



TEKNIikka JA LIIKENNE

Rakennustekniikka

Rakennetekniikka

INSINÖÖRITYÖ

BETONIPILARIN YKSINKERTAISTETTujen ANALYYSIMENETELMIEN VERTAILU

Työn tekijä: Matti Ollikainen
Työn ohjaajat: Mikko Toivonen,
Jouni Kalliomäki

Työ hyväksytty: __. __. 2009

Jouni Kalliomäki
lehtori



ALKULAUSE

Tämä insinöörityö tehtiin insinööritoimisto Magnus Malmberg Oy:lle. Haluan kiittää työni ohjaajia diplomi-insinööri Mikko Toivosta ja lehtori Jouni Kalliomäkeä. Lisäksi haluan kiittää tilaajayritystä, joka mahdollisti työn sujuvan toteutuksen antamalla käyttööni tarvittavat taustamateriaalit ja työvälineet.

Helsingissä 24.4.2009

Matti Ollikainen

TIIVISTELMÄ

Työn tekijä: Matti Ollikainen	
Työn nimi: Betonipilarin yksinkertaistettujen analyysimenetelmien vertailu	
Päivämäärä: 24.4.2009	Sivumäärä: 66 s. + 9 liitettä
Koulutusohjelma: Rakennustekniikka	Ammatillinen suuntautuminen: Rakennetekniikka
Työn ohjaaja: lehtori Jouni Kalliomäki Työn ohjaaja: projektipäällikkö Mikko Toivonen	
Tämä insinöörityö tehtiin insinööritoimisto Magnus Malmberg Oy:lle. Insinööritoimisto Magnus Malmberg Oy on rakennesuunnitteluun ja projektinjohtotehtäviin erikoistunut suunnittelutoimisto. Rakennesuunnittelutoimistot ovat uuden haasteen edessä. Suomi on parhaillaan siirtymässä eurokoodiaikaan ja 1.4.2010 eurokoodi syrjäyttää Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B, joka koskee kantavia rakenteita. Siirtymän seurauksena vastaan tulee joukko uusia mitoitusmenetelmiä. Standardissa EN1992-1-1 esitetään kolme analyysimenetelmää, joilla otetaan toisen kertaluvun vaikutukset huomioon: yleinen menetelmä ja kaksi yksinkertaistettua menetelmää. Standardin EN1992-1-1 Suomen kansallinen liite määrittää suunnittelijan valitsemaan käytettävän yksinkertaistetun analyysimenetelmän tapauskohtaisesti, eikä ota sen tarkemmin kantaa yksinkertaistettujen analyysimenetelmien valintaan. Tässä työssä tarkasteltiin normaalivoiman kuormittaman rakenneosan toisen kertaluvun vaikutusten määrittämiseen käytettävien yksinkertaistettujen analyysimenetelmien välisiä eroja. Työ aloitettiin perehtymällä pilareiden suunnitteluperusteisiin ja mitoitusperiaatteisiin. Työssä muodostettiin yhteisvaikutusdiagrammeja tutkimukseen valituille mallirakenteille ja tarkasteltiin yksinkertaistetuissa analyysimenetelmissä käytettyjen korjauskertoimien osuutta toisen kertaluvun vaikutuksiin. Lisäksi tarkasteltiin erillisten sauvojen hoikkuuskriteeriä sekä kapasiteetteja kummallakin yksinkertaistetulla menetelmällä. Työn tuloksien perusteella päädyttiin, että nimellisjäykkyyden menetelmä antaa jopa huomattavasti suuremmat toisen kertaluvun vaikutukset kuin nimellisen kaarevuuden menetelmä. Johtopäätöksinä esitetään tapauksia, joiden perusteella nimellisjäykkyyden menetelmässä voidaan valita korjauskerroin tapauskohtaisesti. Tällöin yksinkertaistetut analyysimenetelmät lähenevät toisiaan. Johtopäätöksinä on esitetty myös joukko muita huomioon otettavia asioita ja muutamia epävarmuustekijöitä.	
Avainsanat: yksinkertaistettu analyysimenetelmä, toisen kertaluvun vaikutukset, epälineaarinen analyysi, betonipilarin mitoitus, yhteisvaikutusdiagrammi.	

ABSTRACT

Name: Matti Ollikainen	
Title: Comparison of Simplified Analysis Methods of Concrete Column	
Date: 24 April 2009	Number of pages: 66 pp. + 9 appendices
Department: Civil Engineering	Study Programme: Structural Engineering
Instructor: Jouni Kalliomäki, Senior Lecturer	
Supervisor: Mikko Toivonen, Project Manager	
This engineering thesis was made for engineering office Magnus Malmberg Ltd. Engineering office Magnus Malmberg Ltd. is a design office specialized both in construction design and project management duties. Design offices are facing a new challenge. Finland is currently implementing Eurocode, which will replace the building regulation part B of Finland, dealing with load bearing structures, on 1 April 2010. Due to the replacement of regulations, many new design methods are introduced in the new Eurocode regulations. There are three analysis methods introduced in standard EN1992-1-1 which can be used to define second order effects: a general method and two simplified methods. Finnish national annex of standard EN1992-1-1 defines the designer to choose one of the simplified methods by considering the case but it does not respond in detail to how to choose between simplified analysis methods. In this thesis, differences were observed between the simplified analysis methods used to define second order effects for structures strained by normal strength. The thesis was started by familiarizing with the design and planning methods of concrete columns. In this thesis, interaction diagrams were created for example structures and analysis was conducted on how correction factors used in the simplified analysis methods affects second order effects. Also, the slenderness limit for isolated members and capacities were examined with both of the simplified analysis methods. Based on the results of this thesis it can be concluded that the nominal stiffness method gives remarkably greater second order effects than the nominal curvature method. As a result, cases are introduced where the correction factor can be chosen case-specifically for nominal stiffness method. Thus the simplified methods give more similar results. Finally, a number of matters are introduced which need to be taken account, as well as some factors of uncertainty.	
Keywords: simplified analysis method, second order effects, non-linear analysis, design of concrete column, interaction diagram.	

SISÄLLYS

ALKULAUSE

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

MÄÄRITELMIÄ

1	JOHDANTO	1
2	SUUNNITTELUPERUSTEET	2
2.1	Rajatilamitoitus	2
2.1.1	<i>Murtorajatilat</i>	2
2.1.2	<i>Murtumismallit</i>	3
2.1.3	<i>Käyttörajatila</i>	4
2.1.4	<i>Palomitoituksen rajatila</i>	4
2.2	Rakenneosien luokittelu	5
3	MITOITUSPERIAATTEET	5
3.1	Pilareiden toimintamalli	5
3.2	Pilareiden luokittelu	7
3.2.1	<i>Hoikkuuden perusteella</i>	7
3.2.2	<i>Toimintatavan perusteella</i>	7
3.3	Rakenneanalyysi	7
3.3.1	<i>Mittaepätarkkuudet</i>	9
3.3.2	<i>Kestävyyslaskennan perusteita</i>	10
3.3.3	<i>Jännitysmuodonmuutossuhteet</i>	11
3.4	Toisen kertaluvun vaikutukset	13
3.4.1	<i>Viruminen</i>	14
3.4.2	<i>Erillisten sauvojen hoikkuus ja nurjahduspituus</i>	17
3.4.3	<i>Erillisten sauvojen hoikkuuskriteeri</i>	19
3.4.4	<i>Analyysimenetelmät</i>	20
3.4.5	<i>Nimellisjäykkyyteen perustuva menetelmä</i>	23
3.4.6	<i>Nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä</i>	26
3.5	Poikkileikkauksen mitoitus	30
3.5.1	<i>Keskeisesti kuormitettu pilari</i>	30
3.5.2	<i>Epäkeskeisesti kuormitettu, kahdelta sivulta raudoitettu pilari</i>	31
3.5.3	<i>Epäkeskeisesti kuormitettu, jokaiselta sivulta raudoitettu pilari</i>	36
3.5.4	<i>Toisen kertaluvun vaikutukset hoikilla pilareilla</i>	37
3.5.5	<i>Yhteisvaikutusdiagrammit</i>	38
3.5.6	<i>Mitoitus yhteisvaikutusdiagrammeja käyttäen</i>	39

4	TUTKIMUS	40
4.1	Lähtötiedot	40
4.1.1	<i>Tutkimuksen vertailuarvot</i>	40
4.1.2	<i>Materiaalitiedot</i>	42
4.1.3	<i>Raudoitus</i>	42
4.1.4	<i>Betonipoikkileikkaus</i>	43
4.1.5	<i>Rakenne</i>	43
4.2	Laskenta muodonmuutoskuvioiden perusteella	44
4.3	Yhteisvaikutusdiagrammit	46
4.3.1	<i>Jäykille pilareille</i>	46
4.3.2	<i>Hoikille pilareille nimellisjäykkyyteen perustuvalla menetelmällä</i>	48
4.3.3	<i>Hoikille pilareille nimelliseen kaarevuuteen perustuvalla menetelmällä</i>	49
4.3.4	<i>Hoikkuuskriteerin huomioiminen</i>	49
5	VERTAILU	50
5.1	Hoikkuus	50
5.2	Mekaaninen raudoitussuhde	52
5.3	Viruma	54
5.4	Maksimipuristuskapasiteetti	55
5.5	Momenttikapasiteetti	56
5.6	Hoikkuuskriteeri	57
5.7	Poikkileikkaus	58
6	JOHTOPÄÄTÖKSET	59
6.1	Nimellisjäykkyyden menetelmä	60
6.2	Nimellisen kaarevuuden menetelmä	65
	VIITELUETTELO	66
	LIITTEET	
LIITE 1	Muodonmuutosjakaumat	
LIITE 2	Yhteisvaikutusdiagrammit mallirakenteelle 1	
LIITE 3	Yhteisvaikutusdiagrammit mallirakenteelle 2	
LIITE 4	Yhteisvaikutusdiagrammit mallirakenteelle 3	
LIITE 5	Maksimipuristuskapasiteettien muutosprosentit	
LIITE 6	Momenttikapasiteettien muutosprosentit	
LIITE 7	Korjatut yhteisvaikutusdiagrammit mallirakenteelle 1	
LIITE 8	Korjatut yhteisvaikutusdiagrammit mallirakenteelle 2	
LIITE 9	Korjatut yhteisvaikutusdiagrammit mallirakenteelle 3	

MÄÄRITELMIÄ

- *ensimmäisen kertaluvun vaikutukset*: lineaarisella menetelmällä lasketut voimasuureet, joissa otetaan huomioon rakenneosan kuorman sijainnin alkuepätkätkuudet.
- *epälineaarinen geometrisesti lineaarinen analyysi*: rakenteen alkuperäisen geometrian perusteella suoritettava rakenteen analyysi, jossa materiaalien jännitysten ja muodonmuutosten väliset epälineaariset yhteydet otetaan huomioon.
- *erillispilari*: yksittäinen pilarielementti tai jonkin kehärakenteen osa, jota voidaan mitoituksessa käsitellä erillisenä ja muusta rakenteesta irrotettuna kokonaisuutena.
- *geometrisesti epälineaarinen analyysi*: rakenteen siirtyneen tilan geometrian perusteella suoritettava rakenteen analyysi, jossa materiaalien jännitysten ja muodonmuutosten väliset epälineaariset yhteydet otetaan huomioon.
- *hoikkuus*: kuvaa pilarin nurjahdusherkkyyttä.
- *kokonaistarkastelu*: rakenteeseen syntyvän sellaisen tasapainossa olevien voimasuureiden tai jännitysten jakautuman määrittäminen, joka on edelleen tasapainossa tietyn rakenteeseen vaikuttavan kuormituksen kanssa ja joka riippuu geometrisistä sekä rakenteen ja materiaalin ominaisuuksista.
- *lineaarisen kimmoteorian mukainen geometrisesti epälineaarinen analyysi*: kimmoteorian mukainen rakenteen analyysi, jossa käytetään lineaarista jännityksen ja muodonmuutoksen välistä yhteyttä ja rakenteen siirtyneen tilan mukaista geometriaa.
- *lineaarisen kimmoteorian mukainen lineaarinen analyysi*: kimmoteorian mukainen rakenteen analyysi, joka perustuu lineaariseen jännityksen ja muodonmuutoksen tai momentin ja käyrityksen väliseen yhteyteen ja joka suoritetaan alkuperäisen geometrian perusteella.
- *mitoituskriteerit*: numeeristen suureiden avulla ilmaistut ehdot, jotka kussakin rajatilassa on täytettävä.
- *nimellinen toisen kertaluvun momentti*: lineaariseen laskentaan verrattuna suurennettu momentti, jota käytetään tietyissä mitoitusmenetelmissä ja

jonka avulla saadaan kokonaismomentti, joka vastaa poikkileikkauksen murtokestävyyttä.

- *nurjahduskuorma*: kuorma, jonka vaikuttaessa sauvan nurjahdus tapahtuu; kimmoteorian mukaan toimivissa erillissauvoissa se tarkoittaa samaa kuin Eulerin kuorma.
- *nurjahduspituus*: pituus, jonka suuruuteen vaikuttaa taipumaviivan muoto; sellaisen päistään niveltuetun vakiopoikkileikkauksen omaavan sauvan pituus, jolla on sama nurjahduskuorma kuin tarkasteltavalla sauvalla.
- *nurjahtaminen*: epästabiiliudesta johtuva rakenneosan tai rakenteen murtuminen puristavan normaalivoiman vaikutuksesta ilman poikittaiskuormaa.
- *rajatilat*: tilat, joiden ylittämisen jälkeen rakenne ei enää täytä asianomaisista mitoituskriteeriä.
- *rakenne*: yhteen liitettyjen osien järjestelmällinen yhdistelmä, joka on suunniteltu kantamaan kuormia ja jolla on riittävä jäykkyys.
- *rakenneanalyysi*: menettely tai algoritmi, jolla määritetään kuormien vaikutukset rakenteen jokaisessa pisteessä.
- *rakennejärjestelmä*: rakennuksen tai maa- ja vesirakennuskohteen kantavat osat ja tapa, jolla nämä toimivat yhdessä.
- *rakennemalli*: rakennejärjestelmän malli, jota käytetään analyysiä, suunnittelua ja vaatimustenmukaisuuden osoittamista varten.
- *rakenneosa*: fyysisesti erottuva rakenteen osa, esim. pilari, palkki, laatta, paalu.
- *suunniteltu käyttöikä*: oletettu ajanjakso, jolloin rakennetta tai sen osaa on määrä käyttää aiottuun tarkoitukseensa ennakoiduin kunnossapitotoimpitein ilman, että olennaiset korjaukset ovat välttämättömiä.
- *toisen kertaluvun vaikutukset*: rakenteen siirtymätilasta aiheutuvat voimasuureiden lisäykset.

1 JOHDANTO

Tässä insinöörityössä käsitellään keskeisiä betonipilareihin liittyviä aiheita. Työssä käsitellään yleisiä suunnitteluperusteita, betonipilareiden mitoitusperiaatteita sekä keskeisesti pilareiden toimintaan liittyviä seikkoja.

Standardissa EN1992-1-1 on esitetty kaksi yksinkertaistettua analyysimenetelmää: nimellisjäykkyyteen perustuva menetelmä ja nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä, joilla otetaan huomioon normaalivoiman kuormittaman rakenneosan toisen kertaluvun vaikutukset. Yksinkertaistetuilla analyysimenetelmillä määritetyt toisen kertaluvun vaikutukset eroavat toisistaan enemmän tai vähemmän tapauksesta riippuen. Standardin EN1992-1-1 Suomen kansallinen liite määrittää suunnittelijan valitsemaan käytettävän yksinkertaistetun analyysimenetelmän tapauskohtaisesti, eikä ota sen tarkemmin kantaa yksinkertaistettujen analyysimenetelmien valintaan.

Eroja yksinkertaistettujen analyysimenetelmien välillä tarkastellaan tutkimukseen valituilla mallirakenteilla, joita vertaillaan hoikkuuden, mekaanisen raudoitussuhteen sekä viruman perusteella. Mallirakenteiden poikkileikkaukset on symmetrisesti raudoitettuja neliö- tai suorakaidepoikkileikkauksia.

Mallirakenteille muodostetaan yhteisvaikutusdiagrammeja edellä mainituilla muuttujilla. Yhteisvaikutusdiagrammien muodostamisesta saatavien tulosten perusteella arvioidaan hoikkuuden ja viruman vaikutuksia mallirakenteiden kapasiteetteihin. Vertailuarvojen perusteella tarkastellaan yksinkertaistetuissa analyysimenetelmissä käytettyjen korjauskertoimien osuutta toisen kertaluvun vaikutuksiin. Lisäksi tutkimuksessa arvioidaan poikkileikkaustyyppin ja erillisten sauvojen hoikkuskriteerin vaikutuksia sekä kapasiteetteja.

Tässä työssä ei käsitellä toisen kertaluvun vaikutuksia yleisellä menetelmällä, korkealujuusbetonin vaikutuksia, taivutusta poikkileikkauksen heikompaan suuntaan eikä vinoa taivutusta. Mallirakenteita tarkasteltaessa leikkausraudoitusta ei oteta huomioon, jolloin laajenemisen estävän raudoituksen vaikutuksia betonin lujuuteen ei käsitellä. Tutkimusta ei voi soveltaa suoraan tässä työssä tarkasteltavista mallirakenteista poikkeaviin rakenteisiin.

2 SUUNNITTELUPERUSTEET

Perustan betonirakenteiden suunnittelulle loi saksalainen professori Emil Mörsch, joka vuonna 1902 kehitti ensimmäisen teräsbetonirakenteen todellista toimintaa vastaavan teorian: ristikkoanalogian perusteet. Noin neljä vuosikymmentä myöhemmin kehitettiin ns. n-vapaa mitoitusmenetelmä, jota käytettiin pohjana sallittujen jännityksien laskemiseksi 1970-luvun alkuun saakka. Sallittujen jännitysten käyttö on periaatteessa vieläkin mahdollista, mutta sen avulla saatava tieto rakenteen toiminnasta ei ole välttämättä täysin kattava. [1, s. 14.]

Nykyisin käytössä oleva mitoitusmenetelmä rajatilamitoitus syntyi 1964 CEB (Comité International du Béton) kehitystyön tuloksena. Suomessa vielä käytössä oleva suunnitteluohje Rakennusmääräyskokoelma osa B sisältää suunnitteluohjeet sallituille jännityksille sekä rajatilamitoitukselle. Suunnittelu eurokoodin suunnitteluohjeiden mukaan perustuu rajatilamitoitukseen. [1, s. 14.]

2.1 Rajatilamitoitus

Rajatilamitoituksessa rakennetta tarkastellaan erilaisissa rajatiloissa, joita ovat murtorajatila, käyttörajatila, palomitoituksen rajatila ja onnettomuusrajatila. Rajatilamitoituksessa osoitetaan, että rakenne täyttää erilaisissa rajatiloissa sille asetetut mitoituskriteerit koko käyttöikänsä aikana. Standardissa EN 1990-1-1 on esitetty rakenteiden varmuutta, käyttökelpoisuutta ja säilyvyyttä koskevat periaatteet ja vaatimukset sekä suunnittelun ja vaatimusten mukaisuuden osoittamisen perusteet ja annetaan rakenteiden luotettavuuteen liittyviä ohjeita. Mitoituskriteerejä ovat esimerkiksi varmuus murtumista vastaan, taipumien rajoittaminen, halkeilun rajoittaminen, tiiviys, palonkestävyys jne. Jokaiselle rajatilalle asetetaan omat mitoituskriteerit. [1, s. 17 - 18, 119 - 120.]

2.1.1 Murtorajatilat

Olosuhteita, jossa rakenne tai sen osa menettää käyttökelpoisuutensa, kutsutaan murtorajatiloiksi. Murtorajatiloiksi luokitellaan kaikki ihmisten turvallisuuden tai rakenteiden varmuuteen liittyvät rajatilat. Murtorajatiloina voi-

daan käsitellä rakenteen sortumista edeltäviä tiloja, joita yksinkertaisuuden vuoksi tarkastellaan itse sortuman sijaan. Mitoituksen perusvaatimus on, että jokainen rakenne säilyttää kantavuutensa ja stabiilisuutensa murtorajatilaan saakka. Rakenne joutuu murtorajatilaan esimerkiksi kun:

- se menettää vakautensa siirtymällä jäykkänä kappaleena.
- siinä kehittyy sellainen muodonmuutos, että luotettava lisäkuormittaminen on mahdotonta.
- se muuttuu mekanismiksi.
- siinä tapahtuu paikallinen murtuminen.
- siinä tapahtuu stabiilisuuden menetys.
- siinä syntyy haitallisen suuria siirtymiä.
- se murtuu väsymisen seurauksena.
- se joutuu sortumavaaraan. [1, s. 17 - 18, 119 - 120; 2, s. 46 – 48.]

Mitoituksen tavoitteena on, että rakenne saa murtua käyttöolosuhteisiinsa verrattuna vasta tietyn ylikuorman vaikuttaessa. Tämä varmistetaan käyttämällä osavarmuuslukuja kuormille ja materiaaleille. Osavarmuuslukujen suuruus riippuu materiaalin ominaisuuksien ja kuorman käyttäytymisen tunnettavuudesta. Materiaaleille saadaan mitoitusarvot jakamalla materiaalin ominaisarvo osavarmuusluvulla. Kuormille saadaan vastaavasti mitoitusarvot kertomalla kuorman ominaisarvo osavarmuusluvulla. Edellä kuvattua menetelyä kutsutaan osavarmuuslukumenettelyksi. [1, s. 17 - 18, 119 - 120; 2, s. 46 – 48.]

2.1.2 Murtumismallit

Murtuminen on luonteeltaan sitkeä tai hauras. Suunnittelussa lähtökohta on, että murtuminen olisi aina sitkeä, mutta tätä ei aina voida pitää ehdottomana vaatimuksena. Haurasmurrossa täytyy kuitenkin varautua suurempaan varmuuteen kestävyiksi laskettaessa, koska murtumisen ennustettavuus voi olla huonompi ja kestävyiden hajonta suurempi kuin sitkeässä murrossa. [1, s. 119 - 120.]

Sitkeässä murtumisessa rakenteessa syntyy suuria muodonmuutoksi ennen kestävyiden saavuttamista. Esimerkiksi taivutetussa teräsbetonipoikkileikka-

uksessa tämä ilmenee vetorautoituksen plastisoitumisen seurauksesta suurina venyminä vetorautoituksessa, ennen kuin puristettu betoni saavuttaa maksimipuristumansa. [1, s. 120.]

Hauraassa murtumisessa murtuminen on äkillinen, eikä ulospäin näy selviä ennakkomerkkejä, toisin kuin sitkeässä murrossa. Tällöin taivutetussa teräs-betonipoikkileikkauksessa betonin maksimipuristuma saatetaan saavuttaa ennen kuin vetoteräksen ehtivät edes plastisoitua. [1, s. 120.]

2.1.3 Käyttörajatila

Käyttörajatilaksi luokitellaan rajatilat, jotka liittyvät rakenteen tai rakennosien toimintaan normaalikäytössä, ihmisten mukavuuteen tai rakennuskohteen ulkonäköön. Käyttörajatila on käyttöolosuhteiden yläraja, missä mitoituskriteerit toteutuvat. Rakenne on käyttörajatilassa silloin, kun se kantaa enintään mitoittavien ominaiskuormien yhdistelmän. Vaikka rakenne olisi ylikuormitettu, ei se välttämättä ole vielä murtorajatilassa. Murtorajatilatarkastelussa kuormien ja materiaalien mitoitusarvot on määritetty osavarmuuskertoimien perusteella, jolloin ylikuormituksen on oltava murtorajatilaa vastaavaa kuormaa suurempi, jotta rakenne olisi murtorajatilassa. [1, s. 17 - 19, 119 - 121.]

Käyttörajatila jakautuu palautuvaan käyttörajatilaan ja palautumattomaan käyttörajatilaan. Palautuva käyttörajatila on rajatila, jossa jokainen mitoituskriteerin ylittävä kuormien vaikutus palautuu, kun kuormat poistetaan. Palautumaton käyttörajatila on rajatila, jossa kaikki mitoituskriteerin ylittävät kuormien vaikutukset eivät palaudu, kun kuormat poistetaan. [1, s. 17 - 19, 119 - 121; 2, s. 24.]

2.1.4 Palomitoituksen rajatila

Rakenne on palomitoituksen rajatilassa, kun se altistuu palon aikaisille erikoisolosuhteille. Palomitoituksen rajatila eroaa murtorajatilasta ainoastaan heikentyneissä materiaaliarvoissa ja osavarmuusluvuissa. Materiaalien kuumeneminen heikentää niiden lujuus- ja toimivuusominaisuuksia. Osavarmuusluvut materiaaleille ja kuormille ovat yleensä ykkösiä. [1, s. 17 - 19.]

2.2 Rakenneosien luokittelu

Rakenteeseen kuuluvat rakenneosat luokitetaan niiden tyyppin ja toiminnan mukaan palkeiksi, pilareiksi, laatoiksi, seiniksi, levyiksi, kaariksi, kuoriksi jne. [3, s. 57].

Standardissa EN 1992-1-1 [3, s. 57] on esitetty sääntöjä tavallisimpien rakenneosien ja tällaisista osista koostuvien rakenteiden tarkastelua varten. Rakenneosa luokitellaan pilariksi seuraavasti:

- Pilari on rakenneosa, jonka poikkileikkauksen suurempi sivumitta on enintään 4 kertaa sen pienempi sivumitta ja pituus on vähintään 3 kertaa poikkileikkauksen suurempi sivumitta. Muuten sitä pidetään seinänä. [3, s. 57.]

3 MITOITUSPERIAATTEET

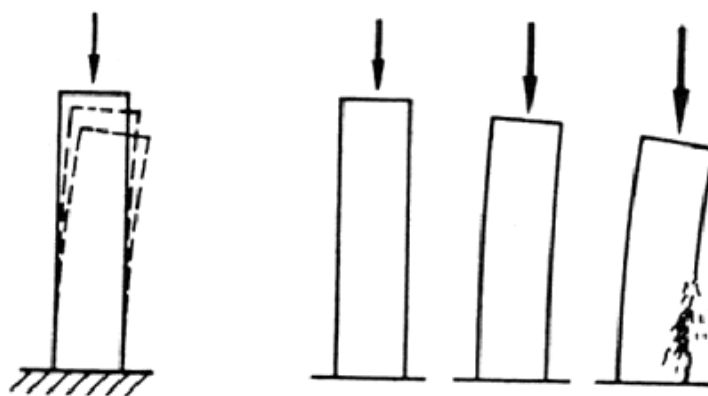
3.1 Pilareiden toimintamalli

Pilarit voidaan tehdä raudoittamattomina tai raudoitettuna. Raudoittamattomina tehdyt pilarit ovat rasiitettuja ainoastaan keskeiselle kuormitukselle ja sopivat vain vaatimattomiin kohteisiin, kuten asuinkerrostalot yms. Hauras-
murren estämiseksi pilareihin olisi aina asennettava minimiraudoitus. Pilari voidaan raudoittaa yhdeltä tai useammalta sivulta, riippuen pilariin kohdistuvista kuormista. Yhdeltä sivulta raudoitetussa pilarissa betoni ottaa puristusvoiman vastaan ja raudoitus taivutusmomentista aiheutuneen vetovoiman. Tällainen ratkaisu tulee kyseeseen, kun pilarille tuleva kuormitus tunnetaan hyvin, eikä se muutu pilarin käyttöiän aikana. Usein kuormitus pilarille tulee useammasta suunnasta, johtuen jo mittaepätarkkuuksista. Pilarit raudoitetaan yleensä useammalta sivulta, joko nurkkaraudoituksella, tasan jakaantuneella symmetrisellä raudoituksella tai epäsymmetrisellä raudoituksella. Pilareiden raudoitusvaatimukset, kuten minimi- ja maksimirauditusmäärä, minimivälit, yms. on esitetty standardissa EN 1992-1-1. [1, s. 417 - 420; 3, s. 160]

Pilarit ovat sauvarakenteita, joiden pääasiallinen rasitusmuoto on puristava normaalivoima. Normaalivoimaa ei kuitenkaan voida koskaan otaksua täysin keskeiseksi, johtuen teräsbetonirakenteiden epähomogeenisuudesta ja mitta-

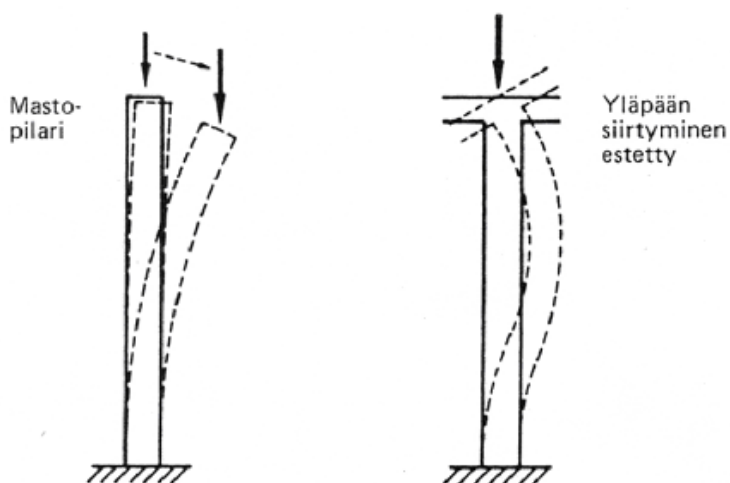
poikkeamista. Tällöin mitoituksessa on aina varauduttava tiettyyn perusepäkeskisyyteen, jolloin pilaria tarkastellaan normaalivoimalla ja taivutusmomentilla rasitettuna rakenteena. [4, s. 49.]

Pilareiden toiminta riippuu ratkaisevasti niiden hoikkuudesta ja kuormituksen epäkeskisyydestä. Hoikkuudesta riippuen tapahtuu materiaalmurto tai epästabiilisuusmurto. Materiaalmurrossa murtumisen aiheuttaa betonin puristusmurto ja/tai raudoituksen myötääminen. Materiaalmurto voidaan jakaa kolmeen tyyppiin, joita ovat: vetomurto, tasapainomurto ja puristusmurto. [4, s. 49.]



Kuva 1. Pilarin materiaalmurto [5].

Epästabiilisuusmurrossa pilari menettää vakavuutensa nurjahtamalla, jolloin epälineaarisesti kasvavan momentin seurauksena puristuskestävyyttä ei ehditä saavuttaa [4, s. 49].



Kuva 2. Pilarin epästabiilisuusmurto [5].

3.2 Pilareiden luokittelu

3.2.1 Hoikkuuden perusteella

Pilarit luokitellaan hoikkuuden perusteella jäykkiin ja hoikkiin pilareihin. Pilari luokitellaan jäykäksi, kun sen hoikkuus λ jää tietyn λ_{lim} alapuolelle ja hoikaksi, kun sen hoikkuus λ on suurempi kuin λ_{lim} . Hoikkuusraja λ_{lim} määritellään kohdassa 4.4.3. [3, s. 64.]

Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B4 [6, s.24] mukaan vastaava luokittelu tapahtuu jakamalla pilarit jäykiksi, kun niiden hoikkuus λ on alle 25 ja hoikiksi, kun niiden hoikkuus λ on yli 25. Hoikkuuden λ ylärajana voidaan pitää 140.

3.2.2 Toimintatavan perusteella

Pilarit ovat osa rakennuksen kehärakenteita. Kehärakenteet jaetaan jäykistettyihin ja jäykistämättömiin rakenteisiin seuraavasti:

- Jäykistettynä kehärakennetta pidetään, jos sen vaakasuora stabiilisuus on järjestetty suunnittelemalla kehään sellaisia jäykistysrakenteita, jotka ottavat vastaan kaikki vaakakuormien vaikutukset. Jäykistysrakenteen on säilyttävä halkeilemattomana käyttörajatilassa vaakakuormien ja niitä vastaavien pystykuormien vaikuttaessa.
- Muut kehärakenteet ovat jäykistämättömiä. [1, s. 113 – 114.]

Sivusiirtymättömänä kehärakennetta pidetään, jos kehän liitoksien siirtymien vaikutus pystyrakenteiden voimasuureisiin voidaan jättää huomioimatta. Päinvastaisessa tapauksessa kehärakenne on sivusiirtyvä [1, s. 113 - 114].

3.3 Rakenneanalyysi

Rakenneanalyysissä selvitetään joko voimasuurejakautumat tai jännitysten, muodonmuutosten ja siirtymien jakaumat koko rakenteessa tai rakenteen osassa eli sellaiset kuormituksista aiheutuvat vaikutukset, joiden suhteen mitoituskriteerien on toteuduttava hyväksyttävästi. Analyysin tuloksena jokaisella rakenteeseen kuuluvalla osalla on siihen tyypillisesti kuuluvat voimasuureet, joiden suhteen sen mitat ja materiaalit esitetään niin, että rakenne kykenee kestämään asianomaiset vaikutukset. [1, s. 89 - 90.]

Voimasuurelaskennassa arvioidaan rakennekohtaisesti kuormituksista aiheutuvat taivutusmomentit, leikkausvoimat ja normaalivoimat mitoitus varten. Jos kuormat ovat osavarmuusluvuilla korotettuja arvoja, saatavat voimasuureet ovat menetelmästä riippuen suoraan joko mitoitusarvoja tai niistä johdetaan tunnettujen sääntöjen avulla mitoitusarvoja. [1, s. 90.]

Staattisesti määrätyissä rakenteissa ei ole sen suhteen eroa käytetäänkö kimmoteoriaan perustuvia menetelmiä vai plastisuusteoriaan perustuvia periaatteita. Näissä rakenteen rasitettumman osan plastisoitumisen seurauksena ei tapahdu systeemimuutoksia. Staattisesti määräämättömissä rakenteissa puolestaan tapahtuu systeemimuutoksia, jolloin rakenteen eri kohtien voimasuureiden keskinäiset suhteet muuttuvat. [1, s. 90.]

Rakenneanalyysin suorittamiseksi standardissa EN1992-1-1 on esitetty neljä erilaista menetelmää:

1. lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi.
2. lineaarisen kimmoteorian mukainen analyysi momenttien jakautuessa rajallisesti uudelleen.
3. plastisuusteorian mukainen analyysi, mukaan lukien ristikkoanalogiaan perustuva analyysi.
4. epälineaarinen analyysi. [3, s. 53.]

Lineaarisen kimmoteorian perustuvassa analyysissä voimasuureet voidaan laskea olettamalla poikkileikkaukset halkeilemattomiksi ja jännitysmuodonmuutossuhde lineaariseksi sekä käyttämällä kimmokertoimille keskiarvoa [3, s. 60].

Tukena toimivaan rakenneosaan esim. pilariin siirtyvän momentin ja tukireaktion mitoitusarvoina käytetään yleensä kimmoteorian mukaisia tai uudelleenjakautunutta momenttia vastaavia arvoja sen mukaan, kummat ovat suurempia. Pilareita mitoittaessa kehälaskennasta saatavia kimmoteorian mukaisia momentteja käytetään sellaisinaan. [3, s. 59 - 60.]

Pilareiden kestävyys varmennetaan käyttämällä päiden momentteina suurimpia plastisia momentteja, jotka voivat siirtyä liittyviltä vaakarakenteilta. Pila-

riin kohdistuvat paikalliset rasitukset voidaan tarkastella ristikkoanalogiaan perustuvalla menetelmällä. [3, s. 61.]

Epälineaarisessa menetelmässä materiaalien oletetaan käyttäytyvän epälineaarisesti, minkä lisäksi voidaan tarvittaessa ottaa huomioon geometrinen epälineaarisuus. Tasapaino- ja yhteensopivuusehtojen on toteuduttava menetelmästä riippumatta. [1, s. 108.]

3.3.1 Mittaepätarkkuudet

Pilarit eivät ole koskaan suoria, eivätkä kuormat vaikuta oletetuissa paikoissa. Rakennepoikkeamat aiheuttavat lisävaakavoiman, joka voidaan esittää vinoutena tai sitä edustavana suurimpana mittapoikkeamana suorasta. Poikkeamien vaikutuksia erillispilariin voidaan tarkastella kuorman epäkeskisyytenä e_i tai poikittaisvoimana H_i , joka asetetaan vaikuttamaan maksimimomentin tuottavaan paikkaan. [1, s. 116; 3, s. 54 – 56.]

$$\text{Epäkeskisyyss} \quad e_i = \theta_i l_0 / 2 \quad (1)$$

$$\text{Jäykistämättömien kehien pilareissa} \quad H_i = \theta_i N \quad (2)$$

$$\text{Jäykistettyjen kehien pilareissa} \quad H_i = 2\theta_i N \quad (3)$$

missä, l_0 on nurjahduspituus
 N on normaalivoima
 θ_i on vinous.

Vinous määritetään seuraavasti:

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m \quad (4)$$

missä, θ_0 on perusarvo = 1/200
 α_h on pituuteen tai korkeuteen perustuva pienennyskerroin, kaavan (5) mukaan
 α_m on rakenneosien määrään perustuva pienennyskerroin, kaavan (6) mukaan.

$$\alpha_h = 2 / \sqrt{l}; 2/3 \leq \alpha_h \leq 1 \quad (5)$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + 1/m)} \quad (6)$$

Vaikutus erilliseen rakenneosaan:

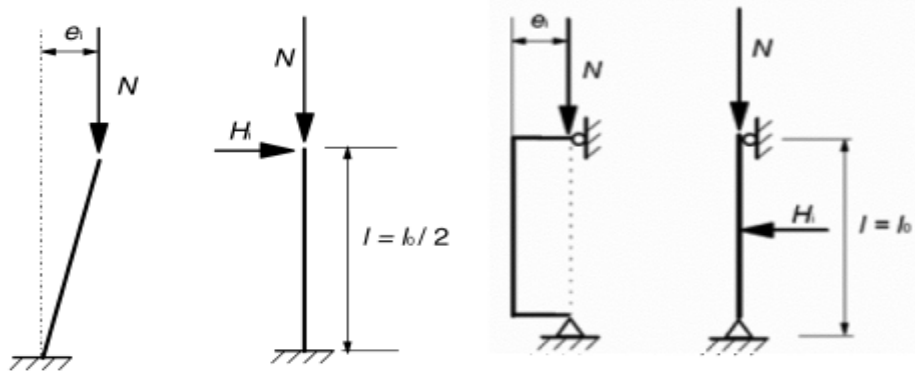
l = rakenneosan todellinen pituus, $m = 1$.

