



BETONINORMIKORTISTO

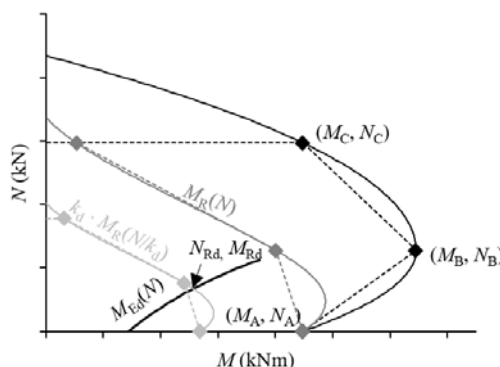
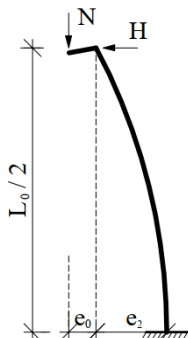
Eurokoodi
EN 1992-1-1

Hakijan yhteystiedot Rakennustuoteteollisuus RTT ry, PL 381, Eteläranta 10, 00131 Helsinki

Hakijan allekirjoitus: Janne Kihula

Lyhyt selostus menetelmästä, käyttöalue ja mahdollinen kuva

Normikortti käsittelee esijännitetyn pilarin lopputilanteen rakenteellista mitoittamista käyttölämpötilassa. Normikortissa ei käsitellä pilarin palomitoitukseen, nostoihin, kuljetukseen ja asentamistyöhön liittyviä mitoitus- tai suunnittelutehtäviä.



Menetelmän rajoitukset

Menetelmän rajoitukset on esitetty normikortin luvussa 3.1.

Betoni yhdistyksen toimikunta on käynyt läpi ehdotuksen ja todennut sen täyttävän EN 1992-1-1 betonirakenteita koskevien määräysten vaatimukset. Kortiston käyttäjällä on vastuu kortiston ohjeiden käytöstä sekä siitä että eurokoodien betonirakenteita koskevia määräyksiä noudatetaan.

Tämä ohje on voimassa yhtä kauan kuin yllä oleva eurokoodien asianomainen kohta. Tämä ohje voidaan peruuttaa Suomen Betoni yhdistys ry:n harkinnan perusteella.

Helsingissä maaliskuun 12 p:nä 2024

SUOMEN BETONIIHDISTYS r.y.

Markku Leivo
Puheenjohtaja

Mirva Vuori
Toimitusjohtaja

Copyright: Suomen Betoni yhdistys ry

PL 381 (Eteläranta 10)
00131 Helsinki

puhelin (09) 12 991

BY on riippumaton, betonin oikeaa käyttöä edistävä teknieteilinen yhdistys. Sen lähes 800 asiantuntijajäsentä edustavat laajasti betonirakentamisen eri osapuolia. Yhdistys järjestää jäsentilaisuuksia, julkaisee teknisiä ohjeita, ylläpitää betonialan pätevyysjärjestelmiä FISE:n osakkaana, järjestää koulutusta, käynnistää ja ohjaa kehitysprojekteja sekä konsultoi mm. ympäristöministeriötä.

BY nimittää Betoninormikortteja käsittelevään toimikuntaan puolueettomia asiantuntijoita. Betoninormikortit on tarkoitettu päteville henkilöille, jotka pystyvät soveltamaan niissä annettuja ohjeita ja ymmärtämään kortteihin liittyvät rajoitukset sekä ottamaan vastuun niiden soveltamisesta omassa työssään. Vaikka normikortteja käsittelevään toimikuntaan on nimitetty maamme paras puolueeton asiantuntemus, ei BY, eivätkä sen jäsenet tai valmistelutyöhön osallistuneet henkilöt ota vastuuta tässä normikortissa annetuista ohjeista.

Betoninormikortti:

ESIJÄNNITETYN PILARIN MITOITUSMALLI

SISÄLLYS

Kaavoissa käytetyt merkinnät	2
1. Yleiset rajaukset	5
2. Taustaa	5
3. Esijännitetyn pilarin mitoitus	6
3.1 Rajaukset ja otaksumat.....	6
3.2 Esijännitetyn pilarin taivutuskestävyys, $M_{R,0}$	7
3.3 Esijännitetyn pilarin mitoitus hoikkuusreduoitua yhteisvaikutusdiagrammia käyttäen.....	8
3.3.1 Lähtökohdat.....	8
3.3.2 Taivutusmomentin mitoitusarvo.....	8
3.3.3 Yhteisvaikutusdiagrammin laatiminen.....	9
3.3.4 Pilarin normaalivoimakestävyyden tarkistaminen.....	11
3.4 Pitkäaikaisvaikutukset	13
4. Rakenteelliset ohjeet	14
4.1 Punosten ankkurointi ja normaalivoiman kohdistuminen pilariin	14
4.2 Punosten sijoittelu	14
4.3 Pilarikengät	14
Lähdeluettelo	16
Liite A: Laskentaesimerkki.....	17
Liite B: Kapasiteettikäyriä.....	24
Liite C: Vuokaavio.....	40

KAAVOISSA KÄYTETYT MERKINNÄT**Latinalaiset isot kirjaimet**

$A_{p,tot}$	Poikkileikkauksen jänneterästen yhteenlaskettu pinta-ala
$A_{s,tot}$	Poikkileikkauksen harjaterästen yhteenlaskettu pinta-ala
E_{cm}	Betonin kimmokerroin
E_p	Jännepunoksen kimmokerroin
EI	Taivutusjäykkyys
EI_{eq}	Pilarin ekvivalentti taivutusjäykkyys, joka ottaa huomioon pilarin halkeilun ja betonin plastisoitumisen
EI_{el}	Halkeilemattoman pilaripoikkileikkauksen elastinen taivutusjäykkyys
F_{td}	Limijatkoksen pituuden määrittämisessä käytettävän voiman mitoitusarvo
I_c	Pilarin poikkileikkauksen neliömomentti, suorakaidepoikkileikkaukselle $I_c = b_c \cdot h_c^3/12$
I_p	Jännepunosten neliömomentti pilaripoikkileikkauksen painopisteen suhteen
$K_{1...3,b}$	Toisen asteen yhtälöiden avulla muodostetun yksinkertaistetun yhteisvaikutusdiagrammin alemman osan kertoimet
$K_{1...3,t}$	Toisen asteen yhtälöiden avulla muodostetun yksinkertaistetun yhteisvaikutusdiagrammin ylemmän osan kertoimet
M	Taivutusmomentti
$M(N)$	Yhteisvaikutusdiagrammin taivutuskestävyys normaalivoiman funktiona
M_1	Vaakakuormista aiheutuva taivutusmomentti pilarin rasitetuimmassa poikkileikkauksessa
M_{1Ed}	Vaakakuormista aiheutuvan taivutusmomentin mitoitusarvo pilarin rasitetuimmassa poikkileikkauksessa
M_{1Eqp}	Vaakakuormista aiheutuvan taivutusmomentin pitkäaikaisosuus pilarin rasitetuimmassa poikkileikkauksessa
$M_{A...C}$	Taivutuskestävyys yhteisvaikutusdiagrammin tarkastelupisteissä A...C
$M_{A...C}'$	Taivutusmomentti yhteisvaikutusdiagrammin laadinnassa käytettävissä apupisteissä
M_{Ed}	Esijännitetyn pilarin rasitetuimman poikkileikkauksen taivutusmomentin mitoitusarvo
$M_{Ed\ z/y}$	Vinon taivutuksen tapauksessa M_{Ed} z- tai y-suuntaan
M_{Eqp}	Pitkäaikaisyhdistelmällä määritetty taivutusmomentti
$M_{R,0}$	Esijännitetyn poikkileikkauksen taivutuskestävyys ilman ulkoista normaalivoimaa
$M_R(N)$	Hoikkuusredusoidun yhteisvaikutusdiagrammin taivutuskestävyys normaalivoiman funktiona
M_{Rd}	Taivutuskestävyyden mitoitusarvo

$M_{Rd\ z/y}$	Vinon taivutuksen tapauksessa M_{Rd} z- tai y-suuntaan
N	Normaalivoima
N_0	Normaalivoiman mitoitusarvo, jossa on otettu huomioon myös kapasiteetin varmuus
$N_{A...C}$	Normaalivoimakestävyys yhteisvaikutusdiagrammin tarkastelupisteissä A...C
$N_{A...C}'$	Normaalivoima yhteisvaikutusdiagrammin laadinnassa käytettävissä apupisteissä
N_{Eqp}	Pitkäaikaisyhdistelmällä määritetty ulkoinen normaalivoima (ei sisällä jännevoimaa)
N_{cr}	Eulerin kriittinen nurjahduskuorma
$N_{cr,red}$	Eulerin kriittinen nurjahduskuorma, jonka määrittämisessä käytetään pilarin ekvivalenttia taivutusjäykkyyttä EI_{eq}
N_{Ed}	Normaalivoiman mitoitusarvo
N_{Rd}	Normaalivoimakestävyyden mitoitusarvo
P	Jännevoima häviöiden jälkeen

Latinalaiset pienet kirjaimet

b_c	Pilarin poikkileikkauksen kokonaisleveys
d	Poikkileikkauksen tehollinen korkeus
e_2	Ulkoisista kuormituksista aiheutuva taipuma pilarin rasitetuimmassa poikkileikkauksessa
e_∞	Normaalivoiman alkuepäkeskisyys, johon on lisätty betonin virumasta aiheutuva lisä pilarin toisen kertaluvun taipumiin
e_i	Mittaepätarkkuudet huomioon ottava normaalivoiman alkuepäkeskisyys
f_{bpd}	Jännepunosten ankkuroinnin tartuntalujuus murtorajatilassa
f_{ck}	Betonin lieriölujuuden ominaisarvo
$f_{p0,1k}$	Jännepunosten 0,1-rajan ominaisarvo
f_{pd}	Jännepunosten 0,1-rajan mitoitusarvo
f_{yd}	Raudoiteterästen lujuuden mitoitusarvo
h_c	Pilarin poikkileikkauksen kokonaiskorkeus
k_d	Kerroin mitoitusarvon määrittämiseksi
$k_{d,acc}$	Kerroin mitoitusarvon määrittämiseksi onnettomuusrajatilassa
$k_{d,uls}$	Kerroin mitoitusarvon määrittämiseksi murtorajatilassa
l	Pilarin pituus
l_{bpd}	Jännepunoksen ankkurointipituus
l_0	Pilarin nurjahduspituus

v	Pilarin taipuma
$y_{u,est}$	Poikkileikkauksen taivutuskestävyyden laskennassa käytettävä arvio betonin tehollisen puristuspinnan korkeudesta

Kreikkalaiset pienet kirjaimet

α	Kestävyyden herkkyysskerroin ensimmäisen kertaluvun luotettavuusmenetelmässä [1]
α_2	Jännepunoksen poikkileikkausmuodon huomioon ottava kerroin limijatkoksen pituuden määrittämisessä
α_6	Limijatkettujen tankojen suhteellisen osuuden huomioon ottava kerroin limijatkoksen pituuden määrittämisessä
α_{cc}	Kerroin, jonka avulla otetaan huomioon puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät
β	Luotettavuusindeksi [1]
ϵ_{cu}	Betonin murtopuristuma
χ	Betonin relaksaatiokerroin
φ	Betonin virumaluku
ϕ_p	Jännepunoksen halkaisija
$\phi_{p,ekv}$	Jännepunoksen ekvivalentti halkaisija käytettäessä kahden punoksen nippuja
ϕ_s	Raudoiteteräksen halkaisija
κ	Poikkileikkauksen käyristymä
λ	Hoikkuusluku
λ_{lim}	Hoikkuusluvun raja-arvo, jota matalammilla hoikkuusluvun arvoilla toisen kertaluvun vaikutukset voidaan jättää lähteen [2] mukaan huomiotta
λ_{nr}	Hoikkuusluvun raja-avo, jota matalammilla hoikkuusluvun arvoilla plastisoituneen betonin osuus pilaripoikkileikkauksessa vaikuttaa merkittävästi poikkileikkauksen taivutusjäykkyyteen
σ_c	Betonin puristusjännitys
σ_{cp}	Jännevoimasta aiheutuva betonin puristusjännitys
σ_{pe}	Jännepunosten jännitys ankkurointipituuden määrittämisessä
σ_{pe}	Jännepunosten esijännitys kaikkien häviöiden tapahduttua

1. Yleiset rajaukset

Tämä normikortti käsittelee esijännitetyn pilarin lopputilanteen rakenteellista mitoittamista käyttölämpötilassa. Tässä ei käsitellä pilarin palomitoitukseen, nostoihin, kuljetukseen ja asentamistyöhön liittyviä mitoitus- tai suunnittelutehtäviä. Esijännitetyn pilarin toimintaa palotilanteessa ei ole selvitetty tämän normikortin taustalla olevassa tutkimuksessa. Palomitoitus tulee tehdä yleisesti hyväksytyin menetelmin.

Normikortin laatimisen taustalla on ollut mastojäykistetty rakenne, mutta esijännitettyjen pilarien käyttö ei rajoitu tämän normikortin puolesta pelkästään niihin.

Esijännitettyyn pilariin liittyvät erityispiirteet esitetään tässä normikortissa. Tässä ei esitetä kaikkea detaljointiin, liitoksiin ja sidevoimiin liittyviä kysymyksiä, vaan ne otetaan käytössä olevien standardien ja ohjeiden mukaisesti huomioon.

2. Taustaa

Standardissa EN 1992-1-1 [2] esitetään pilareiden mitoittamiseksi erilaisia menetelmiä. Lähteen [2] luvussa 5.8.6 on esitetty yleinen epälineaarinen menetelmä. Tässä normikortissa esitetty esijännitetyn pilarin mitoitus on yhteensopiva kyseisen luvun kanssa.

Esijännitetyn pilarin rakenteellisen toiminnan ja tämän normikortin taustalle on tehty Tampereen yliopistossa kokeellinen ja laskennallinen tutkimusohjelma mallin kehittämiseksi [3, 4, 5 ja 6]. Mitoitusmallin kaavojen kehittämisestä ja tutkimuksen tuloksista on valmisteilla vertaisarvioitava tieteellinen artikkeli [7], jonka viittaustiedot päivitetään betoninormikorttiin artikkelin julkaisun jälkeen.

Tässä normikortissa esitetty malli on yksinkertaistettu malli nk. siirtymäperusteisesta [3, 5] ja kattavammasta epälineaarisesta analyysistä. Malli on hoikkuusreduoituun yhteisvaikutusdiagrammiin perustuva, ja sitä voidaan käyttää myös mitoitus tapauksissa, joissa pilarin kuormituksena on paljon normaalivoimasta riippumatonta taivutusmomenttia M_{1Ed} . Tällaisissa tapauksissa betonipoikkileikkauksen esijännittäminen ei ole normaalivoimakapasiteetin kannalta enää kovin tehokasta, mutta esijännityksestä voidaan saada etua pilarin kuljetuksen ja asennuksen aikaisten käsittelyjen yhteydessä. Vaikka tämä malli on kehitetty erityisesti suurille taivutusrasituksille soveltuvaksi, voidaan sitä käyttää myös matalilla taivutusrasituksilla.

Mallin tuloksena saadaan aksiaalisen normaalivoiman mitoitusarvoa vastaava taivutusmomentin mitoitusarvo. Normaalivoiman ja taivutusmomentin mitoitusarvojen yhteisvaikutusta verrataan mallin avulla laadittuun hoikkuusreduoituun normaalivoima-taivutusmomentti-yhteisvaikutusdiagrammiin, josta tuloksena saadaan vastaus, onko pilarin kestävyys riittävä sille kohdistuville rasituksille. Kyseessä ei ole siten suljetussa muodossa oleva malli. Mallin toiminta on varmistettu lähteen [2] kappaleessa 5.8.6 esitetyllä yleisellä epälineaarisella menetelmällä.

3. Esijännitetyn pilarin mitoitus

3.1 Rajaukset ja otaksumat

Tässä esitetty malli on rajattu käytettäväksi esijännitetyissä betonielementeissä seuraavin ehdoin:

- Pilarin poikkileikkaus on suorakaide
- Pilarin hoikkuus, $\lambda = 35 \dots 150$
- Betonin lujuusluokka C50/60 – C90/105 ($f_{ck} = 50 \dots 90$ MPa)
- Pilarin sivumitta $h_c \geq 380$ mm ja $b_c \geq 380$ mm
- Pilarit toteutetaan Eurokoodien Toteutusluokassa 3 ja Toleranssiluokassa 2
- Tässä normikortissa käytetään merkkisääntönä, että betonin puristusjäännitys ja murtopuristuma on positiivista
- Betonin esijännitys kaikkien häviöiden tapahduttua $\sigma_{cp} \leq 6$ MPa
 - o Hoikilla pilareilla, kun $\lambda \geq \lambda_{nr}$, voidaan käyttää korkeampaa, $\sigma_{cp} \leq 10$ MPa, betonin esijännitystä
- Betonin reunajännitys kuormien pitkäaikaisyhdistelmällä $\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}$
- Pilarin poikkileikkaus on kuormien pitkäaikaisyhdistelmällä vetojännityksetön
- Jännepunokset on sijoitettu molemmissa suunnissa pilaripoikkileikkauksen keskilinjan suhteen symmetrisesti ja niihin kaikkiin on asetettu yhtä suuri esijännitys
- Pilareissa on pitkittäisraudoitteina myös harjateräksiä, mutta niitä ei ole hyödynnetty mallin kapasiteetissa. Pilarin tyven pilarikenkäliitoksessa harjateräksiä on kuitenkin hyödynnetty tyven riittävän jäykkyyden varmistamiseksi.
- Betonin virumaluku $\varphi \leq 3,0$
- e_i määritetään lähteen [2] mukaisesti
 - o e_i tulee olla kuitenkin vähintään $l_0 / 400$
- Mikäli palkin tuenta suhteessa pilariin on epäkeskinen, kyseinen epäkeskisyys lisätään epäkeskisyyteen e_i
 - o Tämän yhteenlasketun epäkeskisyyden tulee olla kuitenkin vähintään $h_c / 30$ ja 20 mm
- $e_\infty \leq l_0 / 150$
- $M_{1Ed} \leq 0,80 \cdot M_{R,0}$ ja $(M_{1Ed} / M_{R,0} + \lambda / 250) \leq 1,10$

Betonin vetolujuutta ei hyödynnetä tässä mallissa. Näin ollen ei oteta huomioon myöskään halkeamien välisen halkeamattoman osan jäykistävää vaikutusta poikkileikkauksen taivutusjäykkyyden määrittämisessä (nk. vetojäykistysvaikutus). Betonin vetolujuutta ja vetojäykistysvaikutusta on kuitenkin hyödynnetty pilarin tyven jäykkyyden kannalta riittävän harjateräsmäärän määrittämisessä.

Tässä mallissa on käytetty otaksumaa, että pilarin yläpään vetoa kestävämmän liitoksen kiertojäykkyyttä ei oteta huomioon.

Jännevoimana mitoituksessa käytetään täysin ankkuroitunutta jännevoimaa lyhyt- ja pitkäaikaishäviöiden tapahduttua.

Mitoituksessa otaksutaan taipumaviivan muoto tasajäykän pilarin mukaiseksi. Taipumaviiva on sinimuotoinen (integraativakio on π^2). Tämä tarkoittaa, että ulokepilarin taipuman v ja tyvessä sijaitsevan poikkileikkauksen käyrityksen välinen yhteys on:

$$v = \kappa \cdot \frac{l_0^2}{\pi^2} \quad (1)$$

, jossa

κ on pilaripoikkileikkauksen käyritymä
 l_0 on nurjahduspituus (ulokepilarille $2,18 \cdot l$ [2], jossa l on pilarin pituus)

Mallissa otaksutaan, että pilarin poikkileikkaustasot säilyvät tasoina myös kuormitetussa tilassa, eli Bernoullin hypoteesi on voimassa.

