidaan käyttää myös tapauksissa, joissa raudoituksen jakoväli on suurempi kuin eurokoodin raja-arvo. [38]

$$s_{r,max} = \frac{3,4c + 0,425k_1k_2\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (3.47)$$

missä

c Vetorausoituksen betonipeite

$k_1$  Kerroin, jonka avulla huomioidaan tankojen tartuntaominaisuudet.  
Tangot, joilla on hyvä tartunta,  $k_1=0,8$

$k_2$  Kerroin, jonka avulla huomioidaan venymäjakauma, taivutukselle  $k_2=0,5$

$\phi$  Tangon halkaisija, silloin kun käytetään halkaisijaltaan erilaisia tankoja,  
käytetään ekvivalenttia halkaisijaa  $\phi_{eq}$

Ekvivalentti halkaisija poikkileikkaukselle, jossa on kaksi erilaista tankoa:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1\phi_1^2 + n_2\phi_2^2}{n_1\phi_1 + n_2\phi_2} \quad (3.48)$$

missä

$n_1, n_2$  Tankojen 1 ja 2 lukumäärä

$\phi_1, \phi_2$  Tankojen 1 ja 2 halkaisija

### 3.5.2 Taipuman rajoittaminen

Taipuman rajoittamisen tarkoituksena on estää sellaiset siirtymät, joista voisi olla haittaa rakenteiden tai rakenneosien toiminnalle tai ulkonäölle. Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 mukaan taipuman rajoittamiselle on olemassa kaksi vaihtoehtoa, joista ensimmäisessä taipuman katsotaan olevan sallituissa rajoissa kun jännemitan ja korkeuden suhde täyttää kaavojen 3.49 ja 3.50 vaatimukset. Toinen vaihtoehto on määrittää taipuma laskeutuneesta ja verrata sitä eurokoodissa esitettyihin raja-arvoihin. Taipuman raja-arvo käyttörajan tilan pitkäaikaiskuormayhdistelmälle on  $L/250$ . Mikäli käytetään esikorotusta, saa se olla korkeintaan  $L/250$ . Taipumalle voidaan myös esittää tapauskohtaisesti tiukempia raja-arvoja, jos se katsotaan tarpeelliseksi. [23]

Eurokoodin mukaan taipumaa ei tarvitse laskea suoraan, jos jännemitan ja korkeuden rajasuhde  $l/d$  täyttää raudoitussuhteesta riippuen kaavan 3.49 tai 3.50 vaatimuksen. Matti Leskelä kritisoi teoksessaan *By210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus* edellä mainittujen kaavojen soveltuvuutta erityisesti pilarilaattojen laskentaan ja esittelee toisen laskentamenetelmän, joka Leskelän mukaan ottaa paremmin huomioon rakenteiden ominaisuudet ja kuormituksen. Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 Suomen kansallisen liitteen mukaan käytetään kuitenkin eurokoodin laskentamenetelmää, jossa jännemitan ja korkeuden rajasuhde määritetään seuraavasti [6; 23]:

$$\frac{l}{d} \leq K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \text{ kun } \rho \leq \rho_0 \quad (3.49)$$

$$\frac{l}{d} \leq K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \text{ kun } \rho > \rho_0 \quad (3.50)$$

missä

$l/d$  Jännemitan ja korkeuden rajasuhde

$K$  Kerroin, jonka avulla huomioidaan erilaiset rakennejärjestelmät

$\rho'$  Puristusraudoitussuhde

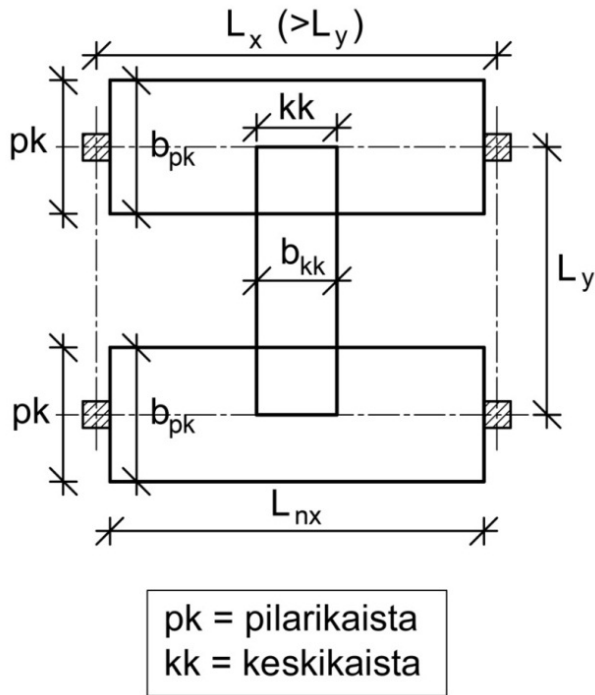
$\rho_0$  Raudoitussuhteen vertailuarvo

$$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}} \quad (3.51)$$

Pilarilaatoissa jännemitaksi valitaan aina pidempi jännemitta. Jos pilarilaatan pidempi jännemitta ylittää 8,5 m ja laatta tukee väliseiniä, jotka voivat vaurioitua liiallisesta taipumasta, kerrotaan jännemitan ja korkeuden rajasuhde suhteella  $8,5/L_{\text{eff}}$  [m]. Kertoimen  $K$  arvot määräytyvät Suomen kansallisen liitteen mukaisesti ja pilarilaatoissa  $K=1,0$ . [23; 24]



Taipuman laskennasta esitetään eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 ainoastaan yleisiä periaatteita, eikä varsinaisia laskentamenetelmiä. Pilarilaattojen taipuman laskentaa varten kehitettyjä menetelmiä on useita, joista tässä käsitellään B.V. Ranganin laskentateorias-  
ta sovellettua menetelmää. Laskentamenetelmässä pilarilaatan laattakenttä jaetaan ku-  
van 3.20 mukaisesti pilari- ja keskikaistoihin, joissa pilarikaistat toimivat keskikaistan  
painuvina tukina. [6; 23]



**Kuva 3.20** Pilarilaatan jakaminen pilari- ja laattakaistoihin taipuman laskentaa varten

Kokonaistaipuma  $w_{tot}$  lasketaan seuraavasti:

$$w_{tot} = w_{pk} + w_{kk} \quad (3.52)$$

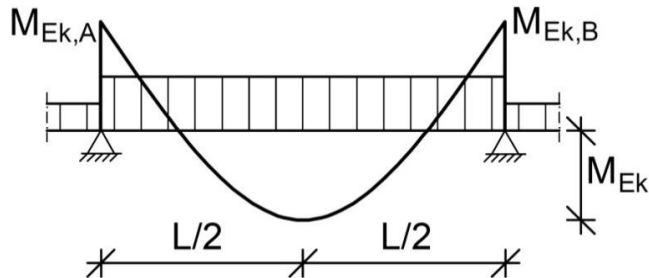
$$w_{pk} = \delta_{pk} + \delta_{cs,pk} + \delta_{cc,pk} \quad (3.53)$$

$$w_{kk} = \delta_{kk} + \delta_{cs,kk} + \delta_{cc,kk} \quad (3.54)$$

missä

- $w_{tot}$  Kokonaistaipuma
- $w_{pk}$  Pilarikaistan taipuma
- $w_{kk}$  Keskikaistan taipuma
- $\delta_{pk}$  Pilarikaistan lyhytaikainen taipuma
- $\delta_{cs,pk}$  Pilarikaistan kutistumasta aiheutunut taipuma
- $\delta_{cc,pk}$  Pilarikaistan virumasta aiheutunut taipuma
- $\delta_{kk}$  Keskikaistan lyhytaikainen taipuma
- $\delta_{cs,kk}$  Keskikaistan kutistumasta aiheutunut taipuma
- $\delta_{cc,kk}$  Keskikaistan virumasta aiheutunut taipuma

Pilari- ja keskikaistan lyhytaikaiset taipumat lasketaan käyttörajatilan pitkäaikaiskuormayhdistelmän taivutusmomenteille kaavalla 3.55. Pilarilaatta on jatkuva rakenne ja momenttikuvio tavallisesti kuvan 3.21 mukainen, jolloin taipumakerroin  $\kappa$  lasketaan kaavasta 3.56. [32]



**Kuva 3.21** Taipumakertoimen taivutusmomenttikuvio

$$\delta = \kappa \frac{M_{Ek} L^2}{(EI)_{ef}} \quad (3.55)$$

$$\kappa = \frac{5}{48} \left( 1 + \frac{M_{Ek,A} + M_{Ek,B}}{10M_{Ek}} \right) \quad (3.56)$$

missä

$\delta$  Lyhytaikainen taipuma tarkasteltavalla kaistalla

$\kappa$  Taipumakerroin

$M_{Ek}$  Taivutusmomentin ominaisarvo (kuva 3.21)

$L$  Jänneväli, joka määritetään kuvan 3.9 mukaisesti pilari- ja keskikaistoille

$(EI)_{ef}$  Tehollinen taivutusjäykkyys

Tehollisen taivutusjäykkyys  $(EI)_{ef}$  lasketaan interpolaatioperiaatteella, jossa huomioidaan halkeilemattoman ja halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyydet. Teoksessa By210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus on selostettu tehollisen taivutusjäykkyyden laskentaa yksityiskohtaisesti. Ranganin menetelmässä taivutusjäykkyyden laskennassa tarvittavat poikkileikkausten leveydet määritetään seuraavasti [6]:

$$b_{pk} = \frac{L_y}{2} \quad (3.57)$$

$$b_{kk} = 1 \quad (3.58)$$

missä

$b_{pk}$  Pilarikaistan leveys

$b_{kk}$  Keskikaistan leveys

Kutistumasta aiheutunut taipuma [6]:

$$\delta_{cs} = \kappa_M \kappa_{cs} L^2 \quad (3.59)$$

$$(\rho - \rho') \leq 0,03: \kappa_{cs} = 3,25 \frac{\varepsilon_{cs}}{h} (\rho - \rho')^{\frac{1}{3}} \left( \frac{\rho - \rho'}{\rho} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.60)$$

$$(\rho - \rho') > 0,03: \kappa_{cs} = \frac{\varepsilon_{cs}}{h} \quad (3.61)$$

missä

$\kappa_M$  Kerroin, joka riippuu kaistan momenttipinnan muodosta, molemmista päistä kiinnitetylle kaistalle  $\kappa_M=0,063$

$\varepsilon_{cs}$  Kokonaiskutistuma

Virumasta aiheutunut taipuma lasketaan kaavasta 3.62, jossa taipuma  $\delta$  on tarkasteltavan kaistan taipuma. Kokonaiskutistuman ja virumaluvun laskenta on selostettu eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1. [6; 23]

$$\delta_{cc} = \kappa_{cc} \varphi(t, t_0) \delta \quad (3.62)$$

$$\kappa_{cc} = 0,85 - 0,45 \frac{A_{sc}}{A_s}; \kappa_{cc} \geq 0,4 \quad (3.63)$$

missä

$\varphi(t, t_0)$  Virumaluku, jonka avulla määritetään hetkien  $t$  ja  $t_0$  välinen viruma verrattuna 28 vuorokauden ikäisen betonin kimmoiseen muodonmuutokseen

$A_{sc}$  Puristusraudoituksen määrä

### 3.6 Pilarilaatan raudoituksen suunnittelu

Rakennesosat mitoitetaan murto- ja käyttörajatilassa, joiden perusteella tiedetään rakennesassa tarvittava raudoitus. Raudoituksen tulee tämän lisäksi täyttää rakennesakohittaiset vaatimukset, jotka on määritetty haurasmurtumisen, leveiden halkeamien ja myös pakkovoimien varalta. [23]

Pilarilaatan vähimmäisvetoraudoituksen poikkipinta-ala tarkasteltavassa suunnassa lasketaan seuraavasti [23; 24]:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d \quad (3.64)$$

missä

$f_{ctm}$  Betonin keskimääräinen vetolujuus

$b_t$  Poikkileikkauksen tehollinen leveys, laatoissa  $b_t=1,0$  m

Mikäli pilarilaatalle ei tehdä tarkkaa käyttörajatilan halkeamaleveyden tarkastelua välipilarien kohdalla, sijoitetaan välipilarien kohdalle yläpintaan kaavan 3.65 mukainen raudoitus, joka ulottuu pilarin molemmille puolille 0,125-kertaisen kenttävälin leveydelle. [23]

$$A_s = 0,5A_t \quad (3.65)$$

missä

$A_t$  Murtorajatilan negatiivisen taivutusmomentin mukaan laskettu vetoraudoituksen poikkileikkausala pilarin kohdalla

Eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 ja siihen liittyvässä Suomen kansallisessa liitteessä rajoitetaan tankojen keskinäisiä etäisyyksien vähimmäis- ja enimmäisarvoja. Pilarilaatolle käytetään seuraavia vähimmäis- ja enimmäisarvoja terästen keskinäisille etäisyyksille [23; 24]:

Tankojen keskinäisten etäisyyksien vähimmäisarvo:

$$s_{min,slabs} = \phi \geq (d_g + 3 \text{ mm}) \geq 20 \text{ mm} \quad (3.66)$$

Tankojen keskinäisten etäisyyksien enimmäisarvo keskikaistojen alueella (kuva 3.4):

$$s_{max,slabs} = 3h \leq 400 \text{ mm} \quad (3.67)$$

Tankojen keskinäisten etäisyyksien enimmäisarvo pilarikaistojen ja pistekuormien alueilla (kuva 3.3):

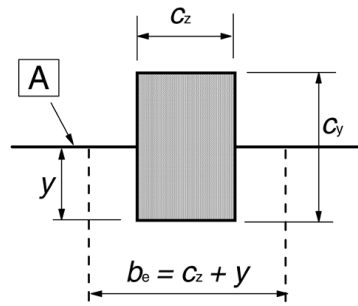
$$s_{max,slabs} = 2h \leq 250 \text{ mm} \quad (3.68)$$

missä

$d_g$  Betonimassassa käytettävän kiviaineksen suurin raekoko

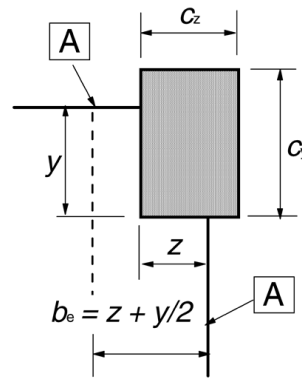
Pilarilaattojen raudoituksen ankkurointia käsitellään eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 ainoastaan pilarien osalta, joista annetaan seuraavat kaksi sääntöä [23]:

- Välipilarin kohdalla käytetään alapinnan raudoitusta ( $\geq 2$  tankoa) kummassakin kohtisuorassa suunnassa siten, että tämä raudoitus kulkee pilarin läpi.
- Vapaata reunaa vastaan kohtisuora raudoitus, jota tarvitaan taivutusmomenttien siirtämiseen laatalta reuna- tai nurkkapilarille, sijoitetaan kuvan 3.18 mukaisesti pilarikaistan leveydelle  $b_e$ .



Huom:  $y$  voi olla  $> c_y$

a) Reunapilari



Huom:  $z$  voi olla  $> c_z$  ja  $y$  voi olla  $> c_y$

b) Nurkkapilari

A Laatan reuna

HUOM.  $y$  on etäisyys laatan reunalta pilarin sisimpään pintaan.

**Kuva 3.22** Pilarikaistan tehollinen leveys  $b_e$  [23]

Koska pilarilaattojen raudoituksen ankkuroinnista ei anneta eurokoodissa muita ohjeita, joudutaan muilta osin soveltamaan suunnittelussa eurokoodin umpilaattojen ohjeita ankkuroinnista. Ankkuroinnissa voidaan soveltaa ohjetta vapaasti tuettujen laattojen terästen ankkurointia, jossa puolet vähintään puolet teräksistä tuodaan tuelle ja ankkurointipituutena käytetään ankkurointipituuden mitoitusarvoa  $l_{bd}$ . Tueksi voidaan olettaa kahden vierekkäisen pilarin välinen kaista, jonka leveytenä käytetään pilarin sivumittaa. [23]

### 3.7 Palomitoitus

Betonirakenteiden palonkestävyys määritetään standardin SFS-EN 1992-1-2 ja siihen liittyvän Suomen kansallisen liitteen mukaisesti. Vaihtoehtoisia suunnittelumenetelmiä on useita, mutta hyvin usein betonirakenteiden palomitoituksessa riittää rakenneosakoh-tainen taulukkomitoitus. Taulukkomitoitus soveltuu rakenteiden mitoitukseen standar-dipalolle 240 minuuttiin asti. Pilarilaattojen taulukkomitoituksessa vähimmäisarvot laa-tan paksuudelle ja keskiöetäisyydelle  $a$  on esitetty taulukossa 3.11. Keskiöetäisyys  $a$  merkitsee raudoituksen alemman kerroksen keskiöetäisyyttä lähimmästä palolle altistu-neesta pinnasta. Momenttien uudelleen jakautumisella tarkoitetaan standardin SFS-EN 1992-1-1 luvun 5.5 mukaista menettelyä. [39; 40]

**Taulukko 3.11** Pilarilaatan vähimmäismitat ja keskiöetäisyyden vähimmäisarvot

Standardipalonkestävyys	Vähimmäismitat [mm]		
	Laatan vähimmäispaksuus h	Momenttien uudelleen jakautuminen enintään 15%	Momenttien uudelleen jakautuminen yli 15%
		Keskiöetäisyys a	Keskiöetäisyys a
REI 30	150	10*	10*
REI 60	180	15*	20
REI 90	200	25	30
REI 120	200	35	40
REI 180	200	45	55
REI 240	200	50	65

\*Tavallisesti betonin rasitusluokan edellyttämä raudoituksen betonipeite on määräävä.

Mikäli pilarilaatan standardipalonkestävyysvaatimus on REI90 tai suurempi, edellytetään pilarin kohdalla olevasta yläpinnan vetoraudoituksesta 20% jatkettavaksi koko jänne-  
nemitan pituudelle ja jaettavaksi pilarikaistan leveydelle. [39]

## 4 OHJEITA PILARILAATTOJEN ALUSTAVAA SUUNNITTELUA VARTEN

### 4.1 Lähtökohdat ja laadintaperusteet

Pilarilaattojen suunnittelusta on julkaistu vuonna 1989 ilmestynyt Pilarilaattaohje ja vuonna 1995 sen pohjalta laadittu Paikallavalurakentamisen kansioon kuuluva Osa 3. Paikallavalurakenteiden suunnittelu. Molemmissa ohjeissa tarkastellaan pääasiassa tavallisten pilarilaattojen osalta toimistorakentamista ja sisällöltään ne ovat osittain identtiset. Julkaisut sisältävät taulukoita ja kuvaajia pilarilaattojen alustavasta suunnittelusta.

Diplomityön yhtenä lähtökohtana oli kyseisissä julkaisussa olevien alustavaa mitoitusta varten laadittujen kuvaajien päivittäminen vastamaan nykypäivän tarpeita ja eurokoodien mukaista suunnittelua. Tarkoituksena oli aikaisempien ohjeiden mukaisesti keskittyä toimistorakennukseen ja kaikkien uusien kuvaajien laadinnassa päätettiin käyttää tiettyjä lähtöarvoja, jotka on koottu taulukkoon 4.1. Kuvaajien laadinnassa päädyttiin käyttämään laattapaksuuksina 200, 240, 280 ja 320 mm. Laskennassa käytettiin pääasiassa jänneväleinä 6,0; 7,2 ja 8,4 metriä, mutta jänneväliä muutettiin mikäli se katsottiin toteutuksen kannalta järkeväksi.