Vaikutus jäykistysjärjestelmään:

l = rakennuksen korkeus, m = jäykistysjärjestelmän vaakavoimaan vaikuttavien pystyrakenneosien määrä.

Jäykistettyjen kehien erillispilareille voidaan käyttää yksinkertaistusta

$$e_i = l_0 / 400 \quad (7)$$



Kuva 3. Jäykistämätön pilari [3, s. 56].

Kuva 4. Jäykistetty pilari [3, s. 56].

3.3.2 Kestävyyslaskennan perusteita

Taivutustarkasteluissa tehdään seuraavat oletukset:

- muodonmuutosjakauma on aina poikkileikkauksen korkeussuunnassa lineaarinen.
- poikkileikkaukset säilyvät tasoina.
- tartunnallisen raudoituksen muodonmuutos on vedossa ja puristuksessa sama kuin ympäröivän betonin muodonmuutos.
- teräksen jännitys-venymäkäyrä on tunnettu.
- betonin jännitys-puristumakäyrä on tunnettu.
- betonin vetolujuutta ei tarvitse ottaa huomioon. [1, s. 195; 3, s. 82.]

3.3.3 Jännitysmuodonmuutossuhteet

Betoni

Poikkileikkauksen mitoituksessa käytetään paraabeli-suorakaide-kuvioon perustuvaa jännitysmuodonmuutosyhteyttä (kuva 5) [3, s. 35 - 36].

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{kun } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (8)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{kun } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (9)$$

missä, $n = 2.0$ normaalibetoneille

ε_{c2} on myötöpuristuma

ε_{cu2} on murtopuristuma

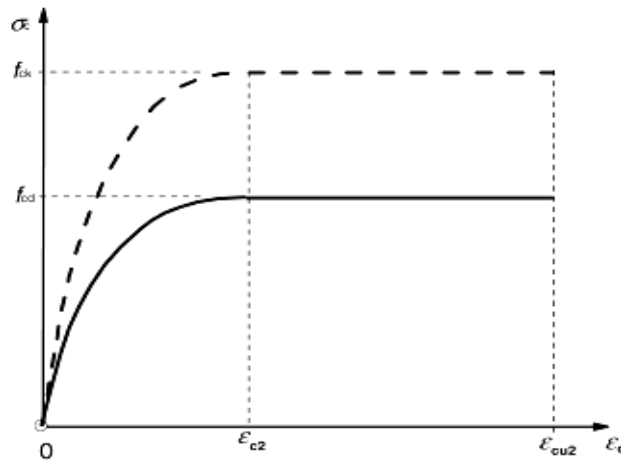
f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo kaavan (10) mukaan.

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad (10)$$

missä, f_{ck} on betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vrk ikäisenä

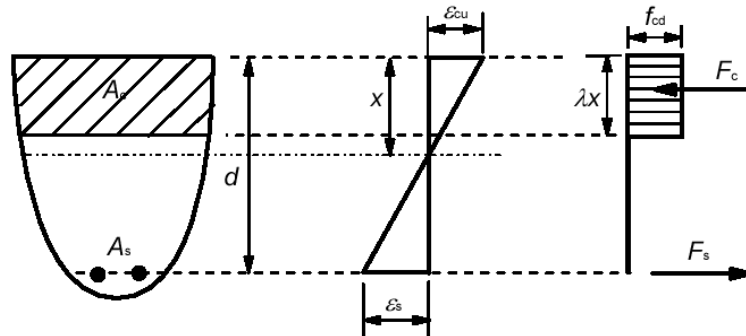
$\alpha_{cc} = 0,85$ on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät

$\gamma_c = 1,5$ on betonin osavarmuusluku 2-luokan rakenteissa.



Kuva 5. Puristetun betonin paraabeli-suorakaide-kuvio [3, s. 36].

Betonin jännitys jakauma poikkileikkauksessa on paraabelin muotoinen, mutta se voidaan käytännön laskentaa varten muuttaa suorakaidekuvioksi. Jännityssuorakaiteen tehollisen korkeuden määrittelevä parametri $\lambda=0,8$. Poikkileikkauksen jännitys jakauma voidaan laskennassa olettaa seuraavaksi [3, s. 36]:

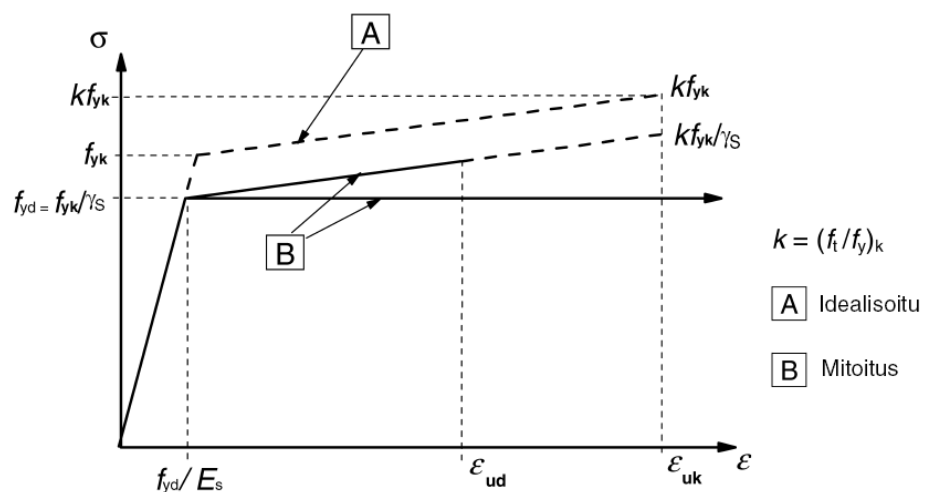


Kuva 6. Suorakaiteen muotoinen jännitys jakauma [3, s. 37].

Betoniteräs

Mitoituksessa jännitys-venymäyhteyden mallina voidaan käyttää jompaa kumpaa seuraavista:

1. nouseva jännitys muodonmuutoksen sallittuun ylärajaan ϵ_{ud} saakka, jolloin suurin jännitys on kf_{yk} / γ_s , missä $k = (f_t / f_{yk})_k$.
2. myötörajan saavuttamisen jälkeen jännitys pysyy vakiona, jolloin muodonmuutoksen suuruutta ei tarvitse rajoittaa. [3, s. 41.]



Kuva 7. Betoniteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoituskuvaajat [3, s. 41].

Kuvassa 8 on käytetty seuraavia merkintöjä:

ε_{ud} on muodonmuutoksen sallittu yläraja

ε_{uk} on murtovenymä

f_{tk} on betoniteräksen ominaisvetolujuus.

ε_{yd} on betoniteräksen myötövenymä kaavan (11) mukaan

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s \quad (11)$$

,missä f_{yd} on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo kaavan (12) mukaan

E_s on kimmokerroin betoniteräkselle.

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (12)$$

,missä f_{yk} on betoniteräksen ominaismyötölujuus

$\gamma_s = 1,15$ on betoniteräksen osavarmuusluku 2-luokan rakenteissa.

3.4 Toisen kertaluvun vaikutukset

Kun jäykillä pilareilla kapasiteetti muodostuu ainoastaan materiaaliominaisuuksien ja poikkileikkausmittojen perusteella, on hoikilla pilareilla otettava huomioon toisen kertaluvun vaikutukset ts. geometrinen epälineaarisuus. Geometrinen epälineaarisuus syntyy, kun momentin ja normaalivoiman yhteisvaikutus muuttuu epäkeskisen kuormituksen aiheuttaman taipuman kasvattamasta epäkeskisyydestä. Tällöin taivutusmomentti kasvaa normaalivoimaa nopeammin. Taipuman kasvattaman epäkeskisyyden aiheuttaman momentin suuruus riippuu tekijöistä kuten normaalivoima, viruminen, hoikkuus yms. [1, s. 226.]

3.4.1 Viruminen

Betoniin syntyy kuormituksen aiheuttaman muodonmuutoksen lisäksi ajasta riippuva muodonmuutos, niin kutsuttu viruma. Virumalla tarkoitetaan kuormitetun rakenteen muodonmuutoksen jatkumista ajan kuluessa. Kuormituksesta aiheutuvat muodonmuutokset puolestaan syntyvät välittömästi. [8, s. 88.]

Viruminen selitetään sillä, että betonin geelihiukosissa oleva vesi virtaa pois niistä kuormituksen aiheuttaman paineen vuoksi ja samalla sementtigeeli tiivistyy. Sementtigeelin tiivistyminen selittää sen, miksi muodonmuutos ei palaudu kokonaan, vaikka vesi imeytyy takaisin geelihiukosiin. [8, s. 88.]

Virumista esiintyy kaikkien jännitystapausten yhteydessä (puristus, veto, taiputus, leikkaus, vääntö). Viruman vaikutus kokonaismuodonmuutokseen on huomattava. Kuivissa sisätiloissa, joissa suhteellinen kosteus on noin 50 %, viruma on kimmoiseen muodonmuutokseen nähden noin kolminkertainen. Ulko-olosuhteissa, joissa suhteellinen kosteus on noin 80 %, viruma on yhtä suuri kuin kimmainen muodonmuutos. Betonin viruminen riippuu ympäristön kosteudesta, rakenneosan mitoista ja betonin koostumuksesta. Virumiseen vaikuttaa myös betonin kovettumisaste kuormituksen alkaessa, ja viruma riippuu kuormituksen kestosta ja suuruudesta. [8, s. 88.]

Toisen kertaluvun vaikutuksia tarkasteltaessa tulee viruman vaikutukset ottaa huomioon tarkastelemalla sekä virumiseen vaikuttavia yleisiä tekijöitä että eri kuormien kestoja asianomaisessa kuormayhdistelmässä. Kuormien kesto voidaan ottaa huomioon yksinkertaistetulla tavalla virumisasteen φ_{ef} avulla. Sen ja mitoituskuorman avulla saadaan pitkäaikaiskuormaa vastaava viruma ts. käyristymä. [3, s. 67 - 68.]

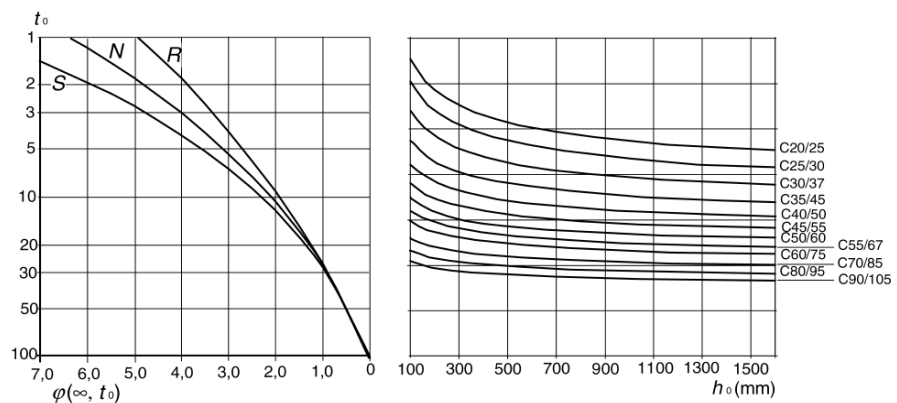
Viruma-aste φ_{ef} määritetään seuraavasti:

$$\varphi_{ef} = \varphi(t_0, \infty) \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} \quad (13)$$

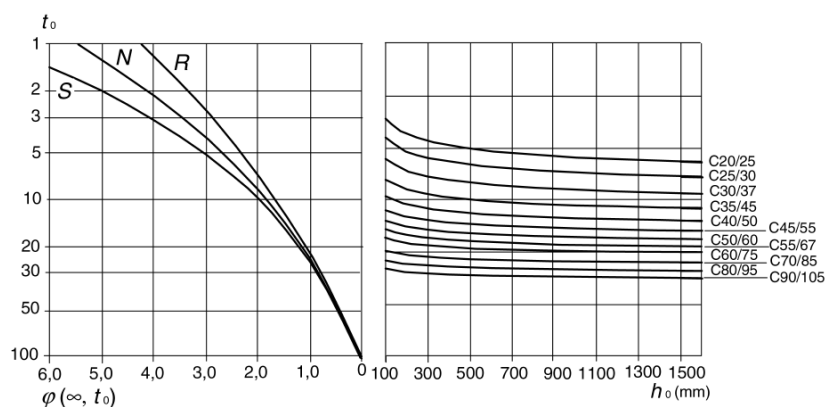
,missä M_{0Eqp} on lineaarisen laskennan mukainen taivutusmomentti käyttörajatilassa kuormien pitkäaikaisyhdistelmän vaikuttaessa
 M_{0Ed} on lineaarisen laskennan mukainen taivutusmomentti murtorajatilassa kuormien mitoitusarvojen vaikuttaessa yhdistelmänä
 $\varphi(t_0, \infty)$ on virumaluvun loppuarvo.

Jos suhde M_{0Eqp} / M_{0Ed} vaihtelee rakenneosassa, voidaan suhde laskea poikileikkaukselle, jossa vaikuttaa maksimimomentti, tai voidaan käyttää edustavaa keskiarvoa. [3, s. 67 - 68.]

Virumaluku $\varphi(t_0, \infty)$ voidaan määrittää normaaliolosuhteissa olevalle betonille riittävän tarkasti standardissa EN1992-1-1 [3, s. 32] esitetyillä nomogrammeilla (kuvat 8 ja 9). Tarkemmin virumaluku voidaan laskea standardin EN1992-1-1 liitteen B mukaan [3, s. 198 - 200].



Kuva 8. Sisätilat - suhteellinen kosteus = 50 % [3, s. 32].



Kuva 9. Ulkotilat - suhteellinen kosteus = 80 % [3, s. 32].

Kuvissa 8 ja 9 käytetään seuraavia merkintöjä:

S -käyrä on hitaasti kovettuville S-sementeille

N -käyrä on normaalisti kovettuville N-sementeille

R -käyrä on nopeasti kovettuville R-sementeille.

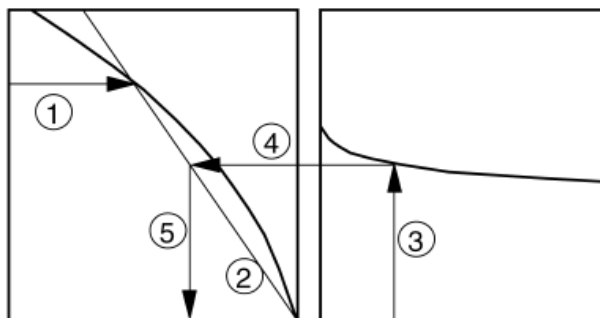
h_0 on poikkileikkauksen muunnettu paksuus kaavan (14) mukaan

$$h_0 = 2A_c / u \quad (14)$$

, missä A_c on betonin poikkileikkausala ja u on sen piirin yhteenlaskettu pituus, mistä kuivumista voi tapahtua

Kuvien 9 ja 10 arvot ovat voimassa, kun ympäristölämpötila on arvojen -40 °C ja $+40$ °C välillä ja keskimääräinen suhteellinen kosteus arvojen 40 % ja 100 % välillä [3, s. 32].

Kuvassa 10 on esitetty nomogrammin käyttöperiaate.



Kuva 10. Diagrammien käyttöperiaate [3, s. 32].

Virumisen vaikutus voidaan jättää huomiotta, jos seuraavat kolme ehtoa toteutuvat:

- $\varphi(t_0, \infty) \leq 2,0$
- $\lambda \leq 75$
- $M_{0Ed} / N_{Ed} \geq h$.

M_{0Ed} on lineaarisen laskennan mukainen momentti ja h on poikkileikkauksen korkeus tarkasteltavaan suuntaan. [3, s. 67 - 68.]

3.4.2 Erillisten sauvojen hoikkuus ja nurjahduspituus

Hoikkuusluku määritellään seuraavasti [3, s. 65]:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (15)$$

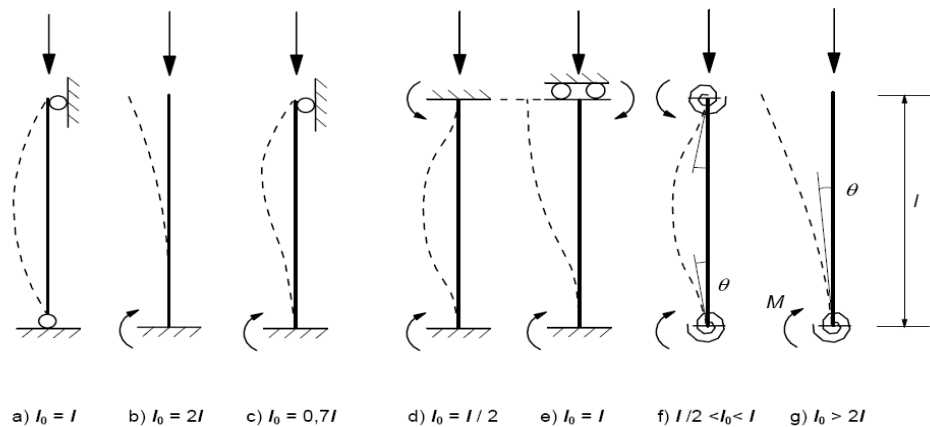
,missä l_0 on nurjahduspituus

i on halkeilemattoman betonipoikkileikkauksen jäyhyyssäde

$i = h / \sqrt{12}$ suorakaidepoikkileikkaukselle.

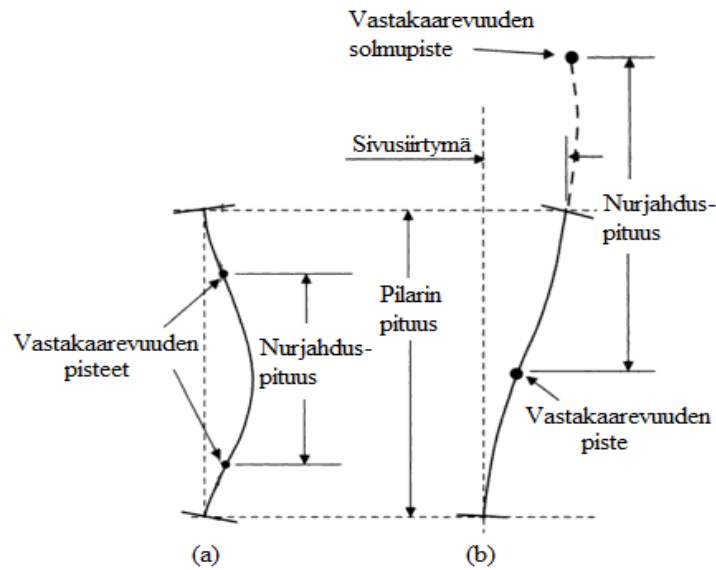
,missä h on tarkasteltavan suunnan poikkileikkauksen korkeus.

Esimerkkejä vakiopoikkileikkauksisten erillissauvojen nurjahduspituuksista on esitetty kuvassa 11.



Kuva 11. Esimerkkejä erillisten sauvojen erilaisista nurjahdusmuodoista ja vastaavista nurjahduspituuksista [3, s. 65].

Toisen kertaluvun vaikutusten tarkastelussa nurjahduspituutta käytetään lähes maailmanlaajuisesti. Nurjahduspituus riippuu sauvan ts. pilarin taipumaviivan muodosta ja päiden kiinnityksestä. Sivusiirtymättömällä ts. jäykistetyllä pilarilla nurjahduspituus on 0,5...1,0 kertaa pilarin todellinen pituus. Sivusiirtyvällä ts. jäykistämättömällä pilarilla nurjahduspituus on suurempi kuin todellinen pituus. Kuitenkin vain harvoissa tapauksissa nurjahduspituus on yli kaksi kertaa todellisen pituuden suuruinen. [9, s. 109.]



Kuva 12. Nurjahduspituuden periaate a) jäykistetty pilari b) jäykistämätön pilari [9, s. 109].

Puristussauvojen nurjahduspituus l_0 määritetään seuraavasti [3, s. 65 - 66]:

Jäykistetyille sauvoille (ks. tapaus f) kuvassa 11):

$$l_0 = 0,5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} \quad (16)$$

Jäykistämättömille sauvoille (ks. tapaus g) kuvassa 11):

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\} \quad (17)$$

,missä

k_1 on sauvan pään 1 kiertymäjoustavuuksien suhteelliset arvot

k_2 on sauvan pään 2 kiertymäjoustavuuksien suhteelliset arvot

$$k = (\theta / M) \cdot (EI / l)$$

θ on kiinnitysmomenttia M vastaava kiertymistä vastustavien sauvojen kiertymä

EI on puristussauvan taivutusjäykkyys

l on puristussauvan vapaa korkeus kiinnityskohtien välillä.

Täysin jäykän kiinnityksen teoreettista rajaa vastaa $k = 0$ ja vapaasti kiertyvää päätä $k = \infty$. Kiertymäjoustavuuksien k_1 and k_2 vähimmäisarvoksi suositellaan arvoa 0,1, koska täysin jäykkä kiinnitys on käytännössä harvinainen. [3, s. 66.]

Nurjahduspituuksien määrittelyssä jäykistävien sauvojen jäykkyydessä otetaan huomioon halkeilun vaikutus, ellei sauvojen voi osoittaa olevan murtorajatilassa halkeilemattomia [3, s. 66].

3.4.3 Erillisten sauvojen hoikkuuskriteeri

Toisen kertaluvun vaikutukset voidaan jättää huomiotta, jos hoikkuus λ on arvon λ_{lim} alapuolella [3, s. 64].

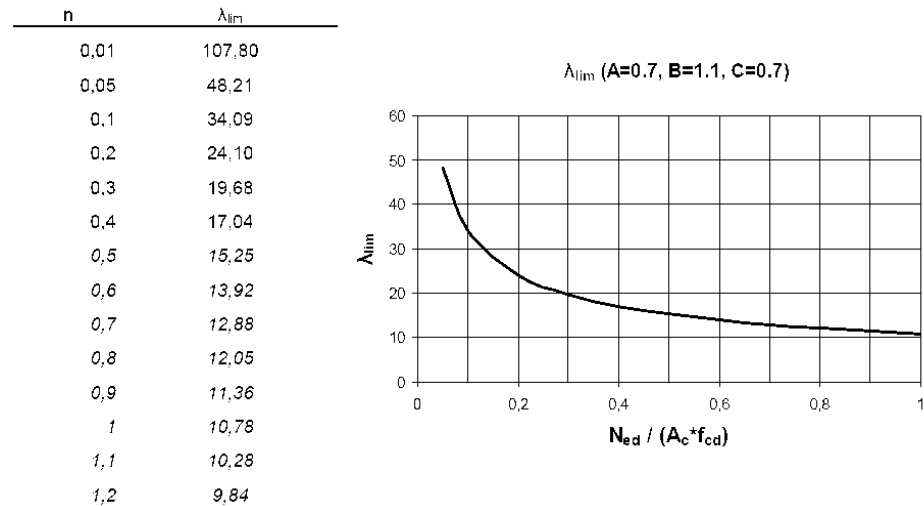
$$\lambda_{\text{lim}} = 20 \cdot A \cdot B \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} \quad (18)$$

,missä	$A = 1 / (1 + 0,2\varphi_{ef})$	, voidaan käyttää arvoa 0,7
	$B = \sqrt{1 + 2\omega}$	, voidaan käyttää arvoa 1,1
	$C = 1,7 - r_m$	, voidaan käyttää arvoa 0,7
	φ_{ef}	on virumisaste
	$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$	on suhteellinen normaalivoima
	$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$	on mekaaninen raudoitussuhde
	$r_m = M_{01} / M_{02}$	on päätemomenttien suhde
		$ M_{02} \geq M_{01} $.

Jos päätemomentit M_{01} ja M_{02} aiheuttavat venymän rakenteen samalle puolelle, suhdetta r_m pidetään positiivisena (eli $C \leq 1,7$), muuten negatiivisena eli ($C > 1,7$). Seuraavissa tapauksissa suhteelle r_m käytetään arvoa 1,0 eli $C = 0,7$:

- jäykistetyt rakenneosat, joissa ensimmäisen kertaluvun momentteja syntyy vain tai ensisijaisesti epätarkkuuksista tai poikittaiskuormituksesta.
- jäykistämättömät rakenneosat yleensäkin. [3, s. 65.]

Kuvassa 13 esitetään λ_{lim} arvoja, kun käytetään arvoja $A = 0.7$, $B = 1.1$ ja $C = 0.7$, jolloin λ_{lim} määritetään vain suhteellisen normaalivoiman n funktiona [10, s. 55].



Kuva 13. Hoikkuusraja λ_{lim} suhteellisen normaalivoiman n funktiona [10, s. 55].

3.4.4 Analyysimenetelmät

Toisen kertaluvun vaikutukset otetaan huomioon analyysimenetelmillä. Analyysimenetelmiä ovat yleinen menetelmä sekä seuraavat yksinkertaistetut menetelmät: nimellisjäykkyyteen perustuva menetelmä ja nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä [3, s. 68].

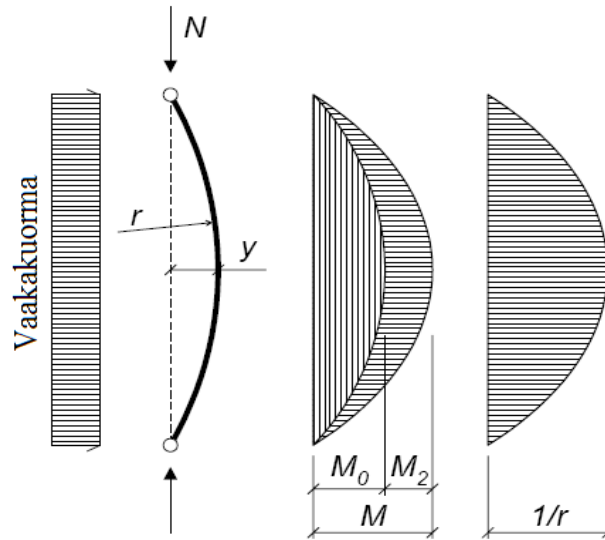
Yleinen menetelmä perustuu epälineaariseen analyysiin, joka sisältää geometrisen epälineaarisuuden. Menetelmässä käytetään betonille ja teräkselle rakenteiden kokonaistarkasteluun sopivia jännitys-muodonmuutosyhteyksiä ja virumisen vaikutus otetaan huomioon. [3, s. 68.]

Yksinkertaistetut analyysimenetelmät perustuvat siihen, että ensimmäisen asteen voimasuureita, joissa ei ole mukana epälineaarisuuden vaikutuksia, korotetaan toisen asteen vaikutukset huomioon ottaviksi suureiksi [1, s. 238].

Yksinkertaistetuilla analyysimenetelmillä saadut nimelliset toisen kertaluvun momentit ovat joskus suurempia kuin epästabiliutta vastaavat momentit. Tämän tarkoituksena on taata, että mitoitusmomentti on riittävä poikkileikkauksen mitoittamisen kannalta. [3, s. 68.]

Seuraavaksi esitettävät asiat perustuvat standardin EN1992-1-1 toisen kertaluvun vaikutuksia käsittelevään taustadokumenttiin [11, s. 38 - 39].

Yksinkertaistetuilla analyysimenetelmillä on sama lähtökohta tarkasteltaessa erillispilareita. Kummallakin menetelmällä toisen kertaluvun momentin M_2 määrittäminen perustuu kaarevuuteen $\frac{1}{r}$.



Kuva 14. Havaintoesimerkki muodonmuutoksesta ja momenteista nivelellisesti kiinnitetylle pilarille [11, s. 38].

Tällöin toisen kertaluvun vaikutukset sisältävä mitoittava momentti M_{Ed} määritetään seuraavasti:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 = M_{0Ed} + N_{Ed} \cdot y = M_{0Ed} + N_{Ed} \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{l^2}{c}$$

,missä M_{Ed} on mitoitusmomentti

M_{0Ed} on ensimmäisen kertaluvun momentti

M_2 on toisen kertaluvun momentti

N_{Ed} on mitoittava normaalivoima

y on taipuma kaarevuuden $\frac{1}{r}$ suhteen

$\frac{1}{r}$ on kaarevuus taipuman y suhteen

l on pilarin pituus

c on kerroin, joka huomio kaarevuuden jakautumisen.

Nimellisjäykkyyden menetelmällä kaarevuus $\frac{1}{r}$ määritetään taivutusjäykkyyden EI mukaan seuraavasti:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{EI} \quad (19)$$

Taivutusjäykkyys EI määritetään siten, että lopputuloksena saatu poikkeileikkauksen murtorajatilán mitoitusmomentti M_{Ed} on hyväksyttävissä verrattuna yleisellä menetelmällä määritettyyn mitoitusmomenttiin. Tämä saavutetaan, kun otetaan huomioon halkeilu, viruminen ja epälineaariset materiaaliominaisuudet yms.

Nimellisen kaarevuuden menetelmällä kaarevuus $\frac{1}{r}$ määritetään, olettaen veto- ja puristusterästen myötäävän, seuraavasti:

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_{yd}}{0,9d} \quad (20)$$

Tämä malli yliarvioi kaarevuuden tapauksissa, joissa myötäämistä ei saavuteta ja antaa siten liian varmallalla puolella olevan lopputuloksen. Tyypillinen tapaus kun myötäämistä ei saavuteta, on esimerkiksi stabiliteettimurto, jolloin materiaalmurtoa ei saavuteta. Tämä malli voi myös aliarvioida kaarevuuden, jos virumaa ei huomioida. Kaarevuus voidaan arvioida vastaamaan todellista kaarevuutta ottamalla huomioon viruminen ja terästen myötääminen korjauskertoimilla.

3.4.5 Nimellisjäykkyyteen perustuva menetelmä

Seuraavaksi esitettävät asiat perustuvat standardin EN1992-1-1 toisen kertaluvun vaikutuksia käsittelevään taustadokumenttiin [11, s. 40 - 43].

Toisen kertaluvun vaikutukset otetaan huomioon nimellisjäykkyyden menetelmällä kertomalla ensimmäisen kertaluvun momentti M_{0Ed} korotuskertoimella. Korotuskerroin määritellään kaarevuuteen perustuvan nimellisjäykkyyden avulla.

Toisen kertaluvun momentti M_2 määritetään seuraavasti:

$$M_2 = N_{Ed} \cdot y = N_{Ed} \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{l^2}{c} = N \cdot \frac{M}{EI} \cdot \frac{l_0^2}{c} = N \cdot \frac{l_0^2}{EI} \cdot \left(\frac{M_{0Ed}}{c_0} + \frac{M_2}{c_2} \right)$$

Kertoimien c_0 ja c_2 avulla on mahdollista määrittää ensimmäisen ja toisen kertaluvun momenttien jakauma. Ratkaisemalla M_2 saadaan:

$$M_2 = M_{0Ed} \frac{N_{Ed} \frac{l_0^2}{c_0 EI}}{1 - N_{Ed} \frac{l_0^2}{c_2 EI}} = M_{0Ed} \frac{c_2 / c_0}{c_2 EI / l_0^2 N_{Ed} - 1}$$

Useimmassa tapauksessa on perusteltua olettaa, että toisen kertaluvun momentti on sinimuotoisesti jakaantunut. Tällöin poikkileikkaus ja normaali-voima ovat erillispilarissa muuttumattomia. Tämä vastaa tilannetta $c_2 = \pi^2$, jolloin M_2 voidaan kirjoittaa muotoon:

$$M_2 = M_{0Ed} \cdot \frac{\pi^2 / c_0}{\pi^2 EI / l_0^2 N_{Ed} - 1} = M_{0Ed} \cdot \frac{\beta}{N_B / N_{Ed} - 1}$$

,missä β on parametri joka huomioi ensimmäisen kertaluvun momentin jakauman kaavan (21) mukaan

$$\beta = \pi^2 / c_0 \quad (21)$$

c_0 on kerroin, joka riippuu ensimmäisen kertaluvun laskennan mukaisesta momentin jakautumasta.

N_B on nimellisjäykkyyteen perustuva nurjahduskuorma kaavan (21) mukaan.

$$N_B = \pi^2 EI / l_0^2 \quad (22)$$

,missä EI on nimellinen taivutusvastus kaavan (24) mukaan

l_0 on nurjahduspituus.

Momentin jakaumasta riippuen kertoimena c_0 voidaan käyttää seuraavia arvoja:

- $c_0 = 8$, kun pilarissa vaikuttaa vakiomomentti koko pituudella
- $c_0 = 9,6$, kun pilarissa vaikuttaa parabolinen momenttijakautuma
- $c_0 = 12$, kun pilarissa vaikuttaa symmetrinen kolmiojakautuma.

Toisen kertaluvun sisältävä mitoitusmomentti M_{Ed} , saadaan suurentamalla ensimmäisen kertaluvun analyysistä saatu taivutusmomentti M_{0Ed} arvo seuraavasti:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left(1 + \frac{\beta}{N_B / N_{Ed} - 1} \right) \quad (23)$$

Nimellisjäykkyyteen perustuva nurjahduskuorma määritetään betonin ja raudituksen osuuksien summana seuraavasti:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (24)$$

,missä E_{cd} on betonin kimmokertoimen mitoitusarvo

I_c on betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti

K_c on halkeilun, virumisen, normaalivoiman, betonin lujuuden ja hoikkeuden huomioiva kerroin kaava (26) mukaan

E_s on raudituksen kimmokertoimen mitoitusarvo

I_s on raudituksen jäyhyysmomentti betonin painopisteen suhteen

K_s on raudoituksen vaikutuksen huomioiva kerroin kaava (25) mukaan.

Korjauskertoimet K_c ja K_s määritetään seuraavasti:

$$K_s = 1 \quad (25)$$

$$K_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef}) \quad (26)$$

,missä φ_{ef} on virumisaste

k_1 on betonin lujuudesta riippuva kerroin kaavan (27) mukaan

k_2 on normaalivoimasta ja hoikkuudesta riippuva kerroin kaavan (28) mukaan.

$$k_1 = \sqrt{f_{ck} / 20} \quad (27)$$

,missä f_{ck} on betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vrk ikäisenä

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad (28)$$

,missä λ on hoikkuusluku.

n on suhteellinen normaalivoima kaavan (29) mukaan

$$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd}) \quad (29)$$

Jos hoikkuuslukua λ ei tunneta, voidaan kertoimelle k_2 käyttää arvoa:

$$k_2 = n \cdot 0,30 \leq 0,20 \quad (30)$$

Korjauskertoimille K_c ja K_s on esitetty myös yksinkertaistetut vaihtoehdot riippuen mekaanisesta raudoitussuhteesta. Yksinkertaistetut vaihtoehdot eivät tässä kuitenkaan ole mielekkäitä, sillä ne soveltuvat ainoastaan alustavaan laskentaan, jonka jälkeen laskentaa on tarkennettava edellä esitetyn tarkemman määritelmän mukaisesti. [3, s. 70.]

3.4.6 Nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä

Seuraavaksi esitettävät asiat perustuvat standardin EN1992-1-1 toisen kertaluvun vaikutuksia käsittelevään taustadokumenttiin [11, s. 47 - 48].

Nimellisen kaarevuuden menetelmä soveltuu pilareille, joilla on symmetrinen poikkileikkaus rauditus mukaan lukien. Tässä menetelmässä kaarevuus määritetään suoraan, jolloin lisämomentti M_2 saadaan seuraavasti:

$$M_2 = N_{Ed} \cdot y = N_{Ed} \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c} = N_{Ed} \cdot e_2 \quad (31)$$

,missä e_2 on taipuma kaavan (32) mukaan

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c} \quad (32)$$

,missä $\frac{1}{r}$ on kaarevuus kaavan (33) mukaan

l_0 on nurjahduspituus

c on kokonaiskaarevuuden jakautumasta riippuva kerroin.

Vakiopoikkileikkaukselle käytetään normaalisti arvoa $c = 10$ ($\approx \pi^2$). Jos ensimmäisen kertaluvun laskennan momentti on vakio, on syytä valita pienempi arvo. Alarajana pidetään arvoa $c = 8$, joka vastaa vakiosuuruista kokonaismomenttia.

Korjauskertoimilla K_r ja K_φ korjattu kaarevuus $\frac{1}{r}$ määritetään seuraavasti:

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{2\varepsilon_{yd}}{0,9d} \quad (33)$$

,missä K_r on korjauskerroin, jolla kaarevuutta pienennetään jos terästen myötäämistä ei saavuteta kaavan (34) mukaan

K_φ on korjauskerroin, jolla otetaan huomioon viruma kaavan (36) mukaan. Korjauskerroin K_φ on kalibroitu vastaamaan laskelmia yleisellä menetelmällä.

ε_{yd} on betoniteräksen myötövenymä kaavan (11) mukaan

d on raudoituksen tehollinen korkeus

$$K_r = \frac{(n_u - n)}{(n_u - n_{bal})} \leq 1 \quad (34)$$

,missä n on suhteellinen normaalivoima kaavan (29) mukaan
 n_{bal} on taivutuskestävyyden maksimiarvoa vastaava suhteellisen normaalivoiman n arvo; voidaan käyttää arvoa 0,4.

$$n_u = 1 + \omega$$

,missä ω on mekaaninen raudoitussuhde kaavan (35) mukaan

$$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd}) \quad (35)$$

,missä A_s on raudoituksen pinta-ala
 f_{yd} on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo kaavan (12) mukaan

A_c on betonipoikkileikkauksen pinta-ala.

f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo kaavan (10) mukaan.

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1 \quad (36)$$

,missä φ_{ef} on virumisaste

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \quad (37)$$

,missä λ on hoikkuusluku.

f_{ck} on betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vrk ikäisenä

Jos koko raudoitus ei ole keskittynyt vastakkaisille puolille, vaan osa siitä on jakautunut yhdensuuntaisesti taivutustason kanssa kuvan 15 mukaisesti, tehollisena korkeutena d käytetään:

$$d = (h / 2) + i_s \quad (38)$$

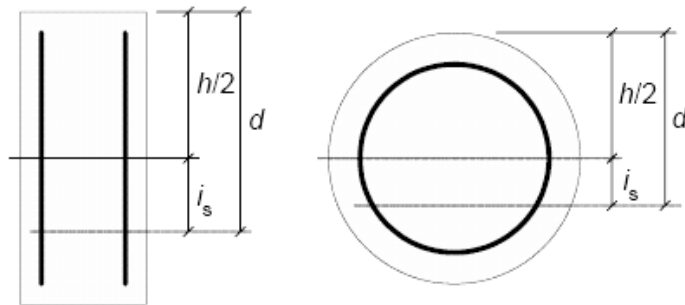
,missä h on poikkileikkauksen tarkasteltavan suunnan korkeus

i_s on raudoituksen kokonaisalan jäyhyyssäde

$$i_s = \sqrt{I_s / A_s} \quad (39)$$

,missä A_s on raudoituksen pinta-ala

I_s on raudoituksen jäyhyysmomentti.