Malli keskittyy tilanteeseen, jossa murtotapana on nurjahdus (stabiiliuden menetys). Lähellä mallin käyttöalueen rajoja päädytään kuitenkin myös poikkileikkausmurtoon.

Mallissa otetaan huomioon betonin viruman taipumaa kasvattava vaikutus lähteen [8] mukaisella menetelmällä. Taipumien kasvu tarkastellaan kuormien pitkäaikaisyhdistelmällä (quasi-permanent).

Kutistuman on otaksuttu vaikuttavan vain vähän lopputulokseen ja sitä ei ole otettu tässä taipumia kasvattavana tekijänä huomioon.

Esimerkiksi tuulikuormasta ei muodostu taivutusrasitusta kuormien pitkäaikaisyhdistelmällä, eli $M_{1Eqp} = 0$. Mitoituksessa otaksutaan, että pysyvien kuormien pitkäaikaisosuudesta aiheutuva lisävaakavoima sisältyy mallissa käytettävään alkuepäkeskisyyden arvoon e_∞ .

Rakennuksen jäykistyksen ja riittävän vaakasuuntaisen jäykkyyden suunnittelua ei käsitellä tässä normikortissa, vaan ne on tarkasteltava erikseen.

3.2 Esijännitetyn pilarin taivutuskestävyys, $M_{R,0}$

Esijännitetyn pilarin taivutuskestävyys ilman normaalivoimaa, $M_{R,0}$, lasketaan tämän normikortin malleissa seuraavalla kaavalla:

$$M_{R,0} = \left(d - \frac{y_{u,est}}{2} \right) \cdot \frac{A_{p,tot}}{2} \cdot f_{p0,1k} \quad (2)$$

, jossa

d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus
 $y_{u,est}$ on arvio betonin tehollisen puristuspinnan korkeudesta (kaava 3)
 $A_{p,tot}$ poikkileikkauksen jänneterästen yhteenlaskettu pinta-ala
 $f_{p0,1k}$ on jänneteräksen 0,1-rajan ominaisarvo

$$y_{u,est} = \frac{P + 0.5 \cdot A_{p,tot} \cdot f_{p0,1k}}{b_c \cdot f_{ck} \cdot \alpha_{cc}} \quad (3)$$

, jossa

P on jännevoima häviöiden jälkeen
 b_c on pilarin poikkileikkauksen kokonaisleveys
 f_{ck} on betonin lieriölujuuden ominaisarvo
 α_{cc} on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät [2]

3.3 Esijännitetyn pilarin mitoitus hoikkuusreduoitua yhteisvaikutusdiagrammia käyttäen

3.3.1 Lähtökohdat

Tässä mallissa määritetään tunnetulle normaalivoiman suunnitteluarvolle taivutusmomentin suunnitteluarvo, jossa on mukana normaalivoiman kautta alkupäkeskisyyden ja toisen kertaluvun taipumista muodostuva taivutusmomentti sekä normaalivoimasta riippumaton taivutusmomentti. Tässä luvussa on esitetty mitoitus lyhytaikaisessa tapauksessa. Pitkäaikaisvaikutukset otetaan huomioon kohdassa 3.4 esitetyn menetelmän mukaisesti.

Esijännitetylle pilaripoikkileikkaukselle muodostetaan yksinkertaistettu normaalivoima- ja taivutuskestävyyden yhteisvaikutusdiagrammi. Tätä redusoidaan hoikkuuden suhteen, jolloin pilarin kestävydessä murtotapana otetaan huomioon myös stabiiliuden menetys. Tämä malli on esijännitetylle poikkileikkaukselle kehitetty sovellus standardin EN 1992-1-1 [2] luvussa 5.8.7 esitetystä nimellisjäykkyyteen perustuvasta menetelmästä.

3.3.2 Taivutusmomentin mitoitusarvo

Toisen kertaluvun taipuma e_2 pilaria kuormittavalle normaalivoimalle N_{Ed} ja pilaria kuormittavalle vaakavoimista aiheutuvalle taivutusmomentille M_{1Ed} voidaan laskea kaavalla 4.

$$e_2 = \left(\frac{M_{1Ed}}{N_{Ed}} + e_\infty \right) \cdot \frac{1}{\frac{N_{cr,red}}{N_{Ed}} - 1} \quad (4)$$

, jossa

N_{Ed} on pilaria kuormittavan normaalivoiman suunnitteluarvo

$N_{cr,red}$ on Eulerin nurjahduskuorma (kaava 5), jossa käytetään ekvivalenttia poikkileikkauksen taivutusjäykkyyttä (kaava 6)

$$N_{cr,red} = EI_{eq} \cdot \frac{\pi^2}{l_0^2} \quad (5)$$

, jossa

EI_{eq} on pilarin ekvivalentti taivutusjäykkyys (kaava 6)

$$EI_{eq} = \left(0.75 \cdot E_{cm} \cdot I_c + E_p \cdot I_p \right) \cdot \left(1.6 - \frac{M_{1Ed}}{M_{R,0}} \right)^2 \cdot \sqrt{\frac{\lambda_{nr}}{\lambda}} \cdot \left(1 - \frac{e_\infty}{h_c} \right)^2 \leq EI_{el} \quad (6)$$

, jossa

E_{cm} on betonin kimmokerroin [2]

I_c on pilarin poikkileikkauksen neliömomentti (suorakaiteelle $I_c = b_c \cdot h_c^3 / 12$)

E_p on jännepunoksen kimmokerroin [2]

I_p on jännepunosten neliömomentti pilaripoikkileikkauksen painopisteen suhteen

M_{1Ed} on vaakakuormista aiheutuva taivutusmomentti rasiituimmassa poikkileikkauksessa (mitoitusarvo)

λ_{nr} on pilarin hoikkuusluvun raja-arvo (kaava 7)

$$\lambda_{nr} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{cm}}{0.60 \cdot f_{ck}}} \quad (7)$$

λ on pilarin hoikkuusluku (kaava 8), johdettu suorakaidepoikkileikkaukselle lähteestä [2]

$$\lambda = \frac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{h_c} \quad (8)$$

e_∞ on normaalivoiman alkupäikesisyys, johon on lisätty betonin virumasta aiheutuva lisä pilarin toisen kertaluvun taipumiin (kaava 17)

EI_{el} on halkeilemattoman poikkileikkauksen elastinen taivutusjäykkyys (kaava 9)

$$EI_{el} = (E_{cm} \cdot I_c + (E_p - E_{cm}) \cdot I_p) \quad (9)$$

Poikkileikkauksen taivutusmomentin mitoitusarvo määritetään tällöin:

$$M_{Ed} = M_{1Ed} + N_{Ed} \cdot (e_\infty + e_2) \quad (10)$$

3.3.3 Yhteisvaikutusdiagrammin laatiminen

Tässä mallissa materiaalien jännitys-venymä-yhteyksien avulla laadittu pilaripoikkileikkauksen yhteisvaikutusdiagrammi (kuva 2a) on yksinkertaistettu paraabelin yhtälöiksi. Yksinkertaistettu yhteisvaikutusdiagrammi muodostetaan kolmen pisteen kautta kulkevan paraabelin yhtälöillä kahdessa osassa, tai yksinkertaisemmin tarkastelupisteiden välillä kulkevien suorien avulla (paloittain lineaarinen diagrammi). Kuvan 2b mukaiset yhteisvaikutusdiagrammin tarkastelupisteet määritetään seuraavasti:

$$N_A = 0 \quad (11a)$$

$$M_A = M_{R,0} \quad (11b)$$

$$N_B = 0,4 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck} \cdot b_c \cdot h_c - P \quad (11c)$$

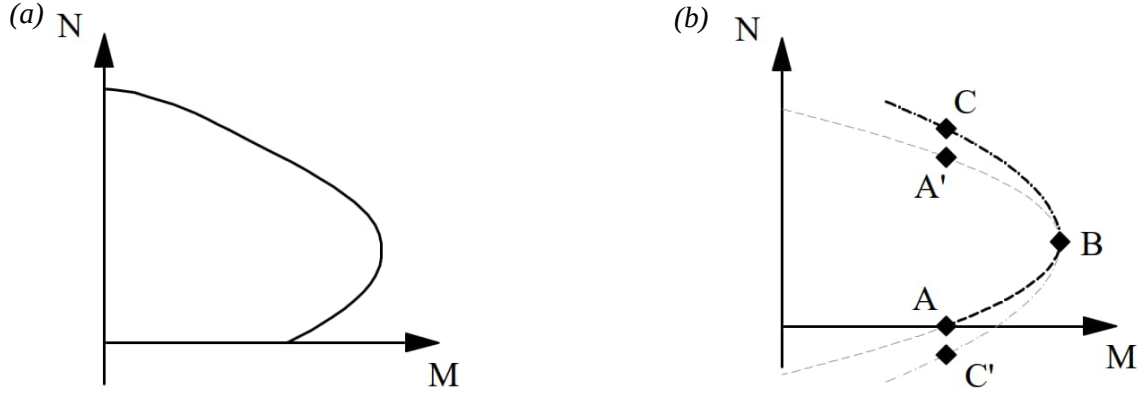
$$M_B = 0,9 \cdot \left(0,12 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck} \cdot b_c \cdot h_c^2 + 2 \cdot A_{p,tot} \cdot E_p \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d^2}{h_c} - d + \frac{1}{4} \cdot h_c \right) \right) \quad (11d)$$

, jossa

ε_{cu} on betonin murtopuristuma [2]

$$N_C = \frac{7}{3} \cdot N_B \quad (11e)$$

$$M_C = M_A \quad (11f)$$



Kuva 2. Pilaripoikkileikkauksen a) todellinen yhteisvaikutusdiagrammi, b) yksinkertaistettu yhteisvaikutusdiagrammi ja sen laadinnassa käytetyt apupisteet.

Kuvan 2b mukaiset paraabelien apupisteet määritetään seuraavasti:

$$N_{A'} = 2 \cdot N_B \quad (12a)$$

$$N_{C'} = 2 \cdot N_B - N_C \quad (12b)$$

$$M_{A'} = M_{C'} = M_A = M_C \quad (12c)$$

Kolmen pisteen kautta kahdessa osassa määritettävä yhteisvaikutusdiagrammin funktion yleinen muoto on seuraava:

$$M(N) = \begin{cases} K_{1,t} \cdot N^2 + K_{2,t} \cdot N + K_{3,t}, & \text{kun } N \geq N_B \\ K_{1,b} \cdot N^2 + K_{2,b} \cdot N + K_{3,b}, & \text{kun } N < N_B \end{cases} \quad (13)$$

, jossa kertoimet $K_{1...3,t}$ ja $K_{1...3,b}$ ratkaistaan seuraavista yhtälöryhmistä:

$$\begin{cases} K_{1,t} \cdot N_{C'}^2 + K_{2,t} \cdot N_{C'} + K_{3,t} = M_{C'} \\ K_{1,t} \cdot N_B^2 + K_{2,t} \cdot N_B + K_{3,t} = M_B \\ K_{1,t} \cdot N_C^2 + K_{2,t} \cdot N_C + K_{3,t} = M_C \end{cases} \quad (14a)$$

$$\begin{cases} K_{1,b} \cdot N_A^2 + K_{2,b} \cdot N_A + K_{3,b} = M_A \\ K_{1,b} \cdot N_B^2 + K_{2,b} \cdot N_B + K_{3,b} = M_B \\ K_{1,b} \cdot N_{A'}^2 + K_{2,b} \cdot N_{A'} + K_{3,b} = M_{A'} \end{cases} \quad (14b)$$

Yhteisvaikutusdiagrammia redusoidaan hoikkuuden perustella. Tällöin yhteisvaikutusdiagrammin funktioksi tulee:

$$M_R(N) = M(N) \cdot \left(1 - \frac{N}{N_{cr,red}}\right) \quad (15)$$

, jossa

$M(N)$ on pilarin hoikkuusredusoimaton yhteisvaikutusdiagrammi (kaava 13)

$N_{cr,red}$ on kaavan 5 mukainen pilarin nurjahduskuorma.

3.3.4 Pilarin normaalivoimakestävyyden tarkistaminen

Tämän mallin mukaisessa esijännitetyn pilarin mitoituksessa kokonaisvarmuus murtoa vastaan koostuu lähteen [1] mukaisista kuorman osavarmuuksista, joiden perusteella on määritetty mallissa käytettävät N_{Ed} ja M_{1Ed} , sekä kapasiteetin varmuudesta, joka otetaan kapasiteettia määritettäessä huomioon pienentämällä kaavan 15 mukaisen hoikkuusreduoidun yhteisvaikutusdiagrammin normaalivoima- ja taivutuskestävyyksiä tilastollisin menetelmin määritetyllä mitoitusarvolla k_d . Tämän mallin yhteydessä mitoitusarvona k_d käytetään:

murtorajatilassa $k_{d,uls} = \mathbf{0,60}$ ($\alpha \cdot \beta = 0,8 \cdot 3,8$)

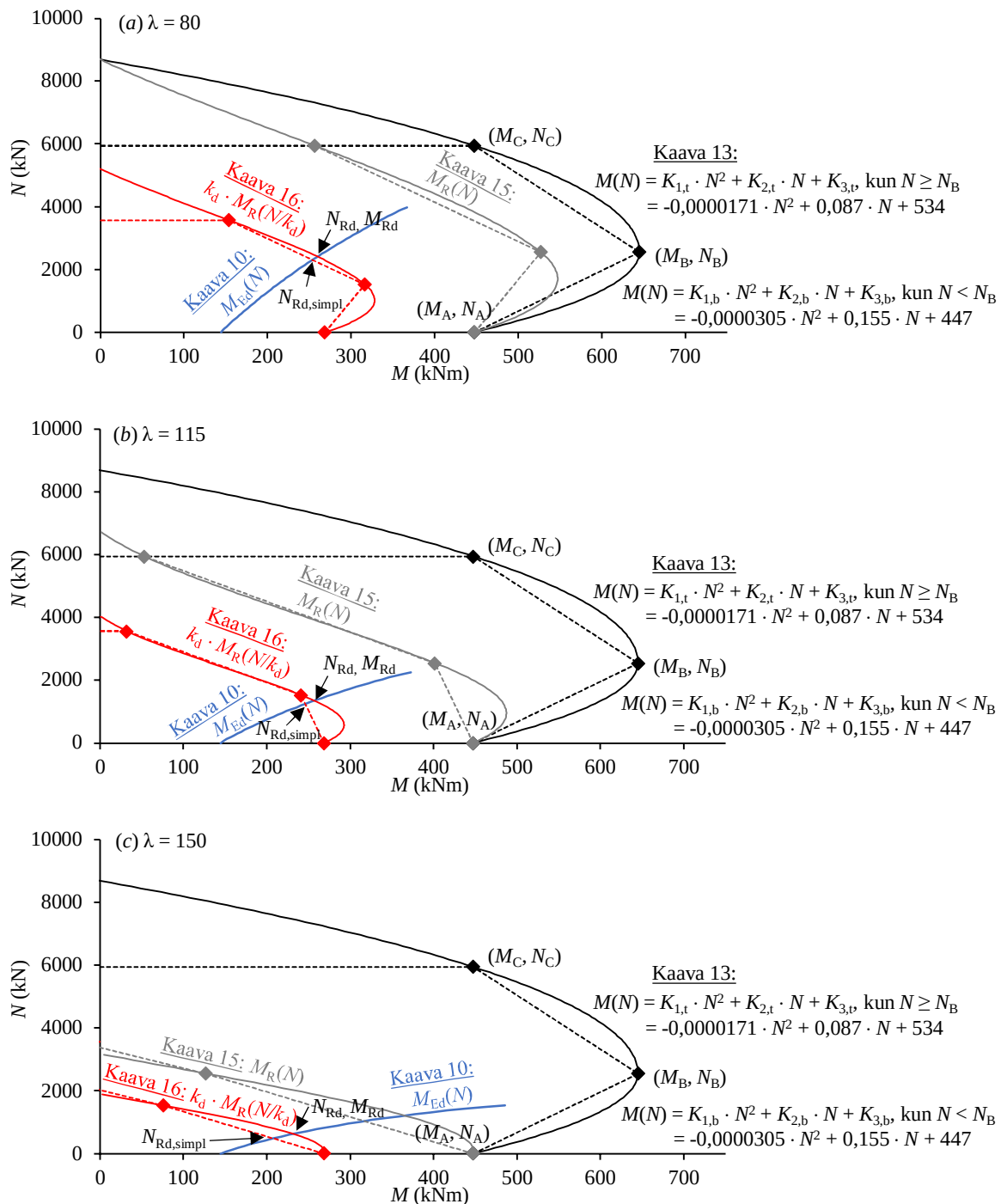
onnettomuusrajatilassa $k_{d,acc} = \mathbf{0,70}$ ($\alpha \cdot \beta = 0,8 \cdot 2,0$)

Mitoitusmallin viimeisenä vaiheena tarkistetaan, että normaalivoiman suunnitteluarvon N_{Ed} ja kaavan 10 avulla määritetyn taivutusmomentin suunnitteluarvon M_{Ed} yhdistetty kuormitusrasitus jää kaavan 15 mukaisen yhteisvaikutusdiagrammin sisäpuolelle, jossa normaalivoima- ja taivutuskestävyydet on kerrottu mitoitusarvolla k_d . Tämä voidaan todentaa, jos kaavan 16 mukainen ehto on voimassa.

$$M_{Rd} = k_d \cdot M_R\left(\frac{N_{Ed}}{k_d}\right) \geq M_{Ed} \quad (16)$$

Mitoitusmallin kulkua on havainnollistettu liitteen C vuokaaviolla.

Yhteisvaikutusdiagrammin laatimista ja sen avulla esijännitetyn pilarin kapasiteetin määrittämistä on havainnollistettu graafisesti kuvassa 3, jossa kolmen eri hoikkuuden omaavalle pilarille on määritetty hoikkuusreduoitu varmuusluvulla kerrottu yhteisvaikutusdiagrammi, sekä normaalivoima-taivutusmomentti -polku. Kuvassa on katkoviivalla havainnollistettu myös paloittain lineaarisen yhteisvaikutusdiagrammin laadinta.



Kuva 3. Esimerkki yhteisvaikutusdiagrammin laatimisesta ja kapasiteetin määrittämisestä esijännitetyille pilarille, jonka hoikkuusluku on a) $\lambda=80$, b) $\lambda=115$ ja c) $\lambda=150$.

Vinon taivutuksen tapauksessa mitoitus voidaan tehdä lähteen [2] kohdan 5.8.9 mukaisesti, jossa esitetystä yksinkertaistetusta mitoitus ehdossa (kaava 5.39 [2]) voidaan käyttää mitoitusmomenttina, $M_{Ed\ z/y}$, asianomaisen akselin suuntaan kaavan 10 mukaisia arvoja, jossa mittaepätarkkuudet huomioon otettava alkuepäkeskisyys on tarpeen ottaa huomioon vain suunnassa, jossa niillä on epäedullisin vaikutus. Samoin normaalivoiman mitoitusarvoa N_{Ed} vastaavana pilaripoikkileikkauksen taivutuskestävyytenä, $M_{Rd\ z/y}$, voidaan käyttää kaavan 16 mukaista taivutusmomentin mitoitusarvoa.