*Taulukko 4.1 Laskennassa käytetyt lähtöarvot*

<b>Rakennuksen käyttötarkoitus</b>	Toimistorakennus
<b>Kuormat</b>	Luokka B: toimistotilat $\psi_0=0,7$ $\psi_1=0,5$ $\psi_2=0,3$ Pinta-alavähennyksiä ei käytetä
<b>Seuraamusluokka</b>	CC2 $K_{FI}=1,0$
<b>Rakenneluokka</b>	1-luokka $\gamma_c=1,35$ $\gamma_s=1,10$
<b>Suunniteltu käyttöikä</b>	50 vuotta
<b>Rasitusluokka</b>	XC1

<b>Halkeamaleveys <math>w_{max}</math></b>	0,3 mm
<b>Palonkestoluokka</b>	R60
<b>Betonin lujuusluokka</b>	C30/37
<b>Harjateräs</b>	B500B tai A500HW
<b>Betonin ja harjateräksen materiaaliominaisuuksia</b> (Scia Engineer laskentaohjelmassa käytettyjä materiaaliominaisuuksia ei listattu)	$f_{ck}=30$ MPa $f_{ctm}=2,9$ MPa $f_{ctk}=2,0$ MPa $f_{yk}=500$ MPa

Laadittavien kuvaajien laajuutta ja sisältöä käsiteltiin diplomityön ohjausryhmän palaverissa ja ohjaajan kanssa, mutta yksityiskohtainen toteutus, sisältö ja laajuus jäivät kuitenkin hyvin pitkälti diplomityöntekijän päätettäväksi. Vanhojen kuvaajien huomiointi uusien kuvaajien laadittaessa oli ongelmallista, koska niiden sisältö ja käytettävyys eivät kaikilta osin vastanneet näkemyksiä uusista kuvaajien ja selvitetävistä asioista. Lisäksi vanhojen kuvaajien laadintaperusteisiin liittyvät lähtötiedot puuttuivat vanhoista suunnitteluohjeista lähestulkoon täydellisesti. Uusien kuvaajien laadinnassa vanhojen kuvaajien sisältö pyrittiin huomioimaan, mutta pyrkimyksenä ei ollut laatia tismalleen samankaltaisia kuvaajia. Pilarilaattaa pyrittiin tarkastelemaan yksinkertaistettuna rakenteena ja samalla kuitenkin riittävän monipuolisesti, jolloin kuvaajien sisältö kattaisi alustavan suunnittelun ja niitä voisi käyttää lähtökohtina varsinaisessa suunnittelussa. Diplomityössä päädyttiin laatimaan seuraavat kuvaajat pilarilaattojen alustavasta suunnittelusta:

- Laatan paksuuden alustavaan määrittämiseen liittyvien kaavojen 2.2 ja 2.3 esittäminen käytännöllisemmässä ja helpommin ymmärrettävässä muodossa. Kaavat esitettiin graafisessa muodossa kuvassa 2.4.
- Taipuman rajoittaminen ilman suoraa laskentaa ja laatan vähimmäisvetoraudoitusta
- Kantokykykuvaajien laatiminen pilarilaatan eri jänneväleille suurimmalla sallitulla kuormalla ja niihin liittyvät tarkastelut
- Pilarilaatan raudoituksen esittäminen yksinkertaistetussa muodossa teräspinta-ala per neliometri
- Pilarilaatan raudoitukseen ja taipumaan liittyvien kuvaajien laadinta kuormituksen ollessa  $2,5 \text{ kN/m}^2$  ja  $5,0 \text{ kN/m}^2$
- Betonin lävistyskapasiteettikuvaajien ja lävistysraudoituksen kapasiteettikuvaajien laadinta

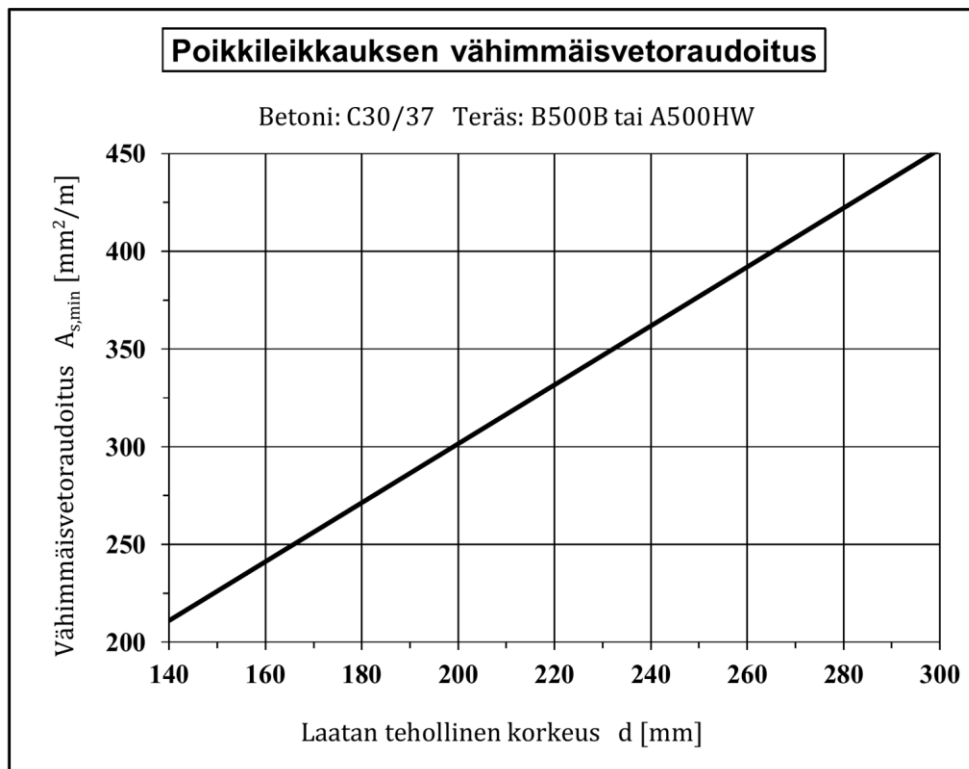


## 4.2 Taipuman rajoittaminen ilman suoraa laskentaa, vähimmäisvetoraudotus ja lävistyskapasiteetti

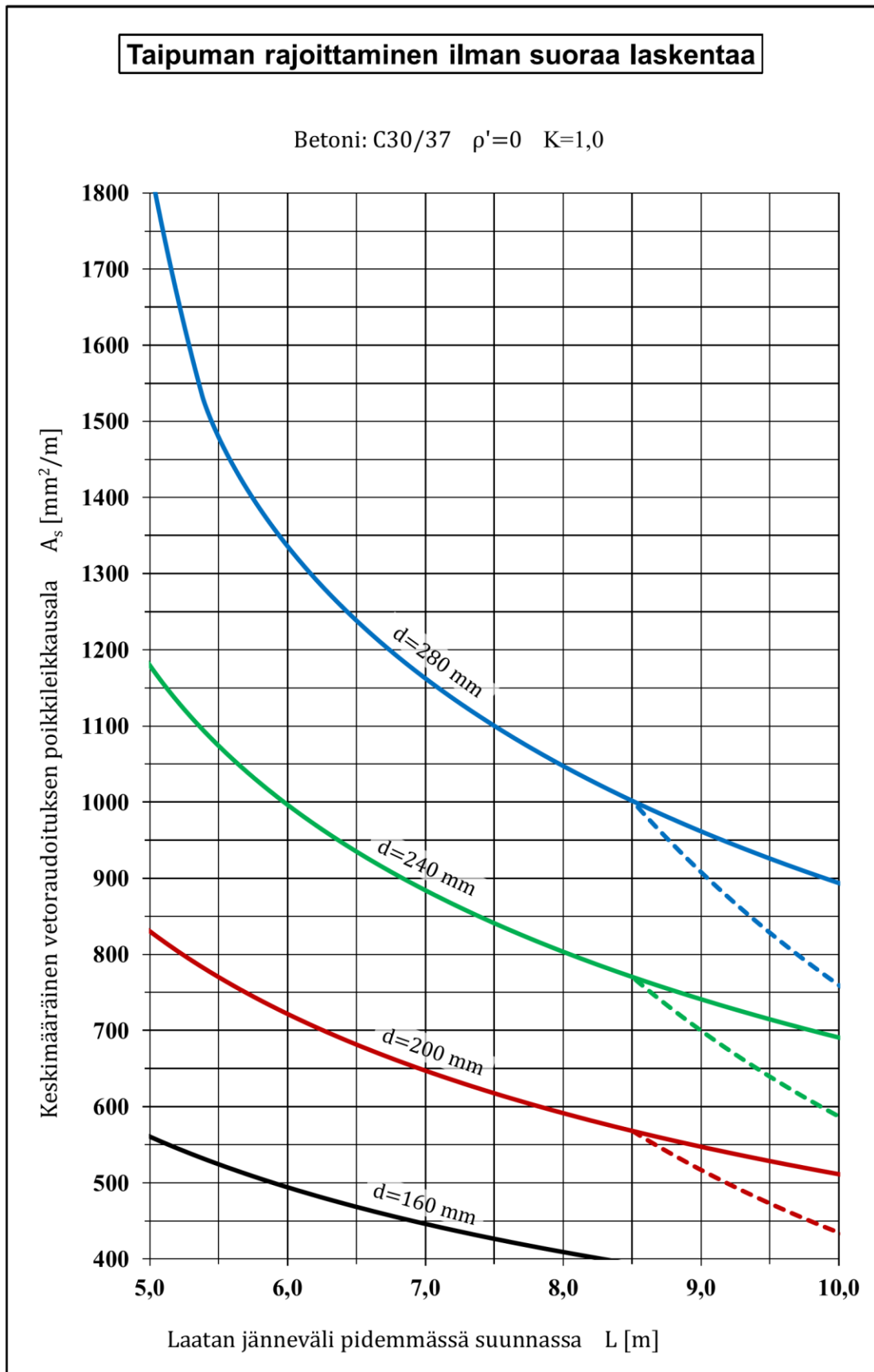
Luvussa 3.5.2 tarkasteltiin taipuman rajoittamista ilman suoraa laskentaa kaavojen 3.49 ja 3.50 avulla. Kaavojen käyttö on erittäin hankalaa käsinlaskennan näkökulmasta, jonka takia ne on esitetty useammassakin julkaisussa valmiiksi piirrettyinä samankaltaisina kuvaajina. Kyseiset kuvaajat helpottavat kaavojen käyttöä, mutta ne eivät ole kovin käytännöllisiä alustavan suunnittelun näkökulmasta.

Diplomityössä pyrittiin esittämään kaavat 3.49 ja 3.50, sekä niihin liittyvä liialliseen taipumaan liittyvät kerroin helposti käytettävässä ja havainnollisessa muodossa. Kuvaajan käyrät laadittiin käyttämällä laatan tehollisenä korkeutena 160, 200, 240 ja 280 mm, jolloin jännemitan ja korkeuden rajasuhde voitiin esittää yksinkertaisesti laatan jännevälinä. Samalla myös vetoraudotussuhde voitiin esittää raudoituksen poikkileikkausalanametriä kohden. Laadittu kuvaaja on esitetty kuvassa 4.2, jossa ehyellä viivalla on kuvattu kaavojen 3.49 ja 3.50 mukaan lasketut käyrät. Katkoviivalla piirretyissä käyrissä on huomioitu liialliseen taipumaan liittyvä kerroin, jota käytetään tarvittaessa. Alustavassa suunnittelussa jätetään usein yksityiskohtainen käyttörajatilan taipumalaskenta tekemättä, jolloin kuvaajan avulla voidaan murtorajatilassa tarvittavan vetoraudotuksen perusteella varmistaa epäsuorasti eurokoodin taipumavaatimusten täyttyminen.

Kuvassa 4.1 on vähimmäisvetoraudotuksen kaavan 3.64 perusteella laadittu kuvaaja, jonka avulla voidaan määrittää suoraan tarvittava vähimmäisvetoraudotus laatan tehollisen korkeuden mukaan.



**Kuva 4.1** Poikkileikkauksen vähimmäisvetoraudotus



Kuva 4.2 Kuvaaja taipuman rajoittamisesta ilman suoraa laskentaa

Lävistyskestävyyden määrittämisestä laadittiin neljä kuvaajaa, joiden avulla suunnitteli- ja voi nopeasti tarkistaa lävistyskestävyyden ja määrittää mahdollisesti tarvittavan UFO lävistysvahvikkeen tai tarvittavan lävistysraudoituksen pinta-alan. Kuvaajat on laadittu luvussa 3.4.2 selostetun lävistyskestävyyden mitoituskaavojen mukaisesti ja ne ovat diplomityön liitteessä 7.

Betonin leikkauskapasiteetin osalta laskennassa käytettiin epäkeskisyyden arvoa  $e=0$  mm ja tarkastelun ulkopuolelle rajattiin tapaukset, joissa pilari toimii osana rakennuksen jäykistystä. Laskennassa noudatettiin samoja laattapaksuuksia kuin aikaisemmin, joiden osalta oletettiin laatan teholliseksi korkeudeksi  $d$  laatan paksuus vähennettynä 40 mm:llä. Oletus on varmallalla puolella kun yläpinnan terästen halkaisija on enintään 20 mm ja sitä suurempien teräskokojen osalta virhe on alustavan suunnittelun osalta merkityksettömän pieni. Pilarien poikkileikkauksina käytettiin neliön muotoisten ja pyöreiden pilarien osalta moduulimittasuositusten mukaisia pilarikokoja välillä 280...780 mm, joista karsittiin arviointimenettelyllä epätodennäköiseltä vaikuttavat pilaripoikkileikkauksen ja laatan tehollisen korkeuden yhdistelmät. UFO lävistysvahvikkeen osalta oletettiin pilarin poikkileikkauksen ja laatan tehollisen korkeuden täyttävän UFO:n käyttöohjeen raja-arvot, jolloin tarkasteltavat poikkileikkaukset voitiin valita suoraan lävistysvahvikkeen poikkileikkauksen ja laatan paksuuden mukaan. Lävistyskapasiteettikuvaajien laadinnassa pilarin ympärillä oleva piiri laskettiin aina kuvan 3.16 mukaisena täydellisenä piirinä ilman vähennyksiä. Leikkausraudoituksen kapasiteettikuvaajassa valittiin laskettaviksi käyriksi 30°, 45°, 60° ja 90° asteen kulmassa olevat leikkausraudoitukset.

Kuvaajien avulla voidaan määrittää tarvittava pilarin tai UFO lävistysvahvikkeen poikkileikkaus ja tarvittaessa myös leikkausraudoituksen pinta-ala seuraavasti:

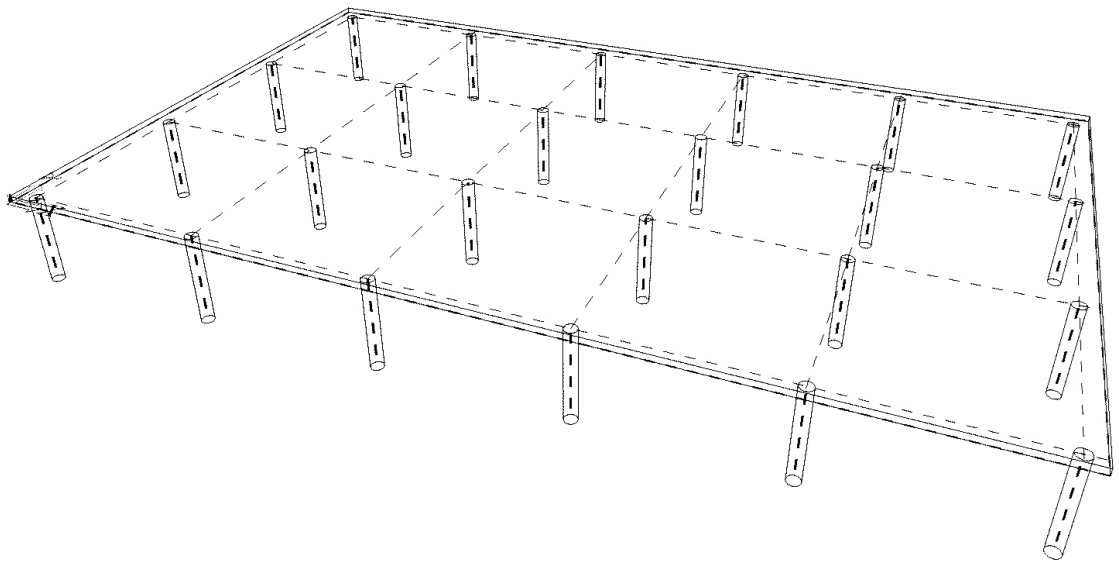
1. Määritetään leikkausvoiman mitoitusarvo kaavalla 3.29.
2. Tarkistetaan betonin leikkauskapasiteetti liitteen 7 kuvaajista käyttäen valittua pilaripoikkileikkausta ja laattapaksuutta.
3. Mikäli betonin lävistyskapasiteetti ei ole riittävä, voidaan sitä kasvattaa seuraavasti:
  - Valitaan suurempi pilaripoikkileikkaus tai paksunnetaan laattaa
  - Kasvatetaan vetoraudoitussuhdetta lisäämällä yläpinnan raudoitusta pilarin kohdalla
  - Valitaan UFO lävistysvahvike, jolloin betonin leikkauskapasiteetti valitaan lävistysvahvikkeen mukaisesti. Tarvittaessa UFO lävistysvahvikkeiden kanssa voidaan käyttää myös lävistysraudoitteita.
  - Käytetään lävistysraudoitteita
4. Lävistysraudoitteiden osalta noudatetaan kaavaa 3.37, jonka avulla voidaan laskea tarvittava leikkausraudoituksen kapasiteetti vähentämällä leikkausvoiman mitoi-

tusarvosta 0,25-kertainen betonin lävistyskapasiteetti. Leikkausraudoituksen pinta-ala voidaan tämän jälkeen määrittää kuvasta 4.4.

Kuvaajien käyttöohjeiden lisäksi tulee huomioida myös yksityiskohtaiset mitoitusohjeet lävistyskestävyydestä ja UFO lävistysvahvikkeiden käytöstä.

### 4.3 Kantokykykäyrät ja pilarilaatan tarkastelua

Yhtenä päätarkoituksena diplomityössä oli tarkastella pilarilaattaa elementtimenetelmään perustuvalla laskentaohjelmalla ja laatia sen pohjalta kantokykykäyriä ja tarkastella pilarilaatan taipumaa sekä raudoitusta. Laskenta suoritettiin Scia Engineer –ohjelman versiolla 12.0.183. Tarkastelussa käytettiin suorakulmaista pilarilaattaa, joka käsitti kaikissa reunoissa 0,6 m ulokkeet ja lyhyemmän sivun suuntaisesti kolme laattakenttää sekä pidemmän sivun suuntaisesti viisi laattakenttää. Kuvassa 4.1 on havainnekuva käytetystä rakennemallista. Pilarilaatan tuet mallinnettiin poikkileikkaukseltaan 380 mm pyöreitä pilareita, joiden liitos laattaa oli mallinnettu niveleksi ja joiden alareuna oli jäykästi kiinnitetty. Pilarit toimivat ainoastaan tukina ja niiden rakenneanalyysiä ei tehty. Elementtiverkon silmäväli oli säädetty keskimäärin 0,5 metriin likimain neliön muotoisille elementeille.

