



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO  
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

JOUNI JUVONEN  
TERÄSBETONI- JA LIITTOPILARIN PALOMITOITUS R180  
LUOKKAAN EUROKOODIN MUKAISESTI  
Diplomityö

Tarkastaja: professori Ralf Lindberg  
Tarkastaja ja aihe hyväksytty  
Tuotantotalouden ja rakentamisen  
tiedekuntaneuvoston kokouksessa  
8. marraskuuta 2013



## TIIVISTELMÄ

TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

Rakennustekniikan koulutusohjelma

**JUVONEN, JOUNI:** Teräsbetoni- ja liittopilarin palomitoitus R180 luokkaan eurokoodin mukaisesti

Diplomityö, 131 sivua, 10 liitesivua

Tammikuu 2014

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastaja: professori Ralf Lindberg

Avainsanat: Palomitoitus, eurokoodi, liittopilari, teräsbetonipilari

Eurokoodit yhdessä kansallisten liitteiden kanssa ovat jo korvanneet lähes kaikki kantavien rakenteiden suunnittelua koskevat Euroopan jäsenvaltioiden kansalliset ohjeet. Tämän diplomityön tarkoituksena on helpottaa eurokoodien käyttöönottoa Suomessa yleisesti käytettävien pilareiden osalta käsittelemällä pääasiassa standardien EN 1992-2 ja EN 1994-2 mukaista palomitoitusta, mutta myös standardien EN 1992-1 ja EN 1994-1 mukaista käyttölämpötilamitoitusta. Työn perusrakenne perustuu teräsbetoni- ja liittopilarin käsittelyyn omina kokonaisuuksinaan. Tämän lisäksi työssä esitellään mahdolliset palosuojaustavat, joilla pilareiden palonkestoaikaa voidaan lisätä.

Työn ensisijainen tavoite on helpottaa eurokoodien käyttöönottoa pilareiden 180 minuutin palomitoituksessa, jossa huomioidaan myös suomalaiset käytännöt. Pilareiden toimintaperiaatteita käsittelevien lukujen ja esimerkkien ansiosta työ soveltuu mainiosti myös ohjeeksi pilareiden palomitoitukseen sekä helpottaa eurokoodien käyttöä suunnittelussa.

Tässä diplomityössä keskityttiin pääasiassa palomitoitukseen standardilämpötila-aikakäyrän mukaan, mihin suurin osa eurokoodin laskentamenetelmistä tulipalossa perustuu. Laskennallinen 180 minuutin standardipalo on tavanomaisille Suomessa käytettäville pilarirakenteille ja varsinkin teräspultkiliittopilareille melko raju, eikä palolle alttiista teräsprofiilista saada juurikaan mitään hyötyä pitkissä tulipaloissa. Tämä ongelma voidaan ratkaista sijoittamalla teräsprofiili betonin sisään, mutta tällöin herää kysymys, miksi pilaria ei tehtäisi alun perin tavallisesta teräsbetonista? Varsinkin kun ottaa huomioon, että eurokoodin palotilanteen laskentamenetelmät liittopilarille eivät välttämättä päde ollenkaan 180 minuutin palolle tai niistä löytyy vielä ratkaisemattomia kohtia, joiden ratkaiseminen jää täysin suunnittelijan vastuulle. Toisaalta liittopilari, jossa teräsosa on betonin sisällä, mahdollistaa tavanomaista teräsbetonipilaria pienemmän poikkileikkauksen pitkäkestoisissa tulipalorasituksissa. Tosin eurokoodin teräsbetonipilarin laskentamenetelmät ovat helpompia sisäistää ja soveltuvat vaivattomasti myös pitkäkestoisiin tulipaloihin, jolloin pilarityypiksi yleensä saatetaankin valita teräsbetoni pelkän yksinkertaisuutensa vuoksi.

Eurokoodien tilanne ja ymmärrys on nykyään paljon parempi kuin viisi vuotta sitten, jolloin eurokoodien ensimmäinen paketti otettiin käyttöön. Kuitenkaan vielä nykyään ei ole saatavilla tarpeeksi aukottomia tai selkeitä suunnitteluohjeita pilareiden palomitoitukseen. Vaikka kolmen tunnin tulipalonkestovaatimus on melko harvinainen tavanomaisille rakenteille, toivoisin kuitenkin, että tulevaisuudessa joko Suomen sisäisen tai EU-maiden yhteistyön kautta saavutettaisiin laskentaohjeet, jotka soveltuisivat myös suuriin tulipalonkestovaatimuksiin.

## ABSTRACT

TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Master's Degree Programme in Civil Engineering

**JUVONEN, JOUNI:** Fire Designing Reinforced Concrete and Composite Column to R180 Class According to Eurocodes

Master of Science Thesis, 131 pages, 10 Appendix pages

January 2014

Major: Structural Engineering

Examiner: Professor Ralf Lindberg

Keywords: Fire design, Eurocode, Composite column, Reinforced concrete column

The Eurocodes together with the National Annexes have already been replaced almost all the national guidelines of European member states concerning load-bearing structures. This master's thesis is meant to contribute to implementation of the Eurocodes concerning the columns that are commonly used in Finland easier by introducing mainly standards EN 1992-2 and EN 1994-2 regarding to the fire design but also standards EN 1992-1 and EN 1994-1 regarding to the operating temperature design. The basic structure of this thesis consists of discrete sections in which reinforced and composite columns are treated separately. In addition, this thesis introduces the potential fire protections that increase the fire durability of the columns.

The primary objective is to make implementation of columns fire design for the 180 minutes fire easier using the Eurocodes taking into account the Finnish practices. Thanks to theory section and calculation examples it can also be used as a guide and to facilitate the use of Eurocodes for fire designing the columns.

This thesis mainly focused on the fire designing using the standard time-temperature curve which the majority calculation methods are based on the Eurocode. The 180 minute standard fire is quite rough for conventional columns that are used in Finland, especially for composite steel tubes when steel is prone to the fire and steel loses its benefits in long fires. This problem can be solved by placing the steel section in the concrete but in that case you have to ask why the columns are not made originally from reinforced concrete? Especially when take into account that the fire calculation methods of the Eurocode for composite columns may not apply at all for 180 minute fire or there are still unresolved points which solution will be entirely the responsibility of the designer. On the other hand composite column where the steel section is inside the concrete allows smaller cross-section than normal reinforced concrete in long fire duration. However, the calculation methods of the Eurocode for reinforced concrete columns are easier to assimilate and are easily suitable for long fire durations in which case the generally chosen column type is reinforced concrete simply because of its simplicity.

On this day the situation and understanding of the Eurocodes is much better than five years ago when the first package of the Eurocodes was introduced but still to this day there is not enough solid or articulate design guidelines for the fire designing columns. Although the three-hour fire resistance requirement is relatively rare for conventional structures, I hope that we would achieve in the future the guidelines which would be suitable for greater fire resistance requirements through cooperation with either Finnish construction operators or European countries.

## ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Pöyry Finland Oy:lle. Työn tarkoituksena oli selvittää teräsbetoni- ja liittopilareiden palomitoitusta 180 minuutin tulipalolle eurokoodin mukaisesti. Tämän diplomityön tarkastajana on toiminut Tampereen teknillisen yliopiston Rakennustekniikan laitoksen professori Ralf Lindberg.

Työn ohjaajina toimivat TkL Timo Inha Tampereen teknillisestä yliopistosta ja DI Pietari Junttila Pöyry Finland Oy:stä. Haluan osoittaa ohjaajilleni suurimmat kiitokset mahdollisuudesta tehdä tämä tutkimus ja läpi koko projektin heiltä saamastani avusta. Kiitän heidän antamistaan neuvoista sekä ohjauksesta, joka on kuitenkin sallinut varsin itsenäisen työskentelyn ja luovien ratkaisujen toteuttamisen. Lisäksi haluan kiittää vanhempiani sekä sisaruksiani saamastani tuesta ja hyvistä elämänohjeista.

Opiskeluni Tampereella ja vaihtovuoteni Hongkongissa ovat olleet kieltämättä hienoa aikaa. Jostain syystä hymyilyttää, kun käy miettimään, mitä näihin vuosiin mahtuukaan. Kiitokset näistä unohtumattomista opiskeluvuosista ystävilleni.

Lopuksi, rakkaimmat kiitokset haluan osoittaa avopuolisolleni Marialle järkkymättömästä tuesta ja ihailtavasta kärsivällisyydestä minua kohtaan.

Tampereella 28. marraskuuta 2013

Jouni Juvonen



# SISÄLLYS

1	Johdanto.....	1
1.1	Työn tausta.....	1
1.2	Tavoitteet .....	2
1.3	Rajaus .....	3
1.4	Tutkimusmenetelmät ja tuotokset .....	3
2	Kuormat ja materiaalit.....	4
2.1	Suunnitteluperusteet ja kuormien yhdistely .....	4
2.2	Materiaaliominaisuudet .....	8
2.2.1	Betoni.....	8
2.2.2	Betoniteräs .....	9
2.2.3	Rakenneteräs .....	9
2.3	Materiaaliosavarmuusluvut.....	10
2.4	Materiaalien käyttäytyminen tulipalossa .....	11
2.4.1	Betoni.....	11
2.4.2	Betoniteräs .....	16
2.4.3	Rakenneteräs .....	20
3	Yleistä palomitoituksesta.....	23
3.1	Nimelliset lämpötila-aikakäyrät .....	24
3.2	Luonnollisen palon mallit .....	25
4	Palosuojamenetelmät.....	28
4.1	Levytys .....	29
4.1.1	Mineraalivillalevyt.....	29
4.1.2	Vermikuliittilevyt .....	30
4.1.3	Kalsiumsilikaattilevyt .....	30
4.1.4	Kipsilevyt ja -elementit.....	30
4.2	Ruiskutteet .....	31
4.2.1	Mineraalikuitturuiskutus .....	31
4.2.2	Vermikuliittiruiskutus .....	32
4.3	Palosuojamaalit .....	32
4.4	Rakenteen verhous .....	33
4.5	Palosuojaus rakenteellisin keinoin .....	33
4.6	Veden käyttö palosuojauksessa.....	34
5	Teräsbetonipilarit .....	35
5.1	Mitoitus käyttölämpötilassa .....	36
5.1.1	Epäkeskisyydet.....	36
5.1.2	Pilareiden hoikkuus ja tehollinen pituus .....	41
5.1.3	Teräsbetonipilarin viruma ja kutistuma .....	42
5.1.4	Normaalivoiman ja taivutusmomentin rasittama poikkileikkaus .....	47
5.1.5	Yleinen menetelmä .....	54
5.1.6	Nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä .....	54

5.1.7	Nimelliseen jäykkyyteen perustuva menetelmä .....	56
5.1.8	Teräsbetonipilarin raudoitus.....	58
5.1.9	Laskentaesimerkki .....	59
5.2	Palotekninen mitoitus .....	61
5.2.1	Taulukkomitoitus .....	63
5.2.2	Yksinkertaistetut laskentamenetelmät .....	66
5.2.3	Kehittyneet laskentamenetelmät.....	72
5.2.4	Betonipoikkileikkauksen lämpötilojen FEM-laskenta.....	73
5.2.5	Laskentaesimerkki .....	74
6	Liittopilarit.....	78
6.1	Mitoitus käyttölämpötilassa .....	79
6.1.1	Taivutusjäykkyys .....	82
6.1.2	Keskeinen kuormitus .....	84
6.1.3	Yhdistetty puristus ja taivutus yhden akselin suhteen .....	86
6.1.4	Vino taivutus .....	91
6.1.5	Leikkausliitos ja kuormien siirtyminen .....	92
6.1.6	Poikittaisten leikkausvoimien vaikutus.....	94
6.1.7	Laskentaesimerkki .....	96
6.2	Palotekninen mitoitus .....	102
6.2.1	Taulukkomitoitus.....	103
6.2.2	Yksinkertainen laskentamenetelmä .....	106
6.2.3	Ranskalainen menetelmä.....	114
6.2.4	Kehittyneet laskentamenetelmät.....	117
6.2.5	Laskentaesimerkki .....	117
7	Päätelmät.....	125
7.1	Havainnot ja tulokset .....	125
7.2	Tavoitteiden saavuttaminen .....	126
7.3	Jatkotutkimus- ja kehitystoimenpiteet .....	127
	Lähteet.....	128
	Liitteet .....	132



## TERMIT JA NIIDEN MÄÄRITELMÄT

CEB	Comité Euro-International du Béton.
Eurokoodi	Eurooppalainen kantavien rakenteiden suunnittelustandardi.
FEM	Elementtimenetelmä (Finite Element Method).
Käyttölämpötilamitoitus	Rakenteen, rakenteen osan tai rakenneosan mitoitus normaalilämpötilassaan.
Liittopilari	Pääasiassa puristettu tai puristettu ja taivutettu rakenneosaa, joka on valmistettu betonista ja teräksestä siten, että liitoksissa betonin ja teräksen välinen pitkittäinen liukuminen pysyy rajallisena.
NA	Kuhunkin eurokoodiin liittyvä kansallinen liite (National Annex).
NCCI	Ristiriidattomat täydentävät tiedot Eurokoodiin.
Nimellinen lämpötila-aikakäyrä	Sovittu paloaltistus ajan funktiona, mitä käytetään palonkestävyyden luokitukseen tai osoittamiseen.
Palosuojaus	Palosuojaus on kantavan tai osastoivan rakennusosan pintaan kiinnitetty verhous tai pinnoite, jonka avulla lisätään palonkestävyyssaikaa.
Palotekninen mitoitus	Rakenteen, rakenteen osan tai rakenneosan mitoitus siten, että se täyttää toimivuusvaatimukset palotilanteessa.
Palotila	Tila, jossa tulipalon ajatellaan syttyvän.
Palonkestävyys	Rakenteen, rakenteen osan tai rakenneosan kyky täyttää määritellyn ajan siltä vaaditut tehtävät (R=kantavuusvaatimus, E=tiiviyys tai I=eristävyys) määritellyn kuormitustason ja määritellyn paloaltistuksen vallitessa.
Parametrinen paloaltistus	Palomallien ja fysikaalisten parametrien perusteella määritellyt palotilan olosuhteet, joita käytetään palonkestävyyden luokitukseen tai osoittamiseen.
SLS	Käyttörajatila (Service Limit State).
STR	Murtorajatila, jossa tarkastellaan rakenteen tai rakenneosien murtumista tai huomattavaa muodonmuutosta, joka johtaa kantokyvyn menetykseen (Strength).
Teräsbetonipilari	Pääasiassa puristettu tai puristettu ja taivutettu rakenneosaa, joka on valmistettu betonista ja betoniteräksestä.
ULS	Murtorajatila (Ultimate Limit State).
$\gamma$	Materiaalin tai kuorman osavarmuusluku
$\varepsilon$	Suhteellinen muodonmuutos, venymä tai puristuma
$\lambda$	Hoikkuus
$\mu$	Suhteellinen momentti

x

v	Suhteellinen normaalivoima
$\rho$	Raudoitussuhde
$\omega$	Mekaaninen raudoitussuhde
b	Leveys
e	Epäkeskisyys
$f_{c,\theta}$	Betonin puristuslujuus lämpötilassa $\theta$
$f_{ck}$	Betonin lieriölujuuden ominaisarvo
$f_{ctk}$	Betonin aksiaalivetolujuuden ominaisarvo
$f_{s,\theta}$	Raudoituksen myötölujuus lämpötilassa $\theta$
$f_{sk}$	Raudoituksen ominaislujuus (Eurokoodi 2:ssa $f_{yk}$ )
$f_{y,\theta}$	Rakenneteräksen myötölujuus lämpötilassa $\theta$
h	Korkeus
i	Hitaussäde
l	Pituus
$M_{Ed}$	Mitoitustaivutusmomentti
$M_{Ed,fi}$	Mitoitustaivutusmomentti palomitoitustarkastelussa
$M_{Rd}$	Taivutuskestävyys, mitoitusarvo
$M_{Rd,fi}$	Taivutuskestävyys, mitoitusarvo palomitoitustarkastelussa
$N_{Ed}$	Mitoitusnormaalivoima
$N_{Ed,fi}$	Mitoitusnormaalivoima palomitoitustarkastelussa
$N_{Rd}$	Normaalivoimakestävyys, mitoitusarvo
$N_{Rd,fi}$	Normaalivoimakestävyys, mitoitusarvo palomitoitustarkastelussa

# 1 JOHDANTO

Suomen rakentamismääräyskokoelma B-osan kantavien rakenteiden suunnitteluun liittyvät viranomaisohjeet oli tarkoitus korvata jo 1.4.2010 alkaen eurokoodeilla. Vaikka virallisesti eurokoodit ovatkin olleet jo muutaman vuoden voimassa, niin käytännön suunnittelussa sallitaan vielä vanhan rakentamismääräyskokoelman B-osan käyttö, ellei suunnittelussa erikseen vaadita käytettäväksi eurokoodeja. Eurokoodit pitävät sisällään sekä ohjeistavia soveltamissääntöjä että velvoittavia periaatesääntöjä. Jokainen eurokoodit käyttöön ottanut maa laati eurokoodien eri osiin myös omat kansalliset liitteensä (NA), joiden avulla eri maat voivat ottaa huomioon paikalliset olosuhteet. Suomessa eurokoodistandardien julkaisuista huolehtii Suomen Standardisoimisliitto SFS ja kansallisten liitteiden laatimisesta puolestaan ympäristöministeriö. [1]

Eurokoodien käyttöönoton syynä on ollut parantaa suunnittelussa suomalaisen rakentamisen kansainvälisiä toimintamahdollisuuksia eli pyrkiä suunnittelukäytäntöjen yhdenmukaistamiseen eri Euroopan maiden välillä ja kilpailun esteiden poistamiseen Euroopan sisäisistä markkinoista. Tämän lisäksi eri Euroopan maiden sisäisen yhteistyön ja vuosikymmenien valmistelutyön tuloksena syntyneet eurokoodit tarjoavat rakentamismääräyskokoelman B-osaa kattavamman ohjeiston kantavien rakenteiden suunnitteluun. [1]

Tässä diplomityössä syvennyttään standardien EN 1992-1-1 ja EN 1992-1-2 mukaiseen teräsbetonisen pilarin rakennesuunnitteluun ja mitoitukseen sekä standardien EN 1994-1-1 ja EN 1994-1-2 mukaiseen betoni-teräs –liittopilarin rakennesuunnitteluun ja mitoitukseen. Standardit EN 1992-1-1 ja EN 1994-1-1 kattavat yleiset ja rakennuksia koskevat säännöt, kun taas standardit EN 1992-1-2 ja EN 1994-1-2 rakenteellisen palomitoituksen yleiset säännöt.

## 1.1 Työn tausta

Pilareiden palomitoitus eurokoodeilla 180 minuutin palolle on aiheena varsin haastavaa, koska kokonaisuuden hallitsemiseksi suunnittelijalta vaaditaan myös betonirakenteita koskevan eurokoodin EN 1992 lisäksi kuormiin ja niiden yhdistelyyn liittyvien eurokoodien EN 1991 ja EN 1990 hallitseminen. Liittorakenteisen pilarin palomitoituksessa suunnittelijan on edellisten lisäksi tunnettava vielä teräsrakenteita koskevan eurokoodin EN 1993 sekä liittorakenteita koskevan eurokoodin EN 1994 eri osat. Standardien suuren laajuuden vuoksi tämä diplomityö on syytä käsittää osana isompaa kokonaisuutta, josta Tampereen teknillisessä yliopistossa on jo aiemmin valmistunut eurokoodien mukaista rakennesuunnittelua ja mitoitusta käsitteleviä diplomitöitä. Niissä on eri materiaalien ja kuormien osalta pyritty selventämään eurokoodien mitoitusprosessia. Tämän

työn osalta on pyritty noudattamaan samoja periaatteita keskittymällä kuitenkin enemmän pilareiden palomitoitukseen vähintään 180 minuutin tulipalolle. Työssä esitetyt mitoitusmenetelmät pätevät myös tätä pienempiin palokestävyysvaatimuksiin. Edellisen lisäksi tässä työssä olen halunnut tuoda esiin myös rakenteiden palosuojausmenetelmiä, keskittymällä kuitenkin pilarirakenteisissa käytettäviin palosuojausmenetelmiin, jotka sopisivat pitkiin palonkestoaikoihin. Tälle diplomityölle ominainen tieteellinen lähestymistapa asetti puolestaan lähtökohdat lähdeaineiston valinnalle sekä rakenteiden toimintaa palossa ja normaalilämpötilassa kuvaavan teorian esittämiselle läpi koko työn.

Pilarirakenteiden suunnittelu 180 minuutin palolle on Suomessa ollut melko harvinaista. Tyypillisimmät kohteet, joissa saatetaan päätyä näin suuriin palokestoluokkiin, ovat muun muassa tunnelit sekä varastot, jotka sisältävät suuria palokuormia. Liittorakenteita, varsinkaan betonilla osittain tai kokonaan ympäröityjä teräsprofiiileja, ei Suomessa käytetä juuri ollenkaan verrattuna Keski-Euroopan maihin. Kyseiset liittorakeneratkaisut olisivat omiaan käytettäväksi teräsbetonirakenteisen pilarin lisäksi suurissa palokestävyysvaatimuksissa, toisin kuin Suomessa käytetty liittopilarityyppi, jossa teräsosa on palolle alttiina. Liittorakenteiden käyttämisen vähäisyydelle löytynee selityksiä niin kulttuurin, taloudellisuuden kuin koulutukseenkin liittyvistä seikoista, mutta toisaalta tämä on myös mielestäni osaltaan selvä merkki liittorakenteiden mahdollisuuksien tuntemattomuudesta ja suunnittelijoiden taidon puutteesta verrattuna Suomessa yleisesti käytettäviin teräsbetonirakenteisiin. Oman lisänsä tähän suunnitteluongelmaan tuo pilarin varsin suuri palokestävyysvaatimus R180, josta maailmalla on tehty varsin vähän koepolttoja tai valmiita ja aukottomia suunnitteluohjeita niin teräsbetonirakenteille kuin liittorakenteillekin. Vaikka eurokoodeista alkaa näinä päivinä olla jo melko hyvin käsikirja- ja opetusmateriaalia saatavilla, on pilareiden suunnittelusta paloluokkaan R180 vielä varsin vähän tarjolla täysin aukottomia suunnitteluohjeita.

## 1.2 Tavoitteet

Tämän diplomityön yksi päätavoitteista on esittää teräsbetonipilarin palomitoitus 180 minuutin palolle standardien EN 1992-1-1 ja EN 1992-1-2 mukaisesti sekä betoni-teräs-liittopilarin vastaava palomitoitus standardien EN 1994-1-1 ja EN 1994-1-2 mukaan käyttämällä havainnollistavia esimerkkejä ja täten helpottamalla eurokoodin käyttöönottoa pilareiden palomitoituksessa paloluokkaan R180 rakennesuunnittelun eri osapuolten keskuudessa. Yhtenä niin sanottuna alitavoitteena tässä työssä on laatia suunnitteluperusteita valaisevia laskuesimerkkejä, joiden merkitys käytännön oppimisen kannalta on erittäin suuri varsinkin insinööritieteissä. Lisäksi tämän työn alitavoitteena on myös esittää suunnitteluperusteet niin aukottomasti, että tämän työn pohjalta voidaan tehdä jatkossa valmiita mitoituspohjia 180 minuutin palokestävyysluokkiin.

Tämän diplomityön sivutavoitteena on teräsbetoni- ja varsinkin liittopilarirakenteiden yleisen suunnitteluosaamisen kehittyminen ja tätä kautta myös niiden yleistyminen soveltuvissa kohteissa suurissa palokestävyysluokissa. Tiedostan kuitenkin, että tämä

tavoite on vain toisarvoinen ja korostan tiedostavani, että yksittäisen diplomityön merkitys rakentamisen laajassa kentässä on varsin pieni.

### 1.3 Rajaus

Diplomityöni käsittelee eurokoodien 2 ja 4 otsikoiden mukaisesti vain talonrakennuksen teräsbetoni- ja liittorakenteita. Tässä työssä materiaaliominaisuudet ja eurokoodien mukainen kuormien määrittäminen esitetään vain niiltä osin kuin teräsbetoni- ja liittopilarin suunnittelun sekä palomitoituksen kannalta on tarpeellista. Materiaaliominaisuudet ja kuormien määrittäminen on esitetty tarkemmin jo valmistuneissa diplomitöissä. Pilareiden rakennetyyppien osalta tässä työssä esitetään pääasiassa vain Suomessa yleisesti käytettäviä tyyppisiä ottaen kuitenkin huomioon palomitoituksen ja suunnitteluviennin asettamat vaatimukset.

### 1.4 Tutkimusmenetelmät ja tuotokset

Tämä diplomityö vastaa luonteeltaan enemmän teoreettista tutkimus- ja selvitystyötä ja sisältää piirteitä niin kirjallisuustutkimuksesta kuin käytännön suunnittelutyöstä, joten työn yhteydessä ei voida puhua tutkimuksesta sen perinteisessä merkityksessä. Kokeellinen tutkimus ei olisi yksistään riittänyt edellä esitettyjen tavoitteiden saavuttamiseksi. Tässä opinnäytetyössä laskettiin pilaripoikkileikkauksien lämpötilaprofiilit 180 minuutin standardipalolle FEM-laskentaohjelmalla (COMSOL Multiphysics). Vaihtoehtoisesti lämpötilaprofiilit olisi voitu selvittää tai varmentaa myös koepoltoilla, mutta tässä työssä tyydyttiin pelkkään FEM-laskentaan osaltaan taloudellisista syistä ja koska FEM-laskenta antaa toisaalta varsin luotettavat tulokset pilaripoikkileikkauksen lämpenemiselle tulipalossa.

Työn tärkein tuotos on esittää ja selventää eurokoodien suunnitteluperusteita teräsbetoni- ja liittopilareiden palomitoitukselle paloluokkaan R180 ja helpottaa eurokoodien avulla tehtävää palomitoitusta esimerkein. Tämän lisäksi työssä on tarkoitus esittää palomitoitus mahdollisimman selventävästi ja aukottomasti, jotta tämän työn pohjalta voitaisiin tehdä jatkossa valmiita mitoituspohjia pilarin palomitoitukselle 180 minuutin paloissa. Työn käyttökelpoisuutta myös suunnitteluohjeena tukevat teoriaosat, jotka käsittelevät teräsbetoni- ja liittopilarin toimintatapaa ja lujuusoppia. Loppuun sijoitetut laskentaesimerkit puolestaan muodostavat teoriaosia tukevan sulautetun kokonaisuuden.

## 2 KUORMAT JA MATERIAALIT

Kuten edellisessä luvussa todettiin, tässä työssä ei ole tarkoitus käydä eurokoodin suunnittelufilosofiaa perin pohjin lävitse, koska aiheesta löytyy jo esimerkiksi Rakennusinsinööriliiton julkaisemaa kirjallisuutta ja aiemmin valmistuneissa diplomitöissä aihetta on käsitelty varsin yksityiskohtaisesti. Tässä luvussa on kuitenkin tarkoitus kerrata eurokoodin suunnitteluperusteet, materiaalien osavarmuusluvut ja kuormien yhdistely lyhyesti.

Eurokoodijärjestelmä koostuu tällä hetkellä 58 eri osasta, joista ensimmäinen EN 1990:2002 ”Eurokoodi – rakenteiden suunnitteluperusteet” sisältää rakenteiden varmuutta, käyttökelpoisuutta ja säilyvyyttä koskevat periaatteet ja vaatimukset. Standardi EN 1990 on tarkoitettu käytettäväksi suoraan yhdessä muiden eurokoodi-standardien EN 1991...1999 kanssa. [2, s. 12] Näiden liitteeksi jokaiseen eurokoodi-standardiin liittyy kansallinen liite, jossa eri Euroopan maat voivat asettaa omia kansallisten parametrien arvoja, kansallisia päätöksiä opastavien liitteiden käytöstä ja viittauksia NCCI:hin [3, s. 8].

### 2.1 Suunnitteluperusteet ja kuormien yhdistely

Kuten Suomen rakentamismääräyskokoelman B-osan aikaan, myös nykyään, eurokoodi-standardin mukaan tulee murtorajatilat ja käyttörajatilat käsitellä erikseen. Ellei ole riittävästi tietoa siitä, että toisen rajatilan vaatimustenmukaisuuden toteutuessa toisenkin vaatimustenmukaisuus toteutuu. Suunnittelussa täytyy ottaa huomioon kaikki ne mitoitusolot, jotka voidaan perustellusti ennakoida esiintyvän rakenteen toteutuksen tai käytön aikana. [2, s. 52-56; 4, s. 6]

Eurokoodissa kuormat jaetaan kolmeen eri tyyppiin:

- pysyviin kuormiin (G)
- muuttuviin kuormiin (Q) ja
- onnettomuuskuormiin (A).

Pysyvät kuormat voivat olla myös liikkuvia, mutta yleensä ne kuitenkin ovat rakenteiden, kiinteiden laitteiden ja pysyvien päällysteiden omapainoja sekä kutistumisen ja epätasaisten painumien aiheuttamia kuormia. Kuorman vaihtelua voidaan pitää pieninä, jolloin voidaan käyttää yhtä arvoa pysyvän kuorman ominaisarvoa  $G_k$ . Toisin kuin pysyvät kuormat, muuttuvien kuormien ominaiskuormat, joita ovat esimerkiksi hyötykuormat, tuulikuormat ja lumikuormat, voivat vaihdella paljonkin rakennuksen elinka-

ren aikana. Siksi hyötykuormat perustuvatkin yleensä yläraja-arvoon, jota ei tietyllä todennäköisyydellä ylitetä tietyn tarkastelujakson aikana. Esimerkiksi ilmastosta aiheutuvien hyötykuormien ominaisarvon ylittymisen todennäköisyys on 0,02 vuoden pituisella tarkastelujaksolla. Kuormien arvot saadaan EN 1991 standardin eri osista. Muuttuvan kuorman edustava arvo voi olla ominaisarvon lisäksi:

- yhdistelyarvo  $\psi_0 Q_k$ , kun toinen määräävä hyötykuorma vaikuttaa samanaikaisesti
- tavallinen arvo  $\psi_1 Q_k$ , onnettomuusmitoitustilanteita tai palautuvia käyttörajatiloja tarkasteltaessa
- tai pitkäaikaisarvo  $\psi_2 Q_k$ , onnettomuusmitoitustilanteita tai palautuvia käyttörajatiloja tarkasteltaessa. [2, s. 60]

Muuttuvien ominaiskuormien kertoimet perustuvat myös todennäköisyyksiin, ja edellä esitettyjen kuormien ja niiden arvot erityyppisille rakennuksille löytyvät standardin EN 1990 Suomen kansallisesta liitteestä. [5]

Onnettomuuskuormat puolestaan arvioidaan aina hankekohtaisesti analysoimalla kyseisen rakennuksen eri onnettomuustodennäköisyydet sekä niiden seuraamukset. Kuormia rakenteille voivat aiheuttaa mm. erilaiset törmäykset tai räjähdykset. Standardissa EN 1991-1-7 on esitetty tavat, kuinka riskiä tulisi arvioida ja kuinka rakennus tulisi suunnitella, ettei se sortuisi onnettomuuden satuttua. [6, s. 66]

Kuormia yhdistelemällä pyritään ottamaan huomioon kaikki ne kuormitustapaukset, joille rakennus ja sen rakenteet voivat altistua elinkaarensa aikana. Eurokoodi-standardi luokittelee rakennuksen elinkaaren aikana esiintyvät mitoitustilanteet seuraavasti:

- normaalisti vallitsevat mitoitustilanteet
- tilapäiset mitoitustilanteet, esim. rakennus- tai korjausvaihe
- onnettomuusmitoitustilanteet, esim. tulipalo, räjähdys tai törmäys
- maanjäristysmitoitustilanteet

Kuormien yhdistelyssä tulee ottaa huomioon kaikki mahdolliset rajatilat ja mitoitustilanteet, ellei ole riittävästi tietoa siitä, että toisen rajatilan vaatimustenmukaisuuden toteutuessa toisenkin vaatimustenmukaisuus toteutuu ja tiedetään määräävä mitoitustilanne tai esimerkiksi kun onnettomuuden riski on pieni. [2, s. 78 - 82]

Murtorajatilassa pysyvät kuormat esiintyvät kaikissa kuormitusyhdistelmissä ja vuorotellen jokainen muuttuva kuorma valitaan määrääväksi muuttuvaksi kuormaksi ( $Q_{k,1}$ ) ja muut samanaikaiset muuttuvat kuormat ( $Q_{k,i}$ ) otetaan huomioon yhdistelyarvona. Tällä periaatteella käydään läpi kaikki kuormitustapaukset eri kuormayhdistelmillä siten, että saavutetaan kaikkein kriittisin tilanne rakenteen kannalta. Tässä täytyy ottaa huomioon, ettei aina suurin pystykuorma tuota kriittisintä tilannetta, esimerkiksi pilarilla pystykuorma lisää tiettyyn rajaan saakka taivutuskapasiteettia. Eurokoodi jaottelee murtorajatilat seuraavasti:

- rakenteen tasapainon menetys (EQU)
- kantavan rakenteen tai rakenneosan murtuminen tai huomattava muodonmuutos, joka johtaa kantokyvyn menetykseen (STR)
- geotekninen kantavuus (GEO)
- kantavan rakenteen tai rakenneosien väsymismurtuminen (FAT). [3, s. 3]

Tässä työssä keskitymme tarkastelemaan kuitenkin vain STR-murtorajatilaa, joka on tavanomaisissa pilareissa määräävä rajatila. Mitoituskaavana STR-murtorajatila voidaan ilmaista (kun esijännitysvoimia ei esiinny) siten, että kuormien yhdistelmänä käytetään epäedullisempaa kahdesta seuraavasta lausekkeesta:

$$\begin{cases} 1,15K_{FI}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} + 1,5K_{FI}Q_{k,1} + 1,5K_{FI}\sum_{i>1}\psi_{0,i}Q_{k,i} \\ 1,35K_{FI}G_{kj,sup} + 0,9G_{kj,inf} \end{cases} \quad (2.1)$$

jossa

$K_{FI}$  on seuraamus- ja luotettavuusluokista riippuva kerroin, yleensä  $K_{FI}=1,0$  (RC2)

$G_{kj,sup}$  on epäedullinen pysyvä kuorma

$G_{kj,inf}$  on edullinen pysyvä kuorma

$Q_{k,1}$  on määräävä muuttuva kuorma

$Q_{k,i}$  on muu samanaikaisesti vaikuttava muuttuva kuorma. [5, s. 4]

Käyttörajatilassa tarkastellaan puolestaan siirtymiä, värähtelyjä ja ulkonäöllisiä vaurioita. Käyttörajatilojen lausekkeissa otaksutaan, että kaikki osavarmuusluvut ovat ykkösen suuruisia. Eurokoodi antaa käyttörajatilan mahdollisia kuormayhdistelmiä kolme. Pilareilla esijännitysvoimia ei tavallisesti esiinny, joten selvyuden vuoksi myös käyttörajatilan kuormitusyhdistelmissä ne on jätetty pois. [2, s. 54; 5, s. 5]

- ominaisyhdistelmä, jota käytetään tavallisesti palautumattomille rajatiloille

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.2)$$

- tavallinen yhdistelmä, jota käytetään tavallisesti palautuville rajatiloille

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.3)$$

- pitkäaikaisyhdistelmä, jota käytetään tavallisesti pitkäaikaisvaikutuksille ja rakenteen ulkonäön kannalta

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.4)$$

Palomitoituksen mekaaniset kuormat yhdistetään onnettomuusmitoitustilanteita koskevien sääntöjen ja Suomen kansallisten liitteiden mukaisesti seuraavasti:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.5)$$

jos määräävä kuorma on lumi-, jää- tai tuulikuorma tai

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.6)$$

jos määräävä kuorma on muu kuin edellä. [5, s. 6]



Yksinkertaistuksena edellä esitetyille lausekkeille kaavat (2.5) ja (2.6) voidaan kuormien vaikutukset laskea normaalilämpötilamitoituksen rakenneanalyysin perusteella seuraavasti:

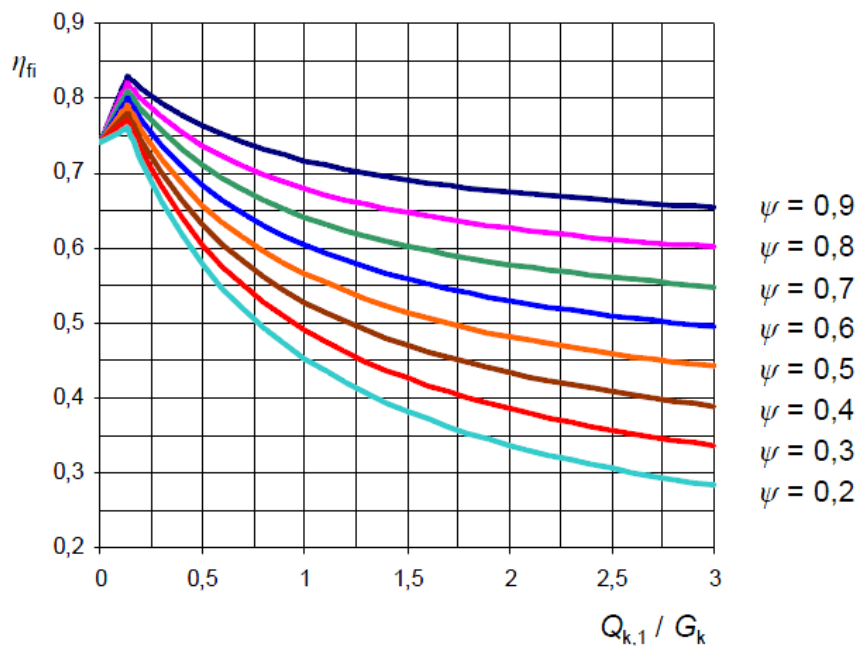
$$E_{d,fi} = \eta_{fi} E_d \quad (2.7)$$

jossa

$E_d$  on normaalilämpötilamitoitusta vastaava voimasuureen mitoitusarvo

$$\eta_{fi} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{fi} Q_{k,1}}{1,15 \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 1,5 K_{FI} Q_{k,1}} \\ \frac{\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{fi} Q_{k,1}}{1,35 \sum_{j \geq 1} G_{k,j}} \end{array} \right.$$

Standardin EN 1992-1-2 kansallinen liite antaa yksinkertaistuksena käyttää arvoa  $\eta_{fi} = 0,7$  tai alla olevasta kuvasta (Kuva 2.1) kuormasuhteen  $Q_{k,1}/G_k$  funktiona EN 1990 kansallisen liitteen mukaisilla kuorman osavarmuuslukujen arvoilla. [7, s. 17; 8, s. 2]



**Kuva 2.1** Palotilanteen pienennyskerroimen  $\eta_{fi}$  [8, s.2].

Vastaava kuvaaja (Kuva 2.1) löytyy myös standardin EN 1994-1-2 kansallisesta liitteestä, mutta kyseisen standardin kansallinen liite antaa yksinkertaistuksena käyttää arvoa  $\eta_{fi} = 0,65$  lukuun ottamatta standardin EN 1991-1-1 mukaista kuormaluokkaa E (varasto- ja teollisuustilat), jossa voidaan käyttää myös arvoa  $\eta_{fi} = 0,7$ . [9, s. 2]

## 2.2 Materiaaliominaisuudet

Tähän lukuun on pyritty sisällyttämään vain materiaalien keskeisimmät materiaaliominaisuudet ja muita käytännön suunnittelutyössä tarvittavia lujuusarvoja taulukkoina ja luetteloina. Betonin, betoniteräksen ja rakenneteräksen materiaaliominaisuuksia on tutkittu maailmanlaajuisesti paljon entuudestaan ja niistä löytyy varsin vaivattomasti tarkempaa tietoa jo tehdyistä diplomitöistä sekä betoni- ja teräsrakenneyhdistysten julkaisuista.