3.4 Pitkäaikaisvaikutukset

Betonin viruma pilarin toisen kertaluvun taipumia kasvattavana tekijänä otetaan huomioon kasvattamalla alkuepäkeskisyttä lähteen [8] mukaisesti:

$$e_{\infty} = e_i \cdot \frac{1 - \frac{N_{\text{Eqp}}}{N_{\text{cr}}}}{1 - \frac{N_{\text{Eqp}} \cdot (1 + \varphi \cdot \chi)}{N_{\text{cr}}}} \quad (17)$$

, jossa

- e_i on mittaepätarkkuudet huomioon ottava normaalivoiman alkuepäkeskisyys
- N_{Eqp} on pitkäaikaisyhdistelmällä määritetty ulkoinen normaalivoima (ei sisällä jännevoimaa) [1]
- φ on virumaluku, jonka avulla määritellään hetkien t ja t_0 välinen viruma verrattuna 28 vuorokauden ikäisen betonin kimmoiseen muodonmuutokseen lähteen [2] mukaisesti
- $\chi = 0,8$ betonin ikääntymiskerroin [9]
- N_{cr} on Eulerin nurjahduskuorma, jossa käytetään kaavan 9 mukaista lyhytaikaisesti kuormitetun halkeilemattoman poikkileikkauksen taivutusjäykkyyttä

Termiä e_{∞} käytetään kaavoissa 4, 6 ja 10.

Käytettävän mallin rajauksiin sisältyy, että vaakakuormien (esim. tuuli) pitkäaikaisyhdistelmän aiheuttama taivutusmomentti $M_{1\text{Eqp}} = 0$. Tällöin kaikki pitkäaikaiset taivutusmomentit ovat normaalivoimasta riippuvia, jolloin pitkäaikaisyhdistelmän aiheuttama taivutusmomentti on:

$$M_{\text{Eqp}} = N_{\text{Eqp}} \cdot e_{\infty} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{\text{Eqp}}}{N_{\text{cr}}}} \quad (18)$$

Mallia käytettäessä tulee varmistua, että koko poikkileikkaus säilyy puristettuna kuormien pitkäaikaisyhdistelmällä, koska e_{∞} on tällä otaksumalla määritetty. Tämä voidaan varmistaa esimerkiksi kaavassa 19 esitetyn ehdon avulla.

$$\frac{N_{\text{Eqp}} + P}{b_c \cdot h_c} - \frac{6 \cdot M_{\text{Eqp}}}{b_c \cdot h_c^2} \geq 0 \quad (19)$$

Lisäksi mallia käytettäessä tulee varmistua, että betonin reunajännitys pitkäaikaisyhdistelmällä ei ylitä arvoa $0,45 \cdot f_{ck}$, koska tätä suuremmilla jännityksillä viruman epälineaarisuus tulisi ottaa huomioon. Tämä voidaan varmistaa esimerkiksi kaavassa 20 esitetyn ehdon avulla.

$$\frac{N_{\text{Eqp}} + P}{b_c \cdot h_c} + \frac{6 \cdot M_{\text{Eqp}}}{b_c \cdot h_c^2} \leq 0,45 \cdot f_{ck} \quad (20)$$

4. Rakenteelliset ohjeet

Tässä esitetään esijännitettyyn pilariin liittyviä rakenteellisia ohjeita. Tässä esitettyjen lisäksi on otettava huomioon muut yleiset betonirakenteita ja pilareita koskevat rakenteelliset ohjeet.

4.1 Punosten ankkurointi ja normaalivoiman kohdistuminen pilariin

Esijännitetyn elementtirakenteen punosten ankkurointi otetaan huomioon standardien ja ohjeiden mukaisilla menetelmillä. Punosten ankkurointi edellyttää riittävää hakaraudoitusta pilarin päissä.

Lisäksi on otettava huomioon normaalivoiman välittyminen pilarille ja sen mahdollisesti vaatima halkaisuraudoitus.

4.2 Punosten sijoittelu

Punokset on sijoitettava pilarin poikkileikkaukseen symmetrisesti. Jokaisessa haan nurkassa tulee olla vähintään yksi punos tai yksi harjateräs. Punokset on sijoitettava siten, että ne sopivat yhteen pilarikenkien kanssa (kohta 4.3).

4.3 Pilarikengät

Esijännitetyn pilarin tyvässä käytetään pilarikenkiä mahdollistamaan pilarin momenttijäykkyä liitosperustuksiin. Pilarin tyvässä tulee varmistua, että poikkileikkauksen kestävyys on vähintään tyvässä vallitsevien voimasuureiden N_{Ed} ja M_{Ed} suuruinen.

Yhteen pilarikenkään kohdistuvat punokset ja pilarikengän raudoitteet limijatketaan. Limijatkoksen pituuden tulee olla vähintään punosten täyden vetolujuuden mukainen ankkurointipituus, ellei tarkemmin menetelmin osoiteta matalampaa vallitsevaa jännitystä punoksissa, jolloin ankkurointipituutta voidaan redusoida lineaarisesti. Lisäksi limijatkoksen vetokapasiteetin tulee olla vähintään pilarin tyvässä vallitsevien voimasuureiden N_{Ed} ja M_{Ed} muodostaman yhdelle pilarikengälle välittyvän vetoresultantin F_{td} suuruinen.

Punoksen ankkurointipituuden l_{bpd} määrittämisessä otaksutaan, että poikkileikkaus on halkeillut ankkuroitumisen alueelta. Mikäli limijatkoksen pituuden määrittämisessä käytetään punosten täyttä suunnitteluvetolujuutta f_{pd} , voidaan ankkurointipituus määrittää johdetulla kaavalla 21, jossa on otaksuttu 7-lankaiselle punokselle kerroin $\alpha_2 = 0,19$, betonin lujuusluokaksi vähintään C50 ($f_{ck} = 50$ MPa) ja suunnittelulujuudeksi f_{pd} 1490 MPa. Ankkurointipituuden määrittämiseksi voidaan vaihtoehtoisesti käyttää myös tarkempia menetelmiä.

$$l_{bpd} = \frac{\alpha_2}{f_{bpd}} \cdot \phi_{p.ekv} \cdot \sigma_{pd} \cong 0.07 \cdot \phi_{p.ekv} \cdot f_{pd} \cong 104 \cdot \phi_{p.ekv} \quad (21)$$

, jossa

$\phi_{p.ekv} = \phi_p \cdot \sqrt{2}$ on kahden punoksen nipun ekvivalentti halkaisija

ϕ_p on punoksen halkaisija

Limijatkoksen pituuden tulee olla lisäksi vähintään pilarikengän raudoitteiden limijatkospituus käyttämällä α_6 kertoimena arvoa 1,5. Raudoitteen suunnittelulujuutta f_{yd} vastaava limijatkoksen pituus määritetään lähteen [2] kappaleessa 8.7 esitetyn mukaisesti, tai yksinkertaisemmin limijatkospituutena voidaan käyttää $75 \cdot \phi_s$.

Pilarikenkien raudoitteena on tässä normikortissa otaksuttu käytettävä enintään lujuusluokan B500B tai B500C raudoitetankoja.

Limijatkoksen matkalle sijoitetaan limijatkoksen vaatima hakarauditus lähteen [2] ja pilarikenkien vaatimusten mukaisesti. Hakaraudituksen määrityksessä pituussuunnan raudoituksena käytetään pilarikenkien raudoitusta.

Pilarin tyven riittävän jäykkyyden takaamiseksi tulee tyvessä olla jännepunosten lisäksi raudoiteteräksiä siten, että niiden yhteenlaskettu pinta-ala on tyypillisissä mitoitusapauksissa vähintään yhtä suuri kuin jännepunoksilla ($A_{s,tot} = A_{p,tot}$), ja niiden painopiste poikkileikkauksen puolikkaassa on korkeintaan yhtä etäällä poikkileikkauksen reunasta kuin jännepunosten painopiste poikkileikkauksen puolikkaassa. Normaalisti tämä ehto täyttyy pilarikenkien tartuntateräksistä. Tarvittaessa tyvessä tulee lisäksi käyttää irtoteräksiä.

Erikoistapauksissa, joissa on samanaikaisesti vaakakuormista aiheutuvaa taivutusmomenttia vähän, pilarin hoikkuusluku ja betonin esijännitys korkea, sekä punosten painopiste poikkileikkauksen puolikkaassa etäällä poikkileikkauksen reunasta, ei edellä mainittu teräsmäärä riitä takaamaan tyven riittävää jäykkyyttä normaalivoimakapasiteettia määritettäessä.

Edellä mainituissa erikoistapauksissa, joissa:

- $M_{1Ed} < 0,2 \cdot M_{R,0}$ ja $\lambda > 125$
- Ja näiden lisäksi jokin seuraavista ehdoista täyttyy:
 - o $\sigma_{cp} > 8 \text{ MPa}$
 - o $e_{\infty} < l_0/300$
 - o Yhdellä sivulla olevien jännepunosten painopisteen etäisyys pinnasta $> h_c/5$

tulee normaalivoimakapasiteettia määritettäessä kaavan 6 mukaista ekvivalenttia taivutusjäykkyyttä EI_{eq} redusoida 20 % tyven heikomman jäykkyyden kompensoimiseksi.

Lähdeluettelo

1. EN 1990:2002. Eurocode: Basis of structural design. European Committee for Standardization (CEN)
2. EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization (CEN)
3. Filatoff, A. (2020). Hoikan esijännitetyn pilarin rakenteellinen toiminta: nurjahduskoe ja siirtymäperustainen laskenta. Diplomityö. 127 s.
4. Haavisto, J., Filatoff, A., Kerokoski, O., & Laaksonen, A. (2019). Esijännitetty betonipilari - lisää kapasiteettia puristamalla pilaria ennalta. *Betoni*, 89(4), 80-87. Saatavissa: https://betoni.com/wp-content/uploads/2019/12/BET1904_80-87.pdf, viitattu 21.12.2021
5. Haavisto, J., Betonipaalin käyttäytyminen – Rakenteellista kantavuutta uudella mitoitusfilosofialla, Betoniteollisuuden paaluseminaari 23.11.2017. Saatavissa: <https://betoni.com/wp-content/uploads/2017/11/7.-Jukka-Haavisto-Betonipaalin-k%C3%A4ytt%C3%A4ytyminen-Rakenteellista-kantavuutta-uudella-mitoitusfilosofialla.pdf>, viitattu 21.12.2021
6. Betoni- ja siltarakenteiden tutkimusryhmän web-sivut, Tampereen yliopisto, Saatavissa: <https://research.tuni.fi/betonirakenteet/>, viitattu 21.12.2021
7. Haavisto, J & Laaksonen, A. A new design approach for slender pre-stressed concrete columns, valmisteilla.
8. Menn, C. (1977). Berechnung vorgespannter Stützen nach RL 35, Norm SIA 162. In: Berechnung vorgespannter Stützen nach RL 35, Norm SIA 162. Institut für Baustatik und Konstruktion, vol 71. Birkhäuser, Basel. https://doi.org/10.1007/978-3-0348-5317-0_1
9. Bazant, Z. (1972) Prediction of concrete creep effects using age-adjusted effective modulus method. *ACI Journal*, vol 69. pp. 212-217.

Liite A Laskentaesimerkki

Laskentaesimerkki on tarkoitettu malliratkaisuksi, eikä siinä käytetty laskentarunko välttämättä päde kaikilla tapauksilla.

Mitoitettavan rakenteen kuvaus:

Yhdistetyt mastot- tyyppinen hallirakennuksen runko.

Yksilaivainen halli.

Pilareiden korkeus 6 m. Korkeusero pilarin ym... katon ym välillä: 2 m.

Hallin pituuteen nähden poikittaiset palkit. Palkin pituus eli pilariväli 20 m (~hallileveys).

Pilari-palkkikehien keskinäinen etäisyys 8 m.

Pilari 480mm*380mm. Punosten etäisyys reunasta 50 mm.

Betoni C50/60.

Yhteensä 8 punosta, punosjännitys jännityshäviöiden jälkeen 1000 MPa.

Yksinkertaistetut kuormat:

Katon oma paino palkkeineen 4 kN/m². (Tähän otaksuttu sisältyvän myös pilarien oma paino)

Lumikuorma 2 kN/m².

Tuulikuorma 0,8 kN/m².

Katon alueen tuulikuorma on otaksuttu kohdistuvan pilarin yläpäähän vaikuttavaksi vaakavoimaksi.

Tuulikuorman on otaksuttu jakautuvan tasan pilari-palkkikehien molemmille pilareille.

Pystykuorma ajatellaan yksinkertaistuksen takia kohdistuvan pilareiden yläpäässä poikkileikkauksen keskelle, jolloin palkin tuenta pilariin ei aiheuta lisäystä epäkeskisyyteen e_j .

Kuormitusyhdistelyt:

KY1 (0,9*oma paino + 1,5*tuuli): $N_{Ed} = 288$ kN ja $M_{1Ed} = 144$ kNm*

KY2 (1,15*oma paino + 1,5*100% lumi + 1,5*60% tuuli): $N_{Ed} = 608$ kN ja $M_{1Ed} = 86$ kNm

KY3 (1,15*oma paino + 1,5*70% lumi + 1,5*100% tuuli): $N_{Ed} = 536$ kN ja $M_{1Ed} = 144$ kNm

Mitoitetaan pilari tässä esimerkissä pelkästään KY3:lle.

Mitoitetaan pilari tässä esimerkissä pelkästään rakennuksen poikkisuuntaan (pilari-poikkileikkauksen pidemmän sivun suuntaan). Rakennuksen pilarit ovat pituussuuntaan tuetut, jossa suunnassa hoikkisuuden on tarkistettu jäävän rajahoikkuutta λ_{lim} matalammaksi.

Lähtötiedot:

$$h_c := 480 \text{ mm} \quad b_c := 380 \text{ mm} \quad d_p := 50 \text{ mm} \quad d := h_c - d_p = 430 \cdot \text{mm}$$

$$l_{pil} := 6 \text{ m} \quad l_0 := 2.18 \cdot l_{pil} = 13.08 \text{ m} \quad \lambda := \frac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{h_c} = 94$$

$$\sigma_{pe} := 1000 \text{ MPa} = 1000 \cdot \text{MPa} \quad A_{p,nurkka} := 2 \cdot 93 \text{ mm}^2 \quad A_{p,tot} := 4 \cdot A_{p,nurkka} = 744 \cdot \text{mm}^2$$

$$\sigma_{cp} := 4 \cdot A_{p,nurkka} \cdot \frac{\sigma_{pe}}{h_c \cdot b_c} = 4.1 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ck} := 50 \text{ MPa} \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad E_{cm} := \left[22 \cdot \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0.3} \right] \text{ GPa} = 37.3 \cdot \text{GPa}$$

$$\epsilon_{cu} := \begin{cases} 0.0035 & \text{if } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0.001 \cdot \left[2.8 + 27 \left[\frac{(98 - f_{ck} - 8)}{100} \right]^4 \right] & \text{otherwise} \end{cases} \quad \epsilon_{cu} = 0.00350$$

$$f_{p0,1k} := 1640 \text{ MPa}$$

$$E_p := 195 \text{ GPa}$$

$l_0/400$ on tarkistettu määrääväksi normaalivoiman epäkeskisyydeksi esimerkin tilanteessa.

$$e_i := \frac{l_0}{400} = 32.7 \cdot \text{mm}$$

$$N_{Ed} := 536 \text{ kN}$$

$$M_{1Ed} := 144 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\varphi := 3$$

Oma paino + lumen

pitkäaikaisosuus pilarikuormana:

$$N_{Eqp} := 320 \text{ kN} + 0.2 \cdot 160 \cdot \text{kN} = 352 \cdot \text{kN}$$

$$I_p := A_{p,tot} \cdot \left(\frac{h_c}{2} - d_p \right)^2 = 26.9 \times 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_c := \frac{h_c^3 b_c}{12} = 3.50 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Ennen ulkoista kuormitusta punosvoima:

$$P := \sigma_{pe} \cdot A_{p,tot} = 744 \cdot \text{kN}$$

$$\lambda_{nr} := \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_{cm}}{0.60 \cdot f_{ck}}} = 111$$

$$EI_{el} := E_{cm} \cdot I_c + (E_p - E_{cm}) \cdot I_p = 134786 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

$$N_{cr} := \frac{EI_{el} \cdot \pi^2}{l_0^2} = 7776 \cdot \text{kN}$$

$$e_{00} := e_i \frac{1 - \frac{N_{Eqp}}{N_{cr}}}{1 - \frac{N_{Eqp} \cdot (1 + \varphi \cdot 0.8)}{N_{cr}}} = 36.9 \cdot \text{mm}$$

Betoninormikortin käyttöalueen tarkistus:

Arvo:

Ehto:

$$\lambda = 94$$

$$35 \leq \lambda \leq 150$$

OK

$$f_{ck} = 50 \cdot \text{MPa}$$

$$50 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$$

OK

Arvo:

Ehto:

$$h_c = 480 \cdot \text{mm} \quad h_c \geq 380\text{mm} \quad \text{OK}$$

$$b_c = 380 \cdot \text{mm} \quad b_c \geq 380\text{mm} \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{cp} = 4.1 \cdot \text{MPa} \quad \sigma_{cp} \leq 6\text{MPa} , \text{ kun } \lambda \leq \lambda_{nr} \quad \text{OK}$$

$$\varphi = 3 \quad \varphi \leq 3 \quad \text{OK}$$

$$e_i = 32.7 \cdot \text{mm} \quad e_i \geq \frac{l_0}{400} = 32.7\text{mm} \quad \text{OK}$$

$$e_i \geq \frac{h_c}{30} = 16.0\text{mm} \quad \text{OK}$$

$$e_{00} = 36.9 \cdot \text{mm} \quad e_{00} \leq \frac{l_0}{150} = 87.2\text{mm} \quad \text{OK}$$

Esijännitetyn pilarin taivutuskestävyys:

$$y_{u,est} := \frac{P + 0.5 \cdot A_{p,tot} \cdot f_{p0,1k}}{b_c \cdot (f_{ck} \cdot \alpha_{cc})} = 84 \cdot \text{mm}$$

$$M_{R,0} := \left(d - \frac{y_{u,est}}{2} \right) \cdot \frac{A_{p,tot}}{2} \cdot f_{p0,1k} = 237 \cdot \text{kNm}$$

Ehto:

$$M_{1Ed} = 144 \cdot \text{kNm} \quad M_{1Ed} \leq 0.80 \cdot M_{R,0} = 189\text{kNm} \quad \text{OK}$$

$$\frac{M_{1Ed}}{M_{R,0}} + \frac{\lambda}{250} = 0.986 \quad \frac{M_{1Ed}}{M_{R,0}} + \frac{\lambda}{250} \leq 1.10 \quad \text{OK}$$

Mallin rajoitukset kuormien pitkäaikaisyhdistelmällä:

$$N_{Eqp} = 352 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Eqp} := N_{Eqp} \cdot e_{00} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Eqp}}{N_{cr}}} = 13.6 \cdot \text{kNm}$$

Ehto:

$$\frac{N_{Eqp} + P}{b_c \cdot h_c} - \frac{6 \cdot M_{Eqp}}{b_c \cdot h_c^2} = 5.1 \cdot \text{MPa}$$

$$\frac{N_{Eqp} + P}{b_c \cdot h_c} - \frac{6 \cdot M_{Eqp}}{b_c \cdot h_c^2} \geq 0 \text{MPa} \quad \text{OK}$$

$$\frac{N_{Eqp} + P}{b_c \cdot h_c} + \frac{6 \cdot M_{Eqp}}{b_c \cdot h_c^2} = 6.9 \cdot \text{MPa}$$

$$\frac{N_{Eqp} + P}{b_c \cdot h_c} + \frac{6 \cdot M_{Eqp}}{b_c \cdot h_c^2} \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 22.5 \text{MPa} \quad \text{OK}$$