Kuva 15. Tehollinen korkeus, kun osa raudoituksesta on jakautunut yhdensuuntaisesti taivutustason kanssa [11, s. 47].

Mitoitusmomentit

Mitoitusmomentin M_{Ed} suurin arvo lasketaan momenttien M_{0Ed} ja M_2 jakautumien mukaisesti; lisämomentti voidaan olettaa nurjahduspituudella parabolisesti tai sinimuotoisesti jakautuneeksi [3, s. 71].

Kun sauvan päiden välillä ei vaikuta kuormia ja ensimmäisen kertaluvun analyysistä saadut momentit M_{01} ja M_{02} poikkeavat toisistaan, ne voidaan korvata ekvivalentilla vakiomomentilla M_{0e} [3, s. 71].

$$M_{0e} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02} \quad (40)$$

,missä
$$M_{01} = \min\{|M_{ylä}|, |M_{ala}|\} + e_i N_{Ed}$$

$$M_{02} = \max\{|M_{ylä}|, |M_{ala}|\} + e_i N_{Ed}$$

e_i on vinoudesta aiheutuva epäkeskisyyden luvun 3.3.1 mukaan

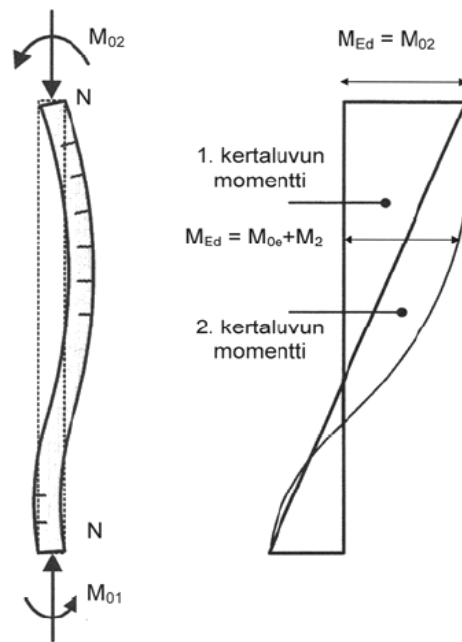
N_{Ed} on mitoittava normaalivoima

$M_{ylä}$ ja M_{ala} ovat ulkoisen kuorman aiheuttamat pilarin päiden momentit.

Päiden momenteilla M_{01} ja M_{02} on sama etumerkki, jos ne aiheuttavat vetoa samalle puolelle, muuten vastakkaiset etumerkit. Lisäksi $|M_{02}| \geq |M_{01}|$. [3, s. 71.]

Standartissa EN1992-1-1 ei esitetä momenttien M_{0Ed} ja M_2 jakautumismahdollisuuksia. Opassarjassa betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan: osa 5 [7, s. 6] mitoitusmomentti määritetään jäykistetylle, sivusiirtymättömälle pilarille seuraavasti:

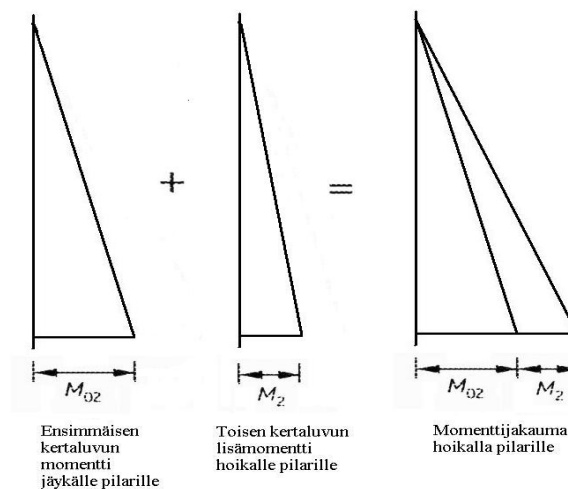
$$M_{Ed} = \max\{M_{02}, M_{0e} + M_2\} \geq \max(h/30, 20\text{mm})N_{Ed} \quad (41)$$



Kuva 16. Momenttien jakauma jäykistetylle, sivusiirtymättömälle pilarille [7, s. 6].

Mitoitusmomentti M_{Ed} jäykistämättömälle pilarille määritetään seuraavasti:

$$M_{Ed} = M_{02} + M_2 \quad (42)$$



Kuva 17. Momenttien jakauma jäykistämättömälle pilarille.

3.5 Poikkileikkauksen mitoitus

Tässä luvussa esitetään eri tavoin kuormitetun ja hoikkuudeltaan erilaisten pilareiden poikkileikkauksen mitoitus tapoja ja niiden periaatteita.

3.5.1 Keskeisesti kuormitettu pilari

Tässä luvussa käsitellyt asiat perustuvat lähteeseen BY 210 [1, s. 212 - 213].

Keskeisesti puristetussa pilarissa poikkileikkaus on kokonaan puristettu puristus ja pilarin kestävyys määritetään materiaalien kestävyysien summana.

Poikkileikkauksen puristuskestävyys on:

$$N_{Rd} = f_{cd} A_c + f_{yd} A_s \quad (43)$$

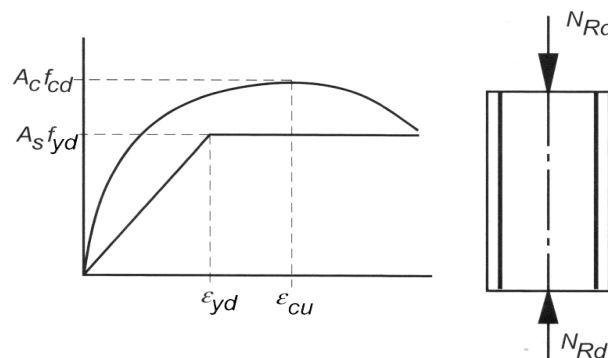
missä, f_{cd} on betonin mitoituslujuus

f_{yd} on betoniteräksen mitoituslujuus

A_c on betonin nettopinta-ala

A_s on raudoituksen pinta-ala.

Rajakuormaa lähestyttäessä myötörajan voi ensimmäisenä saavuttaa raudoitus tai betoni. Raudoituksen myötöpuristuma betoniteräkselle A500HW on $\varepsilon_{yd} = 2,17 \text{ ‰}$. Betoneille, joiden lujuusluokka on pienempi kuin C25/30 $\varepsilon_{cl} \leq 2,1 \text{ ‰}$ ja betoneille, joiden lujuusluokka on suurempi kuin C30/37 $\varepsilon_{cl} \leq 2,2 \text{ ‰}$. Jos betonin myötöpuristuma poikkileikkauksessa on suurempi kuin raudoituksen, pysyy raudoituksen voima vakiona tai muuttuu vähän kunnes betonin puristuma tulee tarpeeksi suureksi.



Kuva 18. Keskeisesti kuormitetun pilarin kestävyden saavuttaminen [1, s. 212]

Keskeisesti puristetun pilarin jännityksiin vaikuttaa merkittävästi kutistuma ja viruma. Betonin ja terästen jännityssuhteet muuttuvat siten, että terästen jännitys kasvaa ja vastaavasti betoniin jännitys pienenee. Pilareilla, joilla on suuri raudoitussuhde ja joita kuormitetaan korkealla alkukuormalla, joka poistuu pääosin kokonaan, saattaa syntyä jopa tilanne, että betoni joutuu vedolle ja rauditus puristetuksi.

3.5.2 *Epäkeskeisesti kuormitettu, kahdelta sivulta raudoitettu pilari*

Tässä luvussa käsitellyt asiat perustuvat lähteeseen BY 210 [1, s. 213 - 216].

Normaalivoiman ja taivutusmomentin vaikuttaessa samanaikaisesti, ei niiden aiheuttamia sisäisiä rasituksia voida tarkastella erikseen, vaan on tutkittava yhteisvaikutus. Normaalivoiman N_{Ed} ja momentin M_{Ed} yhteisvaikutus voidaan aina esittää epäkeskisenä normaalivoimana, jonka epäkeskisyys e_d on:

$$e_d = M_{Ed} / N_{Ed} \quad (44)$$

missä, N_{Ed} on normaalivoiman mitoitusarvo

M_{Ed} on momentin mitoitusarvo

e_d on voiman N_{Ed} epäkeskisyys neutraali-akselin suhteen.

Normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutusta tutkittaessa ei voida olettaa, että geometrinen painopiste on poikkileikkauksen keskellä, sillä se riippuu raudoituksesta. Geometrisen painopisteen paikka on poikkileikkauksen keskellä vain symmetrisesti raudoitetussa poikkileikkauksessa.

Tarkastellaan seuraavaksi kahdelta vastakkaiselta sivulta epäsymmetrisesti raudoitettua poikkileikkausta.

Kestävyys saavutetaan terästen vetoplastisoitumisen tai betonin murtumisen seurauksena, sen mukaan ylittyykö vetoraudoituksen myötöraja f_{yd} . Oletetaan, että puristusrauditus plastisoituu, ja asetetaan se oletukseksi voimatasapainotarkastelua varten. Puristusterästen plastisoituminen on tarkistettava muodonmuutoskuvioiden avulla.

Vetoterästen plastisoituminen riippuu epäkeskisyyden suuruudesta: puristumurrossa vetoterästen jännitys $\sigma_s < f_{yd}$ ja vetomurtumisessa $\sigma_s = f_{yd}$.

Voimatasapainoehto poikkileikkauksen jännitysresultanttien ja ulkoisen normaalivoiman kesken on:

$$N_{Ed} = f_{cd} y b + A_{sc} f_{yd} - A_s \sigma_s ; \sigma_s \leq f_{yd} \quad (44)$$

Momenttiehto vetoraidoituksen A_s painopisteen suhteen on:

$$N_{Ed} e_{sd} = f_{cd} y b \left(d - \frac{y}{2} \right) + A_{sc} f_{yd} (d - d_c) \quad (45)$$

missä, e_{sd} on voiman N_{Ed} epäkeskisyyden suhteen

f_{yd} on raudoituksen myötölujuus

y on suorakaiteeksi muunnettu puristetun alueen korkeus

b on poikkileikkauksen leveys

d on tehollinen korkeus vetoraidoituksen suhteen

A_{sc} on puristusraudoituksen pinta-ala

A_s on vetoraidoituksen pinta-ala

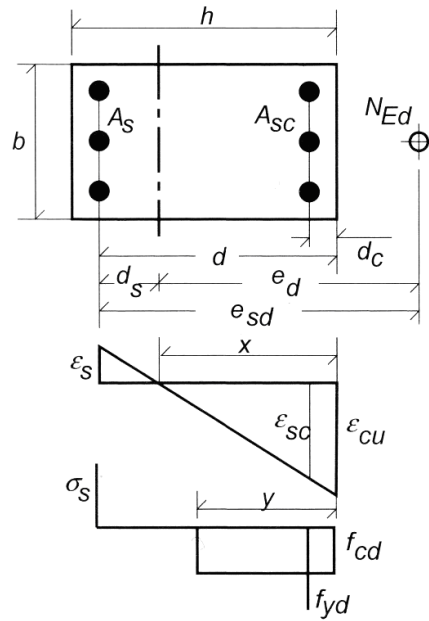
σ_s on jännitys vetoraidoituksessa

Määritetään neutraaliakselin paikka vetoraidoituksen suhteen staattisen momentin d_s avulla:

$$d_s = \frac{f_{cd} b h (d - 0,5h) + A_{sc} f_{yd} (d - d_c)}{f_{cd} b h + (A_s + A_{sc}) f_{yd}} \quad (46)$$

Momenttiehto neutraaliakselin suhteen on:

$$N_{Ed} e_d = f_{cd} y b (d - d_s - 0,5y) + A_{sc} f_{yd} (d - d_c - d_s) + A_s \sigma_s d_s \quad (47)$$

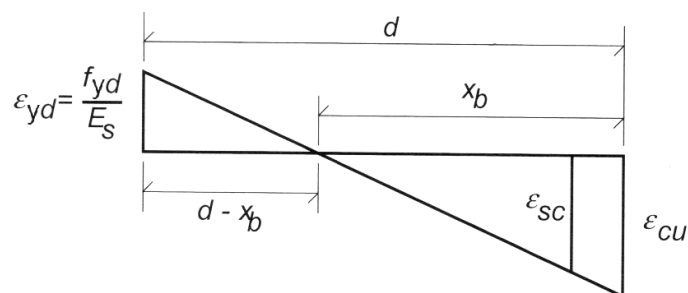


Kuva 19. Mitoitusjännitykset murtorajatilassa [1, s. 214].

Edellä määritettyjen voimatasapainoehdon ja momenttiehdon neutraaliakselin suhteen avulla saadaan poikkileikkauksen kapasiteetti seuraaville tapauksille: tasapainomurto, vetomurto ja puristusmurto.

Tasapainomurto

Tasapainomurrossa murto tapahtuu, kun rauditus saavuttaa myötörajan ε_{yd} juuri, kun betonin reunapuristuma on murtopuristuman ε_{cu} :n suuruinen. Tätä vastaavaa neutraaliakselin asemaa merkitään x_b :llä ja jännityssuorakaiteen korkeutta y_b :llä.



Kuva 20. Muodonmuutokset tasapainomurrossa [1, s. 215].

Neutraaliakselin asema x_b saadaan yhdenmuotoisten muodonmuutoskolmioista muodostetusta verrannosta:

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x_b} = \frac{\varepsilon_{yd}}{d - x_b} \rightarrow x_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} d \quad (48)$$

Jännityssuorakaiteen korkeus y_b määritellään seuraavasti:

$$y_b = \lambda x_b \quad (49)$$

Sijoittamalla vetojännitykselle arvo $\sigma_s = f_{yd}$ saadaan määritettyä normaali-voima- ja momenttikapasiteetti tasapainomurrossa:

$$N_{Rd,b} = f_{cd} y_b b + (A_{sc} - A_s) f_{yd} \quad (50)$$

Ja momenttikapasiteetti saadaan:

$$M_{Rd,b} = f_{cd} y_b b (d - d_s - 0,5 y_b) + A_{sc} f_{yd} (d - d_c - d_s) + A_s f_{yd} d_s \quad (51)$$

Vetomurtumisen ehto

Kun $N_{Ed} < N_{Rd,b}$ syntyy vetomurtuminen, jolloin $x < x_b$ ja siksi $\varepsilon_s > \varepsilon_{yd}$. Vetomurrossa vetoraidoitus plastisoituu eli $\sigma_s = f_{yd}$. Lisäksi kuorman epäkeskisyys $e_d > e_{d,b}$, missä $e_{d,b} = M_{Rd,b} / N_{Rd,b}$ on tasapainomurtumista vastaava epäkeskisyys.

Puristumurtumisen ehto

Kun $N_{Ed} > N_{Rd,b}$ syntyy puristumurtuminen, jolloin $x > x_b$ ja siksi $\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$. Vetomurrossa vetoraidoitus ei plastisoidu eli $\sigma_s < f_{yd}$. raudoituksen jännityksen suuruus saadaan ratkaistua muodonmuutoskuviosta.

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s \quad (52)$$

$$\text{missä,} \quad \varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d - x}{x} \quad (53)$$

Veto- ja puristumurto

Normaalivoimakapasiteetti N_{Rd} ja momenttikapasiteetti M_{Rd} saadaan sijoittamalla ko. muodonmuutosjakauman mukaan määritetyt vetoterästen jännitys σ_s ja betonin puristetun vyöhykkeen suorakaiteen korkeus y voimatasapainoehdon ja momenttiehdon lausekkeisiin.

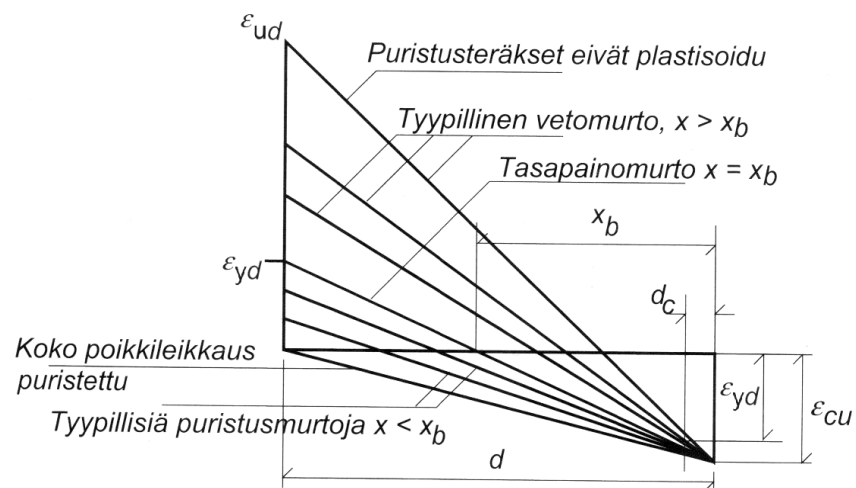
$$N_{Rd} = f_{cd} y b + A_{sc} f_{yd} - A_s \sigma_s \quad (54)$$

$$M_{Rd} = f_{cd} y b (d - d_s - 0,5 y) + A_{sc} f_{yd} (d - d_c - d_s) + A_s \sigma_s d_s \quad (55)$$

Edellisissä tarkasteluissa on oletettu, että puristusteräket plastisoituvat. Oletus on tarkistettava muodonmuutoskuvioiden avulla seuraavasti:

$$\varepsilon_{sc} = \varepsilon_{cu} \frac{x - d_c}{x} \geq \varepsilon_{yd} \quad (56)$$

Mikäli puristusterästen puristuma ε_{sc} jää pienemmäksi kuin ε_{yd} , on voimatasapainoehdon ja momenttiehdon lausekkeissa puristusterästen jännitys f_{yd} korvattava todellista puristumaa vastaavalla kimmoisella jännityksellä $\sigma_{sc} = \varepsilon_{sc} E_s$.



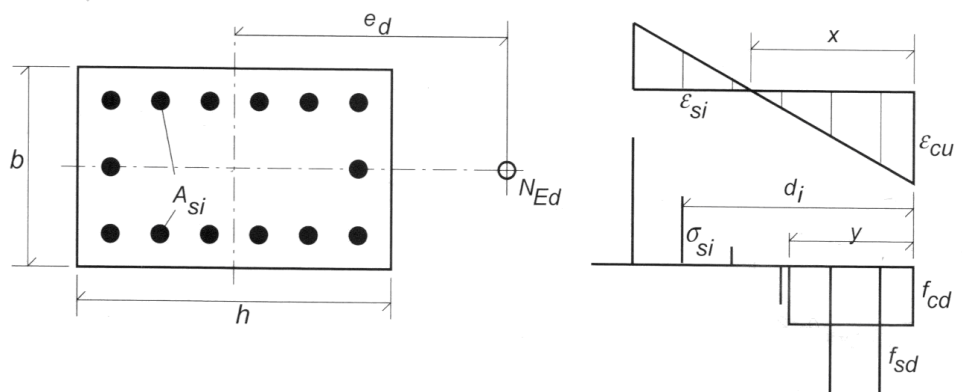
Kuva 21. Muodonmuutosjakaumien eri mahdollisuuksia [1, s. 215].

3.5.3 Epäkeskeisesti kuormitettu, jokaiselta sivulta raudoitettu pilari

Tässä luvussa käsitellyt asiat perustuvat lähteeseen BY 210 [1, s. 220 - 222].

Poikkileikkaukselle, jossa on tasan jakaantunut rauditus, kestävyys- ja tasapainolausekkeiden johtaminen tulee työläämmäksi. Tarkastelu suoritetaan muodonmuutosten yhteensopivuutta ja voimatasapainoyhtälöä hyödyntäen.

Tarkastellaan symmetrisesti raudoitettua poikkileikkausta.



Kuva 22. Muodonmuutos- ja jännitysjakaumat poikkileikkauksessa [1, s. 221].

Muodonmuutos ε_{si} teräsriville i saadaan:

$$\varepsilon_{si} = \varepsilon_{cu} \frac{d_i - x}{x} \quad (57)$$

Muodonmuutosta ε_{si} vastaava jännitys σ_{si} on joko plastinen tai kimmoisin:

$$\text{kun } |\varepsilon_{si}| \geq \varepsilon_{yd}, \quad \sigma_{si} = f_{yd} \quad (58)$$

$$\text{kun } |\varepsilon_{si}| < \varepsilon_{yd}, \quad \sigma_{si} = \varepsilon_{si} E_s \quad (59)$$

Koordinaatit neutraaliakselilta oikealle ovat negatiivisia ja vasemmalle positiivisia. Jännityksien ja muodonmuutoksien kanssa vastaavasti puristavat voimat ovat negatiivisia ja vetävät positiivisia.

$$N_{Ed} = f_{cd} y b + \sum_i A_{si} \sigma_{si} \quad (60)$$

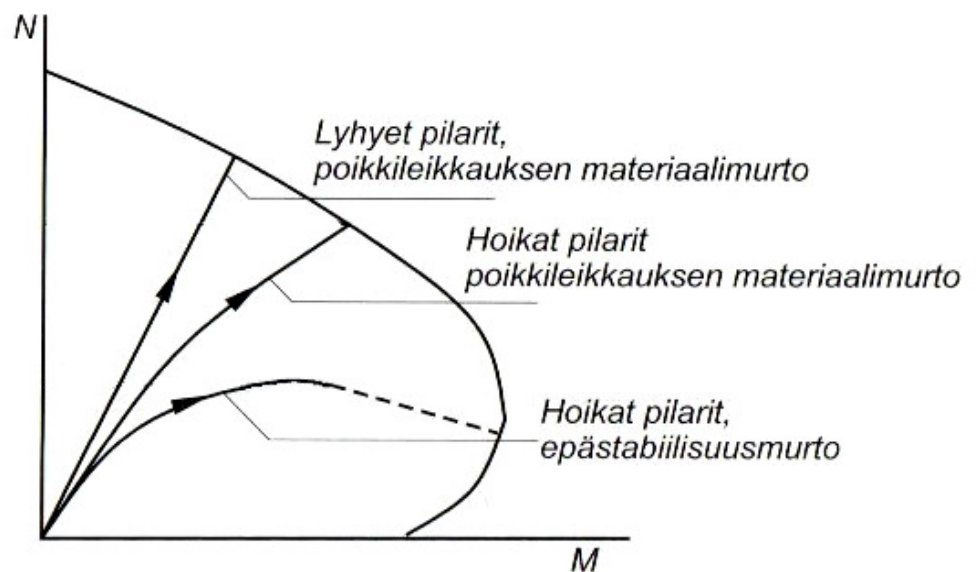
$$N_{Ed} e_d = f_{cd} y b \left(\frac{h}{2} - \frac{y}{2} \right) + \sum_i A_{si} \sigma_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (61)$$

Kun epäkeskisyys on annettu, iteroidaan puristusosan korkeutta x niin kauan, että tasapainoehdot toteutuvat.

1. valitaan puristusosan korkeus x .
2. lasketaan oletettua muodonmuutostilaa vastaava jännitys jokaisessa raudoitustangossa.
3. lasketaan N_{Ed} sekä voimatasapainoehdosta, että momenttiehdosta.
4. muutetaan x :ää niin kauan että voimatasapaino- ja momenttiehdosta saadut kaksi N_{Ed} :n arvoja ovat tarpeeksi lähellä toisiaan.

3.5.4 Toisen kertaluvun vaikutukset hoikilla pilareilla

Hoikilla pilareilla taivutusmomentti kasvaa normaalivoimaa nopeammin toisen kertaluvun vaikutuksesta, jolloin pilarin lineaarisen laskennan mukaista puristusvoimakestävyyttä ehditä saavuttaa. Tällöin on otettava huomioon toisen kertaluvun vaikutukset. [1, s. 226 - 227.]



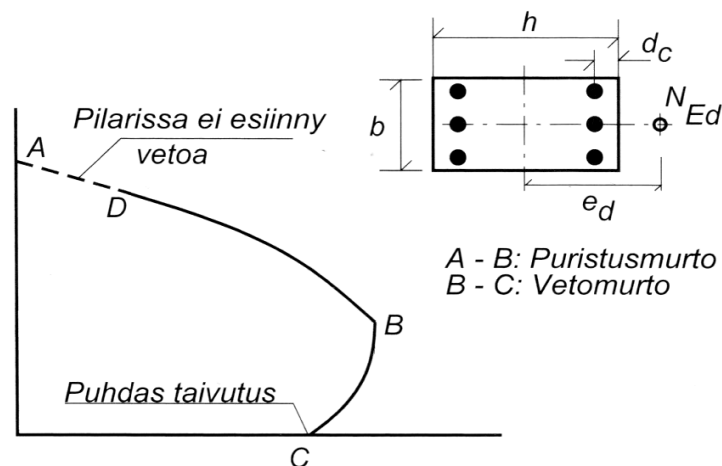
Kuva 23. Pilareiden murtumistavat N - M koordinaatistossa esitettynä [1, s. 227].

Toisen kertaluvun vaikutukset normaalivoiman epäkeskisyytenä otetaan huomioon määrittämällä epäkeskisyys, joka huomioi toisen kertaluvun vaikutukset. Tällöin epäkeskisyys e_d (kaava 44) määritetään toisen kertaluvun vaikutukset huomioivalla mitoitusmomentilla.

3.5.5 Yhteisvaikutusdiagrammit

Tässä luvussa käsitellyt asiat perustuvat lähteeseen BY 210 [1, s. 216 - 217].

Yhteisvaikutusdiagrammissa esitetään normaalivoimakapasiteettien N_{Rd} :n ja momenttikapasiteettien M_{Rd} :n eri vaihtoehdot, jotka määrittävät pilarin kapasiteetin. Yhteisvaikutusdiagrammit ovat perusmuodoltaan kuvan 24 kaltaisia, missä usein esitetään pystyakselilla normaalivoima ja vaaka-akselilla on momentti. Ulkoisesta kuormituksesta aiheutuvat normaalivoiman ja momentin yhdistelmät, jotka jäävät käyrän sisäpuolelle, eivät aiheuta murtoa. Yhteisvaikutusdiagrammeihin liittyy kolme erikoispistettä A, B ja C, joiden sijainti on tunnettu ja niiden avulla voidaan yksinkertaisesti laatia yhteisvaikutusdiagrammi.



Kuva 24. Normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutusdiagrammi [1, s. 216]

Pisteessä A vaikuttaa keskeinen normaalivoima ja betonin puristuma on ε_{c2} ja jännitykset teräksissä sen mukaiset. Pisteessä D toinen reunapuristuma on 0 ‰ ja toinen ε_{cu2} . Välillä A-D poikkileikkauksessa ei esiinny vetoa. Pisteessä B esiintyy tasapainomurto. Pisteessä C kyseessä on puhdas taivutus, eikä normaalivoimaa esiinny. Välillä A-B syntyy aina puristusmurto ja välille B-C syntyy aina vetomurto.

Yhteisvaikutusdiagrammit esitetään usein dimensiottomien μ ja n (kaava 29) avulla. Suhteellinen momentti määritetään kaavan (62) mukaan.

$$\mu = M / bh^2 f_{cd} \quad (62)$$

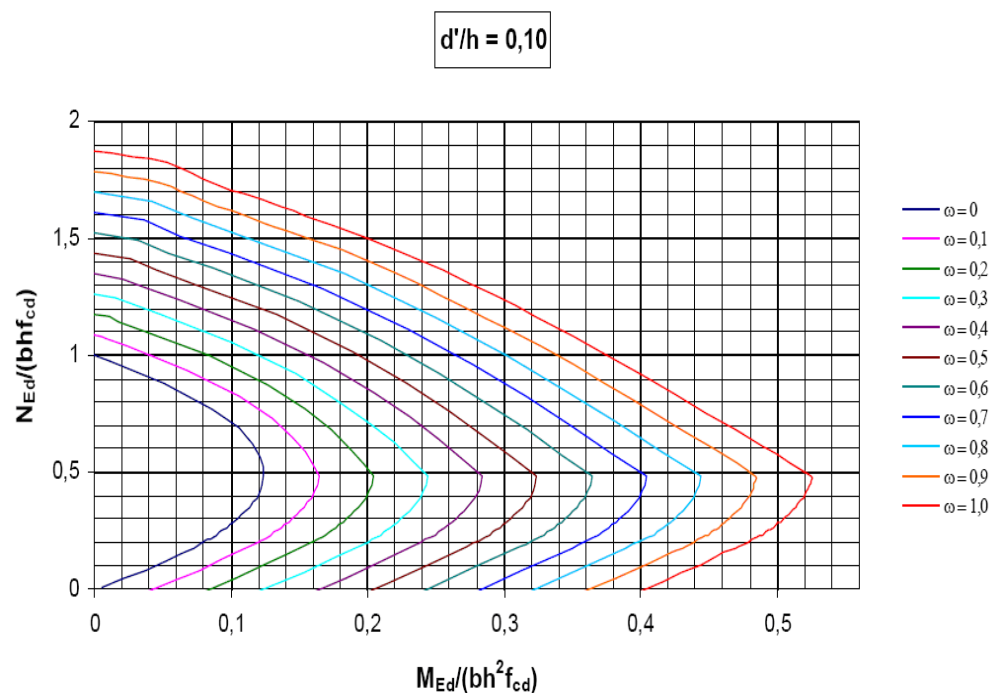
3.5.6 Mitoitus yhteisvaikutusdiagrammeja käyttäen

Seuraavassa on yksinkertaisesti esitetty pääkohdat dimensiottomien yhteisvaikutusdiagrammien käytöstä.

1. lasketaan voimasuureet N_{Ed} ja M_{Ed} .
2. valitaan poikkileikkauksen koko bh ja betonin lujuus f_{cd} sekä raudoituksen lujuus f_{yd} .
3. lasketaan suhteellinen normaalivoima n ja suhteellinen momentti μ .
4. lasketaan suhde d'/h , missä $d' = h - d$.
5. valitaan diagrammista mekaaninen raudoitussuhde ω .
6. tarvittava raudoituspinta-ala yhdelle reunalle saadaan kaavasta

$$A_s = \omega \frac{f_{cd}}{f_{yd}} bh \quad (63)$$

Alan kirjallisuudesta löytyy valmiiksi laadittuja yhteisvaikutusdiagrammeja. Niiden soveltuvuus standardin EN1992-1-1 kanssa on huomioitava. Vanhemmassa kirjallisuudessa yhteisvaikutusdiagrammit on muodostettu Suomen rakentamismääräyskokoelman B4 perusteella, jolloin materiaalien osavarmuuskertoimet poikkeavat standardissa EN1992-1-1 esitetyistä arvoista.



Kuva 25. Suorakaidepilarin yhteisvaikutusdiagrammi [7, s. 15].

4 TUTKIMUS

4.1 Lähtötiedot

4.1.1 Tutkimuksen vertailuarvot

Tutkimukseen valittiin kolme toisistaan eroavaa poikkileikkausta: yksi suorakaidepoikkileikkaus ja kaksi neliöpoikkileikkausta. Poikkileikkauksille muodostetaan yhteisvaikutusdiagrammit erilaisilla hoikkuuksilla, mekaanisilla raudoitussuhteilla ja viruma-asteilla.

Poikkileikkauskoot:

1. $A = 380 \times 380 \text{ mm}^2$
2. $A = 680 \times 680 \text{ mm}^2$
3. $A = 480 \times 680 \text{ mm}^2$

Hoikkuudet:

1. $\lambda = 0$
2. $\lambda = 20$
3. $\lambda = 60$
4. $\lambda = 100$
5. $\lambda = 140$

Mekaaniset raudoitussuhteet:

1. $\omega = 0,2$
2. $\omega = 0,4$
3. $\omega = 0,6$

Viruma-asteet:

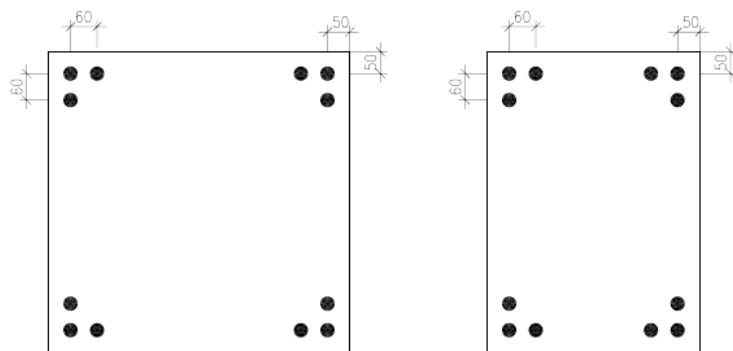
1. $\varphi_{ef} = 0,0$
2. $\varphi_{ef} = 1,0$
3. $\varphi_{ef} = 2,0$

Poikkileikkauskoot valittiin sen perusteella, että saadaan muodostettua havainnollistavia eroja lopputuloksiin. Yhden neliö- ja suorakaidepoikkileikkauksen mitat valittiin siten, että poikkileikkauksilla on sama poikkileikkauksen pidempi sivumitta. Tällöin voidaan vertailla poikkileikkauskoon vaikutusta tuloksiin ilman, että raudoituksen sijainti tarkasteltavaan suuntaan muuttuu.

Hoikkuudelle valittiin arvoja Suomen rakentamismääräyskokoelman osaan B4 pohjautuen. Suomen rakentamismääräyskokoelman osassa B4 pilarit luokitellaan hoikiksi, kun pilarin hoikkuus on yli 25. Hoikkuudella $\lambda = 20$ pilari olisi B4:n mukaan jäykkä, jolloin toisen kertaluvun vaikutuksia ei tarvitsisi huomioda. Hoikkuuden ylärajaksi Suomen rakentamismääräyskokoelman osa B4 määrittelee $\lambda = 140$. Muita hoikkuusarvoja valittiin hoikkuuksien 20 ja 140 välitä, jolloin nähdään miten poikkileikkauksen kapasiteetti muuttuu

hoikkuuden myötä. Hoikkuusraja standardin EN1992-1-1 mukaan riippuu normaalivoimasta, eikä ole sen vuoksi tässä mielekäs vaihtoehto hoikkuusarvojen valintaan.

Poikkileikkauksen raudoitus määritetään mekaanisen raudoitussuhteen perusteella. Mekaanisen raudoitussuhteen avulla laskenta yksinkertaistuu ja tulokset selkeytyvät. Poikkileikkauksen raudoitusmäärä saadaan johdettua, kun muut materiaaliarvot tunnetaan. Poikkileikkauksessa on 12 tankoa, kolme tankoa nurkassa kuvan 26 mukaisesti. Terästen väliseksi keskiöetäisyydeksi valittiin 60 mm ja terästen keskiöetäisyydeksi poikkileikkauksen reunaan 50 mm. Keskiöetäisyydet ovat kiinteitä riippumatta terästen halkaisijasta tai poikkileikkauksen koosta. Tämän on tarkoitus taata yksinkertaistettujen analyysimenetelmien tasapuolinen vertailu erilaisilla mekaanisilla raudoitussuhteilla.



Kuva 26. Neliö- ja suorakeidepoikkileikkauksen raudoitus

Virumaluvuiksi valittiin ulko- ja sisäolosuhteissa oleville rakenteille tyypillisiä arvoja. Viruma-aste määritetään pitkäaikaisyhdistelmän momentin ja mitoittavan momentin suhteen perusteella ja on aina pienempi kuin virumaluku. Tarkastelemalla yhdistelmäkertoimia, pitkäaikaiskuormille ja mitoituskuormille saatiin momenttien suurimmaksi suhteeksi määritettyä 0,74, jolloin kuorma koostuu vain pysyvistä kuormista. Kuvista 8 ja 9 (sivu 17) saadaan määritettyä mallirakenteiden virumaluvut, joiden perusteella tutkimukseen valittiin viruma-asteen arvoiksi 2,0, joka lähinnä vastaa sisäolosuhteita ja 1,0, joka lähinnä vastaa ulko-olosuhteita. Lisäksi valittiin vertailuarvo 0.

Tutkimukseen valittiin betoniksi C35/45 ja raudoitukseksi A500HW.

4.1.2 Materiaalitiedot

Betoni C35/45:

Puristuslujuuden mitoitusarvo:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 35 \text{ MPa}}{1,5} = 19,83 \text{ MPa}$$

Kimmokertoimen keskiarvon mitoitusarvo:

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}} = \frac{34000 \text{ MPa}}{1,2} = 28333 \text{ MPa}$$

Myötöpuristuma:

$$\varepsilon_{c2} = 2,0\text{‰}$$

Murtopuristuma:

$$\varepsilon_{cu2} = 3,5\text{‰}$$

Betoniteräs A500HW:

Myötölujuuden mitoitusarvo:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

Kimmokerroin:

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Myötövenymä:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,78 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}} = 2,17\text{‰}$$

Murtovenymä:

$$\varepsilon_{ud} = 10,0\text{‰}$$

4.1.3 Raudoitus

Raudoitusmäärä on ilmaistu mekaanisen raudoitussuhteena:

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

Kun tiedetään poikkileikkauksen koko, betonin ja raudoituksen lujuus saadaan raudoituksen pinta-ala määritettyä kaavan (63) perusteella.

Poikkileikkauksessa on 12 tankoa, jolloin yhden tangon teoreettiseksi pinta-alaksi saadaan $A_{s,i} = A_s / 12$ ja teoreettiseksi halkaisijaksi $\phi_s = \sqrt{4A_{s,i} / \pi}$.

Raudoituksen jäyhyysmomentti saadaan Steinerin säännön perusteella:

$$I_s = \sum_i I_{s,i} + \sum_i \left[A_{s,i} \left[\left(\frac{h}{2} \right) - d_i \right]^2 \right]$$

,missä $I_{s,i} = \frac{\pi \phi_s^4}{64}$ on yhden tangon jäyhyysmomentti

d_i on tangon i tehollinen korkeus.

Raudoituksen kokonaisalan jäyhyys säde: $i_s = \sqrt{I_s / A_s}$

Raudoituksen kokonaisalan tehollinen korkeus: $d = h / 2 + i_s$

4.1.4 Betonipoikkileikkaus

Betonipoikkileikkauksen pinta-ala: $A_c = bh - A_s$

Betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti: $I_c = \frac{bh^3}{12} - I_s$

4.1.5 Rakenne

Tutkimuksessa pilareita tutkitaan hoikkeuden perusteella. Tämän vuoksi pilarin päiden kiinnitysasteisiin ei oteta kantaa, jolloin oletetaan, että pilarin päiden kiinnitysasteet on otettu huomioon nurjahduspituutena.