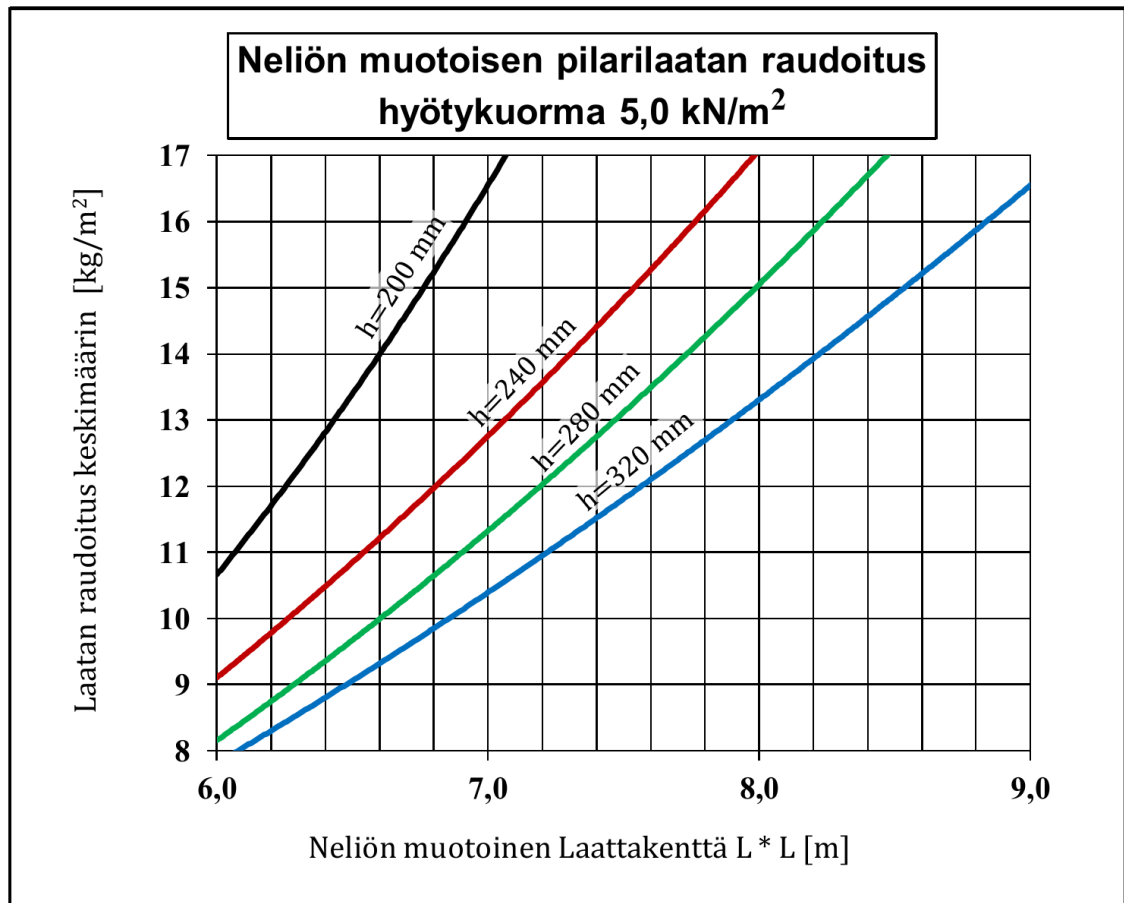


**Kuva 4.1** Havainnekuva laskentaohjelmassa käytetystä rakennemallista

Laattaa kuormitettiin liitteen 1. mukaisilla kuormituskaavioilla murtorajatilassa ja käyttörajatilassa liitteen 1. kuormituskaavio 1:n mukaisesti. Murtorajatilassa laskenta suoritettiin lineaarisena analyysinä. Käyttörajatilan taipuma- ja halkeamaleveystarkastelussa käytettiin epälineaarista analyysia, jossa huomioitiin myös kutistuma ja viruma. Liitteessä 2 on esimerkkinä eräästä lasketusta pilarilaatasta laskentatuloksia. Liitteeseen 3 on koottuna joitain keskeisiä laskentatuloksia taulukkomuodossa, joiden pohjalta tässä kappaleessa mainitut kuvaajat on pääosin laadittu. Laskentatuloksissa alapinnan raudoit-

tuksen osalta on aina esitetty tarvittavan vetoraidoituksen maksimiarvo yhteen suuntaan ja yläpinnan tuella vaadittavan raudoituksen osalta keskipilarin kohdalla tarvittavan vetoraidoituksen maksimiarvo yhdessä suunnassa, joka vastaa karkeasti vaadittavaa keskimääräistä raudoitusta tuen kohdalla.

Alustavassa suunnittelussa on usein tarpeellista arvioida laatan raudoitusta kustannuslaskennan osalta. Tätä varten laadittiin kuvassa 4.3 esitetty kuvaaja, jossa esitettiin tarvittava raudoitus kilogrammoina neliometriä kohden neliön muotoisen laattakentän alueella hyötykuorman ollessa  $5,0 \text{ kN/m}^2$ . 200 mm laatan osalta turvauduttiin toisen laskentapisteen osalta arviointimenettelyyn, koska kyseisen paksuista pilarilaattaa ei oltu laskettu kahdella täysin neliön muotoisilla laattakentillä kuin yhdellä jännevälyyhdistelmällä. Kuvaajaa laadittaessa huomioitiin yläpinnassa tukien kohdalla oleva raudoitus olettamalla sitä olevan viiden neliömetrin alueella laattakentässä ja laskemalla sen osuus mukaan pinta-alaan.



**Kuva 4.3** Kuvaaja neliön muotoisen pilarilaatan keskimääräisestä raudoituksesta

Liitteessä 4 on kantokykykäyriä ja niihin liittyviä taipumakuvaajia. Kuvaajat laadittiin haarukoimalla pilarilaatan suurin sallittu kuormitus kokeilemalla eri suuruisia hyötykuormia ja määrittämällä niissä tarvittava vetoraidoitus ja taipuma. Raudoituksen osalta pyrittiin toteutettavissa oleviin teräsmääriin. Tämän jälkeen laadittiin laskentatulosten

perusteella kuvaajat, joissa käyrät sovitettiin toisen asteen polynomeihin. Tulosten luotettavuuden kannalta ongelmallista oli tarkastelupisteiden vähyys ja poikkileikkauksessa käytetyn raudoituksen vaihtelu. Pilarilaatta laskettiin 3-4 jännevälyhdistelmällä per kuvaaja, joka oli selvästi liian vähän. Käyrän sijoittaminen onnistui 3-4 pisteen avulla, mutta sen tarkistaminen vaatisi huomattavasti tarkempaa laskentaa. Raudoituksen osalta olisi pitänyt vakioda käytettävä raudoitus käyrien vertailukelpoisuuden takaamiseksi. Käyrät eivät myös ole kovin käytännöllisiä, koska pilarilaattoja kuormitetaan toimistorakennuksissa pääasiassa tavanomaisilla kuormilla ja suuret hyötykuormat ovat melko harvinaisia ja pistemäisiä.

Tietokonelaskenta soveltui pilarilaattojen osalta melko kehnosti kantokykykäyrien tyyppiseen tarkasteluun, koska työlääseen laskentaan liittyi liian monta muuttujaa ja luotettavan lopputuloksen saaminen vaatisi suhteettoman paljon aikaa. Mikäli vastaavantyyppistä tarkastelua tarvitsee tehdä, voisi olla järkevämpi valita jokin käsinlaskentamenetelmä ja käyttää taulukkolaskentaohjelmaa laskennassa. Yksittäisen tuloksen tarkkuus ei välttämättä olisi yhtä hyvä kuin tarkemmassa tietokoneella suoritetussa analyysissä, mutta laskettujen tapausten määrää olisi mahdollista kasvattaa moninkertaiseksi ja samalla voitaisiin varmistua tulosten luotettavuudesta kokonaisuutena. Suositeltavaa olisi myös rajata kaikki muuttujat hyvin tarkasti, jolloin laskentatulokset olisivat paremmin vertailukelpoisia. Liitteen 4 kuvaajia voidaan käyttää suuntaa antavina, mutta niihin on suositeltavaa suhtautua varauksella.

Kantokykykäyrien lisäksi laskettiin pilarilaattoja, joiden hyötykuorma oli 2,5 ja 5,0 kN/m<sup>2</sup>. Näiden laskentatulosten perusteella laadittiin liitteen 5 vetoraudoituskuvaajat ja liitteen 6 taipumakuvaajat. Vetoraudoituskuvaajien avulla on mahdollista arvioida pilarilaatassa tarvittavaa raudoitusta reunakentässä ja keskimääräisesti tuen kohdalla, jolloin alustavassa suunnittelussa voidaan nopeasti ja helposti valita laatalle mahdollisimman realistinen raudoitus. Taipumakuvaajien avulla voidaan arvioida kyseisten hyötykuormien ja raudoitusten aiheuttamaan taipumaa. Kuvaajat on laadittu siten että suorakulmion muotoisen pilarilaatan laskentatapauksista on aina valittu epäedullisempi, silloin kun kyseessä on ollut neliön muotoisesta laattakentästä poikkeavat jännemitat. Menettelyllä on pyritty varmistamaan laskentatulosten luotettavuus ja soveltuvuus myös laskennassa käytetystä rakennemallista poikkeaviin pilarilaattoihin.

## 5 PÄÄTELMÄT

Pilarilaattojen suunnittelua on käsitelty yllättävän vähän alan kirjallisuudessa, ja suurin osa julkaisuista on melko vanhoja sekä usein enemmän tai vähemmän toistensa kopioita. Eurokoodien hyvänä puolena voidaan pitää, että niistä löytyy ajantasaisia ohjeita pilarilaattojen suunnitteluun. Monet näistä eurokoodin ohjeista tosin edellyttävät tulkin-  
taa, ja niitä voisi selventää myös standardin laatimistasolla.

Teoriaosuutta laadittaessa esille nousi lähdekirjallisuuden perehtymisen yhteydessä useita rakenneanalyysimenetelmiä, joita ei käsitelty työn rajauksen vuoksi. Monet näistä menetelmistä olivat suhteellisen yksinkertaisia ja helppokäyttöisiä, mutta niiden käyttäminen eurokoodien mukaisessa suunnittelussa oli epäselvää. Yksinkertainen laskentamenetelmä voisi olla hyödyllinen etenkin monimutkaisempien pilarilaattojen tarkastamisessa, vaikka laskenta ei täydellisesti vastaisi eurokoodien mukaista menettelyä. Diplomityössä tarkastelluista rakenneanalyysimenetelmistä ekvivalenttien kehien menetelmän ohje eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 osoittautui hyvin suppeaksi verrattuna muihin samasta menetelmästä laadittuihin julkaisuihin, joissa menetelmän käyttöä rajattiin hyvin painokkaasti. Olisi suositeltavaa selvittää, onko eurokoodin ohje ekvivalenttien kehien menetelmä kaikilta osin sellaisenaan riittävä pilarilaattojen luotettavaan rakenneanalyysiin.

Työhön sisältyneiden alustavan suunnittelun kuvaajien laatiminen osoittautui ongelmalliseksi, koska aikaisemmin laaditut alustavan suunnittelun kuvaajat eivät osoittautuneet kovin käytännöllisiksi ja niiden pohjalta oli hyvin vaikea kehittää uusia ja käyttökelpoisia kuvaajia. Vastaavan tyyppisiä kuvaajia laadittaessa olisi syytä miettiä tarkkaan niiden sisältöön liittyviä asioita käyttökelpoisuuden kannalta ja rajata tarkasti niihin liittyvät parametrit. Työssä käytetty Scia Engineer -laskentaohjelma suoriutui tehtävästä, mutta se soveltui huonosti alustavan suunnittelun kuvaajia varten tehtävään laskentaan. Epätarkempi laskentamenetelmä olisi ollut nopeutensa ansiosta käytännöllisempi ja laskettavia tapauksia ei olisi tarvinnut rajoittaa läheskään yhtä paljon kuin käytössä olleella laskentaohjelmalla. Suosituksena voidaan esittää, että mikäli tarkoituksena on laatia suhteellisen yksinkertaisia kuvaajia, tulisi harkita tarkkaan kannattaako työssä käyttää yksityiskohtaista laskentaa varten tehtyä laskentaohjelmaa. Alustavassa suunnittelussa on kuitenkin tärkeintä rakenteiden mittojen ja raudoituksen arviointi melko karkealla tasolla, joten vaikka tiettyjen kuvaajien laatiminen ei onnistunut täydellisesti, voidaan niitä silti käyttää alustavassa suunnittelussa oikean suuruusluokan arvioimisessa.

## LÄHTEET

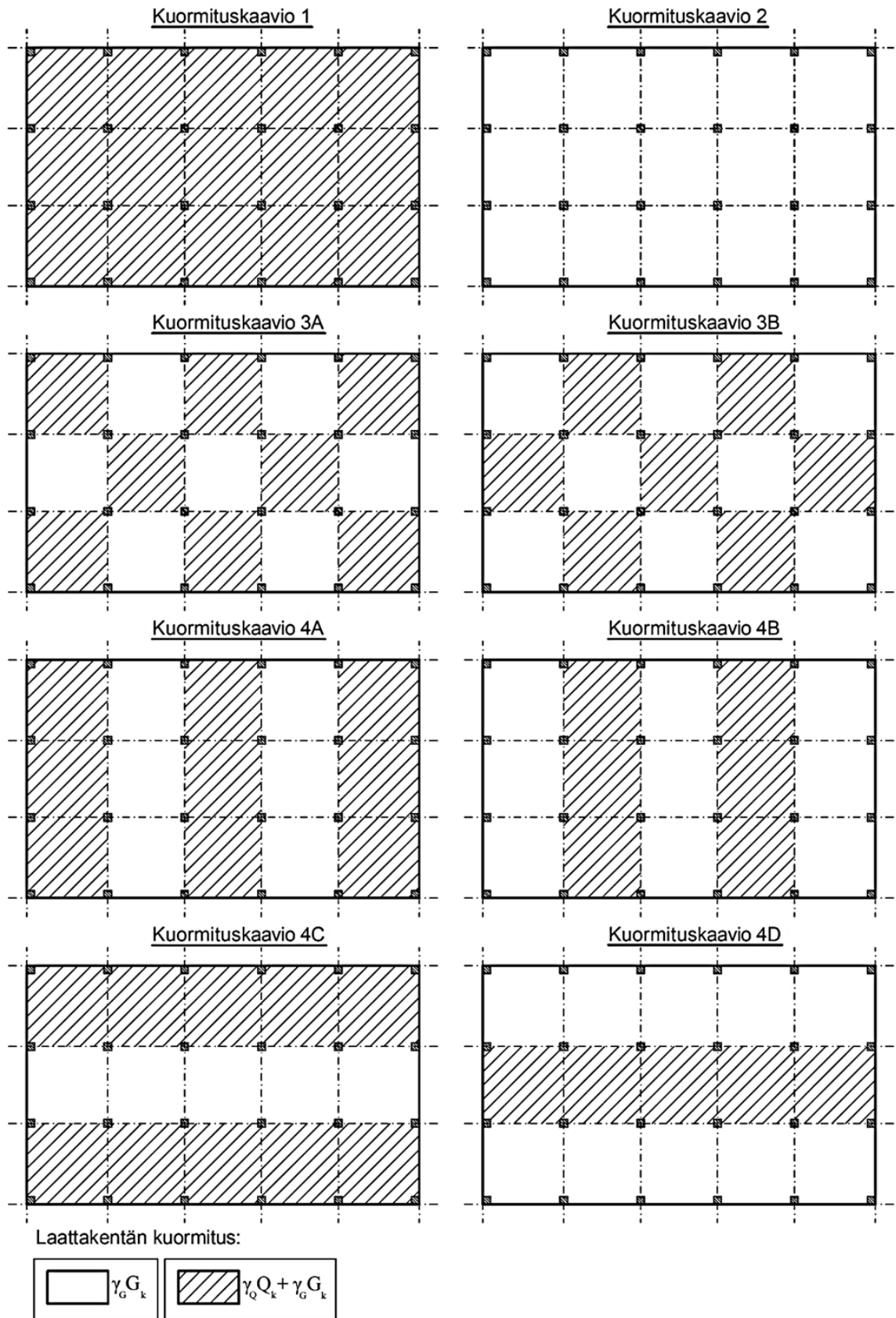
- [1] Rakennustekniikan käsikirja 6, Talonrakennustekniikka 2. Helsinki, 1977 Tammi. s. 419-1059.
- [2] Pilarilaattaohje. Mänttä, 1989, Suomen Betoniteollisuuden Keskusjärjestö Ry. 119 s.
- [3] Paikallavalurakentaminen Osa 3. Paikallavalurakenteiden suunnittelu. Lahti, 1995, RTT Rakennustuoteteollisuus Ry. 130 s.
- [4] Paikallavalurakentaminen Osa 1. Paikallavalu vaihtoehtona. Lahti, 1995, RTT Rakennustuoteteollisuus Ry. 130 s.
- [5] Kähkönen, L., Saarinen, E. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 2. By202. Vaajakoski, 2005, Suomen betoniyhdistys Ry. s. 243-468.
- [6] Leskelä, M. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus By210. Helsinki, 2006, Suomen betoniyhdistys Ry. 711 s.
- [7] Betoninormit 2012, By50. Helsinki, 2012, Suomen betoniyhdistys Ry.
- [8] Betonirakenteiden yksityiskohtien ja raudoituksen suunnitteluohjeet 1988, 3. Paikallavalu, By30-3. Jyväskylä, 1988, Suomen betoniyhdistys Ry.
- [9] Tammet Oy, Kaistaraudoitteet [viitattu 3.8.2013]. Saatavissa: [http://www.tammet.fi/index.php?option=com\\_content&view=article&id=32&Itemid=42&lang=fi](http://www.tammet.fi/index.php?option=com_content&view=article&id=32&Itemid=42&lang=fi)
- [10] Celsa Steel Service Oy, Betoniterästangot [viitattu 3.8.2013]. Saatavissa: <http://celsa-steelservice.fi/tuotteet/betoniterastangot/>
- [11] Ålander, C. 2010. Bamtec® raudoitteella aikataulu ja kustannukset kuriin
- [12] Rakennustekniikan käsikirja 4, Konstruktitekniikka. Helsinki, 1972, Tammi. 860 s.
- [13] Technical Manual, PSB Reinforcement against punching failure of slabs, Version 5/2012. 2012, Peikko Group. 12 s.
- [14] ETA-12/0454, Halfen HDB Shear Rail. Germany, 2013, HALFEN GmbH. 28 s.
- [15] RIL 53 d, Betoninormit (1967, 1970, 1971) 1975, Betonielementtinormit (1967) 1975, Rajatilamitoitusohjeet 1975. Vammala, 1975, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto Ry. 116+58 s.
- [16] Ålander, C. Betoniyhdistyksen käyttöseloste BY 5 B Nro 354, Liite 1. UFO Lävistysvahvike Käyttöohje. 2011, Celsa Steel Service Oy.
- [17] Betoninormikortti N:o 3. Pilarilaatan lävistyskapasiteetin kasvattaminen käyttämällä korkeampilujuuksista betonia. 1990, Suomen betoniyhdistys Ry. 10 s.



- [18] Korpela, P. Diplomityö Liittopilarin käyttö pilarilaatastossa. 1984, 82 s.
- [19] Betoninormikortti N:o 6. Laatan teräksisen lävistysvahvikkeen mitoitus. 1990 Suomen betoniyhdistys Ry. 16 s.
- [20] Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1990 Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. 2007, Ympäristöministeriö. 7 s.
- [21] SFS-EN 1990 + AC1 + AC. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. 2006 Suomen standardoimisliitto SFS. 185 s.
- [22] Betonirakenteiden käyttöikäsuunnittelu 2007, By51. Espoo, 2007 Suomen betoniyhdistys Ry. 99 s.
- [23] SFS-EN 1992-1-1 + AC. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2005, Suomen standardoimisliitto SFS. 218 s.
- [24] Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1, Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2009, Ympäristöministeriö. 15 s.
- [25] SFS-EN 1991-1-1 + AC. Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. 2002, Suomen standardoimisliitto SFS. 72 s.
- [26] SFS-EN 1991-1-3 + AC. Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat. 2004, Suomen standardoimisliitto SFS. 80 s.
- [27] SFS-EN 1991-1-4 + AC + AC1. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat. 2011, Suomen standardoimisliitto SFS. 255 s.
- [28] SFS-EN 1991-1-7 + AC. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat. 2007, Suomen standardoimisliitto SFS. 114 s.
- [29] Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1991-1-1, Eurokoodi 1 - Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. 2010 Ympäristöministeriö. 5 s.
- [30] Saarinen, E. RIL125 Teräsbetonirakenteet. Vaasa, 1986 Suomen Rakennusinsinööriliitto RIL Ry. 438 s.
- [31] Rakentajain kalenteri 1983. Jyväskylä, 1982 Rakentajain kustannus Oy.
- [32] Pilarilaatat, Suunnitteluohje. 1989, Dalsbruk Oy Ab. 71 s.
- [33] Hillerborg A. Strip method design handbook. London, 1996, E & FN Spon, Chapman and Hall. 302 s.