Taivutusmomentin mitoitusarvo:

$$EI_{eq} := \min \left[EI_{el}, (0.75 \cdot E_{cm} \cdot I_c + E_p \cdot I_p) \cdot \left(1.6 - \frac{M_{1Ed}}{M_{R,0}} \right)^2 \cdot \sqrt{\frac{\lambda_{nr}}{\lambda}} \cdot \left(1 - \frac{e_{00}}{h_c} \right)^2 \right] = 93650 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

EI_{eq} ei saa olla suurempi kuin EI_{el} OK

$$N_{cr,red} := \frac{EI_{eq} \cdot \pi^2}{l_0^2} = 5402 \cdot \text{kN}$$

$$e_2 := \left(\frac{M_{1Ed}}{N_{Ed}} + e_{00} \right) \cdot \frac{1}{\frac{N_{cr,red}}{N_{Ed}} - 1} \quad N_{\alpha,red} \text{ pitää olla suurempi kuin } N_{Ed} \quad e_2 = 0.034 \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed} = 536 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Ed} := M_{1Ed} + N_{Ed} \cdot (e_{00} + e_2) = 182 \cdot \text{kNm}$$

Yhteisvaikutusdiagrammin tarkastelupisteet:

$$N_A := 0 \text{kN}$$

$$N_B := 0.4 \cdot (f_{ck} \cdot \alpha_{cc}) \cdot b_c \cdot h_c - P = 2357 \cdot \text{kN}$$

$$N_C := \frac{7}{3} \cdot N_B = 5499 \cdot \text{kN}$$

$$M_B := 0.9 \cdot \left[0.12 \cdot (f_{ck} \cdot \alpha_{cc}) \cdot b_c \cdot h_c^2 + 2 \cdot A_{p,tot} \cdot E_p \cdot \epsilon_{cu} \cdot \left[\left(\frac{d^2}{h_c} \right) - d + \frac{h_c}{4} \right] \right] = 470.6 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_A := M_{R,0} = 237 \cdot \text{kNm} \quad M_C := M_A$$

Yhteisvaikutusdiagrammin laatiminen paloittain lineaarisesti määritettynä käsinlaskentana:

$$M_{A,red} := M_A \cdot \left(1 - \frac{N_A}{N_{cr,red}} \right) \quad M_{B,red} := M_B \cdot \left(1 - \frac{N_B}{N_{cr,red}} \right) \quad M_{C,red} := M_C \cdot \left(1 - \frac{N_C}{N_{cr,red}} \right)$$

$$M_{A,red} = 237 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{B,red} = 265 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{C,red} = -4 \cdot \text{kNm}$$

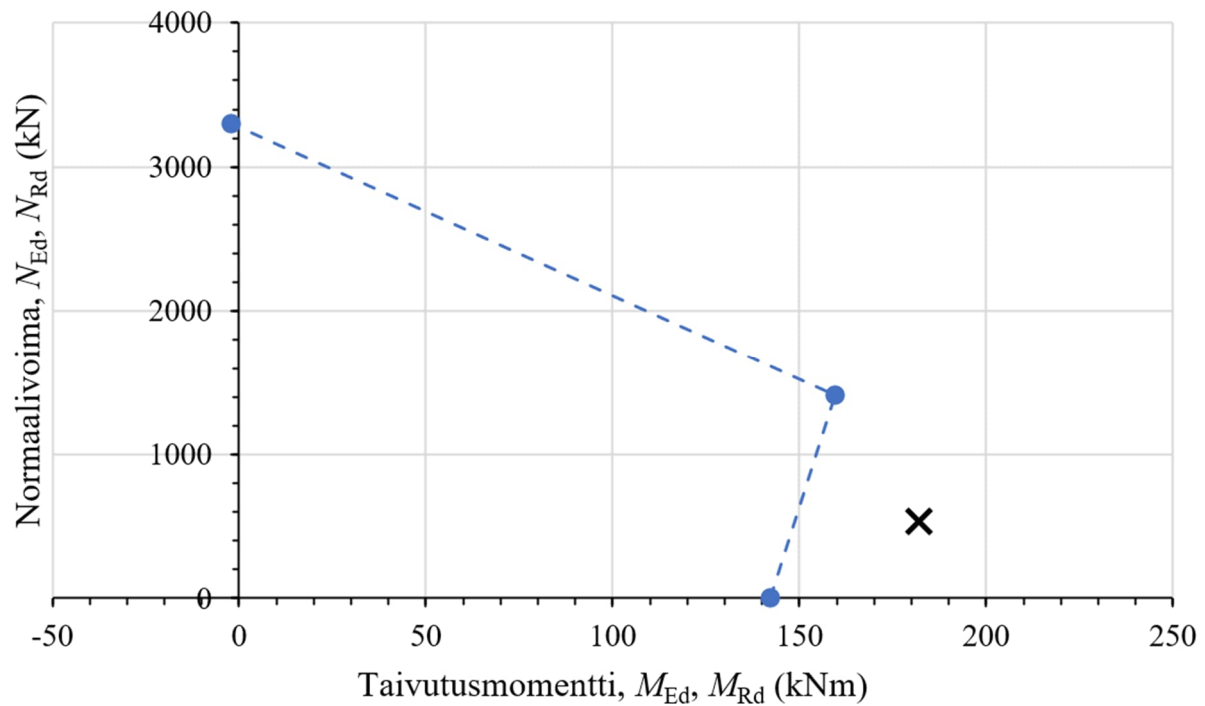
Mitoituskestävyydet, varmuus murtorajatilan $k_d = 0,6$ -kertoimella:

$$N_{A,Rd} := 0,6 \cdot N_A = 0 \cdot \text{kN}$$

$$N_{B,Rd} := 0,6 \cdot N_B = 1414 \cdot \text{kN}$$

$$N_{C,Rd} := 0,6 \cdot N_C = 3300 \cdot \text{kN}$$

$$M_{A,Rd} := 0,6 \cdot M_{A,red} = 142 \cdot \text{kNm} \quad M_{B,Rd} := 0,6 \cdot M_{B,red} = 159 \cdot \text{kNm} \quad M_{C,Rd} := 0,6 \cdot M_{C,red} = -3 \cdot \text{kNm}$$



Kestävyys lasketaan kuormitusyhdistelmälle KY3, mikä on tässä tapauksessa vaativin yhdistelmä. Yksinkertaistetun kuvaajan mukaan kestävyys ei riitä. Seuraavaksi määritetään yhteisvaikutuskuvaaja tarkemmin paraabelin yhtälöillä

Yhteisvaikutusdiagrammin laatiminen paraabelin yhtälöiden avulla:

$$N_{C0} := 2 \cdot N_B = 4714 \cdot \text{kN}$$

$$M_{C0} := M_C$$

$$N_{A0} := 2 \cdot N_B - N_C = -786 \cdot \text{kN}$$

$$M_{A0} := M_A$$

Paraabelin kertoimien määrittäminen yhtälöryhmien ratkaisuna:

$$YV_{ala} := \begin{bmatrix} \left(\frac{N_A}{kN}\right)^2 & \frac{N_A}{kN} & 1 \\ \left(\frac{N_B}{kN}\right)^2 & \frac{N_B}{kN} & 1 \\ \left(\frac{N_{C0}}{kN}\right)^2 & \frac{N_{C0}}{kN} & 1 \end{bmatrix} \quad v_{ala} := \begin{pmatrix} \frac{M_A}{kNm} \\ \frac{M_B}{kNm} \\ \frac{M_{C0}}{kNm} \end{pmatrix}$$

$$Solve_{ala} := \text{Isolve}(YV_{ala}, v_{ala}) = \begin{pmatrix} -0.00004210 \\ 0.19844345 \\ 236.75863757 \end{pmatrix}$$

$$YV_{ylä} := \begin{bmatrix} \left(\frac{N_{A0}}{kN}\right)^2 & \frac{N_{A0}}{kN} & 1 \\ \left(\frac{N_B}{kN}\right)^2 & \frac{N_B}{kN} & 1 \\ \left(\frac{N_C}{kN}\right)^2 & \frac{N_C}{kN} & 1 \end{bmatrix} \quad v_{ylä} := \begin{pmatrix} \frac{M_{A0}}{kNm} \\ \frac{M_B}{kNm} \\ \frac{M_C}{kNm} \end{pmatrix}$$

$$Solve_{ylä} := \text{Isolve}(YV_{ylä}, v_{ylä}) = \begin{pmatrix} -0.00002368 \\ 0.11162444 \\ 339.06615754 \end{pmatrix}$$

$$M_{YV}(N_0) := \begin{cases} \left(Solve_{ylä_0} \cdot \frac{m}{kN} \cdot N_0^2 + Solve_{ylä_1} \cdot N_0 \cdot m + Solve_{ylä_2} \cdot kNm \right) & \text{if } N_0 \geq N_B \\ \left(Solve_{ala_0} \cdot \frac{m}{kN} \cdot N_0^2 + Solve_{ala_1} \cdot N_0 \cdot m + Solve_{ala_2} \cdot kNm \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

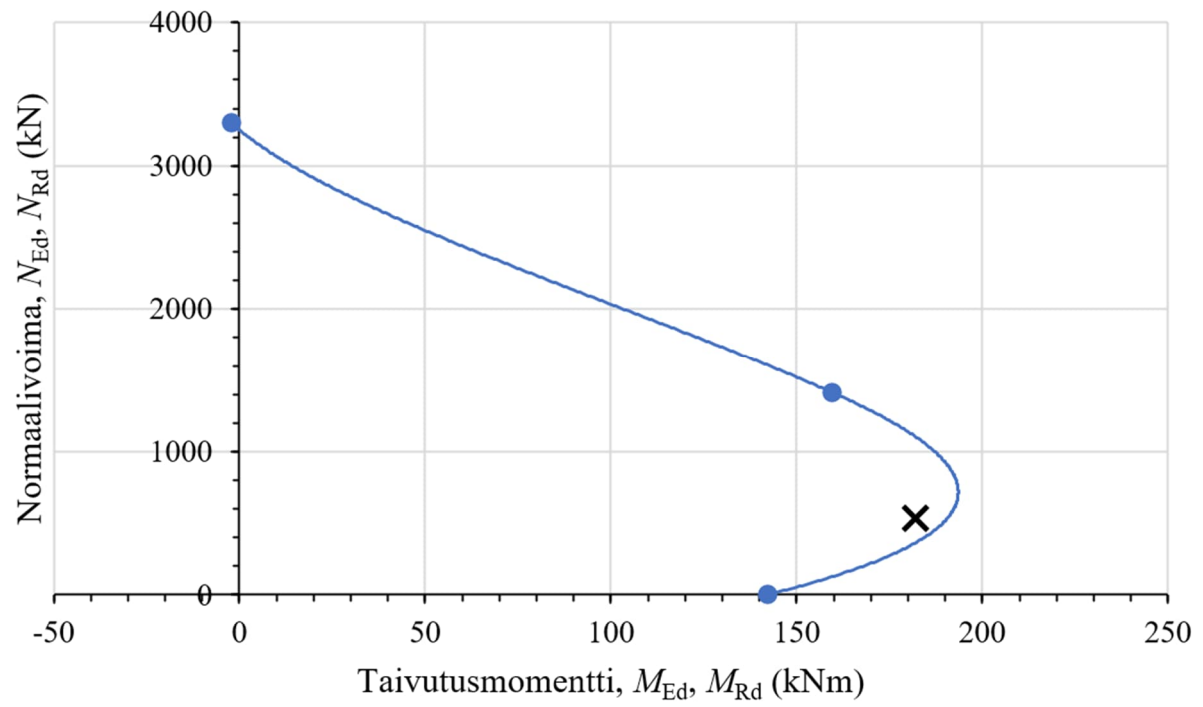
Hoikkuusredusoitu yhteisvaikutusdiagrammi:

$$M_{YV,red}(N_0) := M_{YV}(N_0) \cdot \left(1 - \frac{N_0}{N_{cr,red}} \right)$$

Mitoitusvarmuuden huomioon ottaminen:

$$k_{d,uls} := 0.60$$

$$M_{Rd}(N_0) := k_{d,uls} \cdot M_{YV,red} \left(\frac{N_0}{k_{d,uls}} \right)$$

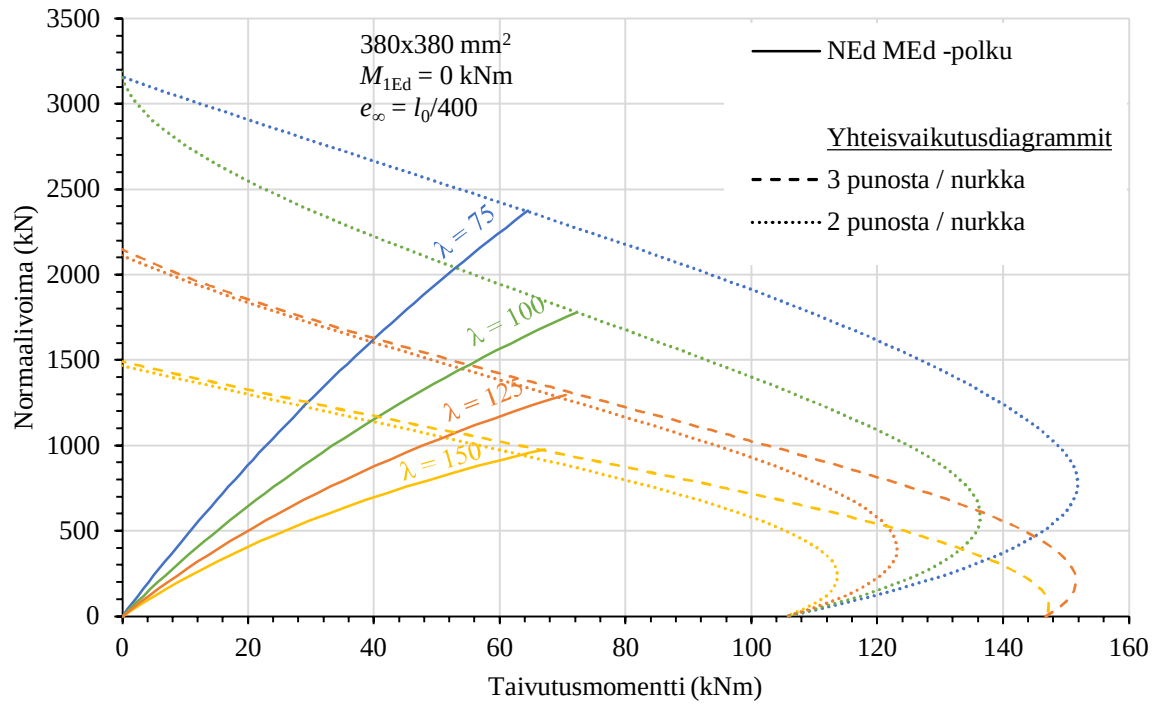


N_{Ed} - M_{Ed} piste jää yhteisvaikutusdiagrammin sisäpuolelle
=> Kestävyys on riittävä kuormitusyhdistelmällä KY3

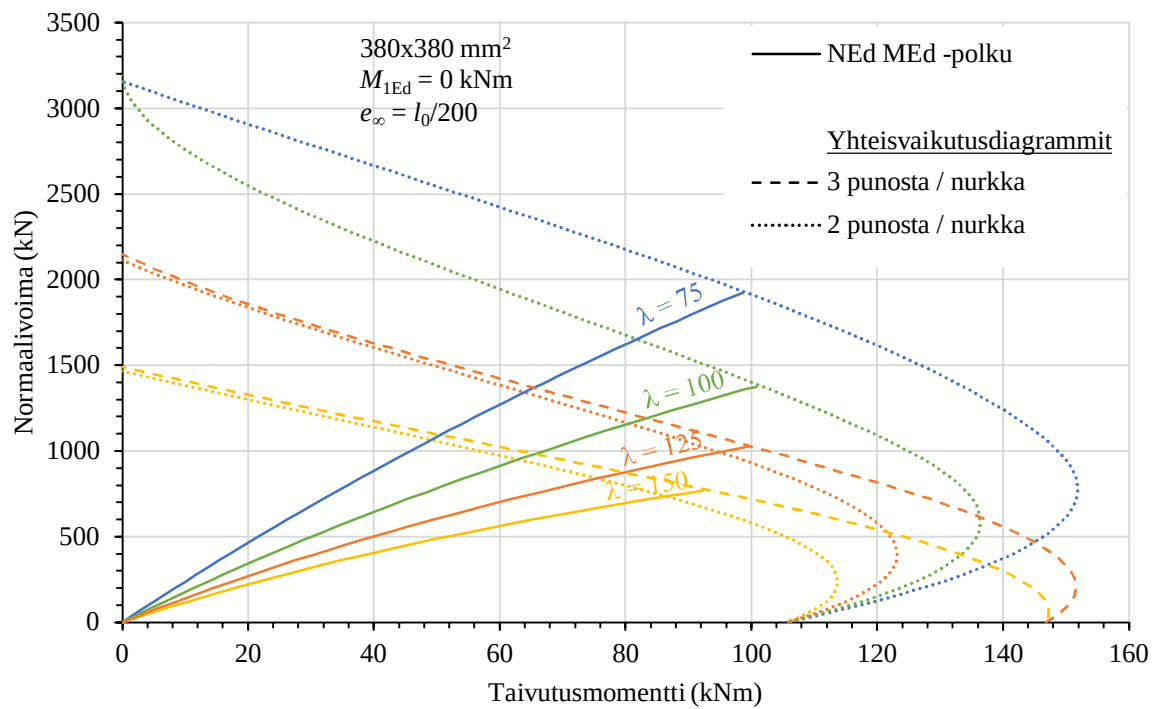
Liite B Yhteisvaikutusdiagrammikäyrästäjä

Kuvissa B1-B30 on esitetty esijännitettyjen pilarien N_{Ed} - M_{Ed} -rasituspolkuja (vrt. kuormasiirtymäpolku) sekä mitoitusarvoin määritettyjä yhteisvaikutusdiagrammeja. Esijännitetyn pilarin kapasiteetti luetaan normaalivoima-momenttipolun ja yhteisvaikutusdiagrammin risteyspisteestä. Diagrammit on esitetty seuraavilla lähtötiedoilla:

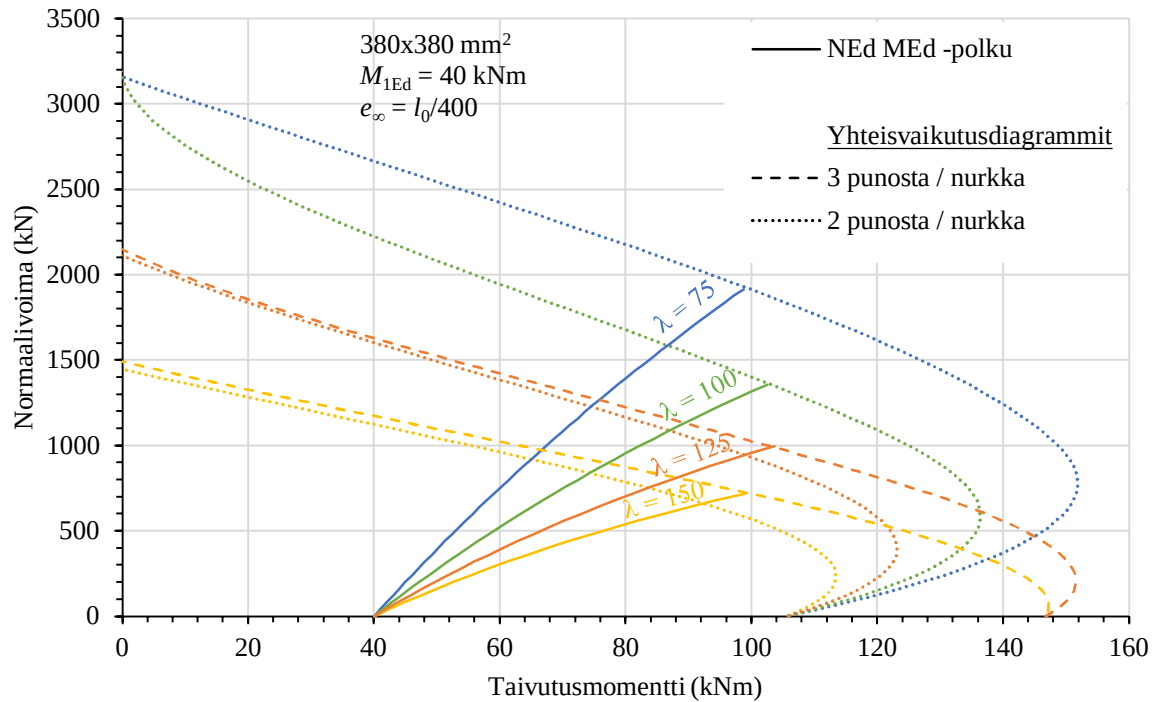
- Pilarin poikkileikkaus
 - o Neliöpoikkileikkaukset 380*380 mm², 480*480 mm², 580*580 mm² ja 680*680 mm²
 - o Suorakaidepoikkileikkaus 580*380 mm², jossa taivutus pidemmän sivumitan suuntaan
- $e_{\infty} = l_0/400$ tai $e_{\infty} = l_0/200$
- Betonin lujuusluokka C50 ($f_{ck} = 50$ MPa)
- Jännepunosten esijännitys kaikkien häviöiden tapahduttua $\sigma_{pe} = 1000$ MPa
- Jännepunosten myötölujuus $f_{pk} = 1640$ MPa
- Yksittäisen jännepunoksen pinta-ala 93 mm²
- Yhdessä nurkassa olevien jännepunosten painopisteen etäisyys pinnasta on
 - o 50 mm, 380*380 mm² pilarilla
 - o 60 mm, 480*480 mm² pilarilla
 - o 70 mm, 580*580 mm² ja 580*380 mm² pilarilla
 - o 80 mm, 680*680 mm² pilarilla
- $\alpha_{cc} = 0,85$
- Neljä hoikkuuslukua ($\lambda = 75, 100, 125$ ja 150)
- Kolme M_{1Ed} -tasoa / pilarikoko
- Kaksi betonin esijännitystasoa häviöiden tapahduttua: n. 5 MPa ja n. 8 MPa:
 - o 380*380 mm²: 5,2 MPa (4x2 punosta) ja 7,7 MPa (4x3 punosta)
 - o 480*480 mm²: 4,8 MPa (4x3 punosta) ja 8,1 MPa (4x5 punosta)
 - o 580*380 mm²: 5,1 MPa (4x3 punosta) ja 8,4 MPa (4x5 punosta)
 - o 580*580 mm²: 5,5 MPa (4x5 punosta) ja 7,7 MPa (4x7 punosta)
 - o 680*680 mm²: 4,8 MPa (4x6 punosta) ja 8,0 MPa (4x10 punosta)
 - o Korkeampaa n. 8 MPa esijännitystä ei ole esitetty $\lambda = 75$ ja $\lambda = 100$ omaaville pilareille, koska kyseiset tapaukset rajautuvat tämän betoninormikortin käyttöalueen ulkopuolelle
- Tässä esitetyt tapaukset ovat esimerkinomaisia. Kaikki rakenteet eivät välttämättä ole toteutuskelpoisia esimerkiksi punosten sijoittelun ja pilarikenkien vaatimusten suhteen.



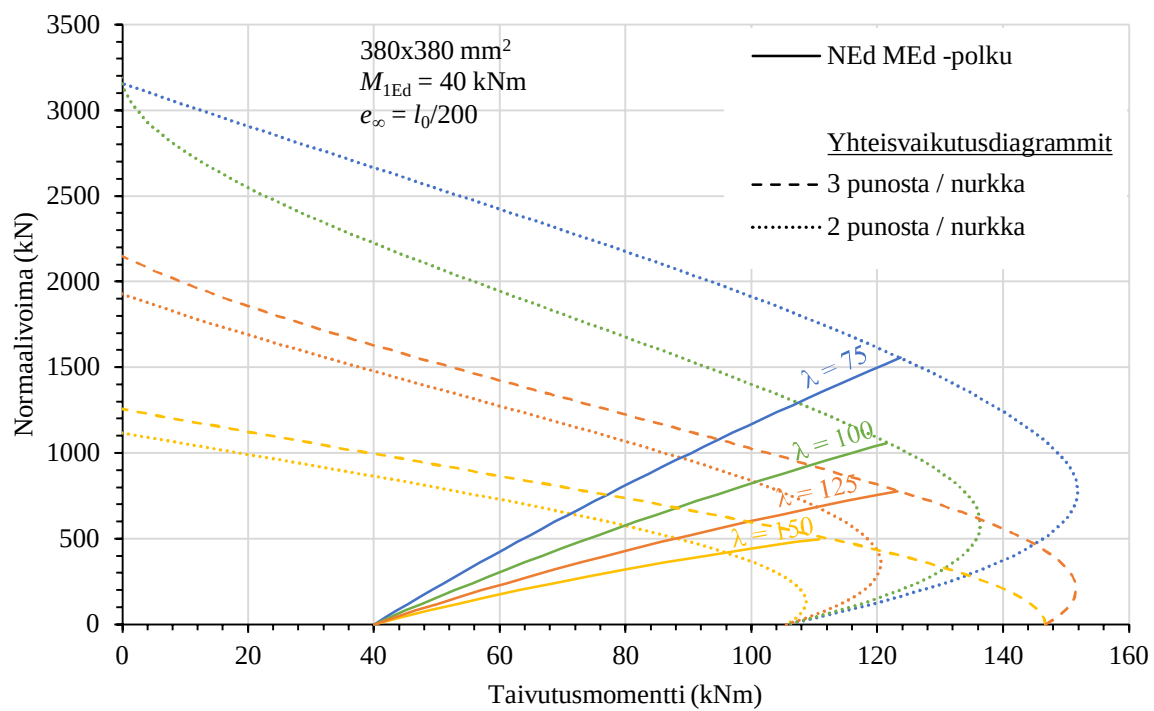
Kuva B1. 380x380 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 0$ kNm ja $e_{\infty} = l_0/400$



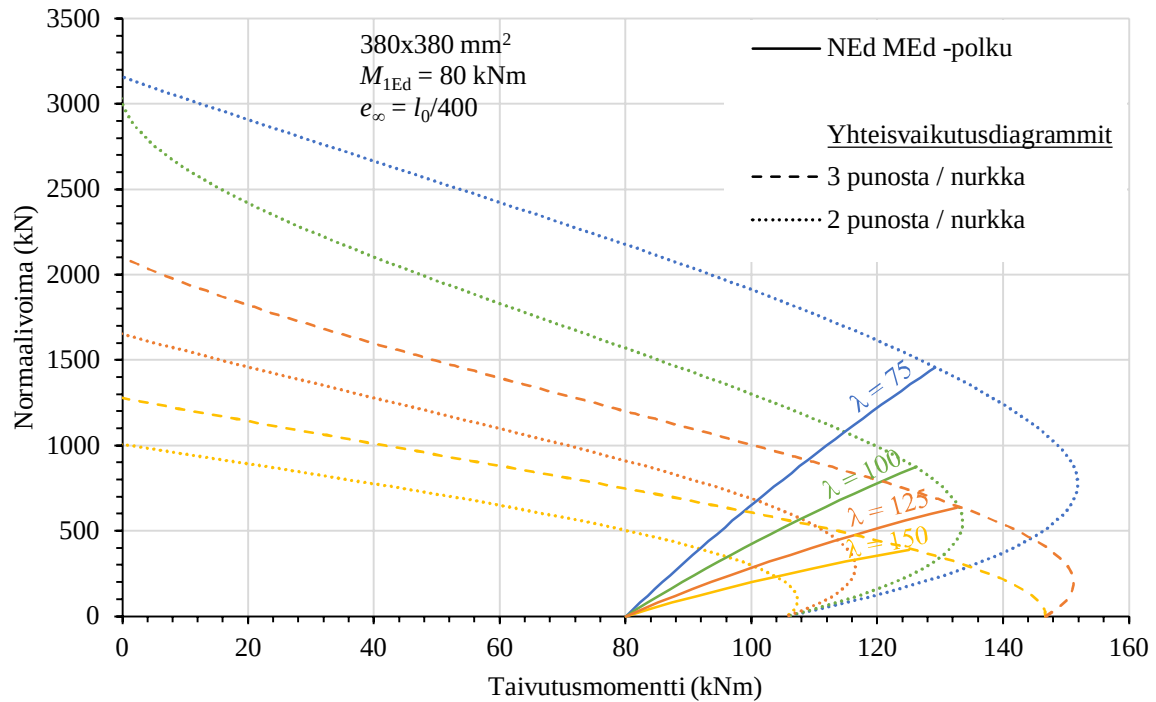
Kuva B2. 380x380 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 0$ kNm ja $e_{\infty} = l_0/200$



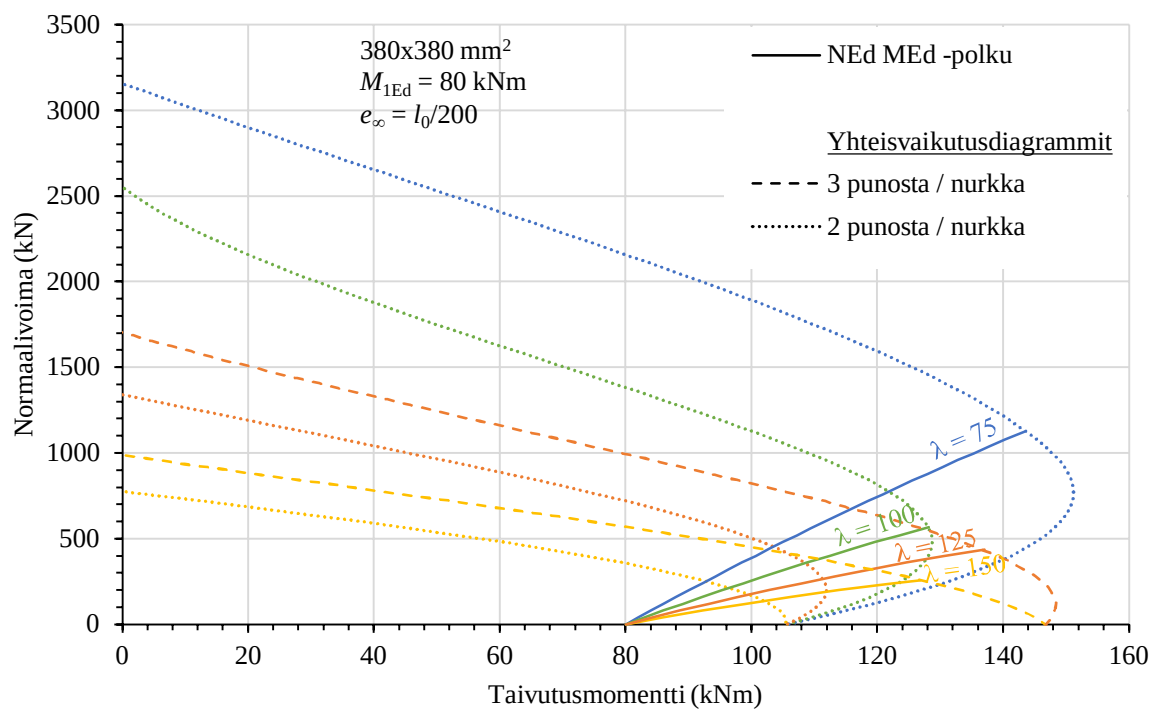
Kuva B3. 380x380 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 40 \text{ kNm}$ ja $e_{\infty} = l_0/400$



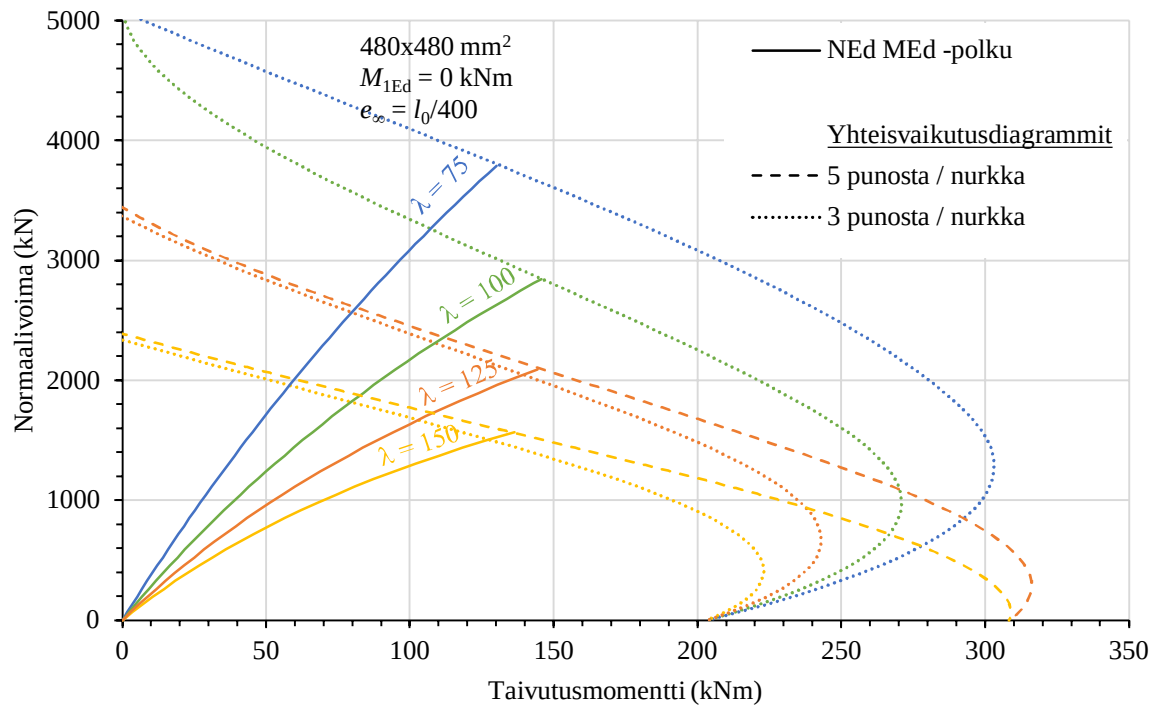
Kuva B4. 380x380 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 40 \text{ kNm}$ ja $e_{\infty} = l_0/200$



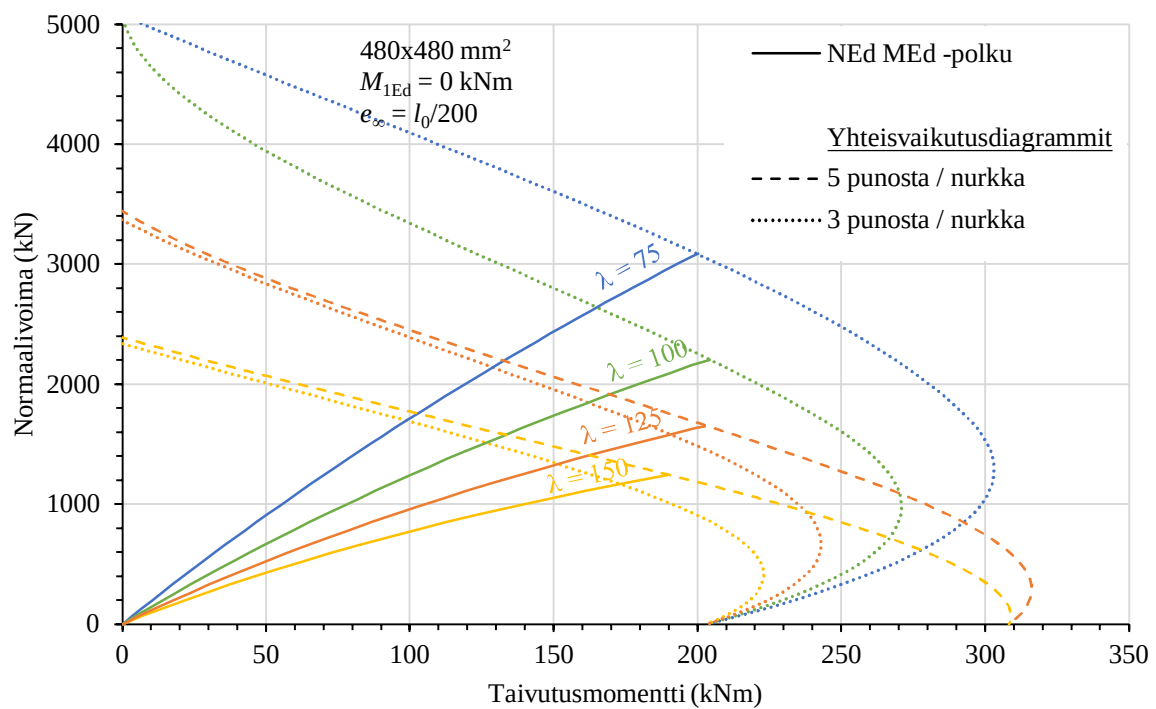
Kuva B5. 380x380 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 80 \text{ kNm}$ ja $e_{\infty} = l_0/400$



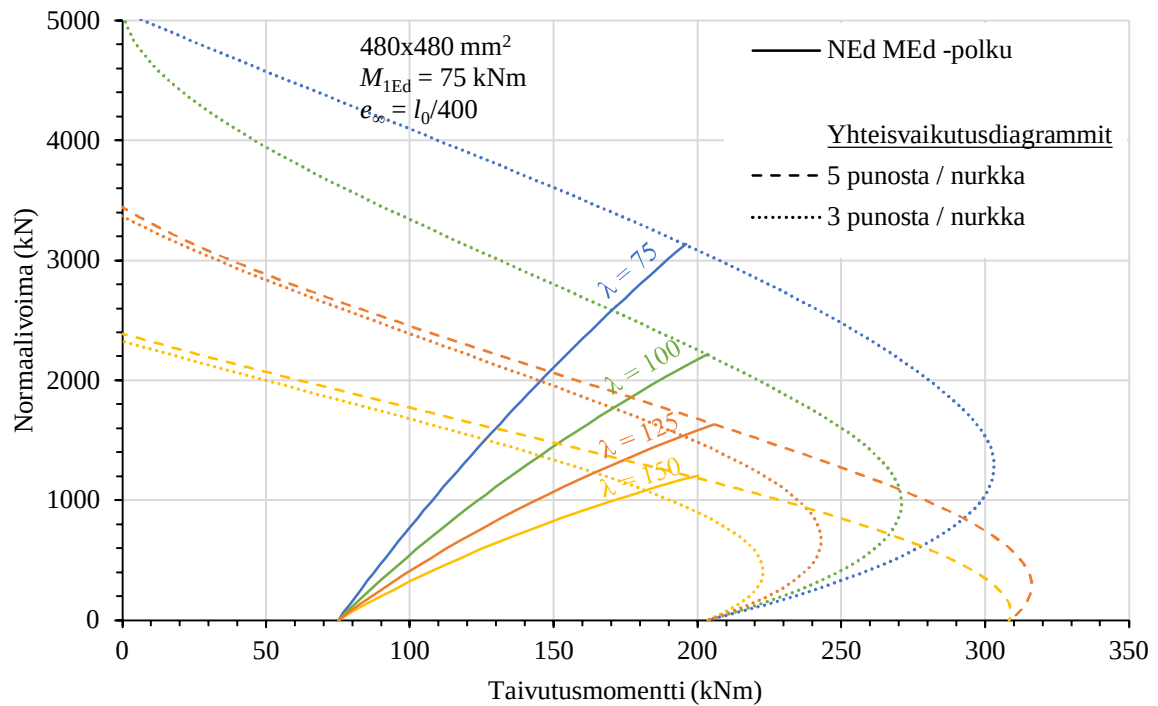
Kuva B6. 380x380 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 80 \text{ kNm}$ ja $e_{\infty} = l_0/200$