Momenttien jakauma riippuu pilarin päiden kiinnitysasteesta ja ulkoisen kuormituksen luonteesta. Edellä mainitut muuttujat ovat tutkimuksessa tuntemattomia, jolloin joudutaan oletamaan momenttien jakauma.

Nimellisjäykkyyden menetelmässä oletetaan mitoitusmomentin muodostuvan korotetusta ensimmäisen kertaluvun momentista seuraavasti:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left(1 + \frac{\beta}{N_B / N_{Ed} - 1} \right)$$

Nimellisen kaarevuuden menetelmässä oletetaan mitoitusmomentin muodostuvan ensimmäisen kertaluvun momentista ja toisen kertaluvun momentista seuraavasti:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2$$

Tutkimuksessa joudutaan oletamaan kaarevuuksien jakaumat, sillä pilarin päiden kiinnitysasteita ja ulkoisen kuormituksen luonnetta ei tunneta.

Kokonaiskaarevuuden jakaumasta riippuvaksi kertoimeksi nimellisen kaarevuuden menetelmään valittiin $c = \pi^2$. Ensimmäisen kertaluvun momentista riippuva kaarevuuden jakaumasta riippuvaksi kertoimeksi nimellisjäykkyyden menetelmään valittiin $c_0 = \pi^2$.

Nimellisjäykkyyden menetelmässä on oletettu, että toisen kertaluvun momentti on sinimuotoisesti jakaantunut eli $c = \pi^2$, minkä vuoksi on luontevaa käyttää myös nimellisen kaarevuuden menetelmässä arvoa $c = \pi^2$. Kun voimasuurejakaumaan ei oteta tarkemmin kantaa, on arvon $c_0 = \pi^2$ käyttäminen nimellisjäykkyyden menetelmässä perusteltua, jolloin saadaan vertailukelpoisia tuloksia.

4.2 Laskenta muodonmuutoskuvioiden perusteella

Poikkileikkauksen muodonmuutokset ja jännitykset määritetään poikkileikkauksessa muodonmuutosjakaumien perusteella. Tutkimuksessa mahdollisia muodonmuutosjakaumia määritettiin 85 luvuissa 3.3.3 ja 3.3.4 esitettyjen materiaalien venymien ja puristumien reunaehtojen perusteella.

Seuraavaksi on esitetty muodonmuutoksien jakaumien määrittämisen kulku betonin ja terästen muodonmuutosten avulla. Poikkileikkauksen enemmän puristettua reuna on reuna 1 ja vähemmän puristettu reuna on reuna 2. Muodonmuutosjakaumien tapaukset 1-85 on esitetty liitteessä 1.

Muodonmuutokset tapausten 1-21 välillä:

Puristuma poikkileikkauksen painopisteessä pysyy ε_{c2} :n suuruisen. Reunan 1 puristuma kasvaa ε_{c2} :sta ε_{cu2} :een ja vastaavasti reunan 2 puristuma pienenee saman verran kuin reunan 1 puristuma kasvaa.

Muodonmuutokset tapausten 22 – 41 välillä:

Reunan 1 puristuma pysyy ε_{cu2} :n suuruisena. Reunan 2 puristuma pienenee nolnaan ja edelleen reunan 2 teräsrivin venymä kasvaa ε_{yd} :n suuruiseksi.

Muodonmuutokset tapauksessa 42:

Reunan 2 teräsrivin venymä on ε_{yd} :n suuruisen. Reunan 1 puristuma on ε_{cu2} :n suuruisen.

Muodonmuutokset tapausten 43 – 63 välillä:

Reunan 2 teräsrivin venymä kasvaa ε_{yd} :stä ε_{ud} :n suuruiseksi. Reunan 1 puristuma pysyy ε_{cu2} :n suuruisena.

Muodonmuutokset tapausten 64 – 85 välillä:

Reunan 2 teräsrivin venymä pysyy ε_{ud} :n suuruisena. Reunan 1 puristuma pienenee nolnaan, jonka jälkeen reunan 1 teräsrivin venymä kasvaa ε_{yd} :n suuruiseksi.

4.3 Yhteisvaikutusdiagrammit

Tässä luvussa on esitetty yhteisvaikutusdiagrammien muodostamisen vaiheet. Mallirakenteille, vertailuarvoilla muodostetut yhteisvaikutusdiagrammit on esitetty liitteissä 2, 3 ja 4.

4.3.1 Jäykille pilareille

Yhteisvaikutusdiagrammiin muodostettavat pisteet; normaalivoimakapasiteetit ja niitä vastaavat momenttikapasiteetit saadaan määritettyä muodonmuutosjakaumien perusteella.

Määritetään neutraaliakselin paikka x_i , josta saadaan määritettyä betonin puristusvyöhykkeen korkeus y_i . Betonin puristuma $\varepsilon_{c,i}$ on enemmän puristetun reunan suuruinen ja betonin jännitys $\sigma_{c,i}$ saadaan määritettyä puristuman suuruuden perusteella $\varepsilon_{c,i}$ luvun 3.3.3 perusteella. Teräsrivien muodonmuutokset $\varepsilon_{s,i,j}$ saadaan määritettyä geometrian avulla yhdenmuotoisten kolmioiden laskentaperiaatteen mukaan. Teräsrivien muodonmuutosten $\varepsilon_{s,i,j}$ perusteella saadaan terästen jännitykset $\sigma_{s,i,j}$, ottaen huomioon plastisoitumisen luvun 3.3.4 perusteella.

Neutraaliakselin paikan ja terästen muodonmuutoksien määrittäminen perustuu yhdenmuotoisten kolmioiden ratkaisemiseen ja ne voidaan määrittää seuraavasti:

Puristusmurto $i=1...41$

Neutraaliakselin paikka:

$$x_i = \frac{-|\varepsilon_{1,i}|}{|\varepsilon_{2,i}| - |\varepsilon_{1,i}|} h \quad , \text{kun } \varepsilon_{2,i} \leq 0$$

$$x_i = \frac{|\varepsilon_{1,i}|}{|\varepsilon_{2,i}| + |\varepsilon_{1,i}|} d_4 \quad , \text{kun } \varepsilon_{2,i} > 0$$

Teräsrivien muodonmuutokset:

$$\varepsilon_{s,i,j} = \varepsilon_{1,i} \frac{x_i - d_j}{x_i}$$

Tasapainomurtomurto $i=42$

Kuten puristusmurrossa.

Vetomurto $i=43...85$

Neutraaliakselin paikka:

$$x_i = \frac{|\varepsilon_{1,i}|}{|\varepsilon_{2,i}| + |\varepsilon_{1,i}|} d_4 \quad , \text{kun } \varepsilon_{1,i} \leq 0$$

$$x_i = \frac{|\varepsilon_{2,i}| d_1 - |\varepsilon_{1,i}| d_4}{|\varepsilon_{1,i}| + |\varepsilon_{2,i}|} \quad , \text{kun } \varepsilon_{1,i} > 0$$

Teräsrivien muodonmuutokset:

$$\varepsilon_{s,i,j} = \varepsilon_{2,i} \frac{d_j}{d_4} \quad , \text{kun } \varepsilon_{1,i} = 0$$

$$\varepsilon_{s,i,j} = \varepsilon_{1,i} \frac{x_i - d_j}{x_i} \quad , \text{kun } \varepsilon_{1,i} < 0$$

$$\varepsilon_{s,i,j} = \varepsilon_{2,i} \frac{d_j + |x_i|}{d_4 + |x_i|} \quad , \text{kun } \varepsilon_{1,i} > 0$$

Betonin ja terästen jännitykset sekä poikkileikkaustiedot sijoitetaan luvussa 3.5.4 esitettyihin voimatasapainoehdon (kaava 60) ja momenttiehdon lausekkeisiin (kaava 61), jolloin saadaan normaalivoimakapasiteettien $N_{Rd,i}$:n ja momenttikapasiteettien $M_{Rd,i}$:n eri vaihtoehdot seuraavasti:

$$N_{Rd,i} = \sigma_{c,i} y_i b + \sum_j A_{s,j} \sigma_{s,i,j}$$

$$M_{Rd,i} = \sigma_{c,i} y_i b \left(\frac{h}{2} - \frac{y_i}{2} \right) + \sum_j A_{s,j} \sigma_{s,i,j} \left(\frac{h}{2} - d_j \right)$$

4.3.2 Hoikille pilareille nimellisjäykkyyteen perustuvalla menetelmällä

Toisen kertaluvun vaikutukset huomioiva mitoitusmomentti M_{Ed} määritettiin luvussa 3.4.5 seuraavasti:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left(1 + \frac{\beta}{N_B / N_{Ed} - 1} \right)$$

Toisen kertaluvun vaikutukset huomioiva momenttikapasiteetti $M_{Rd,i}$ voidaan olettaa mitoitusmomentin M_{Ed} suuruinen normaalivoiman suhteen. Normaalivoimana käytetään poikkileikkauksen voimatasapainoehdosta saatua normaalivoimakapasiteettia $N_{Rd,i}$. Tällöin poikkileikkauksen momenttikapasiteetti $M_{0Rd,i}$ määritetään seuraavasti:

$$M_{0Rd,i} = \frac{M_{Rd,i}}{1 + \frac{\beta}{N_{B,i} / N_{Rd,i} - 1}}$$

Edellä esitetystä kaavasta saadaan oikeastaan ensimmäisen kertaluvun momenttikapasiteetti, joka ottaa huomioon toisen kertaluvun vaikutukset.

Nurjahduskuorma $N_{B,i}$ lasketaan luvussa 3.4.5 esitetyllä tavalla normaalivoiman $N_{Rd,i}$ suhteen seuraavasti:

$$N_{B,i} = \pi^2 EI_i / l_0^2$$

,missä $EI_i = K_{c,i} E_{cd} I_c + K_s E_s I_s$

$$K_{c,i} = k_1 k_{2,i} / (1 + \varphi_{ef})$$

$$k_{2,i} = n_i \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20.$$

,missä $n_i = N_{Rd,i} / (A_c f_{cd})$ on suhteellinen normaalivoima.

4.3.3 Hoikille pilareille nimelliseen kaarevuuteen perustuvalla menetelmällä

Toisen kertaluvun vaikutukset huomioiva mitoitusmomentti M_{Ed} määritettiin luvussa 3.4.6 seuraavasti:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2$$

Toisen kertaluvun vaikutukset huomioiva momenttikapasiteetti $M_{Rd,i}$ voidaan olettaa mitoitusmomentin M_{Ed} suuruiseksi, jolloin poikkileikkauksen momenttikapasiteetti $M_{0Rd,i}$ määritetään seuraavasti:

$$M_{0Rd,i} = M_{Rd,i} - M_{2,i}$$

Lisämomentti $M_{2,i}$ lasketaan normaalivoimakapasiteetin $N_{Rd,i}$ suhteen luvun 3.4.6 perusteella.

$$M_{2,i} = N_{Rd,i} e_{2,i}$$

Taipuman ts. lisäepäkeskisyyden $e_{2,i}$ korjauskerroin $K_{r,i}$ lasketaan normaalivoimakapasiteetin $N_{Rd,i}$ suhteen seuraavasti:

$$K_{r,i} = \frac{(n_u - n_i)}{(n_u - n_{bal})} \leq 1$$

,missä $n_i = N_{Rd,i} / (A_c f_{cd})$.

4.3.4 Hoikkuuskriteerin huomioiminen

Erillisten sauvojen hoikkuuskriteeri voidaan huomioida yhteisvaikutusdiagrammissa määrittämällä ne normaalivoiman arvot, jolloin hoikkuusraja λ_{lim} on suurempi kuin hoikkuus λ . Tällöin toisen kertaluvun vaikutukset voidaan jättää huomioimatta.

$$\lambda_{lim,i} = 20 \cdot A \cdot B \cdot \frac{C}{\sqrt{n_i}}$$

,missä $n_i = N_{Rd,i} / (A_c f_{cd})$.

5 VERTAILU

Yksinkertaistettuja analyysimenetelmiä vertaillaan hoikkuuden, mekaanisen raudoitussuhteen ja viruman perusteella. Tarkasteluissa arvioidaan edellä mainittujen muuttujien osuutta toisen kertaluvun vaikutuksiin.

Mallirakenteiden kapasiteettien osalta vertailu suoritetaan tarkastelemalla mallirakenteiden maksimipuristuskapasiteettien ja lineaarisen laskennan tasapainomurtoa vastaavan muodonmuutostilan momenttikapasiteettien muutoksia vertailuarvoiksi valituilla hoikkuuksilla, mekaanisilla raudoitussuhteilla ja viruma-asteilla. Lineaarisen laskennan tasapainomurtoa vastaavan muodonmuutostilan momenttikapasiteetti vastaa likimain lineaarisen laskennan maksimimomenttikapasiteettia.

Lisäksi tarkastellaan erillisten sauvojen hoikkuuskriteeriä ja poikkileikkaustyyppin vaikutuksia toisen kertaluvun vaikutuksiin.

5.1 Hoikkuus

Hoikkuuden perusteella korjataan kummallakin yksinkertaistetulla analyysimenetelmällä toisen kertaluvun vaikutuksia. Nimellisen kaarevuuden menetelmässä hoikkuuden perusteella korjataan viruman vaikutuksia. Nimellisjäykkyyden menetelmässä hoikkuudella korjataan betonipoikkileikkauksen taivutusvastusta.

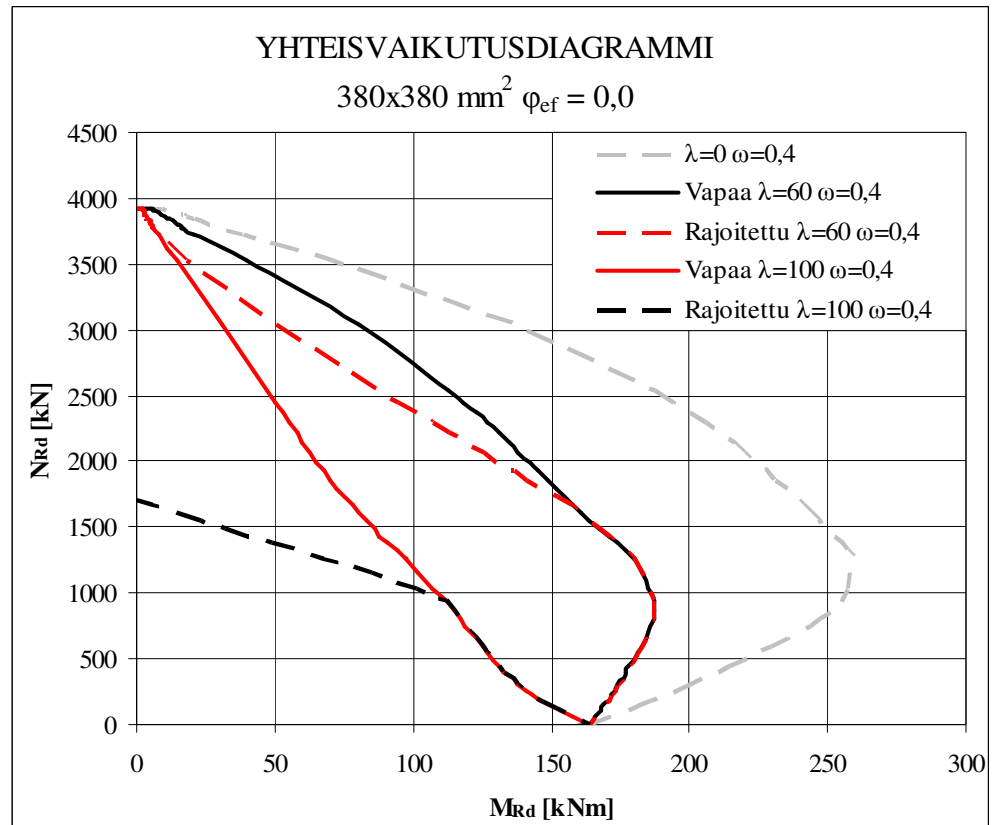
Nimellisen kaarevuuden menetelmässä hoikkuus on mukana viruman vaikutukset huomioon ottavassa kertoimessa. Hoikkuuden vaikutuksia virumaan tarkastellaan luvussa 5.4.

Nimellisjäykkyyden menetelmässä toisen kertaluvun vaikutukset riippuvat ratkaisevasti kertoimesta K_c , jolla korjataan betonipoikkileikkauksen taivutusvastusta. Korjauskertoimen K_c määritetään seuraavasti:

$$K_c = \frac{k_1 k_2}{1 + \varphi_{ef}}$$

Hoikkuuden perusteella määritetään korjauskerroin k_2 , joka ottaa huomioon suhteellisen normaalivoiman ja hoikkuuden. Kerroin k_2 on rajoitettu arvoon 0,20, joka on joissakin tapauksissa turhan paljon varmallalla puolella rajoitus.

Kuvassa 27 on esitetty yhteisvaikutusdiagrammin käyttäytyminen, kun kerroin k_2 on rajoitettu arvoon 0,20 ja kun kerrointa k_2 ei ole rajoitettu.



Kuva 27. Korjauskertoimen k_2 vaikutus nimellisjäykkyyden menetelmässä

Kuvasta 27 voidaan nähdä, että rajoittamalla kerrointa k_2 yhteisvaikutusdiagrammin muoto muuttuu täysin, kun suhteellinen normaalivoima on tarpeeksi suuri tietyllä hoikkuudella. Korjauskertoimen k_2 vaikutus on suurempi suurilla hoikkuuksilla, jolloin yhteisvaikutusdiagrammin muoto muuttuu jo suhteellisen pienillä suhteellisen normaalivoiman arvoilla. Korjauskertoimen k_2 määrittävästä kaavasta voidaan laskea suhteellisen normaalivoiman arvo, jolloin kertoimen k_2 rajoitus 0,20 astuu voimaan kuvan 26 tapauksissa. Korjauskerroin k_2 määritetään seuraavasti:

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20$$

Merkitään $k_2 = 0,20$:

$$n \cdot \frac{\lambda}{170} = 0,20$$

Ratkaistaan n :

$$n = \frac{170 \cdot 0,20}{\lambda}$$

Kun $\lambda = 60$:

$$n = \frac{170 \cdot 0,20}{60} = 0,57$$

Kun $\lambda = 100$:

$$n = \frac{170 \cdot 0,20}{100} = 0,34$$

Mallirakenteen 1 maksimipuristuskapasiteettia vastaava suhteellisen normaalivoiman arvo, kun hoikkuus $\lambda = 0$ ja mekaaninen raudoitussuhde $\omega = 0,4$:

$$n_u = \frac{N}{bh f_{cd}} = \frac{3918 \cdot 10^3 \text{ MPa}}{380 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} \cdot 19,83 \text{ MPa}} = 1,4$$

5.2 Mekaaninen raudoitussuhde

Nimellisen kaarevuuden menetelmässä korjauskerroin K_r , jolla otetaan huomioon terästen myötääminen, määritetään mekaanisen raudoitussuhteen ja suhteellisen normaalivoiman perusteella. Mekaanisen raudoitussuhteen perusteella voidaan määrittää poikkileikkauksen suhteellisen normaalivoiman maksimiarvo $n_u = 1 + \omega$, jolloin saavutetaan poikkileikkauksen lineaarisen laskennan maksimipuristuskestävyys.

Lineaarisen laskennan mukaisessa tasapainomurrossa oletettiin luvun 3.5.2 perusteella, että puristusteräket myötäävät. Tällöin saavutetaan likimain poikkileikkauksen lineaarisen laskennan maksimimomenttikapasiteetti, jolloin suhteellisen normaalivoiman arvo on likimain 0,4. Lineaarisen laskennan

maksimimomenttia vastaavaa suhteellista normaalivoiman arvoa n_{bal} ei standardin EN1992-1-1 mukaan tarvitse määrittää. Arvon n_{bal} voi valita 0,4:ksi.

Mallirakenteelle 1 lineaarisen laskennan mukaista maksimimomenttikapasiteettiä vastaavat suhteellisen normaalivoiman arvot n_{bal} ovat seuraavat:

$$\text{,kun } \omega = 0,2 \quad n_{bal} = \frac{N}{bh f_{cd}} = \frac{1248 \cdot 10^3 \text{ MPa}}{380 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} \cdot 19,83 \text{ MPa}} = 0,43$$

$$\text{,kun } \omega = 0,4 \quad n_{bal} = \frac{N}{bh f_{cd}} = \frac{1268 \cdot 10^3 \text{ MPa}}{380 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} \cdot 19,83 \text{ MPa}} = 0,44$$

$$\text{,kun } \omega = 0,6 \quad n_{bal} = \frac{N}{bh f_{cd}} = \frac{1289 \cdot 10^3 \text{ MPa}}{380 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} \cdot 19,83 \text{ MPa}} = 0,45$$

Korjauskertoimen K_r on pienempi kuin 1, silloin kun ulkoisen kuorman aiheuttaman suhteellisen normaalivoiman arvo n on suurempi kuin lineaarisen laskennan maksimimomenttia vastaava suhteellisen normaalivoiman arvo n_{bal} . Kun taas ulkoisen kuorman aiheuttaman suhteellisen normaalivoiman arvo n on pienempi kuin lineaarisen laskennan maksimimomenttia vastaava suhteellinen normaalivoiman arvo n_{bal} , on korjauskertoimen $K_r = 1,0$ aina. Tällöin mekaanisella raudoitussuhteella ei enää ole merkitystä toisen kertaluvun vaikutusten suuruuteen.

Mallirakenteelle 1 lasketut lineaarisen laskennan mukaista maksimimomenttikapasiteettiä vastaavat suhteellisen normaalivoiman arvot antavat suuremman arvon korjauskertoimelle K_r verrattuna standardissa EN1992-1-1 esitettyyn arvoon $n_{bal} = 0,4$, jolloin myös toisen kertaluvun vaikutukset ovat suuremmat. Standardissa EN1992-1-1 esitetyn oletuksen $n_{bal} = 0,4$ voidaan todeta olevan epävarmalla puolella oleva oletus. Myös vertailun muilla mallirakenteilla $n_{bal} \geq 0,4$.

Nimellisjäykkyyden menetelmässä raudoitus otetaan huomioon raudoituksen taivutusvastuksena. Raudoituksen taivutusvastus on sitä suurempi mitä suurempi mekaaninen raudoitussuhde on. Kasvattamalla mekaanista raudoitussuhdetta, pienenee vastaavasti betonipoikkileikkauksen ala. Mekaanisen rau-

doitussuhteen kasvattamien on kuitenkin kapasiteetin kannalta varsin edullista. Poikkileikkauksen kapasiteetti riippuu sen taivutusvastuksesta. Taivutusvastus on EI , missä E on kimmokerroin ja I on jäyhyysmomentti. Raudoituksen kimmokerroin E_s on n. 7 kertaa suurempi kuin betonin kimmokerroin E_{cd} . Mekaanisella raudoitussuhteella on siis merkitystä kaikissa tapauksissa.

Kasvattamalla mekaanista raudoitussuhdetta saadaan poikkileikkaukselle suurempi lineaarisen laskennan mukainen kapasiteetti, jolloin esimerkiksi maksimipuristuskapasiteetti saavutetaan paremmin.

5.3 Viruma

Nimellisen kaarevuuden menetelmässä virumalla ei ole merkitystä, kun hoikkuus on tarpeeksi suuri. Kun mallirakenteiden betonin lujuus tunnetaan, voidaan kaavojen (36) ja (37) perusteella ratkaista λ , jolloin korjauskertoimen K_φ arvo ei enää muutu.

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1$$

,missä
$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}$$

Merkitään $\beta = 0$:

$$0 = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}$$

Ratkaistaan λ :

$$\lambda = 150 \cdot \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} \right) = 150 \cdot \left(0,35 + \frac{35}{200} \right) = 78,8$$

Hoikkuuden lähestyttyä arvoa 78,8 viruman merkitys pienenee ja hoikkuuden ollessa $\geq 78,8$ viruma ei kasvata toisen kertaluvun vaikutuksia. Tästä johtuen nimellisen kaarevuuden menetelmällä virumalla ei ole vaikutukset vertailuarvoilla $\lambda = 100$ ja $\lambda = 140$. Nimellisen kaarevuuden menetelmässä viruman huomioiva korotuskerroin K_φ on kalibroitu vastaamaan yleiseen menetelmään verrattuna, jolloin edellä esitetty johtopäätös voidaan olettaa vastaavan todellisuutta.

Nimellisjäykkyyden menetelmässä viruma otetaan huomioon korjauskertoimella K_c , jolla korjataan betonipoikkileikkauksen taivutusvastusta. Virumaa ei korjata korjauskertoimin, vaan viruma vaikuttaa kaikissa tapauksissa, sillä korjauskerroin K_c määritetään seuraavasti:

$$K_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef})$$

5.4 Maksimipuristuskapasiteetti

Tässä luvussa tarkastellaan maksimipuristuskapasiteettien muutosprosentteja verrattuna lineaarisen laskennan maksimipuristuskapasiteetteihin, eli kun hoikkuus $\lambda = 0$. Muutosprosentit on esitetty liitteessä 5.

Hoikkuus $\lambda = 20$:

Lineaarisen laskennan maksimipuristuskapasiteetti saavutetaan kummallakin yksinkertaistetulla analyysimenetelmällä.

Hoikkuus $\lambda = 60$:

Nimellisen kaarevuuden menetelmällä saavutetaan lähes lineaarisen laskennan maksimipuristuskapasiteetti. Muutos on 1-2 % johtuen virumasta.

Nimellisjäykkyyden menetelmällä saavutetaan lineaarisen laskennan maksimipuristuskapasiteetti kun virumaa ei huomioida, eli $\varphi_{ef} = 0$. Kun viruma huomioidaan, on muutos jopa 45 % vertailun pienimmällä mallirakenteella, mallirakenteella 1, kun mekaaninen raudoitussuhde $\omega = 0,2$ ja $\varphi_{ef} = 2,0$.

Hoikkuus $\lambda = 100$:

Nimellisen kaarevuuden menetelmällä viruma ei enää vaikuta kapasiteetteihin. Muutos maksimipuristuskapasiteetissä on luokkaa 37 - 71 %.

Nimellisjäykkyyden menetelmällä viruma vaikuttaa ja muutos maksimipuristuskapasiteeteissa on luokkaa 49 - 86 %. Viruman vaikutus yksittäisessä tapauksessa on 26 prosenttiyksikköä.

Hoikkuus $\lambda = 140$:

Nimellisen kaarevuuden menetelmällä viruma ei enää vaikuta kapasiteetteihin. Muutos maksimipuristuskapasiteetissa on luokkaa 74 - 89 %.

Nimellisjäykkyyden menetelmällä viruma vaikuttaa ja muutos maksimipuristuskapasiteeteissa on luokkaa 72 - 94 %. Viruman vaikutus yksittäisessä tapauksessa on 14 prosenttiyksikköä.

5.5 Momenttikapasiteetti

Tässä luvussa tarkastellaan momenttikapasiteettien muutosprosentteja verrattuna lineaarisen laskennan tasapainomurron momenttikapasiteetteihin, eli kun hoikkuus $\lambda = 0$. Tapauksissa, joissa muutosprosentti on yli 100 %, ei poikkeileikkauksella ole momenttikapasiteettia lainkaan verrattuna lineaarisen laskennan tasapainomurron momenttikapasiteettiin. Muutosprosentit on esitetty liitteessä 6.

Hoikkuus $\lambda = 20$:

Nimellisen kaarevuuden menetelmällä muutos on 2 - 8 %. Viruman vaikutus on 0-4 prosenttiyksikköä.

Nimellisjäykkyyden menetelmällä muutos on 3 - 12 %. Viruman vaikutus on 0-4 prosenttiyksikköä.

Hoikkuus $\lambda = 60$:

Nimellisen kaarevuuden menetelmällä muutos on 20 - 51 %. Viruman vaikutus maksimissaan 10 prosenttiyksikköä.

Nimellisjäykkyyden menetelmällä muutos on 21 - 74 %. Viruman vaikutus maksimissaan 36 prosenttiyksikköä.

Hoikkuus $\lambda = 100$:

Nimellisen kaarevuuden menetelmällä viruma ei enää vaikuta kapasiteetteihin. Muutos momenttikapasiteetissa on luokkaa 57 - 113 %.

Nimellisjäykkyyden menetelmällä viruma vaikuttaa ja muutos momenttikapasiteeteissa on luokkaa 55 - 185 %. Viruman vaikutus on enemmillään 95 prosenttiyksikköä.

Hoikkuus $\lambda = 140$:

Nimellisen kaarevuuden menetelmällä viruma ei enää vaikuta kapasiteetteihin. Muutos maksimipuristuskapasiteetissa on luokkaa 111 - 221 %.

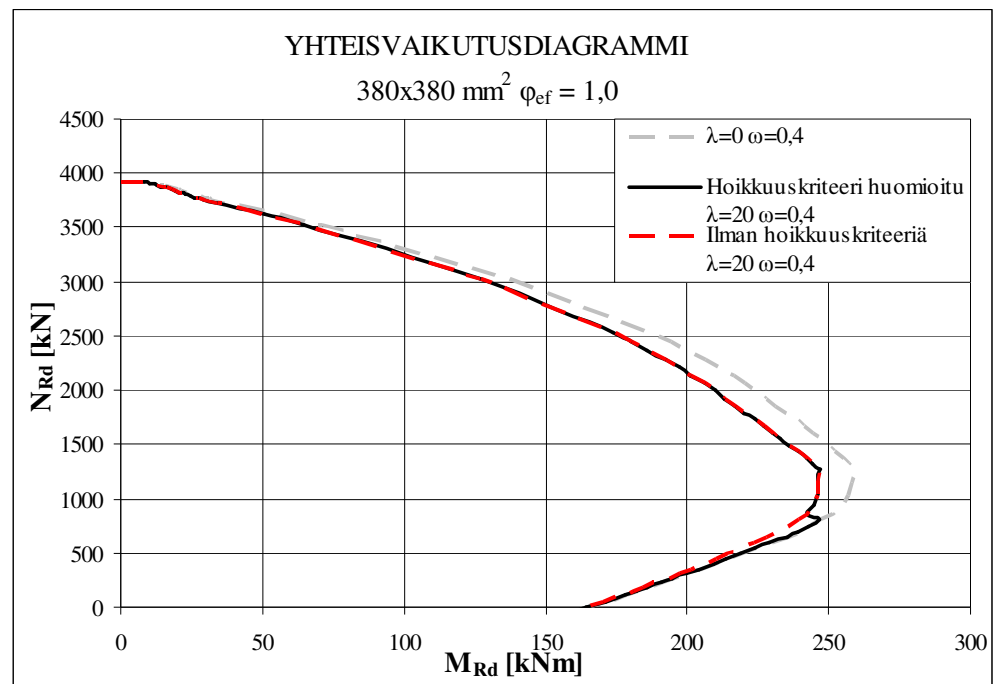
Nimellisjäykkyyden menetelmällä viruma vaikuttaa ja muutos maksimipuristuskapasiteeteissa on luokkaa 108 - 372 %. Viruman vaikutus on enimmillään 194 prosenttiyksikköä.

5.6 Hoikkuuskriteeri

Erillisten sauvojen hoikkuuskriteeri standardin EN1992-1-1 mukaan eroaa lähtökohtaisesti Suomen rakentamismääräyskokoelmassa esitetystä hoikkuuskriteeristä, jonka mukaan pilarille, jonka hoikkuus $\lambda < 25$ ei tarvitse ottaa huomioon toisen kertaluvun vaikutuksia. Standardin EN1992-1-1 hoikkuuskriteeri perustuu suhteelliseen normaalivoimaan, eikä sen vuoksi ole mielekäs kriteeri määrittäessä pilarin poikkileikkauksille dimensiottomia yhteisvaikutusdiagrammeja mitoitusarkoitukseen. Yhteisvaikutusdiagrammeissa on vaaka-akselilla momenttikapasiteetti ja pystyakselilla normaalivoimakapasiteetti, jolloin pienillä normaalivoiman arvoilla yhteisvaikutusdiagrammin muoto muuttuu hoikkuuskriteerin seurauksesta. Kuvassa 28 on esitetty yhteisvaikutusdiagrammi nimellisen kaarevuuden menetelmällä hoikkuuskriteeri huomioiden ja ilman hoikkuuskriteeriä.

Hoikkuuskriteeri ei riipu ensimmäisen, eikä toisen kertaluvun momentin suuruudesta, joten hoikkuuskriteerillä ei ole vaikutusta yksinkertaistettujen analyysimenetelmien välillä. Hoikkuuskriteerissä on mukana lineaarisen laskennan sauvanpäämomenttien suhde r_m , joka on riippumaton yksinkertaistetuista analyysimenetelmistä. Hoikkuuskriteeri vaikuttaa kummallakin yksinkertaistetulla analyysimenetelmällä samalla suhteellisen normaalivoiman arvolla ja samalla hoikkuudella. Hoikkuuskriteerin vaikutus on suurempi tai pienempi

riippuen yksinkertaistetulla analyysimenetelmällä saadun toisen kertaluvun vaikutuksien suuruudesta.



Kuva 28. Hoikkusuikiteerin vaikutus yhteisvaikutusdiagrammissa esitettynä

5.7 Poikkileikkaus

Suuremmilla poikkileikkauksilla yksinkertaistetut analyysimenetelmät lähenyvät toisiaan, johtuen suuremmasta lineaarisen laskennan kapasiteetista. Kun poikkileikkauksella on suurempi kapasiteetti, niin maksimipuristuskestävyys saavutetaan paremmin, eikä momenttikapasiteetti vähene niin nopeasti kuin pienemmällä poikkileikkauksilla.

Poikkileikkaustyyppi ts. poikkileikkauksen koko otetaan huomioon nimellisen kaarevuuden menetelmässä tehollisen korkeuden ja suhteellisen normaalivoiman perusteella. Suhteellisen normaalivoiman perusteella määritetään korjauskerroin K_r . Korjauskerroin K_r rajoitetaan arvoon 1 luvun 5.2 esityksen perusteella. Tällöin nimellisen kaarevuuden menetelmässä ei enää oteta tarkasti kantaa poikkileikkauksen sivusuhteisiin, ts. menetelmä ei ota tarkasti kantaa, onko poikkileikkaus tyypiltään neliö vai suorakaide.

Nimellisjäykkyyden menetelmällä poikkileikkaustyyppi otetaan huomioon suhteellisen normaalivoiman sekä betonin jäyhyysmomentin perusteella. Suhteellisen normaalivoiman ollessa hoikkuuden kanssa tarpeeksi suuri, ei poikkileikkausta tarkastella enää suhteellisen normaalivoiman perusteella luvun 5.1 esityksen perusteella. Betonin jäyhyysmomentti otetaan huomioon määritettäessä poikkileikkauksen nimellisjäykkyyttä. Betonipoikkileikkauksen taivutusvastus otetaan huomioon kaikissa tapauksissa, jolloin myös poikkileikkaustyyppi huomioidaan kaikissa tapauksissa.

Poikkileikkaustyyppillä on kuitenkin suurempi merkitys, kun tarkastellaan taivutusta myös heikompaan suuntaan. Neliöpoikkileikkauksen kapasiteetti on sekä vahvempaan että heikompaan suuntaan sama. Suorakaidepoikkileikkauksen kapasiteetti on sivusuhteista riippuen enemmän tai vähemmän pienempi heikompaan suuntaan kuin vahvempaan suuntaan.

6 JOHTOPÄÄTÖKSET

Yksinkertaistetut analyysimenetelmät, nimellisen kaarevuuden menetelmä sekä nimellisjäykkyyden menetelmä ovat lähtökohdiltaan samantyyppisiä. Kummassakin menetelmässä kaavat johdettiin kaarevuuden perusteella. Suurin ero menetelmien välille muodostuu korjauskertoimista, joilla otetaan huomioon hoikkuuden, viruman, betonin lujuuden ja suhteellisen normaalivoiman vaikutuksia. Nimellisen kaarevuuden menetelmässä korjauskertoimien vaikutus toisen kertaluvun vaikutuksiin on pienempi kuin nimellisjäykkyyden menetelmässä. Koska kyseessä on yksinkertaistetut analyysimenetelmät, on korjauskertoimia valittaessa jouduttu tekemään kompromisseja. Seuraavissa luvuissa on esitetty korjauskertoimien valinnasta seuranneita epäkohtia ja kuinka näiden epäkohtien vaikutuksia voidaan rajoittaa.

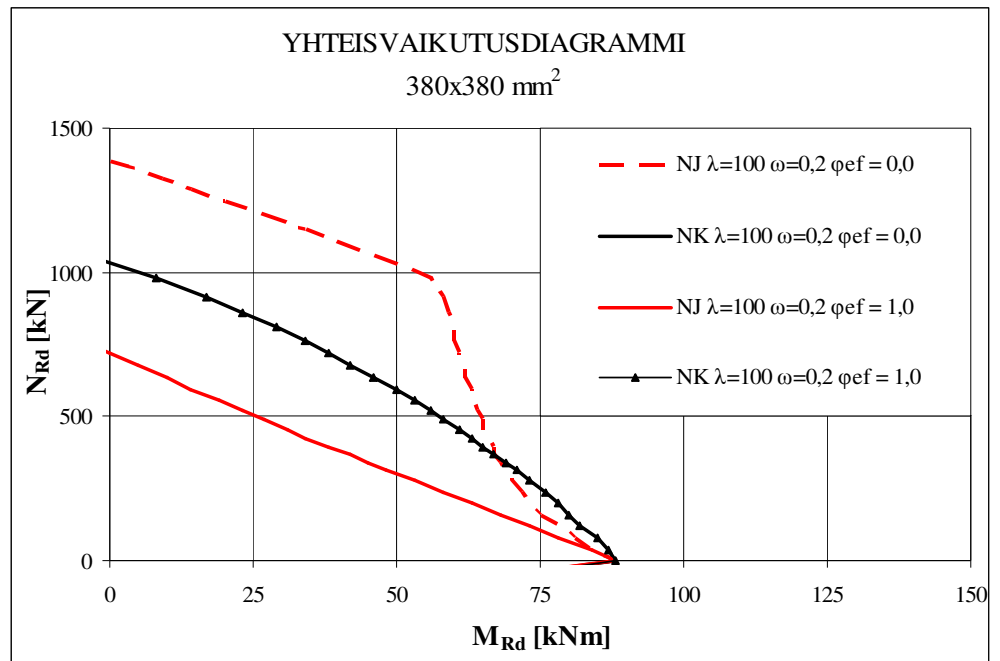
Nimellisjäykkyyden menetelmä antaa poikkileikkaukselle nimellisen kaarevuuden menetelmää pienempiä kapasiteetteja aina, kun viruma-aste $\varphi_{ef} \geq 1$. Liitteissä 2, 3 ja 4 on esitetty standardissa EN1992-1-1 esitettyjen yksinkertaistettujen analyysimenetelmien perusteella muodostetut yhteisvaikutusdiagrammit mallirakenteille.