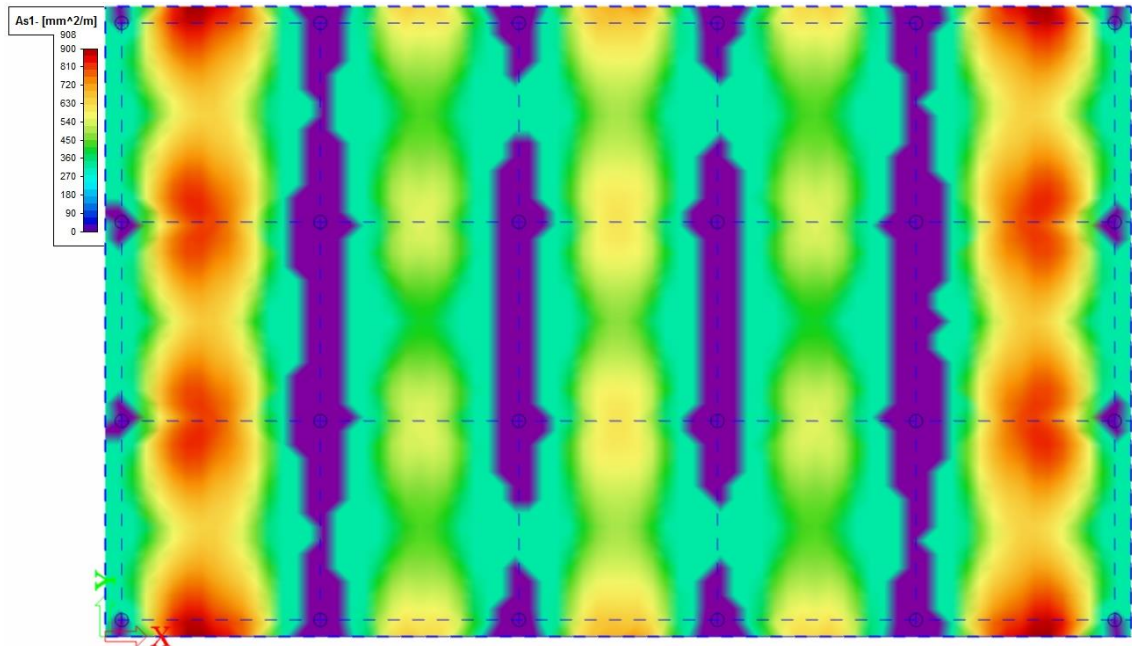
- [34] Outinen, H., Pramila, A. Lujuusopin elementtimenetelmän käyttö, Nide 1. Tampere, 1988, Tampereen teknillinen korkeakoulu. 238 s.
- [35] Brooker, O. How to design reinforced concrete flat slabs using Finite Element Analysis. 2006 The Concrete Centre. 16 s.
- [36] Rombach, GA. Finite-element Design of Concrete Structures, Practical problems and their solutions, Second Edition. London, 2011, ICE Publishing. 360 s.
- [37] Suunnittelun sovellusohjeet ja Betoninormien RakMK B4 suunnitteluosa, RakMK B1 ja B2, By 16. Jyväskylä, 1984, Suomen betoniyhdistys Ry. 384 s.
- [38] Suunnitteluohje EC 2, osat 1-1- ja 1-2, By60. 2008 Suomen betoniyhdistys ry. 209 s.
- [39] SFS-EN 1992-1-2 + AC. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus. 2005, Suomen standardoimisliitto SFS. 91 s.
- [40] Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-2, Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus. 2007, Ympäristöministeriö. 6 s.

## Liite 1: Esimerkki pilarilaatan kuormitukaavioista

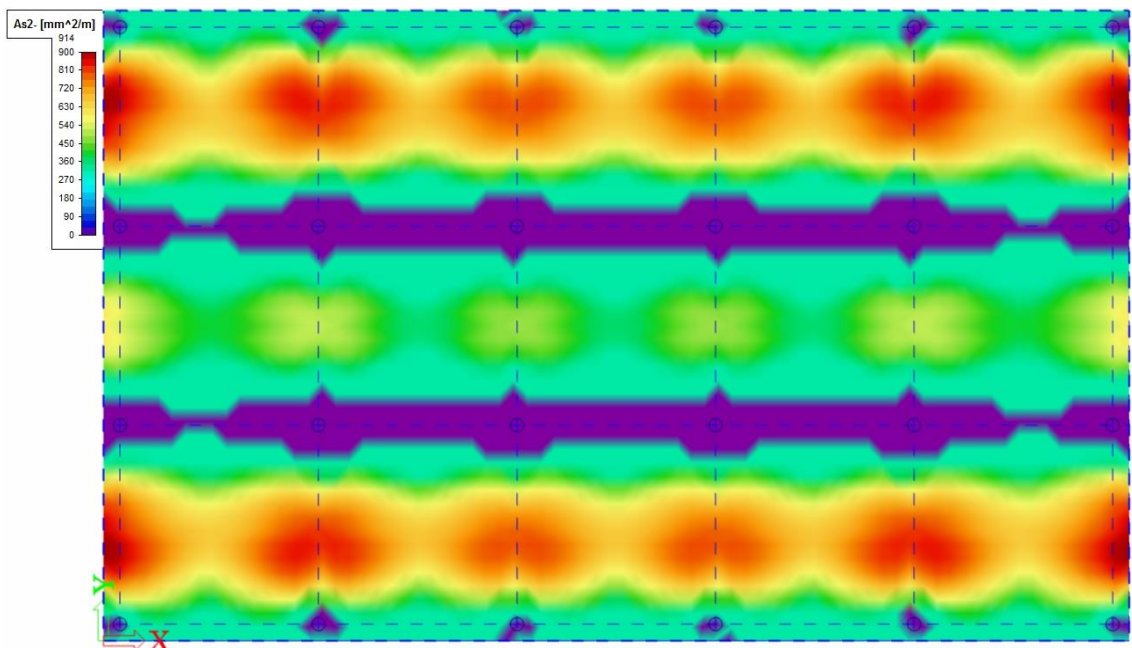


## Liite 2: Esimerkkejä laskentatuloksista

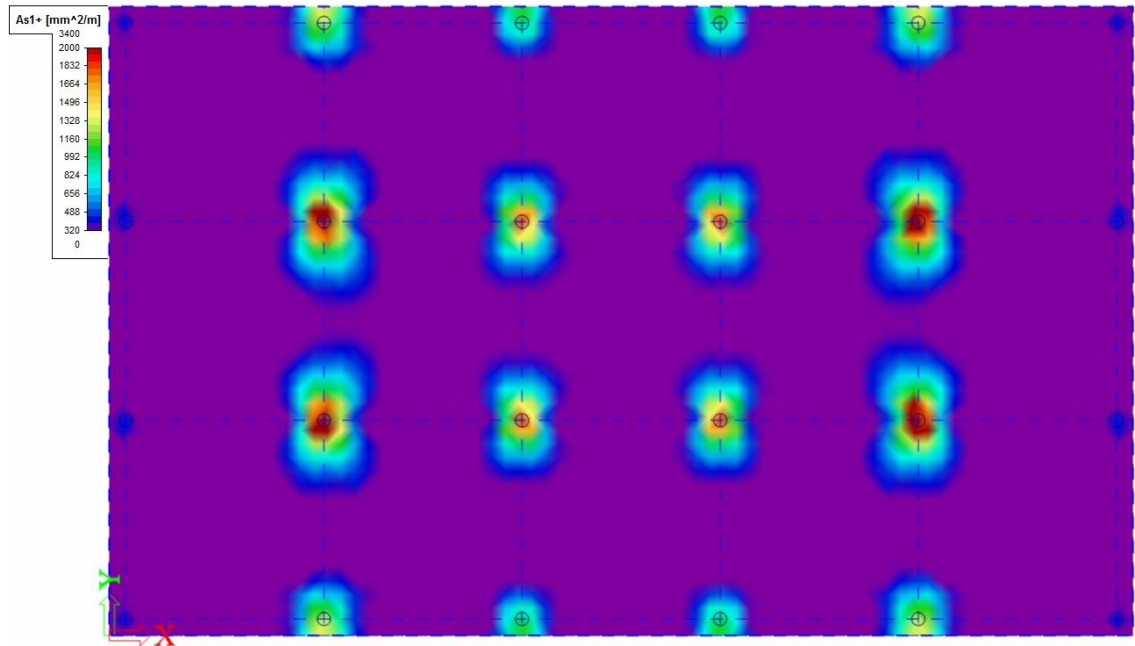
Liitteessä on esitetty esimerkkinä laskentatulokset, jotka on laskettu Scia Engineer 12.0.183 ohjelmalla. Pilarilaatan kenttien mitat ovat 7,2\*7,2 m ja reunoissa on käytetty 0,6 m uloketta. Laatan paksuus on 240 mm ja hyötykuorma 5,0 kN/m<sup>2</sup>. Kuormituskaaviot liitteen 1. mukaiset.



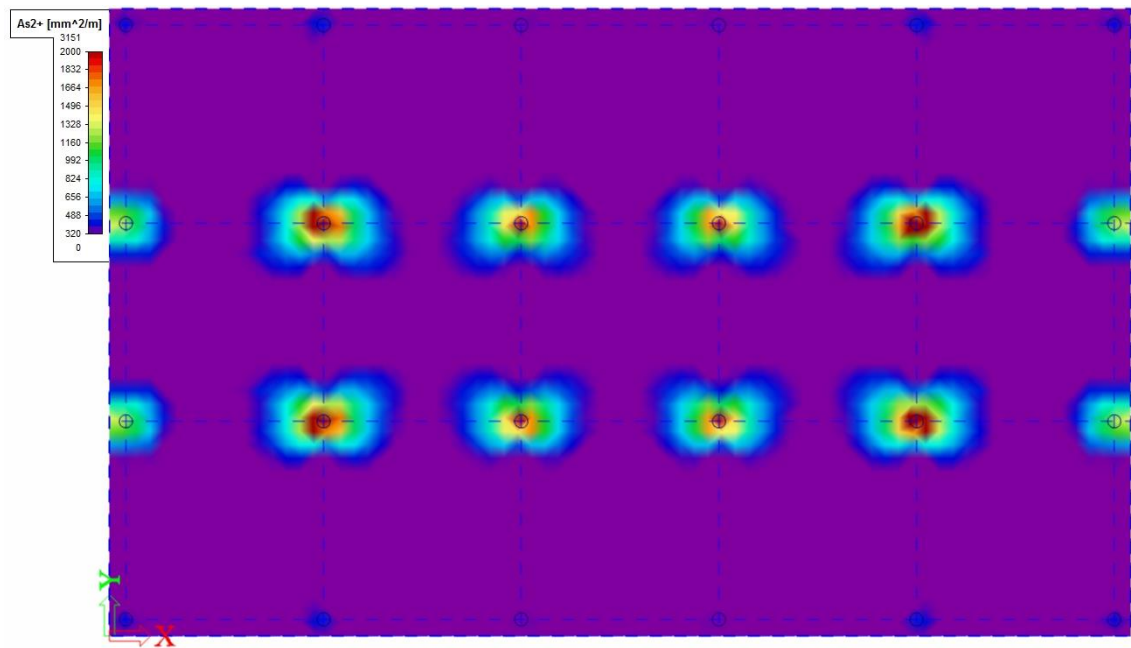
**Kuva L2.1** Alapinnassa murtorajatilassa vaadittava raudoitus X-suunnassa. Punainen väri kuvaa alueita, joissa vetoraudoitusta tarvitaan eniten ja turkoosi alueita, joissa tarvitaan vähiten.



**Kuva L2.2** Alapinnassa murtorajatilassa vaadittava raudoitus Y-suunnassa. Punainen väri kuvaa alueita, joissa vetoraudoitusta tarvitaan eniten ja turkoosi alueita, joissa tarvitaan vähiten.

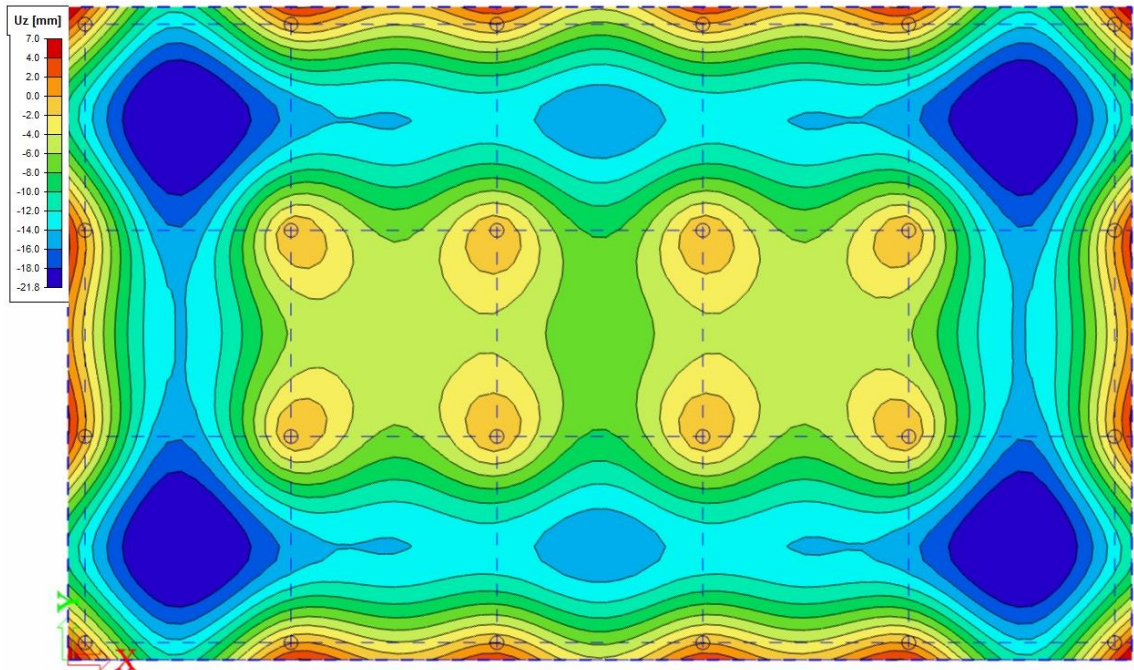


**Kuva L2.3** Yläpinnassa murtorajatilassa vaadittava raudoitus X-suunnassa. Punainen väri kuvaa alueita, joissa vetoraudoitusta tarvitaan eniten ja turkoosi alueita, joissa raudoitusta ei tarvita.



**Kuva L2.4** Yläpinnassa murtorajatilassa vaadittava raudoitus Y-suunnassa. Punainen väri kuvaa alueita, joissa vetoraudoitusta tarvitaan eniten ja turkoosi alueita, joissa raudoitusta ei tarvita.





**Kuva L2.5** Pilarilaatan taipuma käyttörajatilassa, tummansininen väri kuvaa eniten taipunutta aluetta.

### Liite 3: Keskeisimmät laskentatulokset koottuna

6,0*X [m]	6,0	6,3	6,6	6,0	7,2	7,5
	h=200	h=200	h=200	h=240	h=240	h=240
kuormitus [kN/m <sup>2</sup> ]	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
taipuma	13,2	14,6	16,2	8,9	13,5	15,5
alapinnan raudoitus pilarikaista	450	480	540	400	540	570
alapinnan raudoitus keskikaista	360	400	450	320	480	480
yläpinnan raudoitus tuki	800	850	950	700	1030	1100
kuormitus [kN/m <sup>2</sup> ]	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
taipuma	14,5	16,0	18,9	9,7	15,0	17,6
alapinnan raudoitus pilarikaista	670	730	790	570	740	790
alapinnan raudoitus keskikaista	530	600	680	450	700	660
yläpinnan raudoitus tuki	1130	1250	1400	1000	1400	1450
kuormitus [kN/m <sup>2</sup> ]	10,0	8,0	6,5	15,0	10,0	7,0
taipuma	18,4	19,1	20,6	12,5	18,5	21,7
alapinnan raudoitus pilarikaista	1120	1020	940	1210	1290	900
alapinnan raudoitus keskikaista	900	840	820	1020	1140	810
yläpinnan raudoitus tuki	2000	1800	1720	2250	2430	2100

6,0*X [m]	6,0	7,2	8,4
	h=280	h=280	h=280
kuormitus [kN/m <sup>2</sup> ]	2,5	2,5	2,5
taipuma	6,4	9,7	17,4
alapinnan raudoitus pilarikaista	380	510	680
alapinnan raudoitus keskikaista	380	450	620
yläpinnan raudoitus tuki	650	940	1140
kuormitus [kN/m <sup>2</sup> ]	5,0	5,0	5,0
taipuma	6,9	10,4	20,1
alapinnan raudoitus pilarikaista	520	710	940
alapinnan raudoitus keskikaista	400	620	870
yläpinnan raudoitus tuki	870	1240	1550
kuormitus [kN/m <sup>2</sup> ]	20,0	13,0	8,0
taipuma	9,6	12,9	22,1
alapinnan raudoitus pilarikaista	1370	1350	1300
alapinnan raudoitus keskikaista	1100	1200	1180
yläpinnan raudoitus tuki	2400	2440	2100

<b>6,0*X [m]</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,0</b>
	h=320	h=320	h=320	h=320
kuormitus [kN/m <sup>2</sup> ]	2,5	2,5	2,5	2,5
taipuma	4,7	7,5	11,6	16,5
alapinnan raudoitus pilarikaista	440	480	630	720
alapinnan raudoitus keskikaista	440	440	580	680
yläpinnan raudoitus tuki	600	880	1100	1150
kuormitus [kN/m <sup>2</sup> ]	5,0	5,0	5,0	5,0
taipuma	5,1	7,9	12,5	18,7
alapinnan raudoitus pilarikaista	440	650	850	980
alapinnan raudoitus keskikaista	440	560	800	920
yläpinnan raudoitus tuki	840	1140	1390	1520
kuormitus [kN/m <sup>2</sup> ]	25,0	17,5	12,5	10,0
taipuma	7,7	10,2	16,5	22,9
alapinnan raudoitus pilarikaista	1450	1500	1540	1500
alapinnan raudoitus keskikaista	1240	1330	1400	1440
yläpinnan raudoitus tuki	2460	2600	2550	2400

<b>7,2*X [m]</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>7,5</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>
	h=240	h=240	h=240	h=280	h=280	h=280
kuormitus [kN/m <sup>2</sup> ]	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
taipuma	13,4	18,6	21,9	9,6	13,2	21,7
alapinnan raudoitus pilarikaista	550	590	600	500	550	710
alapinnan raudoitus keskikaista	500	480	520	420	430	630
yläpinnan raudoitus tuki	880	1200	1210	820	1100	1420
kuormitus [kN/m <sup>2</sup> ]	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
taipuma	14,6	21,9	24,8	10,3	14,0	25,8
alapinnan raudoitus pilarikaista	780	840	880	700	750	960
alapinnan raudoitus keskikaista	700	690	740	620	600	850
yläpinnan raudoitus tuki	1240	1700	1810	1100	1480	1950
kuormitus [kN/m <sup>2</sup> ]	11,0	8,5	6,5	15,0	11,5	7,5
taipuma	19,0	25,0	27,7	13,5	17,1	28,6
alapinnan raudoitus pilarikaista	1370	1210	1030	1480	1300	1260
alapinnan raudoitus keskikaista	1240	1000	850	1340	1060	1150
yläpinnan raudoitus tuki	2300	2560	2200	2400	2600	2580