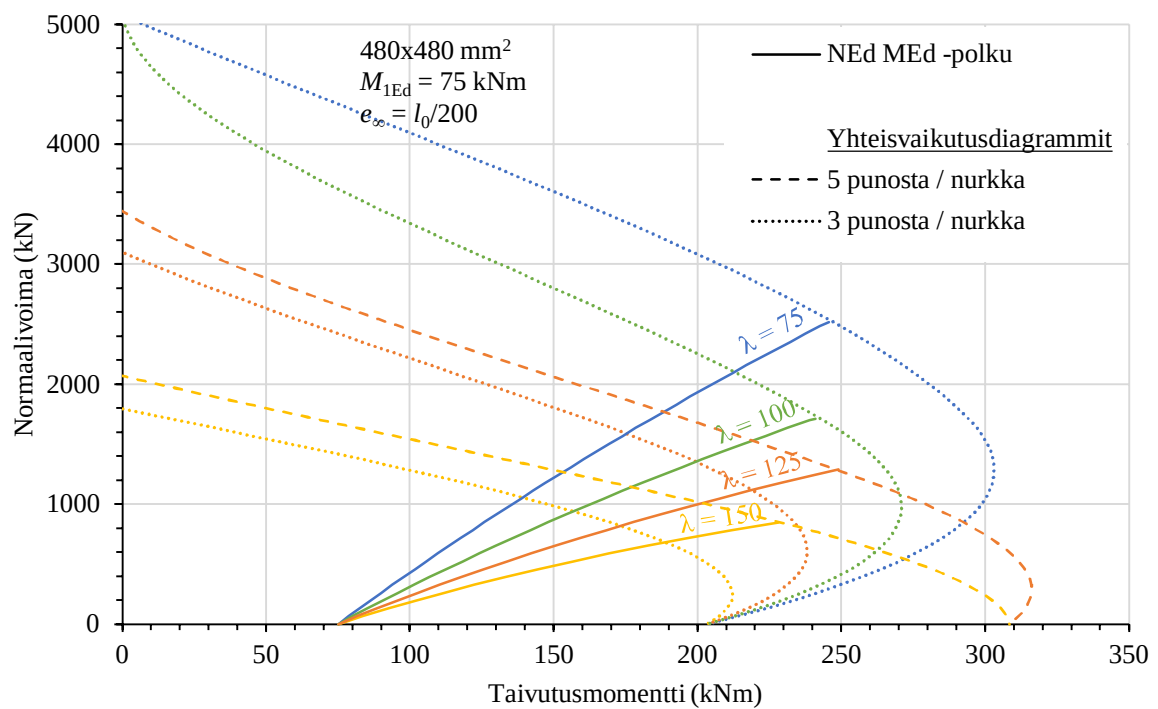
Kuva B7. 480x480 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 0$ kNm ja $e_{\infty} = l_0/400$



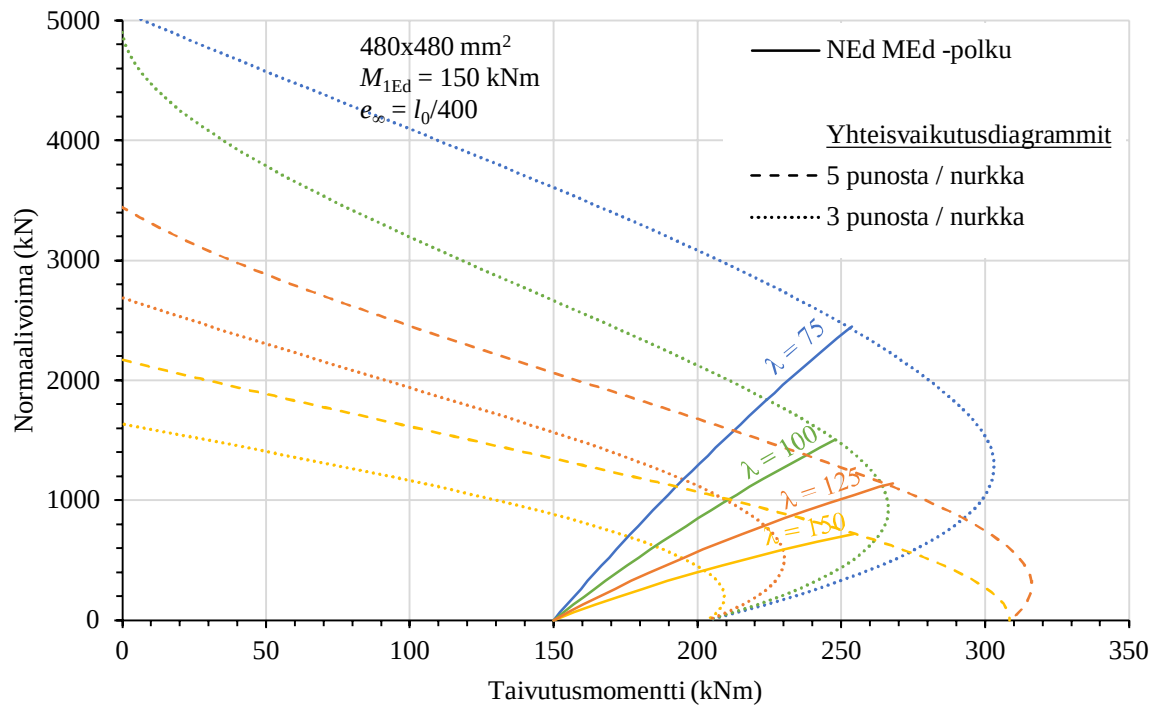
Kuva B8. 480x480 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 0$ kNm ja $e_{\infty} = l_0/200$



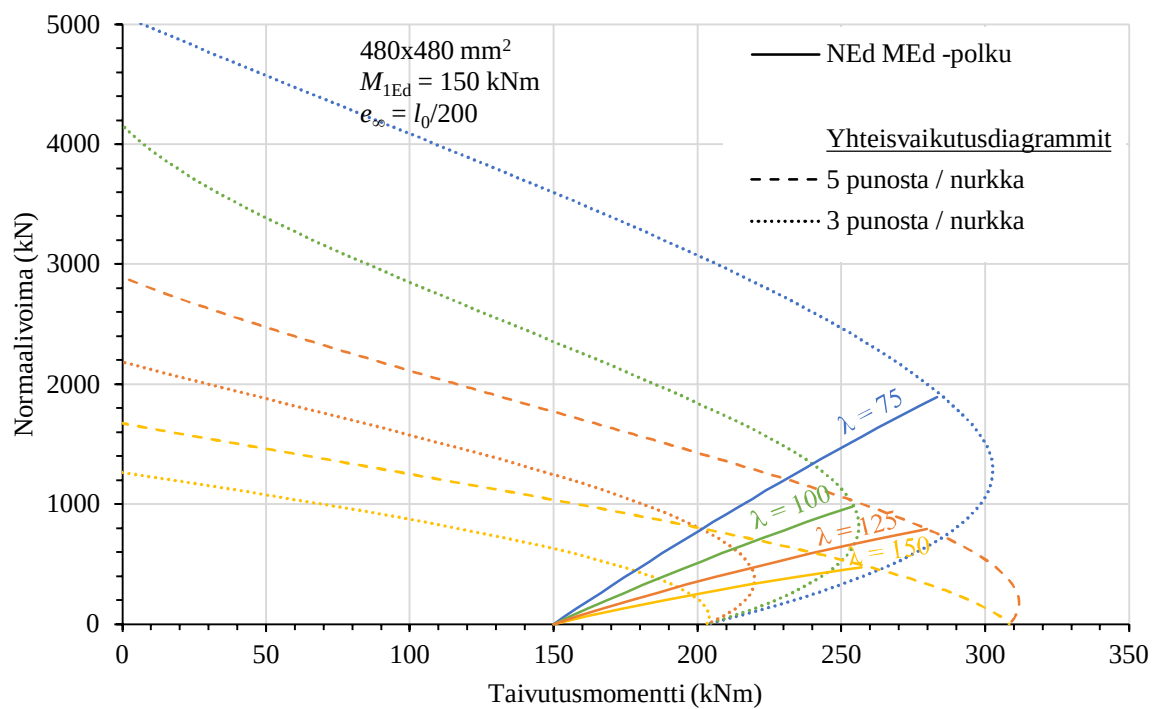
Kuva B9. 480x480 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 75 \text{ kNm}$ ja $e_{\infty} = l_0/400$



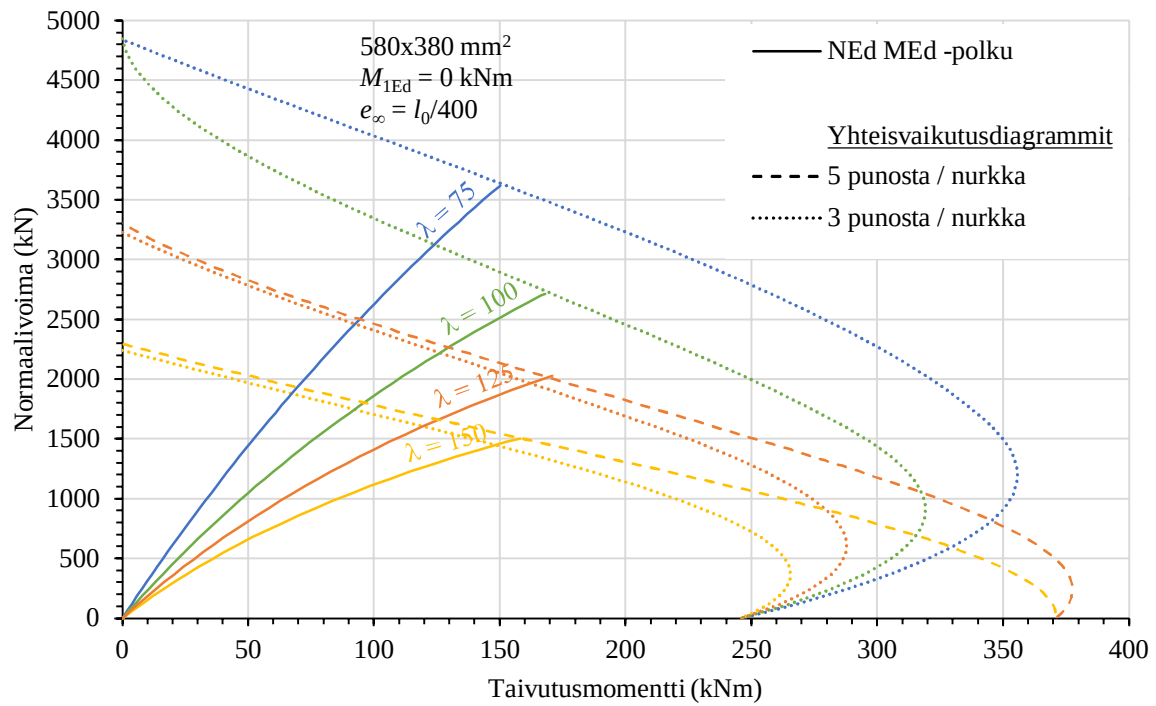
Kuva B10. 480x480 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 75 \text{ kNm}$ ja $e_{\infty} = l_0/200$



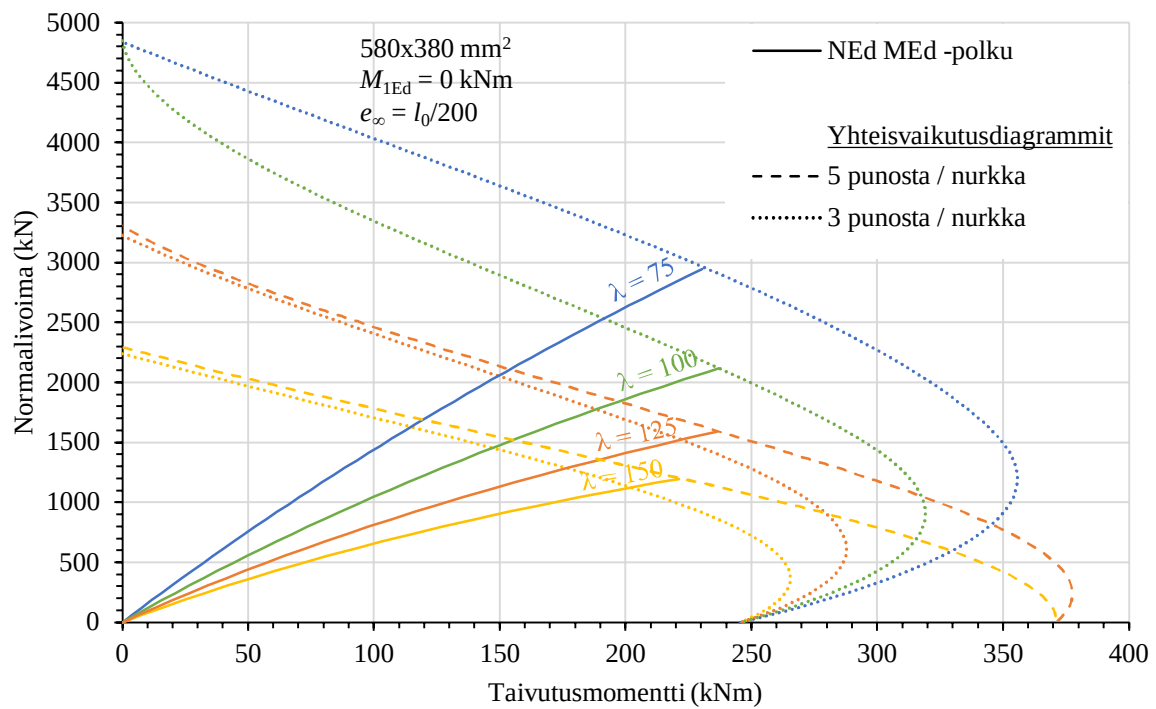
Kuva B11. 480x480 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 150 \text{ kNm}$ ja $e_{\infty} = l_0/400$



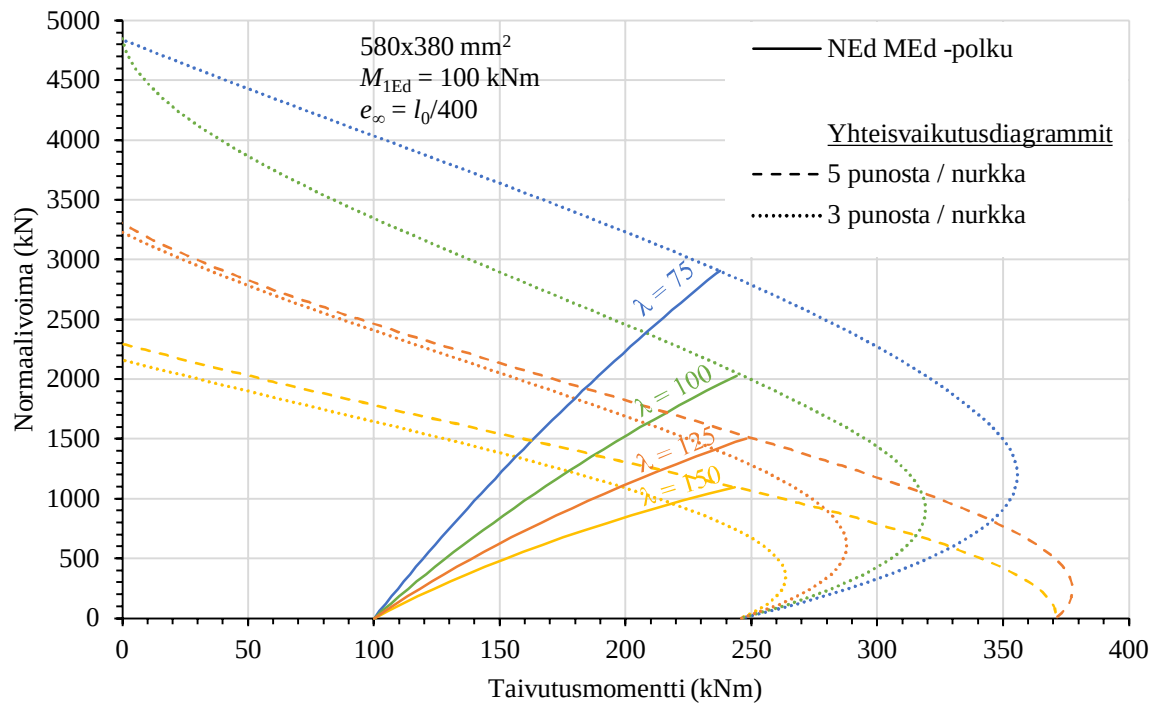
Kuva B12. 480x480 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 150 \text{ kNm}$ ja $e_{\infty} = l_0/200$



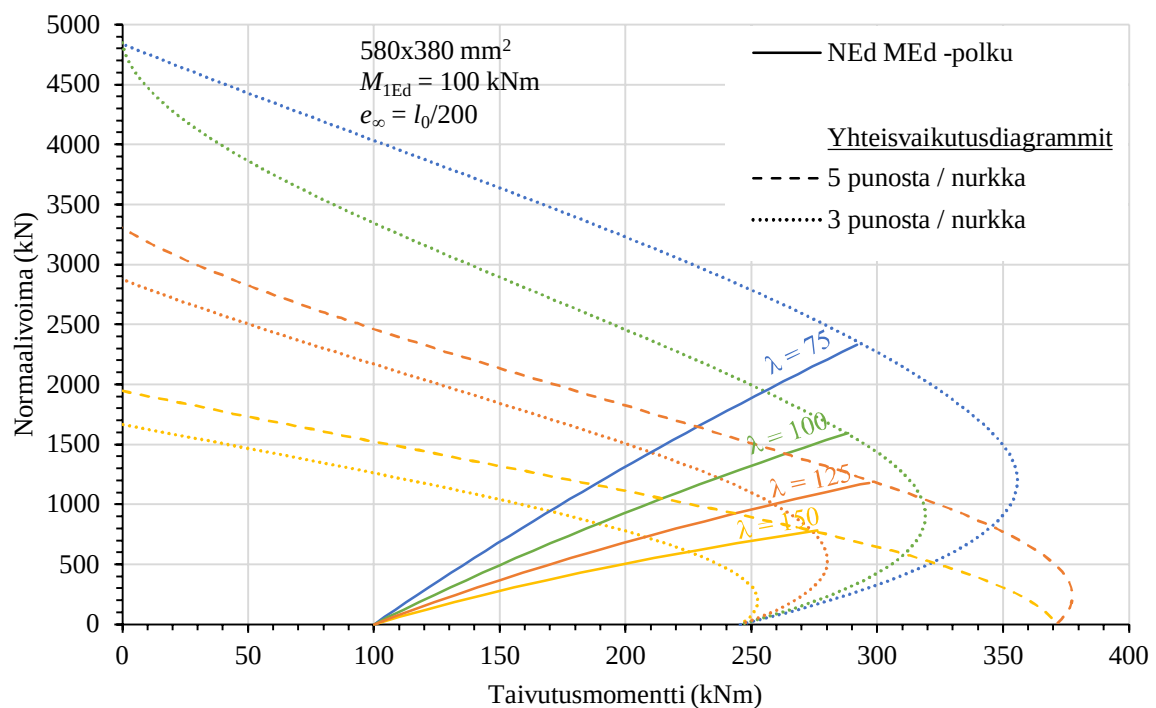
Kuva B13. 580x380 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 0$ kNm ja $e_{\infty} = l_0/400$