### 2.2.1 Betoni

Betonin tärkein ominaisuus on sen verrattain suuri puristuslujuus, joka osoitetaan betonin lujuusluokkien avulla. Lujuusluokat liittyvät standardin EN 206-1 mukaiseen lie-riölujuuden  $f_{ck}$  tai kuutionlujuuden  $f_{ck,cube}$  5 % fraktiilia vastaavaan ominaisarvoon. Laskennassa käytettävät betonin lujuusluokat perustuvat 28 vuorokauden ikäisenä määritetävän sylinterilujuuden  $f_{ck}$  ominaisarvoon. Tässä kohtaa on otettava huomioon myös rakentamisvaihe, jos esimerkiksi muotit poistetaankin ennen 28 vuorokautta, eurokoodi antaa tätä varten laskentakaavan, jolla voidaan redusoida betonin puristuslujuus 3-28 vuorokauden arvoon. Betonin vetolujuus  $f_{ctm}$  on vain noin kymmenesosa sen puristuslujuudesta, mistä johtuen betoni toimii hyvin ainoastaan puristettuna rakenteena.

Betonille on myös ominaista, että se muuttaa muotoaan lämpötilan, virumisen ja kutistumisen vaikutuksesta. Myös näiden ilmiöiden vaikutukset on muistettava ottaa huomioon suunnittelussa, esimerkiksi sallitaan muodonmuutokset laakereiden tai saumojen avulla, valitsemalla oikea betonikoostumus ja jälkihoitamalla betonia heti valamisen jälkeen tai otetaan suunnittelussa huomioon estyneet siirtymät pakkovoimina ja lisärasituksina.

Suunnittelussa tarvittavat betonin materiaaliominaisuudet saadaan pääosin standardista EN 1992-1-1, ellei liittorakenteissa standardi EN 1994-1-1 muuta edellytä. Eurokoodi 2 antaisi käyttää C12/15...C90/105 lujuusluokan betoneja laskennassa, mutta eurokoodi 4 standardi pätee vain C20/25...C60/75 lujuusluokissa. Tosin alle C20/25 tai yli C60/75 lujuusluokan teräsbetonipilarit ovat varsin harvinaisia, joten alla olevaan taulukkoon (*Taulukko 2.1*) on koottu eurokoodista vain betonin materiaaliominaisuudet luokissa C20/25...C60/75. [10, s. 28 - 29; 11, s. 3 - 15; 12, s. 21]

**Taulukko 2.1** Betonin materiaaliominaisuudet luokissa C20/25...C60/75 [10, s. 30].

Luokka	C20/ 25	C25/ 30	C30/ 37	C35/ 45	C40/ 50	C45/ 55	C50/ 60	C55/ 67	C60/ 75
$f_{ck}$ [MPa]	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$f_{ck,cube}$ [MPa]	25	30	37	45	50	55	60	67	75
$f_{cm}$ [MPa]	28	33	38	43	48	53	58	63	68
$f_{ctm}$ [MPa]	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4
$f_{ctk,0.05}$ [MPa]	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1
$E_{cm}$ [GPa]	30	31	33	34	35	36	37	38	39
$\epsilon_{c1}$ (‰)	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6
$\epsilon_{cu1}$ (‰)	3,5							3,2	3,0

### 2.2.2 Betoniteräs

Betoniteräksellä tarkoitetaan tässä betonirakenteen jännittämättömään raudoitukseen käytettävää terästä. Betoniterästä käytetään pääasiassa parantamaan pelkän betonirakenteen heikkoja puolia kuten taivutus- ja leikkauskestävyyttä. Betoniterästen ominaisuudet ja vaatimukset löytyvät myös pääosin standardista EN 1992-1-1. Suomen kansallinen liite standardista EN 1992-1-1 antaa käyttää betoniteräksiä, joiden myötölujuus on  $f_{yk}=400\dots700$  MPa. Tosin Suomessa käytetään yleensä vain A500HW terästä tangoissa tai B500K terästä verkoissa, joiden myötölujuus  $f_{yk}$  on 500 MPa ja kimmokerroimen  $E_s$  mitoitusarvo 200 GPa. [10, s. 38 - 39; 13, s. 4]

### 2.2.3 Rakenneteräs

Rakenneterästen tarkat materiaaliominaisuudet ja vaatimukset löytyvät standardista EN 10025, mutta tärkeimmät ominaisuudet käytännön suunnittelun kannalta kuten myötöraja  $f_y$ , vetomurtolujuus  $f_u$  ja kimmokerroin  $E_a$  löytyvät myös standardista EN 1993-1-1. Alla olevaan taulukkoon (Taulukko 2.2) on listattu yleisimpien rakenneterästen materiaaliominaisuudet, joita käytetään liittopilareissa ja jotka soveltuvat myös standardin EN 1994 sääntöihin. [14]

**Taulukko 2.2** Rakenneteräksen materiaaliominaisuudet [15, s.26 - 28].

Teräslaji	Nimellispaksuus $t \leq 40$ mm		
	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_a$ [GPa]
S235	235	360	210
S355	355	510	210
S450	440	550	210

Liittopilareissa käytettävän rakenneteräksen nimellispaksuus harvoin ylittää 40 mm:ä varsinkaan Suomessa, mutta jos näin jostain syystä käy, niin eurokoodi 3 antaa materiaaliominaisuuksia rakenneteräksille jopa 80 millimetriin saakka.

## 2.3 Materiaaliosavarmuusluvut

Materiaali- tai tuoteominaisuuksien osavarmuuslukujen avulla pyritään ottamaan huomioon materiaali- ja tuoteominaisuuksien mahdollisuutta poiketa epäedulliseen suuntaan ominaisarvostaan. Mitä suurempi hajonta materiaalin lujuuden ominaisarvossa on, sitä suurempi sen osavarmuusluku on. Standardissa EN 1990 kaavassa (2.8) on esitetty, kuinka materiaalin ominaisarvosta saadaan mitoitusarvo  $X_d$ . [2, s. 66]

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (2.8)$$

jossa

$X_k$  on materiaali- tai tuoteominaisuuden ominaisarvo

$\eta$  on keskiarvo muunnoskerroimelle

$\gamma_m$  on materiaali- tai tuoteominaisuuden osavarmuusluku.

Lausekkeessa (2.8) esiintyvällä muunnoskerroimella  $\eta$  otetaan huomioon koko- ja mittakaavavaikutukset sekä kosteuden ja lämpötilan vaikutukset. Vaihtoehtoisesti muunnoskerroin voi olla implisiittisesti huomioon otettuna itse ominaisarvossa tai sisällytetty osavarmuuslukuun  $\gamma_m$ , jota käytetään osavarmuusluvun  $\gamma_m$  sijasta. Betonin lujuuden mitoitusarvoa määriteltäessä täytyy lujuudet kertoa muunnoskerroimen arvolla 0,85. Betonin muunnoskerroin ottaa huomioon lujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta riippuvat tekijät. [2, s. 72 - 74; 10, s. 25 - 26; 13, s. 3 - 4] Alla olevaan taulukkoon (Taulukko 2.3) on koottu kaikki teräsbetoni- ja liittopilarin mitoituksessa tarvittavat materiaalien osavarmuusluvut.

**Taulukko 2.3** Materiaalien osavarmuusluvut [10, s. 26; 13, s. 13; 15, s. 48].

Mitoitustilanne	Rakenneluokka (B4)	Betoni $\gamma_c$	Betoniteräs $\gamma_s$	Rakenneteräs $\gamma_a$ (kestävyys ja stabiliteetti)
Normaalisti val- litseva ja tila- päinen	1	1,35	1,1	1,0
	2	1,5	1,15	1,0
Onnettomuus	-	1,2	1,0	1,0
Palo	-	1,0	1,0	1,0

Kuten vanhan Suomen rakentamismääräyskokoelman aikana, myös nykyisten eurokoodi-standardien mukaisesti voidaan betonin ja betoniteräksen osavarmuuslukuja pienentää (rakenneluokka 1), jos työnsuoritusta valvotaan osana laadunvalvontajärjestelmää ja pystytään takaamaan, että poikkileikkausmittojen epäedulliset poikkeamat pysyvät sallituissa rajoissa. [13]

## 2.4 Materiaalien käyttäytyminen tulipalossa

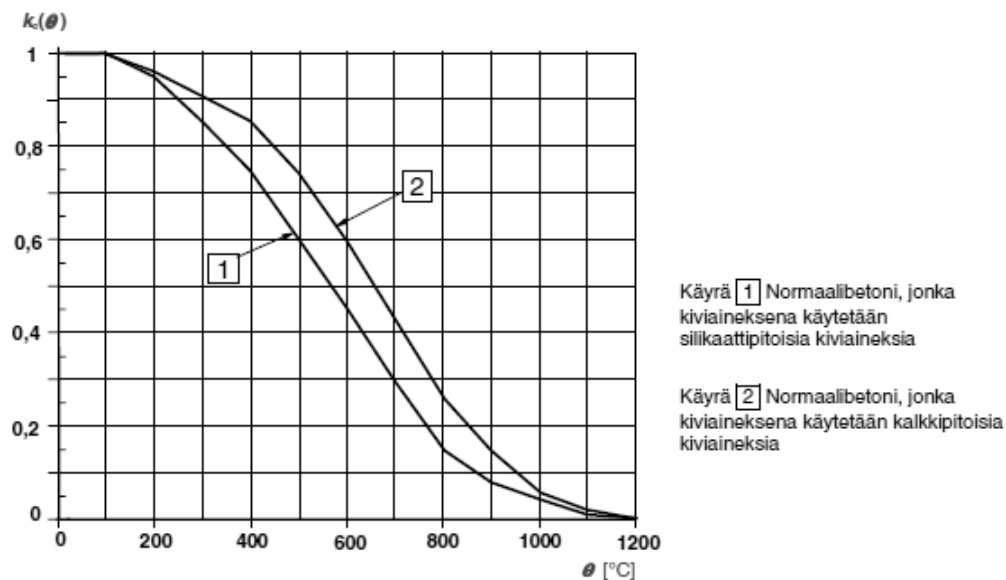
Tulipalossa kuumetessaan betoni ja teräs käyttäytyvät eri tavoin. Verrattuna teräkseen betoni kestää tulipaloa melko hyvin, ja betonia onkin käytetty varsin paljon teräspilareiden palosuojauksena ennen eri palosuojausmenetelmien kehitystä. Kun paljas teräsraakenne saattaa menettää täysin kantokykynsä jo 15 minuutin palon jälkeen, niin paljas betonirakenne saadaan kestäämään vastaavaa paloa monia tunteja vain betoniterästen betonipeitettä kasvattamalla. Tässä luvussa käsitellään betonin ja teräksen tärkeimpien laskennassa tarvittavien ominaisuuksien muutoksia lämpötilan noustessa.

### 2.4.1 Betoni

Tulipalossa kuumentuneen betonin materiaaliominaisuuksiin vaikuttaa suuresti betonin kiviaines, kosteuspitoisuus ja jännitystila. Tässä kohdassa esitetään betonin tärkeimmät materiaaliominaisuudet eli puristuslujuuden, vetolujuuden, kimmokertoimen, viruman, lämpölaajenemisen, jäännöslujuuden, lohkeilun sekä raudoituksen ja betonin välinen tartunta lämpötilan noustessa tulipalossa.

#### Puristuslujuus

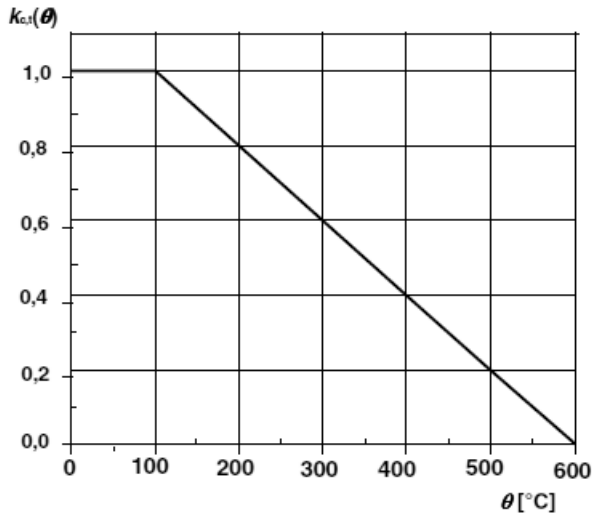
Betonin puristuslujuuden heikkeneminen alkaa kuormitusasteesta riippuen 100 – 350 °C:n välillä. Aluksi puristuslujuus heikkenee melko hitaasti, mutta betonin lämpötilan noustessa yli 400 °C:n sen lujuus alkaa heiketä nopeammin ja taas hidastuu lämpötilan ylittäessä 800 °C. Eurokoodi 2 antaa lämmenteelle betonille puristuslujuuden pienennyskerroimen  $k_c(\theta)$  arvoja aina 1200 °C asti sekä silikaatti- ja kalkkipitoisille betoneille alla olevan kuvan (Kuva 2.2) mukaisesti. [7, s. 19 - 20; 16, s. 37 - 39]



**Kuva 2.2** Betonin puristuslujuuden pienennyskerroin lämpötilan funktiona [7, s.20].

### Vetolujuus

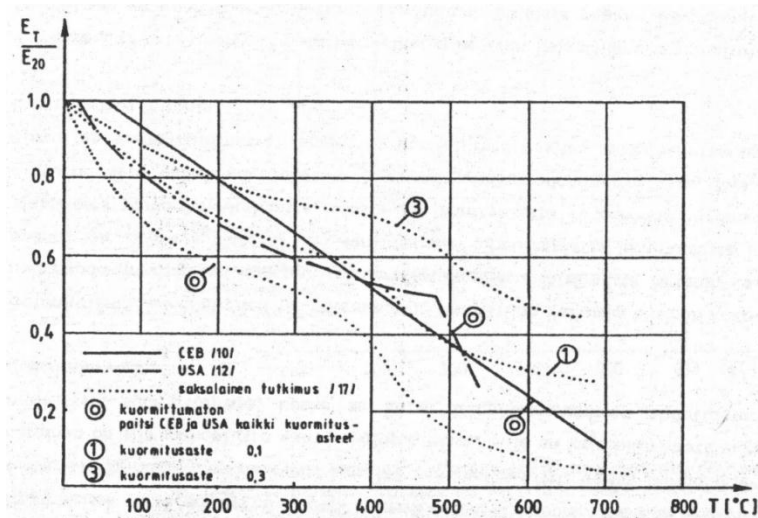
Tavanomaisesti betonin vetolujuus ei ole ratkaisevassa asemassa korkeissa lämpötiloissa. Vetolujuus jätetäänkin normaalisti paloteknisessä suunnittelussa huomioimatta ja otaksutaan betoni täysin halkeilleeksi vetopuolelta, mikä on varmalla puolella oleva oletus, mutta tarvittaessa tarkemmissa analyyseissa eurokoodi antaa betonin vetolujuuden arvot 600 °C saakka alla olevan kuvan (*Kuva 2.3*) mukaisesti. [7, s. 21; 16, s. 40]



**Kuva 2.3** Betonin vetolujuuden pienennyskerroin lämpötilan funktiona [7, s. 21].

### Kimmokerroin

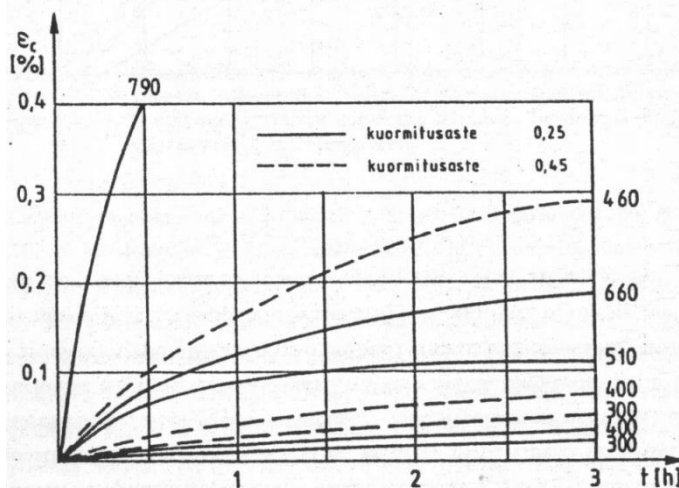
Vaikka korkeissa lämpötiloissa betonin kimmokerroin pieneneekin huomattavasti, sillä ei kuitenkaan ole paloteknisen mitoituksen kannalta suurta merkitystä, koska rakennepoikkileikkauksen tarkka analysointi edellyttää jännitys-muodonmuutosyhteyden tuntemista, johon vaikuttaa oleellisesti myös aika. Arvioitaessa äkillisiä muodonmuutoksia kimmokertoimen arvolla on kuitenkin merkitystä, mutta eurokoodissa ei kuitenkaan anneta betonin kimmokertoimen lämpötilariippuvuudelle suunnitteluarvoja. Kimmokertoimen lämpötilariippuvuudesta löytyy arvoja maailmalta muun muassa saksalaisten tekemästä tutkimuksesta sekä USA:n ohjeista ja vanhoista CEB:n suosituksista. Alla olevasta kuvasta (*Kuva 2.4*) voidaan nähdä, kuinka kimmokerroin muuttuu lämpötilan noustessa tulipalossa. Kuvassa (*Kuva 2.4*) USA:n ohjeiden ja CEB:n suosituksien suunnittelukäyrät ovat ohjeellisia kaikille kuormitusasteille. [7, s. 22; 16, s. 41]



**Kuva 2.4** Kimmokertoimen pieneneminen lämpötilan funktiona eri lähteissä [16, s. 41].

### Viruma

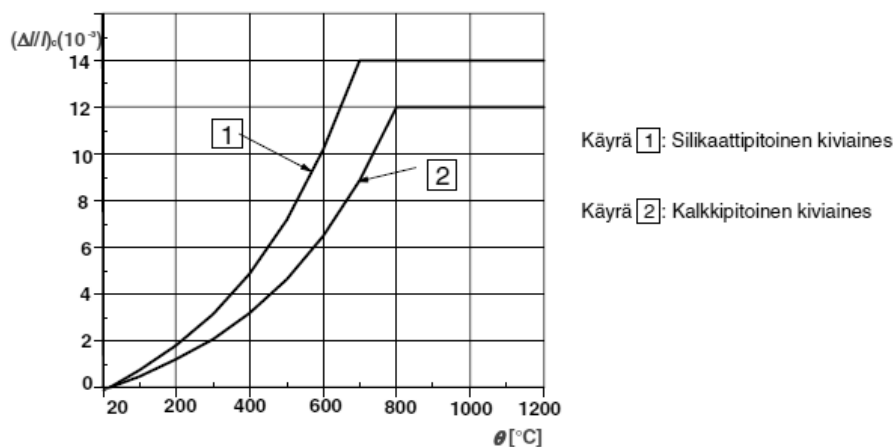
Normaalitilanteissa pitkäaikaiskokeissa saaduilla viruma-arvoilla ei ole paloteknisessä mitoituksessa merkitystä. Sen sijaan, kuten alla olevan kuvan (*Kuva 2.5*) koetuloksista nähdään, vasta korkeissa lämpötiloissa varsinkin suurella kuormitusasteella viruma tulee merkittäväksi. Toisaalta, kuten koetuloksistakin nähdään, virumalla ei ole juurikaan merkitystä muodonmuutoksiin alle 500 °C:n lämpötilassa. Eikä EN 1992-1-2 standardiakaan esitä viruma-arvoja kuumentuneelle betonille, joten virumaa ei yleensä huomioida erikseen paloteknisessä mitoituksessa. Koska eurokoodissa virumisen vaikutuksia ei erikseen tarkastella, ovat eurokoodi 1992-1-2 standardin materiaalimallit sovellettavissa vain kuumentumisnopeuden ollessa välillä 2 ja 50 K/min. Muutoin lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien luotettavuus tulee osoittaa erikseen. [7 s. 19; 16 s. 42]



**Kuva 2.5** Virumalukujen arvoja eri lämpötiloissa [16, s. 42].

## Lämpölaajeneminen

Betonin lämpölaajeneminen eli eurokoodissa esitetty lämpöpitenevä koostuu kuivumiskutistuman sisältämästä betonin vapaasta lämpölaajenemisesta, ajasta ja jännityksestä riippuvasta viruman aiheuttamasta muodonmuutoksesta ja ulkoisen kuorman aiheuttamasta kimmoisesta ja plastisesta muodonmuutoksesta. Betonin vapaa laajeneminen lämpötilan kasvaessa ei ole yleensä mahdollista kuin koeolosuhteissa, koska vapaassa lämpölaajenemisessa betonin täytyisi olla jännityksetön ja laajenemisen pitäisi todella päästä etenemään vapaasti. Käytännössä tavanomainen betonirakenne saa lisärasituksia estetystä lämpölaajenemisesta, mutta vapaalla lämpölaajenemisella on kuitenkin käytännön merkitystä suunnittelun kannalta, koska se antaa lämpölaajenemiselle ehdottoman maksimiarvon. Alla olevassa kuvassa (*Kuva 2.6*) on esitetty eurokoodin arvot betonin lämpöpiteneväälle lämpötilan funktiona. [7, s. 26; 16, s. 43]



**Kuva 2.6** Betonin lämpöpitenevä lämpötilan funktiona [7, s. 26].

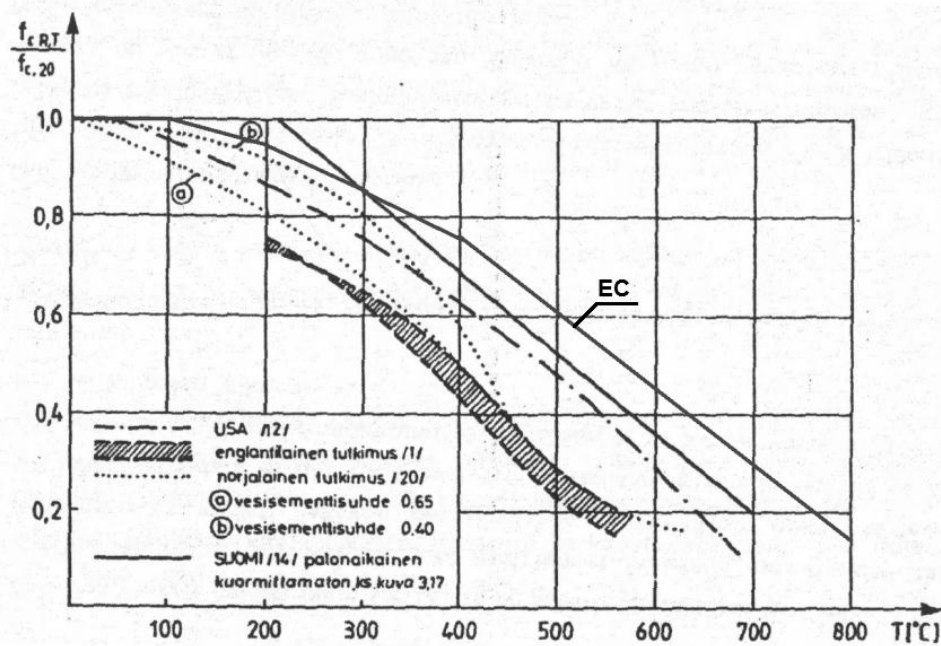
## Jäännöslujuus

Vaikka eurokoodi-standardi ei otakaan huomioon betonin jäännöslujuutta, täytyy tulipalon jälkeen betonirakenteiden kelpoisuus tutkia erikseen, jos tulipalossa olleita betonirakenteita aiotaan hyödyntää palon jälkeenkin.

Tulipalon alkuvaiheessa kuumentunut betoni voi olla kuormituksesta riippuen jopa lujempaa kuin ennen tulipaloa. Lujuuden nousua ei kuitenkaan saa ottaa huomioon paloteknisessä suunnittelussa. Sen sijaan tulipalon jälkeinen tilanne, kun betoni on viilentynyt takaisin käyttölämpötilaansa, on otettava huomioon jos rakenteita aiotaan käyttää uudelleen.

Jäännöslujuus on eri asia kuin palonaikainen lujuus ja yleensä jäännöslujuus onkin pienempi kuin palonaikainen lujuus. Jäännöslujuuteen vaikuttaa muun muassa betonin kiviaines, sementin ja kiviaineksen sekoitussuhde, sementti, viilentymisnopeus ja olosuhteet betonin viilentymisen jälkeen. Kuormittamattoman betonin jäännöslujuudesta on tehty monia kokeita ympäri maailmaa. Alla olevasta kuvasta (*Kuva 2.7*) nähdään, kuinka lämpötila vaikuttaa betonin tulipalon jälkeiseen puristuslujuuteen eli niin sanottuun jäännöslujuuteen. [7, s. 20; 16, s. 45 - 46]





**Kuva 2.7** Betonin jäännöslujuus [7, s. 20; 16, s. 45].

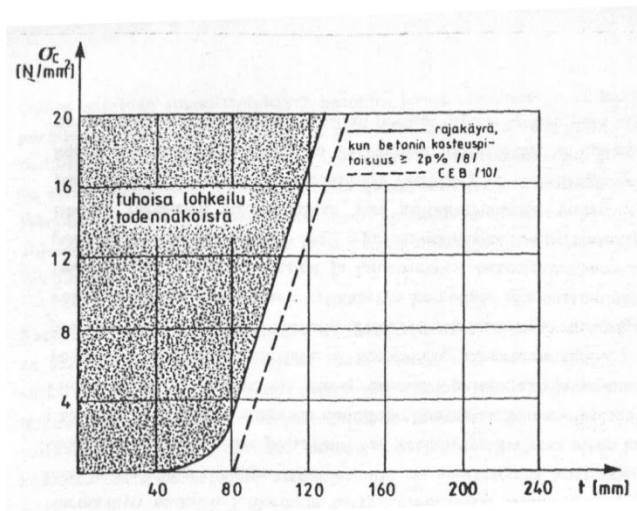
Kuvassa (Kuva 2.7) on vertailun vuoksi esitetty myös eurokoodin tulipalonaikaista puristuslujuutta kuvaava suunnittelukäyrä (viiva EC). Kuvasta (Kuva 2.7) voidaan päätellä, että eurokoodin palonaikaisen puristuslujuuden käyrä jää selvästi epävarmalla puolella verrattessa sitä varsinaisiin jäännöslujuuksiin. Tästä syystä betonirakenteet tulee aina tutkia tapauskohtaisesti tulipalon jälkeen. [7, s. 20; 16, s. 45 - 46]

### Lohkeilu

Paloteknisessä suunnittelussa täytyy ottaa huomioon myös betonin lohkeamisen mahdollisuus. Lohkeilu on erittäin vaarallinen ilmiö, koska se saattaa johtaa jopa rakenteen välittömään sortumiseen tai osastoinnin pettämiseen. Lohkeilun vaarallisuudesta johtuen aiheesta on tehty monia tutkimuksia ympäri maailmaa, ja vaikka polttokokeet ovat osoittaneet joidenkin olosuhteiden tai ominaisuuksien lisäävän selvästi lohkeiluvaaraa, niin täysin aukotonta teoriaa lohkeilun syistä ei vielä ole pystytty johtamaan. Mutta polttokokeista on havaittu, että betonin kosteuspitoisuutta voidaan pitää päätekijänä palon alkuvaiheessa tapahtuvaan lohkeiluun. Standardin EN 1992-1-2 mukaan räjähdysmäistä lohkeilua voidaan pitää epätodennäköisenä, kun betonin kosteuspitoisuus on alle 2,5 paino-%. Jos taas betonin kosteuspitoisuus on suurempi kuin 2,5 paino-%, täytyy suunnittelussa ottaa huomioon tarkemmin kosteuspitoisuus, kiviaineksen tyyppi, betonin läpäisevyys ja kuumenemisnopeus. Käytännön suunnittelussa tämä tarkoittaa, että on käytettävä sen tyyppistä betonia, jolle on osoitettu joko kokemuksen tai kokeiden perusteella, ettei betoni lohkeile palolle altistettuna.

Useiden eri maiden ohjeissa annetaan myös poikkileikkauksen paksuuden ja puristusjännityksen välille suunnittelukäyrä, josta voidaan karkeasti tarkistaa, onko rakenne turvallinen räjähdysmäistä lohkeilua vastaan. Vastaavaa käyrää ei eurokoodissa kuiten-

kaan ole, mutta kuvassa (Kuva 2.8) on esitetty CEB:n suositusten mukainen suunnittelukäyrä. [7, s. 36; 16, s. 46 - 50]



**Kuva 2.8** Paksuuden ja jännityksen vaikutus betonin lohkeilun todennäköisyyteen [16, s. 50].

Kuvasta (Kuva 2.8) voidaan päätellä, etteivät Suomessa käytettävät tavanomaiset pilarit todennäköisesti lohkeile räjähdysmäisesti.

### Raudoituksen tartuntalujuus

Eurokoodissa ei erikseen anneta suunnitteluohjeita tartuntamurtumiselle. Kokeet kuitenkin osoittavat, että lämpötilan kohotessa taivutetuissa betonirakenteissa tartuntalujuus heikkenee yleensä nopeammin kuin teräksen ja betonin lujuus. Ilmiö ei ole kuitenkaan pilareissa niin merkittävä kuin esimerkiksi palkeilla, joihin syntyy suurempia veto- rasituksia kuin pilareille. Yleensä pilareille voidaankin olettaa, että murtuminen tapahtuu ennemmin rakenteen lujuuden heikkenemisen myötä eikä se johdu tartuntalujuuden heikentymisestä.