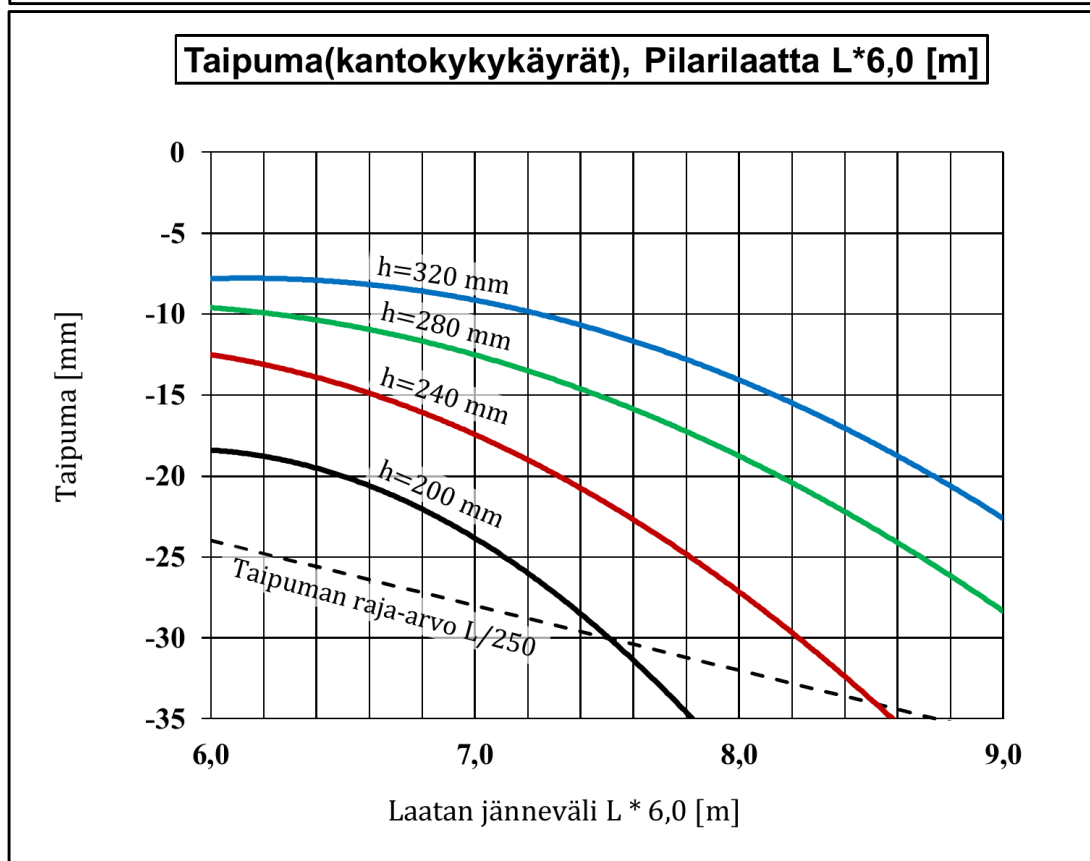
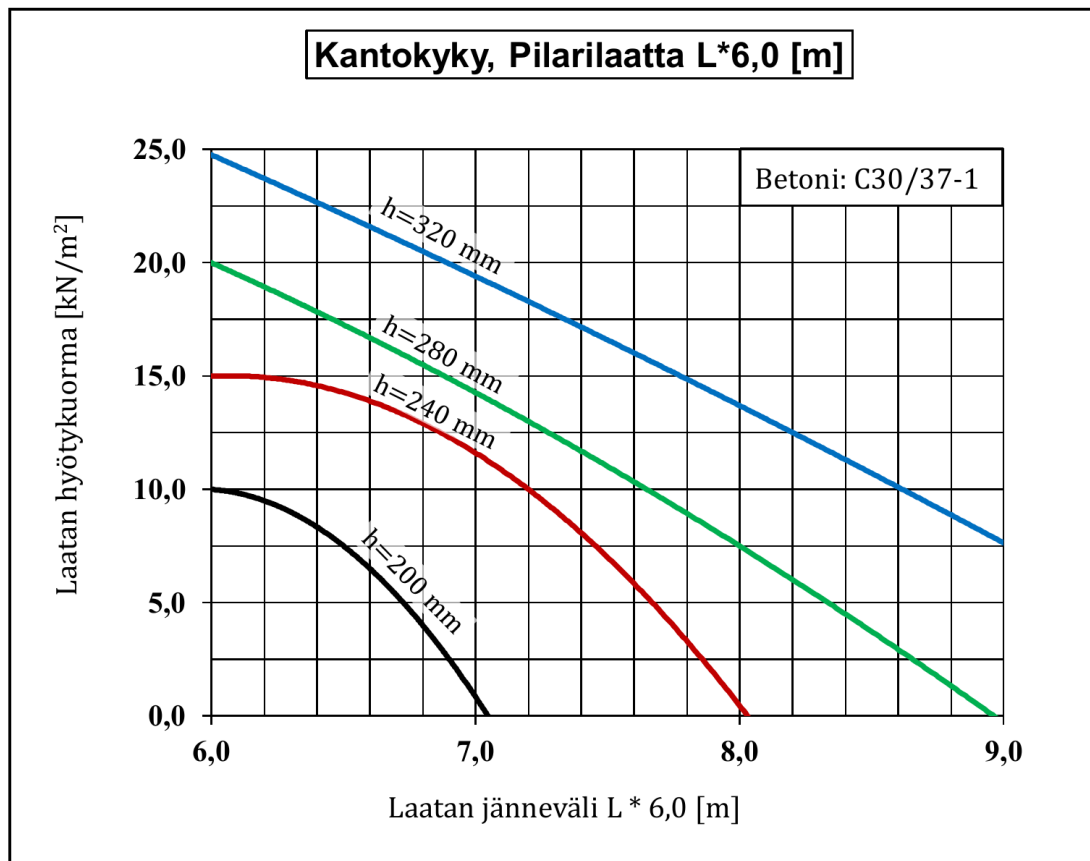


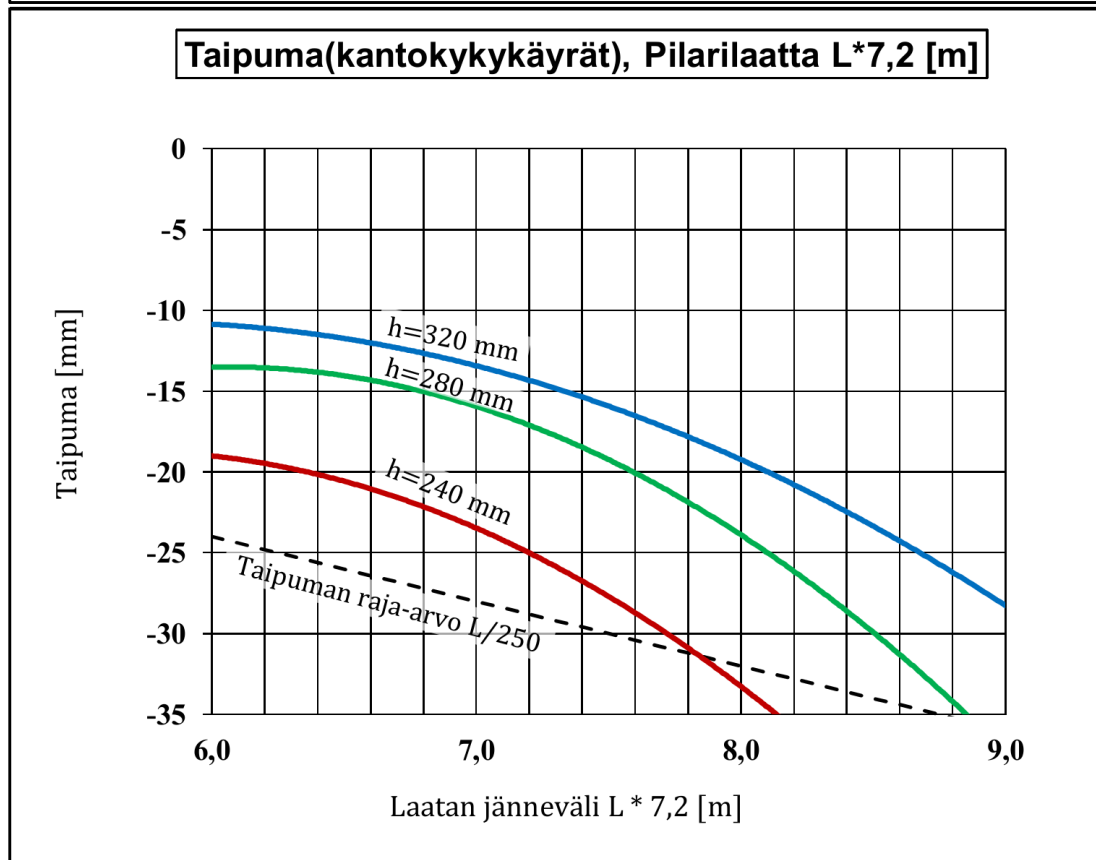
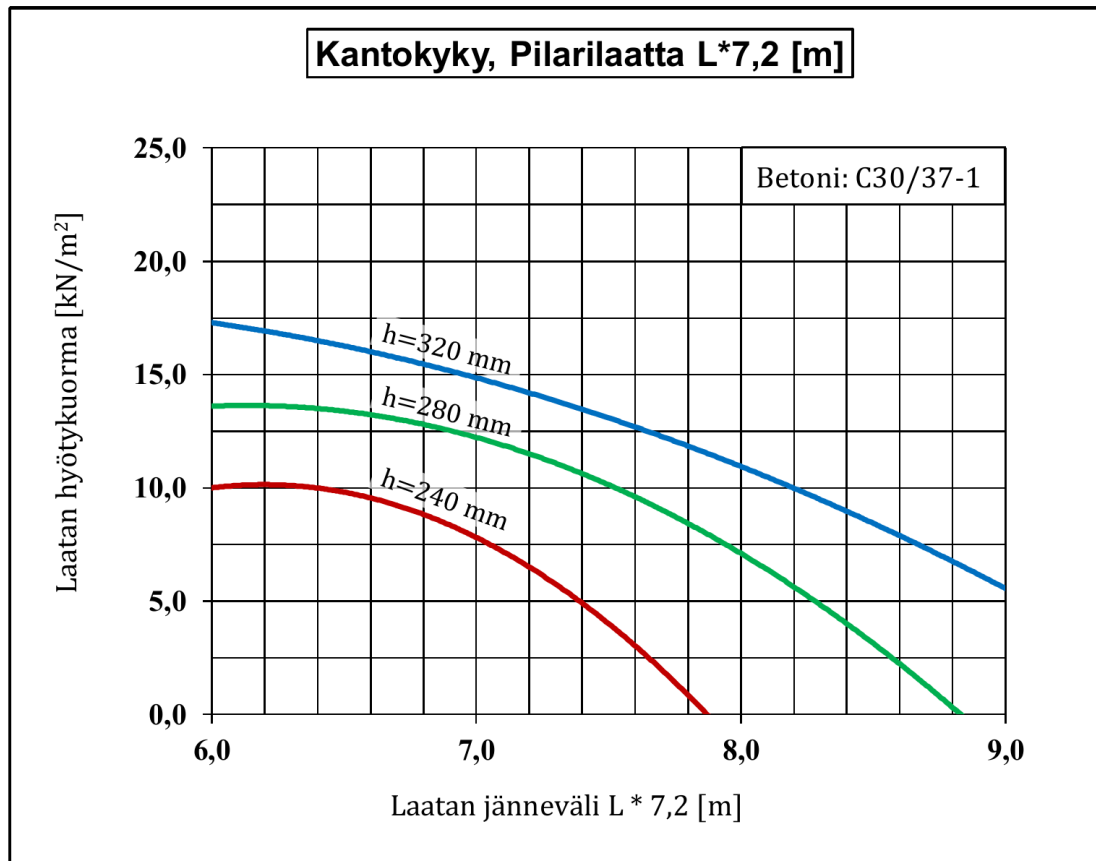
<b>7,2*X [m]</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,0</b>
	h=320	h=320	h=320	h=320
kuormitus [kN/m <sup>2</sup> ]	2,5	2,5	2,5	2,5
taipuma	7,4	9,9	14,1	19,8
alapinnan raudoitus pilarikaista	470	510	660	750
alapinnan raudoitus keskikaista	440	440	590	670
yläpinnan raudoitus tuki	770	1080	1380	1400
kuormitus [kN/m <sup>2</sup> ]	5,0	5,0	5,0	5,0
taipuma	7,8	10,5	15,7	23,2
alapinnan raudoitus pilarikaista	630	680	890	1020
alapinnan raudoitus keskikaista	550	550	800	900
yläpinnan raudoitus tuki	1010	1350	1700	1740
kuormitus [kN/m <sup>2</sup> ]	18,5	13,5	10,0	7,0
taipuma	10,2	12,5	19,2	24,4
alapinnan raudoitus pilarikaista	1550	1300	1370	1230
alapinnan raudoitus keskikaista	1400	1060	1200	1100
yläpinnan raudoitus tuki	2420	2600	2600	2500

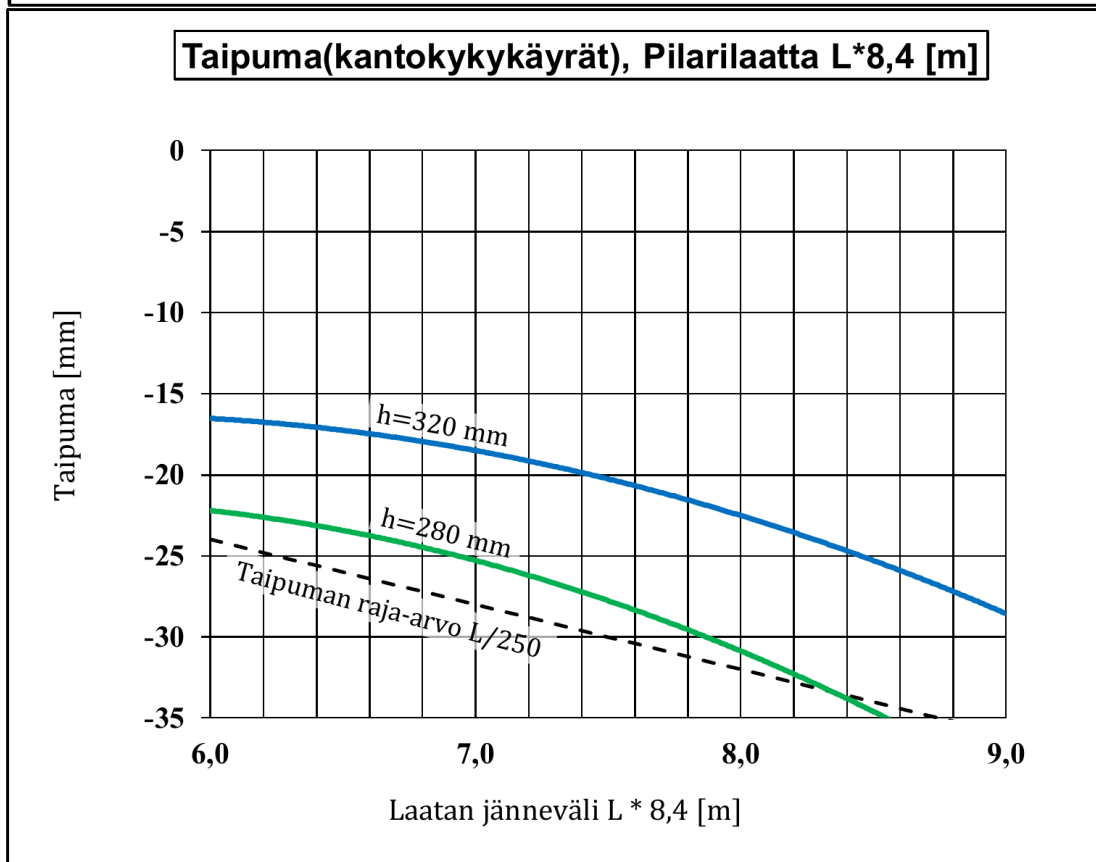
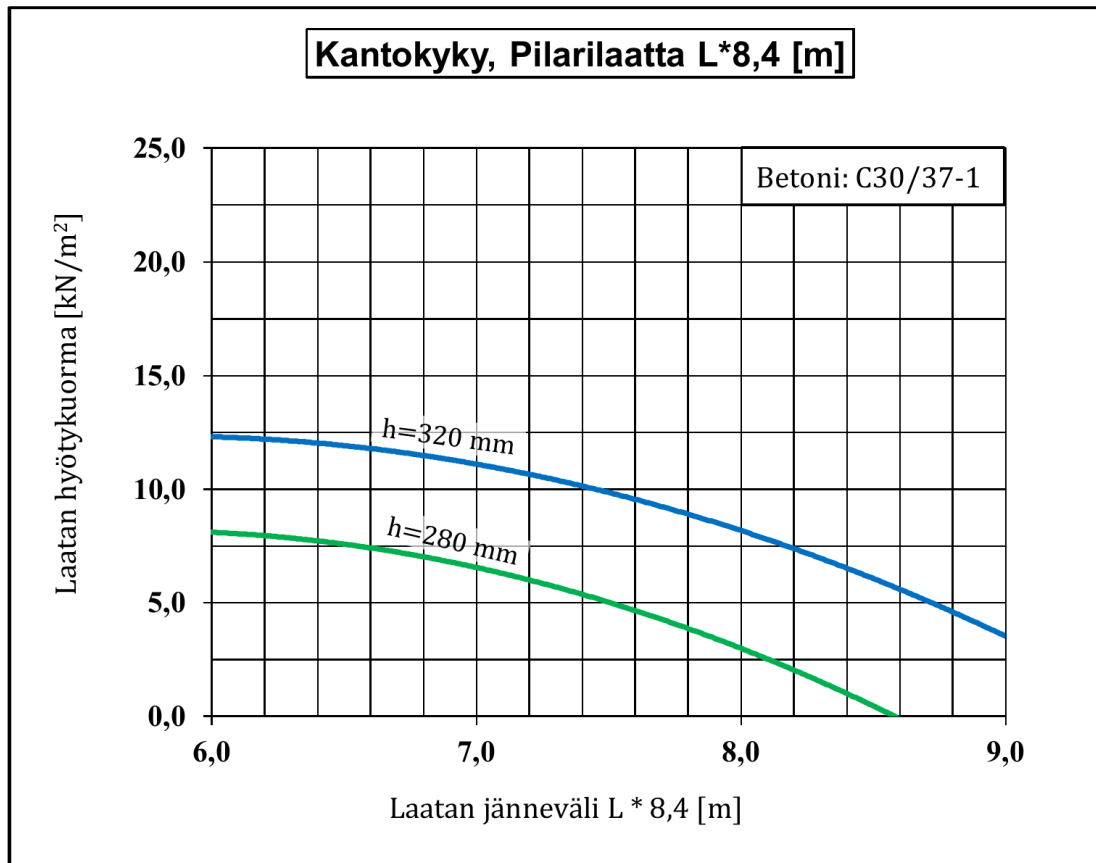
<b>8,4*X [m]</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>
	h=280	h=280	h=280
kuormitus [kN/m <sup>2</sup> ]	2,5	2,5	2,5
taipuma	15,9	19,4	29,7
alapinnan raudoitus pilarikaista	670	700	790
alapinnan raudoitus keskikaista	580	660	790
yläpinnan raudoitus tuki	1020	1320	1600
kuormitus [kN/m <sup>2</sup> ]	5,0	5,0	5,0
taipuma	17,9	21,6	33,8
alapinnan raudoitus pilarikaista	920	970	1050
alapinnan raudoitus keskikaista	810	840	850
yläpinnan raudoitus tuki	1680	1800	2340
kuormitus [kN/m <sup>2</sup> ]	9,0	7,5	5,0
taipuma	22,2	23,6	33,8
alapinnan raudoitus pilarikaista	1350	1130	1050
alapinnan raudoitus keskikaista	1260	990	810
yläpinnan raudoitus tuki	2380	2520	2340