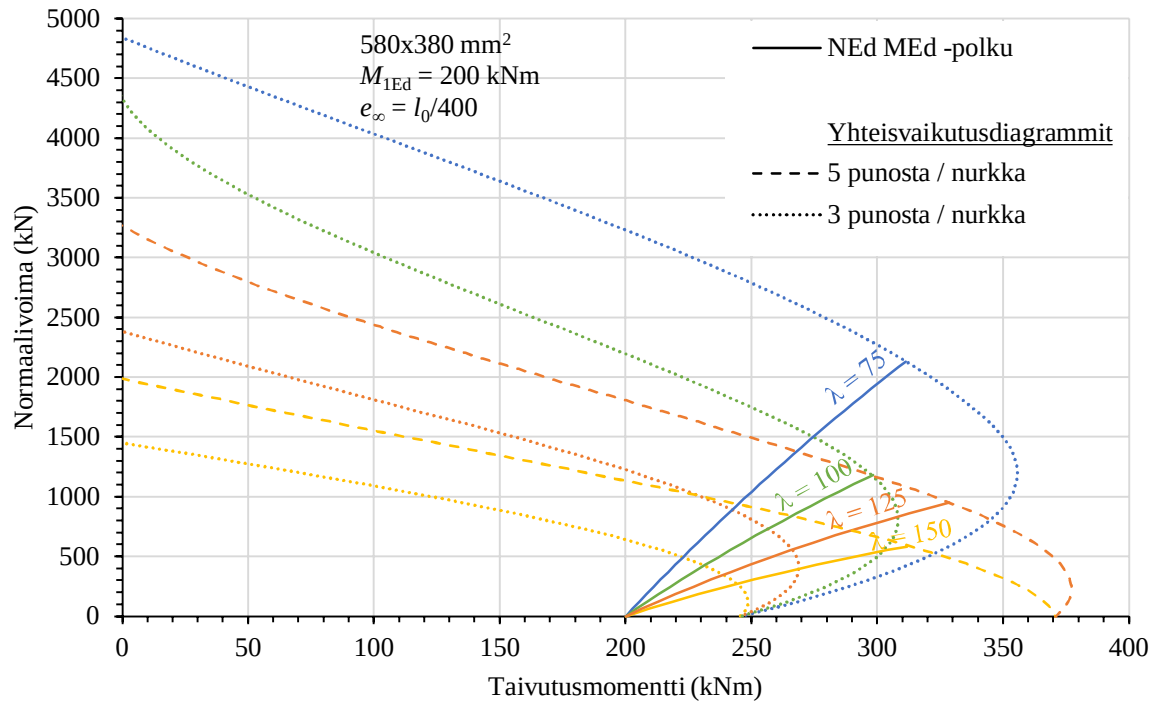
Kuva B14. 580x380 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 0$ kNm ja $e_{\infty} = l_0/200$



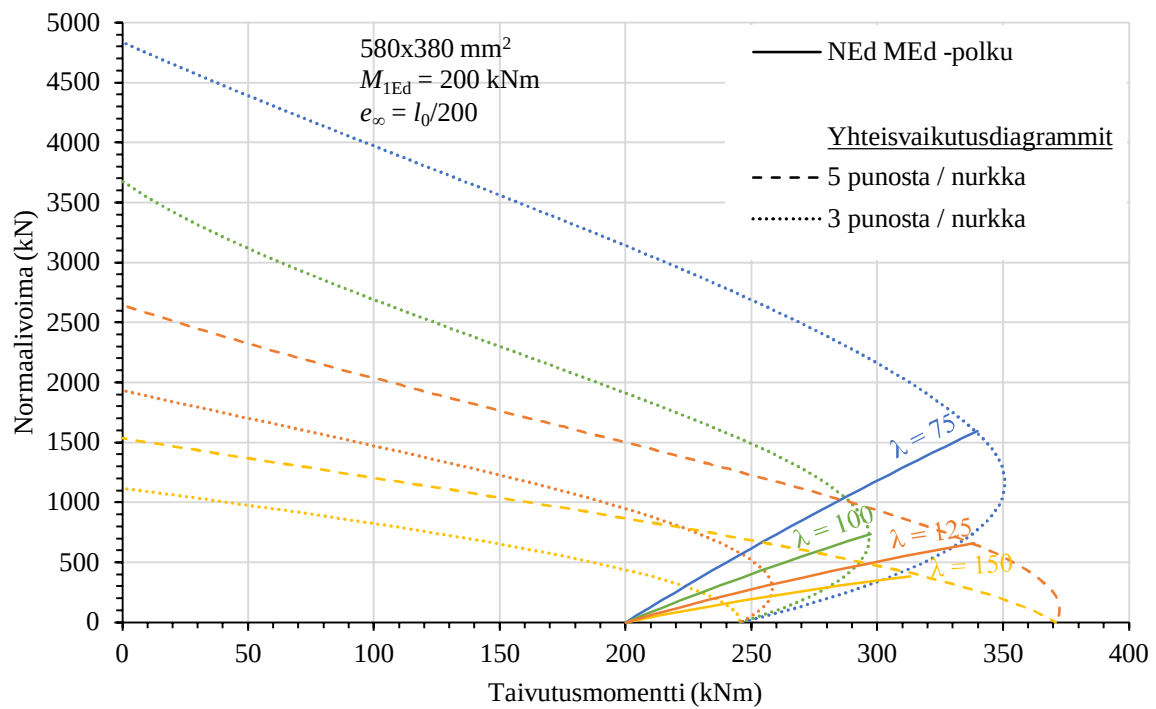
Kuva B15. 580x380 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 100 \text{ kNm}$ ja $e_{\infty} = l_0/400$



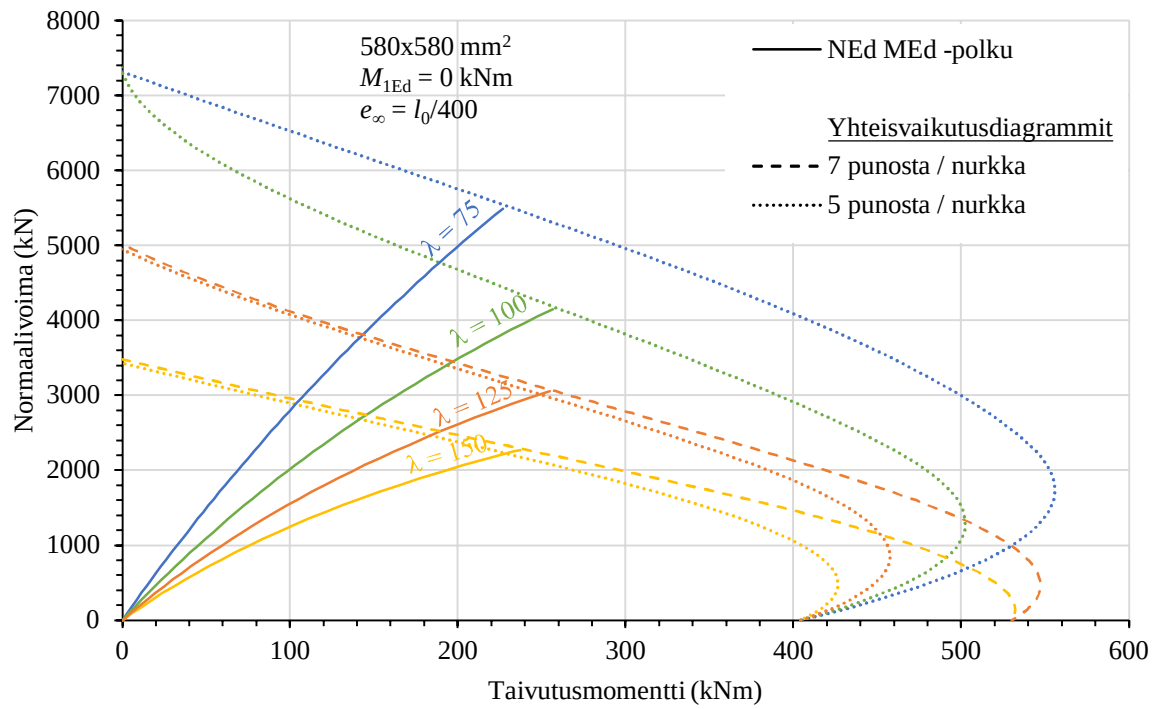
Kuva B16. 580x380 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 100 \text{ kNm}$ ja $e_{\infty} = l_0/200$



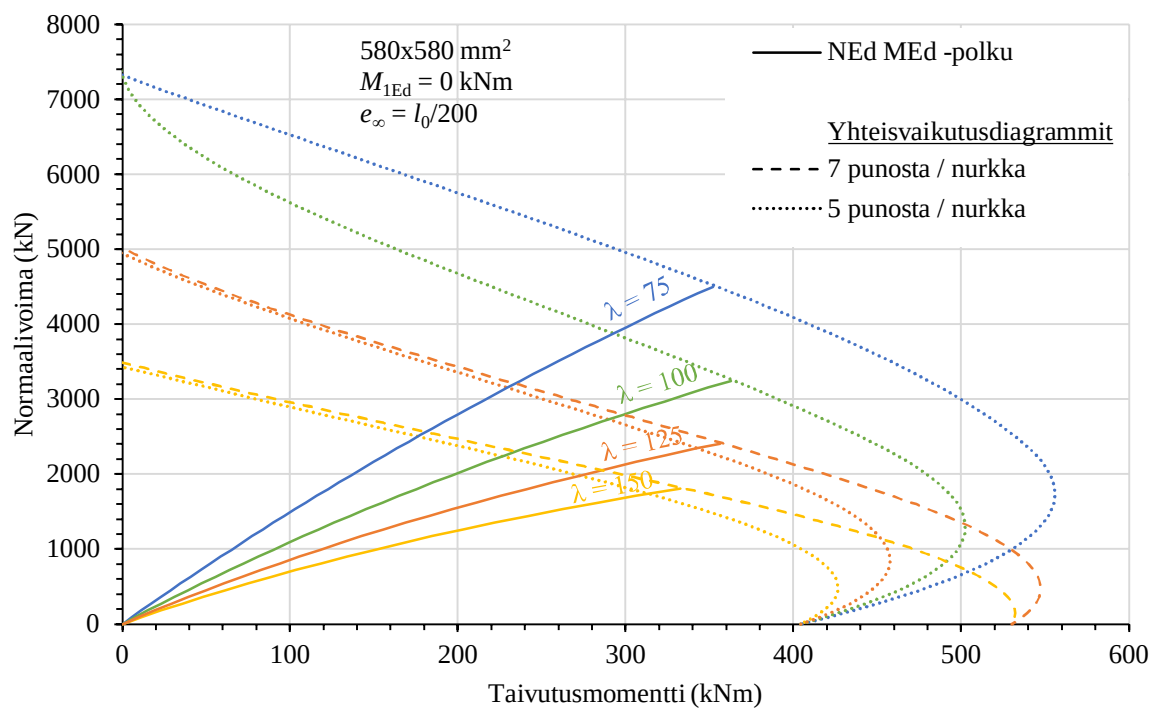
Kuva B17. 580x380 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 200 \text{ kNm}$ ja $e_{\infty} = l_0/400$



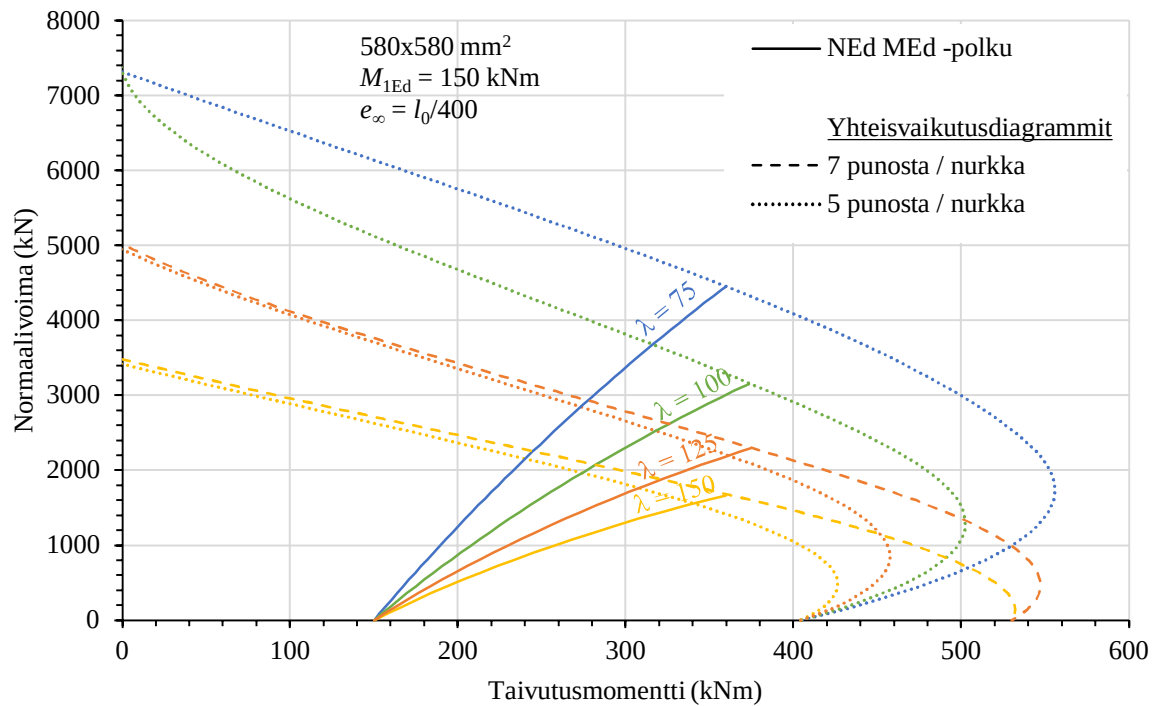
Kuva B18. 580x380 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 200 \text{ kNm}$ ja $e_{\infty} = l_0/200$



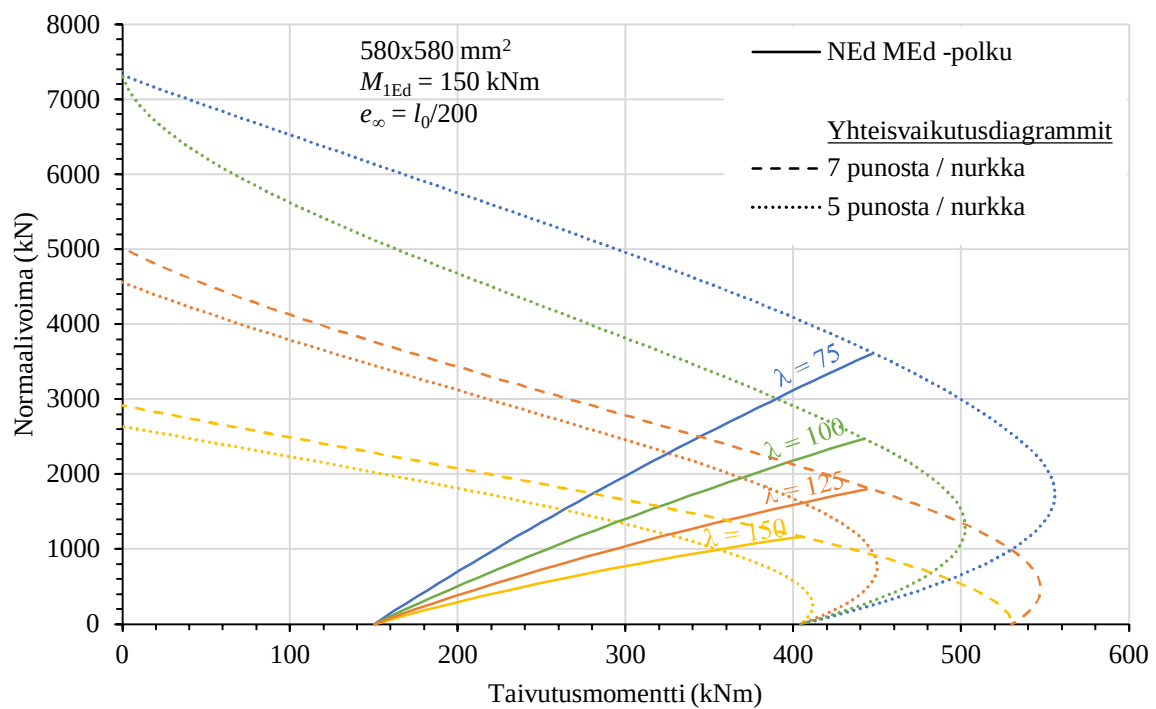
Kuva B19. 580x580 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 0$ kNm ja $e_{\infty} = l_0/400$



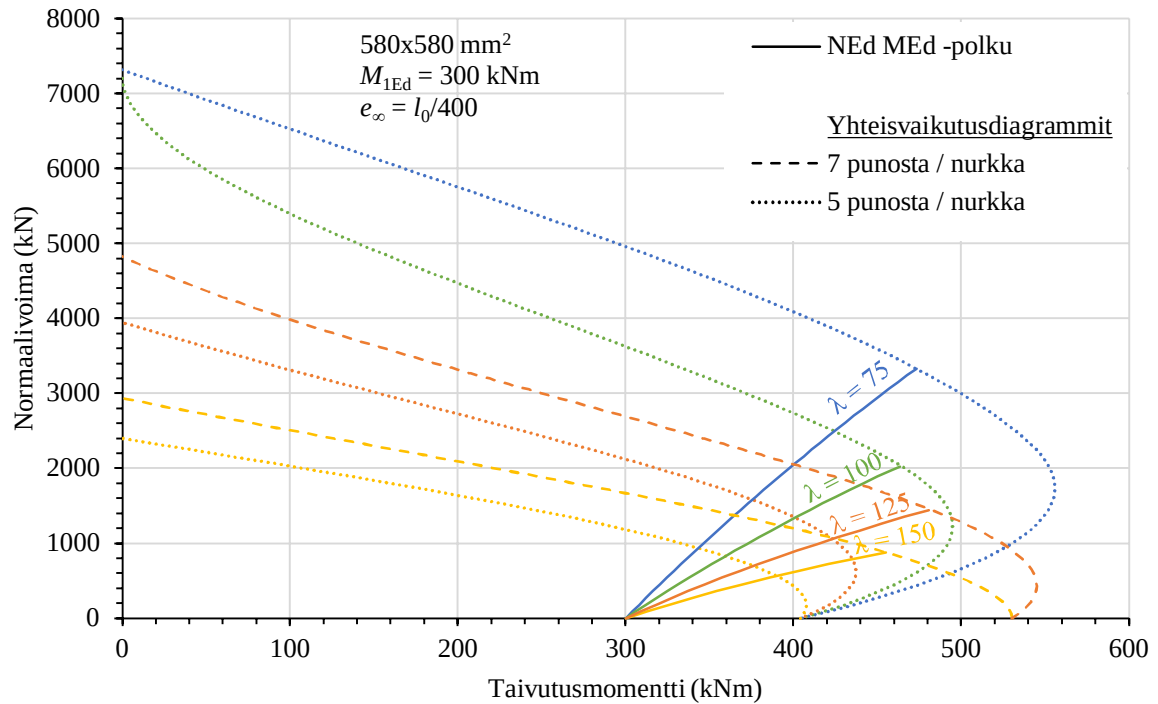
Kuva B20. 580x580 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 0$ kNm ja $e_{\infty} = l_0/200$