Tartuntalujuudelle korkeissa lämpötiloissa on kuitenkin vaikea tehdä yksiselitteisiä ja täsmällisiä johtopäätöksiä kokeiden tuloksista johtuen muuttujien suuresta määrästä. Aiheetta on kuitenkin tutkittu melko paljon viime vuosikymmeninä, ja koetuloksista voidaan vetää johtopäätöksiä, että laskemalla suoran tangon tulipalon aikainen ankkurointikapasiteetti betonin alentuneen vetolujuuden avulla antaa useimmiten varmallalla puolella olevan ratkaisun. [7; 16, s. 57 - 59]

### 2.4.2 Betoniteräs

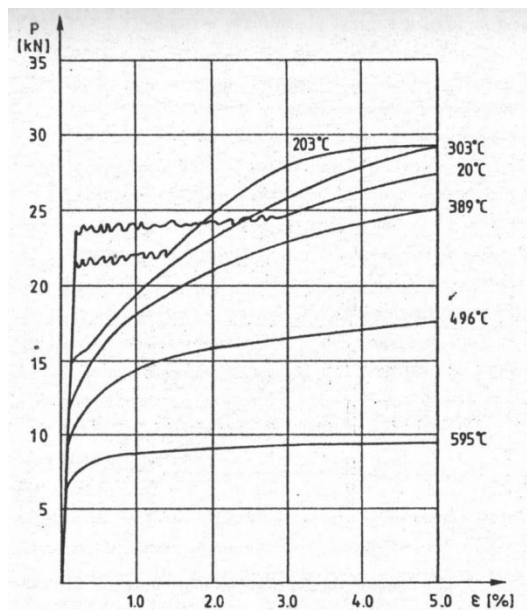
Tulipalossa taivutettujen teräsbetonirakenteiden kantokykyyn vaikuttaa oleellisesti raudoitteiden lämpenemisestä johtuva lujuusominaisuuksien heikkeneminen. Käytännössä paloteknisessä suunnittelussa betoniteräksen tärkeimmät materiaaliominaisuudet ovat tulipalonaikainen lujuus sekä tulipalon jälkeinen jäännöslujuus. Näiden lisäksi kirjallisuudesta löytyy betoniteräksen kimmokertoimen, viruman ja lämpöpitenevän materiaa-

liominaisuusarvoja lämpötilan funktiona, mutta niiden vaikutus rakenteen kestävyys- ja paloteknisessä mitoituksessa on varsin merkityksellistä.

### Jännitys-venymäyhteys

Eurokoodissa on käytetty betoniteräksen lämpötilasta riippuvan jännitys-venymäkäyttyymisen kuvaamiseen kimmokerrointa  $E_{s,\theta}$ , suhteellisuusrajaa  $f_{sp,\theta}$  ja sitä vastaavaa venymää  $\varepsilon_{sp,\theta}$  sekä maksimijännitystaso (tehollinen myötölujuus)  $f_{sy,\theta}$  ja sitä vastaava venymä  $\varepsilon_{sy,\theta}$  (2 %). Useimmiten paloteknisessä mitoituksessa käytetään vain tehollista myötölujuutta, mutta tarvittaessa voidaan terästen venymiä (taivutetuissa rakenteissa taipumia) rajoittaa käyttämällä myös suhteellisuusrajaa.

Paloteknisessä mitoituksessa terästen venymä on rajoitettu 2 prosenttiin, koska kuten kuvan (Kuva 2.9) koetuloksista voidaan nähdä, korkeissa lämpötiloissa teräksen jännitys-venymäkuviossa ei erotu varsinaisesti myötäämisvaihe. Ja venymän mennessä yli 2 %, syntyy teräkseen lähes murtojännitystä vastaava jännitys.



**Kuva 2.9** T8 A400HS betoniteräksen voima-venymäkäyriä eri lämpötiloissa [16, s.23].

Alla olevaan taulukkoon (Taulukko 2.4) on listattu kuumavalssatun ja kylmävalssatun betoniteräksen lujuuden pienennyskertoimet  $k_s(\theta)$  eri lämpötiloissa. [7, s. 22 - 24; 16, s. 22 - 31]

**Taulukko 2.4** Kuumavalssatun ja kylmämuokatun betoniterästen lujuuksien ja kimmokertoimien pienennyskertoimien arvot [7, s. 22 - 24].

Teräksen lämpötila $\theta$ [°C]	$f_{sy,\theta}/f_{yk}$		$f_{sp,\theta}/f_{yk}$		$E_{s,\theta}/E_s$	
	kuuma- valssattu	kylmä- muokattu	kuuma- valssattu	kylmä- muokattu	kuuma- valssattu	kylmä- muokattu
<b>20</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>100</b>	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
<b>200</b>	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
<b>300</b>	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
<b>400</b>	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
<b>500</b>	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
<b>600</b>	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
<b>700</b>	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
<b>800</b>	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
<b>900</b>	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
<b>1000</b>	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
<b>1100</b>	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
<b>1200</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Väliarvot lämpötilan suhteen saadaan lineaarista interpolointia käyttäen.

Paloteknisessä mitoituksessa useimmiten keskitytään tarkastelemaan rakenteiden murtorajatilaa ja käyttörajatilat jätetään huomioimatta, esimerkiksi rakenteen annetaan taipua, kunhan rakenne ei menetä täysin kuormien kannatuskykyään. Lisäksi muodonmuutostarkasteluissa käytettävä teräksen jännitys-venymäyhteys on korkeissa lämpötiloissa lineaarinen vain pienillä jännityksillä. Edellä mainituista syistä johtuen kuumentuneiden raudotteiden kimmokertoimella ei ole paloteknisessä mitoituksessa kovin suurta merkitystä, vaikka kimmokerroin aleneekin lämpötilan kohotessa.

Edellisten lisäksi kimmokertoimen alenemista ei ole vielä selvitetty niin yksikäsitteisesti, että kaikkialla käytettäisiin edes suunnilleen samoja suunnitteluarvoja. Eurokoodin kimmokertoimen arvot korkeissa lämpötiloissa (Taulukko 2.4) eroavatkin verrattuna vanhaan Suomen rakentamismääräyskokoelmaan tai USA:n suunnittelunormeihin. [16, s. 32]

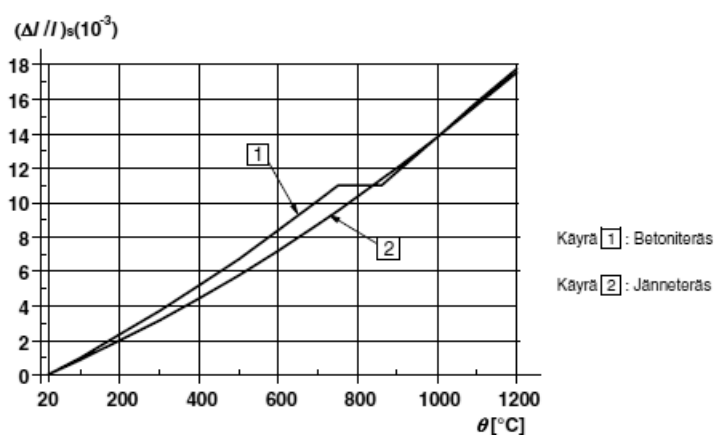
### Viruminen

Viruminen ei ole varsinaisesti mitoittava tekijä paloteknisessä mitoituksessa, mikä johtuu siitä, että viruminen riippuu teräksen vaikuttavan jännityksen lisäksi myös ajasta. Tulipalo on yleensä melko lyhyt ja raju tapahtuma, niin ettei viruminen ehdi yksinkertaisesti vaikuttaa betoniteräkseen kovin paljon eikä se aiheuta suuria muodonmuutoksia. Kuitenkin betonin suuresta lämpötilakapasiteetista johtuen rajun tulipalon jälkeen betoniteräksiset pysyvät vielä sammuttamisen jälkeenkin useita tunteja varsin kuumina. Tästä

johtuen myös viruma saattaa aiheuttaa suuriakin muodonmuutoksia palolle altistuneisiin rakenteisiin. [16, s. 33]

### Lämpöpitenevä

Virumisen lisäksi rakenteen muodonmuutoksiin vaikuttaa betoniterästen lämpöpitenevä, jonka arvo (lämpötilakerroin) ei pysy vakiona, vaan suurenee lämpötilan noustessa. Vaikka normaalilämpötilassa betonin ja betoniteräksen lämpöpitenevän kertoimet ovatkin samat, niin lämpötilan noustessa korkealle betoniteräksen lämpöpitenevä eroaa betonin lämpöpitenevästä. Betonin ja teräksen lämpöpitenevien kuvista (*Kuva 2.6 ja Kuva 2.10*) voidaan nähdä selvästi, että yli 500 °C:ssa kertoimien arvot lämpötilan funktiona eivät ole läheskään samoja. [16, s. 33]

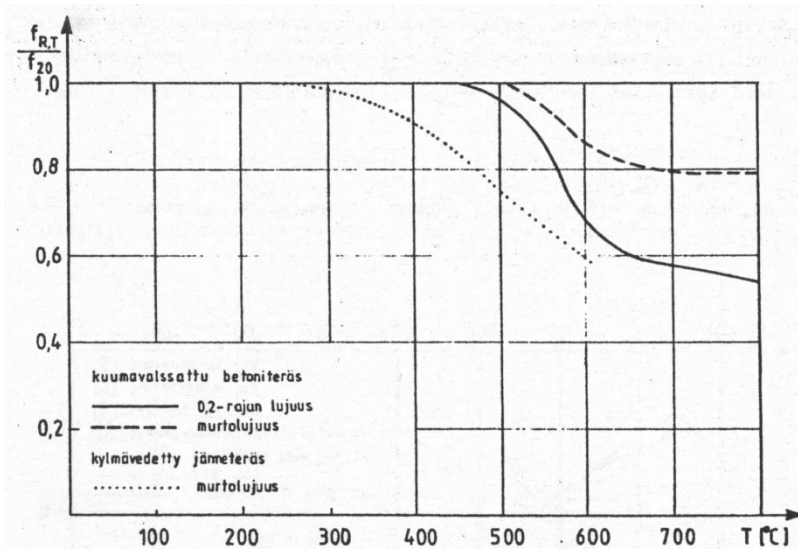


**Kuva 2.10** Betoniteräksen lämpöpitenevä [7, s. 29].

Tämä lämpöpitenevien ero saattaa johtaa teräsbetonirakenteissa betoniterästen tartunnan pettämiseen, kun lämpöpiteneväerot muodostuvat liian suuriksi eikä betonin lujuus pysty enää pitämään terästankoja paikoillaan. Yleensä rakenne kuitenkin pettää ennemmin betonin ja betoniteräksen lujuuden katoamisen myötä kuin lämpöpiteneväerosta johtuen.

### Jäännöslujuus

Vaikkei eurokoodi 1992-1-2 annakaan arvoja betoniteräksen jäännöslujuuteen, niin arvioitaessa rakenteen kantokykyä tulipalon jälkeen on syytä tutkia rakenne niin betonin kuin teräksen jäännöslujuuksia käyttäen. Alla olevan kuvan (*Kuva 2.11*) tutkimustuloksista voidaan nähdä, kuinka kuumavalssatut betoniterästangot menettävät pysyvästi lujuuttaan, jos ne ovat kuumentuneet tulipalon aikana yli 500 °C:en. Kylmävalssatuilla tangoilla pysyvä lujuuskato alkaa jo raudoitteen kuumennuttua yli 300 °C:en. Yleensä rajujen tulipalojen jälkeen rakenteet joudutaankin joko purkamaan, vahvistamaan tai rajoittamaan kuormia betonin ja teräksen pysyvästi huonontuneiden materiaaliominaisuuksien vuoksi. [16, s. 35 - 36]



**Kuva 2.11** Lämpötilan vaikutus betoniterästen jäännöslujuuteen [16, s. 37].

### 2.4.3 Rakenneteräs

Rakenneteräs käyttäytyy samojen periaatteiden mukaisesti kuin edellisessä kohdassa esitetty betoniteräskin, mutta standardi EN 1992-1-2 antaa betoniteräksen materiaaliominaisuuksille erilaisia arvoja kuin standardi EN 1993-1-2 tai EN 1994-1-2 rakenneteräkselle. Tässä kohdassa onkin keskitytty esittämään vain mitoituksessa käytettäviä rakenneteräksen materiaaliominaisuuksia palotilanteessa laskentaparametreina. Ruostumattoman teräksen materiaaliominaisuuden arvot ovat palotilanteessa riippuvaisia materiaalin seostuksesta, mutta tässä työssä keskitytään kuitenkin vain tavalliseen rakenneteräkseen eikä ruostumattomia teräslaatuja täten esitetä.

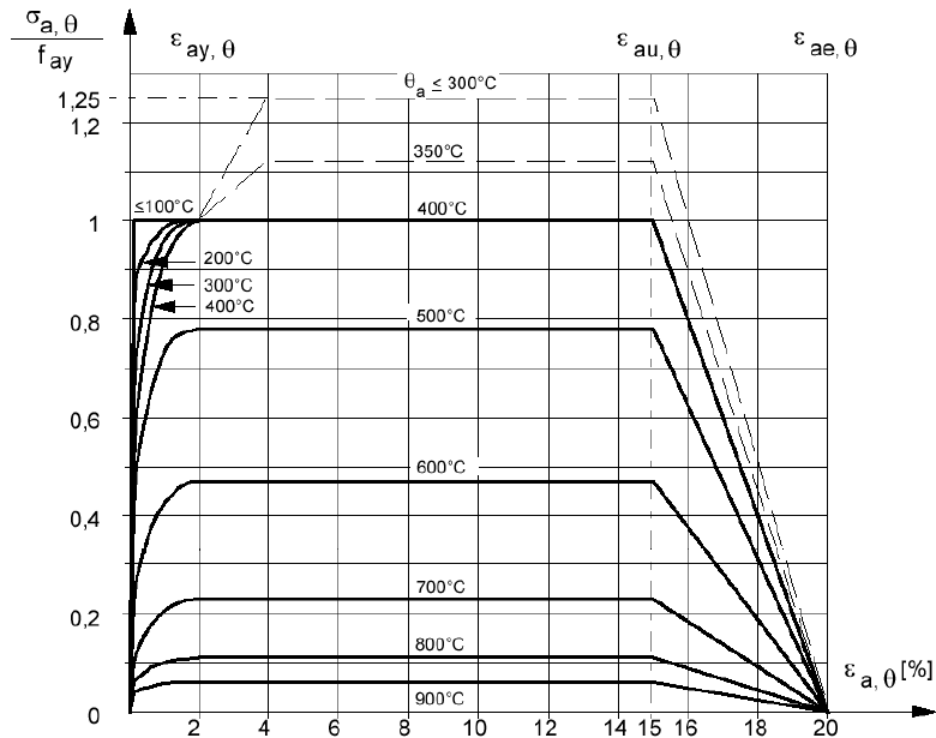
Rakenneteräksen lujuuden ja kimmokertoimen pienennystekijät lämpötilassa  $\theta_a$  suhteessa 20°C lämpötilaa vastaaviin arvoihin  $f_y$  ja  $E_a$  on esitettyä alla olevassa taulukossa (*Taulukko 2.5*).

**Taulukko 2.5** Rakenneteräksen lujuuksien ja kimmokertoimen pienennyskertoimien arvot [17, s. 29; 18, s. 22]

Teräksen lämpötila $\theta_a$ [°C]	$k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$	$k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$	$k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$
20	1,000	1,000	1,000
100	1,000	1,000	1,000
200	1,000	0,807	0,900
300	1,000	0,613	0,800
400	1,000	0,420	0,700
500	0,780	0,360	0,600
600	0,470	0,180	0,310
700	0,230	0,075	0,130
800	0,110	0,050	0,090
900	0,060	0,0375	0,0675
1000	0,040	0,0250	0,0450
1100	0,020	0,0125	0,0225
1200	0,000	0,000	0,000

Väliarvot lämpötilan suhteen saadaan lineaarista interpolointia käyttäen.

Yllä esitettyjen pienennyskertoimien ja standardin EN 1994-1-2 ja sen liitteen A ohjeiden mukaan voidaan muodostaa alla esitetyt (Kuva 2.12) rakenneteräksen jännitys-venymäkäyrät korkeissa lämpötiloissa.



**Kuva 2.12** Rakenneteräksen jännitys-venymäkäyrät eri lämpötiloissa [17, s. 64].

Edellä esitetyt jännitys-venymäkäyrät (*Kuva 2.12*) pätevät sekä puristetulle että vedetylle teräkselle. Kuvassa (*Kuva 2.12*) katkoviivalla esitetyt käyrät esittävät alle 400 °C teräksen myötölujuuttunutta aluetta. Mutta on huomioitava, että myötölujuuttuneen alueen hyödyntäminen paloteknisessä suunnittelussa sallitaan vain kehittyneiden laskentamallien yhteydessä. [17, s. 28, 63 - 64; 18, s. 22] Toisaalta täytyy myös muistaa, että myötölujuuttumisen hyödyntäminen suunnittelussa suurentaa puolestaan teräksen venymää ja täten myös taivutetun rakenteen muodonmuutoksia.



### 3 YLEISTÄ PALOMITOITUKSESTA

Suomen rakentamismääräyskokoelman osa E rakenteellinen paloturvallisuus sisältää kokoelman ohjeita ja määräyksiä, joita tulee noudattaa. Näissä ohjeissa ja määräyksissä on kuvattu konkreettisesti, kuinka pelastuslaissa esitetyt paloturvallisuusvaatimukset täytetään.

Kantavien rakenteiden luokkavaatimukset riippuvat pääasiassa rakennuksen paloluokasta ja palokuormasta, kuten alla olevassa kuvassa on esitetty (*Kuva 3.1*). Rakentamismääräyskokoelman osassa E rakennukset jaetaan kolmeen eri paloluokkaan: P1, P2 ja P3. Paloluokitukseen vaikuttaa rakennuksen kerrosluku, korkeus ja kerrosala sekä henkilöiden lukumäärä. Tavallisesti voidaan todeta, että kerrostalot kuuluvat luokkaan P1, teollisuusrakennukset luokkaan P2 ja pientalot luokkaan P3, mutta rakennuksen paloluokka täytyy kuitenkin arvioida aina tapauskohtaisesti rakentamismääräyskokoelman mukaan. Rakennusmääräyskokoelmassa palokuormat jaetaan kolmeen eri palokuormaryhmään: alle 600 MJ/m<sup>2</sup>, 600–1200 MJ/m<sup>2</sup> ja yli 1200 MJ/m<sup>2</sup>. Palokuormaa arvioitaessa voidaan periaatteena pitää, että varastot kuuluvat yli 1200 MJ/m<sup>2</sup> palokuormaryhmään, kokoontumis- ja liiketilat 600–1200 MJ/m<sup>2</sup> palokuormaryhmään sekä asunnot, majoitustilat ja hoitolaitokset alle 600 MJ/m<sup>2</sup> palokuormaryhmään. Tarvittaessa kuitenkin palokuorma määritellään ja arvioidaan kohdekohtaisesti rakennusmääräyskokoelman määräysten ja ohjeiden mukaisesti. Alla olevassa kuvassa (*Kuva 3.1*) on esitetty, kuinka kantavien rakenteiden luokkavaatimukset määräytyvät Suomessa. [19]

KANTAVIEN RAKENTEIDEN LUOKKAVAATIMUKSET							
Sarake	Rakennuksen paloluokka						
	P1			P2			P3
	Palokuorma MJ/m <sup>2</sup>			Palokuorma MJ/m <sup>2</sup>			
yli 1200	600-1200	alle 600	yli 1200	600-1200	alle 600		
	1	2	3	4	5	6	7
Enintään 2-kerroksinen rakennus yleensä	R 120 *	R 90 *	R 60 *	R 30	R 30	R 30	-
- jos rakennuksen eristeet eivät ole vähintään luokkaa A2-s1, d0	R 120	R 90	R 60	R 30	R 30	R 30	-
- hoitolaitokset, majoitustilat, kellarit	R 120	R 90	R 60	R 30	R 30	R 30	-
3–8-kerroksinen rakennus yleensä	R 180	R 120	R 60	ei mahd.	ei mahd.	ei mahd.	ei mahd.
3–8-kerroksinen asuin- tai työpaikkarakennus							
- kerrokset	R 180	R 120	R 60	R 180 *	R 120 *	R 60 *	ei mahd.
- kellarikerrokset	R 180	R 120	R 60	R 180	R 120	R 60	ei mahd.
Yli 8-kerroksinen rakennus	R 240	R 180	R 120	ei mahd.	ei mahd.	ei mahd.	ei mahd.
Ylimmän maanalaisen kellarikerroksen alapuolella sijaitsevat kellarikerrokset	R 240	R 180	R 120	R 240	R 180	R 120	R 60

*Kuva 3.1* Kantavien rakenteiden luokkavaatimukset [19, s. 16].

Yllä olevan kuvan (*Kuva 3.1*) luokkavaatimuksiin voidaan sallia lievennyksiä tapauskohtaisesti, jos ne täyttävät rakennusmääräyskokoelmassa esitetyt vaatimukset. Esimerkiksi yksikerroksisen P1-luokan tuotantorakennuksen voi suunnitella luokkaa R 30, jos rakennus suojataan automaattisella sammutuslaitteistolla. [20, s. 5] Lievennykset ja korotukset yllä oleviin luokkavaatimuksiin on kuitenkin aina tapauskohtaisesti arvioitava tarvittaessa paikallisen pelastusviranomaisen kanssa. Tässä työssä on tarkoitus keskittyä kantavan rakenteen luokkavaatimukseen R180, joka on tavanomaisessa rakentamisessa kuitenkin melko harvinainen ja tulee esiin käytännössä vain varastoissa tai vastaavissa palotiloissa, joissa on paljon palokuormaa. Tässä työssä esitetyt palomitoitusmenetelmät pätevät myös kantavien rakenteiden pienemmille luokkavaatimuksille.

Kantavien rakenteiden palonkestävyysaikaa, jonka täytyy olla vähintään luokkavaatimuksen määrittämä aika, arvioitaessa eurokoodilla palotilan lämpötilan oletetaan kehittyvän joko nimellisen lämpötila-aikakäyrän mukaan tai toiminnallisen palomitoituksen perusteella saadun oletetun lämpötilan kehityksen mukaisesti.

### 3.1 Nimelliset lämpötila-aikakäyrät

Standardi EN 1991-1-2 sisältää kolme eri nimellistä lämpötila-aikakäyrää, joita ovat standardipalon lämpötila-aikakäyrä, ulkopuolisen palon käyrä ja hiilivetykäyrä. Nimelliset lämpötila-aikakäyrät ovat vakiokäyriä, jotka alun perin kehiteltiin pelkästään palotestausta sekä materiaalien ja rakenteiden luokittelua varten. Nimelliset lämpötila-aikakäyrät eivät ota huomioon tilan erityispiirteitä, vaan palotilan lämpötilan oletetaan olevan kaikkialla tilassa yhtä suuri. Nimellisiin lämpötila-aikakäyriin perustuva laskenta on varsin yksinkertainen suorittaa, mutta se voi johtaa merkittäviin ylimitoituksiin, varsinkin suurissa urheiluhalleissa. [21, s. 40 - 42; 22]

Yksinkertaisimmillaan palotilan lämpötilan kehitystä voidaan kuvata standardilämpötila-aikakäyrällä, joka kuvaa palotilassa olevan kaasun lämpötilan nousua ajan funktiona. Standardipalon lämpötila-aikakäyrä saadaan kaavasta (3.1).

$$\Theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (3.1)$$

jossa

$\Theta_g$  on kaasun lämpötila [ $^{\circ}\text{C}$ ] palotilassa

$t$  on aika minuuteissa.

Suurin osa standardin EN 1992-1-2 menetelmistä pätee kaavan (3.1) lämpötila-aikakäyrälle. Suunnittelussa harvinaisempi nimellinen lämpötila-aikakäyrä on ulkopuolisen palon käyrä, joka voidaan laskea seuraavalla tavalla.

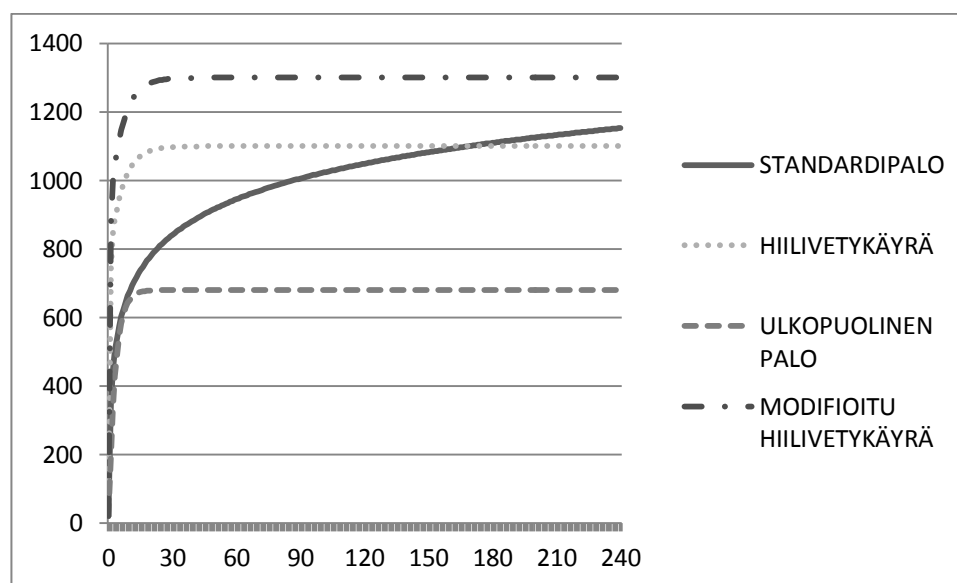
$$\Theta_g = 660(1 - e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t}) + 20 \quad (3.2)$$

Hiilivetykäyrän lämpötilan nousu ajan funktiona on rajuin eurokoodin nimellisistä lämpötila-aikakäyristä ja sen käyttö on suositeltavaa yleensä, kun palotilassa on paljon

helposti palavaa materiaalia. Lämpötilan ja ajan välinen hiilivetykäyrä saadaan seuraavasta kaavasta (3.3).

$$\theta_g = 1080(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) + 20 \quad (3.3)$$

Alla esitetyssä kuvassa (*Kuva 3.2*) on havainnollistava esitys, kuinka nämä nimelliset lämpötila-aikakäyrät eroavat toisistaan. Kaikille käyrille on ominaista, että niiden lämpötilan nousu palon alkuvaiheessa on varsin raju. Ulkopuolisen palon käyrä ja hiilivetykäyrä saavuttavat maksimilämpötilansa noin puolen tunnin jälkeen, mutta standardipalon käyrä jatkaa lämpötilan nousua tasoittuen kuitenkin ajan kuluessa. [21, s. 40 - 42]



**Kuva 3.2** Eri lämpötila-aikakäyriä [21, S. 40 - 42; 23, s. 3 - 4].

Standardin EN 1991-1-2 antamilla nimellisillä lämpötila-aikakäyrillä voidaan kuitenkin mitoittaa tavanomaisia rakennuksia, ja saada varsin varmalla puolella olevia ratkaisuja. Kuitenkin esimerkiksi moottoriteiden tunneleissa voidaan joutua tilanteisiin, joissa palokuorma on niin suuri, etteivät tavanomaiset lämpötila-aikariippuvuudet riitä. Eräs yleinen tapa on käyttää tällöin kuvassa (*Kuva 3.2*) esitettyä modifioitua hiilivetykäyrää, jonka lämpötila on 200 °C tavallista hiilivetykäyrää korkeampi. [23, s. 3 - 4]

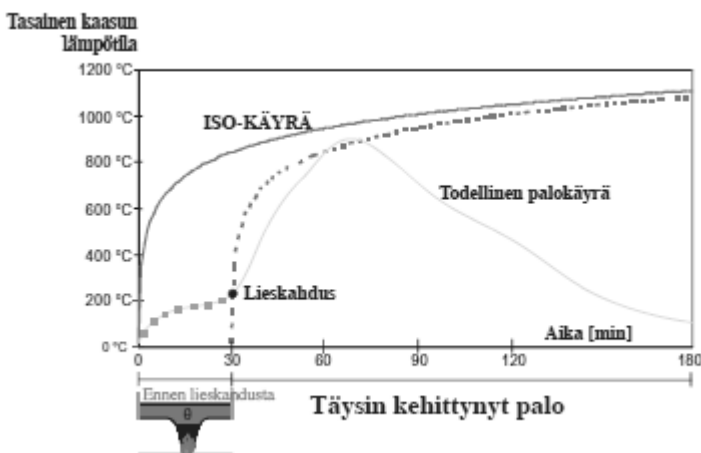
### 3.2 Luonnollisen palon mallit

Toisin kuin nimelliset lämpötila-aikakäyrät, luonnollisen palon malleilla pyritään huomioimaan mahdollisimman paljon paloon vaikuttavia seikkoja, kuten esimerkiksi palotilan geometria, palokuorman tyyppi, määrä ja sijainti, palon saaman hapen määrä, sekä todellisen palon eri vaiheet, joita ovat:

- kytemisvaihe, johon lasketaan kuuluviksi syttyminen ja kytevä palo alhaisissa lämpötiloissa. Tämän vaiheen kestoa on tosin melko vaikea arvioida.

- kasvuvaihe eli lieskahdusta edeltävä vaihe, jonka kesto riippuu pääasiassa palosaston ominaisuuksista.
- lieskahdus, joka tarkoittaa koko tilan yleispalovaiheen alkua. Lieskahdus on kestoaltaan yleensä melko lyhyt, kun rakennuspalossa palavan huonetilan yläosaan kertyneet palokaasut syttyvät äkillisesti ja palotilan tarvikkeiden pinnat syttyvät kokonaan. Aina lieskahdusta ei kuitenkaan tapahdu, johtuen esimerkiksi palotilan suuruudesta.
- lieskahduksen jälkeisessä vaiheessa palo on tehokkaimmillaan ja lämpötilat korkeimmillaan. Tämän vaiheen kesto on riippuvainen palokuormasta ja palon happirajoitteisuudesta.
- hiipumisvaihe on todellisen tulipalon viimeinen vaihe, jossa palo alkaa menettää tehoaan ja lämpötilat alentua, kunnes kaikki syttyvä materiaali on palanut.

Yllä luetellut todellisen palonvaiheet ja standardipalon erot ovat hyvin havaittavissa alla olevasta kuvasta (Kuva 3.3), jossa on esitetty sekä standardipalon että erään todellisen palon käyrät. [22]



**Kuva 3.3** Luonnollisen palon vaiheet ja vertailu standardikäyrään [22, s. 5].

Luonnollisen palon malleissa erilaisia paloskenaarioita saattaa olla lukematon määrä, mutta vain osa niistä on kriittisiä ja vaatii tarkempaa tarkastelua. Erilaisille palotapauksille on määritettävä suunnittelun alussa kriittisyysaste ja esiintymistodennäköisyys, joiden perusteella tarkempaan tarkasteluun otettavat palotapaukset valitaan. Tarkasteltavien paloskenaarioiden lämpötilan kehittymistä voidaan laskea yksinkertaisilla malleilla (parametrinen palo ja paikallinen palo) tai virtauslaskennan ja palamisen reaktiot yhdistävillä kehittyneillä malleilla (vyöhyke- ja kenttämallit). [22, s. 5]

Yksinkertaiset palomallit perustuvat niille ominaisiin, soveltamisalaltaan rajallisiin fysikaalisiin parametreihin. Yksinkertaisia palomalleja voidaan käyttää joko esisuunnitteluvaiheessa tai yksinkertaisille tapauksille, joissa tarkempien mallien käyttö ei ole mielekästä [21, s. 42]. Standardin EN 1991-1-2 liitteessä A esitetty selkeä laskentamenetelmä parametrille lämpötila-aikakäyrille on voimassa palotiloille, joiden lattiapinta-

ala on enintään  $500 \text{ m}^2$ , kun katoissa ei ole aukkoja ja kun tilan korkeus on enintään 4 metriä. Laskennan oletuksena on, että tilan palokuorma palaa kokonaan. [21, s. 50]

Eurokoodissa esitettyä parametristä laskentamallia voidaan soveltaa vain rajallisesti, eikä se huomioi kaikkia palonkehitykseen tai vaadittavaan palonkesto aikaan vaikuttavia tekijöitä. Menetelmä antaa kuitenkin yleensä paljon realistisemmän kuvan palotilan lämpötilan kehittymisestä kuin nimelliset lämpötila-aikakäyrät. [22, s. 6]

Jos palotilan lieskahtaminen on epätodennäköinen, voidaan palotilan rakenteet määrittää standardin EN1991-1-2 liitteen C paikallisen palon laskentamenetelmällä, kun palon läpimitta rajoittuu arvoon  $D \leq 10 \text{ m}$  ja lämmönluovutusnopeus arvoon  $Q \leq 50 \text{ MW}$ . Paikallisella palolla tarkoitetaan tulipaloa, jossa palotilassa olevasta palokuormasta palaa siis vain rajallinen alue. Itse asiassa kaikki tulipalot ovat aluksi paikallisia paloja, mutta yleensä ne leviävät koko palotilaan, ellei paloa saada sammutettua ajoissa. [21, s. 44, 70]

## 4 PALOSUOJAMENETELMÄT

Kolmen tunnin paloluokka (R180) on varsin raju vaatimus kantaville rakenteille, varsinkin mastopilareille, mutta toisaalta rakenteiden palonkestävyyttä voidaan parantaa suojaamalla rakenteita palolta tai muulla tavoin estää pilarin lämpiäminen tulipalossa. Palosuojausmenetelmät ovat suosittuja ratkaisuja varsinkin teräsrakenteissa, jotka tulipalossa menettävät lujuutta melko nopeasti. Myös betonitäytteisissä liittopilareissa voidaan käyttää lisäpalosuojausta, jos pelkällä betonitäytöllä ei saavuteta riittävän pitkää palonkestoaikaa. Suurinta osaa tässä esitellyistä menetelmistä käytetään yleensä vain teräs- tai liittopilareissa, koska tavanomaisesti teräsbetonipilari saadaan kestämään melko pitkiäkin palonkestoaikoja vain lisäämällä yksinkertaisesti terästankojen betonipeitettä. Tämä tapa on yleensä helpoin ja halvin ratkaisu parantaa teräsbetonipilarin palonkestoa. Toisaalta kun teräsbetonipilarin vaadittu palonkestoaika on suuri, voidaan tässä luvussa esitetyjä palosuojausmenetelmiä käyttää myös tavallisissa teräsbetonipilareissa. [24, s. 3 - 4]

Käytettävän suojauksen valintaan vaikuttavat asennus ja käyttöolosuhteet sekä suojauksen kustannukset, joissa otetaan huomioon hankinta- ja asennuskustannusten lisäksi myös huoltokustannukset. Suojaustapa ja -aine on valittava kussakin tapauksessa erikseen, koska palosuojaustapoja ja palosuoja-aineita ei voida asettaa yleisesti pätevään paremmuusjärjestykseen. Lopullisen valinnan ratkaisevat usein arkkitehtoniset seikat. [25, s. 38]

Perinteisesti palosuojaus on toteutettu verhoilemalla rakenteen paljas pinta aineella, joka hidastaa lämmön siirtymistä palotilasta rakenteeseen lämmöneristävyytensä ja/tai lämmönsitomiskykynsä ansiosta. Lisäksi palotilan ja rakenteen lämpötilaa voidaan laskea esimerkiksi vedellä asentamalla palotilaan sprinklerit.