<b>8,4*X [m]</b>	<b>6,0</b>	<b>7,2</b>	<b>8,4</b>	<b>9,0</b>
	h=320	h=320	h=320	h=320
kuormitus [kN/m <sup>2</sup> ]	2,5	2,5	2,5	2,5
taipuma	11,3	13,7	18,7	24,5
alapinnan raudoitus pilarikaista	620	650	700	790
alapinnan raudoitus keskikaista	600	600	600	600
yläpinnan raudoitus tuki	960	1200	1470	1810
kuormitus [kN/m <sup>2</sup> ]	5,0	5,0	5,0	5,0
taipuma	12,0	15,1	20,7	26,7
alapinnan raudoitus pilarikaista	840	870	930	1060
alapinnan raudoitus keskikaista	740	760	800	900
yläpinnan raudoitus tuki	1520	1640	1950	2300
kuormitus [kN/m <sup>2</sup> ]	13,5	10,0	7,5	6,5
taipuma	16,5	17,3	24,6	28,6
alapinnan raudoitus pilarikaista	1600	1340	1060	1230
alapinnan raudoitus keskikaista	1520	1180	870	1080
yläpinnan raudoitus tuki	2400	2520	2570	2600

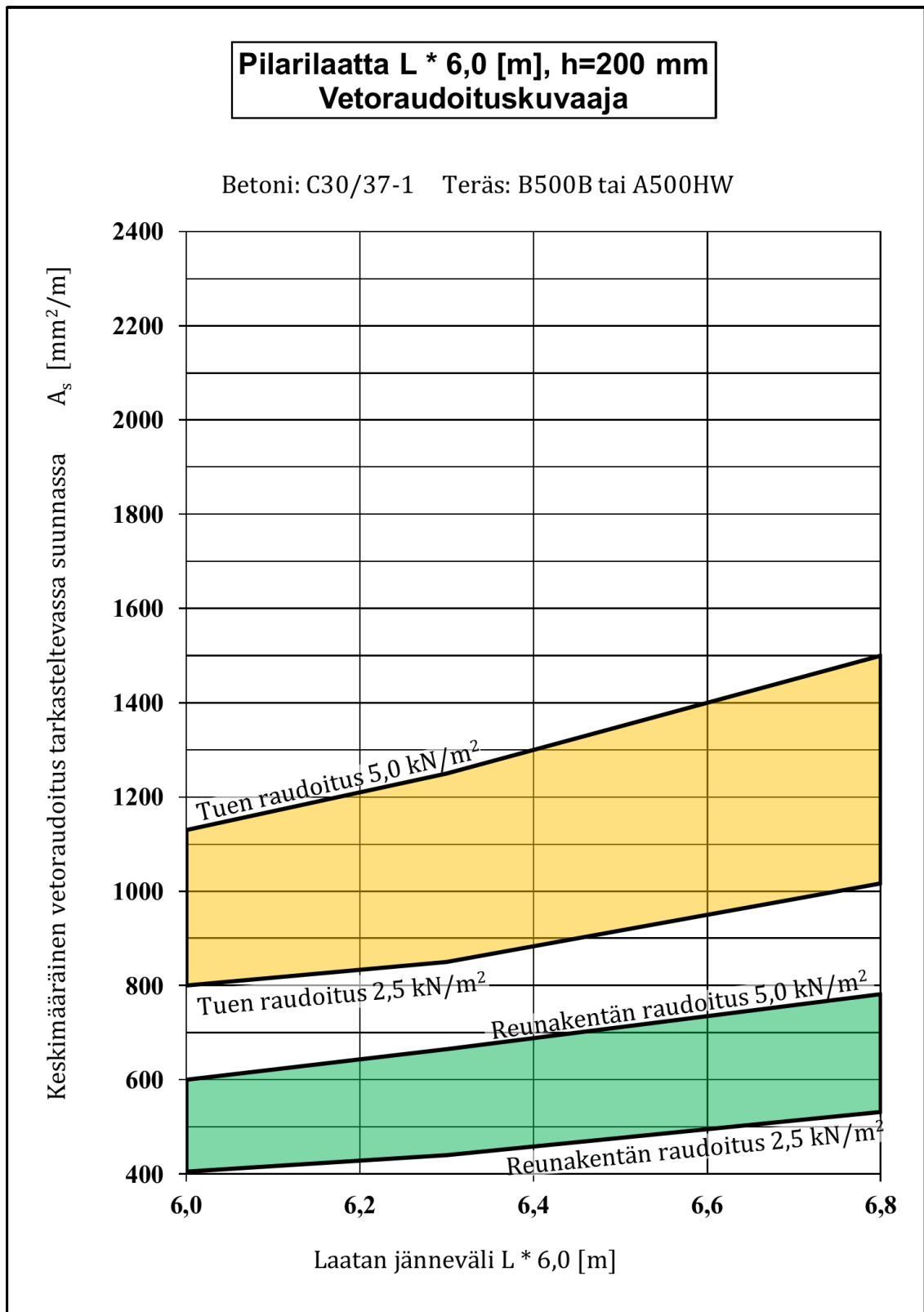
### Liite 4: Kantokykykäyrät ja niiden taipumakuvaajat





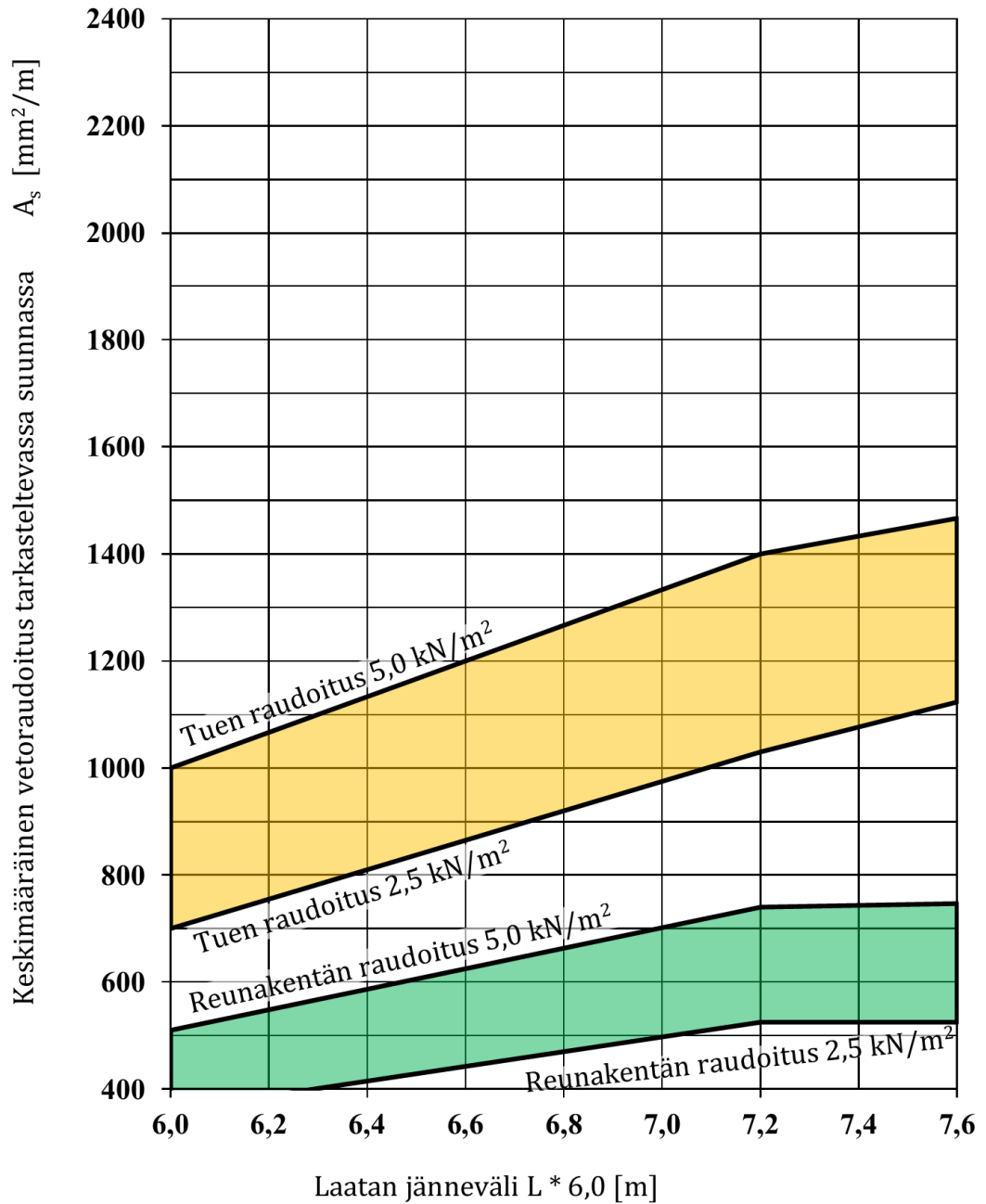


## Liite 5: Pilarilaattojen vetoraidoituskuvaajat



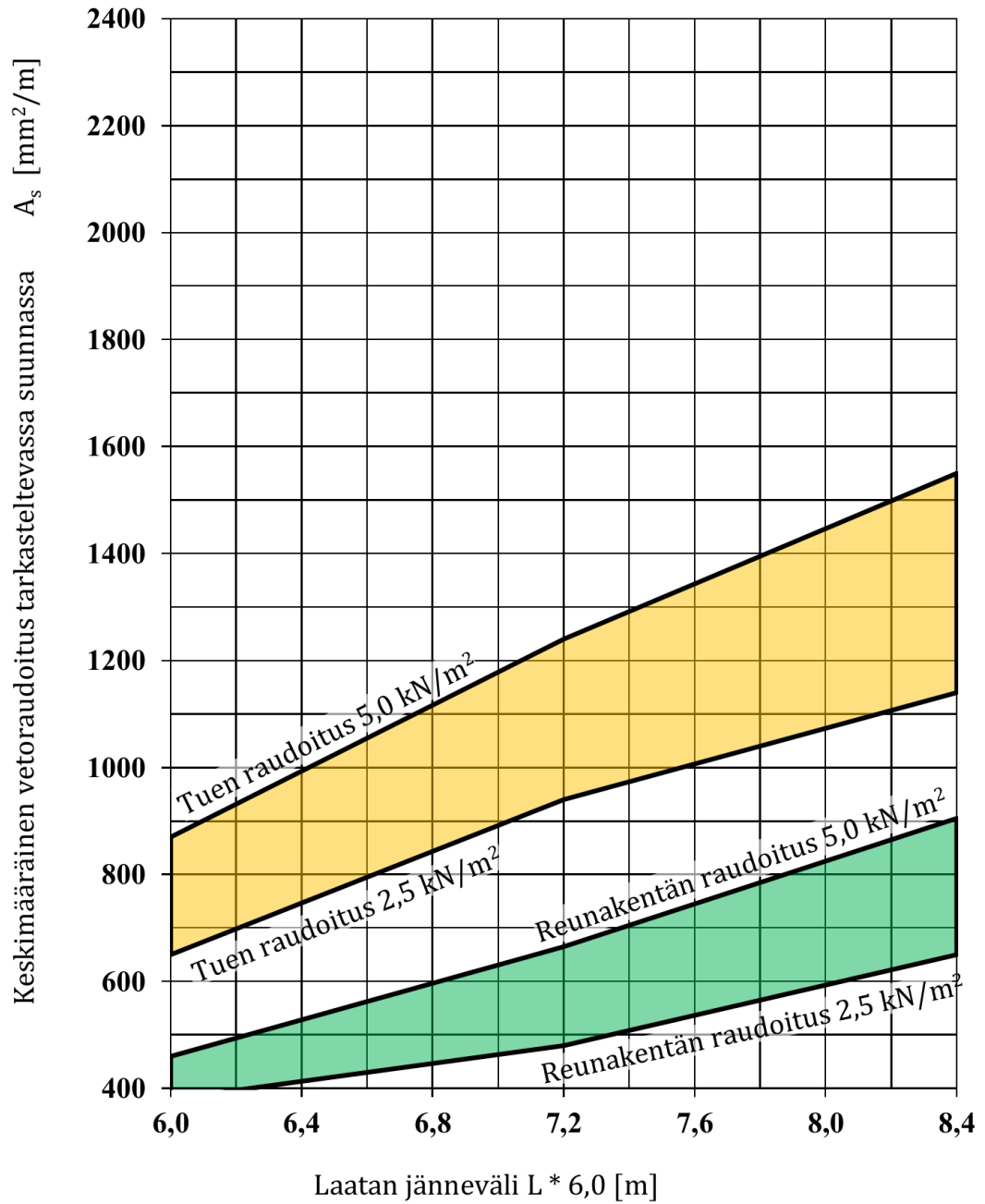
**Pilarilaatta L \* 6,0 [m], h=240 mm**  
**Vetoraudoituskuvaaja**

Betoni: C30/37-1 Teräs: B500B tai A500HW



**Pilarilaatta L \* 6,0 [m], h=280 mm**  
**Vetorausoituskuvaaja**

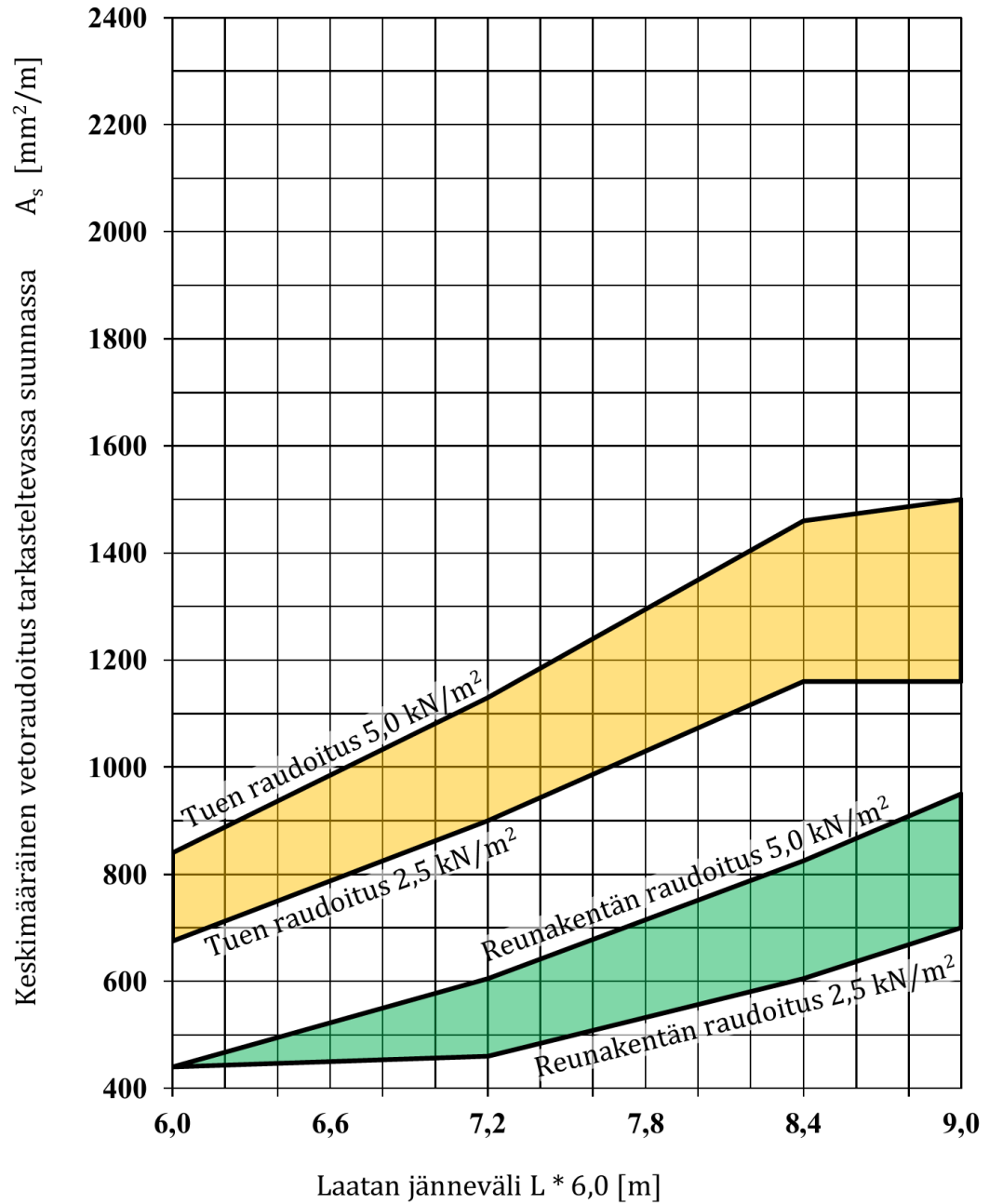
Betoni: C30/37-1 Teräs: B500B tai A500HW





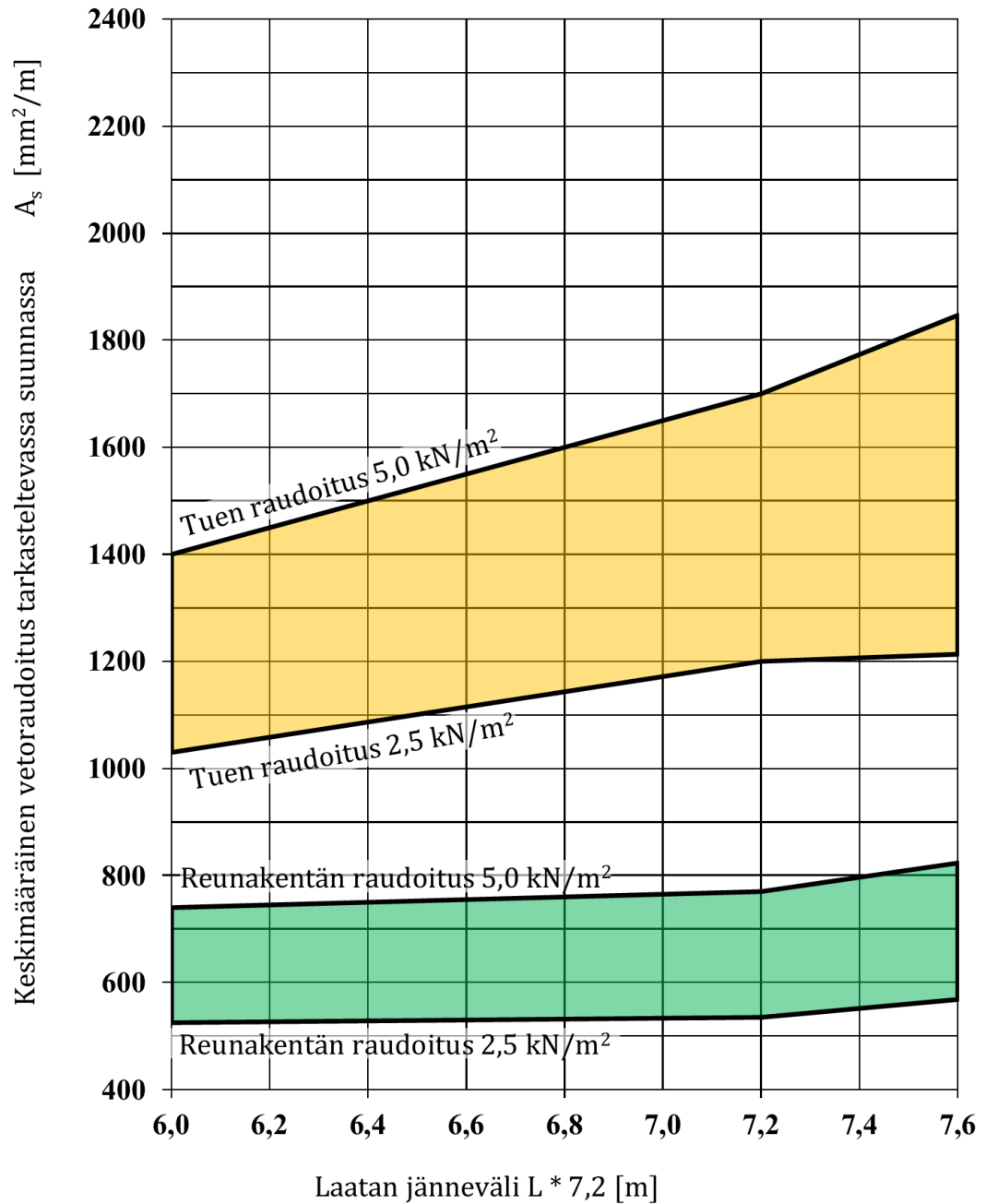
**Pilarilaatta L \* 6,0 [m], h=320 mm**  
**Vetorausoituskuvaaja**