6.1 Nimellisjäykkyyden menetelmä

Nimellisjäykkyyden menetelmässä lineaarisen laskennan momenttia korotetaan toisen kertaluvun huomioon ottavaksi. Kun normaalivoima lähestyy poikkileikkauksen nimellisjäykkyyteen perustuvaa nurjahduskuormaa, lähestyy toisen kertaluvun momentti ääretöntä. Tällöin korjauskertoimien epäkoh-tien vaikutukset muodostuvat merkittäviksi.

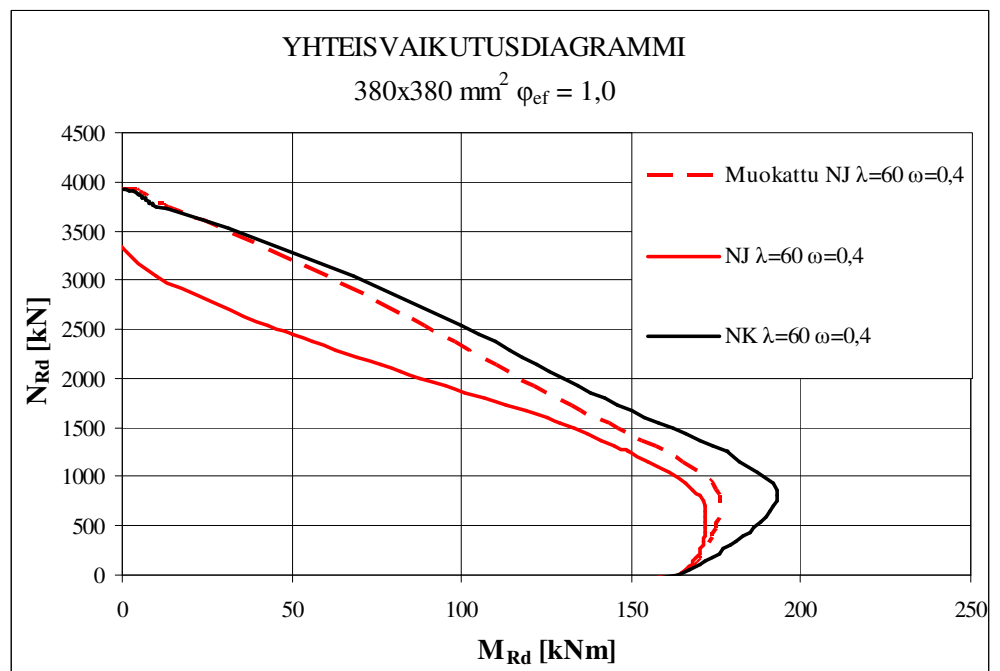
Nimellisjäykkyyden menetelmässä pystytään arvioimaan terästen osuus poikkileikkauksen taivutusvastuksesta realistisesti, johtuen teräksen homo-geenisuudesta. Ongelmaksi muodostuu betonipoikkileikkauksen osuus taivu-tusvastuksesta. Betoni on epähomogeeninen materiaali, jonka ominaisuudet riippuvat sen lujuudesta ja olosuhteista. Betonipoikkileikkauksen osuutta taivutusvastuksesta korjataan korjauskertoimella K_c , joka pyrkii huomioi-maan hoikkuuden, viruman, betonin lujuuden ja suhteellisen normaalivoi-man. Toisen kertaluvun vaikutuksiin vaikuttaa merkittävästi normaalivoimas-ta ja hoikkuudesta riippuvan korjauskerroin k_2 ja viruma-aste φ_{ef} . Viruman vaikutukset otetaan huomioon kaikissa tapauksissa. Varsinkin suurilla hoik-kuuksilla viruman vaikutukset muodostuvat varsin suuriksi, kun vastaavasti nimellisen kaarevuuden menetelmässä viruma ei vaikuta.

Kuvassa 29 on tarkasteltu viruman vaikutuksia. Nimellisjäykkyyden mene-telmässä viruman vaikutukset ovat huomattavat, kun taas nimellisen kaare-vuuden menetelmässä viruma ei vaikuta, koska hoikkuus on tarpeeksi suuri. Useassa tapauksessa nimellisjäykkyyden menetelmässä käytetty korjausker-roin k_2 joko yli- tai aliarvioi suhteellisen normaalivoiman ja hoikkuuden vaikutuksen. Kuvan 29 tapauksessa korjauskerroin k_2 on rajoitettu arvoon 0,20. Jotta kuvan 29 tapauksessa nimellisjäykkyyden menetelmä noudattaisi nimellisen kaarevuuden menetelmää viruma-asteella $\varphi_{ef} = 0$, olisi korjaus-kerroin rajoitettava arvoon 0,10. Kun raudoituksen osuutta taivutusvastukses-ta kasvatetaan, eli mekaaninen raudoitussuhde kasvaa, on korjauskertoimen k_2 rajoittaminen arvoon 0,20 perusteltua.



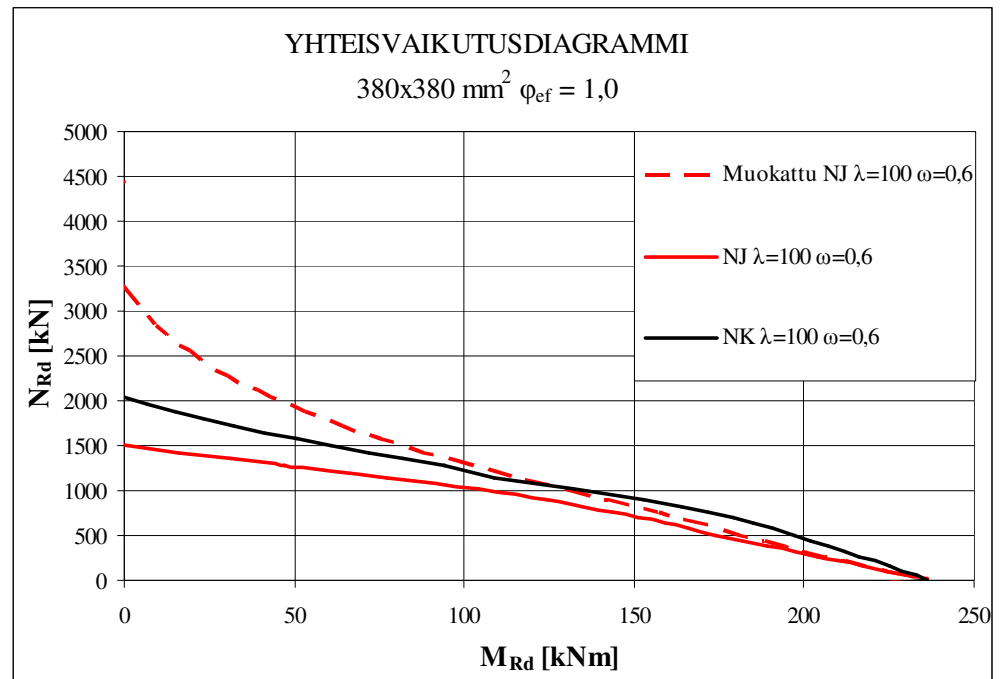
Kuva 29. Viruman vaikutus poikkileikkauksen kapasiteettiin.

Kuvassa 30 on tarkasteltu poikkileikkauksen kapasiteetti nimellisjäykkyyden menetelmällä rajoitetulla korjauskertoimella $k_2 = \min(0,20; n_i \cdot \lambda / 170)$ ja muokatulla korjauskertoimella $k_2 = n_i \cdot \lambda / 130$ sekä nimellisen kaarevuuden menetelmällä.



Kuva 30. Korjauskertoimen k_2 muokkauksen vaikutus poikkileikkauksen kapasiteettiin.

Muokkaamalla korjauskerrointa k_2 , nimellisjäykkyyden menetelmä lähenee huomattavasti nimellisen kaarevuuden menetelmää. Muutos on kuitenkin vain tapauskohtainen. Kun hoikkuus on suurempi ja mekaanista raudoitussuhdetta kasvatetaan, kasvaa poikkileikkauksen maksimipuristuskapasiteetti kohtuuttoman suureksi kuten kuvassa 31 on esitetty.



Kuva 31. Korjauskertoimen k_2 vaikutus poikkileikkauksen kapasiteettiin.

Nimellisjäykkyyden menetelmä antaa nimellisen kaarevuuden menetelmää pienempiä kapasiteetteja aina, kun viruma-aste $\phi_{ef} \geq 1$. Tällöin korjauskerroimen k_2 tulisi olla vähemmän rajoitettu. Nimellisjäykkyyden menetelmällä toisen kertaluvun vaikutukset saadaan lähenemään nimellisen kaarevuuden menetelmää, kun korjauskerroin k_2 määritetään tapauskohtaisesti riippuen viruma-asteesta. Korjauskerroin k_2 on määritetty siten, että se rajoittaa betonin osuuden poikkileikkauksen taivutusvastuksesta tietyllä suhteellisen normaalivoiman arvolla hoikkuudesta riippuen. Standardissa EN1992-1-1 esitetty malli osoittautuu usein turhan karkeaksi ja korottaa, varsinkin lähellä nimellistä nurjahduskuormaa olevilla normaalivoiman arvoilla, lineaarisen laskennan momentin turhan suureksi.

Tutkimuksen perustella korjauskertoimen k_2 rajoittaminen on perusteltua silloin, kun viruma ei vaikuta, eli $\varphi_{ef} = 0$. Pienillä viruma-asteilla toisen kertaluvun vaikutukset jäävät huomattavan pieniksi ilman rajoitusta. Kuitenkin vertailuun valituilla muilla viruma-asteen arvoilla $\varphi_{ef} = 1$ ja $\varphi_{ef} = 2$, voidaan korjauskertoimen k_2 rajoitus jättää kokonaan huomioimatta ja silti toisen kertaluvun vaikutukset ovat suuremmat kuin nimellisenkaarevuuden menetelmällä. Kun korjauskertoimen k_2 rajoitus jätetään huomioimatta viruma-asteilla $\varphi_{ef} \geq 1$, menetelmät lähenevät toisiaan huomattavasti. Tutkimuksen perusteella korjauskerroin K_c voidaan määrittää seuraavasti:

$$K_c = \frac{k_1 k_2}{1 + \varphi_{ef}}$$

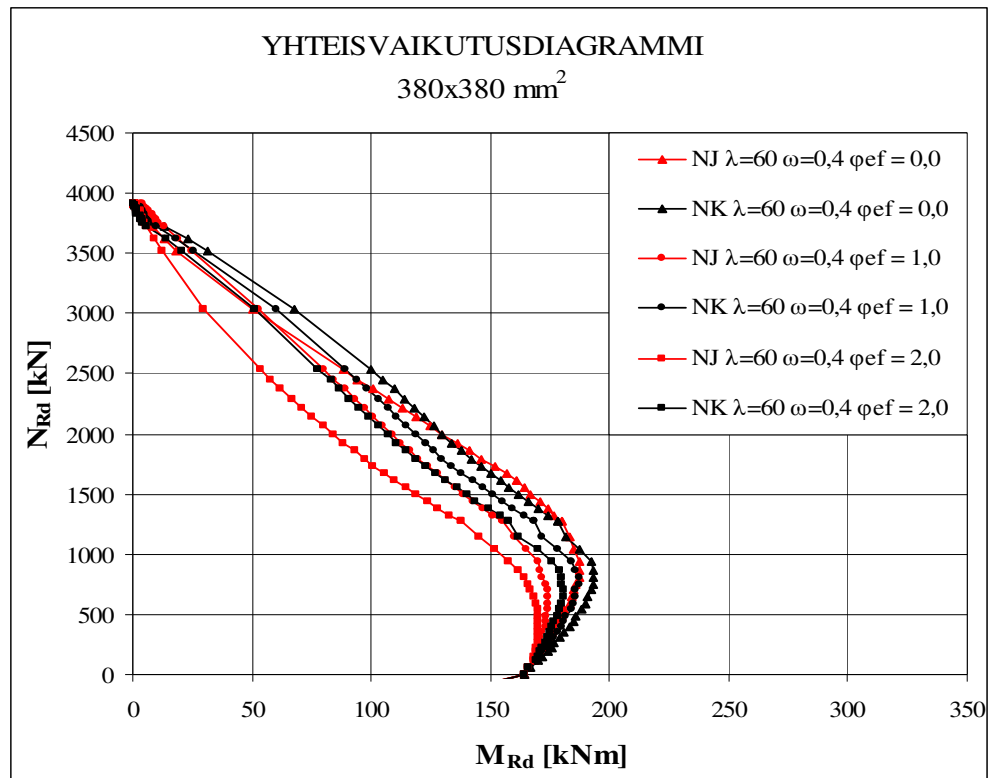
,missä $k_1 = \sqrt{f_{ck} / 20}$

$$k_2 = n_i \cdot \frac{\lambda}{170} \quad , \text{kun } \varphi_{ef} \geq 1$$

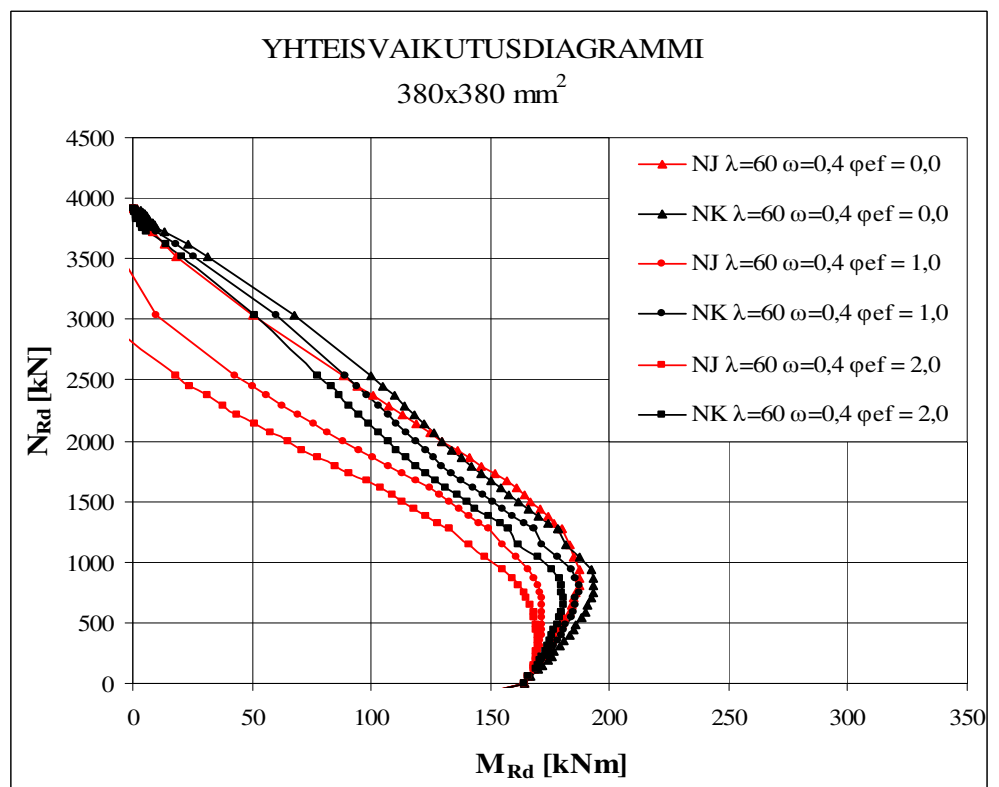
$$k_2 = n_i \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad , \text{kun } \varphi_{ef} < 1$$

Edellä määritetyllä korjatulla korjauskertoimella K_c vertailuarvoilla muodostetut mallirakenteiden yhteisvaikutusdiagrammit on esitetty liitteissä 7, 8 ja 9. Edellä esitetyllä tavalla voidaan määrittää tutkimuksen kaikilla vertailuarvoilla, kaikille mallirakenteille yhteisvaikutusdiagrammit ilman, että nimellisjäykkyyden menetelmä antaisi paremman kapasiteetin poikkileikkaukselle kuin nimellisen kaarevuuden menetelmä.

Kuvassa 32 on esitetty edellä esitetyn korjauskertoimen K_c korjauksen vaikutus yhteisvaikutusdiagrammin perusteella. Kuvassa 33 on puolestaan määritetty poikkileikkauksen kapasiteetti standardissa EN1992-1-1 esitetyllä korjauskertoimella k_2 , jolloin nimellisjäykkyyden menetelmällä saadaan määritetty poikkileikkaukselle huomattavasti pienempi kapasiteetti kuin nimellisen kaarevuuden menetelmällä.



Kuva 32. Korjatulla korjauskertoimella K_c määritetyt yhteisvaikutusdiagrammit eri viruma-asteen arvoilla.



Kuva 33. Standardissa EN1992-1-1 esitetyllä korjauskertoimella K_c määritetyt yhteisvaikutusdiagrammit eri viruma-asteen arvoilla.

Erot toisen kertaluvun vaikutuksiin pienenevät verrattuna nimellisen kaarevuuden menetelmään silloin, kun mekaaninen raudoitussuhde kasvaa. Tämä johtuu siitä, että terästen osuus poikkileikkauksen taivutusvastuksesta kasvaa. Betonipoikkileikkauksen osuutta taivutusvastuksesta korjataan kertoimella k_2 , jonka todettiin olevan useissa tapauksissa turhan karkea arvio.

6.2 Nimellisen kaarevuuden menetelmä

Nimellisen kaarevuuden menetelmässä peruskaarevuutta $\frac{1}{r_0}$ korjataan kahdella korjauskertoimella, jotka vaikuttavat toisen kertaluvun vaikutuksiin vain silloin, kun hoikkuus ja suhteellinen normaalivoima ovat tarpeeksi pieniä lukujen 5.2 ja 5.3 esityksien perusteella.

Terästen myötäämisen huomioiva kerroin K_r ei vaikuta toisen kertaluvun vaikutuksiin silloin, kun suhteellinen normaalivoima on pienempi kuin lineaarisen laskennan maksimimomenttikapasiteettia vastaava suhteellinen normaalivoima n_{bal} . Standardissa EN1992-1-1 on esitetty lineaarisen laskennan maksimimomenttikapasiteettia vastaava suhteellisen normaalivoima $n_{bal} = 0,4$. Oletus osoittautui mallirakenteilla epävarmalla puolella olevaksi, jolloin toisen kertaluvun vaikutukset ovat pienempiä, silloin kun käytetään arvoa $n_{bal} = 0,4$.

Viruman huomioiva korjauskerroin K_φ on kalibroitu yleisen menetelmän kanssa, eikä viruma vaikuta toisen kertaluvun vaikutuksiin suurilla hoikkuuksilla.

VIITELUETTELO

- [1] *BY210: Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus.* Suomen Betoniyhdistys ry. 2008.
- [2] *SFS-EN 1990: Rakenteiden suunnitteluperusteet.* SFS - Standardisointi 2003.
- [3] *SFS-EN 1992-1-1: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt.* SFS - Standardisointi 2007.
- [4] *BY202: Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja. Osa 1.* Suomen Betoniyhdistys ry. 2005.
- [5] Teknillisen korkeakoulun internet-sivut <http://www.tkk.fi/Yksikot/Talo/opetus/rsmp/2005/Betoni/luento8/luento8.pdf>. luettu 15.3.2009.
- [6] *Suomen rakentamismääräyskokoelma osa B4: Betonirakenteet. Ohjeet 2005.* Ympäristöministeriö. Asunto- ja rakennusosasto.
- [7] Suomen Betonitieto. *Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 5. Pilarit.* [verkkodokumentti]. 20.3.2009. [viitattu 5.4.2009]. Saatavissa: <http://www.betoni.com/fi/Tietoa+betonista/Normit+ja+standardit/>.
- [8] *Designers' guide to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2. Eurocode 2: design of concrete structures: general rules and rules for buildings and structural fire design.* Thomas Telford. 2005.
- [9] *BY201: Betonitekniikan oppikirja.* Suomen Betoniyhdistys ry. 2005.
- [10] *BY60: Suunnitteluohje EC 2 osat 1-1 ja 1-2.* Suomen Betoniyhdistys ry. 2008.
- [11] *Second order effects, Background to chapters 5.8, 5.9 and Annex H in EN 1992-1-1.* Bo Westerberg. 2002.

Muodonmuutokset puristusmurroksessa:

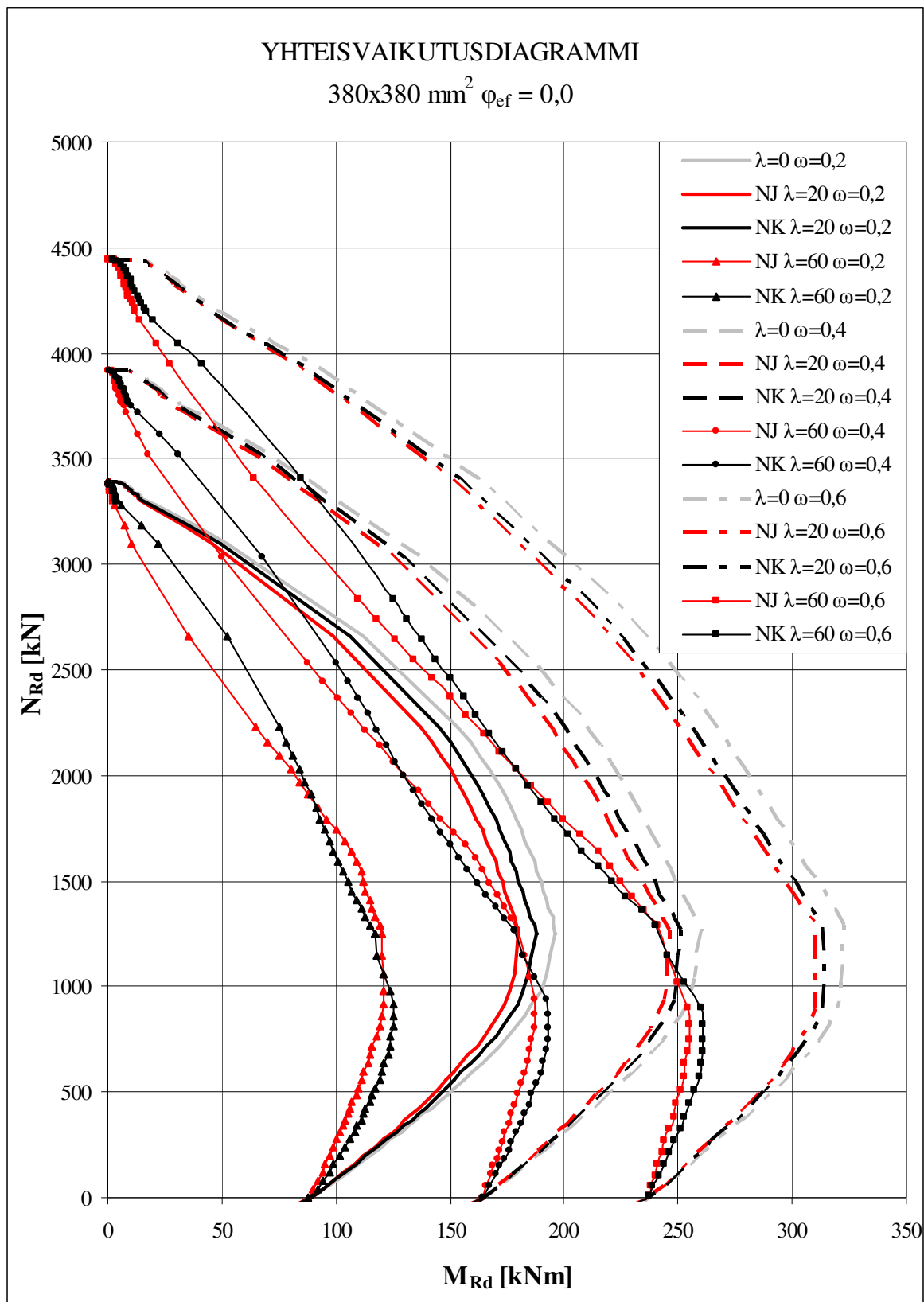
i	ϵ_1	ϵ_2
1	$\epsilon_{c2}+0,00(\epsilon_{cu2}-\epsilon_{c2})$	$2\epsilon_{c2}-\epsilon_{1,i}$
2	$\epsilon_{c2}+0,05(\epsilon_{cu2}-\epsilon_{c2})$	$2\epsilon_{c2}-\epsilon_{1,i}$
3	$\epsilon_{c2}+0,10(\epsilon_{cu2}-\epsilon_{c2})$	$2\epsilon_{c2}-\epsilon_{1,i}$
4	$\epsilon_{c2}+0,15(\epsilon_{cu2}-\epsilon_{c2})$	$2\epsilon_{c2}-\epsilon_{1,i}$
5	$\epsilon_{c2}+0,20(\epsilon_{cu2}-\epsilon_{c2})$	$2\epsilon_{c2}-\epsilon_{1,i}$
6	$\epsilon_{c2}+0,25(\epsilon_{cu2}-\epsilon_{c2})$	$2\epsilon_{c2}-\epsilon_{1,i}$
7	$\epsilon_{c2}+0,30(\epsilon_{cu2}-\epsilon_{c2})$	$2\epsilon_{c2}-\epsilon_{1,i}$
8	$\epsilon_{c2}+0,35(\epsilon_{cu2}-\epsilon_{c2})$	$2\epsilon_{c2}-\epsilon_{1,i}$
9	$\epsilon_{c2}+0,40(\epsilon_{cu2}-\epsilon_{c2})$	$2\epsilon_{c2}-\epsilon_{1,i}$
10	$\epsilon_{c2}+0,45(\epsilon_{cu2}-\epsilon_{c2})$	$2\epsilon_{c2}-\epsilon_{1,i}$
11	$\epsilon_{c2}+0,50(\epsilon_{cu2}-\epsilon_{c2})$	$2\epsilon_{c2}-\epsilon_{1,i}$
12	$\epsilon_{c2}+0,55(\epsilon_{cu2}-\epsilon_{c2})$	$2\epsilon_{c2}-\epsilon_{1,i}$
13	$\epsilon_{c2}+0,60(\epsilon_{cu2}-\epsilon_{c2})$	$2\epsilon_{c2}-\epsilon_{1,i}$
14	$\epsilon_{c2}+0,65(\epsilon_{cu2}-\epsilon_{c2})$	$2\epsilon_{c2}-\epsilon_{1,i}$
15	$\epsilon_{c2}+0,70(\epsilon_{cu2}-\epsilon_{c2})$	$2\epsilon_{c2}-\epsilon_{1,i}$
16	$\epsilon_{c2}+0,75(\epsilon_{cu2}-\epsilon_{c2})$	$2\epsilon_{c2}-\epsilon_{1,i}$
17	$\epsilon_{c2}+0,80(\epsilon_{cu2}-\epsilon_{c2})$	$2\epsilon_{c2}-\epsilon_{1,i}$
18	$\epsilon_{c2}+0,85(\epsilon_{cu2}-\epsilon_{c2})$	$2\epsilon_{c2}-\epsilon_{1,i}$
19	$\epsilon_{c2}+0,90(\epsilon_{cu2}-\epsilon_{c2})$	$2\epsilon_{c2}-\epsilon_{1,i}$
20	$\epsilon_{c2}+0,95(\epsilon_{cu2}-\epsilon_{c2})$	$2\epsilon_{c2}-\epsilon_{1,i}$
21	$\epsilon_{c2}+1,00(\epsilon_{cu2}-\epsilon_{c2})$	$2\epsilon_{c2}-\epsilon_{1,i}$
22	$\epsilon_{c2}+1,00(\epsilon_{cu2}-\epsilon_{c2})$	0,00
23	ϵ_{cu2}	0,05 ϵ_{yd}
24	ϵ_{cu2}	0,10 ϵ_{yd}
25	ϵ_{cu2}	0,15 ϵ_{yd}
26	ϵ_{cu2}	0,20 ϵ_{yd}
27	ϵ_{cu2}	0,25 ϵ_{yd}
28	ϵ_{cu2}	0,30 ϵ_{yd}
29	ϵ_{cu2}	0,35 ϵ_{yd}
30	ϵ_{cu2}	0,40 ϵ_{yd}
31	ϵ_{cu2}	0,45 ϵ_{yd}
32	ϵ_{cu2}	0,50 ϵ_{yd}
33	ϵ_{cu2}	0,55 ϵ_{yd}
34	ϵ_{cu2}	0,60 ϵ_{yd}
35	ϵ_{cu2}	0,65 ϵ_{yd}
36	ϵ_{cu2}	0,70 ϵ_{yd}
37	ϵ_{cu2}	0,75 ϵ_{yd}
38	ϵ_{cu2}	0,80 ϵ_{yd}
39	ϵ_{cu2}	0,85 ϵ_{yd}
40	ϵ_{cu2}	0,90 ϵ_{yd}
41	ϵ_{cu2}	0,95 ϵ_{yd}

Muodonmuutokset tasapainomurroksessa:

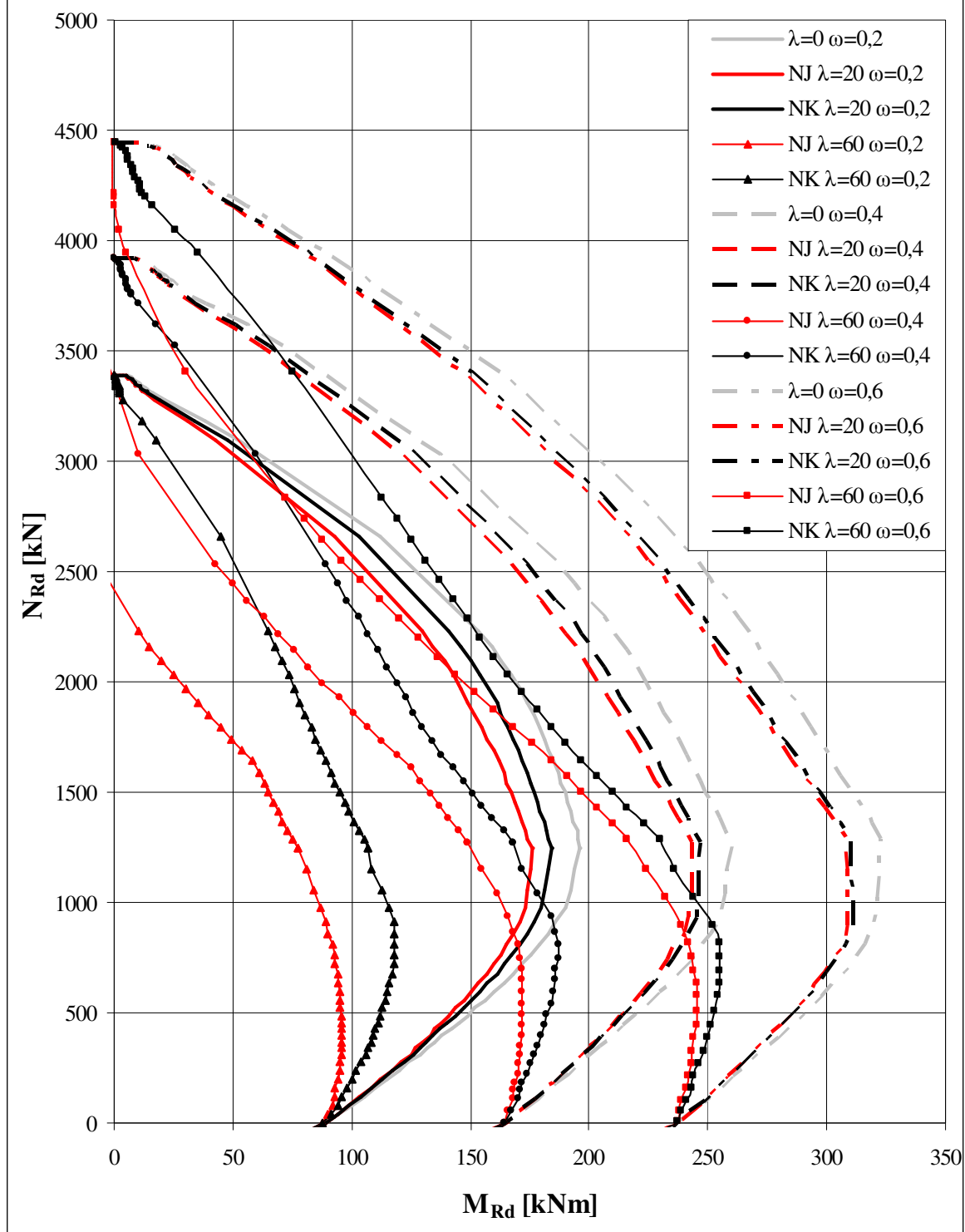
42	ϵ_{cu2}	ϵ_{yd}
----	------------------	-----------------

Muodonmuutokset vetomurroksessa:

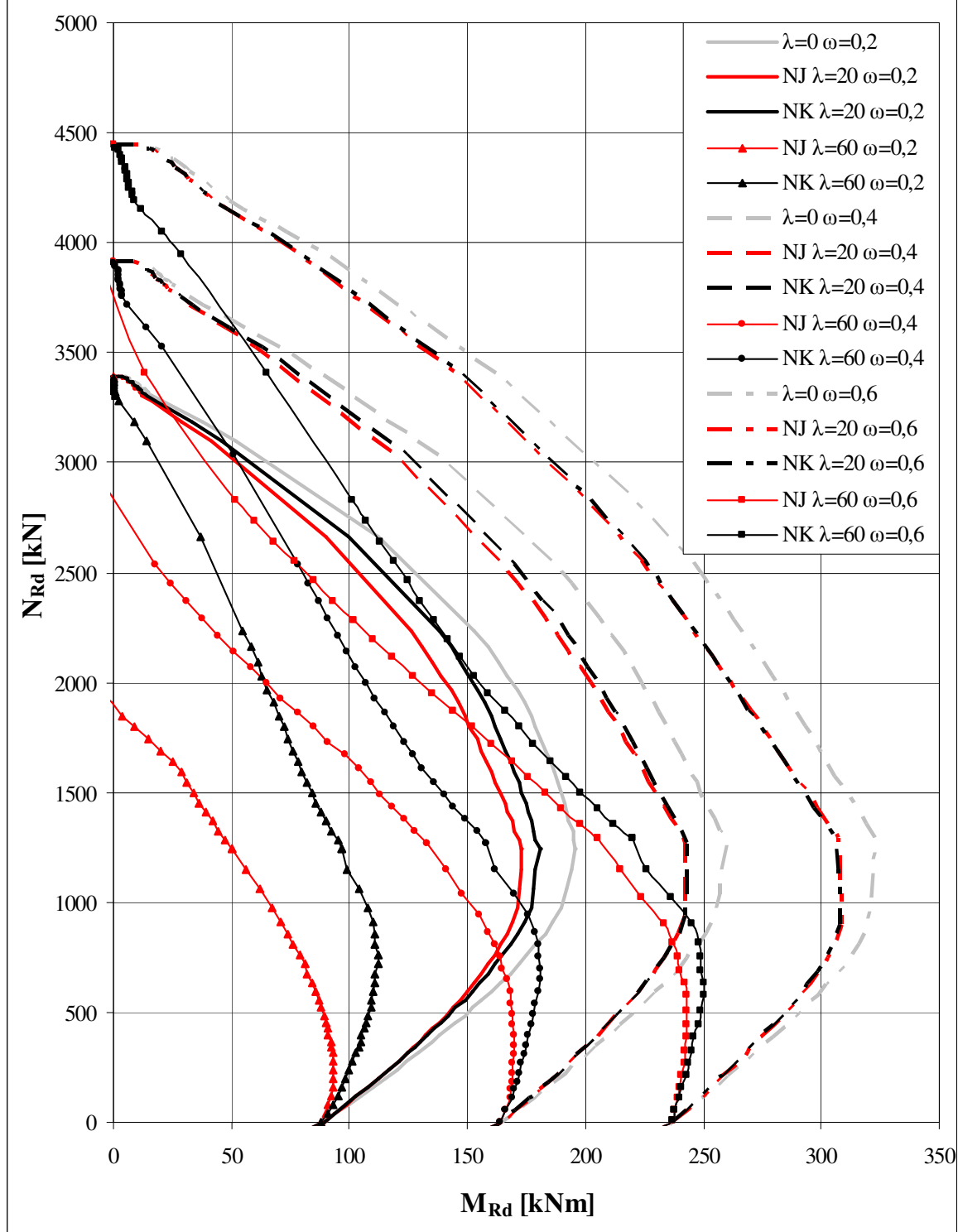
i	ϵ_1	ϵ_2
43	ϵ_{cu2}	$\epsilon_{yd}+0,05(\epsilon_{ud}-\epsilon_{yd})$
44	ϵ_{cu2}	$\epsilon_{yd}+0,10(\epsilon_{ud}-\epsilon_{yd})$
45	ϵ_{cu2}	$\epsilon_{yd}+0,15(\epsilon_{ud}-\epsilon_{yd})$
46	ϵ_{cu2}	$\epsilon_{yd}+0,20(\epsilon_{ud}-\epsilon_{yd})$
47	ϵ_{cu2}	$\epsilon_{yd}+0,25(\epsilon_{ud}-\epsilon_{yd})$
48	ϵ_{cu2}	$\epsilon_{yd}+0,30(\epsilon_{ud}-\epsilon_{yd})$
49	ϵ_{cu2}	$\epsilon_{yd}+0,35(\epsilon_{ud}-\epsilon_{yd})$
50	ϵ_{cu2}	$\epsilon_{yd}+0,40(\epsilon_{ud}-\epsilon_{yd})$
51	ϵ_{cu2}	$\epsilon_{yd}+0,45(\epsilon_{ud}-\epsilon_{yd})$
52	ϵ_{cu2}	$\epsilon_{yd}+0,50(\epsilon_{ud}-\epsilon_{yd})$
53	ϵ_{cu2}	$\epsilon_{yd}+0,55(\epsilon_{ud}-\epsilon_{yd})$
54	ϵ_{cu2}	$\epsilon_{yd}+0,60(\epsilon_{ud}-\epsilon_{yd})$
55	ϵ_{cu2}	$\epsilon_{yd}+0,65(\epsilon_{ud}-\epsilon_{yd})$
56	ϵ_{cu2}	$\epsilon_{yd}+0,70(\epsilon_{ud}-\epsilon_{yd})$
57	ϵ_{cu2}	$\epsilon_{yd}+0,75(\epsilon_{ud}-\epsilon_{yd})$
58	ϵ_{cu2}	$\epsilon_{yd}+0,80(\epsilon_{ud}-\epsilon_{yd})$
59	ϵ_{cu2}	$\epsilon_{yd}+0,85(\epsilon_{ud}-\epsilon_{yd})$
60	ϵ_{cu2}	$\epsilon_{yd}+0,90(\epsilon_{ud}-\epsilon_{yd})$
61	ϵ_{cu2}	$\epsilon_{yd}+0,95(\epsilon_{ud}-\epsilon_{yd})$
62	ϵ_{cu2}	$\epsilon_{yd}+1,00(\epsilon_{ud}-\epsilon_{yd})$
63	0,95 ϵ_{cu2}	ϵ_{ud}
64	0,90 ϵ_{cu2}	ϵ_{ud}
65	0,85 ϵ_{cu2}	ϵ_{ud}
66	0,80 ϵ_{cu2}	ϵ_{ud}
67	0,75 ϵ_{cu2}	ϵ_{ud}
68	0,70 ϵ_{cu2}	ϵ_{ud}
69	0,65 ϵ_{cu2}	ϵ_{ud}
70	0,60 ϵ_{cu2}	ϵ_{ud}
71	0,55 ϵ_{cu2}	ϵ_{ud}
72	0,50 ϵ_{cu2}	ϵ_{ud}
73	0,45 ϵ_{cu2}	ϵ_{ud}
74	0,40 ϵ_{cu2}	ϵ_{ud}
75	0,35 ϵ_{cu2}	ϵ_{ud}
76	0,30 ϵ_{cu2}	ϵ_{ud}
77	0,25 ϵ_{cu2}	ϵ_{ud}
78	0,20 ϵ_{cu2}	ϵ_{ud}
79	0,15 ϵ_{cu2}	ϵ_{ud}
80	0,10 ϵ_{cu2}	ϵ_{ud}
81	0,05 ϵ_{cu2}	ϵ_{ud}
82	0,00 ϵ_{cu2}	ϵ_{ud}
83	0,80 ϵ_{yd}	ϵ_{ud}
84	0,90 ϵ_{yd}	ϵ_{ud}
85	1,00 ϵ_{yd}	ϵ_{ud}