Palosuojausmenetelmät voidaan jakaa niiden toteutustavan perusteella kuiviin ja märkiin menetelmiin. Kuiviin suojausmenetelmiin kuuluvat tuotteet kiinnitetään yleensä koteloksi rakenteen ympärille tai mekaanisilla kiinnikkeillä suojattavan rakenteen pintaan. Kuivia suojausmenetelmiä ovat:

- betoniharkot
- kalsiumsilikaattilevyt
- kevytbetoniharkot
- kipsilevyt ja -elementit
- mineraalivillalevyt
- puu
- sementti-selluloosalevyt (käytetään lähinnä osastoivissa seinissä)
- tiilet

- vermikuliittilevyt

Märikiä suojausmenetelmiä ovat:

- betoni
- mineraalikuituruiskutus
- palosuojamaali
- rappaus
- vermikuliittiruiskutus
- vesi

Palosuojausaineiden asennuksessa on noudatettava tuotekohtaisia ohjeita ja ehtoja, joissa määritellään muun muassa sallitut asennusolosuhteet. Asennuksessa on huomioitava palosuojauksen mahdollisen kutistumisen lisäksi, että palosuojauksen on säilytettävä tiiveytensä myös palossa sille asetetun ajan. Tarvittava rakenteiden palosuojaus voidaan määrittää suoraan mitoituskäyrästä, yksinkertaisella laskennallisella mitoituksella tai käyttämällä toiminnallista palomitoitusta. Palosuojauksen mitoituskäyrät perustuvat pääosin valmistajien tekemiin polttokokeisiin, joita ei ole vielä tehty kuitenkaan eurokoodistandardien mukaisesti. Suurin osa palosuojauksen polttokokeista on tehty vain teräspilareille, joten betonipilareiden palosuojaus täytyy yleensä tutkia erikseen tai käyttää palosuojamenetelmiä, jotka sopivat betonirakenteille ilman erillistä polttokoetta tai laskentaa. [25, s. 38 - 39; 26, s. 138 - 139]

## 4.1 Levytys

Levytys sopii suorakaidepilareiden lisäksi myös pyöreäprofiilisten pilareiden palosuojausmenetelmäksi. Levyt kiinnitetään yleensä pilarin ympärille koteloksi ruuvein tai nauloin.

### 4.1.1 Mineraalivillalevyt

Mineraalivillalevyjen toimiminen palosuojana perustuu niiden hyvään lämmöneristyskykyyn. Palosuojaukseen soveltuvien mineraalivillojen sintraantumislämpötilan, jolloin kuidut sulavat toisiinsa kiinni, on oltava korkea, jopa 800 - 1100 °C riippuen palonkestoajasta. Palosuojauksessa käytettävien mineraalivillalevyjen tiheys on yleensä 100 - 400 kg/m<sup>3</sup> ja suojauksen paksuus vaihtelee 10 - 120 mm välillä.

Levyt kiinnitetään mekaanisesti tai liimaamalla siten, että levyjen väliset saumat ovat varmasti tiiviit. Liimattaessa suoraan rakenteeseen rakenteen pinnan on oltava myös kuiva sekä puhdas pölystä ja öljystä. Mineraalivillalevyt ovat pääasiassa teräsrakenteiden palosuojausmenetelmä, mutta niitä voidaan käyttää myös betonirakenteen lämpötilan nousun hidastamiseen tulipalossa. Monilla valmistajilla on valmiita suunniteluohjeita teräsrakenteiden palosuojaukseen ja näitä voidaan soveltaa betonitäytteisiin liittopilareihin, joissa palolle altistettu pinta on terästä. Vastaavia valmiita suunniteluohjeita ei betonirakenteille löydy suoraan, vaan mineraalivillan toimiminen betonipi-

larin palosuojana täytyy osoittaa erikseen tutkimalla tai polttokokein. [25, s. 41; 27, s. 369]

#### 4.1.2 Vermikuliittilevyt

Vermikuliittilevyjen perusaineena on paisutettu kiille eli vermikuliitti ja sideaineena toimiva silikaattipitoinen aine kuten sementti. Vermikuliittilevyn palosuojakestävyys perustuu vermikuliitin hyvään lämmöneristyskykyyn korkeissa lämpötiloissa ja sideaineen sisältämään suureen vesimäärään, jolloin lämpöenergiaa kuluu veden lämmittämiseen ja höyrystämiseen.

Levyjen tiheys on yleensä 350 - 500 kg/m<sup>3</sup> ja levyjen paksuus 16 - 80 mm. Levyt kiinnitetään rakenteen ympärille lämpöä kestävän laastin ja naulojen tai ruuvien avulla. Kuten mineraalivillalevyjä, myös vermikuliittilevyjä voidaan liimata suoraan rakenteen alustaan, jolloin suojattavien rakenteiden pintojen täytyy olla puhtaita ja lämpötilan on oltava yli 0 °C. Levyjä on helppo työstää normaalein puutyökaluin, niiden pinta on täysin sileä ja ne voidaan maalata tai pinnoittaa.

Vermikuliittilevyjä käytetään Suomessa tavallisesti vain tulisijoissa ja tulisijojen hormeissa, mutta vermikuliittilevyillä voidaan myös palosuojata teräsbetoni- ja liittorakenteita jopa neljän tunnin palolle. Esimerkiksi Englantilainen yritys Promat UK valmistaa vermikuliittilevyjä (Promat Vicuclad), jotka soveltuvat myös rakenteiden palosuojaukseen. [25, s. 41; 28]

#### 4.1.3 Kalsiumsilikaattilevyt

Kalsiumsilikaattilevyt ovat kuituvahvistettuja levyjä, joiden tiheys vaihtelee yleensä 430 - 950 kg/m<sup>3</sup> ja paksuus 6 - 65 mm tuotteesta riippuen. Kalsiumsilikaattilevyt ovat palamattomia ja niiden alhainen lämmönjohtavuus korkeissakin lämpötiloissa tekee levyistä toimivan vaihtoehdon myös kantavan rakenteen palosuojauksessa. Kalsiumsilikaattilevyt toimivat puhtaille teräsrakenteille tulipalossa aina 120 minuuttiin asti. Levyjen käyttöä voidaan ajatella myös 180 minuutin tulipalossa teräsbetoni- ja liittorakenteilla, jolloin levyt hidastavat rakenteen kuumenemistä eikä teräsbetoni- tai liittorakenteesta tarvitse suunnitella niin massiivista kuin ilman palosuojauksia. [25, s. 42; 29]

Kuten vermikuliittilevyjä myös kalsiumsilikaattilevyjä voidaan työstää tavallisilla puuntyöstövälineillä. Kalsiumsilikaattilevyt kiinnitetään toisiinsa itseporautuvien ruuvien tai hakasin ja suojattavaan rakenteeseen joko koteloimalla tai teräsohutprofiilien avulla. [25, s. 42]

#### 4.1.4 Kipsilevyt ja -elementit

Kipsin palosuojausominaisuus perustuu kipsin sisältämän suuren kidevesimäärän höyrystymisen kuluttamaan lämpöenergiaan. Tämän höyrystymisen aikana palon vastakkaisen pinnan lämpötila pysyy noin 100 °C:ssa. Kideveden höyrystyttyä vahvistamaton levy rikkoutuu ja eristysvaikutus lakkaa. Levyjä voidaan vahvistaa lisäämällä levyyn



hiukan lasikuitua sideaineeksi, jolloin levy pysyy ehjänä vielä kideveden höyrystymisen jälkeenkin.

Perinteisiä 13 mm kipsilevyjä kiinnitetään yleensä yhtenä tai useampana enintään kuitenkin neljänä kerroksena teräsohutlevyprofiilien avulla rakenteen ympärille koteloksi. Ilman sideaineita kipsilevyn tiheys on 770 - 980 kg/m<sup>3</sup>, mutta esimerkiksi kipsin, perliitin ja lasikuidun seoksesta valmistettujen kipsielementtien tiheys on hieman alhaisempi 670 – 800 kg/m<sup>3</sup>. Elementeistä voidaan myös valaa esimerkiksi 20 - 40 mm paksuja puoliympyrän muotoisia elementtejä, joita käytetään pyöreiden pilareiden palosuojauksessa. Elementit voidaan liimata toisiinsa työmaalla lämmönkestävällä liimalla.

Kipsilevy on mainio palosuojausmenetelmä 120 minuuttiin asti, mutta lopullinen 180 minuutin palosuojaus pilareissa täytyy varmistaa polttokokein ja/tai varmistamalla, että pilari kestää myös kideveden höyrystymisen jälkeisen ajan. [25, s. 42; 30]

## 4.2 Ruiskutteen

Ruiskutteilla voidaan suojata suorien ja tasaisten pintojen lisäksi myös mutkikkaita ja epätasaisia pintoja. Palosuojaruiskutteilla saavutetaan saumaton palosuojaus, joka ei tarvitse yleensä tukiraudoitusta, jos suojauksen paksuus ei ylitä 45 mm:ä. Tosin eristepaksuuden ylittäessä 45 mm tulee lisätä tukirauditus, yleensä se on pelkkä sinkitty teräsverkko.

Liittopilarin teräspinnan on oltava puhdas pölystä, öljystä, irtoavasta maalista, valsihilseestä ja muusta sen kaltaisesta liasta. Teräspinta ei tarvitse ruiskutuksen lisäksi erikseen korroosiosuojaa, mutta maalattuihin teräsosiin suositellaan käytettäväksi alkalista kestävää maalausta, esimerkiksi epoksimaalausta. Betonipintoja ruiskutettaessa käytetään kiinnitykseen soveltuvia tartunta-aineita.

Ruiskutettaessa on huomioitava, että ruiskutteen eivät ennen kuivumistaan kestä pakkasta eivätkä kovin hyvin juoksevaa vettä. Ruiskutuksen ja sen kuivumisen aikana ilman lämpötilan on oltava vähintään + 5 °C. [25, s. 43]

### 4.2.1 Mineraalikuiteruiskutus

Mineraalivillakuidut ja sementti ruiskutetaan veden kanssa rakenteen pintaan tai sitä ympäröivälle verkolle. Riippuen eristystarpeesta valmiin kerroksen kokonaispaksuus on yleensä 10 - 60 mm.

Mineraalikuiteruiskutetusta pinnasta tulee melko huokoinen ja se on kuivanakin verraten pehmeätä tiheyden ollessa 220 - 500 kg/m<sup>3</sup>. Jos pinta altistuu mekaaniselle kulutukselle, on se suojattava liimaamalla pintaan lasikuitukangas, rappaamalla pinta kovalla rappauksella tai verhoilemalla pinta suojaukseen soveltuvalla levyrakenteella. Mineraalikuiteruiskutusta voidaan käyttää sekä teräs- että betonipintaisissa rakenteissa aina neljän tunnin tulipaloon saakka. [25, s. 43; 31]

### 4.2.2 Vermikuliittiruiskutus

Vermikuliittiruiskutuksen runkoaineena käytetään vermikuliittia ja sideaineena sementtiä, kalkkia tai kipsiä sekä vettä. Vermikuliittiruiskutuksen massa ruiskutetaan rakenteen pintaan tai tukiverkolle yhtenä tai useampana 10 - 15 mm kerroksena. Valmiin ruiskutuksen kerrospaksuus on yleensä 10 - 60 mm.

Vermikuliittiruiskutteiden tiheys on 300 – 800 kg/m<sup>3</sup>. Kevyimmistä ruiskutteiden pinnoista tulee melko huokoisia ja pinta on kuivanakin verraten pehmeää. Jos pinta joutuu alttiiksi mekaaniselle rasitukselle, on se suojattava kuten mineraalikuitturuiskutuskin. Sen sijaan painavimmat ruiskutuslaadut ovat yleensä myös pinnaltaan kestävämpiä, jolloin erillistä suojausta ei tarvita. Vermikuliittiruiskutusta voidaan käyttää teräspintaisissa rakenteissa aina neljän tunnin tulipaloon saakka. [25, s. 43]

## 4.3 Palosuojamaalit

Palosuojamaalit soveltuvat varsinkin teräspintojen palosuojaukseen kuivissa sisätiloissa. Palosuojamaalin etuna on sen pieni suojapaksuus tavallisesti vain 0,2 - 3 mm ja rakenteen ulkonäkö on samankaltainen kuin tavanomaisessa korroosionestomaalauksessa, jolloin säilytetään edelleen pilarin arkkitehtoninen ilme teräsrakenteena. Vasta teräsrakenteen lämpötilan noustaessa 200...300 °C:n lämpötilaan alkaa maalin vaahtonmuodostusreaktio, jossa teräsrakenteen pintaan muodostuu paksu vaahtomainen kerros, joka hiiltyy palon aikana ja toimii rakenteen palosuojauksena. [25, s. 44]

Palosuojamaalien huonoina puolina on, ettei maalin pinta kestä mekaanista rasitusta eikä juurikaan kosteutta. Lisäksi palosuojamaalin paisunut vaahtokerros voi alkaa kuoriutua pois lähes heti kun se on muodostunut, eikä palosuojamaaleilla saavuteta pitkiä palonkestovaatimuksia. Palosuojamaalit kestävätkin yleensä vain noin tunnin tulipalossa. [32, s. 64]

Betonitäytteisen teräsputkipilarin palonkestoa laskettaessa on kuitenkin huomioitava, ettei betonin eikä maalin takaamia palonkestominuutteja voida laskea suoraan sellaisenaan yhteen. Käytettäessä betonitäytteisen liittopilarin palonsuojana palosuojamaalia molempien palonsuojausominaisuuksien yhteisvaikutuksesta johtuen pilarin palonkestoaika on korkeampi kuin pelkän betonin tai palomaalin, mutta palosuojamaalatun liittopilarin palonkeston tarkka määrittäminen ilman koepolttoihin perustuvaa teoreettista menetelmää on vielä lähes mahdotonta. Likimääräisen arvion palosuojamaalatun liittopilarin palonkestosta voi saada vähentämällä molempien palosuojamenetelmien palonkestoaikojen summasta maalilla suojatun ja suojaamattoman teräspilarin palonkestoaikojen erotus. [24, s. 99 - 101]

#### 4.4 Rakenteen verho

Palosuojattava rakenne voidaan verhota muun muassa rappauksella, betonilla, tiilellä tai puulla. Rakenteen verhoamisella saadaan myös arkkitehtoninen rakenne, joka kestää tarvittaessa mekaanista rasitusta ja märkiä olosuhteita.

Palosuojarappauksena voidaan käyttää muun muassa kevyttä kipsilaastia tai sementti-kalkki-hiekkalaastia, jossa sekoitussuhde on tilavuuden mukaan 1:2:6 (sementti:kalkki:hiekka). Rappaukseen voidaan lisätä myös teräslankaverkko, joka levitetään teräsrakenteen ympärille koteloksi. Tosin rappauksen huono puoli on, että tarkkaa palonkestoaikaa arvioitaessa tarvitaan polttokokeita.

Betonin ja tiilen palosuojauskyky perustuu niiden suureen lämpökapasiteettiin. Näiden palosuojausominaisuudet tiedetään melko tarkasti ja jo 60 mm suojarahkkuudella teräslangoilla raudoitetun betonin tai puolen kiven muurauksella voidaan saavuttaa rakenteelle 240 minuutin palonkestoaika.

Myös puun käyttö palosuojamateriaalina on mahdollista, ellei sitä erikseen kielletä Suomen rakentamiskokoelman osan E1 mukaan. Puu on verrattain hyvä eriste tulipalossa kantavan rakenteen ympärillä, mutta toisaalta se lisää samalla palotilan palokuormaa ja tämä on otettava huomioon kokonaisuutta suunniteltaessa. Mutta 180 minuutin palonkestoajalle puu on kuitenkin varsin huono paloeriste, koska puun hiiltymisnopeus on noin 0,50 – 1,0 mm/min riippuen puun laadusta ja sen paksuudesta. Tästä johtuen, jotta saavutettaisiin 180 minuutin palonkesto, puuta täytyisi olla 180 – 360 mm kantavan rakenteen ympärillä. Suuri puumäärä lisää kuitenkin huomattavasti palokuormaa eikä tämäntapainen suojaustapa ole yleensäkään sallittua R180- luokan palotiloissa. [33, s. 44; 34, s. 46]

#### 4.5 Palosuojaus rakenteellisin keinoin

Parantamalla pilareiden palonkestävyyttä rakenteellisin keinoin vältetään mahdolliselta palosuojamateriaalin käytöltä tai sitä voidaan merkittävästi vähentää, jolloin voidaan saavuttaa huomattavia säästöjä materiaali- ja asennuskustannuksissa. Rakenteelliset palosuojaratkaisut on otettava huomioon jo suunnittuvaiheessa ja niiden soveltaminen on arvioitava aina tapauskohtaisesti. Pilareita voidaan palosuojata rakenteellisin keinoin joko sijoittamalla pilarit kokonaan palotilan ulkopuolelle tai esimerkiksi seinän sisään.

Sijoittamalla pilarit palotilan ulkopuolelle, kuten ulos, voidaan pilarin kuumeneminen tulipalossa eliminoida jopa kokonaan. Edellytyksenä ovat kuitenkin pilarien sijoittaminen riittävän etäälle ikkuna-aukoista tai suojaamalla ikkuna-aukkojen lähellä olevat pilarit liekkisuojuksella, joka voi olla esimerkiksi teräsohutelvy. Toinen yleinen ja edellä esitetty rakenteellinen tapa suojata pilareita tulipalolta on niiden sijoittaminen seinän sisään, jolloin pilarin palolle altis pinta-ala pienenee. Seinärakenteessa käytettävien materiaalien täytyy olla pilareiden kohdalla palonkestäviä, jotta niiden palosuojavaikutus voidaan ottaa huomioon. Ongelmaksi voi tosin muodostua jäykistävien rakenteosien liittäminen seinän sisällä olevaan pilariin. [27, s. 372 - 373]

## 4.6 Veden käyttö palosuojauksessa

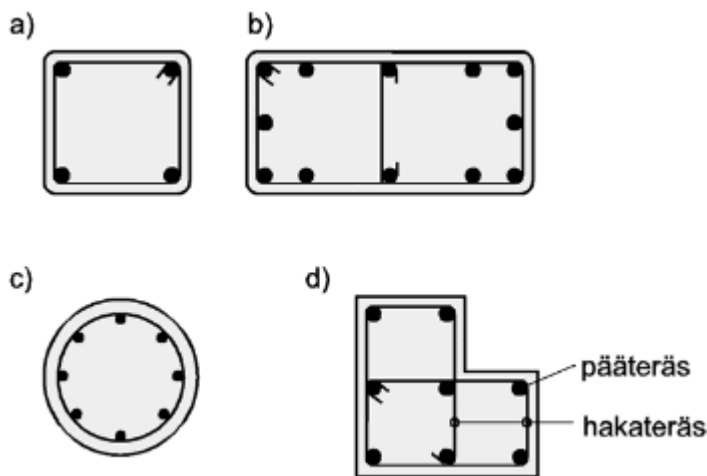
Asentamalla palotilaan automaattinen palonsammutusjärjestelmä eli vesisprinkleri- tai vesisumulaiteisto voidaan palotilan lämpötilan nousua joko hidastaa tai jopa sammuttaa koko tulipalo alkuunsa. Tulipalon tuottama lämpöenergia menee tällöin veden lämmitämiseen ja höyrystämiseen, jolloin palotilan lämpötilassa olevat rakenteet pysyvät noin 100 °C:ssa.

Automaattisen palonsammutusjärjestelmän käyttäminen rakenteiden palosuojauksena edellyttää erillishyväksynnän eli tyyppihyväksynnän tai varmennetun käyttöselosteen. Tämän lisäksi Suomen kansallisissa määräyksissä on ohjeita sprinklauksen huomioon ottamisesta palomitoituksessa, mutta pelkästään automaattisella palonsammutusjärjestelmälläkään ei voida taata kantavien rakenteiden 180 minuutin palonkestoa. Esimerkiksi VTT-sertifikaatin mukaan teräsrakenteet Suomessa voidaan palosuojata pelkällä vesisprinklauksella palonkestoluokkaan R90 asti. Käyttämällä automaattista palonsammutusjärjestelmää voidaan betonitäytettyjen liittopilareiden tai teräsbetonipilareiden lämpötilanousua rajoittaa huomattavasti, jolloin päädytään hoikempiin rakenteisiin tai voidaan välttää muiden palosuojausmenetelmien käyttäminen. Järjestelmän asentamisen kannattavuus riippuu sen asennuskustannusten suhteesta palosuojauksen tai rakennemateriaalin kustannuksiin. [27, s. 372; 34, s. 46 - 47]

## 5 TERÄSBETONIPILARIT

Puristetut rakenteet, kuten pilarit, ovat yleensä kehän osia, joiden voimasuureiden arvot riippuvat muun muassa tuentatavasta, taivutusjäykkyyksien suhteista sekä pilarin liitoksista palkkien ja anturoiden välillä. Teräsbetonipilareiden mitoitukseen vaikuttaa oleellisesti sen hoikkuus  $\lambda$ . Kun hoikkuus ylittää sille annetun raja-arvon  $\lambda_{lim}$ , joudutaan mitoituksessa ottamaan huomioon pilarin hoikkuudesta johtuva toisen kertaluvun vaikutus, koska puristettuihin rakenteisiin liittyy niiden hoikkuuden perusteella epälineaarisia vaikutuksia. [35, s. 118]

Hoikkien pilareiden murtotapa on tavallisesti stabiiliusmurto, jossa pilari menettää vakavuutensa nurjahtamalla ennen kuin varsinainen materiaali saavuttaa murtopisteesä. Vastaavasti tukevien pilareiden murtotapa on materiaalmurto, jossa pilarin murtumisen aiheuttaa betonin puristusmurto ja/tai raudoituksen myötääminen. [11, s. 49] Hoikkuuden lisäksi pilarin kantokykyyn vaikuttaa oleellisesti normaalivoiman epäkeskeisyys, joka aiheuttaa momentin lisäyksen pilarissa, mikä puolestaan kasvattaa epäkeskisyyttä entisestään.



**Kuva 5.1** Teräsbetonipilareiden poikkileikkauksia [40, s. 180].

Yllä olevista (Kuva 5.1) poikkileikkauksista Suomessa käytetään yleensä vain suorakaiteen muotoista tai pyöreäprofiilista teräsbetonipilaria (Kuva 5.1 (a-c)), joissa raudoituksena ovat pituussuuntaiset pääteräkset ja poikittainen haoitus. Tässä luvussa on tarkoitus käsitellä pääasiassa hoikkien mastopilareiden palomitoitusta R180-luokassa, mutta tämän lisäksi luvussa perehdytään teräsbetonipilarin mitoittamiseen käyttölämpötilassa. Tämä syystä, rakenne joudutaan yleensä mitoittamaan ensin käyttölämpötilassaan ennen kuin suunnittelussa voidaan edetä rakenteen palotekniseen mitoittamiseen.

## 5.1 Mitoitus käyttölämpötilassa

Pilarin tärkein tehtävä on välittää muilta rakenteilta tulevat kuormat perustuksille toimien samalla stabiilina rakenteena, joten pilarin mitoituksessa vain murtorajatilatarkastelulla (STR-murtorajatila) on merkitystä. Suunnittelussa täytyy ottaa huomioon, että pilarin koko poikkileikkauksen matkalla on riittävä kestävyys paikallisille rasituksille ja pilarilla on riittävä jäykkyys. [35 s. 417 - 418]

Teräsbetonipilareille on tavanomaista, ettei kuorma ole koskaan täysin keskeinen, pilari ei koskaan ole täysin suora, pilari ei ole täysin homogeeninen eikä pilarin painopiste akseli ole täysin keskellä. Näistä epäsuotuisista ominaisuuksista johtuen kuormituksen kasvaessa pilari saa aina yhä enemmän momenttia normaalivoiman lisääntyessä. Mitä hoikempi pilari on, sitä suuremman momentin se saa suhteessa normaalivoimaan kuormituksen kasvaessa. Taivutusvoima kasvaa siis normaalivoimaa nopeammin ja tätä vaikutusta kutsutaan geometriseksi epälineaarisuudeksi, joka yleisemmin tunnetaan alan kirjallisuudessa nimellä 2. kertaluvun vaikutus. [35 s. 226 - 227; 36 s. 161]

Hoikan pilarin murtumistapa on kuitenkin varsin turvallinen, koska murtumisvaihe kestää jopa useita vuorokausia, ja pilarin suuret sivutaipumat varoittavat alkavasta murtumasta. Jäykkä pilari puolestaan murtuu varsin äkillisesti betonin puristuslujuuden ylityessä enemmän rasitetulta puolelta.

Standardi EN 1992-1-1 sisältää kolme eri analyysimenetelmää toisen kertaluvun vaikutusten laskemiseksi: epälineaariseen toisen kertaluvun analyysiin perustuvan yleisen menetelmän sekä kaksi yksinkertaistettua menetelmää; nimelliseen jäykkyyteen perustuvan menetelmän ja nimelliseen kaarevuuteen perustuvan menetelmän. Yksinkertaistetut menetelmät tuottavat joskus suurempia nimellisiä toisen kertaluvun momenteja kuin itse epästabiiliutta vastaavat momentit ovat. Tämän tarkoituksena on kuitenkin taata, että hoikkien pilareiden mitoitusmomentti on riittävä poikkileikkauksen turvallisen mitoittamisen kannalta. [10, s. 68] Tässä opinnäytetyössä perehdytään pääasiassa yksinkertaistettuihin menetelmiin ja yleisestä menetelmästä käydään läpi pelkästään menetelmän pääpiirteet.

Teräsbetonisen pilarin mitoituksessa eurokoodi-standardi ottaa huomioon muun muassa seuraavat pääseikat

- pilarin ja normaalivoiman sijainnin epätarkkuuden
- pilarin tehollisen pituuden ja hoikkuuden
- pilarin viruman ja kutistuman

Edellä luetellut kohdat tullaan esittämään tässä luvussa.

### 5.1.1 Epäkeskisyydet

Teräsbetonipilarin analyysissa tulee huomioida rakenteen mittapoikkeamat ja kuormien sijaintien epäedulliset vaikutukset. Eurokoodin mukaisesti mitoittaessa lasketaan tätä varten pilarin lopullinen mitoitus epäkeskisyys  $e_d$  seuraavalla kaavalla (5.1). [35, s. 421]

$$e_d = e_0 + e_i + e_2 \quad (5.1)$$

jossa

$e_0$  on kuorman epäkeskisyys

$e_i$  on perusepäkeskisyys

$e_2$  on geometrisen epälineaarisuuden aiheuttama lisäepäkeskisyys.

Analyysiin kuuluva kuorman epäkeskisyys  $e_0$ , johon sisältyy muun muassa puristusvoiman perusepäkeskisyys, vaakavoimien vaikutukset ja sekä mahdolliset kiinnitysmomentit. Kuorman epäkeskisyys lasketaan seuraavasti kaavalla (5.2). [10, s. 82]

$$e_0 = M_{Ed}/N_{Ed} \quad (5.2)$$

jossa

$M_{Ed}$  on taivutusmomentin mitoitusarvo

$N_{Ed}$  on normaalivoiman mitoitusarvo.

Teräsbetonipilareiden perusepäkeskisyttä eurokoodissa esittää poikkeama pystysuorasta eli kulmapoikkeama  $\theta_i$ , jonka arvo on määritetty kaavoissa (5.3) ja (5.4). Erillispilareiden epäkeskisyys lasketaan seuraavasti pilarin pituuden funktiona (5.3).

$$\theta_i = \frac{1}{100\sqrt{l}} ; \frac{1}{300} \leq \theta_i \leq \frac{1}{200} \quad (5.3)$$

Monikerroksisissa rakennusrungoissa, joissa pilarit eivät pääse siirtymään toistensa suhteen vaakasuunnassa välipohjien kohdilla, poikkeamaa pystysuorasta esittää keskimääräinen vinous (5.4).

$$\theta_i = \frac{1}{200} \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (5.4)$$

jossa

$m$  on kerrospilareilla kerroksessa olevien pilareiden lukumäärä tai jatkuvilla pilareilla jatkuvien pilareiden lukumäärä.

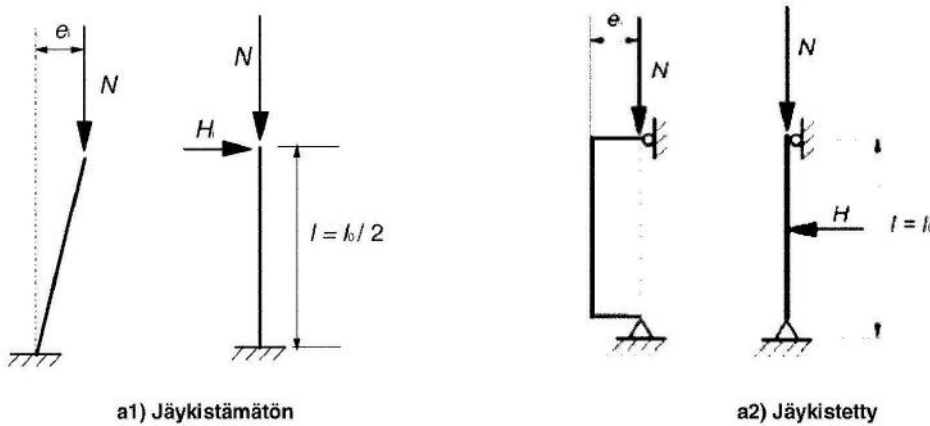
$l$  on kerrospilareilla kerroskorkeus tai jatkuvilla pilareilla rakennuksen korkeus metreinä. [10, s. 54 - 55; 35, s. 232]

Erillisillä rakennusosilla epätarkkuuksien vaikutus voidaan huomioida kahdella tavalla:

- epäkeskisyyden  $e_i$  avulla  $e_i = \theta_i \cdot l_0/2$ , missä  $l_0$  on tehollinen pituus. (kohta 5.1.2)
- vaakavoiman  $H_i$  avulla, vaakavoima asetetaan sellaiseen asemaan, että se synnyttää suurimman mahdollisen momentin kyseisessä tuentatapauksessa.
  - sivusiirtyvissä pilareissa eli jäykistämättömissä  $H_i = \theta_i N$
  - sivusiirtymättömissä pilareissa eli jäykistetyissä  $H_i = 2\theta_i N$

Symmetrisesti raudoitetuissa poikkileikkauksissa perusepäkeskisyys on kuitenkin oltava murtorajatilassa vähintään  $e_{min} = \max\left\{\frac{h}{30}; 20 \text{ mm}\right\}$ . [10, s. 82]

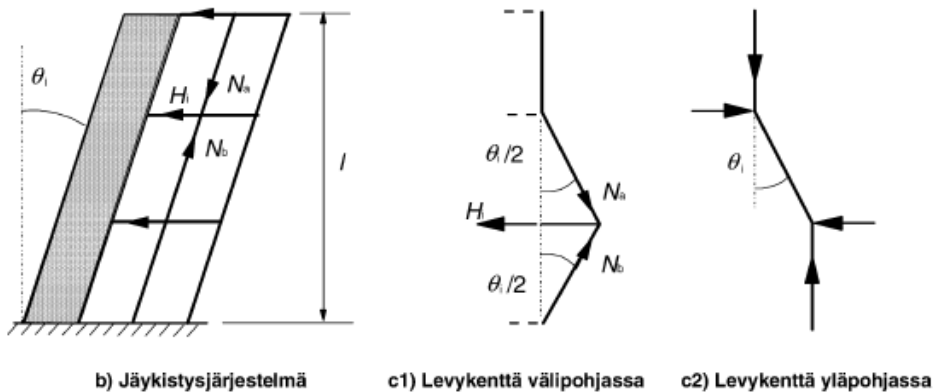
Lisäksi on huomioitava, että epäkeskisyyden käyttö on helpompaa staattisesti määrättyissä rakenteissa, mutta vaakavoimaa voidaan taas käyttää sekä määrättyjen että määräämättömien rakenteiden yhteydessä, ja voimat  $H_i$  voidaan myös korvata muilla samanarvoisilla vaikutuksilla, kuten alla olevissa kuvissa (Kuva 5.2 ja Kuva 5.3) on esitetty. [35, s. 233]



**Kuva 5.2** Esimerkkejä mittaepätarkkuuksien vaikutuksesta erillispilareissa [8, s. 56].

Kokonaisissa kehissä kaltevuuden  $\theta_i$  vaikutusta puolestaan voivat edustaa vaakavoimat, jotka asetetaan vaikuttamaan toisten kuormien  $N_a$  ja  $N_b$  kanssa samanaikaisesti, kuten alla olevassa kuvassa (Kuva 5.3). Tällöin vaakavoimiksi saadaan:

- $H_i = \theta_i(N_b - N_a)$ , kun tarkastellaan vaikutuksia jäykistysjärjestelmään (Kuva 5.3b).
- $H_i = \theta_i(N_b + N_a)/2$ , kun tarkastellaan vaikutuksia välipohjan levyjäykistykseen (Kuva 5.3c1).
- $H_i = \theta_i \cdot N_a$ , kun tarkastellaan vaikutuksia yläpohjan levykenttään (Kuva 5.3c2).



**Kuva 5.3** Esimerkkejä mittaepätarkkuuksien vaikutuksesta kokonaisissa kehissä [10, s. 56].



Voimat  $N_a$  ja  $N_b$  ovat pilarin molemmilla puolilla vaikuttavia normaalivoimia (katso Kuva 5.3), joiden erotus on käytännössä tarkasteltavasta kerroksesta tuleva kuorma. Summan puolikas puolestaan on tarkasteltavan kerroksen yläpuolelta ja itse kerroksesta tulevien kuormien keskiarvo. [35, s. 233 - 234]

Toisaalta jos perusepäkeskisyyden tarkempaa tarkastelua ei haluta tehdä, voidaan vaihtoehtoisesti perusepäkeskisyyden  $\theta_i$  arvoksi asettaa sen maksimiarvo  $l_0/400$ , joka kattaa normaaleihin toteuttamisesta johtuviin poikkeamiin liittyvät epätarkkuudet. [10, s. 56]

Eurokoodin yleisperiaatteena on, ettei geometrisen epälinearisuuden vaikutuksia eli 2. kertaluvun vaikutusta tarvitse tarkastella mitoituksessa, jos ne aiheuttavat enintään 10 % muutoksen lineaarisiin voimasuureisiin. Yleisperiaate on sinänsä käyttökelpoton, koska kyseisen vaikutuksen suuruutta lineaarisiin voimasuureisiin voi todeta vasta suoritetun rakennetarkastelun myös epälineaarisesti.

Tästä syystä eurokoodissa käytetäänkin arviointiperusteena hoikkuuden rajaehdot  $\lambda \leq \lambda_{lim}$  tapauksille, joissa epälinearisuutta ei tarvitse tarkastella. Pilareiden hoikkuusluku  $\lambda$  on esitetty kohdassa 5.1.2 ja hoikkuuden raja-arvo  $\lambda_{lim}$  lasketaan seuraavan kaavan (5.5) mukaan.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} \quad (5.5)$$

jossa

$A$	$= 1/(1 + 0,2\varphi_{ef})$	(jos virumisastetta $\varphi_{ef}$ ei tunneta, voidaan käyttää arvoa $A = 0,7$ )
$B$	$= \sqrt{1 + 2\omega}$	(jos mekaanista raudoitussuhdetta $\omega$ ei tunneta, voidaan käyttää arvoa $B = 1,1$ )
$C$	$= 1,7 - r_m$	(jos päätemomenttien suhdetta $r_m$ ei tunneta, voidaan käyttää arvoa $C = 0,7$ )
$\varphi_{ef}$		on virumisaste (katso kohta 5.1.3)
$\omega$	$= \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$	on mekaaninen raudoitussuhde
$n$	$= N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$	on suhteellinen normaalivoima (jos mastopilareissa arvoa $n$ ei tunneta, voidaan asettaa $n = 0,35$ )
$r_m$	$= M_{01} / M_{02}$	on päätemomenttien suhde.