Betoni: C30/37-1 Teräs: B500B tai A500HW



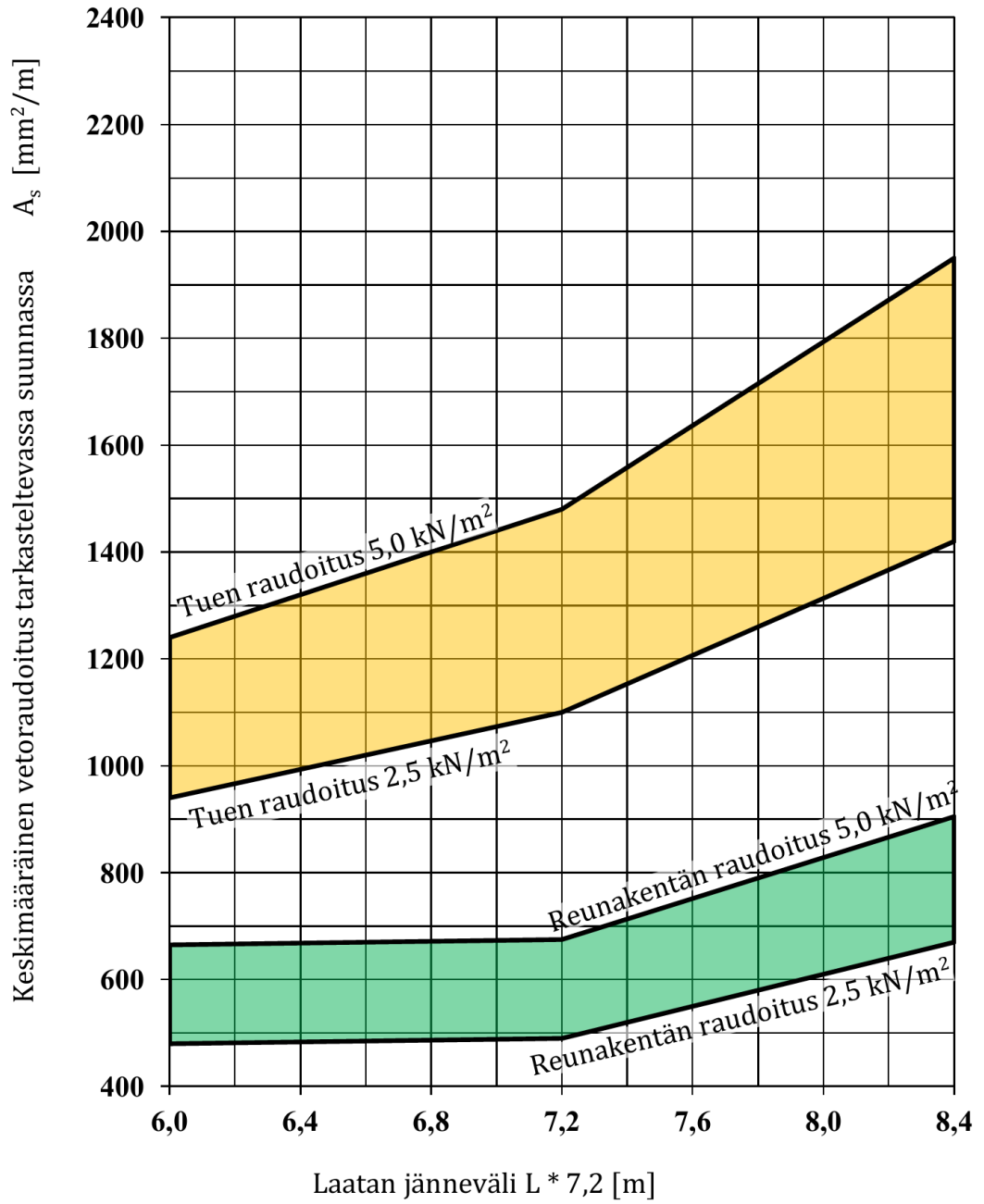
**Pilarilaatta L \* 7,2 [m], h=240 mm  
Vetoraudoituskuvaaja**

Betoni: C30/37-1 Teräs: B500B tai A500HW



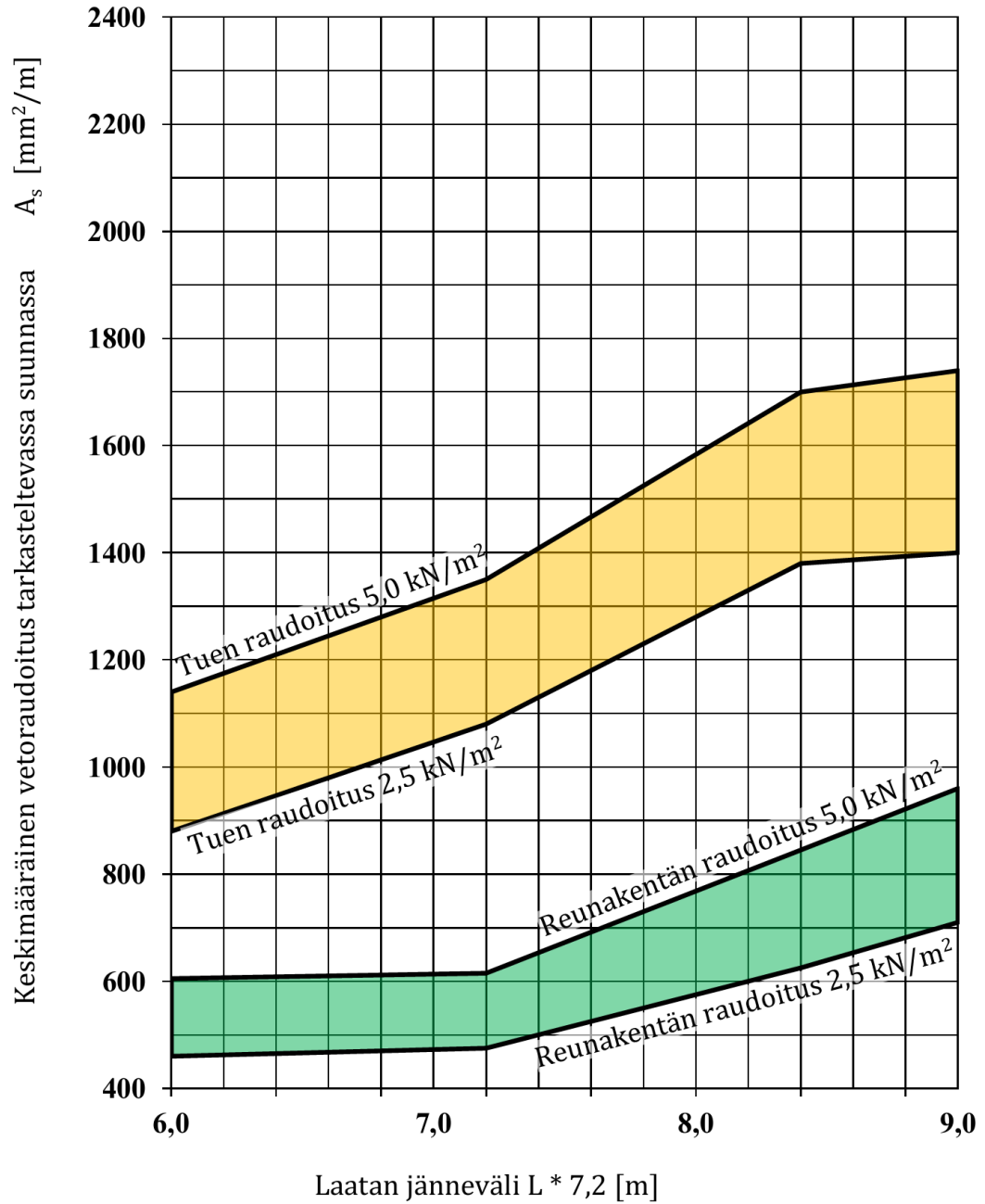
**Pilarilaatta L \* 7,2 [m], h=280 mm**  
**Vetoraudoituskuvaaja**

Betoni: C30/37-1 Teräs: B500B tai A500HW



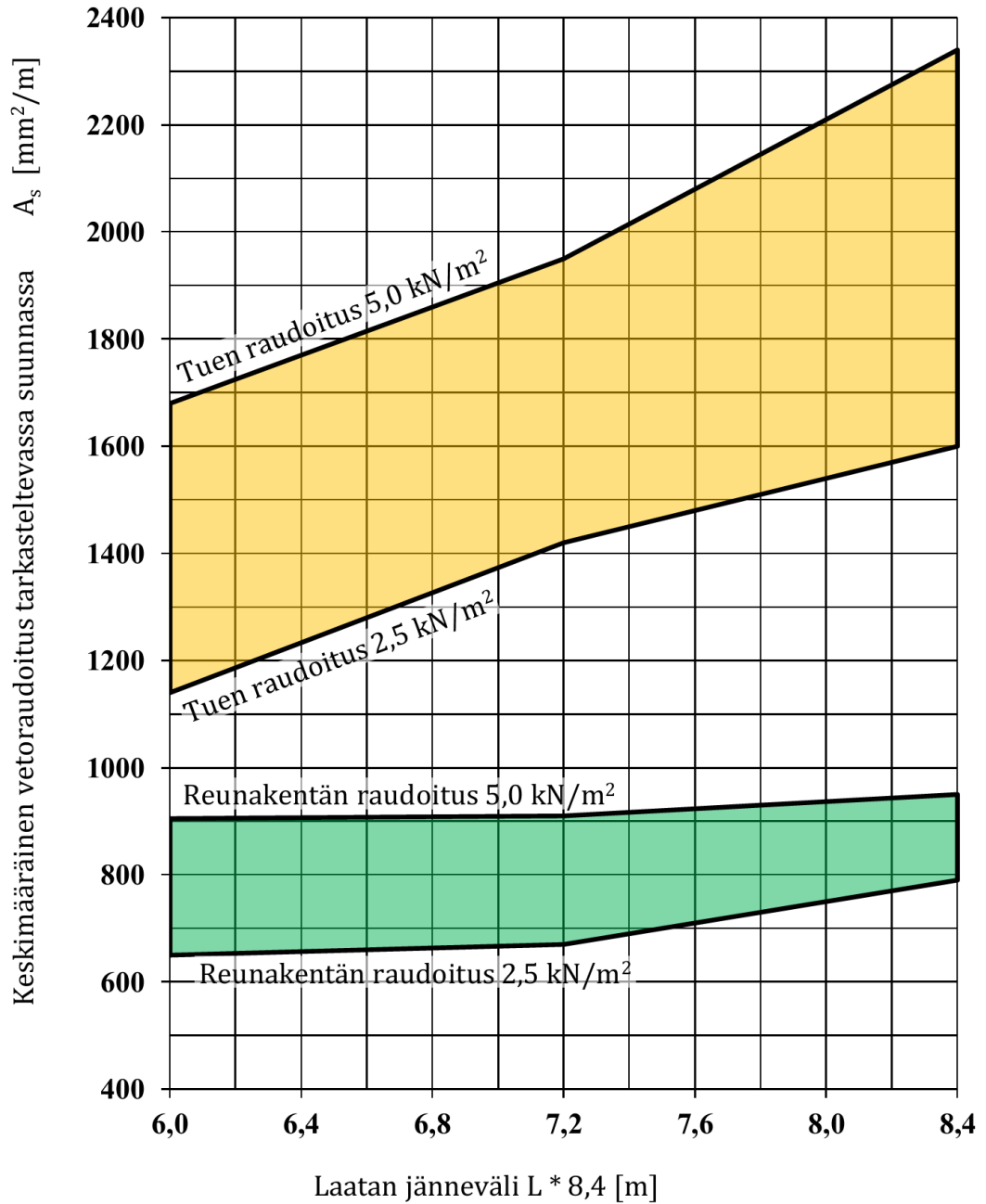
**Pilarilaatta L \* 7,2 [m], h=320 mm  
Vetorausoituskuvaja**

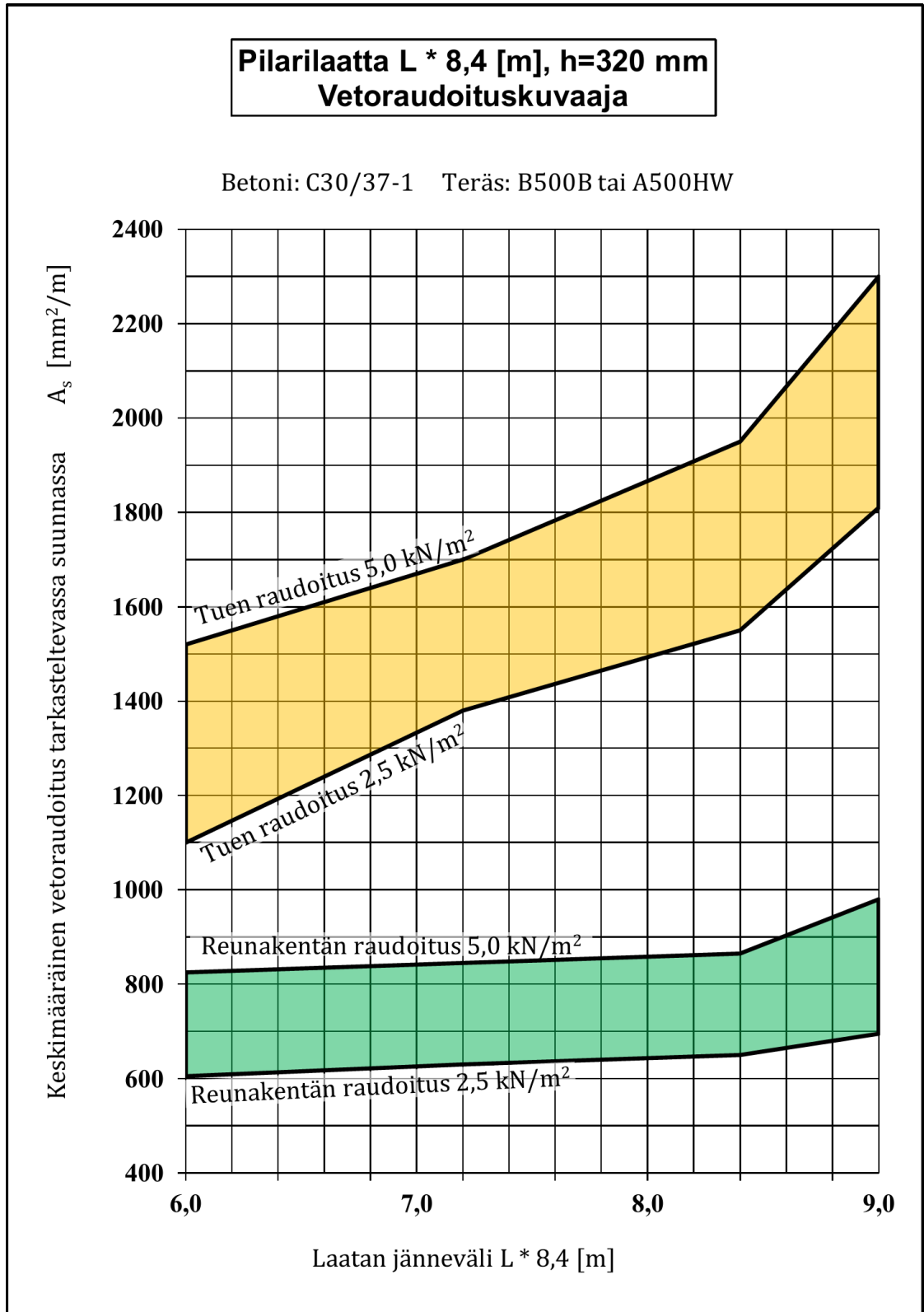
Betoni: C30/37-1 Teräs: B500B tai A500HW