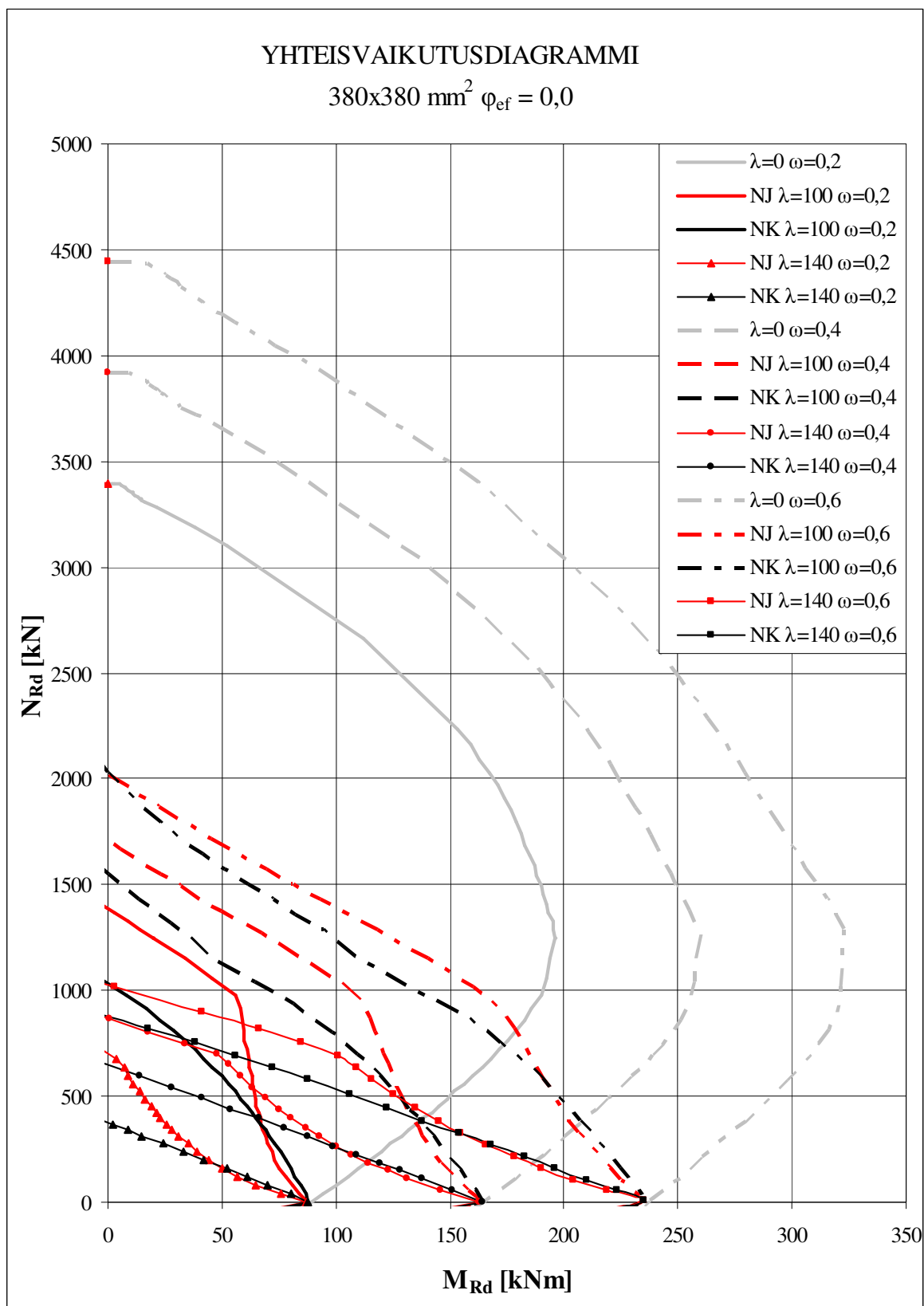


YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

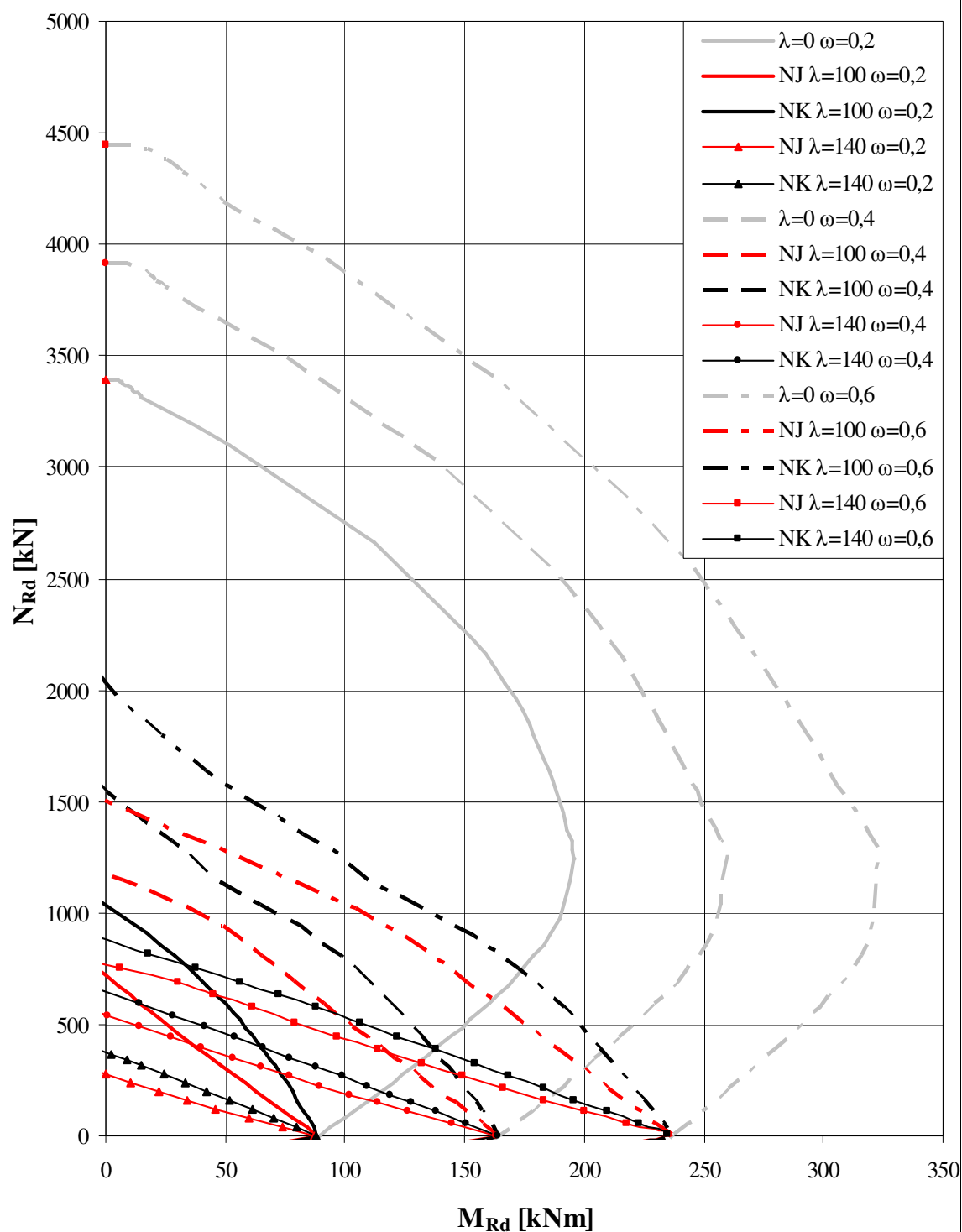
380x380 mm² $\varphi_{ef} = 1,0$ 

YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

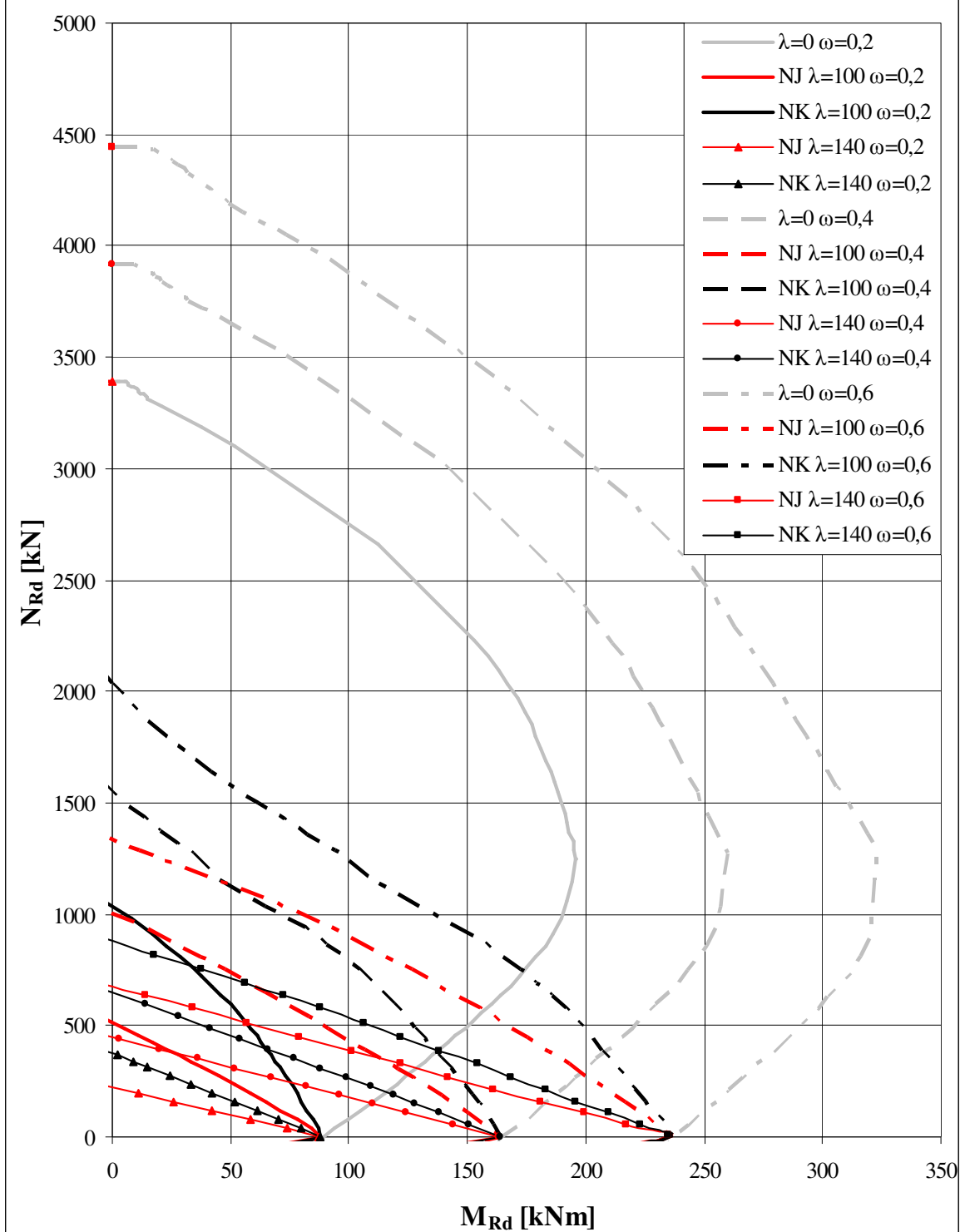
380x380 mm² $\varphi_{ef} = 2,0$ 

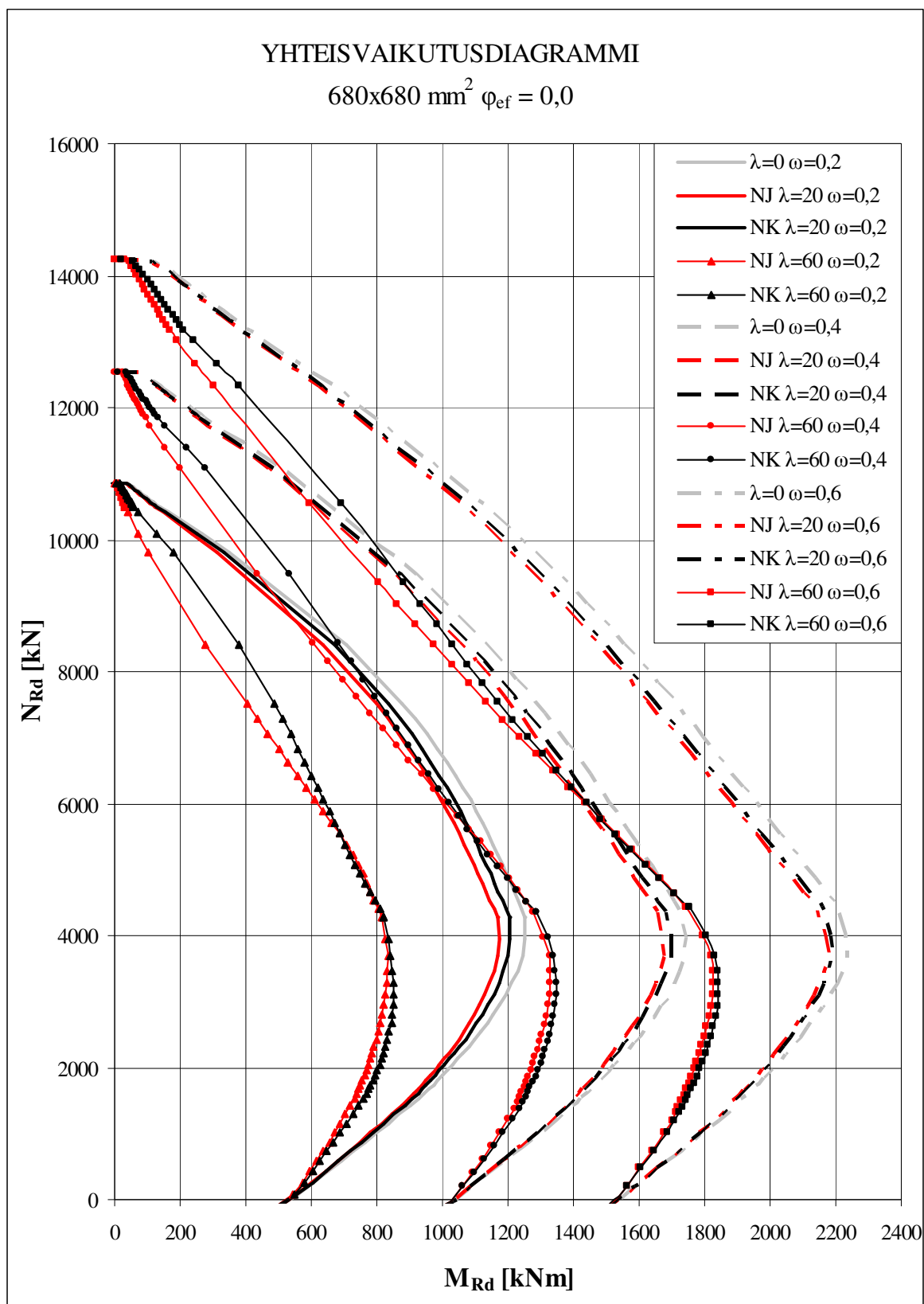


YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

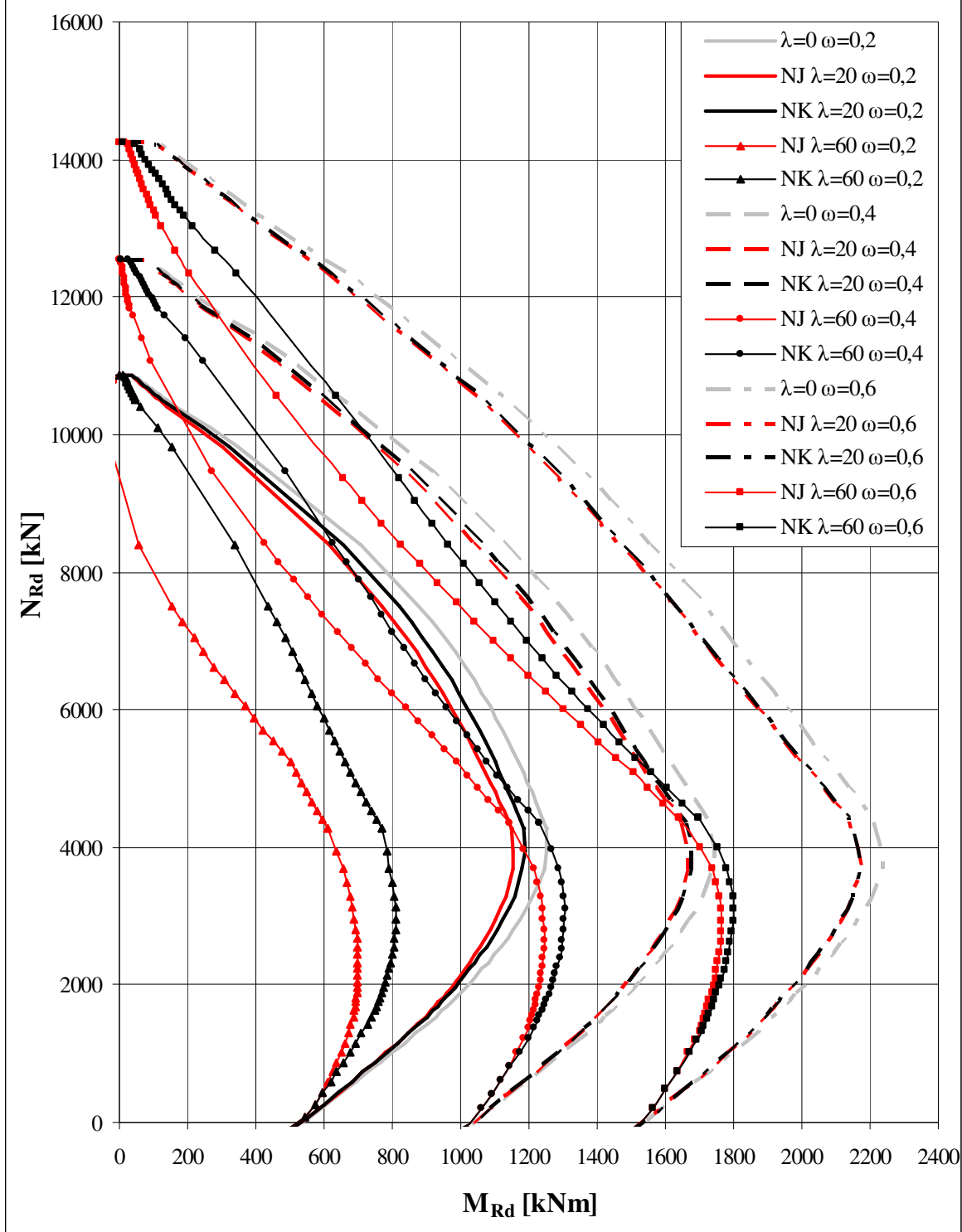
380x380 mm² $\varphi_{ef} = 1,0$ 

YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

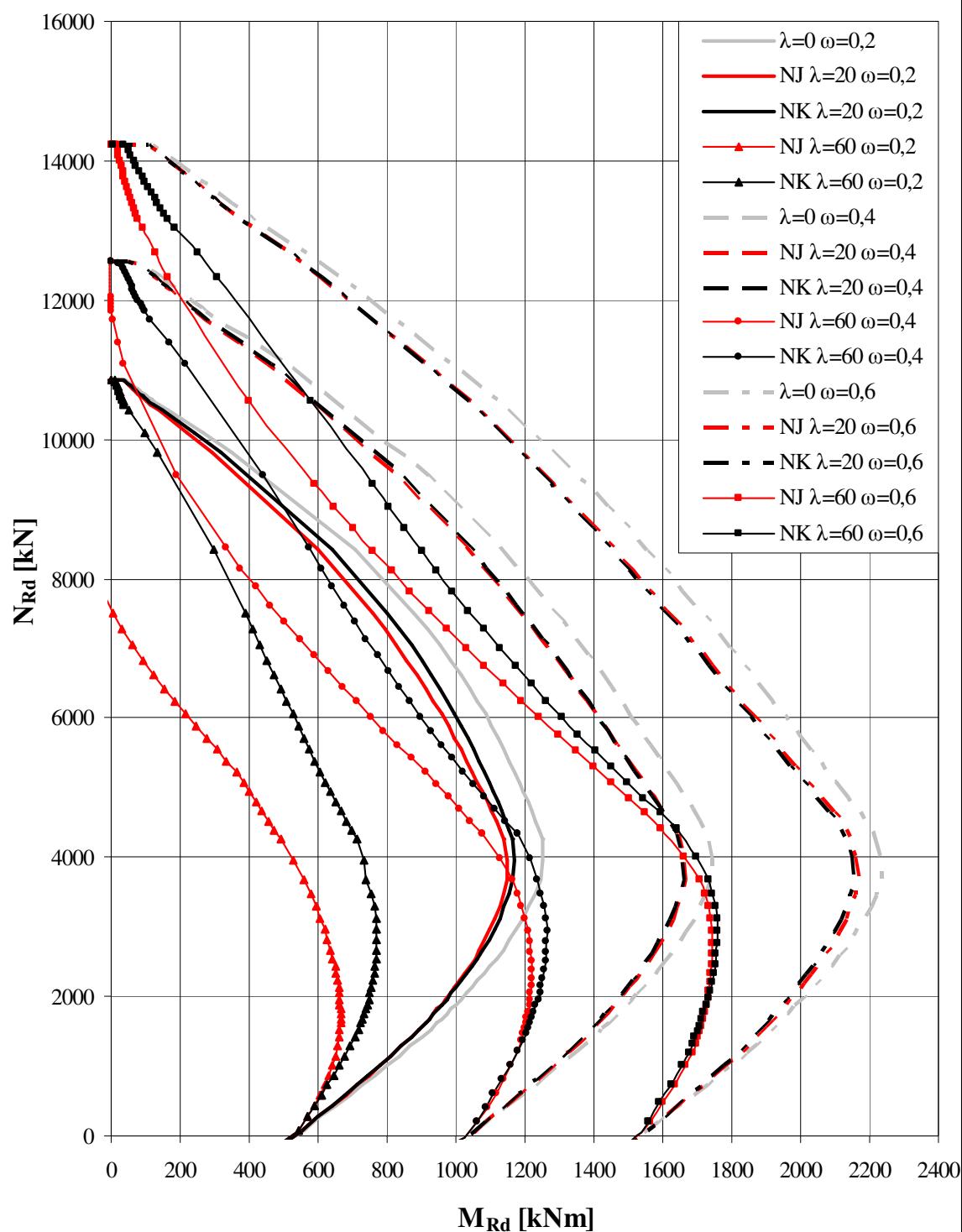
380x380 mm² $\varphi_{ef} = 2,0$ 



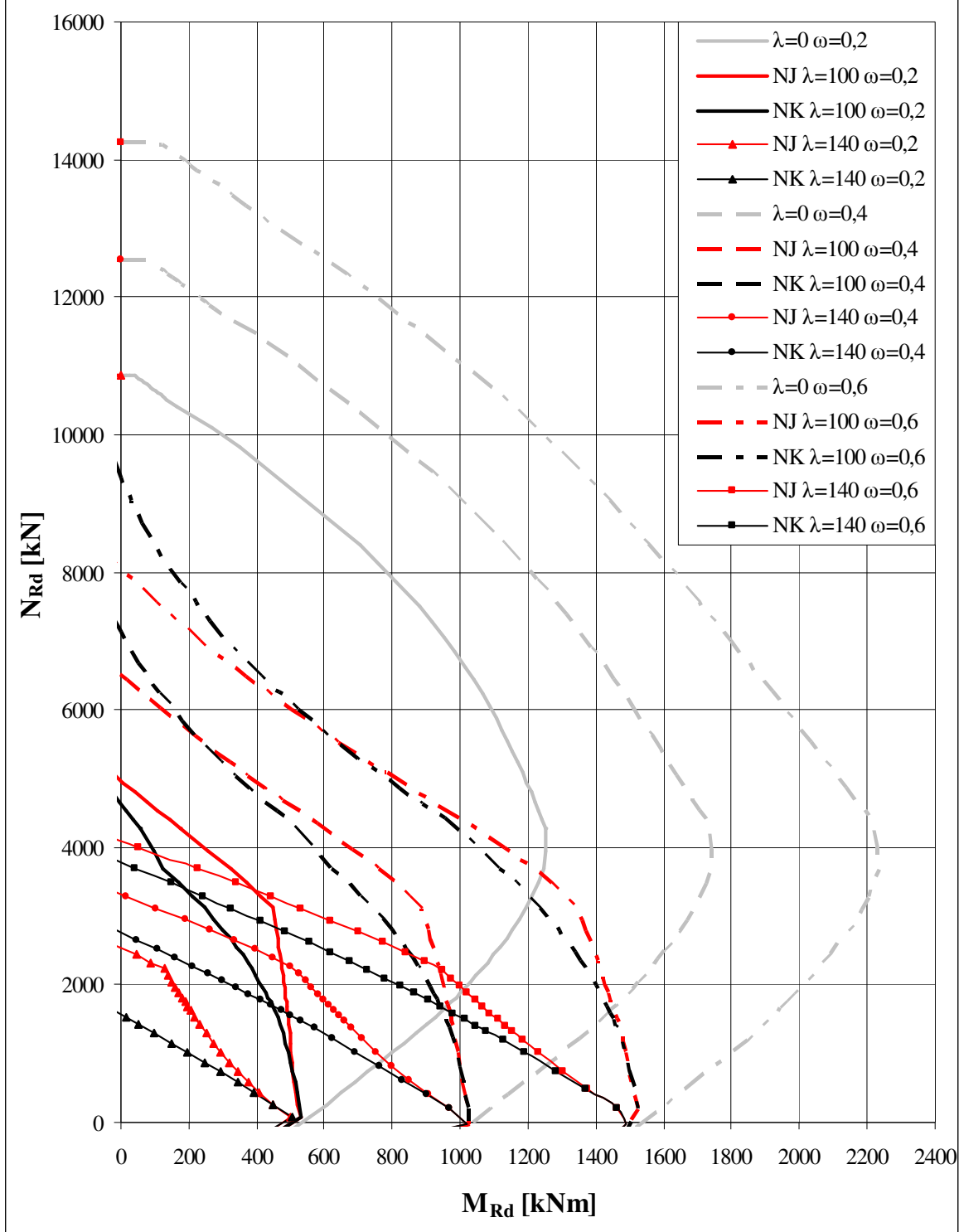
YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

680x680 mm² $\varphi_{ef} = 1,0$ 

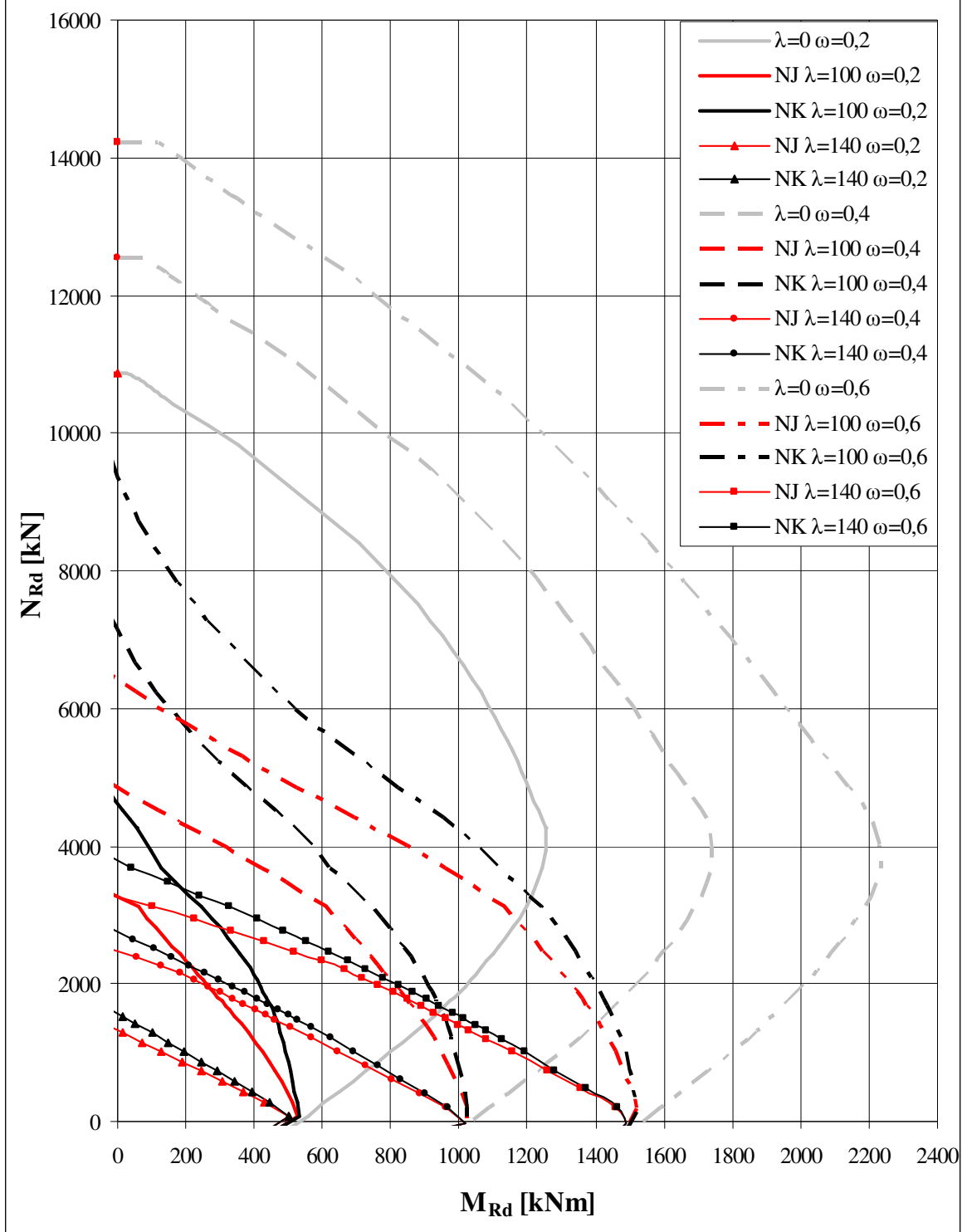
YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

680x680 mm² $\varphi_{ef} = 2,0$ 

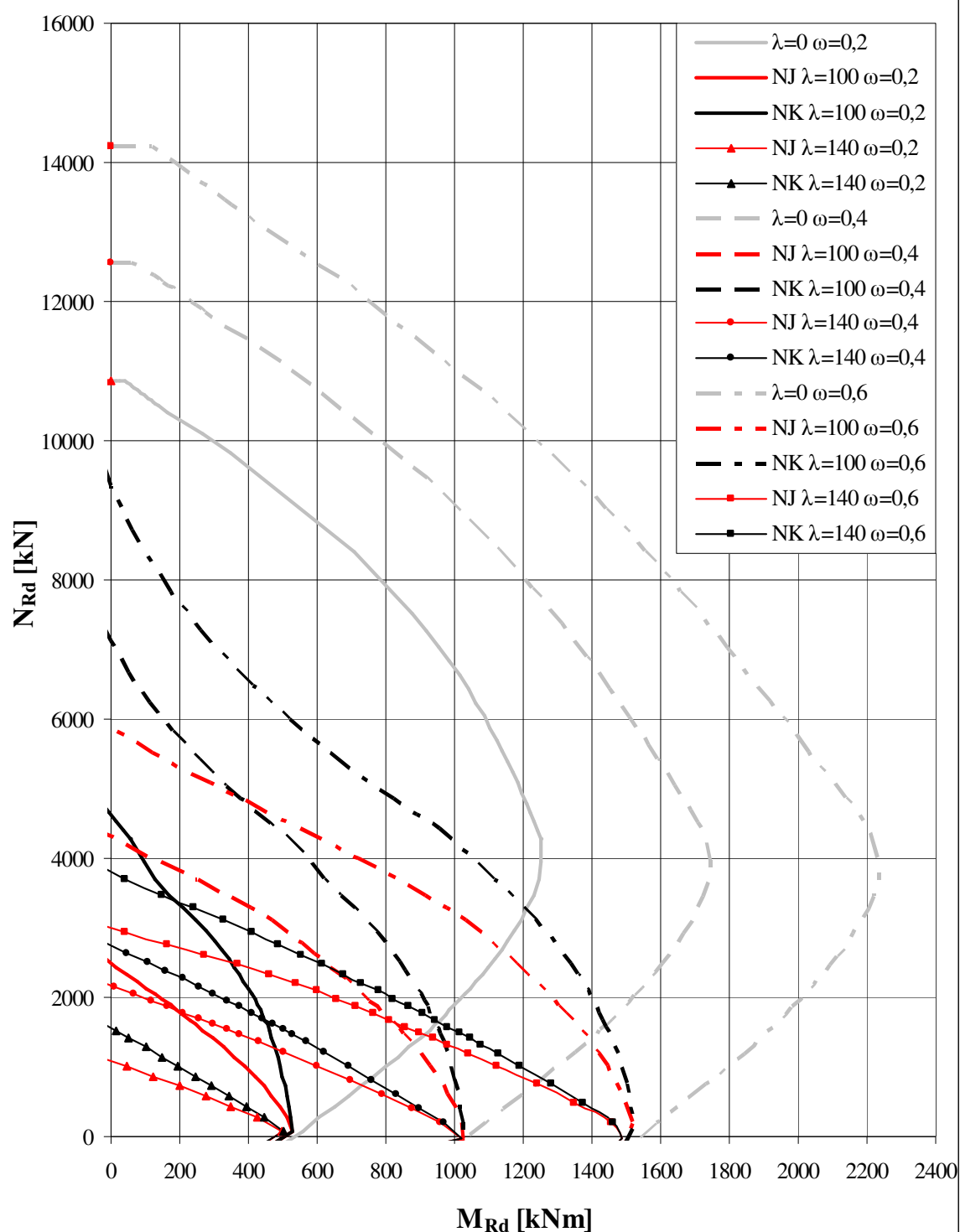
YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

680x680 mm² $\varphi_{ef} = 0,0$ 

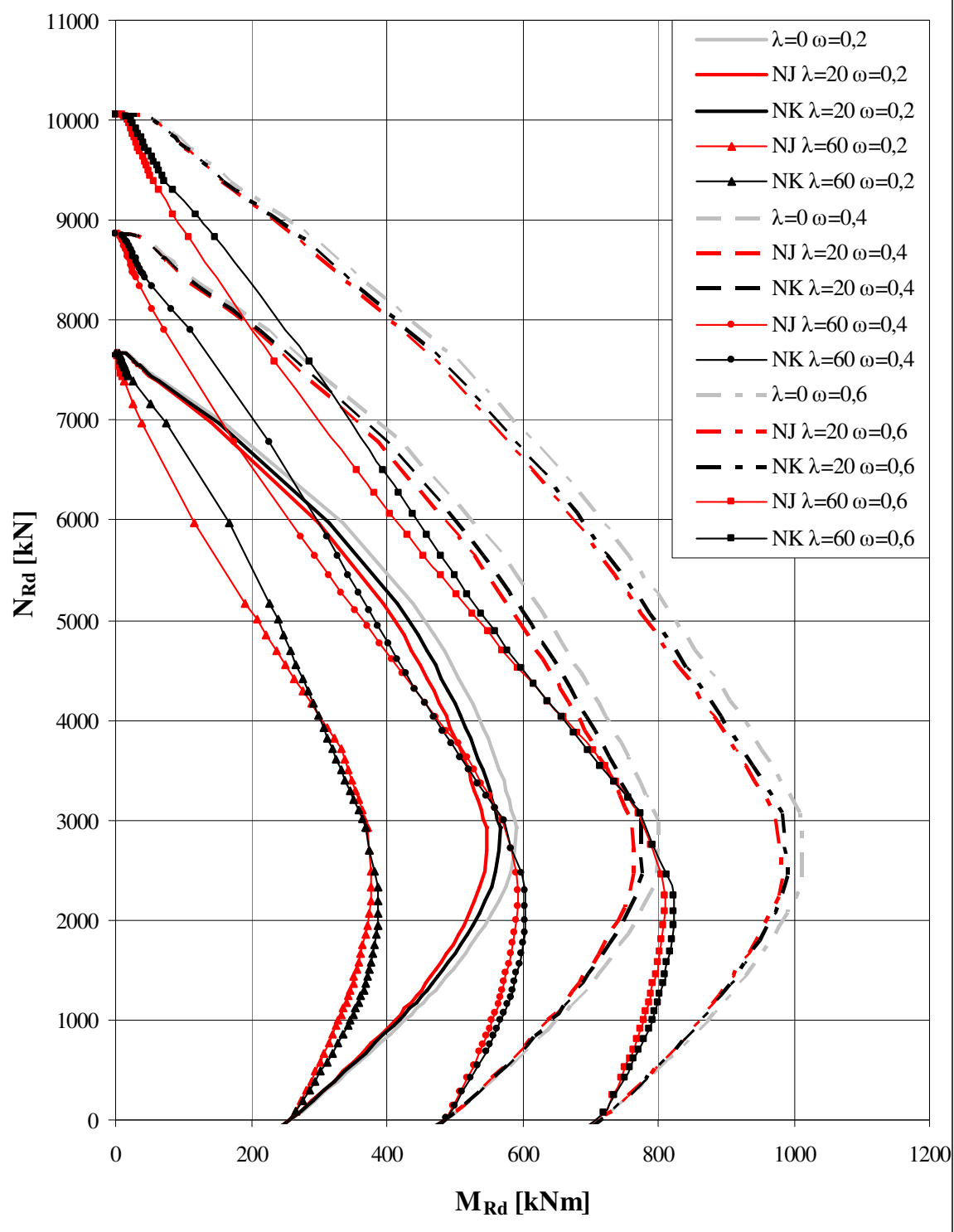
YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