Momentit  $M_{01}$  ja  $M_{02}$  ovat ensimmäisen kertaluvun eli lineaarisen laskennan mukaiset pilarin päiden mitoitusmomentit siten, että  $|M_{02}| \geq |M_{01}|$ . Jos päätemomentit aiheuttavat venymän rakenteen samalla puolelle, suhdetta  $r_m$  pidetään positiivisena, muuten negatiivisena. Jäykistämättömissä rakenneosissa yleensä voidaan suhteelle  $r_m$  käyttää arvoa 1,0.

Vinon taivutuksen tapauksissa hoikkuusehdot voidaan tarkistaa erikseen kummankin suunnan osalta. Tarkistuksen tuloksista riippuen toisen kertaluvun vaikutukset voidaan jättää huomiotta molemmissa suunnissa, ottaa huomioon vain toisessa suunnassa tai ottaa huomioon kummassakin suunnassa. [10, s. 64 - 65; 35, s. 237 - 238]

Jos hoikkuuden raja-arvo  $\lambda_{lim}$  ylitetään, geometrisen epälineaarisuuden voi ottaa huomioon joko käyttämällä lisäepäkeskisyyttä  $e_2$  tai momentin suurenusperiaatetta, joka esiintyy samanmuotoisena myös liittorakenteilla standardissa EN 1994-1-1. Momentin suurenuskertoimen laskentaperiaate on esitetty kohdassa 5.1.7.

Lisäepäkeskisyyttä  $e_2$  käyttäessä epälineaarinen mitoitusmomentti on  $M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2$ , jossa epälineaarisuuden aiheuttamana lisämomenttina käytetään  $M_2 = N_{Ed} \cdot e_2$  ja  $M_{0Ed}$  on ensimmäisen asteen määräävä momentti. Lisäepäkeskisyyttä laskeaan seuraavalla kaavalla (5.6).

$$e_2 = K_r K_\varphi \frac{f_{sd}/E_s l_0^2}{0,45d c} \quad (5.6)$$

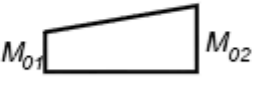
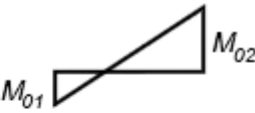


jossa

$$K_r = \frac{1+\omega - N_{Ed}/A_c f_{cd}}{0,6+\omega}, K_r \leq 1$$

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

Edellä esitettyssä kaavassa (5.6) esiintyvä jakaja  $c$  ottaa huomioon momenttipinnan muodon. Sen suhteen standardi EN 1992-1-1 sisältää epäselvyyksiä sekä epäjohdonmukaisuuksia ja alla oleva taulukko (Taulukko 5.1) on täten standardista poikkeava [37, s. 11].

**Taulukko 5.1** Kertoimen  $c$  arvoja eri momenttijakaumille [37, s. 11].

	$c_0$	Momenttijakautuma $M_{0Ed}$ , johon $c_0$ liittyy	$M_{0Ed}$
(1)	$\frac{12}{1+0,5 \frac{M_{01}}{M_{02}}}$		$M_{0Ed} = M_{02} =$ suurin momentti $M_{01}$ ja $M_{02}$ ovat samamerkkiset ja $M_{02} \geq M_{01}$
(2)	$\frac{12}{1-0,5 \frac{ M_{01} }{ M_{02} }}$		$M_{0Ed} = M_{02} =$ itseisarvoltaan suurin momentti $ M_{02}  >  M_{01} $ , $M_{02}$ ja $M_{01}$ ovat erimerkkiset
(3)	9,6		$M_{0Ed} =$ suurin momentti
(4)	12		$M_{0Ed} =$ suurin momentti

Tosin taulukon (Taulukko 5.1) antamat arvot ovat kuitenkin yhteneviä standardissa esiintyvillä arvoilla.

### 5.1.2 Pilareiden hoikkuus ja tehollinen pituus

Kuten edellä jo mainittiin, teräsbetonipilarit luokitellaan niiden hoikkuuden perusteella jäykkiin ja hoikkiin pilareihin. Pilari on hoikka, jos sen hoikkuusluku  $\lambda$  on suurempi kuin hoikkuuden raja-arvo  $\lambda_{lim}$ . Mitä pidempi ja hoikempi pilari on, sitä herkemmin se nurjahtaa ennen kuin se saavuttaa varsinaisen puristuskestävyyden.

Pilareiden päiden kiinnitykset luonnollisesti pienentävät nurjahdusvaaraa, jolloin jäykästi kiinnitetyissä pilareissa nurjahduspituudet  $l_0$  ovatkin pienemmät kuin nivellä löydyissä tai toisesta päästään vapaisissa eli niin sanotuissa maastopilareissa. [36, s. 162] Pilarin nurjahduspituus ja poikkileikkauksen koko siis määrittelevät pilarin hoikkuuden  $\lambda$ , joka määritetään yksinkertaisen kaavan (5.7) avulla.

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (5.7)$$

jossa

$l_0$  on pilarin tehollinen eli nurjahduspituus

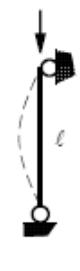
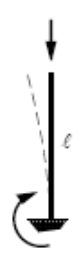



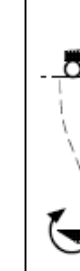

$i$  on betonileikkauksen jäyhyys säde tarkasteltavassa suunnassa

(suorakaidepoikkileikkaukselle  $i = h/\sqrt{12}$ , ympyräleikkaukselle  $i = d/4$ )

Pilareita, joiden hoikkuus on  $\lambda \leq 25$ , voidaan pitää jäykkinä ja tällaisissa pilareissa 2. kertaluvun vaikutuksia ei tarvitse tarkastella, mutta itse asiassa tämä hoikkuusraja riippuu muun muassa pilarin momenttipinnan muodosta ja pilarin raudoituksesta. Tarkempi arviointimenetelmä on esitetty edellisessä kohdassa 5.1.1. [10, s. 65; 35, s. 117]

Alla olevassa taulukossa (Taulukko 5.2) on esitetty erillispilareiden tavallisimpiin tuentatapoihin liittyvät nurjahduspituudet. On huomattavaa, ettei taulukon oikeanpuoleisen maastopilarin tapauksessa kiinnitys pilarin juuressa ole jäykkä eli kiertymä  $\theta > 0$ , jolloin tehollinen pituus on verrannollinen kiertymän suuruuteen ja  $l_0$  on selvästi suurempi kuin  $2l$ .

**Taulukko 5.2** Pilareiden nurjahduspituudet eri tuentatavoille [37, s. 3]

						
SFS-EN 1992-1-1 mukaiset nurjahduspituudet						
$l_0 = l$	$l_0 = 2l$	$l_0 = 0,7l$	$l_0 = 0,5l$	$l_0 = l$	$0,5l < l_0 < l$	$l_0 > 2l$
Huomautus: Nämä arvot ovat hieman pienempiä Betoninormien arvoihin verrattuna						

Edellä esitettyssä taulukossa (Taulukko 5.2) pilarit ovat erillisiä. Pilarin ollessa osana kehää nurjahduspituus eroaa erillispilareista seuraavalla tavalla.

- jäykistetyin kehän pilareissa:

$$l_0 = \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45+k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{0,45+k_2}\right)}$$

- jäykistämättömän kehän pilareissa:

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

joissa

$k_1$  ja  $k_2$  ovat pilareiden päiden suhteelliset kiertymisjäykkyydet,  $k = \frac{\theta \cdot EI}{M \cdot l}$

$\theta$  on pilarin pään kiertymä momentista  $M$ .

$EI$  on pilarin taivutusjäykkyys

$l$  on vapaa kerroskorkeus.

Pilarin pään kiinnityksen ollessa täysin jäykkä suhteellinen kiertymisjäykkyys on nolla ( $k = 0$ ) ja kiinnityksen ollessa täysin vapaa  $k$ :n arvo on ääretön ( $k = \infty$ ). Tosin pilarin täysin jäykkä kiinnitys on harvinainen käytännössä ja siksi eurokoodi-standardi suosittelee kiertymäjoustavuuksien arvoille vähimmäisarvoa 0,1. Tästä samasta syystä myös erillispilareiden taulukossa olevien jäykkien tukien kohdilla suositellaan käytettäväksi hieman suurempia nurjahduspituuden kertoimia, jotka löytyvät vanhasta Suomen rakentamismääräyskokoelman B4-osasta, tai vaihtoehtoisesti laskemalla tarkempi nurjahduspituuden arvo kiertymän avulla. [10, s. 65 - 66; 36, s. 163]

### 5.1.3 Teräsbetonipilarin viruma ja kutistuma

Virumalla tarkoitetaan kuormitetun betonirakenteen ajasta riippuvaa palautumatonta muodonmuutosta, josta seuraa yleisesti teräsbetonirakenteissa rakenteiden taipumien kasvu. Virumisen suuruuteen vaikuttavat muun muassa ympäristöolosuhteet, rakenteen mitat, betonin koostumus sekä kuormittamisen ajankohta.

Virumisessa betonin geelihuokosissa oleva vesi kuormituksesta johtuvan paineen takia joko liikkuu tai poistuu ja samalla sementtigeeli tiivistyy. Vaikka vesi imeytyisikin takaisin geelihuokosiin, sementtigeelin tiivistymisen takia muodonmuutos ei kuitenkaan ole palautuva. Virumista esiintyy kaikkien jännitystapausten yhteydessä ja sen vaikutus betonin kokonaismuodonmuutokseen on merkittävä. [38 s. 88]

Toisen kertaluvun analyysissa tulee huomioida viruman vaikutukset tarkastelemalla sekä virumiseen vaikuttavia yleisiä tekijöitä että eri kuormien kestoa asianomaisessa kuormitusyhdistelmässä. Virumisen vaikutus voidaan kuitenkin jättää huomiotta toisen kertaluvun tarkastelussa eli voidaan olettaa, että viruma-aste  $\varphi_{ef}$  on nolla, jos seuraavat ehdot toteutuvat:

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

joissa

$\varphi(\infty, t_0)$  on virumaluvun loppuarvo (ks. Kuva 5.4)

$M_{0Ed}$  on lineaarisen laskennan mukainen momentti  
 $N_{Ed}$  on normaalivoiman mitoitusarvo  
 $h$  on poikkileikkauksen korkeus vastaavaan suuntaan.

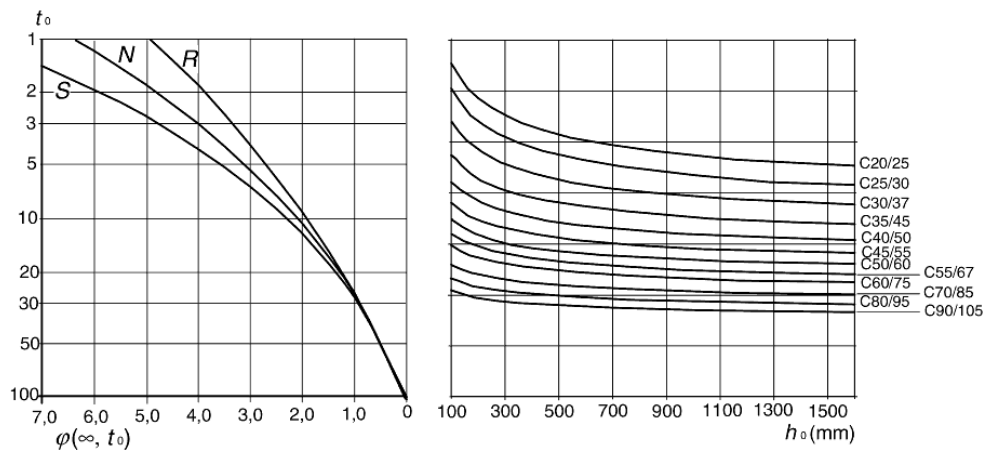
Muussa tapauksessa kuormien kesto joudutaan ottamaan huomioon toisen kertaluvun tarkastelussa viruma-asteen  $\varphi_{ef}$  kaavan (5.8) avulla.

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqp} / M_{0Ed} \quad (5.8)$$

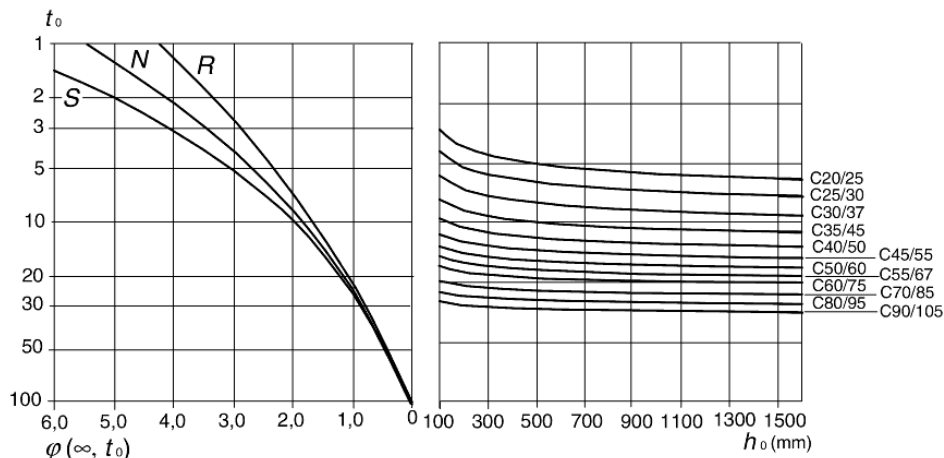
jossa

$M_{0Eqp}$  on lineaarisen laskennan mukainen taivutusmomentti käyttörajatilassa kuormien pitkäaikaisyhdistelmän vaikuttaessa. [10, s. 67 - 68].

Kaavassa (5.8) esiintyvä virumaluku  $\varphi(\infty, t_0)$  voidaan määrittää joko nomogrammeilla (katso *Kuva 5.4* (a) ja (b), jos ympäristölämpötila on arvojen  $-40^\circ\text{C}$  ja  $+40^\circ\text{C}$  välillä ja keskimääräinen suhteellinen kosteus arvojen 40 % ja 100 % välillä, tai laskeamalla virumaluvun tarkempi arvo standardin EN 1992-1-1 liitteen B mukaan. [10, s. 31 - 33]



a) sisätilat – suhteellinen kosteus = 50 %



b) ulkotilat – suhteellinen kosteus = 80 %

**Kuva 5.4** Virumaluvun  $\varphi(\infty, t_0)$  määrittäminen sisä- ja ulkotiloissa [10, s. 32]. Virumaluvulle voidaan laskea tarkempi arvo seuraavalla kaavalla (5.9).

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (5.9)$$

jossa

$\varphi_0$  on nimellinen virumaluku, jonka likiarvo on  $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$

$\varphi_{RH}$  on kerroin, joka ottaa huomioon suhteellisen kosteuden vaikutuksen nimelliseen virumalukuun. Kerroin lasketaan alla olevista kaavoista (5.10) tai (5.11) riippuen betonilujuudesta.

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1-RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (5.10)$$

$$\varphi_{RH} = \left( 1 + \frac{1-\frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \quad \text{kun } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (5.11)$$

joissa

$RH$  on ympäristön suhteellinen kosteus prosentteina

$h_0$  on poikkileikkauksen muunnettu paksuus [mm], missä  $h_0 = \frac{2A_c}{u}$

$A_c$  on poikkileikkauksen pinta-ala ja  $u$  on haihtumiselle alttiin piirin pinta-ala poikkileikkauksessa.

$\beta(f_{cm})$ ,  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  ja  $\alpha_3$  ovat kertoimia, joiden avulla laskennassa otetaan huomioon betonin lujuuden vaikutus.

$$\alpha_1 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} \quad \alpha_2 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} \quad \alpha_3 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} \quad \beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

joissa

$f_{cm}$  on betonin puristuslujuus [MPa] 28 vuorokauden ikäisenä.

$\beta(t_0)$  on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon betonin kuormittumisen alkamisajankohdan vaikutus nimelliseen virumalukuun. Kerroin lasketaan alla olevasta kaavasta (5.12).

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1+t_0^{0,2})} \quad (5.12)$$

jossa

$t_0$  on betonin ikä vuorokausina kuormittumisen alkaessa.

Kerroin  $\beta_c(t, t_0)$  kuvaa virumisen kehittymistä ajan myötä kuormituksen jälkeen ja sille voidaan laskea likiarvo kaavalla (5.13).

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t-t_0)}{(\beta_H+t-t_0)} \right]^{0,3} \quad (5.13)$$

jossa

$t$  on betonin ikä vuorokausina tarkasteluajankohtana

$t - t_0$  on kuormituksen kesto vuorokausina.

Edellisen kertoimen kaavassa (5.13) esiintyvä kerroin  $\beta_H$  riippuu suhteellisesta kosteudesta  $RH$  ja poikkileikkauksen muunnetusta paksuudesta  $h_0$  ja sen likiarvo voidaan laskea kaavasta (5.14) kun  $f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$  tai kaavasta (5.15) kun  $f_{cm} \geq 35 \text{ MPa}$ .

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500 \quad (5.14)$$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 \quad (5.15)$$

Sementin tyyppin vaikutusta voidaan ottaa huomioon betonin virumalukuun muuntamalla kaavoissa (5.12) ja (5.13) esiintyvää kuormitusikää  $t_0$  seuraavan kaavan (5.16) mukaisesti.

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left( \frac{9}{2+t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (5.16)$$

jossa

$t_{0,T}$  on betonin lämpökorjattu ikä kuormitushetkellä vuorokausina, kun ikää on korjattu kaavan (5.17) mukaisesti

$\alpha$  on eksponentti, jonka arvo riippuu sementin tyypistä:  
 = -1, kun sementti on S-tyyppiä  
 = 0, kun sementti on N-tyyppiä  
 = 1, kun sementti on R-tyyppiä.

Suunnitteluvaiheessa sementtityypiksi voidaan kuitenkin olettaa yleensä N, joka on yleisemmin käytetty sementtityyppi. [10, s. 198 - 199; 39, s. 9]

Lämpötilan vaikutukset betonin kovettumisnopeuteen lämpötilavälillä 0...80 °C voidaan ottaa huomioon korjaamalla betonin ikää seuraavan kaavan (5.17) mukaan.

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-[4000/(273+T(\Delta t_i)) - 13,65]} \cdot \Delta t_i \quad (5.17)$$

jossa

$t_T$  on lämpötilakorjatun betonin ikä, joka korvaa suureen  $t$  vastaavissa yhtälöissä

$T(\Delta t_i)$  on lämpötila [°C] aikavälillä  $\Delta t_i$

$\Delta t_i$  on aika vuorokausina, jonka betoni on lämpötilassa  $T$ .

Täysin tarkkaa viruman arvoa on kuitenkin lähes mahdotonta laskea, mikä johtuu virumaan vaikuttavien muuttujien suuresta määrästä. Vaikka eurokoodi ottaakin huomioon viruman tarkemmassa laskennassa monta muuttujaa, kuten ympäristön suhteellisen kosteuden ja lämpötilan, betonin lujuuden, kuormituksen alkamisajan ja keston, betonin poikkileikkauksen dimensiot, betonin iän sekä sementin tyyppin, on virumalukujen keskihajonta laboratoriokokeiden tietokantaan verrattuna silti noin 20 %. Pilarin mitoitus on kuitenkin harvoin herkkä virumaluvun pienille epätarkkuuksille, joten suunnittelussa voidaan huoletta tehdä varmalla puolella olevia oletuksia sen suuruudesta. [10, s.199]

Kutistumisen suuruuteen vaikuttavat lähes samat tekijät kuin virumiseenkin lukuun ottamatta jännitystä. Yleensä pilarin mitoituksessa voidaan kutistuminen kuitenkin jättää huomiotta. Kuitenkin mikäli pilari on massiivinen tai korkea tai kun halkeilun rajoittaminen on tärkeää, niin varhaiset lämpötila- ja kutistumavaikutukset tulee ottaa erityisesti huomioon jo pilaria suunniteltaessa.

Kutistuminen alkaa aina betonirakenteen pinnasta ja rakenteen sisäosat vastustavat tätä muodonmuutosta. Tämän vuoksi erityisesti paksuihin rakenteisiin syntyy tällöin helposti halkeamia, koska betonin vetolujuus on siinä vaiheessa varsin pieni. Kutistumisen alkua voidaan kuitenkin siirtää betonin jälkihoidolla siihen asti, kunnes betonirakenne on saavuttanut riittävän lujuuden halkeilua vastaan. Kutistumisliikkeiden ollessa estettyjä ne synnyttävät paikalla valettaviin rakenteisiin kuitenkin pakkovoimia ja yleensä myös halkeamia. [36, s. 15 - 16]

Standardin EN 1992-1-1 mukaan betonin kokonaiskutistuma  $\varepsilon_{cs}$  lasketaan kuivumiskutistuman  $\varepsilon_{cd}$  ja sisäisen kutistuman  $\varepsilon_{ca}$  summana, joka sisältää sementin hydrataatiosta aiheutuvan kutistuman ja karbonatiosaatiokutistuman. [40, s. 33] Kuivumiskutistuma lasketaan eurokoodin mukaan seuraavalla kaavalla (5.18).

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (5.18)$$

jossa

$k_h$  on kerroin, joka riippuu muunnetusta paksuudesta  $h_0$  taulukon (Taulukko 5.4) mukaisesti

$\varepsilon_{cd,0}$  on nimellinen kuivumiskutistuma, joka saadaan alla olevasta taulukosta (Taulukko 5.3) tai jonka tarkempi arvo voidaan laskea standardin EN1992-1-1 liitteen B mukaan

$h_0 = \frac{2A_c}{u}$  on muunnettu paksuus

$A_c$  on betonin poikkileikkausala

$u$  on kuivuvan poikkileikkauksen piiri.

Kaavassa 5.18 esiintyvä vakio  $\beta_{ds}(t, t_s)$  määritetään kaavalla 5.19:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04\sqrt{h_0^3}} \quad (5.19)$$

jossa

$t$  on betonin ikä vuorokausina

$t_s$  on betonin ikä vuorokausina kuivumiskutistuman alkamishetkellä.



**Taulukko 5.3** Betonin nimellisen kuivumiskutistuman  $\varepsilon_0$  (‰) arvoja sementtityypille N [10, s. 33].

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Suhteellinen kosteus (%)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Taulukoiden (*Taulukko 5.3* ja *Taulukko 5.4*) perusteella voidaan todeta, että kuivumiskutistuma  $\varepsilon_{ca}(t)$  pienenee betonin lujuusluokan kasvaessa ja kosteuspitoisuuden kasvaessa.

**Taulukko 5.4** Kertoimen  $k_h$  arvoja muunnetun paksuuden  $h_0$  funktiona [10, s. 33].

$h_0$	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

Sisäisen kutistuman  $\varepsilon_{ca}$  arvo voidaan arvioida kaavalla (5.19).

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (5.19)$$

jossa

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2t^{0,5}}, \text{ sisäisen kutistuman ajallinen kehitys (t vuorokausina).}$$

Edellä esitetyllä menettelyllä saadaan kutistumalle likiarvo, jonka keskiarvojen odotusarvojen keskihajonta on noin 30 %. Kuten virumankin tapauksessa, voidaan tarkempi arvo laskea standardin EN 1992-1-1 liitteen B mukaisesti, mutta yleensä edellä esitetty likiarvo on kuitenkin riittävän tarkka betonipilareiden mahdollisten halkeamien tai pakkoimien tutkimisessa. [10, s. 33 - 34]

#### 5.1.4 Normaalivoiman ja taivutusmomentin rasittama poikkileikkaus

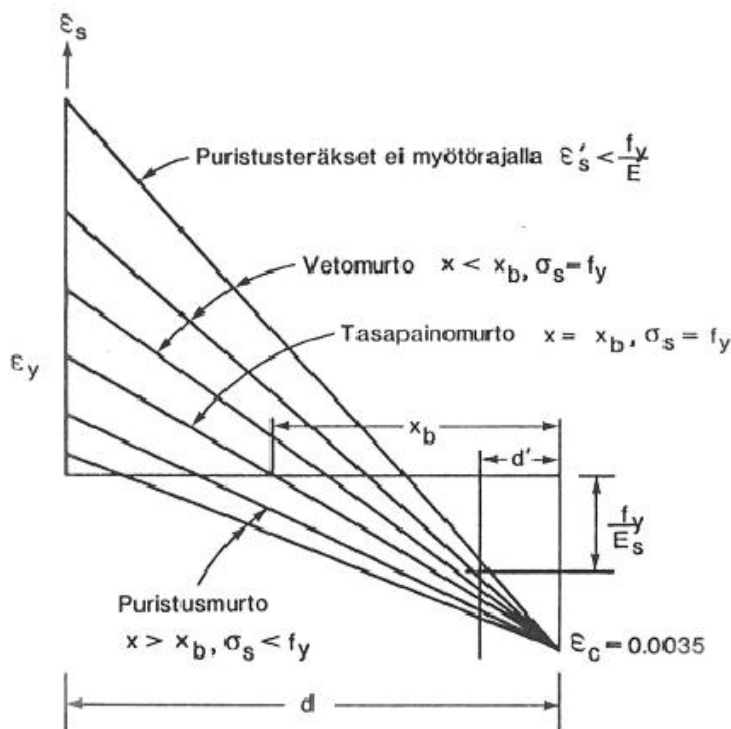
Mitoitettaessa teräsbetonipilaria epäkeskeiselle kuormitukselle on erotettava toisistaan taivutus yhden akselin suhteen ja vino taivutus. Vinossa taivutuksessa epäkeskisyyttä on molempien pääkoordinaattiakseleiden suunnassa, kun taas yhden akselin suhteen epäkeskisyyttä on vain toisen pääkoordinaattiakselin suunnassa kerrallaan. Tässä luvussa on esitetty teräsbetonipilarin poikkileikkauksen kestävyuden tarkastustapoja sekä yhden akselin suhteen että vinosti taivutetulle pilarille.

Teräsbetonipilarin poikkileikkauksen mitoituksessa ei voida aina olettaa raudoituksen olevan myödessä, vaan mitoitus jakautuu epäkeskisyyden ja raudoituksen määrän perusteella tapauksiin:

- Suuri epäkeskisyyden, jolloin vedetyn puolen raudoituksen venymä  $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd}$ .
- Pieni epäkeskisyyden, jolloin vedetyn puolen raudoituksen venymä  $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{yd}$ .

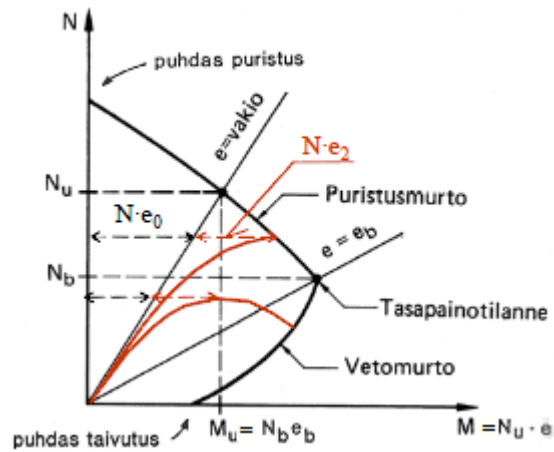
Tasapainotettu murtuminen tapahtuu silloin, kun vedetyt teräkset saavuttavat myötörajan venymän  $\varepsilon_y$  samaan aikaan, kun betoni saavuttaa murtopuristuman  $\varepsilon_{cu} = 0,0035$ .

Kuvan (Kuva 5.5) poikkileikkauksen muodonmuutoksista nähdään, että puristusmurto epäkeskisesti puristetussa pilarissa tapahtuu silloin, kun puristetun pinnan korkeus on suurempi kuin tasapainomurrossa eivätkä puristusteräket saavuta myötörajaa, jos vetoterästen venymä muodostuu suureksi. [40, s. 186]



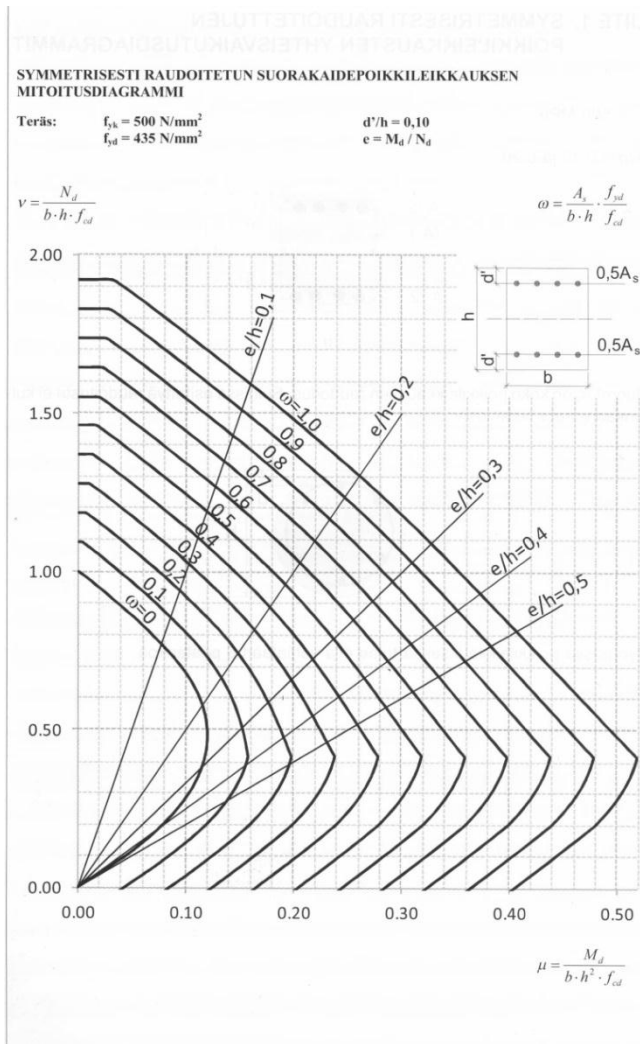
**Kuva 5.5** Epäkeskisesti puristetun teräsbetonipoikkileikkauksen muodonmuutos [40, s. 186].

Normaalivoiman ja sen epäkeskisyydestä johtuvan momentin yhteistä vaikutusta poikkileikkauksen murtumaan voidaan helpottaa ja kuvata yhteisvaikutusdiagrammilla (katso Kuva 5.6), jossa pystyakselilla on esitetty normaalivoima ja vaaka-akselilla momentti. Diagrammin muoto riippuu poikkileikkauksen mitoista ja raudoituksesta sekä hoikilla pilareilla 2. kertaluvun vaikutuksista. Poikkileikkaus kestää kuormayhdistelmät, jotka jäävät yhteisvaikutusdiagrammin sisään. [40, s. 186 - 189]



**Kuva 5.6** Yhteisvaikutusdiagrammi [40, s.199].

Teräsbetonipoikkileikkauksen voimat voidaan ratkaista normaalivoima- ja momenttiyhtälöistä, jos raudituksen venymätilat tunnetaan. Ottaen huomioon, että hoikissa pilareissa kestävyys saavutetaan pilarin taipuman aiheuttaman epälineaarisen taivutuksen seurauksena. Puhtaassa taivutusmitoituksessa voidaan olettaa vetopuolen raudituksen olevan myödessä, mutta pilarissa rasiustila on taivutusmomentin ja normaalivoiman yhdistetty rasiustila, jolloin rauditus vähemmän puristetulla puolella ei välttämättä ole myödessä ja rasius voi olla vetoa tai puristusta. Tästä johtuen mitoituslausekkeet, jotka kattavat kaikki edellä esitetyt tapaukset, muodostuvat varsin monimutkaisiksi ja sellaisina sopivat vain tietokonelaskentaan. Ratkaisun voi saada kuitenkin iteratiivisesti olettamalla raudituksen venymätilan ja korjaamalla saatua arvoa, kunnes oikea tasapaino löytyy, tai muodostamalla korkeamman asteen yhtälön, jossa raudituksen venymä on muuttujana. Suosituin tapa käytännön suunnittelutyössä on kuitenkin käyttää jo valmiiksi laskettuja yhteisvaikutuskäyrästäjä, joista saadaan rauditusmäärä eri poikkileikkauksille (katso *Kuva 5.7*). [40, s. 183 - 184]



**Kuva 5.7** Yhteisvaikutusdiagrammi suorakaidepoikkeleikkaukselle, jonka  $d'/h = 0,10$  [41, s. 96].

Yhteisvaikutusdiagrammeja varten lasketaan laskennallisia voimasuureita eli taivutusmomentin mitoitusarvoa  $M_d$ , joka sisältää myös mahdollisesta lisäepäkeskisyydestä  $e_2$  aiheutuvan momentti-osuuden, ja normaalivoiman mitoitusarvoa  $N_d$  vastaavat suhteelliset arvot seuraavien kaavojen (5.20) ja (5.21) mukaisesti.

$$\mu = \frac{M_d}{b h^2 f_{cd}} \quad (5.20)$$

$$v = \frac{N_d}{b h f_{cd}} \quad (5.21)$$

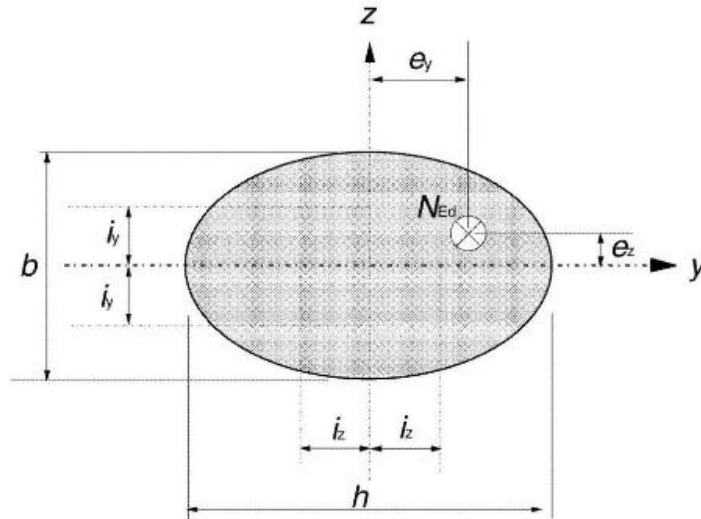
Näiden apuarvojen avulla voidaan suhdetta  $d'/h$  vastaavasta kuvaajasta lukea mekaanisen raudoitussuhteen tarpeellinen arvo  $\omega$ , josta voidaan laskea geometrinen raudoitussuhde ja tarvittava teräsmäärä seuraavalla yhtälöllä (5.22).

$$\rho = \omega \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \geq \rho_{min} \rightarrow A_s = \rho b h \quad (5.22)$$

jossa

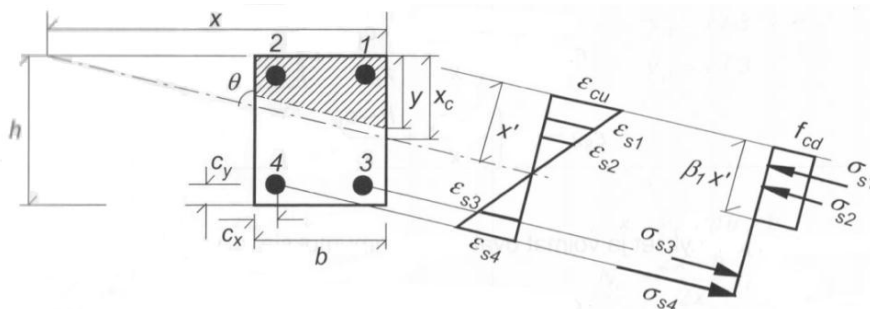
$A_s$  on poikkileikkauksen molemmissa reunoissa tarvittava teräsmäärä. [40, s. 190]

Vinossa taivutuksessa suorakaidepilariin syntyy taivutusrasituksia molempien pääakselien suunnassa ja tällöin kokonaistaivutus tapahtuu molempiin pääakseleihin nähden vinon akselin ympäri. Akselin kallistuma riippuu pääakselien suunnissa vaikuttavien taivutusmomenttien (epäkeskisyyksien) suhteesta (katso *Kuva 5.8*). Vinon taivutuksen laskeminen ilman tietokoneohjelmia on varsin työlästä, mutta seuraavien vaiheiden avulla voidaan esimerkiksi ohjelmoida tietokonemalli, joka laskee vinon taivutuksen vaikutuksen. [35, s. 209]



**Kuva 5.8** Epäkeskisyyksien  $e_y$  ja  $e_z$  määrittely [10, s. 74].

Muodonmuutokset saadaan teräksistä yhdenmuotoisista kolmioista, joissa teräksen venymät ovat positiivisia ja puristumat negatiivisia. Alla oleva kuva (*Kuva 5.9*) havainnollistaa vinossa taivutuksessa tapahtuvaa muodonmuutos- ja jännitys jakaumaa teräsbetonipoikkileikkauksessa.