**Pilarilaatta L \* 8,4 [m], h=280 mm  
Vetoraudoituskuvaaja**

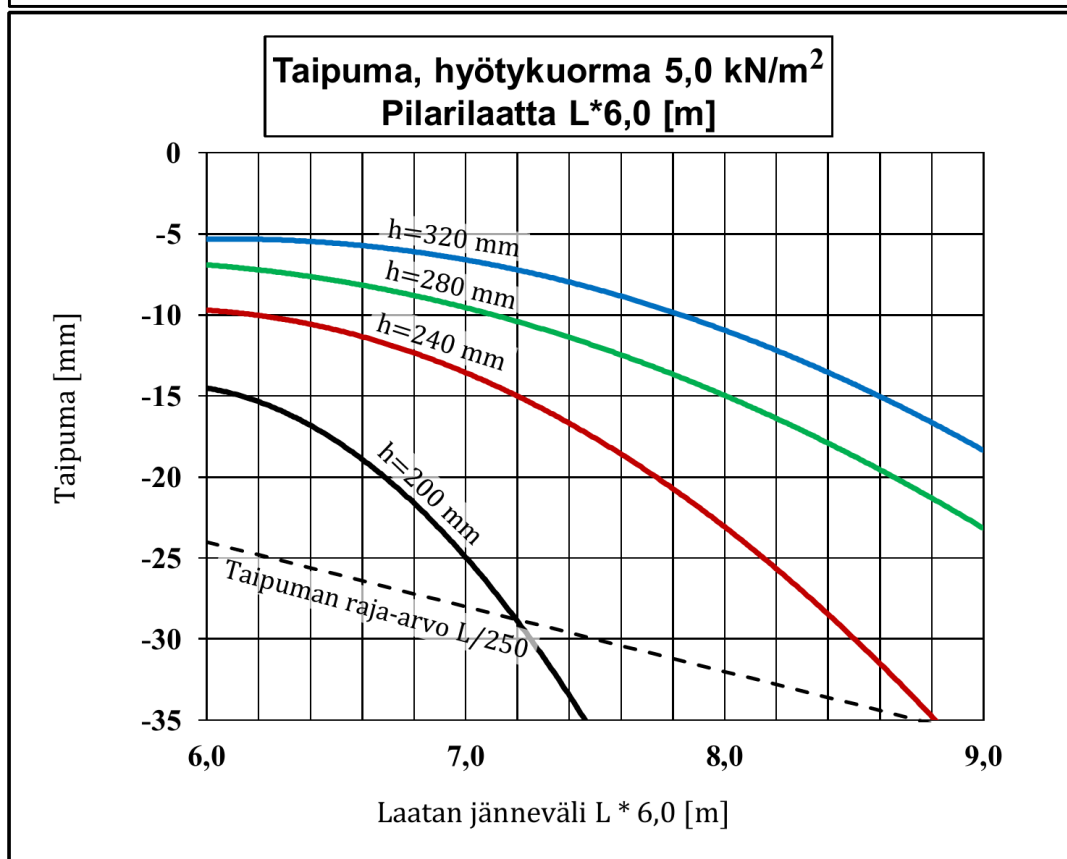
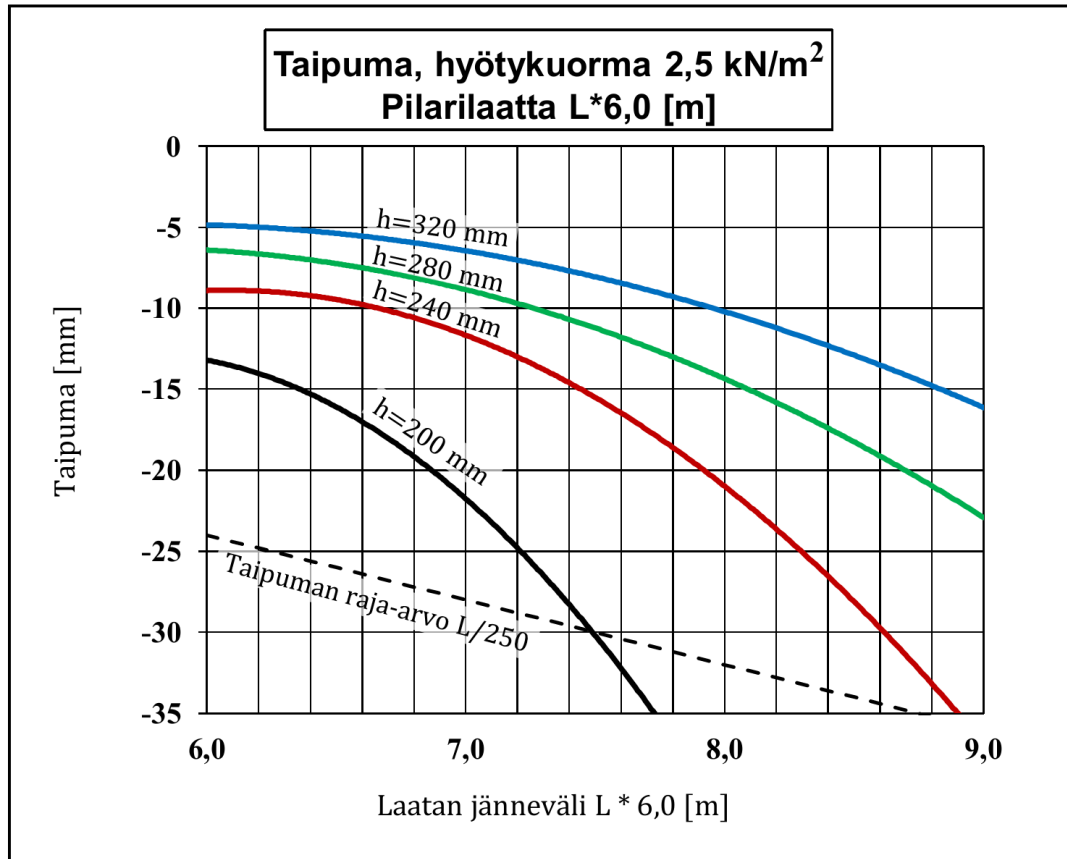
Betoni: C30/37-1 Teräs: B500B tai A500HW

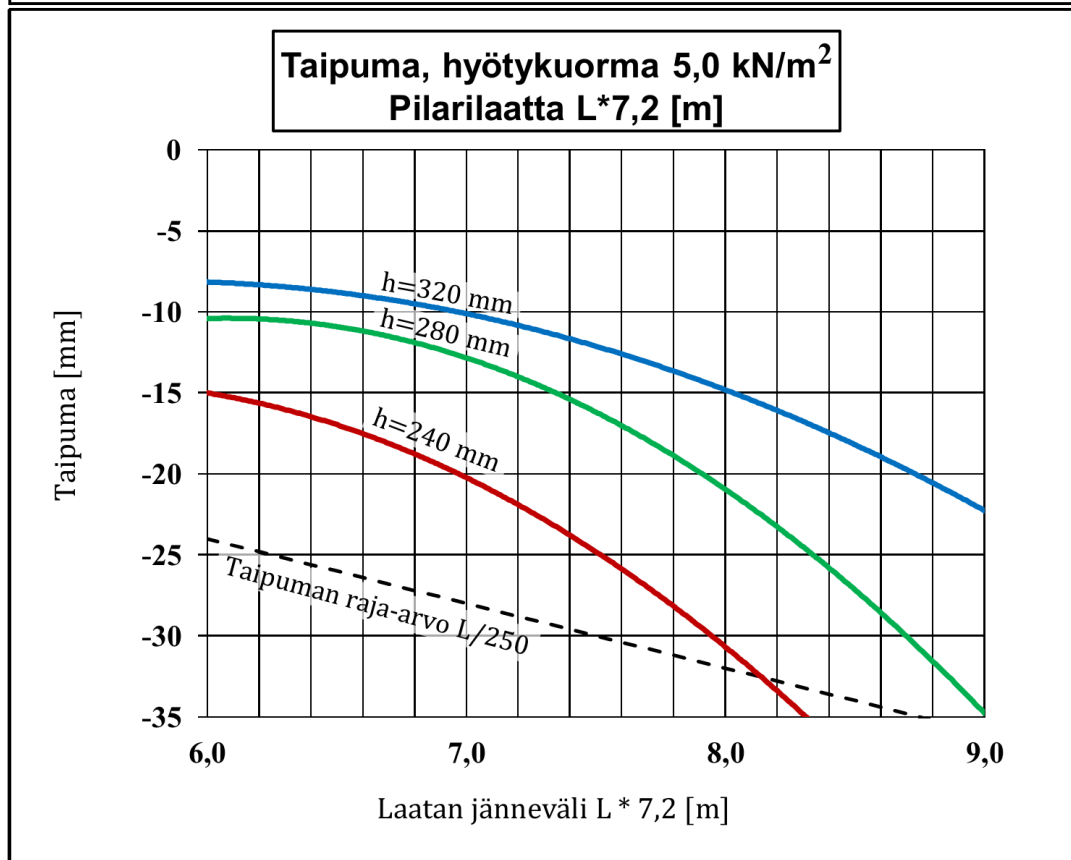
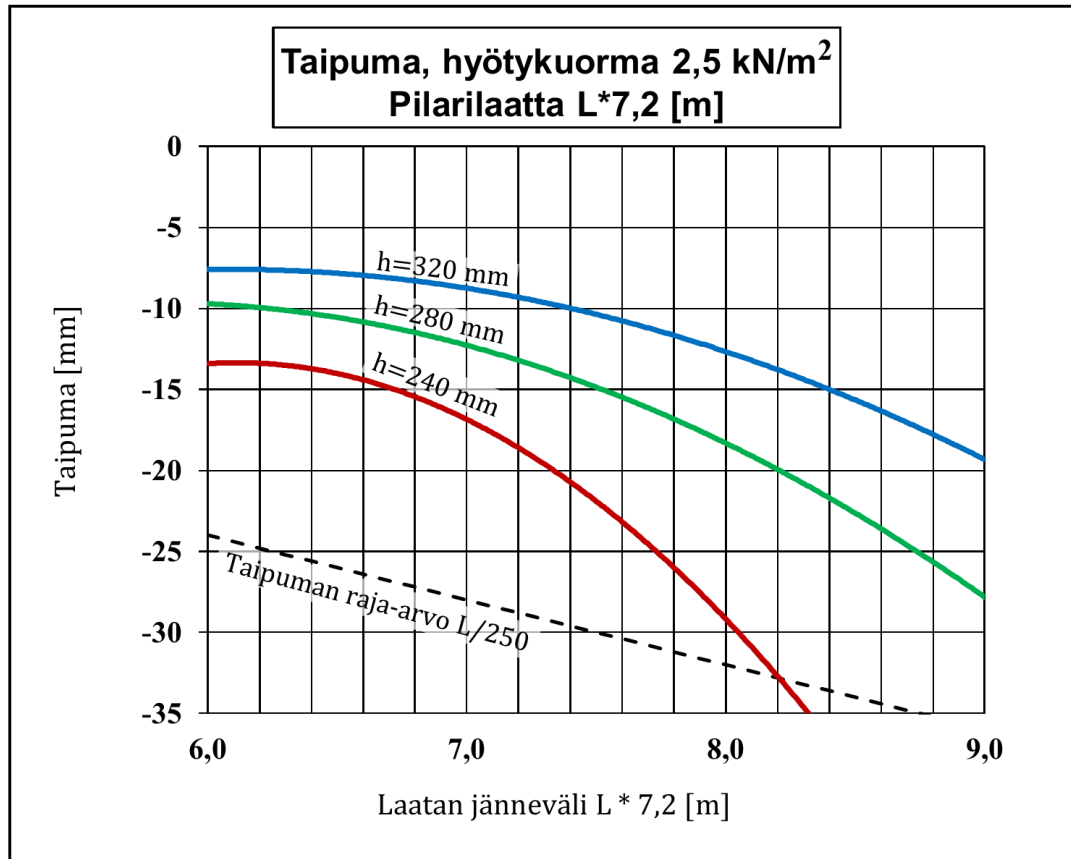




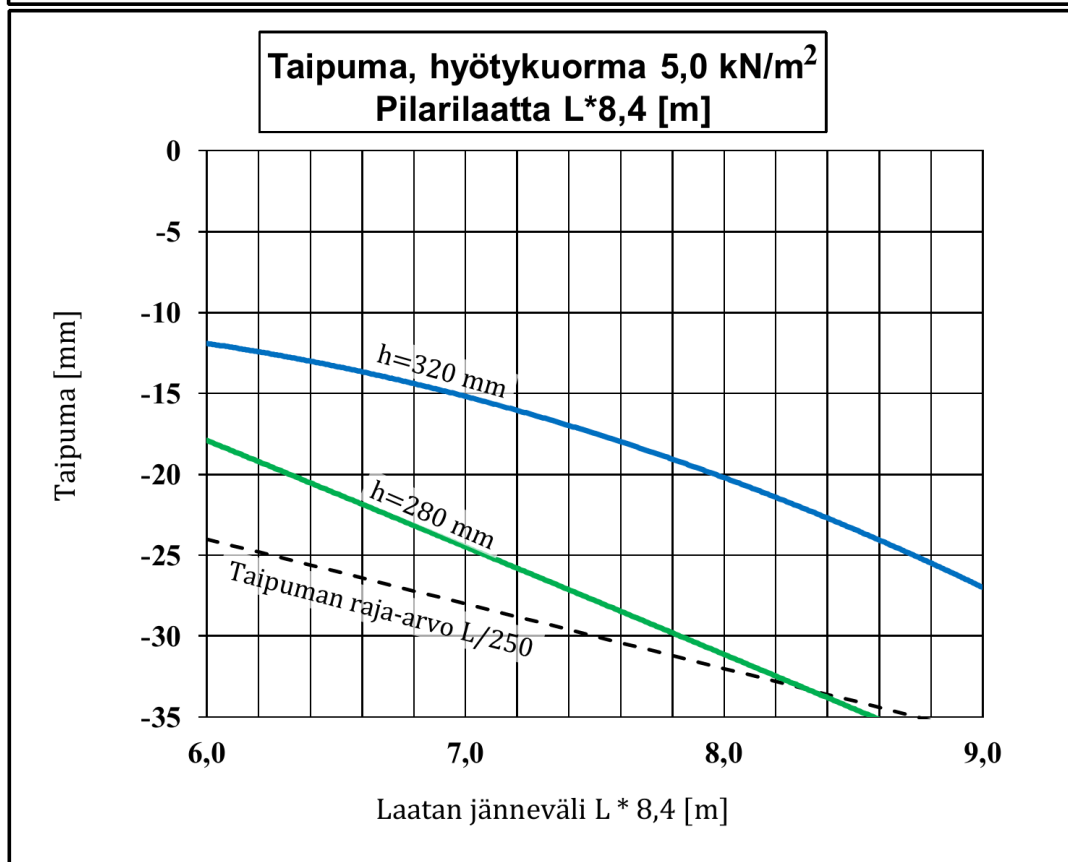
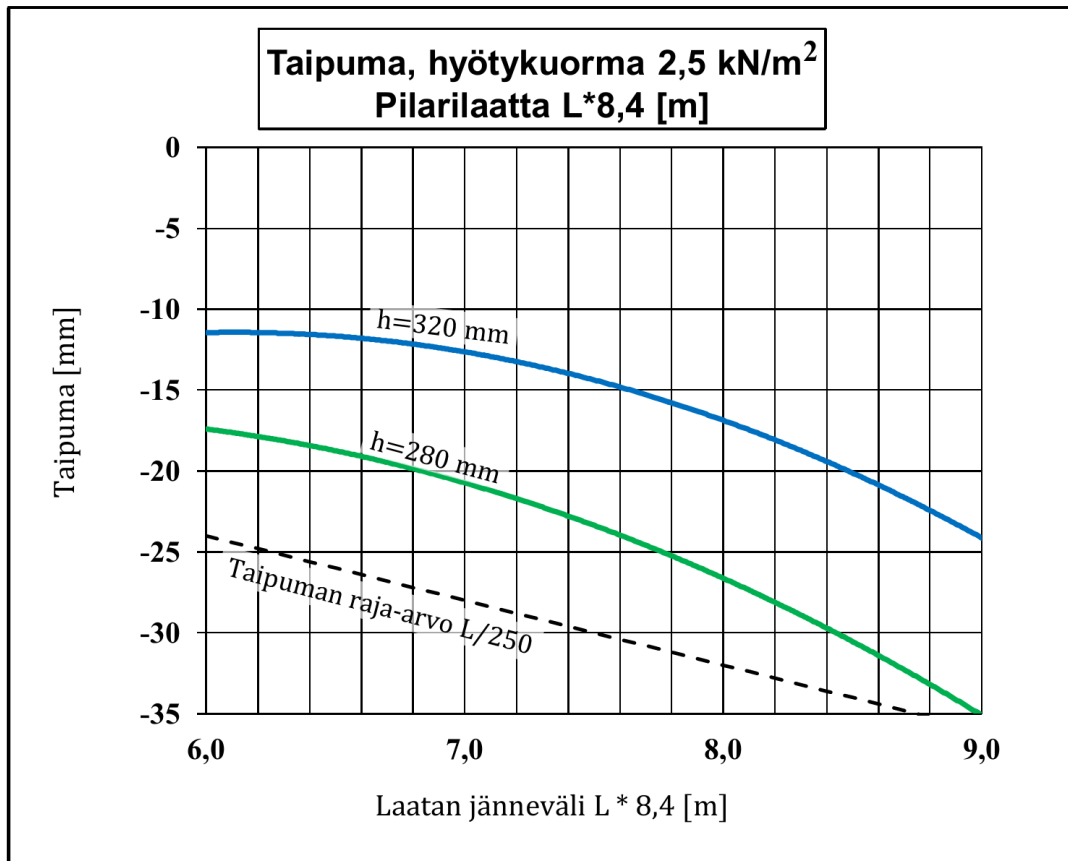
*Kuva L5.8 Pilarilaatta L\*8,4 [m], h=320 mm, vetoraudoituskuvaaja*

**Liite 6: Pilarilaattojen taipumakuvaajat 2,5 kN/m<sup>2</sup> ja 5,0 kN/m<sup>3</sup> hyötykuormilla**

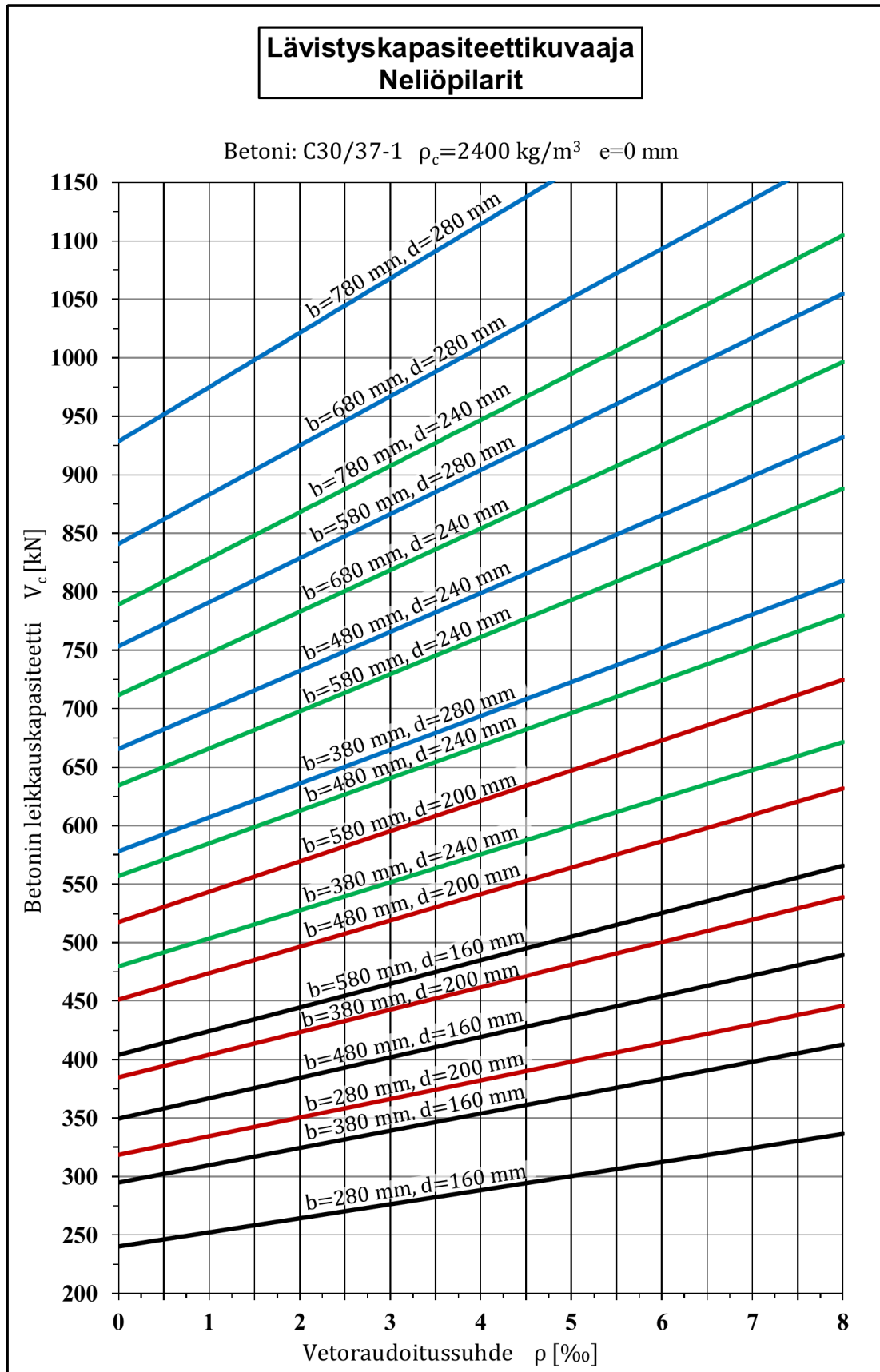








## Liite 7: Lävistyskapasiteettikuvaajat ja lävistysraudoituksen kapasiteettikuvaaja



### Lävistyskapasiteettikuvaaja Pyöreät pilarit

Betoni: C30/37-1  $\rho_c=2400 \text{ kg/m}^3$   $e=0 \text{ mm}$