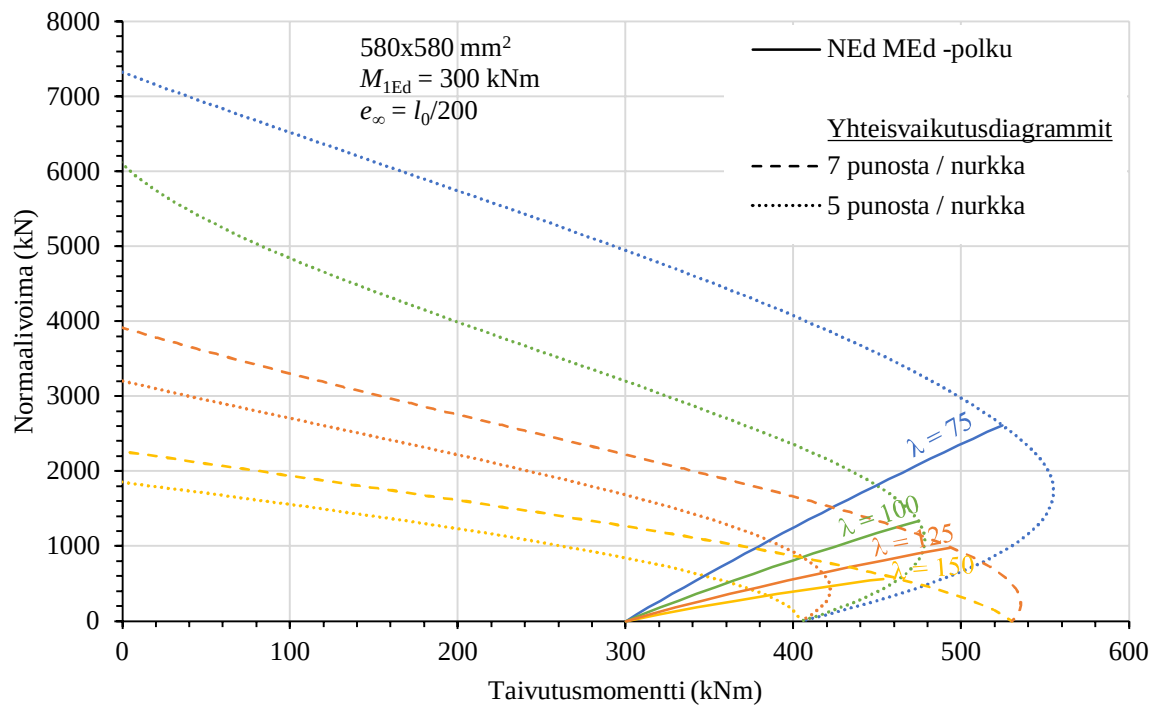
Kuva B21. 580x580 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 150 \text{ kNm}$ ja $e_{\infty} = l_0/400$



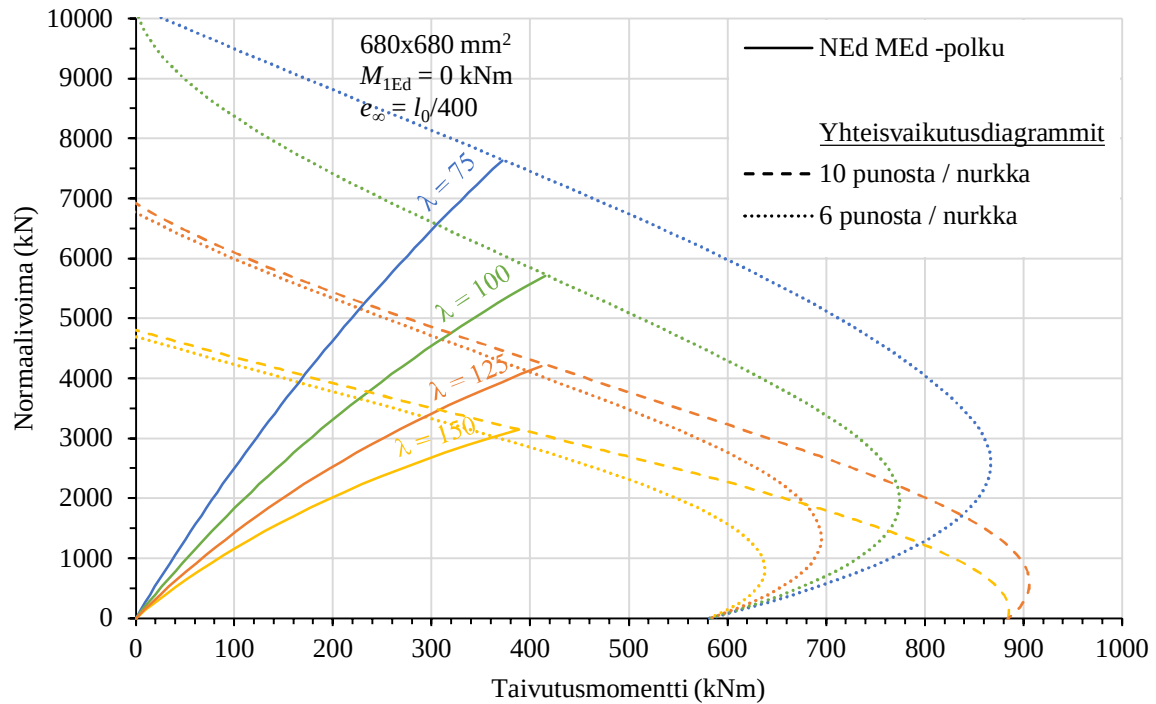
Kuva B22. 580x580 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 150 \text{ kNm}$ ja $e_{\infty} = l_0/200$



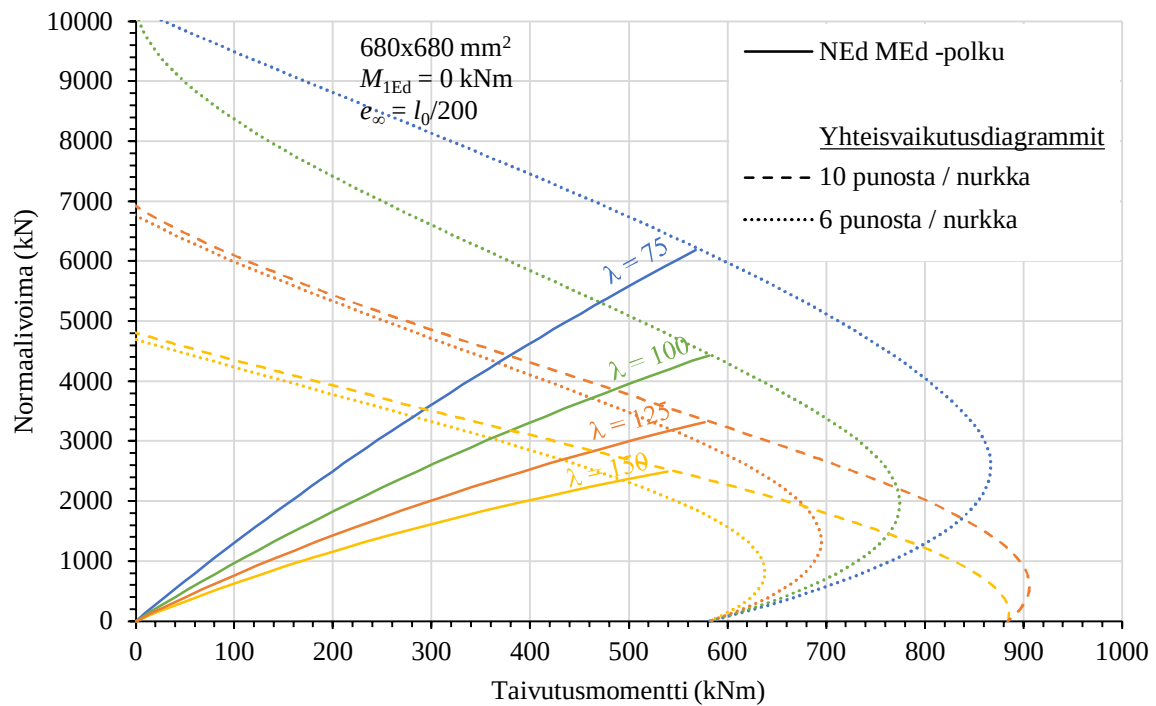
Kuva B23. 580x580 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 300 \text{ kNm}$ ja $e_{\infty} = l_0/400$



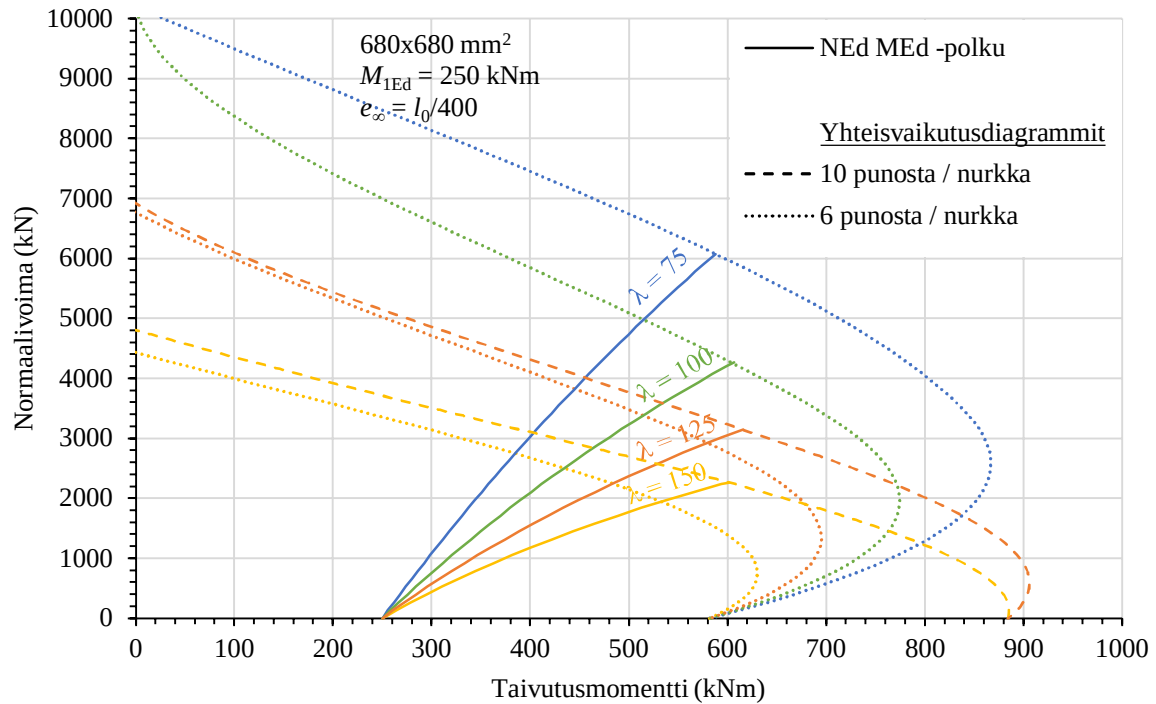
Kuva B24. 580x580 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 300 \text{ kNm}$ ja $e_{\infty} = l_0/200$



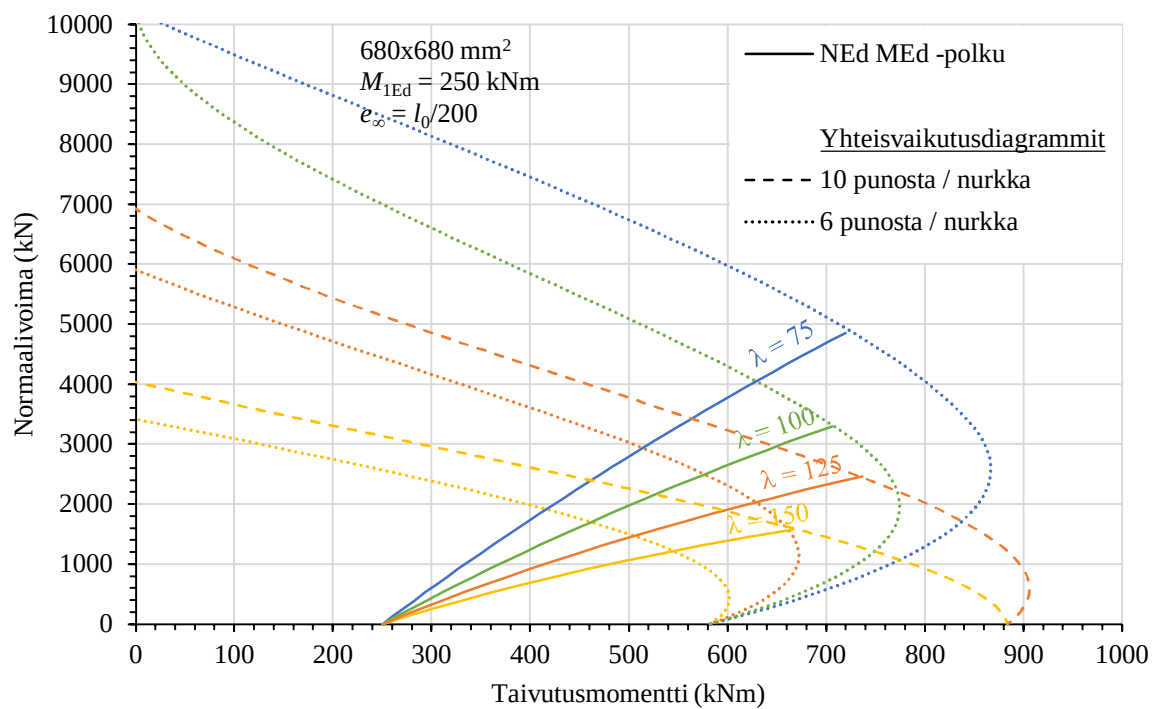
Kuva B25. 680x680 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 0$ kNm ja $e_{\infty} = l_0/400$



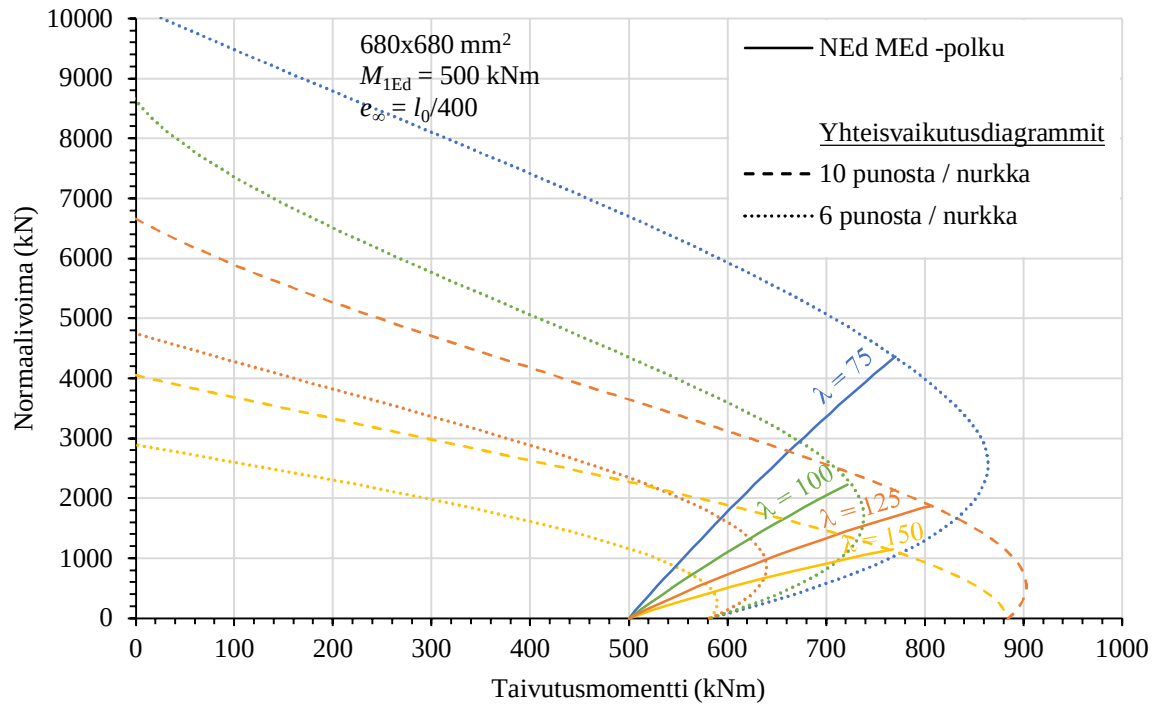
Kuva B26. 680x680 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 0$ kNm ja $e_{\infty} = l_0/200$



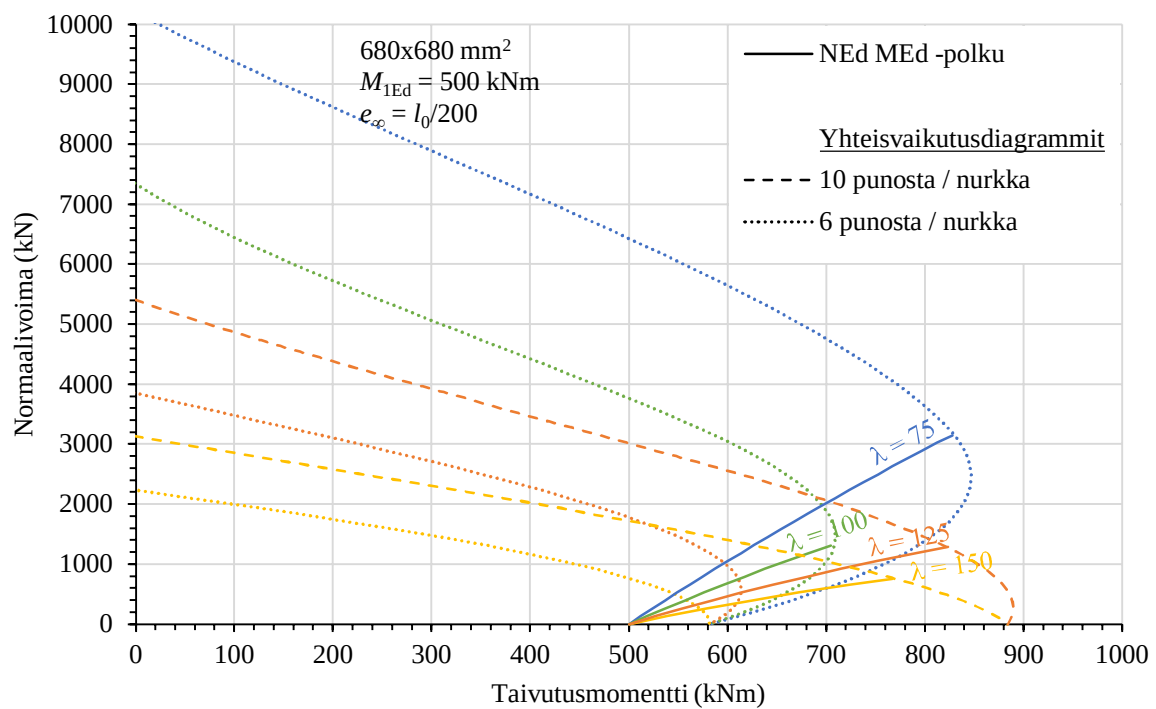
Kuva B27. 680x680 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 250 \text{ kNm}$ ja $e_{\infty} = l_0/400$



Kuva B28. 680x680 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 250 \text{ kNm}$ ja $e_{\infty} = l_0/200$



Kuva B29. 680x680 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 500 \text{ kNm}$ ja $e_{\infty} = l_0/400$



Kuva B30. 680x680 mm² pilari, jolla $M_{1Ed} = 500 \text{ kNm}$ ja $e_{\infty} = l_0/200$

Liite C

Pilarin normaalivoimakapasiteetin määrittämisen vuokaavio