**KUVA 5.9** Muodonmuutosjakaantuma ja jännitys-suorakaide vinossa taivutuksessa [35, s. 209].

Kuvassa (*Kuva 5.9*) poikkileikkauksen viivoitettu ala esittää poikkileikkauksen tehollista puristettua alaa, jolla oletetaan vaikuttavan vakiojännitys  $f_{cd}$ . Venymät ja niiden riippuvuudet lasketaan alla olevista kaavoista (5.23), (5.24), (5.25) ja (5.26).

$$\frac{\varepsilon_{s1}}{x_c - c_y - c_x \cot \theta} = \frac{\varepsilon_{cu}}{y}, \quad \varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \left( \frac{c_x}{x} + \frac{c_y}{x_c} - 1 \right) \quad (5.23)$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \left( \frac{b-c_x}{x} + \frac{c_y}{x_c} - 1 \right) \quad (5.24)$$

$$\varepsilon_{s3} = \varepsilon_{cu} \left( \frac{c_x}{x} + \frac{h-c_y}{x_c} - 1 \right) \quad (5.25)$$

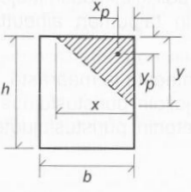
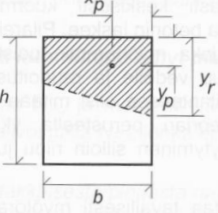
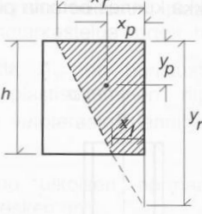
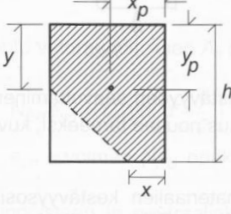
$$\varepsilon_{s4} = \varepsilon_{cu} \left( \frac{b-c_x}{x} + \frac{h-c_y}{x_c} - 1 \right) \quad (5.26)$$

joissa venymät  $\varepsilon_i$  sekä vakiot  $b, c_x, c, c_y, x_c, y$  ja  $x$  on esitetty edellisessä kuvassa (Kuva 5.9). Venymien avulla voidaan laskea terästen jännitys seuraavilla kaavoilla (5.27) ja (5.28).

$$\sigma_{si} = E_s \varepsilon_{si}, \text{ kun } \varepsilon_{si} < \frac{f_{sd}}{E_s} \quad (5.27)$$

$$\sigma_{si} = f_{sd}, \text{ kun } \varepsilon_{si} \geq \frac{f_{sd}}{E_s} \quad (5.28)$$

Betonijännitysten resultantti ja sen paikka riippuvat täysin puristetun alan muodosta, ja tämän suhteen on olemassa neljä erilaista mahdollisuutta, jotka esitetään alla olevassa kuvassa (Kuva 5.10).

	$N_c = f_{cd} \beta_1^2 xy / 2$ $x_p = x / 3$ $y_p = y / 3$
	$x = y_r \tan \theta > b$ $N_c = \frac{2x-b}{2x} y_r b f_{cd}$ $x_p = \frac{b y_l + (y_r - y_l) b / 3}{y_r + y_l}$ $y_p = \frac{y_l^2 + (y_r - y_l)(y_r + 2y_l) / 3}{y_r + y_l}$
	$y_r = x_r \tan \theta > h$ $N_c = \frac{2y_r - h}{2y_r} x_r h f_{cd}$ $x_p = \frac{x_l^2 + (x_r - x_l)(x_r + 2x_l) / 3}{x_r + x_l}$ $y_p = \frac{h x_l + (x_r - x_l) h / 3}{x_r + x_l}$
	$N_c = f_{cd} (hb - (b-x)(h-y) / 2)$ $x_p = \frac{b^2 h - (b-x)(h-y)(2b+x) / 3}{2bh - (b-x)(h-y)}$ $y_p = \frac{bh^2 - (b-x)(h-y)(2h+y) / 3}{2bh - (b-x)(h-y)}$

**KUVA 5.10** Neutraaliakselin ja puristusresultantin sijainnit sekä puristusresultantin suuruus vinossa taivutuksessa [35, s. 211].

Kun teräksissä ja betonissa vaikuttavien voimien suuruus tiedetään, voidaan neutraaliakselin sijainti määrittää voimien tasapainoehdon mukaisesti alla olevasta lausekkeesta (5.29).

$$N_c + \sum_i N_{si} = 0, \quad N_{si} = A_{si}\sigma_{si} \quad (5.29)$$

Neutraaliakselin paikan etsiminen on kuitenkin manuaalisesti työlästä ja onnistuu pelkästään kokeilemalla. Kun neutraaliakseli tunnetaan, voidaan lopuksi laskea momentit pääakselien suunnissa komponenttivoimien momenttivarsien mukaisesti seuraavien yhtälöiden (5.30) ja (5.31) avulla.

$$M_{x,pl,Rd} = \frac{N_{s1} + N_{s2}}{h - c_y} / + (N_{s3} + N_{s4})c_y - N_c(h - y_p) \quad (5.30)$$

$$M_{y,pl,Rd} = \frac{N_{s1} + N_{s3}}{b - c_x} / + (N_{s2} + N_{s4})c_x - N_c(b - x_p) \quad (5.31)$$

Saatujen momenttien vaikutusta kokonaiskestävyyteen voidaan arvioida lausekkeen 5.34 avulla. [35, s.210]

Laskettaessa kuitenkin yksinkertaisilla menetelmillä voidaan pääsuuntien momentin ja normaalivoiman yhteisvaikutus tarkastaa kummassakin pääsuunnassa erikseen sekä ottaa epätarkkuuksien vaikutus huomioon vain suunnassa, jossa niillä on epäedullisin vaikutus, kun seuraavat ehdot (5.32) ja (5.33) toteutuvat.

$$\lambda_y/\lambda_z \leq 2 \quad \text{ja} \quad \lambda_z/\lambda_y \leq 2 \quad (5.32)$$

$$\frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}} \leq 0,2 \quad \text{tai} \quad \frac{e_z/h_{eq}}{e_y/b_{eq}} \leq 0,2 \quad (5.33)$$

jossa

$b_{eq}, h_{eq}$  ovat poikkileikkauksen leveys ja korkeus

$e_z$  toisen kertaluvun vaikutuksen sisältävä epäkeskisyys z-akselin suunnassa ( $= M_{Edy}/N_{Ed}$ )

$e_y$  toisen kertaluvun vaikutuksen sisältävä epäkeskisyys y-akselin suunnassa ( $= M_{Edz}/N_{Ed}$ ).

Jos ehdot (5.32) ja (5.33) eivät toteudu eikä poikkileikkausta mitoiteta suoraan viinosta taivutuksesta aiheutuvalle jännitystilalle, voidaan seuraavaa yksinkertaistettua mitoitusehto (5.34) käyttää.

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1,0 \quad (5.34)$$

jossa

$M_{Edz/y}$  on toisen kertaluvun vaikutuksen sisältävä mitoitusmomentti asianomaisen akselin suhteen

$M_{Rdz/y}$  on taivutuskestävyys vastaavan suunnan momentin suhteen

$a$  on eksponentti, jonka arvo on esitetty alla olevassa taulukossa (Taulukko 5.5). [10, s. 73 - 74]

**Taulukko 5.5** Eksponentti  $a$ :n arvot [10, s. 74].

$N_{Ed}/N_{Rd}$	0,1	0,7	1,0
suorakaidepoikkileikkaus	1,0	1,5	2,0
ympyrä- ja ellipsipoikkileikkaus	2,0	2,0	2,0

Yllä olevan taulukon (*Taulukko 5.5*) vakion  $a$  väliarvot voidaan interpoloida lineaarisesti.

### 5.1.5 Yleinen menetelmä

Yleinen menetelmä perustuu epälineaariseen analyysiin, joka pitää sisällään geometrisen epälineaarisuuden eli toisen kertaluvun vaikutukset. Pilarin taipumasta aiheutuvat lisämomentit ovat verrannollisia pilarin normaalivoiman suuruuteen eli toisen asteen vaikutukset lisäävät taivutusmomentteja ja pilari mitoitetaan ottaen huomioon normaali-voiman  $N_{Ed}$  lisäksi taivutusmomentit, joihin sisältyy myös toisen asteen vaikutukset. Laskettaessa epälineaarisia vaikutuksia käytetään taivutusjäykkyyden arvona nimellistä jäykkyyttä, jossa otetaan huomioon muun muassa halkeilun, materiaalien epälineaarisuuden ja virumisen vaikutukset rakenteen kokonaistoimintaan.

Seuraava kaava (5.35) esittää betonin puristusjännityksen  $\sigma_c$  ja puristuman välistä yhteyttä epälineaarisisä rakenneanalyysissä lyhytaikaiselle aksiaaliselle kuormitukselle.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \text{ kun } 0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}| \quad (5.35)$$

jossa

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

$$k = 1,05 E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$$

$\varepsilon_{c1}$  on muodonmuutos jännityksen huippuarvon kohdalla taulukon 2.1 mukaisesti.

Jännitysfunktiossa (5.35) sijoitetaan kimmokertoimen  $E_{cm}$  paikalle  $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{cE}$  ja  $k$ -arvo lasketaan sijoittamalla lujuuden  $f_{cm}$  paikalle mitoituslujuus  $f_{cd}$ . Raudoituksen ominaisuudet ovat kohdan 5.1.8 mukaiset. [10, s. 34,68]

Yleisessä menetelmässä etsitään kuormaa lisäten rajakuorma, joka aiheuttaa pilarin murtumisen toisen kertaluvun teoriaa käyttäen. Rajakuorma edustaa suoraan pilarin kestävyttä eikä pilaria tarvitse erikseen analysoida vertaamalla mitoitusvoimasuureita kestävyteen. Laskelmissa otetaan myös viruminen huomioon kohdan 5.1.3 mukaisesti. [37, s. 9]

### 5.1.6 Nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä

Nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä on toinen eurokoodin yksinkertaisista laskentamenetelmistä. Menetelmä soveltuu ensisijaisesti käytettäväksi erillispilareihin, joihin vaikuttaa vakiosuuruinen voima ja joiden nurjahduspituus  $l_0$  on tunnettu. Toisaal-



ta jos kaarevuudet arvioidaan erikseen kehän jokaisessa pilarissa, se sopii myös kehärakenteisiin [37, s. 10]. Menetelmä antaa taipumaan perustuvan nimellisen lisämomentin, kun taipuma lasketaan nurjahduspituuden mukaan arvioidun kaarevuuden maksimiarvon avulla. [10, s. 71]

Nimellisen kaarevuuden menetelmässä käytettävä mitoitusmomentti  $M_{Ed}$  lasketaan seuraavan kaavan (5.36) mukaan.

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (5.36)$$

jossa

$M_{0Ed}$  on ensimmäisen kertaluvun analyysissa saatu momentti, jossa on epätarkkuuksien vaikutus mukana

$M_2$  on lisämomentti, katso kaava (5.38).

Ensimmäisen kertaluvun analyysin määräävä momentti on mastopilareille maston juuressa vaikuttava momentti  $M_{02}$ . Kun pilarin päiden välille ei vaikuta kuormia ja ensimmäisen kertaluvun analyysistä saadut momentit  $M_{01}$  ja  $M_{02}$  poikkeavat toisistaan, ne voidaan korvata ekvivalentilla vakiomomentilla (5.37).

$$M_{0Ed} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02}, \text{ kun } |M_{02}| \geq |M_{01}| \quad (5.37)$$

jossa

$$M_{01} = M_{1,end} + (e_0 + e_i)N_{Ed}$$

$$M_{02} = M_{2,end} + (e_0 + e_i)N_{Ed}$$

$e_0$  on alkuepäkeskisyys, katso kohta 5.1.1

$e_i$  on perusepäkeskisyys, katso kohta 5.1.1

Lisämomentti  $M_2$  huomioi toisen kertaluvun vaikutuksen kaavalla (5.38).

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 \quad (5.38)$$

jossa

$$e_2 \text{ on taipuma (2. kertaluvun epäkeskisyys)} = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c}$$

$1/r$  on kaarevuus, katso kaava (5.39)

$l_0$  on nurjahduspituus, katso kohta 5.1.2

$c$  on kokonaiskaarevuuden jakaumasta riippuva kerroin, katso *Taulukko 5.1.*

Edellisessä kaavassa (5.38) tarvittava kaarevuuden  $1/r$  arvo voidaan pilareille, joiden sekä poikkileikkaus että raudoitus on symmetrinen, laskea seuraavan kaavan (5.39) mukaan.

$$1/r = K_r \cdot K_\varphi \cdot 1/r_0 \quad (5.39)$$

jossa

$K_r$  on normaalivoimasta riippuva korjauskerroin

$K_\varphi$  on virumisen huomioiva kerroin

$$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0,45d) = \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot \frac{1}{0,45d}$$

$d$  on tehollinen korkeus.

Jos koko raudoitus ei ole keskittynyt vastakkaisille puolille, vaan osa raudoituksesta on jakautunut yhdensuuntaisesti taivutustason kanssa, teholliseksi korkeudeksi määritellään  $d = (h/2) + i_s$ , jossa  $i_s$  on raudoituksen kokonaisalan jäyhyysssäde. [10, s. 72]

Kaavassa (5.39) esiintyvälle korjauskertoimelle  $K_r$  käytetään lauseketta (5.40).

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1 \quad (5.40)$$

jossa

$n$  on suhteellinen normaalivoima,  $n = N_{Ed}/(A_c \cdot f_{cd})$

$n_{bal} = 0,4$  on suhteellisen normaalivoiman arvo, kun taivutuskestävyydellä on maksimiarvo

$$n_u = 1 + \omega = 1 + A_s f_{yd}/(A_c f_{cd}).$$

Virumisen vaikutuksen huomioiva kerroin  $K_\varphi$  lasketaan seuraavasti kaavasta (5.41).

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1 \quad (5.41)$$

jossa

$\varphi_{ef}$  on virumisaste, katso kohta 5.1.3

$$\beta = 0,35 + f_{ck}/200 - \lambda/150. \quad [10, s. 72 - 73]$$

Edellä esitetyn laskentaprosessin avulla voidaan laskea toisen kertaluvun aiheuttama lisärasitus ja teräsbetonipilarin momentti kaavan (5.36) mukaan.

Laskentaprosessin selvästi työläin vaihe on toisen kertaluvun epäkeskisyyden  $e_2$  laskeminen, mutta usein voidaan kuitenkin laskentaa yksinkertaistaa ja laskea toisen kertaluvun epäkeskisyyden varmuus puolelle kaavasta  $e_2 = (\lambda/130)^2 \cdot d$  [41, s. 33].

### 5.1.7 Nimelliseen jäykkyyteen perustuva menetelmä

Kuten edellä todettiin, nimelliseen jäykkyyteen perustuva menetelmä on yksi eurokoodinormin yksinkertaisista teräsbetonipilarin laskentamenetelmistä nimelliseen kaarevuuteen perustuvan menetelmän lisäksi. Taivutusjäykkyyden nimellisarvoja käytetään tarkasteltaessa toisen kertaluvun vaikutuksia nimellisen jäykkyyden menetelmällä, jolla otetaan huomioon halkeilun, materiaalin epälineaarisuuden ja virumisen vaikutukset rakenteen kokonaistoimintaan. Nimellisjäykkyyden laskennassa lasketaan jäykkyys sekä betonille että raudoitukselle. Laskennassa voidaan käyttää seuraavaa jäykkyysmallia (5.42), kun lasketaan nimellisjäykkyyttä hoikille, poikkileikkaukseltaan mielivaltaisille puristussauvoille. [10, s. 69]

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (5.42)$$

jossa

- $K_c$  on jäykkyyden vaikutuskerroin betonille, huomioi halkeilun ja virumisen vaikutuksen
- $I_c$  on halkeilemattoman betonin jäyhyysmomentti, suorakaidepoikkileikkaukselle  $bh^3/12$  ja pyöreälle  $\pi D^4/64$
- $K_s$  on jäykkyyden vaikutuskerroin raudoitukselle
- $I_s$  on raudoituksen jäyhyysmomentti betonipoikkileikkauksen painopisteen suhteen, suorakaidepoikkileikkauksessa  $\frac{A_s}{4} \cdot (d - d_c)^2$  ja pyöreässä  $\frac{(D-2d_c)^2}{8} A_s$ .

Nimellisen jäykkyyden menetelmällä voidaan laskea toisen kertaluvun vaikutus, jos geometrinen raudoitussuhde  $\rho \geq 0,002$ . Raudoitussuhde on kuitenkin vähintään pilarin minimiraudoitusta vastaava eli kertoimet  $K_s$  ja  $K_c$  voidaan käytännössä laskea aina käyttäen alla olevia kertoimien lausekkeita (5.43). [10, s. 69; 37, s. 12]

$$K_s = 1 \text{ ja } K_c = \frac{k_1 k_2}{1 + \varphi_{ef}}, \text{ kun } \rho \geq 0,002 \quad (5.43)$$

jossa

$\varphi_{ef}$  on virumasuhde, katso kohta 5.1.3

$$k_1 = \sqrt{f_{ck}/20}$$

$$k_2 = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20.$$

Staatteisesti määräämättömissä rakenteissa tulee huomioida vierekkäisten sauvojen halkeilun epäedulliset vaikutukset. Osittainen halkeilu ja vetojäykistysvaikutus voidaan ottaa huomioon standardin EN 1992-1-1 kohdan taipumien laskennallinen tarkistus mukaan. Yksinkertaistuksena voidaan olettaa, että poikkileikkaukset ovat täysin halkeilleet, jolloin jäykkyyden perustana käytetään betonin tehollista kimmokerrointa  $E_{cd,eff}$  (5.44). [10, s. 70]

$$E_{cd,eff} = \frac{E_{cd}}{1 + \varphi_{ef}} \quad (5.44)$$

Nimellisjäykkyyteen perustuvassa menetelmässä toisen asteen lisätaipumasta aiheutuva taivutusmomentin suurennos otetaan huomioon korottamalla ensimmäisen asteen tarkastelun mitoitusmomenttia  $M_{0Ed}$  momentin suurennuskertoimen avulla. Jos sauvan päiden välillä ei vaikuta kuormia, voidaan ensimmäisen kertaluvun laskennan päätemomentit  $M_{01}$  ja  $M_{02}$  korvata tasaisella vakiomomentilla kuten kohdassa 5.1.6. [10, s. 70]

Nimellisenjäykkyyteen perustuvassa menetelmässä käytettävä mitoitusmomentti  $M_{Ed}$  lasketaan seuraavan kaavan (5.45) mukaan.

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[ 1 + \frac{\beta}{(N_B/N_{Ed}) - 1} \right] \quad (5.45)$$

jossa

$\beta$  1. ja 2. kertaluvun momenttijakautumasta riippuva kerroin  $\beta = \pi^2/c_0$ , katso *Taulukko 5.1*

$N_B$  on nimellisjäykkyyteen perustuva nurjahduskuorma  $N_B = \frac{[\pi^2 \cdot (EI)_{ef}]}{l_0^2}$

Nimellisjäykkyyteen perustuvassa nurjahduskuormassa esiintyvä taivutusjäykkyyden tehollinen arvo voidaan laskea seuraavasti kaavalla (5.46).

$$(EI)_{ef} = \left( \frac{E_c I_c}{5} + E_s I_s \right) \frac{1}{1+\phi} \quad (5.46)$$

jossa

$\phi = G_d/(G_d + Q_d)$  on pysyvän kuorman suhde kokonaiskuormaan.

Suurennuskertoimen suuruus riippuu pilarin päiden momenteista, pilarin hoikkuussuhteesta ja siitä, kuinka monta osaa mitoituskuorma on kimmoteorian mukaisesta kriittisestä kuormasta  $N_B$ . [35, s. 234 - 235]

### 5.1.8 Teräsbetonipilarin raudoitus

Käyttölämpötilassa teräsbetonipilarin viimeinen suunnitteluvaihe on määrittää joko laskemalla tai yhteisvaikutusdiagrammeista saadut teräksen poikkipinta-alat betonipoikkileikkaukselle. Raudoituksessa on huomioitava, että standardi EN 1992-1-1 määrittää kuitenkin teräsbetonipilareille sekä minimi- että maksimiraudoituksen.

Pilariin kohdistuu aina epäkeskisyydestä johtuen myös taivutusta, ja minimiraudoituksella (5.47) varmistetaan, että pilari pystyy ottamaan vetorasituksia betonipoikkileikkauksen syntyneiden vetohalkeamien jälkeen. [10, s. 160; 40, s. 218]

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}}; 0,002 A_c \right\} \quad (5.47)$$

Standardi EN 1992-1-1 rajoittaa myös suurimman sallitun pääraudoituksen pinta-alan seuraavan kaavan (5.48) mukaisesti.

$$A_{s,max} = \begin{cases} 0,12 A_c, & \text{limityskohdissa} \\ 0,06 A_c, & \text{muualla} \end{cases} \quad (5.48)$$

Päätankojen minimihalkaisijan  $\phi_{min}$  on oltava vähintään 8 mm, mutta käytännön kannalta on suositeltavampaa käyttää halkaisijaltaan  $\phi_{min} \geq 12 \text{ mm}$  irtotankoja. Lisäksi pilarin muoto vaikuttaa raudoituksen sijoitteluun. Monikulmion muotoisilla pilareilla tulee sijoittaa vähintään yksi tanko jokaiseen kulmaan, ja pyöreissä pilareissa

vaaditaan vähintään neljä päätankoa. Jokainen poikkileikkauksessa sijaitseva päätanko tulee vielä sitoa haoilla kaavan (5.49) mukaisesti. [13, s. 10 - 12; 40, s. 218]

Pääraudoitustankoja sitovalle hakaraudoitukselle on annettu myös omat minimivaatimuksensa standardissa EN 1992-1-1. Hakaraudoituksen halkaisijan tulee olla vähintään neljännesosa pääraudoituksen koosta tai 6 mm riippuen kumpi on suurempi. Hitsattujen verkkojen tapauksessa halkaisijan tulee olla vähintään 5 mm. [13, s. 10 - 12]

Hakaraudoituksen maksimijakoväli  $S_{cl,tmax}$  on rajattu lausekkeen (5.49) mukaan.

$$S_{cl,tmax} = \min\{15\emptyset; b; 400\text{mm}\} \quad (5.49)$$

jossa

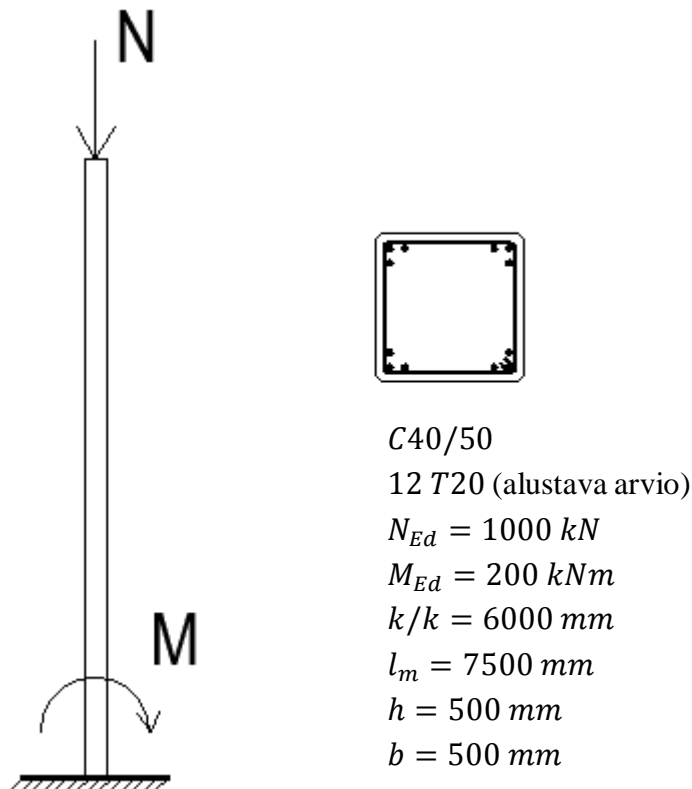
$\emptyset$  on päätankojen vähimmäishalkaisija

$b$  on pilarin pienin mitta.

Pilarin ja laatan tai palkin liitoskohdan ylä- ja alapuolella sekä lähellä limitysjatkoksia jakoväliä on kuitenkin muistettava pienentää kertoimella 0,6. [13, s. 10 - 12; 40, s. 218]

### 5.1.9 Laskentaesimerkki

Tässä esimerkissä lasketaan alla olevan kuvan (Kuva 5.11) varastohallirakennuksen mastopilarin kestävyys normaalilämpötilassa. Kohdassa 5.2.5 tarkistetaan kyseisen pilarin palokestävyys paloluokassa R180. Pääterästankojen keskiöetäisyys on 50 mm lähimmän poikkileikkauksen pinnasta.



**Kuva 5.11** Pilarin vapaakappalekuva.

Betonin ominaisuudet: C40/50-2

Betoniteräksen ominaisuudet: A500HW

$$f_{ck} := 40 \text{MPa} \quad \gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{sk} := 500 \text{MPa}, \quad \gamma_s := 1.15$$

$$f_{ctk0.05} := 2.5 \text{MPa}$$

$$f_{sd} := 434.783 \text{MPa}$$

$$f_{cd} := 22.667 \text{MPa}$$

$$f_{ctd0.05} := \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.667 \text{MPa}$$

Mastopilarin nurjahduspituus  $l_0$ :

$$l_0 := \max \left[ \sqrt{1 + \frac{10k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}, \left(1 + \frac{k_1}{1+k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1+k_2}\right) \right] \cdot l_m = 16.317 \text{m}$$

Hoikkuus  $\lambda$ :

$$\lambda := \frac{l_0}{i} = 113.049$$

Pilari on selvästi hoikka ja laskennassa täytyy huomioida myös 2. kertaluvun vaikutukset. Ensiksi lasketaan kuitenkin 1. kertaluvun epäkeskisyydet.

Kuorman epäkeskisyydet:

$$e_0 := \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = 200 \text{mm}$$

Erillispilarin perusepäkeskisyydet:

$$e_i := \max \left( \frac{\theta_i \cdot l_0}{2}, \frac{h}{30}, 20 \text{mm} \right) = 29.791 \text{mm}$$

Ensimmäisen kertaluvun analyysin määräävä momentti:

$$M_{0Ed} := M_{Ed} + (e_0 + e_i) \cdot N_{Ed} = 429.791 \text{kNm}$$

Tässä esimerkissä lasketaan toisen kertaluvun vaikutukset nimellisen kaarevuuteen perustuvalla menetelmällä, jota varten ensiksi joudutaan laskemaan nomogrammeja käyttäen betonipoikkileikkauksen viruma, kun pilaria aletaan kuormittaa 50 % suhteellisessa kosteudessa 10 päivän ikäisenä.

$$\varphi_{ef} := \varphi_{tt0} \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} = 1.133$$

Lisäksi nimellisen kaarevuuteen perustavalla menetelmällä joudutaan laskemaan myös normaalivoimasta riippuva korjauskerroin  $K_r$  ja virumisen huomioiva kerroin  $K_\varphi$ .

$$K_r := \begin{cases} \frac{(n_u - n)}{n_u - n_{bal}} & \text{if } \frac{(n_u - n)}{n_u - n_{bal}} \leq 1 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

$$K_\varphi := \begin{cases} 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} & \text{if } 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

$$e_2 := \frac{1}{r} \frac{l_0^2}{c_0} = 244.997 \text{ mm}$$

Toisen kertaluvun sisältävä mitoitusmomentti  $M_{Ed,final}$  on siis:

$$M_{Ed,final} := M_{0Ed} + N_{Ed} \cdot e_2 = 674.787 \text{ kNm}$$

Suhteellinen normaalivoima ja momentti:

$$\nu := \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = 0.176$$

$$\mu := \frac{M_{Ed,final}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = 0.238$$

Sivun 50 yhteisvaikutusdiagrammin perusteella (*Kuva 5.7*) saadaan  $\omega = 0,4$ , jonka avulla voidaan laskea poikkileikkauksen tarvittava teräsmäärä.

$$A_{s,tarv} := \omega \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 5.213 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,valid} := 12 \cdot \pi \cdot \left( \frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 5.89 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Alussa valittu raudoitustankojen poikkileikkausala  $A_{s,valid}$  on suurempi kuin yhteisvaikutusdiagrammista saatu tarvittavien raudoitustankojen poikkileikkausala, joten poikkileikkauksen kapasiteetti on riittävä kestämään sille tulevat rasitukset.

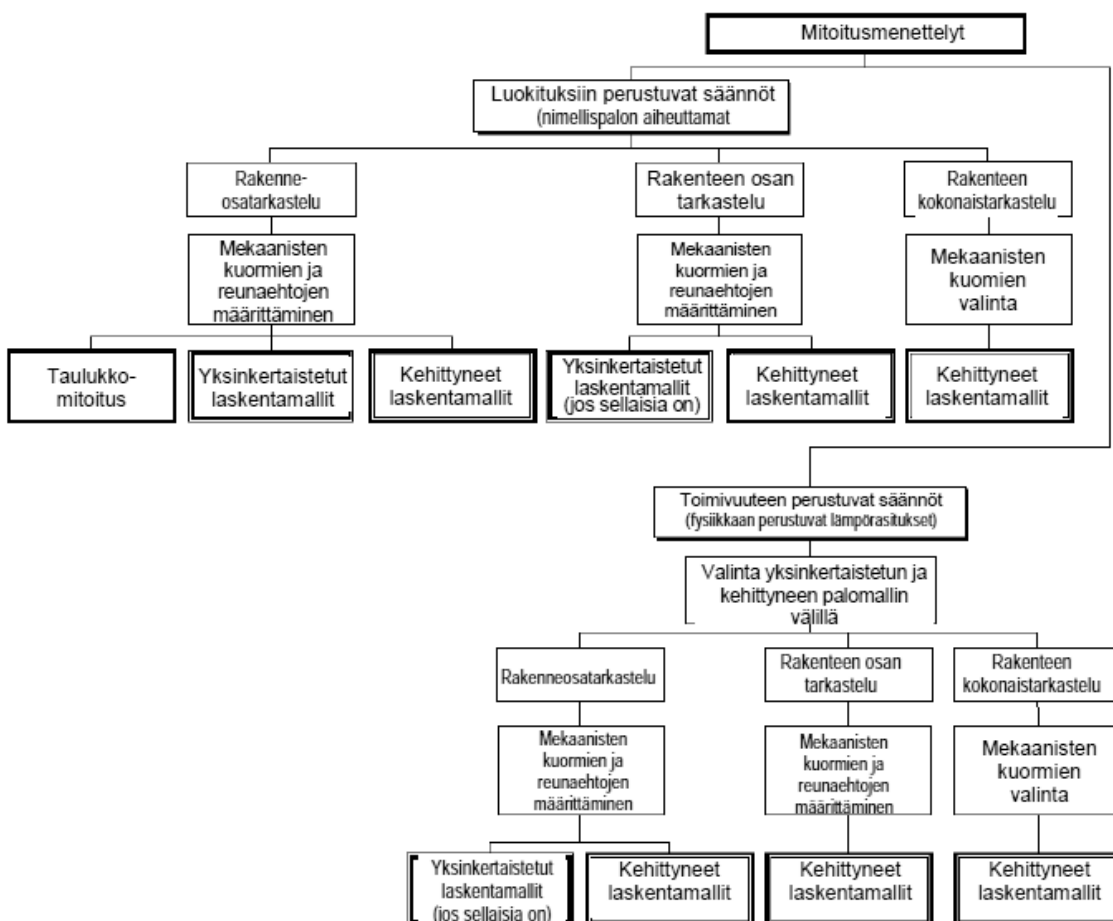
## 5.2 Palotekninen mitoitus

Standardi EN 1992-1-2 sallii kantavien betonirakenteiden palomitoituksessa käytettäväksi kahta erilaista menettelytapaa. Toisessa menettelytavassa betonirakenteisiin kohdistuvan lämpörasituksen selvittämiseen käytetään niin sanottua nimellispaloa eli vakio-

lämpötila-aikakäyrää, joka esittää kaasun lämpötilaa rakenteen pintojen lähellä ajan funktiona. Tätä menetelmää kutsutaan luokituksiin perustuvaksi käsittelytavaksi. Menetelmän hyvinä puolina on, että laskenta on yksinkertaista suorittaa, mutta voi johtaa merkittäviin ylimitoituksiin. Ylimitoitus johtuu siitä, että nimellisten lämpötilakäyrien palon kehitys on yleensä todellista lämpötilan kehitystä rajumpaa. Erilaisia nimellisiä mitoituspaloikäyriä ovat standardipalokäyrä, ulkopuolisen palon käyrä ja hiilivetykäyrä. Toisaalta palotilan palokuorma ja olosuhteet täytyy tarvittaessa arvioida aina tapauskohtaisesti, koska on myös tapauksia, joissa palotilan lämpötilakehitys onkin suurempi kuin standardissa esitettyjen mitoituspaloikäyrien.

Toinen tapa määrittää rakenteisiin kohdistuvat lämpörasitukset on toimivuuteen perustuva käsittelytapa, jossa määritetään rakenteisiin kohdistuvat lämpörasitukset fyysikaalisten ja kemiallisten parametrien perusteella aina tapauskohtaisesti. [7, s. 8]

Molemmissa tavoissa eli luokitukseen ja toimivuuteen perustuvassa menettelytavassa tarkastelut voidaan jakaa joko rakenneosalle, rakenteen osalle tai koko rakenteelle. Alla oleva kuva (Kuva 5.12) havainnollistaa standardin EN 1992-1-2 eri mitoitusmenettelyvaihtoehtoja paloteknisessä mitoituksessa. [7, s. 13]



Kuva 5.12 Vaihtoehtoiset mitoitusmenetelmät palotilanteessa [7, s. 9].