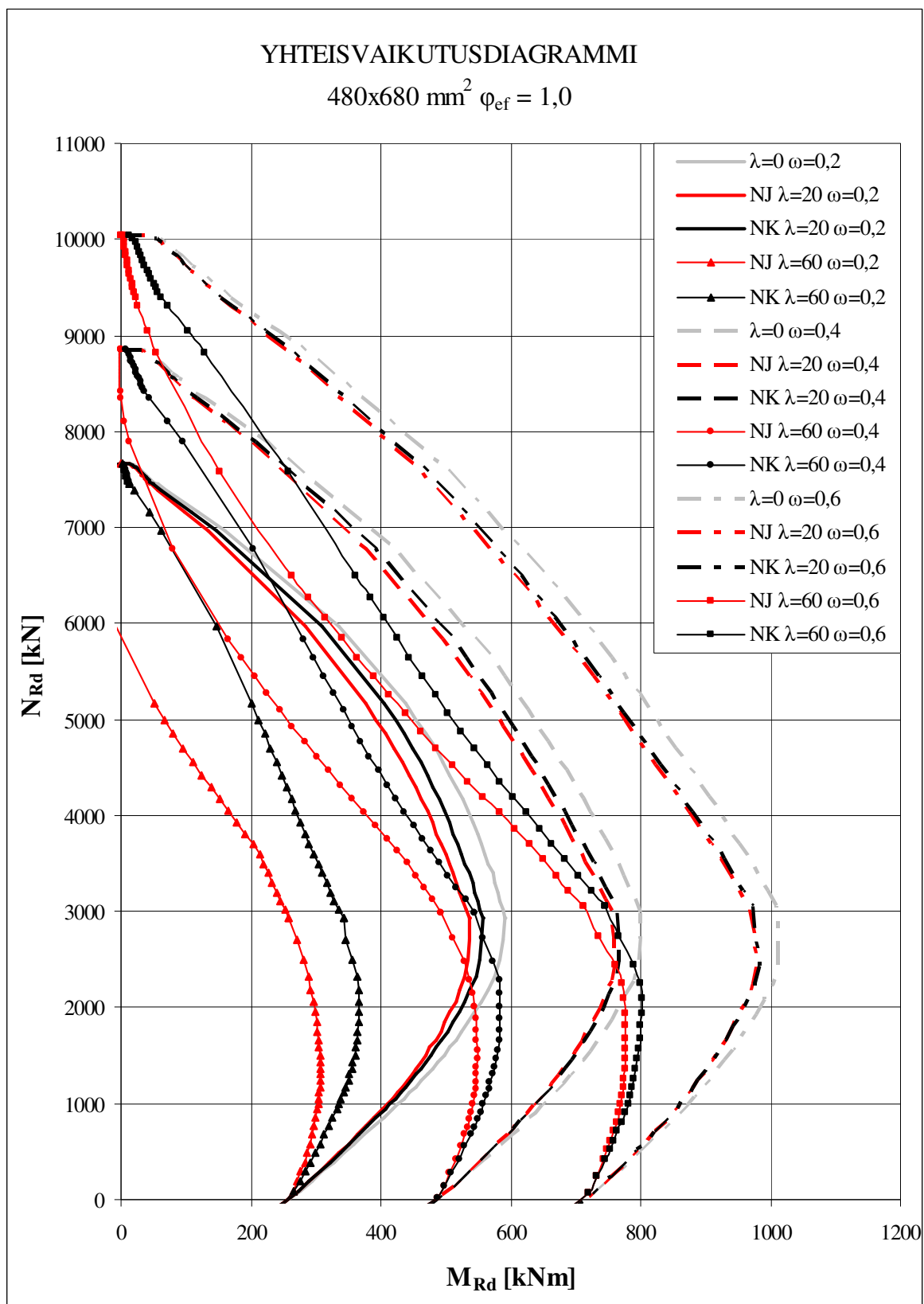
680x680 mm² $\varphi_{ef} = 1,0$ 

YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

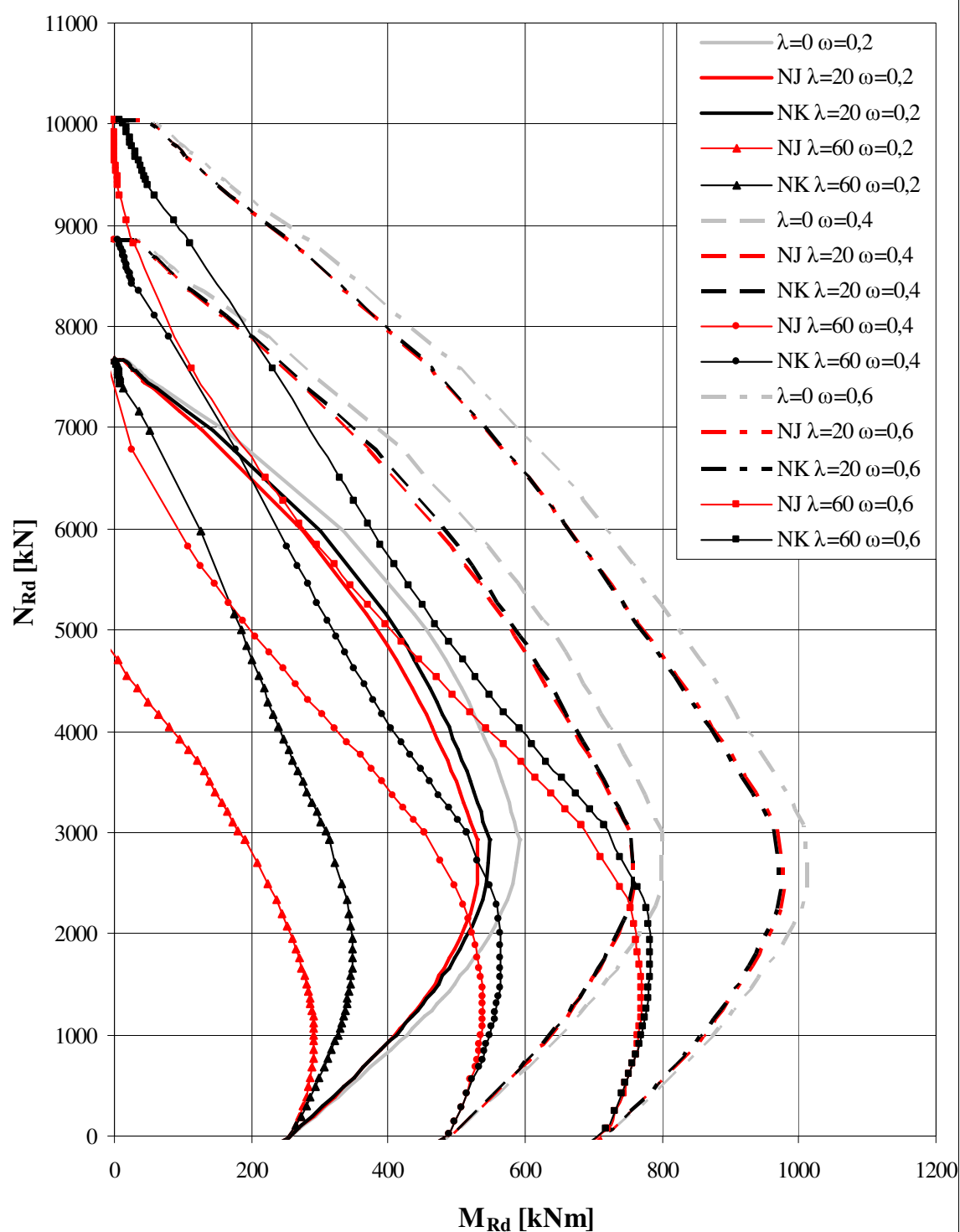
680x680 mm² $\varphi_{ef} = 2,0$ 

YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

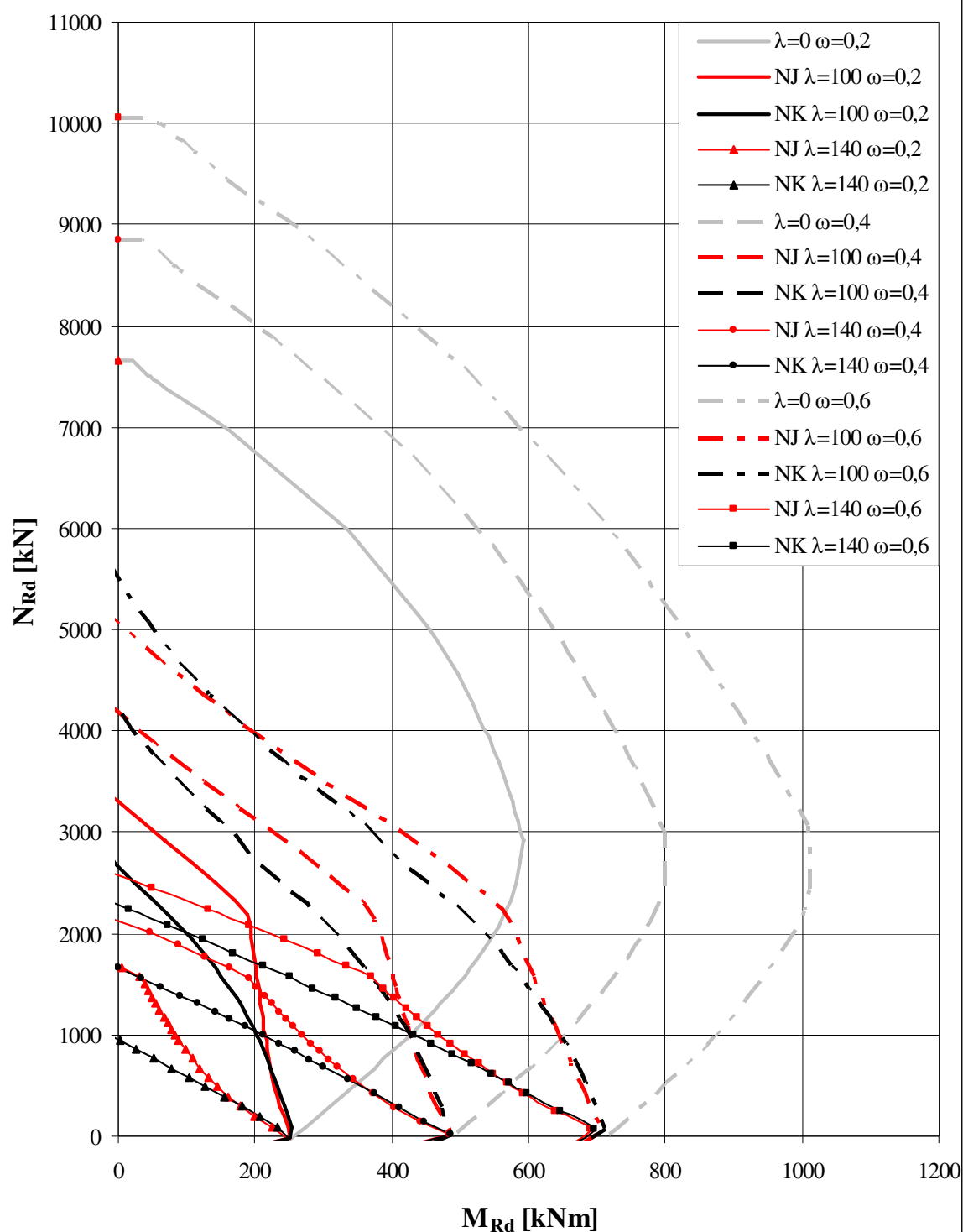
480x680 mm² $\varphi_{ef} = 0,0$ 



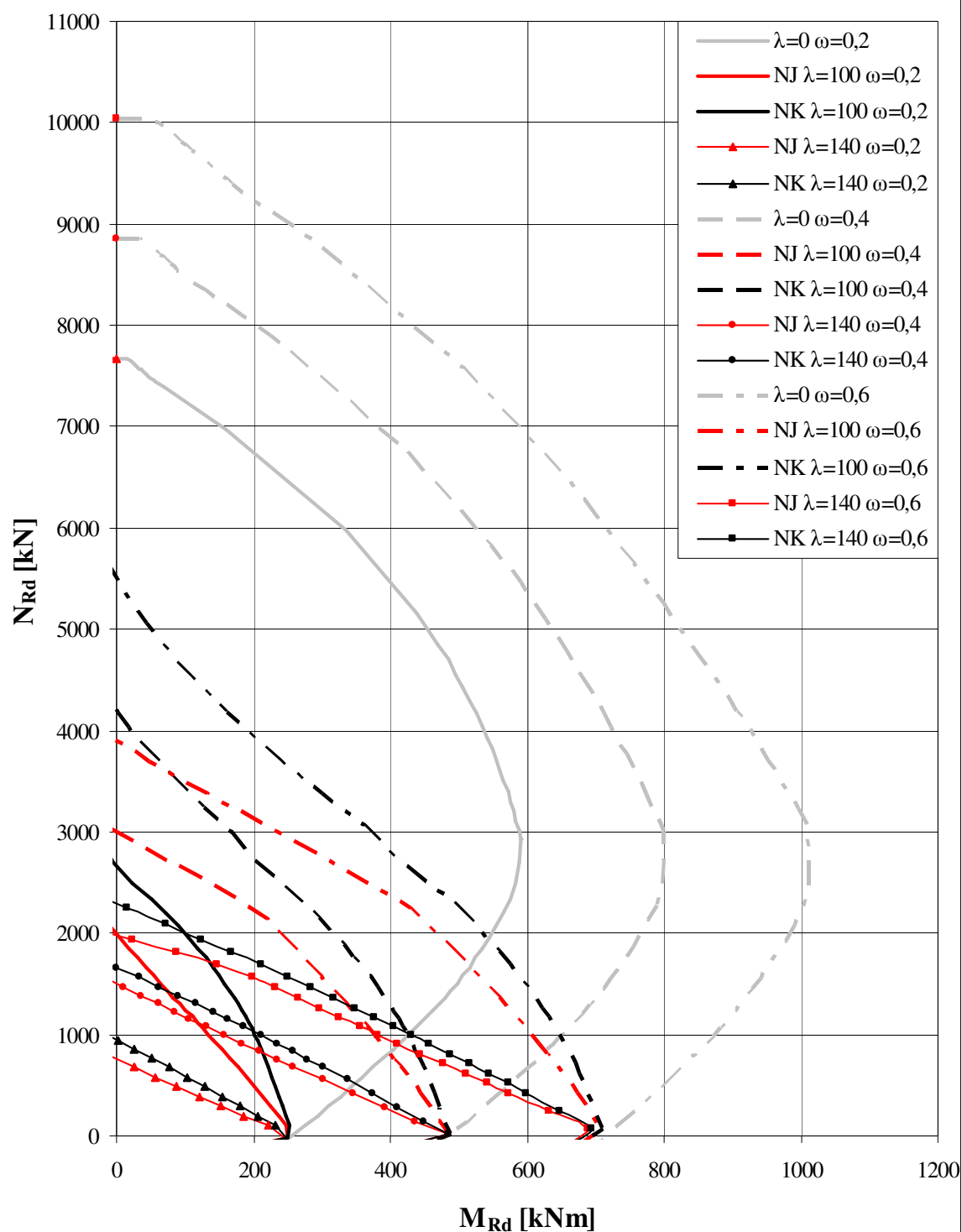
YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

480x680 mm² $\varphi_{ef} = 2,0$ 

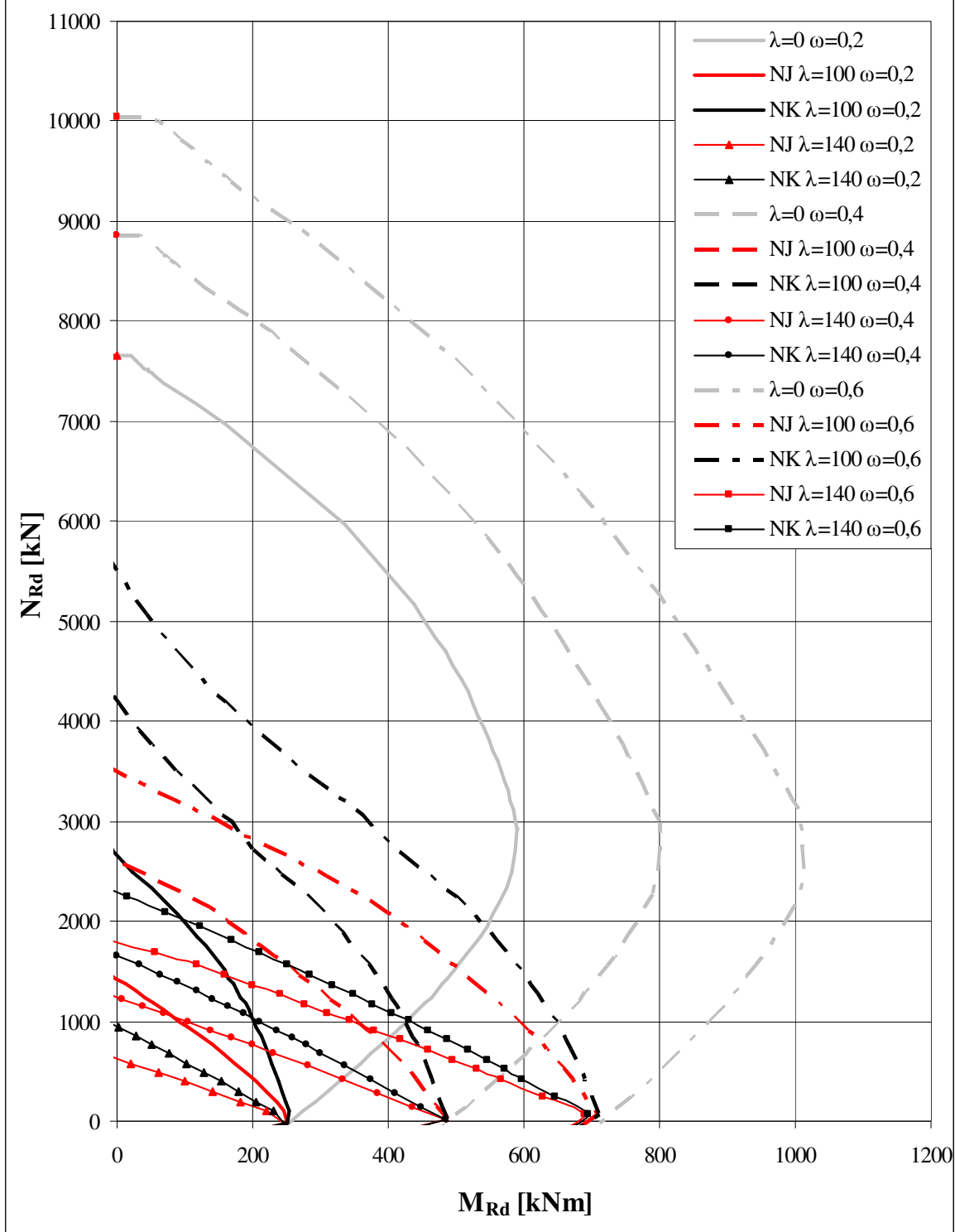
YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

480x680 mm² $\varphi_{ef} = 0,0$ 

YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

480x680 mm² $\varphi_{ef} = 1,0$ 

YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

480x680 mm² $\varphi_{ef} = 2,0$ 

Mallirakenne 1: 380x380 mm²Maksimipuristuskapasiteetit N_{Rd} [kN]:

$\lambda = 0$:	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$
	3391	3918	4445

$\lambda = 20$:	Nimellisjäykkyyden menetelmä:			Nimellisen kaarevuuden menetelmä:		
	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$
$\varphi_{ef} = 0,0$	3391	3918	4445	3391	3918	4445
$\varphi_{ef} = 1,0$	3391	3918	4445	3391	3918	4445
$\varphi_{ef} = 2,0$	3391	3918	4445	3391	3918	4445

 $\lambda = 60$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	3391	3918	4445	3387	3918	4445
$\varphi_{ef} = 1,0$	2231	3034	3405	3382	3910	4445
$\varphi_{ef} = 2,0$	1850	2532	2832	3320	3900	4432

 $\lambda = 100$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	1368	1669	1795	978	1491	1951
$\varphi_{ef} = 1,0$	675	1150	1433	978	1491	1951
$\varphi_{ef} = 2,0$	487	939	1268	978	1491	1951

 $\lambda = 140$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	675	867	1021	367	593	819
$\varphi_{ef} = 1,0$	238	540	752	367	593	819
$\varphi_{ef} = 2,0$	199	441	633	367	593	819

Muutosprosentit maksimipuristuskapasiteeteissa verrattuna hoikkeuteen $\lambda = 0$:

$\lambda = 20$:	Nimellisjäykkyyden menetelmä:			Nimellisen kaarevuuden menetelmä:		
	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$
$\varphi_{ef} = 0,0$	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %

 $\lambda = 60$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	-34 %	-23 %	-23 %	0 %	0 %	0 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	-45 %	-35 %	-36 %	-2 %	0 %	0 %

 $\lambda = 100$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	-60 %	-57 %	-60 %	-71 %	-62 %	-56 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	-80 %	-71 %	-68 %	-71 %	-62 %	-56 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	-86 %	-76 %	-71 %	-71 %	-62 %	-56 %

 $\lambda = 140$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	-80 %	-78 %	-77 %	-89 %	-85 %	-82 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	-93 %	-86 %	-83 %	-89 %	-85 %	-82 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	-94 %	-89 %	-86 %	-89 %	-85 %	-82 %

Mallirakenne 2: 680x680 mm²Maksimipuristuskapasiteetit N_{Rd} [kN]:

$\lambda = 0$:	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$
	10858	12546	14233

$\lambda = 20$:	Nimellisjäykkyyden menetelmä:			Nimellisen kaarevuuden menetelmä:		
	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$
$\varphi_{ef} = 0,0$	10858	12546	14233	10858	12546	14233
$\varphi_{ef} = 1,0$	10858	12546	14233	10858	12546	14233
$\varphi_{ef} = 2,0$	10858	12546	14233	10858	12546	14233

 $\lambda = 60$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	10858	12546	14233	10858	12546	14233
$\varphi_{ef} = 1,0$	8406	12546	14233	10858	12546	14233
$\varphi_{ef} = 2,0$	7512	11889	13247	10853	12536	14233

 $\lambda = 100$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	4935	6441	7125	4525	6890	9025
$\varphi_{ef} = 1,0$	3117	4690	5814	4525	6890	9025
$\varphi_{ef} = 2,0$	2433	3975	5422	4525	6890	9025

 $\lambda = 140$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	2433	3286	4001	1531	2643	3685
$\varphi_{ef} = 1,0$	1288	2384	3115	1531	2643	3685
$\varphi_{ef} = 2,0$	1012	2158	2934	1531	2643	3685

Muutosprosentit maksimipuristuskapasiteeteissa verrattuna hoikkuuteen $\lambda = 0$:

$\lambda = 20$:	Nimellisjäykkyyden menetelmä:			Nimellisen kaarevuuden menetelmä:		
	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$
$\varphi_{ef} = 0,0$	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %

 $\lambda = 60$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	-23 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	-31 %	-5 %	-7 %	0 %	0 %	0 %

 $\lambda = 100$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	-55 %	-49 %	-50 %	-58 %	-45 %	-37 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	-71 %	-63 %	-59 %	-58 %	-45 %	-37 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	-78 %	-68 %	-62 %	-58 %	-45 %	-37 %

 $\lambda = 140$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	-78 %	-74 %	-72 %	-86 %	-79 %	-74 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	-88 %	-81 %	-78 %	-86 %	-79 %	-74 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	-91 %	-83 %	-79 %	-86 %	-79 %	-74 %

Mallirakenne 3: 480x680 mm²Maksimipuristuskapasiteetit N_{Rd} [kN]:

$\lambda = 0$:	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$
	7665	8856	10047

$\lambda = 20$:	Nimellisjäykkyyden menetelmä:			Nimellisen kaarevuuden menetelmä:		
	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$
$\varphi_{ef} = 0,0$	7665	8856	10047	7665	8856	10047
$\varphi_{ef} = 1,0$	7665	8856	10047	7665	8856	10047
$\varphi_{ef} = 2,0$	7665	8856	10047	7665	8856	10047

 $\lambda = 60$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	7665	8856	10047	7664	8854	10047
$\varphi_{ef} = 1,0$	5165	8108	9051	7664	8854	10045
$\varphi_{ef} = 2,0$	4699	6778	7577	7664	8854	10045

 $\lambda = 100$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	3203	4031	4462	2494	4171	5443
$\varphi_{ef} = 1,0$	1952	2994	3631	2494	4171	5443
$\varphi_{ef} = 2,0$	1367	2474	3243	2494	4171	5443

 $\lambda = 140$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	1664	2004	2453	943	1660	2244
$\varphi_{ef} = 1,0$	673	1470	1942	943	1660	2244
$\varphi_{ef} = 2,0$	581	1226	1684	943	1660	2244

Muutosprosentit maksimipuristuskapasiteeteissa verrattuna hoikkeuteen $\lambda = 0$:

$\lambda = 20$:	Nimellisjäykkyyden menetelmä:			Nimellisen kaarevuuden menetelmä:		
	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$
$\varphi_{ef} = 0,0$	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %

 $\lambda = 60$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	-33 %	-8 %	-10 %	0 %	0 %	0 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	-39 %	-23 %	-25 %	0 %	0 %	0 %

 $\lambda = 100$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	-58 %	-54 %	-56 %	-67 %	-53 %	-46 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	-75 %	-66 %	-64 %	-67 %	-53 %	-46 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	-82 %	-72 %	-68 %	-67 %	-53 %	-46 %

 $\lambda = 140$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	-78 %	-77 %	-76 %	-88 %	-81 %	-78 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	-91 %	-83 %	-81 %	-88 %	-81 %	-78 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	-92 %	-86 %	-83 %	-88 %	-81 %	-78 %

Mallirakenne 1: 380x380 mm²Momenttikapasiteetit M_{Rd} [kNm] lineaarisen laskennan tasapainomurrossa:

$\lambda = 0$:	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$
	196	260	323

$\lambda = 20$:	Nimellisjäykkyyden menetelmä:			Nimellisen kaarevuuden menetelmä:		
	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$
$\varphi_{ef} = 0,0$	180	246	310	188	251	313
$\varphi_{ef} = 1,0$	176	243	308	184	247	310
$\varphi_{ef} = 2,0$	173	242	307	181	243	306

 $\lambda = 60$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	120	180	241	117	178	240
$\varphi_{ef} = 1,0$	77	149	216	107	168	230
$\varphi_{ef} = 2,0$	50	133	205	97	158	220

 $\lambda = 100$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	20	67	118	-25	34	94
$\varphi_{ef} = 1,0$	-91	-20	47	-25	34	94
$\varphi_{ef} = 2,0$	-167	-69	11	-25	34	94

 $\lambda = 140$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	-153	-121	-82	-237	-182	-126
$\varphi_{ef} = 1,0$	-378	-295	-224	-237	-182	-126
$\varphi_{ef} = 2,0$	-533	-394	-297	-237	-182	-126

Muutosprosentit momenttikapasiteeteissa verrattuna hoikkeuteen $\lambda = 0$:

$\lambda = 20$:	Nimellisjäykkyyden menetelmä:			Nimellisen kaarevuuden menetelmä:		
	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$
$\varphi_{ef} = 0,0$	-8 %	-5 %	-4 %	-4 %	-3 %	-3 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	-10 %	-7 %	-5 %	-6 %	-5 %	-4 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	-12 %	-7 %	-5 %	-8 %	-7 %	-5 %

 $\lambda = 60$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	-39 %	-31 %	-25 %	-40 %	-32 %	-26 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	-61 %	-43 %	-33 %	-45 %	-35 %	-29 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	-74 %	-49 %	-37 %	-51 %	-39 %	-32 %

 $\lambda = 100$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	-90 %	-74 %	-63 %	-113 %	-87 %	-71 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	-146 %	-108 %	-85 %	-113 %	-87 %	-71 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	-185 %	-127 %	-97 %	-113 %	-87 %	-71 %

 $\lambda = 140$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	-178 %	-147 %	-125 %	-221 %	-170 %	-139 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	-293 %	-213 %	-169 %	-221 %	-170 %	-139 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	-372 %	-252 %	-192 %	-221 %	-170 %	-139 %

Mallirakenne 2: 680x680 mm²Momenttikapasiteetit M_{Rd} [kNm] lineaarisen laskennan tasapainomurrossa:

$\lambda = 0$:	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$
	1252	1729	2207

$\lambda = 20$:	Nimellisjäykkyyden menetelmä:			Nimellisen kaarevuuden menetelmä:		
	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$
$\varphi_{ef} = 0,0$	1168	1657	2140	1204	1680	2157
$\varphi_{ef} = 1,0$	1149	1648	2134	1185	1661	2137
$\varphi_{ef} = 2,0$	1140	1644	2131	1166	1642	2118

 $\lambda = 60$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	814	1279	1746	822	1288	1756
$\varphi_{ef} = 1,0$	610	1143	1643	768	1233	1699
$\varphi_{ef} = 2,0$	491	1077	1597	715	1178	1643

 $\lambda = 100$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	177	578	1000	58	504	954
$\varphi_{ef} = 1,0$	-385	180	691	58	504	954
$\varphi_{ef} = 2,0$	-730	-22	549	58	504	954

 $\lambda = 140$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	-878	-547	-176	-1087	-672	-250
$\varphi_{ef} = 1,0$	-2010	-1343	-791	-1087	-672	-250
$\varphi_{ef} = 2,0$	-2713	-1748	-1073	-1087	-672	-250

Muutosprosentit momenttikapasiteeteissa verrattuna hoikkeuteen $\lambda = 0$:

$\lambda = 20$:	Nimellisjäykkyyden menetelmä:			Nimellisen kaarevuuden menetelmä:		
	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$
$\varphi_{ef} = 0,0$	-7 %	-4 %	-3 %	-4 %	-3 %	-2 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	-8 %	-5 %	-3 %	-5 %	-4 %	-3 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	-9 %	-5 %	-3 %	-7 %	-5 %	-4 %

 $\lambda = 60$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	-35 %	-26 %	-21 %	-34 %	-26 %	-20 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	-51 %	-34 %	-26 %	-39 %	-29 %	-23 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	-61 %	-38 %	-28 %	-43 %	-32 %	-26 %

 $\lambda = 100$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	-86 %	-67 %	-55 %	-95 %	-71 %	-57 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	-131 %	-90 %	-69 %	-95 %	-71 %	-57 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	-158 %	-101 %	-75 %	-95 %	-71 %	-57 %

 $\lambda = 140$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	-170 %	-132 %	-108 %	-187 %	-139 %	-111 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	-261 %	-178 %	-136 %	-187 %	-139 %	-111 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	-317 %	-201 %	-149 %	-187 %	-139 %	-111 %

Mallirakenne 3: 480x680 mm²Momenttikapasiteetit M_{Rd} [kNm] lineaarisen laskennan tasapainomurrossa:

$\lambda = 0$:	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$
	591	800	1008

$\lambda = 20$:	Nimellisjäykkyyden menetelmä:			Nimellisen kaarevuuden menetelmä:		
	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$
$\varphi_{ef} = 0,0$	547	761	972	567	774	982
$\varphi_{ef} = 1,0$	536	756	968	557	765	972
$\varphi_{ef} = 2,0$	530	753	967	548	755	962

 $\lambda = 60$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	372	571	772	370	572	775
$\varphi_{ef} = 1,0$	259	492	711	342	544	746
$\varphi_{ef} = 2,0$	190	452	682	314	516	717

 $\lambda = 100$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	67	228	400	-24	169	362
$\varphi_{ef} = 1,0$	-236	1	218	-24	169	362
$\varphi_{ef} = 2,0$	-434	-121	130	-24	169	362

 $\lambda = 140$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	-449	-331	-192	-615	-437	-259
$\varphi_{ef} = 1,0$	-1060	-786	-557	-615	-437	-259
$\varphi_{ef} = 2,0$	-1463	-1032	-733	-615	-437	-259

Muutosprosentit momenttikapasiteeteissa verrattuna hoikkeuteen $\lambda = 0$:

$\lambda = 20$:	Nimellisjäykkyyden menetelmä:			Nimellisen kaarevuuden menetelmä:		
	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$	$\omega = 0,2$	$\omega = 0,4$	$\omega = 0,6$
$\varphi_{ef} = 0,0$	-7 %	-5 %	-4 %	-4 %	-3 %	-3 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	-9 %	-6 %	-4 %	-6 %	-4 %	-4 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	-10 %	-6 %	-4 %	-7 %	-6 %	-5 %

 $\lambda = 60$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	-37 %	-29 %	-23 %	-37 %	-29 %	-23 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	-56 %	-39 %	-29 %	-42 %	-32 %	-26 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	-68 %	-44 %	-32 %	-47 %	-36 %	-29 %

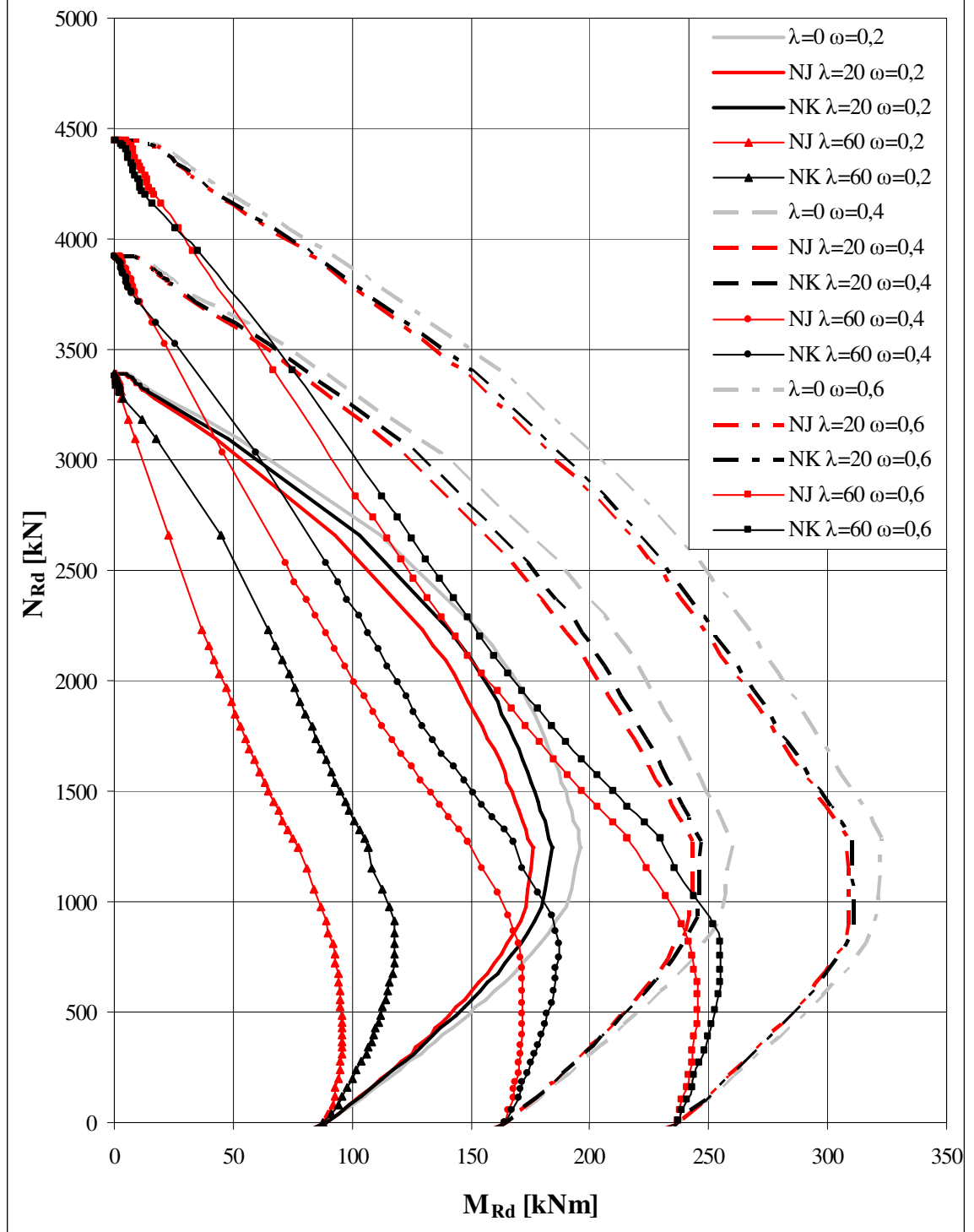
 $\lambda = 100$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	-89 %	-72 %	-60 %	-104 %	-79 %	-64 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	-140 %	-100 %	-78 %	-104 %	-79 %	-64 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	-173 %	-115 %	-87 %	-104 %	-79 %	-64 %