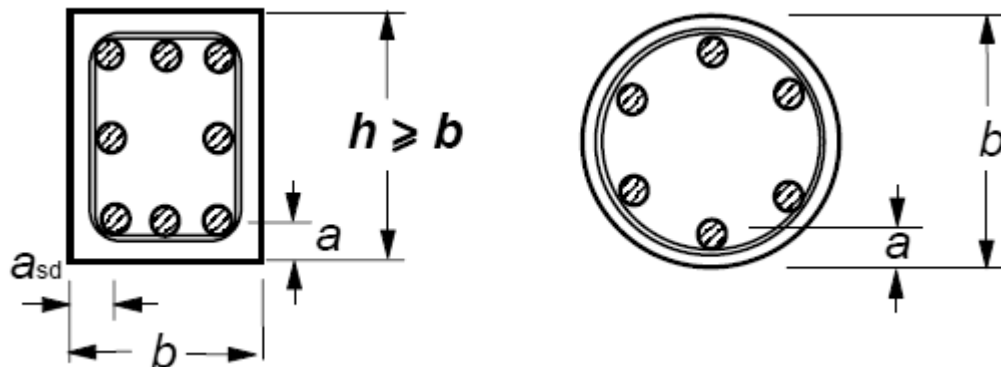


Tässä luvussa on tarkoitus käydä läpi teräsbetonipilarin palotekninen mitoitus taulukkomitoituksella ja yksinkertaistetuilla laskentamalleilla sekä kertoa myös kehittyneiden laskentamallien peruseriaatteet.

### 5.2.1 Taulukkomitoitus

Standardi EN 1992-1-2 sisältää kaksi eri taulukkomitoitusmenetelmää: menetelmä A:n ja menetelmä B:n sekä menetelmään B liittyvän liitteen C pilarien nurjahdus palotilanteessa. Molempien menetelmien taulukot on kehitelty kokemuksien vahvistamalla kokeellisilla tuloksilla ja arvioimalla koetuloksia teoreettisesti käyttäen kuormitusten vertailutasona  $\eta_{fi} = 0,7$ , ellei asianomaisissa kohdissa toisin mainita. [7, s. 34 - 35, 76]

Taulukoita käytettäessä on tosin huomattava, että arvot ovat vain palonkestävyyden vähimmäisarvoja, joiden tulee täyttyä standardin EN 1992-1-1 edellyttämien yksityiskohtien suunnittelusääntöjen lisäksi (kohta 5.1). Taulukkomitoituksessa on huomioitava myös, että pilareiden hoikkuutta tai nurjahduspituutta on rajattu varsin radikaalisti, jolloin tämän luvun taulukot sopivat enemmänkin vain jäykistetyille pilareille. Tosin standardin EN 1992-1-2 liitteen C avulla voidaan taulukoita käyttää pilareille, joiden hoikkuusluku  $\lambda$  on jopa 80. Alla olevassa kuvassa (Kuva 5.13) on esitetty taulukoissa esiintyvien merkintöjen määritelmät. [7, s.78]



**Kuva 5.13** Taulukoiden merkintöjen määritelmät [7, s. 37].

Keskiöetäisyydet  $a$  ovat nimellisarvoja, joten käytettäessä tämän luvun taulukoita ei toleranssivaraa tarvitse lisätä. [7, s. 37]

Menetelmässä A pilarin leveyden  $b_{min}$  ja pääraudoituksen keskiöetäisyyden  $a$  vähimmäisarvot ovat voimassa kun alla olevat ehdot täyttyvät:

- pilarin nurjahduspituus palotilanteessa on maksimissaan  $l_{0,fi} = 3 m$
- ensimmäisen kertaluvun epäkeskisyys palotilanteessa on  $e = \frac{M_{0Ed,fi}}{N_{0Ed,fi}} \leq 0,4h$  v  $0,4b$
- raudoituksen määrä on  $A_s < 0,04A_c$ .

Alla olevassa taulukossa (*Taulukko 5.6*) esiintyvä hyväksikäyttöaste  $\mu_{fi}$  (5.50) palotilanteessa ottaa huomioon kuormayhdistelmät, pilarin puristuslujuuden ja taivutuksen sisältäen myös toisen kertaluvun vaikutukset. [7, s. 38]

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd} \quad (5.50)$$

jossa

$N_{Ed,fi}$  on normaalivoiman mitoitusarvo palotilanteessa

$N_{Rd}$  on pilarin kestävyuden mitoitusarvo normaalilämpötilassa.

Pilarin kestävyuden mitoitusarvoa laskettaessa normaalilämpötilassa käytetään standardin EN 1992-1-1 mukaisia normaalilämpötilamitoituksen osavarmuuslukuja  $\gamma_m$  ottamalla huomioon toisen kertaluvun vaikutukset sekä alkuepäkeskisyys, joka on normaalivoiman  $N_{Ed,fi}$  epäkeskisyyden suuruinen. [7, s. 38]

**Taulukko 5.6** Pilarin vähimmäismitta  $b_{min}$  ja tankojen minimi keskiöetäisyys  $a$  menetelmässä A [7, s. 39].

Standardipalon-kestävyys	Vähimmäismitat (mm)			
	Pilarin leveys $b_{min}$ / päätankojen keskiöetäisyys $a$			
	Pilarin altistus useammalta kuin yhdeltä sivulta			Altistus yhdeltä sivulta
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	–	295/70
** Vähintään 8 tankoa Jännitetyillä pilareilla keskiöetäisyyttä suurennetaan kohdan 5.2(5) <sup>25</sup> mukaisesti.				

Taulukosta (*Taulukko 5.6*) on kuitenkin huomioitava, että taulukon arvot perustuvat betonin kertoimelle  $\alpha_{cc} = 1$ . Taulukosta poikkeavia mitoitusarvoja saadaan kuitenkin käyttämällä seuraavaa yhtälöä (5.51).

$$R = 120 \left[ (R_{\eta fi} + R_a + R_l + R_b + R_n) / 120 \right]^{1,8} \quad (5.51)$$

jossa

$$R_{\eta fi} = 83 \left[ 1,00 - \mu_{fi} \frac{(1+\omega)}{(0,85/\alpha_{cc})+\omega} \right]$$

$$R_a = 1,60(a - 30)$$

$$R_l = 9,60(5 - l_{0,fi})$$

$$R_b = 0,09b'$$

$$R_n = \begin{cases} 0, & \text{kun } n = 4 \quad (\text{tangot vain kulmissa}) \\ 12, & \text{kun } n > 4 \end{cases}$$

$a$  on pääraudoituksen keskiöetäisyys (mm), kun  $25 \text{ mm} \leq a \leq 80 \text{ mm}$

$l_{0,fi}$  on pilarin nurjahduspituus palotilanteessa, kun  $2 \text{ m} \leq a \leq 6 \text{ m}$

$b'$  =  $2A_c/(b + h)$ , kun  $200 \text{ mm} \leq b' \leq 450 \text{ mm}$  ja  $h \leq 1,5b$

$\omega$  on mekaaninen raudoitussuhde normaalilämpötilassa.

Menetelmässä B pilarin leveyden  $b_{min}$  ja pääraudoituksen keskiöetäisyyden  $a$  vähimmäisarvot ovat voimassa kun alla olevat ehdot täyttyvät:

- pilarin hoikkuusluku  $\lambda_{fi}$  palotilanteessa saa olla enintään 30
- suhde  $e/b$  saa olla enintään 0,25
- epäkeskisyys  $e$  saa olla korkeintaan 100 mm.

Taulukossa esiintyvä kuormitustaso  $n$  lasketaan seuraavasta lausekkeesta (5.52).

$$n = N_{0Ed,fi} / [0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd})] \quad (5.52)$$

Palotilanteessa vaikuttavalle normaalivoimalle  $N_{0Ed,fi}$  voidaan käyttää yksinkertaistuksen vuoksi arvoa  $0,7N_{0Ed}$ , ellei pienennyskerrointa  $\eta_{fi}$  haluta laskea tarkemmin erikseen. Taulukon arvot on laskettu ottamalla huomioon normaalivoima, ensimmäisen kertaluvun taivutus normaalilämpötilassa sekä myös toisen kertaluvun vaikutukset. [7, s. 40]

**Taulukko 5.7** Pilarin vähimmäismitta  $b_{min}$  ja tankojen minimi keskiöetäisyys  $a$  menetelmässä B [7, s.41].

Standardipalonkestävyys	Mekaaninen raudoitussuhde $\omega$	Vähimmäismitat (mm). Pilarin leveys $b_{min}$ / keskiöetäisyys $a$			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	0,100	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	0,500	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	1,000	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25*
R 60	0,100	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	0,500	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25*
	1,000	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
R 90	0,100	200/40:250/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	0,500	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	1,000	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
R 120	0,100	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/25*	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
R 180	0,100	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	0,500	300/45:450/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/75
	1,000	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
R 240	0,100	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	0,500	450/45:500/25*	550/55:600/25*	600/70	(1)
	1,000	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)

\* Tavallisesti standardin EN 1992-1-1 edellyttämä betonipeitteen paksuus on määräävä.

(1) Edellyttää yli 600 mm leveyttä. Erityinen nurjahdustarkastelu vaaditaan.

Menetelmään B standardi EN 1992-1-2 antaa lisätietoja liitteessä C, jonka avulla voidaan ottaa huomioon hoikkuusluvultaan enintään  $\lambda = 80$  nurjahtaminen palotilanteessa. Liitteestä C löytyy edellisen taulukon (*Taulukko 5.7*) tapaisia taulukoita eri raudoitusasteille ja ensimmäisen kertaluvun epäkeskisyyksille. [7, s. 78]

### 5.2.2 Yksinkertaistetut laskentamenetelmät

Standardi EN 1992-1-2 sisältää kaksi vaihtoehtoista yksinkertaistettua laskentamenetelmää, 500 °C isotermimenetelmän ja vyöhykemenetelmän taivutus- ja puristuskestävyyden laskemiseksi tulipalossa. Molemmissa menetelmissä voidaan toisen kertaluvun vaikutukset ottaa huomioon, mutta eurokoodi suosittelee erityisesti vyöhykemenetelmää käytettäväksi pienten poikkileikkausten ja hoikkien pilareiden yhteydessä. Vaikka vyöhykemenetelmä soveltuukin kaikille täysin kehittyneen palon lämpötila-aikakäyrille, standardissa EN 1992-1-2 on esitetty tarvittavat tiedot, jotka koskevat vain standardipalon lämpötila-aikakäyrää, kun taas 500 °C isotermimenetelmää voidaan käyttää sekä standardipalon että parametrin palon yhteydessä. [7, s. 28]

500 °C isotermimenetelmä perustuu oletukseen, että yli 500 °C lämpötilassa oleva betoni jätetään huomiotta poikkileikkauksen kestävyyttä laskettaessa, kun taas alle 500 °C lämpötilassa olevan betonin oletetaan säilyttävän täyden lujuutensa. 500 °C isotermimenetelmässä tarvitaan siis palolle altistuneen poikkileikkauksen lämpötilaprofiili kyseisessä paloluokassa. Standardin EN 1992-1-2 liitteessä A on eri lämpötilaprofiileja eri poikkileikkauksille aina R120 luokkaan saakka, joten tätä menetelmää käytettäessä R180 luokassa joudutaan palolle altistuneessa betonissa vallitsevat lämpötilat määrittämään erikseen joko kokeellisesti tai laskemalla. Toinen vaihtoehtoinen tapa on käyttää jotain teräsbetonipilarille sopivista kohdassa 3 esitetyistä palosuojamenetelmistä, jolla saadaan tarvittava lisäpalonkesto kyseiselle pilarille. [7, s. 28]

500 °C isotermimenetelmää voidaan käyttää palonkestävyydestä riippuvalle standardipaloaltistukselle tai parametrille paloaltistukselle aukkokertoimen ollessa  $O \geq 0,14m^{1/2}$  sekä kun poikkileikkauksen vähimmäisleveys on alla olevan taulukon (*Taulukko 5.8*) mukainen.

**Taulukko 5.8** Rakenteiden sallitut vähimmäismitat 500 °C isotermimenetelmässä [7, s. 66].

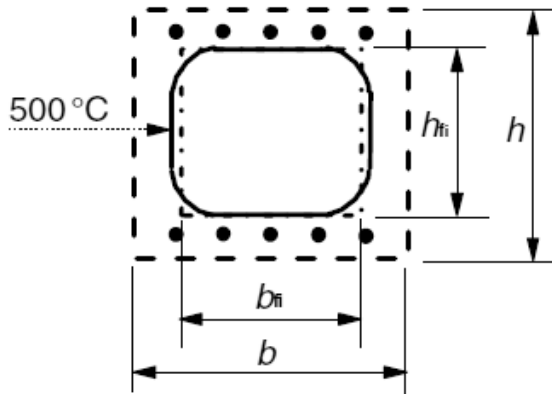
#### a) Palonkestävyys

Palonkestävyys	R 60	R 90	R120	R180	R240
Poikkileikkauksen vähimmäisleveys mm	90	120	160	200	280

#### b) Palokuorman tiheys

Palokuorman tiheys MJ/m <sup>2</sup>	200	300	400	600	800
Poikkileikkauksen vähimmäisleveys mm	100	140	160	200	240

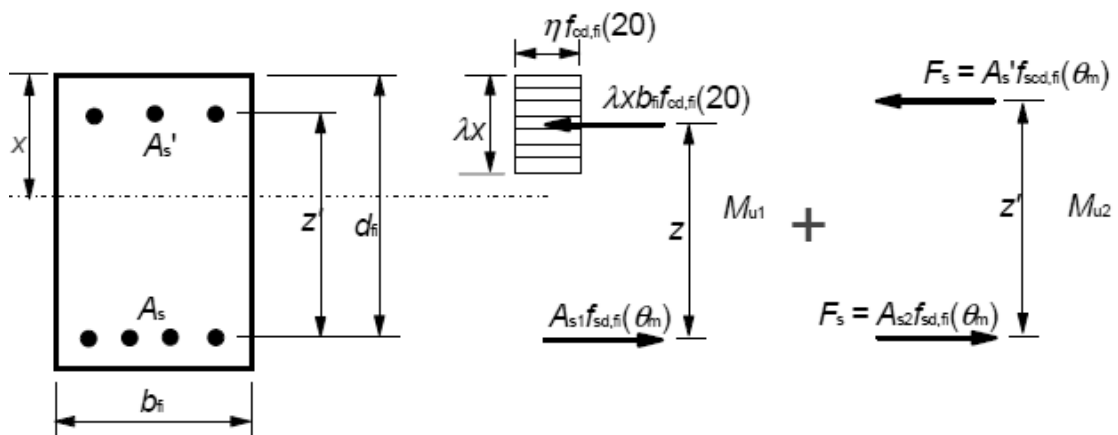
Menetelmässä palomitoitus aloitetaan määrittämällä poikkileikkauksen uusi leveys  $b_{fi}$  ja uusi tehollinen korkeus  $d_{fi}$  jättämällä huomiotta betoni, joka jää  $500\text{ °C}$  isotermin ulkopuolelle (katso *Kuva 5.14*). Kuvassa (*Kuva 5.14*) esiintyvät isotermin kulmapyöristykset voidaan ottaa huomioon approksimoimalla isotermin todellista muotoa suorakai-teella tai neliöllä. [7, s. 66]



paloaltistus neljältä sivulta

**Kuva 5.14** Teräsbetonipilarin pienennetty poikkileikkaus [7, s. 67].

Seuraavaksi menetelmässä määritetään betoniterästankojen lämpötila veto- ja puristuspuolelta, vaikka osa betoniteräksistä saattaa jäädä pienennetyn poikkileikkauksen ulkopuolelle, kuten kuvassa (*Kuva 5.14*) esitetään. Ne voidaan kuitenkin sisällyttää palolle altistuneen poikkileikkauksen murtorajatilan mukaiseen kestävyyslaskentaan. Lopuksi pienennetylle poikkileikkaukselle käytetään tavanomaisia laskentamenetelmiä murtorajatilan kestävyyslaskentaan käyttämällä laskennassa betoniteräksen lujuudelle lämpötilan johdosta pienentyneen raudoituksen lujuutta kohdan 2.4 mukaisesti. Saatua palotilanteen lujuusarvoa verrataan sen jälkeen vaadittavaan kestävyysarvoon. Alla olevassa kuvassa (*Kuva 5.15*) on havainnollistettu sekä veto- että puristusraudoituksen sisältävän poikkileikkauksen kestävyyslaskennan periaate palotilanteessa. [7, s. 67]



**Kuva 5.15** Poikkileikkauksen kestävyyslaskentaperiaate [7, s. 68].

jossa

$Z$

on vetoraidoituksen ja betonin välinen sisäinen momenttivarsi

$Z'$	on veto- ja puristusraudoituksen välinen momenttivarsi
$A_s$	on vetoraudoituksen poikkipinta-ala
$A_{s1}$	on osa vetoraudoituksesta, joka on tasapainossa betonin puristusalueen kanssa
$A_{s2}$	on osa vetoraudoituksesta, joka on tasapainossa puristusraudoituksen kanssa
$A'_s$	on puristusraudoituksen poikkipinta-ala
$f_{cd,fi}(20)$	on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo palotilanteessa normaalilämpötilassa $f_{cd,fi}(20) = f_{ck}/\gamma_{c,fi}$
$f_{sd,fi}(\theta_m)$	on vetoraudoituksen mitoituslujuus palotilanteessa kyseisen kerroksen keskimääräisessä lämpötilassa $\theta_m$
$f_{scd,fi}(\theta_m)$	on puristusraudoituksen mitoituslujuus palotilanteessa kyseisen kerroksen keskimääräisessä lämpötilassa $\theta_m$
$F_s$	on puristusraudoituksen kokonaisvoima palotilanteessa ja se on vetoraudoituksen vallitsevan kokonaisvoiman osan suuruinen
$\lambda = 0,8$	tehollisen korkeuden määrittelevä kerroin, kun $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$
$\eta = 1,0$	tehollisen lujuuden määrittelevä kerroin, kun $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$
$x$	on neutraaliakselin etäisyys poikkileikkauksen puristetusta reunasta.

Kun betonin lujuus ylittää  $50 \text{ MPa}$ , mikä on tosin varsin harvinaista teräsbetonipilareille, voidaan suureet  $\lambda$  ja  $\eta$  laskea standardin EN 1992-1-1 kohdan 3.1.7 mukaisesti. [7, s. 68; 10, s. 35]

Taivutus- ja puristuskestävyyttä laskettaessa betoniterästangoille voidaan laskea korkeiden lämpötilojen vuoksi pienentynyt keskimääräinen lujuus kaavan (5.53) mukaisesti, jos kaikki betoniterästangot sijoitetaan kerroksittain ja niillä on sama poikkipinta-ala. [7, s. 69]

$$k_v(\theta) = \frac{\sum k(\theta_i)}{n_v} \quad (5.53)$$

jossa

$k_v(\theta)$  on raudoituskerroksen  $v$  lujuuden keskimääräinen pieneminen

$\theta_i$  on terästangon  $i$  lämpötila

$k(\theta_i)$  on terästangon  $i$  lujuuden pieneminen lämpötilassa  $\theta_i$

$n_v$  on kerroksessa  $v$  olevien betoniterästankojen lukumäärä.

Kyseisen raudoituskerroksen keskiöetäisyys  $a$  voidaan laskea seuraavalla kaavalla (5.54), jos edellä olevan kaavan (5.53) oletus on voimassa.

$$a = \frac{\sum a_v k_v(\theta)}{\sum k_v(\theta)} \quad (5.54)$$

jossa

$a_v$  on keskiöetäisyys pienennetyn poikkileikkauksen alapinnasta raudoituskerrokseen  $v$ .

Edellistä kaavaa (5.54) voidaan yksinkertaistaa edelleen, jos kerroksia on vain kaksi. Tällöin keskiöetäisyys voidaan korvata lausekkeella  $a = \sqrt{(a_1 a_2)}$ . [7, s. 69]

Jos betoniterästankojen poikkipinta-alat ovat erilaiset ja ne jakautuvat mielivaltaisesti, edellä esitetyt kaavat betoniterästen sijainnin ja keskimääräisen lujuuden laskemiseksi eivät päde. Tällöin voidaan käyttää seuraavaa menettelyä, jossa betoniteräsryhmän teräksen korkeita lämpötiloja vastaava keskimääräinen lujuus  $k(\varphi)f_{sd,fi}$  lasketaan käyttämällä kaavaa (5.55).

$$k(\varphi)f_{sd,fi} = \frac{\sum_i [k_s(\theta_i)f_{sd,i}A_i]}{\sum_i A_i} \quad (5.55)$$

jossa

$k_s(\theta_i)$  on betoniterästangon  $i$  lujuuden pienennys lämpötilassa  $\theta_i$

$f_{sd,i}$  on betoniterästangon  $i$  lujuuden mitoitusarvo

$A_i$  on betoniterästangon  $i$  poikkileikkausala.

Keskiöetäisyys  $a$  lasketaan mielivaltaisille raudoituksille betoniterästankoryhmän painopisteeseen kaavan (5.56) mukaisesti. [7, s. 69]

$$a = \frac{\sum_i [a_i k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]}{\sum_i [k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]} \quad (5.56)$$

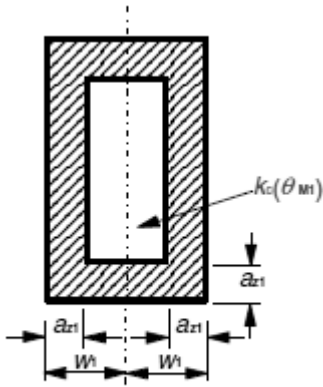
jossa

$a_i$  on keskiöetäisyys pienennetystä poikkileikkauksesta betoniterästankoon  $i$ .

Varsinainen pilarin mitoitus tapahtuu kohdan 5.1 periaatteita käyttäen kuvan (Kuva 5.12) mukaiselle pienennetylle poikkileikkaukselle, jonka betoniterästen lujuutta pienennetään kaavan (5.53) tai (5.55) mukaan.

Vyöhykemenetelmä on edellistä menetelmää työläämpi, mutta toisaalta se on samalla tarkempi kuin 500 °C isotermin perustuva menetelmä, erityisesti pilareille. Vyöhykemenetelmässä poikkileikkaus jaetaan useaan ( $n \geq 3$ ) yhdensuuntaiseen saman paksuiseen vyöhykkeeseen. Laskennassa määritetään kunkin vyöhykkeen keskimääräinen lämpötila ja sitä vastaava keskimääräinen puristuslujuus  $f_{cd}(\theta)$  sekä tarvittaessa myös kimmokerroin. [7, s. 70]

Vyöhykemenetelmässä palon heikentämää poikkileikkausta edustaa pienennetty poikkileikkaus (katso Kuva 5.16), jossa jätetään huomioimatta palolle altistuneilla sivuilla heikentynyt vyöhyke, jonka paksuus on  $a_z$ .

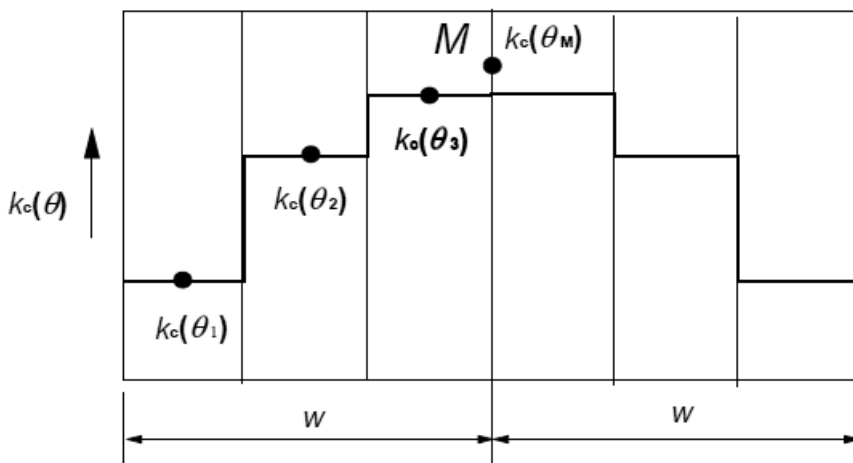


(esim. pilari)

**Kuva 5.16** Teräsbetonipilarin heikentynyt poikkileikkaus [7, s. 71].

Vyöhykemenetelmässä poikkileikkauksen pienentäminen perustuu siis heikentyneeseen vyöhykkeeseen  $a_z$ , joka lasketaan epäsymmetrisillä pilareilla pienemmän sivumitan mukaan, kuten yllä oleva kuva (Kuva 5.16) osoittaa. Heikentynyt vyöhyke  $a_z$  lasketaan pilareille seuraavalla tavalla:

- pilarin puolikkaan paksuus  $w$  jaetaan saman paksuisiin yhdensuuntaisiin vyöhykkeisiin, joita on vähintään kolme kappaletta, kuten alla olevassa kuvassa (Kuva 5.17)
- määritetään joko laskemalla tai kokeellisesti lämpötila  $\theta_i$  jokaisen vyöhykkeen keskellä
- määritetään kyseisen vyöhykkeen keskellä vastaava puristuslujuutta koskeva pienennyskerroin  $k_c(\theta_i)$ , kuten kuvassa (Kuva 5.14).



**Kuva 5.17** Poikkileikkauksen jako vyöhykkeisiin [7, s. 71].

Pilareille, joissa esiintyy toisen kertaluvun vaikutuksia, heikentyneen vyöhykkeen paksuus voidaan laskea käyttämällä alla olevaa kaavaa (5.57).



$$a_z = w \left[ 1 - \left( \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right)^{1,3} \right] \quad (5.57)$$

jossa

$k_c(\theta_M)$  on betonin pienennyskerroin pisteessä M

$w$  on puolet pilarin kokonaispaksuudesta

$m$  on kyseisen vyöhykkeen järjestysnumero.

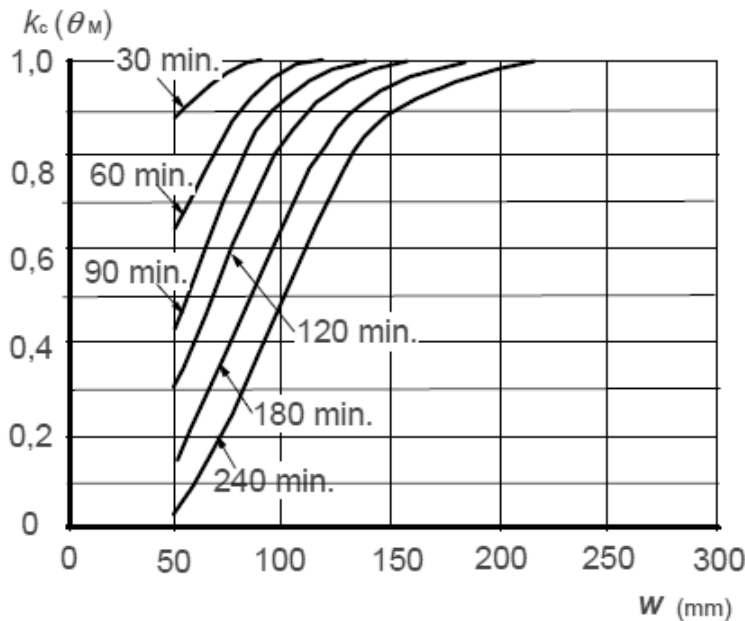
Yllä esitetystä kaavasta (5.57) esiintyvä tietyn poikkileikkauksen keskimääräinen pienennyskerroin  $k_{c,m}$ , jonka avulla voidaan ottaa huomioon kunkin vyöhykkeen sisäinen lämpötilavaihtelu, lasketaan seuraavasti kaavalla (5.58).

$$k_{c,m} = \frac{(1-0,2/n)}{n} \sum_{i=1}^n k_c(\theta_i) \quad (5.58)$$

jossa

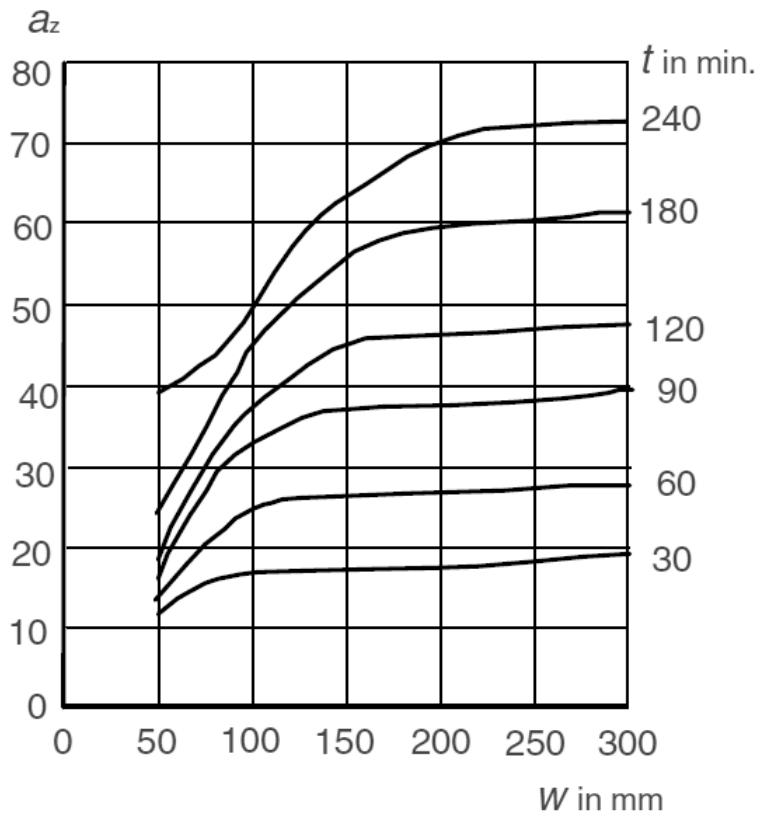
$n$  on paksuuteen  $w$  kuuluvien yhdensuuntaisten vyöhykkeiden lukumäärä

Kaavassa (5.57) esiintyvä  $k_c(\theta_M)$  voidaan määrittää alla olevasta kuvasta (Kuva 5.18).



**Kuva 5.18** Kertoimen  $k_c(\theta_M)$  arvo [7, s. 73].

Jos mitoituksessa ei kuitenkaan tarvita suurta tarkkuutta, voidaan poikkileikkauksen heikentyneen vyöhykkeen paksuus  $a_z$  määrittää ilman tarkempaa laskentaa alla olevasta kuvasta (Kuva 5.19), jossa on esitettyä silikaattipitoisen betonipilarin heikentyneen poikkileikkauksen vyöhykkeen paksuus aina 240 minuutin standardipalokeston asti. [7, s. 73]



**Kuva 5.19** Heikentyneen vyöhykkeen paksuus  $a_z$  [7, s. 73].

Kuten 500 °C isotermin perustuvassa menetelmässä, samoin myös vyöhykemene-  
telmässä voidaan palomitoituksessa noudattaa tämän jälkeen normaalilämpötilamitoi-  
tuksessa käytettävää menettelyä käyttämällä palotilanteen varmuusluvun  $\gamma_{M,fi}$  arvoja.  
[7, s. 72]

### 5.2.3 Kehittyneet laskentamenetelmät

Kehittyneet laskentamenetelmät soveltuvat monimutkaisuutensa johdosta lähinnä tutki-  
muskäyttöön tai uusien laskentaohjelmien kehittämiseen. Eurokoodi ei edes varsinaises-  
ti esitä yksiselitteisesti, miten kehittyneillä laskentamenetelmillä pilari mitoitetaan tuli-  
palossa, vaan antaa vain peruseriaatteet menetelmällä laskemiselle. Kehittyneillä las-  
kentamenetelmillä mitoitettaessa tulee saada aikaan palolle altistuneen pilarin realisti-  
nen analyysi. Menetelmien lähtökohtana tulee olla fysiikan periaatteisiin perustuva toi-  
minta, ja kaikki sellaiset tapaukset, joita laskentamenetelmä ei kata, tulee sulkea pois  
asianmukaisin tavoin. Esimerkiksi käytettäessä standardin EN 1992-1-2 taulukkomitoi-  
tuksen yhteydessä esitettyjä vähimmäismittoja ei leikkauksen, väännön tai ankkuroinnin  
osalta tarvita lisätarkastuksia. [7, s. 34]

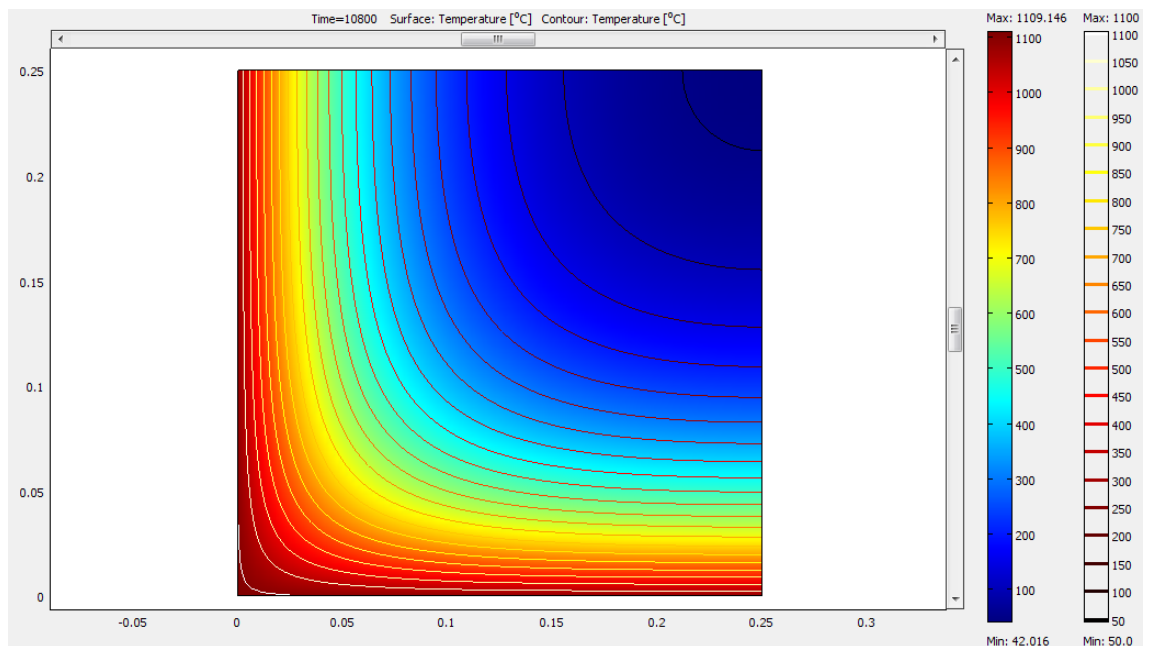
Kehittyneillä laskentamenetelmillä pyritään määrittämään lämpötilan kehittyminen  
ja jakautuminen rakenneosien sisällä (termisen vasteen malli) sekä rakenteen mekaani-  
nen toiminta (mekaanisen vasteen malli). Kaikkien kehittyneiden laskentamallien tark-  
kuus tulee todentaa lopuksi asianmukaisten koetulosten perusteella.