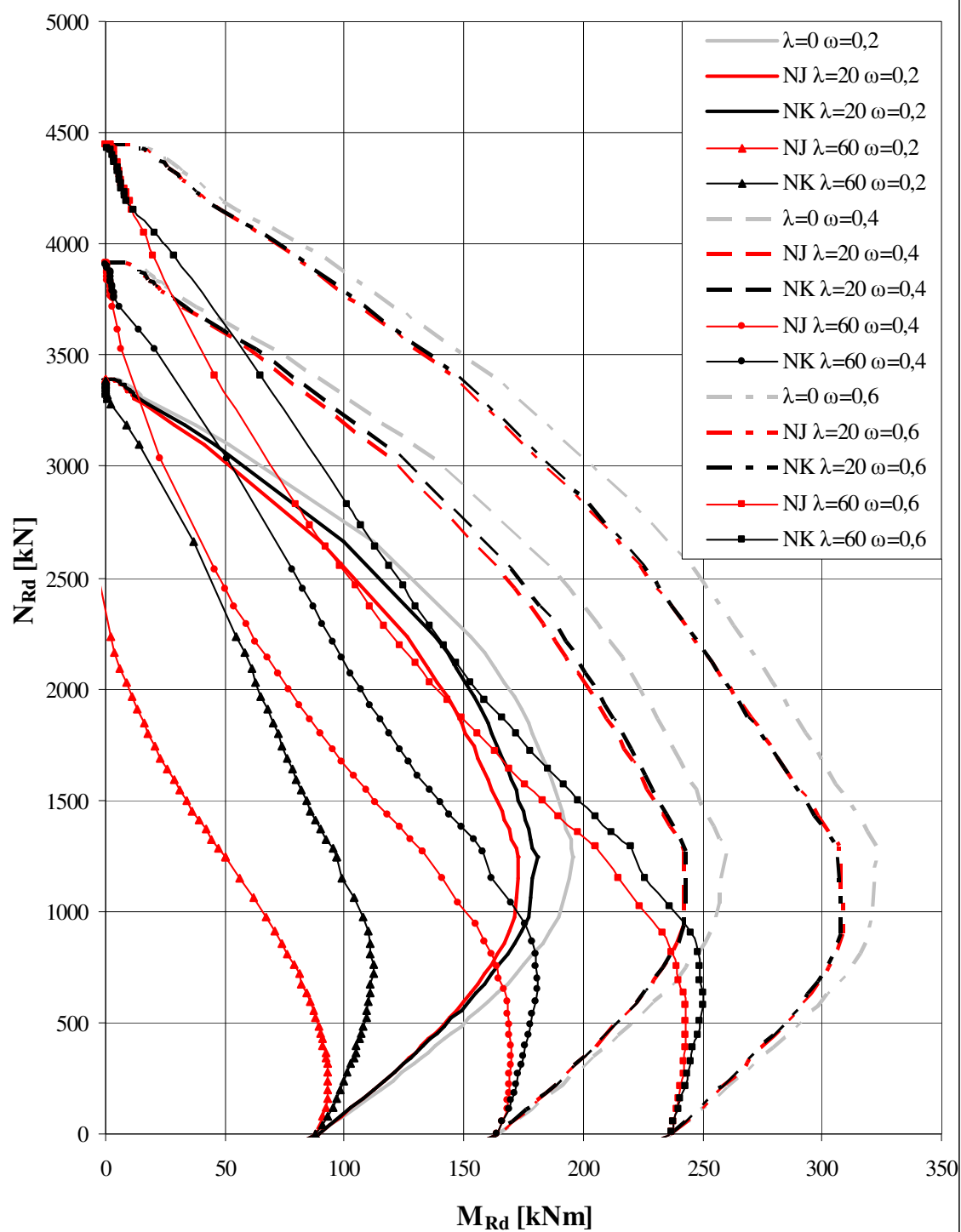
 $\lambda = 140$:

$\varphi_{ef} = 0,0$	-176 %	-141 %	-119 %	-204 %	-155 %	-126 %
$\varphi_{ef} = 1,0$	-279 %	-198 %	-155 %	-204 %	-155 %	-126 %
$\varphi_{ef} = 2,0$	-348 %	-229 %	-173 %	-204 %	-155 %	-126 %

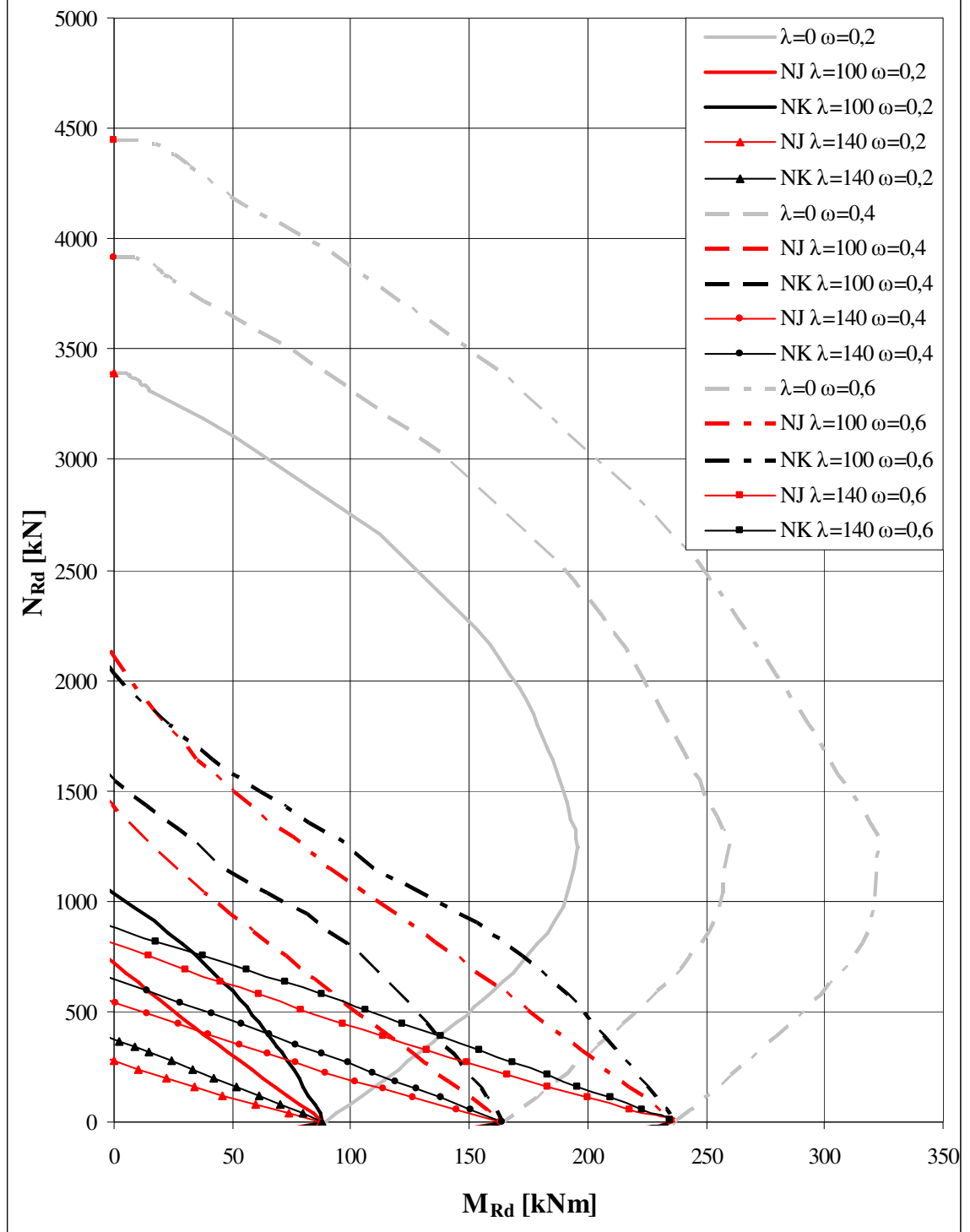
YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

380x380 mm² $\phi_{ef} = 1,0$ 

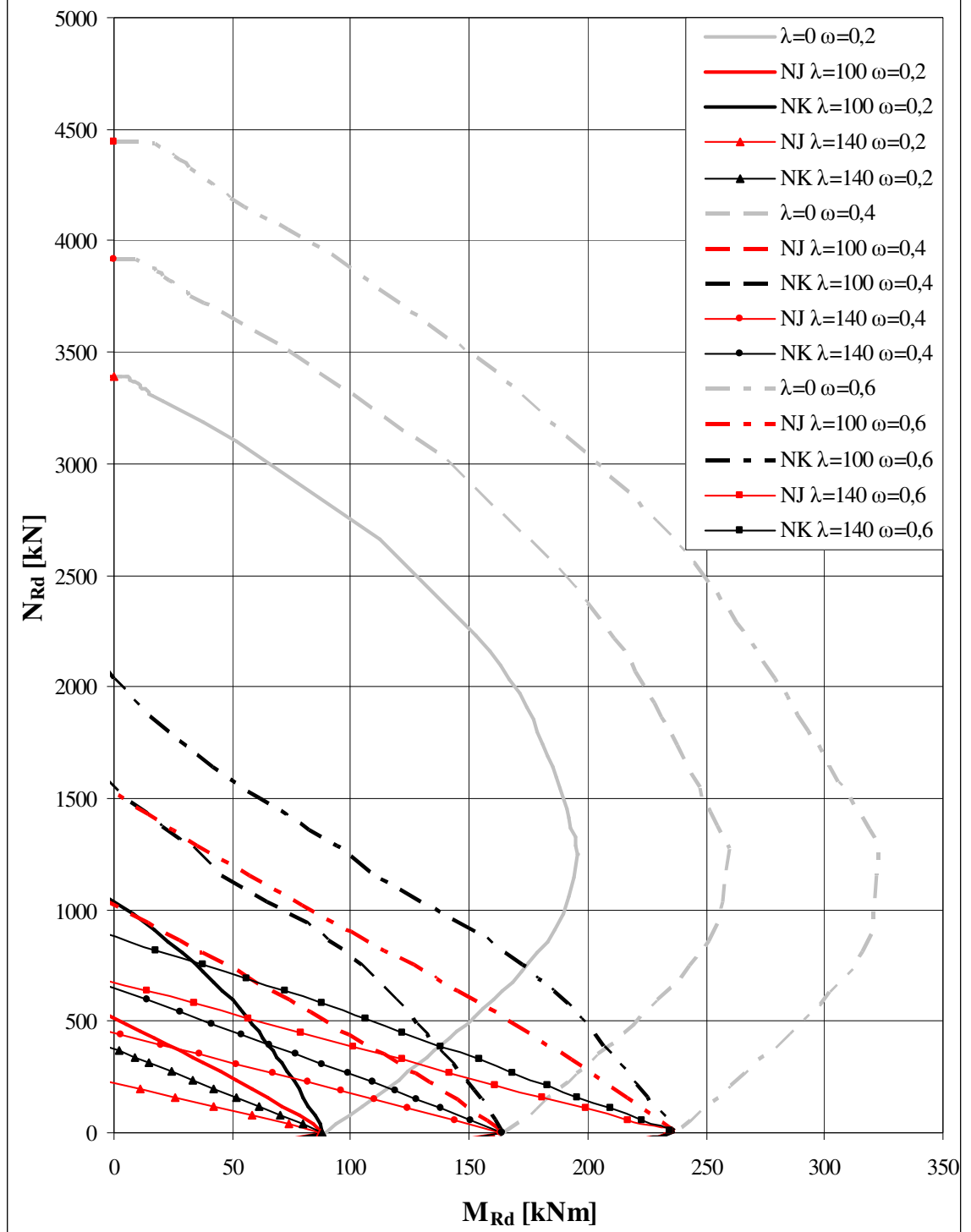
YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

380x380 mm² $\varphi_{ef} = 2,0$ 

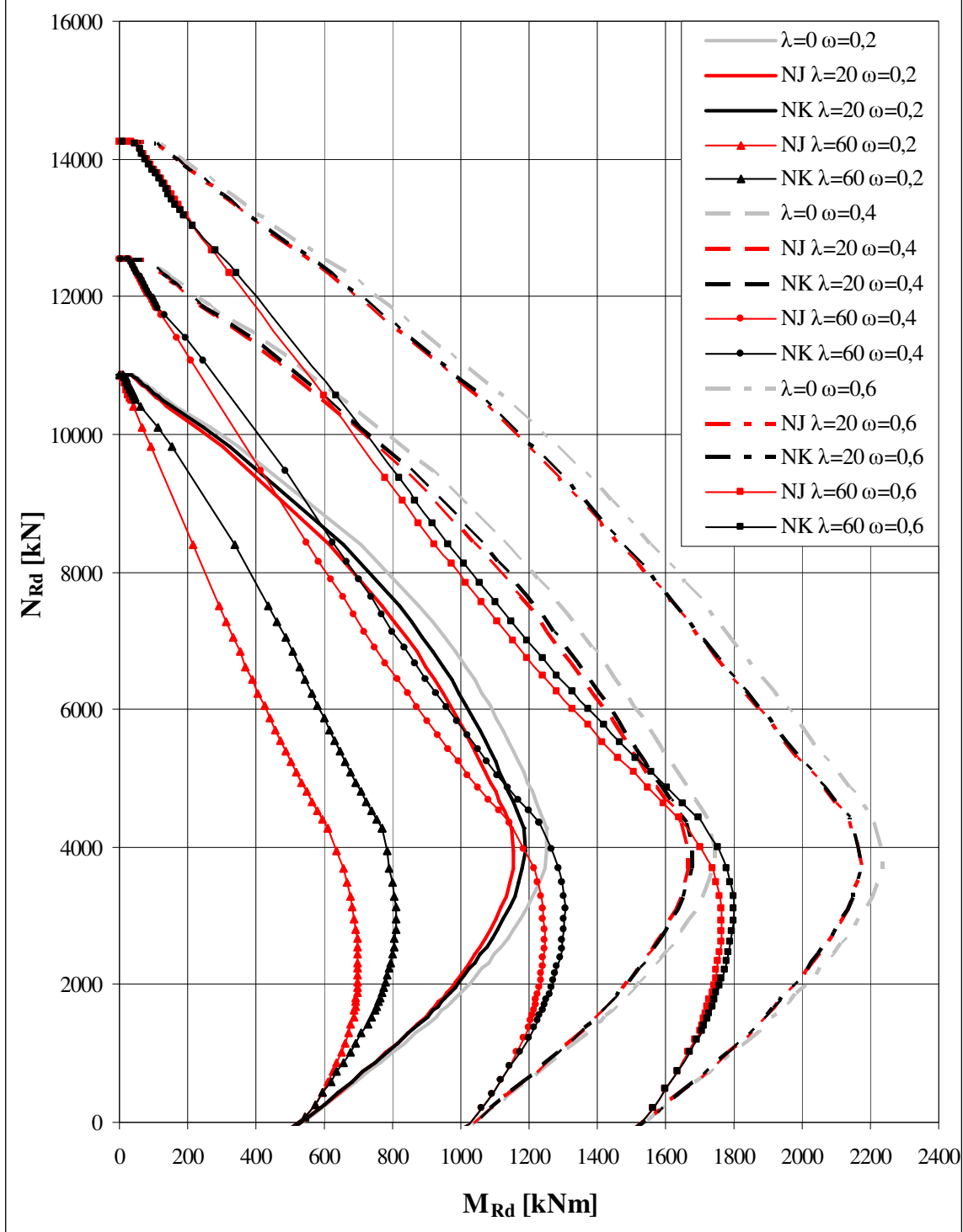
YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

380x380 mm² $\phi_{ef} = 1,0$ 

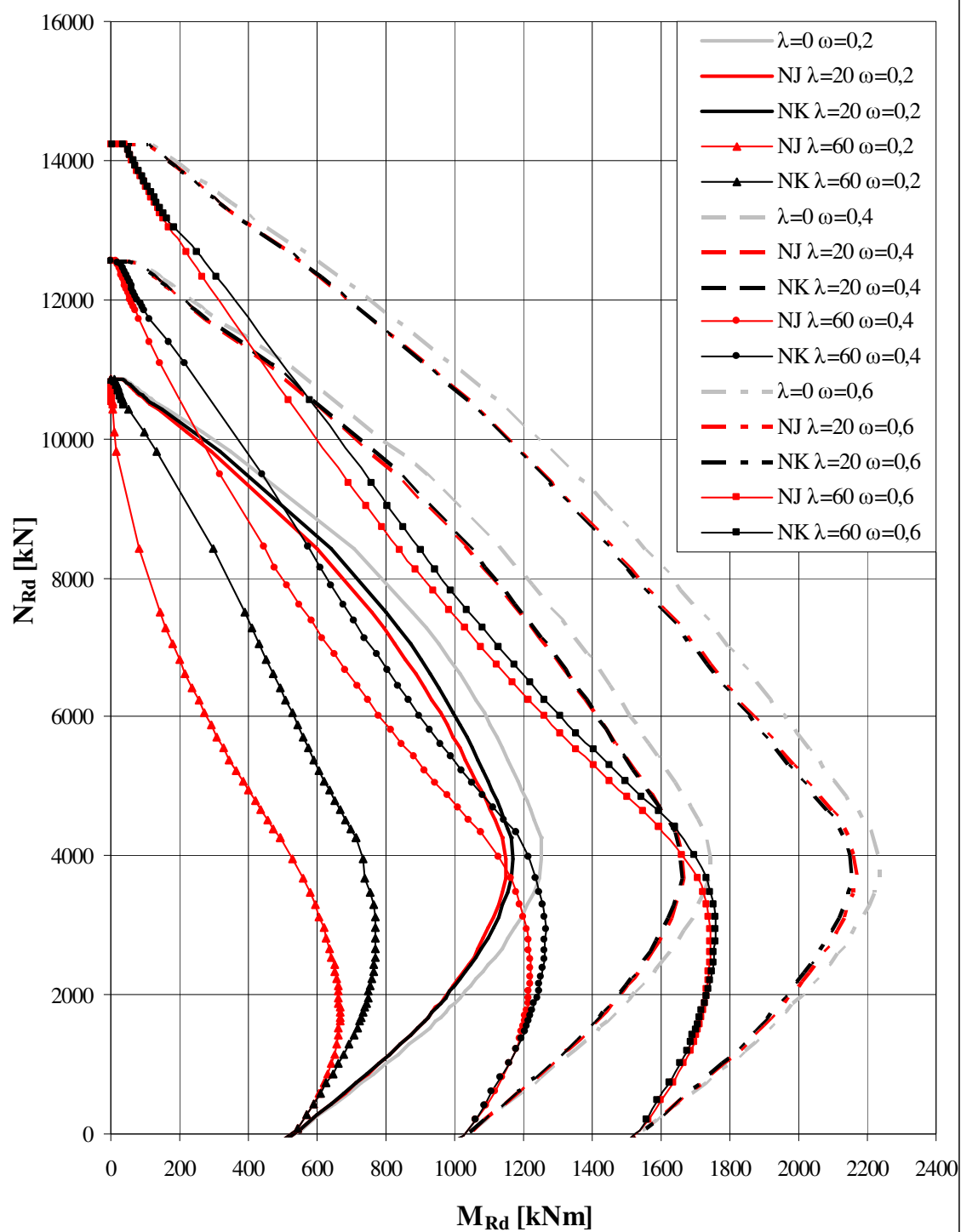
YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

380x380 mm² $\varphi_{ef} = 2,0$ 

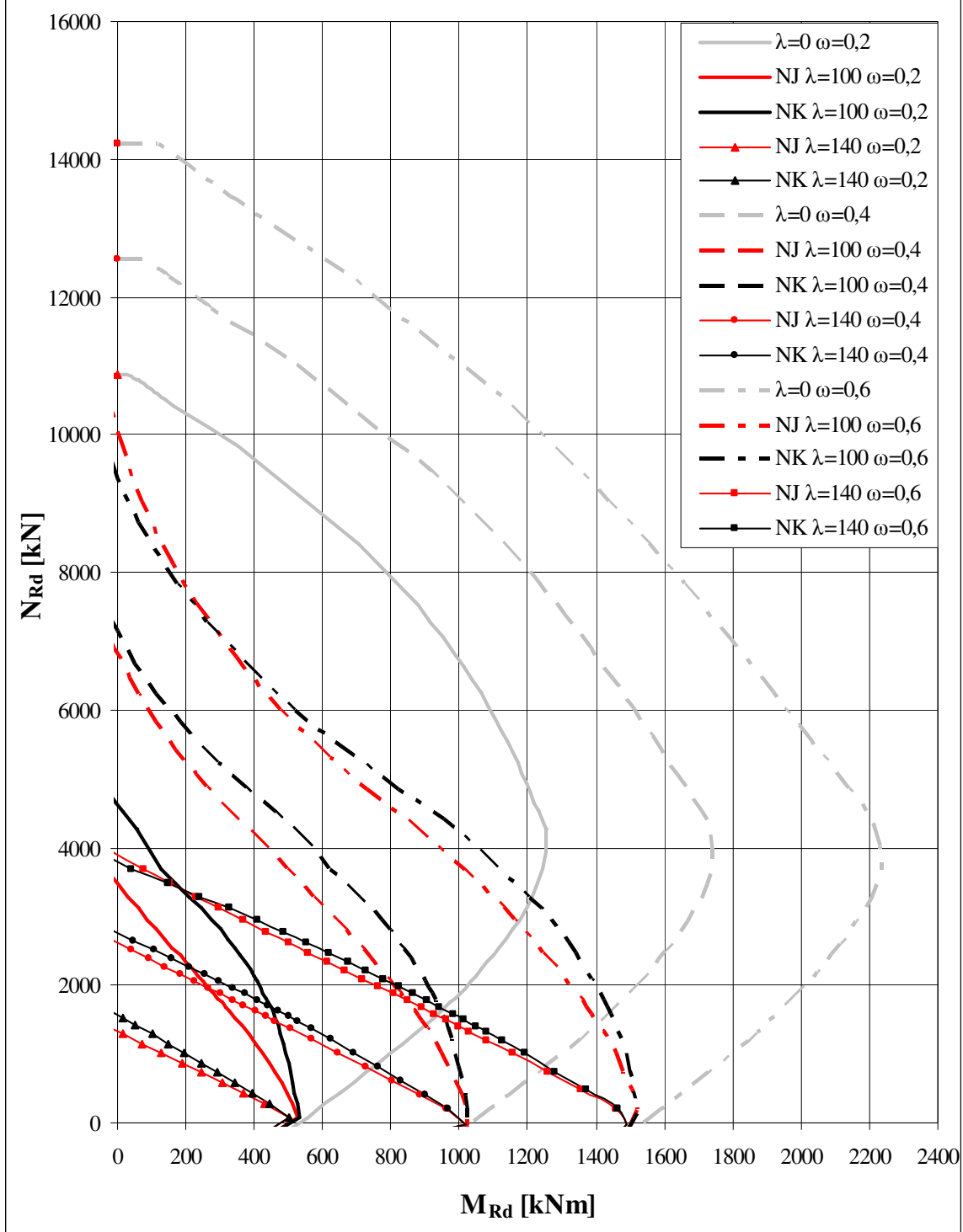
YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

680x680 mm² $\phi_{ef} = 1,0$ 

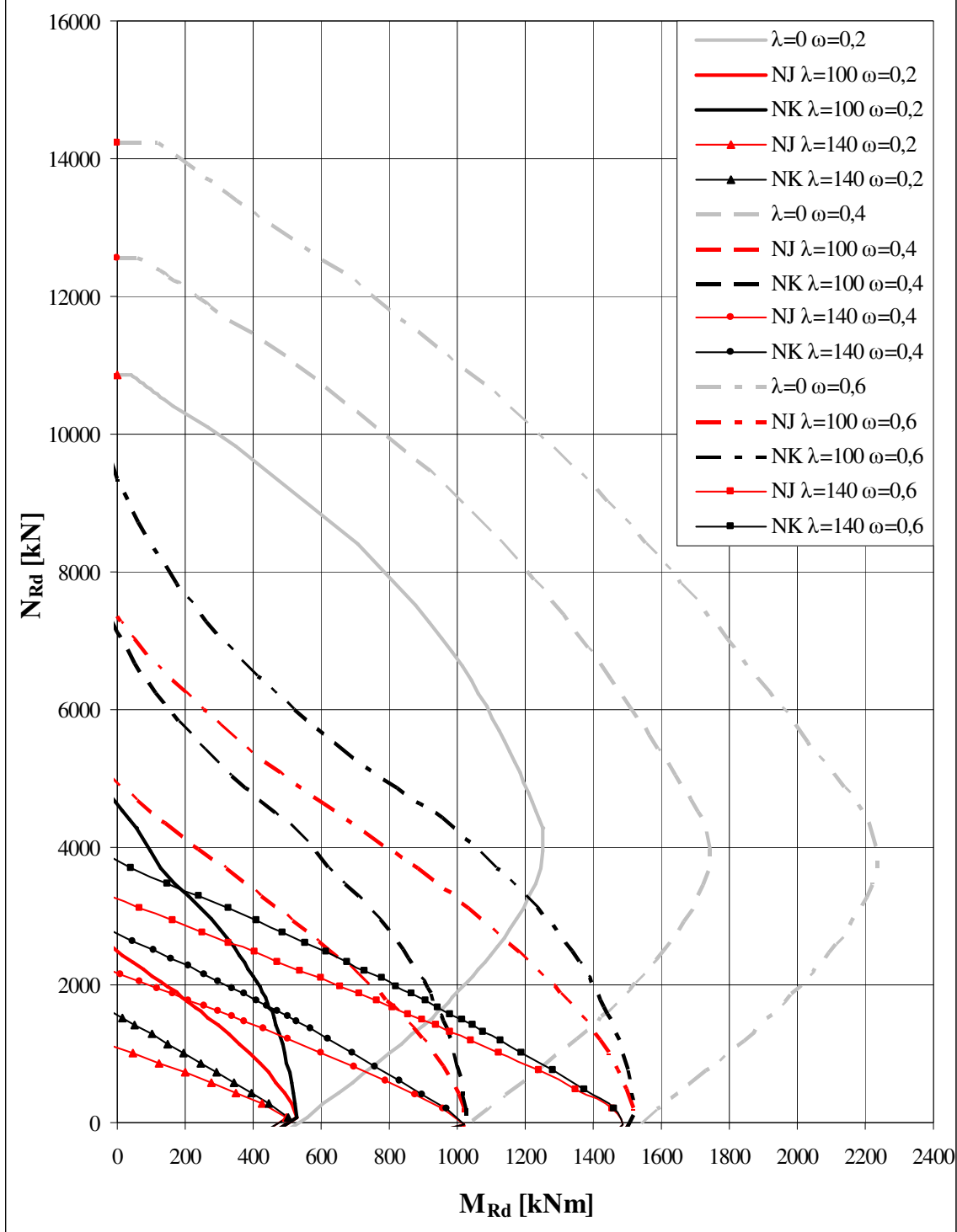
YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

680x680 mm² $\varphi_{ef} = 2,0$ 

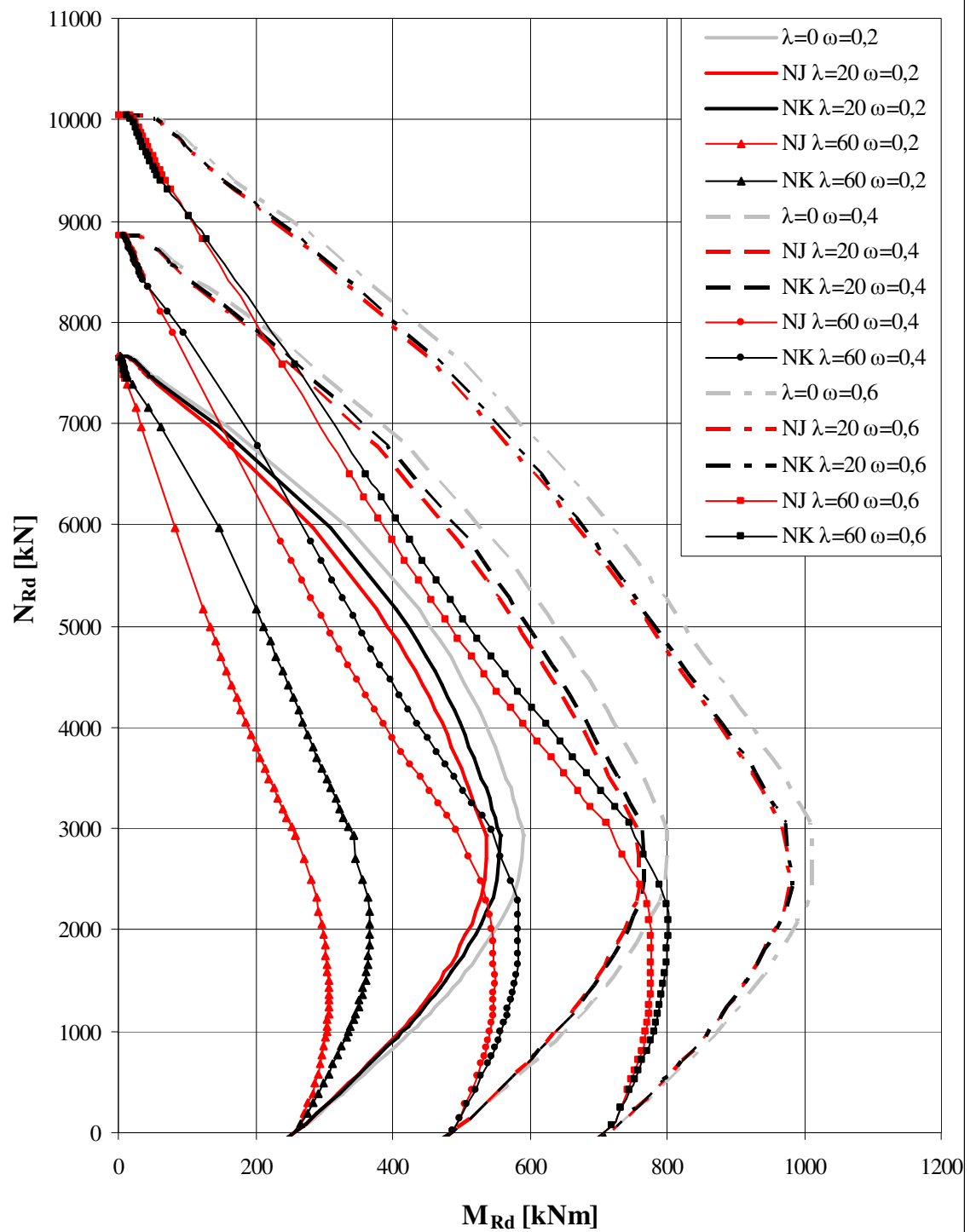
YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

680x680 mm² $\phi_{ef} = 1,0$ 

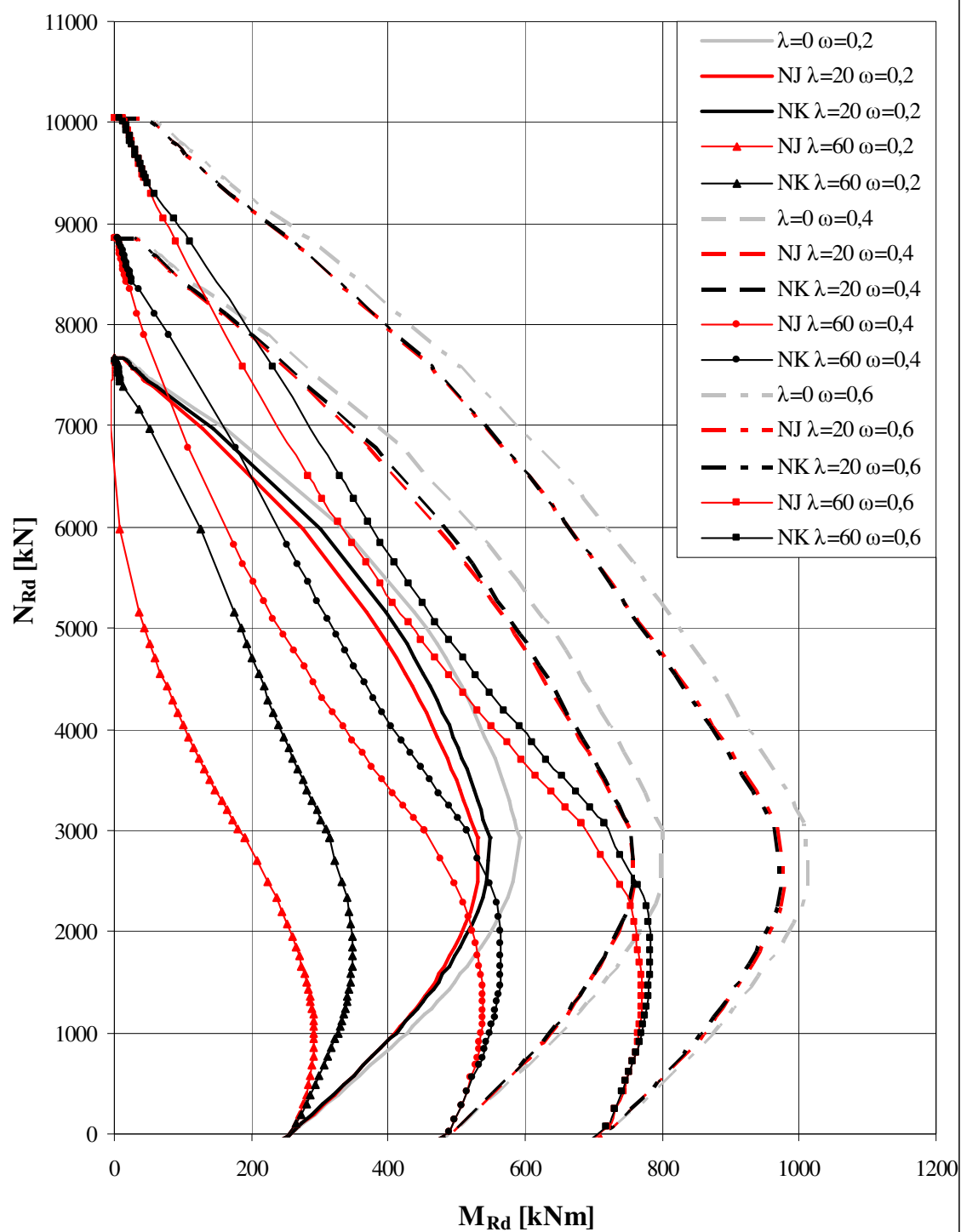
YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

680x680 mm² $\varphi_{ef} = 2,0$ 

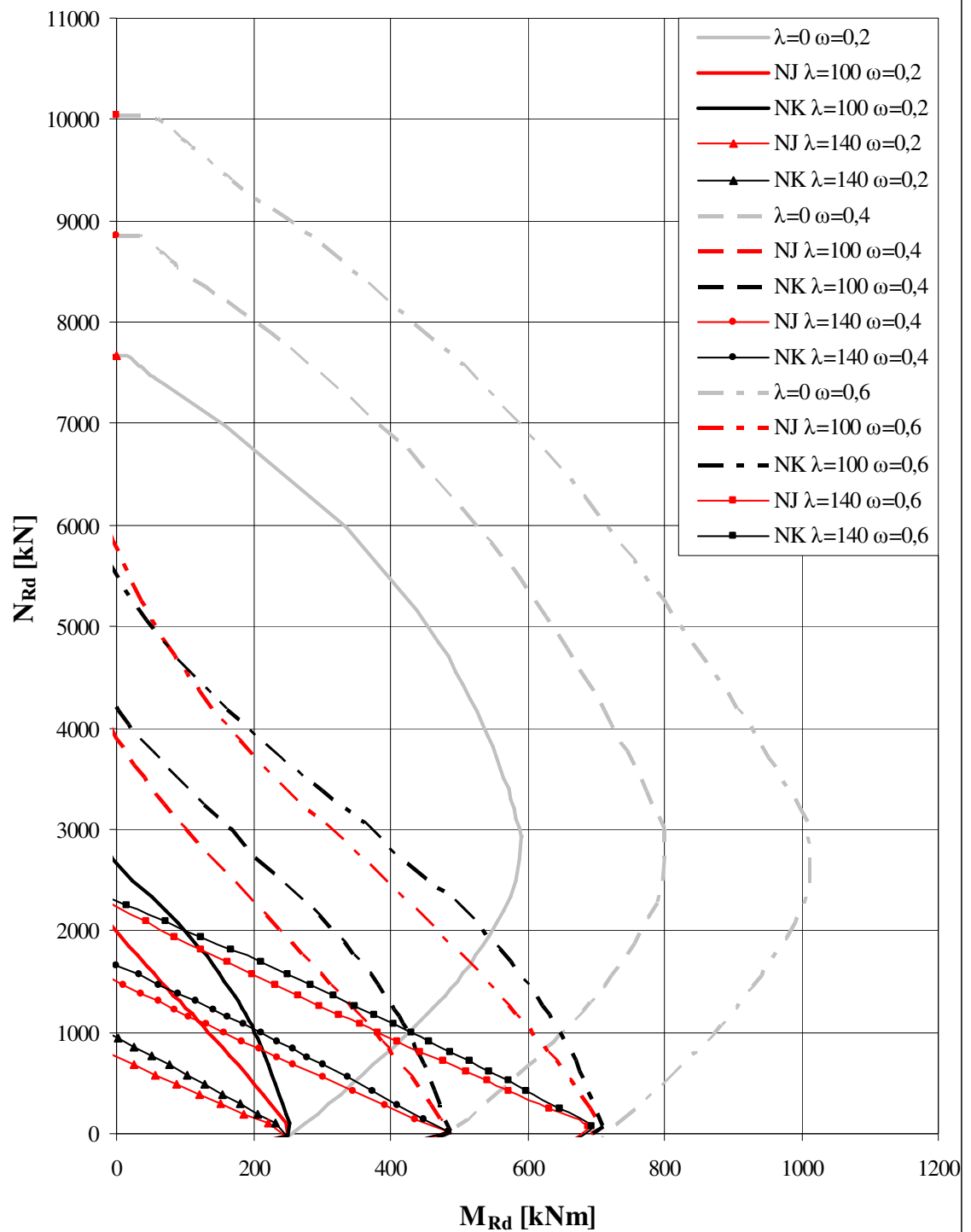
YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

480x680 mm² $\varphi_{ef} = 1,0$ 

YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

480x680 mm² $\varphi_{ef} = 2,0$ 

YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

480x680 mm² $\varphi_{ef} = 1,0$ 

YHTEISVAIKUTUSDIAGRAMMI

480x680 mm² $\varphi_{ef} = 2,0$ 