### 5.2.4 Betonipoikkileikkauksen lämpötilojen FEM-laskenta

Yksinkertaiset laskentamenetelmät perustuvat osittain valmiiksi laskettuihin tai kokeellisesti määriteltyihin lämpötilaprofiilien käyttöön. Eurokoodissa valmiita pilarin lämpötilaprofiileja on varsin niukasti ja nekin soveltuvat vain palovaatimusluokkaan R120 asti. Tästä johtuen tässä työssä päädyttiin laskemaan betonipoikkileikkauksen lämpötilat R180 palovaatimusluokassa käyttäen FEM-laskentaohjelmaa.

FEM-laskenta suoritettiin COMSOL Multiphysics ohjelmalla, johon syötettiin standardien EN 1991-1-2 ja EN 1992-1-2 mukaiset betonin materiaaliarvot. Laskenta suoritettiin kohdan 5.2.5 esimerkin  $500 \times 500 \text{ mm}^2$  pilaripoikkileikkauksen lisäksi eurokoodissa esitetylle  $300 \times 300 \text{ mm}^2$  pilarille, jotta voitaisiin varmistua, että FEM-laskenta antaa samaa kertaluokkaa olevia tuloksia kuin eurokoodin valmiit lämpötilaprofiilit. Laskennan tiivistetty raportti on esitetty liitteessä 1 ja euroodin sekä FEM-laskennan lämpötilaprofiilien vertailu liitteessä 2.

Pilareista mallinnettiin symmetrian takia vain yksi neljännesosa, ja yksinkertaisuuden vuoksi FEM-mallin poikkileikkauksen ajateltiin olevan pelkästään betonia eikä terästankojen vaikutusta lämmönsiirtymisessä otettu huomioon. Elementtiverkoksi neljännesosapilareille asetettiin  $28 \times 28$  ruutua. Alla esitetyssä kuvassa (*Kuva 5.20*) on esitetty FEM-laskennasta saatu pilarin  $500 \times 500 \text{ mm}^2$  lämpötilaprofiili palovaatimusluokassa R180.

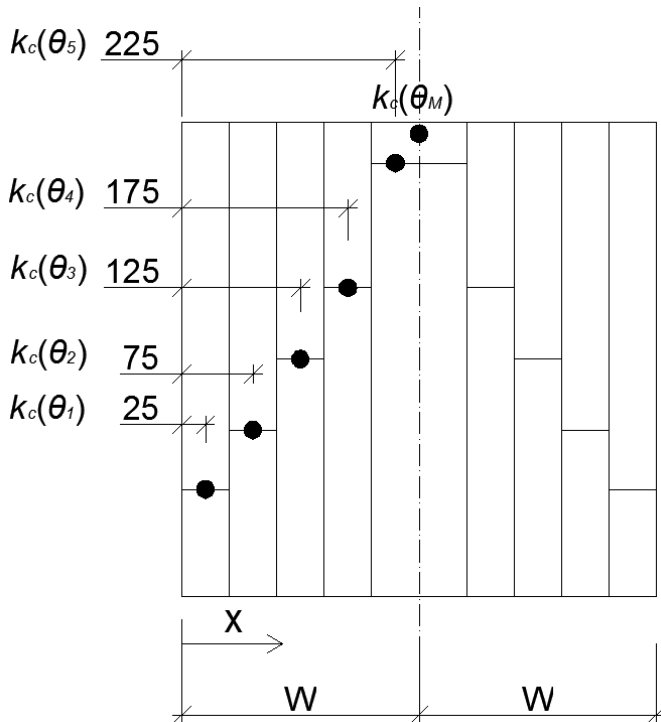


**Kuva 5.20** Pilarin  $500 \times 500 \text{ mm}^2$  lämpötilaprofiili 180 minuutin standardipalossa.

Kuvan (*Kuva 5.20*) profiilin akselien yksiköt ovat metreinä, ja laskenta suoritettiin käyttäen sekunteja. Lasketusta lämpötilaprofiilista nähdään, että lähimmillään  $500 \text{ °C}$  iso-termi sijaitsee noin 50 mm päästä palolle alttiista pinnasta ja noin 80 mm poikkileikkauksen nurkasta noin.

### 5.2.5 Laskentaesimerkki

Tässä kohdassa lasketaan kohdan 5.1.9 esimerkin pilari vyöhykemenetelmää käyttäen palovaatimusluokkaan R180. Palotilanteen mitoittava kuormitusyhdistelmä aiheuttaa pilarille seuraavat kuormat  $N_{Ed,fi} = 710 \text{ kN}$  ja  $M_{Ed,fi} = 70 \text{ kNm}$ . Aluksi pilaripoikkileikkaus jaetaan viiteen ( $n = 5$ ) yhtä suureen vyöhykkeeseen alla olevan kuvan (Kuva 5.21) mukaisesti.



**Kuva 5.21** Pilaripoikkileikkauksen jako vyöhykkeisiin.

Edellisessä kohdassa 5.2.4 lasketun lämpötilaprofiilin avulla määritetään lämpötilat kuvan (Kuva 5.20) pisteissä. Standardista EN 1992-1-2 saadaan betonin lujuus kyseisten pisteiden lämpötilojen kohdassa. Betonin ja raudoitustankojen lämpötilat sekä lujuuksien pienennyskerroin on taulukoitu seuraavaan taulukkoon (Taulukko 5.9). Kuten normaalilämpötilassa, niin tässä laskuesimerkissä käytetään raudoituksen keskiöetäisyytenä 50 mm.

**Taulukko 5.9** Poikkileikkauksen pisteiden lämpötilat ja pienennyskerroimet.

	$\theta_i$ [°C]	$k_{c/s}(\theta_i)$
1	765	0.35
A500HW	535	0.62
2	370	0.88
3	210	0.95
4	140	1.00
5	80	1.00

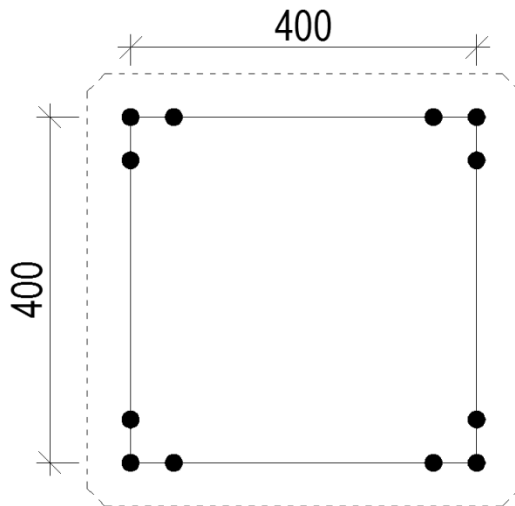
Taulukon (Taulukko 5.9) arvojen avulla voidaan laskea poikkileikkauksen keskimääräinen pienennyskerroin  $k_{c,m}$ :

$$k_{c,m} := \frac{\left(1 - \frac{0.2}{n}\right)}{n} \cdot (k_{c1} + k_{c2} + k_{c3} + k_{c4} + k_{c5}) = 0.803$$

Betonin pienennyskerroin pisteessä M on  $k_c(\theta_M) = 1,00$ . Heikentyneen vyöhykkeen paksuus on:

$$a_z := w \cdot \left(1 - \frac{k_{c,m}}{k_{c,M}}\right) = 49.36 \cdot \text{mm}$$

Tulos on noin 10 mm pienempi kuin vastaava arvo kuvan (Kuva 5.19) perusteella. Ero johtuu suurimmaksi osaksi siitä, että betonin lujuuksien pienennyskertoimia määriteltäessä käytettiin kalkkipitoisen kiviaineksen lujuuksia. Kuvitteellinen R180 luokan palotilanteen poikkileikkaus on esitetty alla olevassa kuvassa (Kuva 5.22).



**Kuva 5.22** Palotilanteen redusoitu poikkileikkaus.

Tämän jälkeen 400x400 poikkileikkaus lasketaan kohdan 5.1 normaalilämpötilamitoituksen mukaisesti käyttäen tulipalon määräävää kuormitusyhdistelmää ja materiaalien osavarmuuslukuina  $\gamma = 1,0$  sekä teräksen lujuuden pienennyskertoimena  $k_s = 0,62$ .

Betonin ominaisuudet: C40/50-2

Betoniteräksen ominaisuudet: A500HW

$$\gamma_{c,fi} = 1.0$$

$$\gamma_{s,fi} = 1.0$$

$$f_{cd,fi} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,fi}} = 40 \text{MPa}$$

$$f_{sd,fi} = \frac{k_s \cdot f_{sk}}{\gamma_{s,fi}} = 310 \text{MPa}$$

$$f_{ctd0.05} = \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 2.5 \text{MPa}$$

Mastopilarin hoikkuus tulipalossa  $\lambda_{fi}$ :

$$\lambda_{fi} := \frac{l_{0,fi}}{i_{fi}} = 141.311$$

Kuten normaalilämpötilassakin, niin pilari on hoikka ja myös paloteknisessä mitoituksessa joudutaan ottamaan 2. kertaluvun vaikutukset laskuihin mukaan. Ensiksi lasketaan kuitenkin palotilanteen 1. kertaluvun epäkeskisyydet.

Palotilanteen kuorman epäkeskisyydet:

$$e_{0,fi} := \frac{M_{Ed,fi}}{N_{Ed,fi}} = 98.592 \text{ mm}$$

Erillispilarin perusepäkeskisyydet palotilanteessa:

$$e_{i,fi} := \max\left(\frac{\theta_{i,fi} \cdot l_{0,fi}}{2}, \frac{h_{fi}}{30}, 20\text{mm}\right) = 29.791 \text{ mm}$$

Ensimmäisen kertaluvun analyysin määräävä momentti palotilanteessa:

$$M_{0Ed,fi} := M_{Ed,fi} + (e_{0,fi} + e_{i,fi}) \cdot N_{Ed,fi} = 161.152 \text{ kNm}$$

Viruman vaikutus palotilanteessa määritetään samoilla reunaehdoilla kuin kohdassa 5.1.3 normaalilämpötilassakin.

$$\varphi_{ef,fi} := \varphi_{t,t0} \cdot \frac{M_{0Eqp,fi}}{M_{0Ed,fi}} = 1.7$$

Normaalivoiman ja virumisen korjauskertoimet palotilanteessa:

$$K_{r,fi} := \begin{cases} \frac{(n_{u,fi} - n_{fi})}{n_{u,fi} - n_{bal}} & \text{if } \frac{(n_{u,fi} - n_{fi})}{n_{u,fi} - n_{bal}} \leq 1 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

$$K_{\varphi,fi} := \begin{cases} 1 + \beta_{fi} \cdot \varphi_{ef,fi} & \text{if } 1 + \beta_{fi} \cdot \varphi_{ef,fi} \geq 1 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

joiden avulla voidaan laskea toisen kertaluvun epäkeskisyydet:

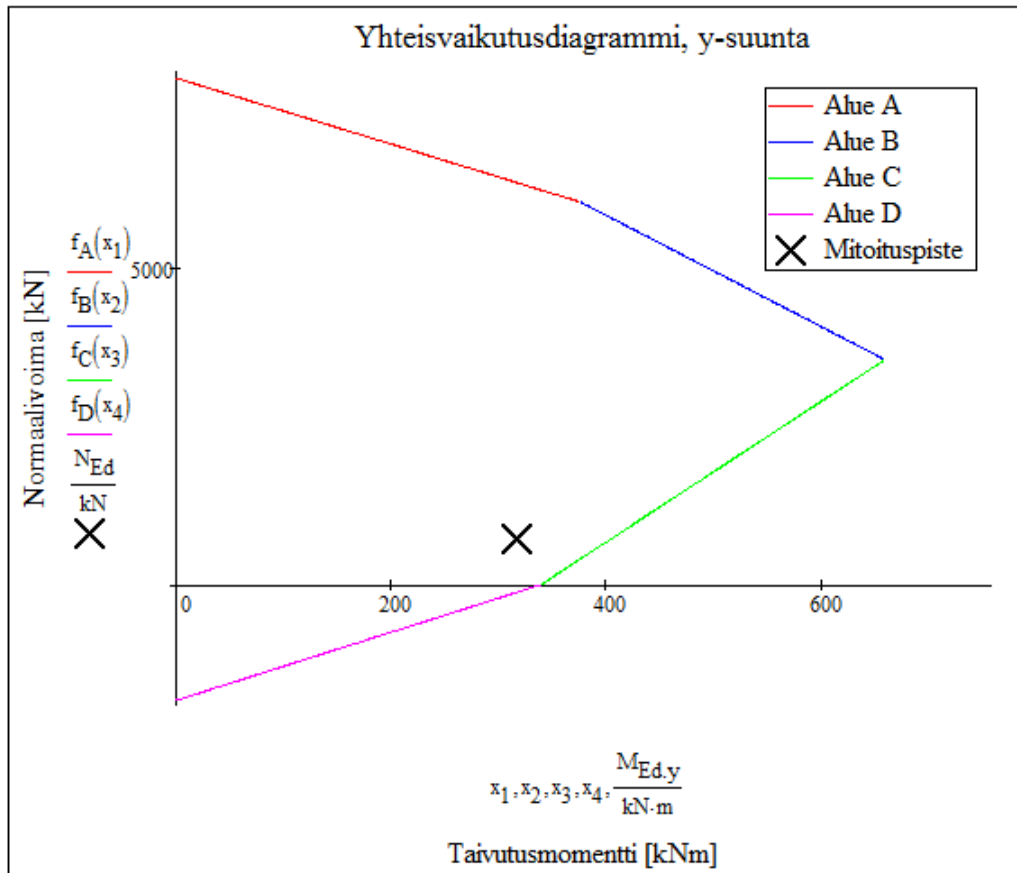
$$e_{2,fi} := \frac{1}{r_{fi}} \frac{l_{0,fi}^2}{c_{0,fi}} = 218.353 \text{ mm}$$

Palotilanteet lopullinen mitoittava momentti on siis:

$$M_{Ed,final,fi} := M_{0Ed,fi} + N_{Ed,fi} \cdot e_{2,fi} = 316.182 \text{ kNm}$$

Valmiita yhteisvaikutusdiagrammeja kuvan (Kuva 5.22) poikkileikkaukselle ei ole, joten poikkileikkauksen kapasiteetti joudutaan laskemaan erikseen käsin. Yhteisvaikutusdiagrammin laskentaa varten liittyvät tasapainomurtumisen, puhtaan puristuksen,

puhtaan taivutuksen ja puhtaan vedon pisteiden laskut löytyvät liitteestä 3. Yhteisvaikutusdiagrammi on esitetty alla olevassa kuvassa (Kuva 5.23).



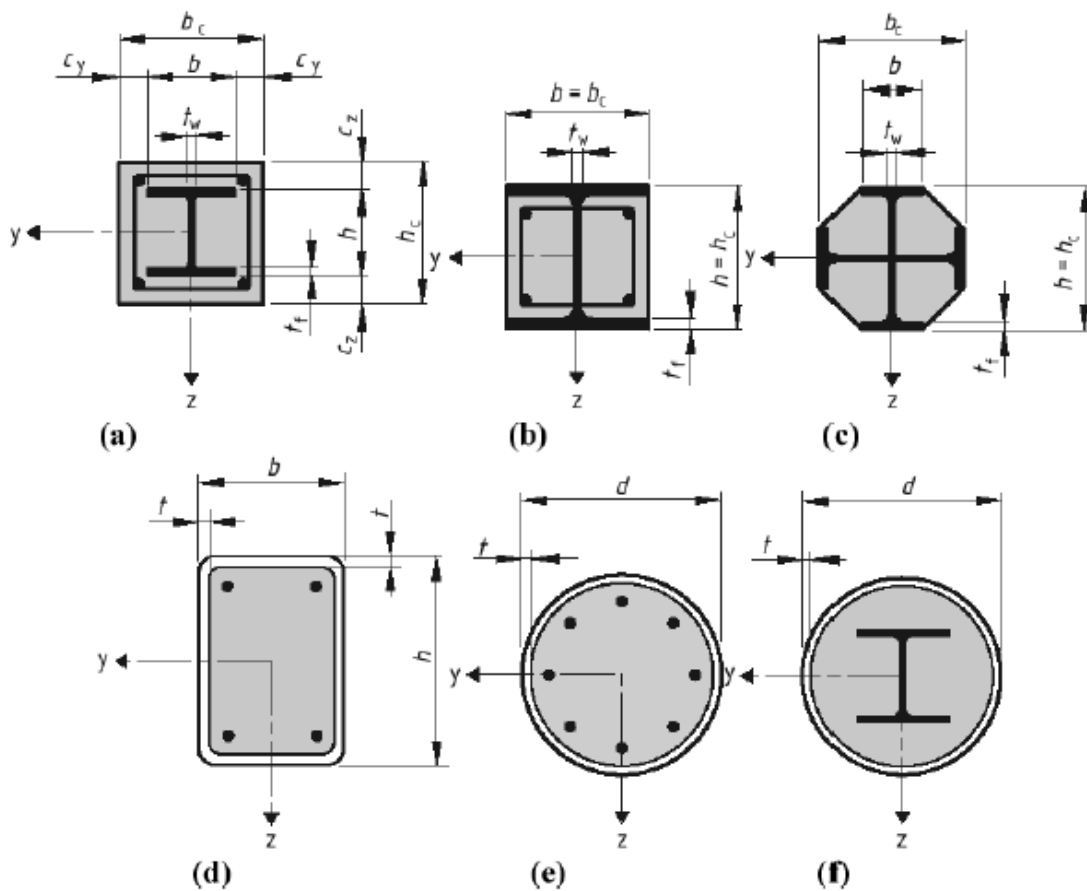
**Kuva 5.23** Laskettu palotilanteen yhteisvaikutuskäyrä.

Lasketusta yhteisvaikutusdiagrammista (Kuva 5.23) nähdään selvästi, että tulipalomitoituksen määräävä kuormitusyhdistelmä  $N_{Ed,fi} = 710\text{kN}$  ja  $M_{Ed,final,fi} = 317\text{kNm}$  sijaitsee diagrammin viivojen sisäpuolella, joten valitun poikkileikkauksen kapasiteetti on riittävä myös kolmen tunnin standardipalossa.

## 6 LIITTOPILARIT

Alkujaan liittopilareiden käyttö rakentamisessa juontaa juurensa teräspilareiden palosuojatarpeesta. Yleisesti vielä 1950-luvulle asti betonia käytettiin pelkästään teräspilareiden palosuojana. Myöhemmin on kuitenkin alettu ymmärtää alun perin pelkäksi palosuojaksi tarkoitetun betonin merkitystä pilarin rakenteellisen toiminnan kannalta, jolloin rakenteesta on saatu paljon taloudellisempi, varsinkin pienissä paloluokissa. [42, s. 106 - 107] Palomitoitus on kuitenkin yleensä vielä hallitseva monessa liittopilarin mitoitus tapauksessa, varsinkin Suomessa, jossa käytetään liittopilarityyppinä pääasiassa betonilla täytettyjä teräsputkia.

Standardin EN 1994-1-1 mitoitusmenetelmät soveltuvat varsin moninaiisiin liittopilaripoikkileikkauksiin. Alla olevassa kuvassa (*Kuva 6.1*) on esitelty tyypillisimmät liittopilaripoikkileikkaukset merkintöineen.



**Kuva 6.1** Tyypillisiä liittopilaripoikkileikkauksia merkintöineen [12, s. 53].



Liittopilaripoikkileikkaukset voidaan jakaa kahteen perustyyppiin: betonilla osittain (*Kuva 6.1* (b) ja (c) tai kokonaan ympäröityihin (*Kuva 6.1* (a) ja betonitäytteisiin (*Kuva 6.1* (d), (e) ja (f). [43, s. 71]

Suomessa edellä esitetyistä liittopilaripoikkileikkauksista käytetään pääsääntöisesti ainoastaan betonitäytteisiä suorakaide- tai pyöröputkiprofiileja, jotka on raudoitettu perinteisillä raudoitustangoilla (*kuva 6.1* (d) ja (e). Kyseisten poikkileikkausten etuina ovat, ettei erillistä valumuottia tarvita ja liitosten vaatimat teräspinnat jäävät paljaaksi. Kuitenkin maailmalla betonilla kokonaan ympäröidyt H- tai I-profiilit ovat suosittumia kuin betonitäytteiset profiilit, kun taas Keski-Euroopassa osittain betonilla ympäröity poikkileikkaus on käytetyin liittopilaripoikkileikkaus. Tässä työssä liittopilareiden käsittelyä ei ole varsinaisesti rajoitettu koskemaan vain betonitäytteisiä putkiprofiileja, mutta pääpaino kuitenkin on Suomessa käytettävien betonitäytteisten liittopilareiden mitoittamisessa.

Standardi EN 1994-1-1 rajaa liittopilareiden betonin lujuuden välille C20/25...C50/60 ja teräslajin välille S235...S460. [12, s. 53] Liittopilarin teräsosaker-toimen  $\delta$  (katso kaava (6.1) tulee täyttää ehto  $0,2 \leq \delta \leq 0,9$ . Teräsosaker-toimen ollessa alle 0,2 tulkitaan poikkileikkaus betonirakenteeksi ja kertoimen ollessa yli 0,9 poikki-leikkaus tulkitaan puolestaan teräsrakenteeksi.

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (6.1)$$

jossa

$N_{pl,Rd}$  on poikkileikkauksen plastisen puristuskestävyyden arvo

Poikkileikkauksesta riippumatta liittopilareissa tulee tarkistaa seuraavat asiat:

- rakenneosan kestävyys rasiusten suhteen
- teräsprofiilin lommahduskestävyys
- kuormien siirtyminen pilariin
- teräs- ja betoniosan välinen leikkauskestävyys [12, s. 53].

Tässä luvussa esitetään edellä lueteltujen kohtien tarkistukset standardin EN 1994-1-1 mukaan.

## 6.1 Mitoitus käyttölämpötilassa

Liittopilarin mitoittamiseksi eurokoodissa on olemassa kaksi eri menetelmää: yleinen menetelmä ja yksinkertaistettu menetelmä. Tässä työssä keskitytään kuitenkin vain liittopilareiden yksinkertaistettuun suunnittelumenetelmään, koska standardi EN 1994-1-1 antaa pelkästään lähtökohdat, ilman täsmällisiä laskusääntöjä, yleisen menetelmän soveltamiselle eikä menetelmää pysty käytännössä soveltamaan ilman atk-pohjaisia työkaluja. [12, s. 54 - 55] Vaikkakin myös yksinkertaistetulla suunnittelumenetelmällä mitoittaessa sovelletaan yleensä eri mitoitusohjelmia tai valmiiksi laadittuja kapasite-

teettikäyrästä, tämän menetelmän etuna on, että se on helpompi ymmärtää ja laskelmat voidaan tarkistaa karkealla tarkkuudella myös käsin.

Yksinkertaistetun menetelmän soveltamisala rajoittuu kaksoissymmetrisiin ja pilarin koko pituudella muuttumattomiin poikkileikkauksiin teräsprofiilin ollessa valssattu, kylmämuovattu tai hitsattu. Menetelmä rajaa myös kaavassa (6.2) määritellyn suhteellisen hoikkuuden  $\bar{\lambda}$  arvoon 2,0, jolloin varsinaisia epästabiiliusmurtoja liittopilareissa ei pääse tapahtumaan. [44, s. 192]

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \leq 2,0 \quad (6.2)$$

jossa

$N_{pl,Rk}$  on poikkileikkauksen plastisen puristuskestävyyden ominaisarvo käyttäen laskennassa materiaalien lujuuksien ominaisarvoja

$$N_{cr} = \frac{\pi^2(EI)_{eff}}{L_{cr}^2} \text{ (kimmoteorian mukainen kriittinen kuorma).}$$

Menetelmä rajaa myös täysin betonin ympäröimässä teräsprofiilissa (Kuva 6.1 (a)), laskelmissa käytettävän betonipeitteen seuraavan lausekkeen (6.3) mukaan. [12, s. 55]

$$\max c_z = 0,3h \text{ ja } \max c_y = 0,4b \quad (6.3)$$

Teräsprofiilin lommahduskestävyys voidaan laskennassa jättää huomiotta, jos teräsprofiilin seinämävahvuus täyttää seuraavien lausekkeiden (6.4) tai (6.5) ehdot. [12, s. 54]

$$t \geq \begin{cases} h / 52\varepsilon \\ d / 90\varepsilon^2, \text{ teräsputkiprofiilit} \end{cases} \quad (6.4)$$

$$t_f \geq b / 44\varepsilon, \text{ osittain betonilla ympäröidyt I-profiilit} \quad (6.5)$$

jossa

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$f_y$  on teräsprofiilin myötölujuus [ $N/mm^2$ ]

Suomessa yleisimmin käytettävien teräsleikkauksien mittasuhteet kuitenkin täyttävät edellä mainitut ehdot lujuusluokkaan S355 asti [45, s. 111]. Edellä mainittujen rajoitusten lisäksi standardin EN 1994-1-1 yksinkertainen menetelmä rajoittaa liittopilareiden poikkileikkauksien korkeuden suhteen leveyteen rajojen 0,2 ja 0,5 välille, ja laskelmissa hyödynnettävää betonirauδοitusta saa olla enintään 6 % betonin pinta-alasta. [12, s. 55]

Kuten betonipilareilla, myös liittopilareiden mitoituksessa hoikkuus ja erinäiset epäkeskisyydet ovat usein merkittävässä roolissa pilareiden kapasiteettia analysoidessa. Lisäksi yleensä liittopilaria mitoitettaessa joudutaan myös toisen kertaluvun vaikutukset

ottamaan huomioon. Ehto (6.6) liittopilariden toisen kertaluvun vaikutuksien tarkastelujen sivuttamiseksi on seuraava.

$$N_{cr,eff} \geq 10N_{Ed} \quad (6.6)$$

jossa

$N_{cr,eff}$  on tehollista taivutusjäykkyyttä vastaava kriittinen normaalivoima asianomaisen akselin suhteen, kun nurjahduspituudeksi otetaan pilarin pituus

$N_{Ed}$  on normaalivoiman mitoitusarvo

Ehto (6.6) on varsin raju eikä yleensä tämän ehdon vaatimusta kannatakaan lähteä toteuttamaan, vaan lähes kaikki taloudellisesti suunnitellut liittopilarit kannattaa mitoittaa ottaen myös toisen kertaluvun vaikutukset huomioon.

Liittopilariden toisen kertaluvun vaikutukset voidaan määrittää epäsuorasti korottamalla suurinta lineaarisen tarkastelun mukaista mitoitusmomenttia  $M_{Ed}$  kaavan (6.7) kertoimella  $k$ . [12, s. 58]

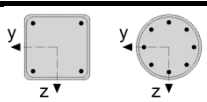
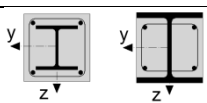
$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed}/N_{cr,eff}} \geq 1,0 \quad (6.7)$$

jossa

$$\beta = \begin{cases} 1,0 & \text{pilarin vinoudesta, alkukäyrydestä tai} \\ & \text{poikittaiskuormista aiheutuville momen-} \\ & \text{teille} \\ 0,66 + 0,44(M_2/M_1) \geq 0,44 & \text{päätymomenteilla } M_1 \text{ ja } M_2, \text{ kun} \\ & |M_2| \leq |M_1|. \end{cases}$$

Vaikka toisen kertaluvun vaikutukset voidaan jättää toisinaan huomiotta ehdon (6.7) mukaan, tulee kuitenkin liittopilariden stabiiliutta tarkasteltaessa rakenteen epätarkkuudet aina ottaa suunnittelussa huomioon. Standardi EN 1994-1-1 esittää eri liittopilarille alkukäyryden  $e_0$  arvoja, jotka on esitetty alla olevassa taulukossa (*Taulukko 6.1*). [12, s. 60]

**Taulukko 6.1** Betonitäytteisen, betonilla osittain tai kokonaan ympäröimän teräsprofiilien nurjahduskäyrät ja epätarkkuudet [12, s. 60].

Poikkileikkaus	Rajat	Nurjahdusakseli	Nurjahduskäyrä	Pilarin vinous tai alkukäyryys $e_0$
	$\rho_s \leq 3\%$	mikä tahansa	a ( $\alpha = 0,21$ )	$L/300$
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	mikä tahansa	b ( $\alpha = 0,34$ )	$L/200$
	-	y-y	b ( $\alpha = 0,34$ )	$L/200$
	-	z-z	c ( $\alpha = 0,49$ )	$L/150$

Taulukossa (*Taulukko 6.1*) on esitetty myös liittopilareiden nurjahdusmitoituksessa käytettävät nurjahduskäyrät. Yleensä Suomessa käytettävien liittopilareiden käyttölämpötilamitoituksessa käytetään käyrää a tai b.

### 6.1.1 Taivutusjäykkyys

Liittopilareiden mitoituksessa ei käyttörajatilatarkasteluilla ole juurikaan merkitystä, mutta taivutusjäykkyyden arvoa tarvitaan kuitenkin pilarin mitoituksessa kimmoteorian mukaisen nurjahduskuorman laskennassa [43, s. 71]. Kaksoissymmetrisillä poikkileikkauksilla taivutusjäykkyyden laskenta on varsin yksinkertaista, mutta vedetyn betonin halkeilu saa kuitenkin taivutusjäykkyyden riippumaan kuormitustasosta. Eurokoodissa tämä ongelma on ratkaistu kokeellisella korjauskertoimella  $K_e = 0,6$ , jolloin koko betonipoikkileikkaus voidaan olettaa teholliseksi ja taivutusjäykkyys saadaan melko yksinkertaisesta kaavasta (6.8). [12, s. 57]

$$(EI)_{eff} = (EI)_a + (EI)_s + K_e E_{cm} I_c \quad (6.8)$$

jossa

$I_a, I_c$  ja  $I_s$  ovat tarkasteltavaa suuntaa vastaavat teräsprofiilin, halkeilemattoman betonipoikkileikkauksen ja pääraudoituksen jäyhyysmomentit.

Betonin pitkäaikaisvaikutusten osuus voidaan ottaa huomioon laskettaessa kimmoteorian mukaista tehollista taivutusjäykkyyttä pienentämällä betonin kimmokerrointa  $E_{cm}$  arvoon  $E_{c,eff}$  seuraavan kaavan (6.9) mukaisesti. [12, s. 57]

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed}/N_{Ed})\varphi_t} \quad (6.9)$$

jossa

$\varphi_t$  on kohdan 5.1.3 mukainen virumaluku

$N_{G,Ed}$  on normaalivoiman pysyvä osuus.

Toisaalta liittopilari on harvoin herkkä virumaluvun muutoksille, joten mitoituksessa voidaan huoletta tehdä varmalla puolella olevia oletuksia sen suuruudesta. Tämän lisäksi betonia ympäröivien olosuhteiden määrittely teräsputkiprofiilin sisällä on vähintäänkin epämääräistä, mutta mitoituksessa voidaan kuitenkin arvioida virumaluku standardin EN 1992-1-1 mukaan, kuten myös kohdassa 5.1.3 on esitetty. [12, s. 27]

Voimasuureita laskettaessa (esimerkiksi kriittistä kuormaa) tehollisen taivutusjäykkyyden mitoitusarvoa pienennetään korjauskertoimella  $K_{e,II} = 0,5$  ja kalibrointikertoimella  $K_0 = 0,9$  seuraavalla tavalla kaavan (6.10) tapaan. [12, s. 58]

$$(EI)_{eff,II} = K_0 (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \quad (6.10)$$

Jäyhyysmomenttia laskettaessa ympyräpoikkileikkaukset ovat helpompia kuin suorakaidepoikkileikkaukset, johtuen suorakaideprofiilien reunojen pyöristyksistä. Toisaalta ympyräpoikkileikkauksille jäyhyysmomentit ovat samoja kaikkien pääakselien suhteen. Tässä työssä esitetään Suomessa yleisesti käytettävien putkiprofiilien yleispätevät lausekkeet jäyhyysmomentin laskentaan. Yleensä jäyhyysmomentit on kuitenkin annettu eri teräsprofiileille, mutta toisaalta tässä kohdassa esitetyt jäyhyysmomenttien lausekkeet on esimerkiksi helppo ohjelmoida automatisoituun laskentapohjaan.

Koko liittopilarin jäyhyysmomenttiin vaikuttaa teräsprofiilin lisäksi raudoituksen sijainti ja määrä. Seuraavat kaavat (6.11) ja (6.12) kattavat ympyrä- ja suorakaidepoikkileikkauksen yleisimmin käytettävät raudoitettavat. [45, s. 25]

$$I_s = \begin{cases} \frac{3\pi}{16} \phi^4 + \frac{3\pi}{2} \phi^2 \left( \frac{d-\phi}{2} - t - u \right)^2, 12T \\ \frac{\pi}{8} \phi^4 + \pi \phi^2 \left( \frac{d-\phi}{2} - t - u \right)^2, 8T \\ \frac{3\pi}{32} \phi^4 + \frac{3\pi}{4} \phi^2 \left( \frac{d-\phi}{2} - t - u \right)^2, 6T \\ \frac{\pi}{16} \phi^4 + \frac{\pi}{2} \phi^2 \left( \frac{d-\phi}{2} - t - u \right)^2, 4T \end{cases} \quad (6.11)$$

$$I_{sy} = \begin{cases} \frac{\pi}{8} \phi^4 + \frac{3\pi}{4} \phi^2 \left( \frac{h-\phi}{2} - t - u \right)^2, 8T \\ \frac{\pi}{16} \phi^4 + \pi \phi^2 \left( \frac{h-\phi}{2} - t - u \right)^2, 4T \end{cases} \quad (6.12)$$

joissa

$\phi$  on raudoitustangon halkaisija

$t$  on putkiprofiilin ainevahvuus

$u$  on raudoitteen pinnan etäisyys putkiprofiilin sisäpinnasta

$T$  on raudoitustanko

Ympyräprofiilien halkeilemattoman betonin jäyhyysmomentti lasketaan yksinkertaisesti vähentämällä liittopilarin putken ainevahvuus ja betonin raudoituksen osuus koko poikkileikkauksen jäyhyysmomentista seuraavalla tavalla (6.13). [45, s. 25]

$$I_c = \frac{\pi}{4} \left( \frac{d}{2} - t \right)^4 - I_s \quad (6.13)$$

Suorakaideputkiprofiilien sisällä olevan betonin jäyhyysmomentin laskennassa täytyy edellisten lisäksi huomioida myös teräsprofiilin reunojen pyöristykset, jolloin kaavasta (6.14) tulee seuraavan kaltainen.

$$I_{cy} = \frac{(b-2t)(h-2t)^3}{12} - \frac{r^4}{3} - r^2(h-2t-r)^2 + r^4 \frac{9\pi^2-64}{36\pi} + \dots \\ \dots + \pi r^2 \left( \frac{h}{2} - t - r + \frac{4r}{3\pi} \right)^2 - I_{sy} \quad (6.14)$$

joissa

$r$  on nurkkapyöristyksen sisäsäde

Ympyräprofiilisen rakenneteräksen jäyhyysmomentti saadaan yksiselitteisesti seuraavasta kaavasta (6.15). [45, s. 25]

$$I_a = \frac{\pi}{4} \left[ \left( \frac{d}{2} \right)^4 - \left( \frac{d}{2} - t \right)^4 \right] \quad (6.15)$$

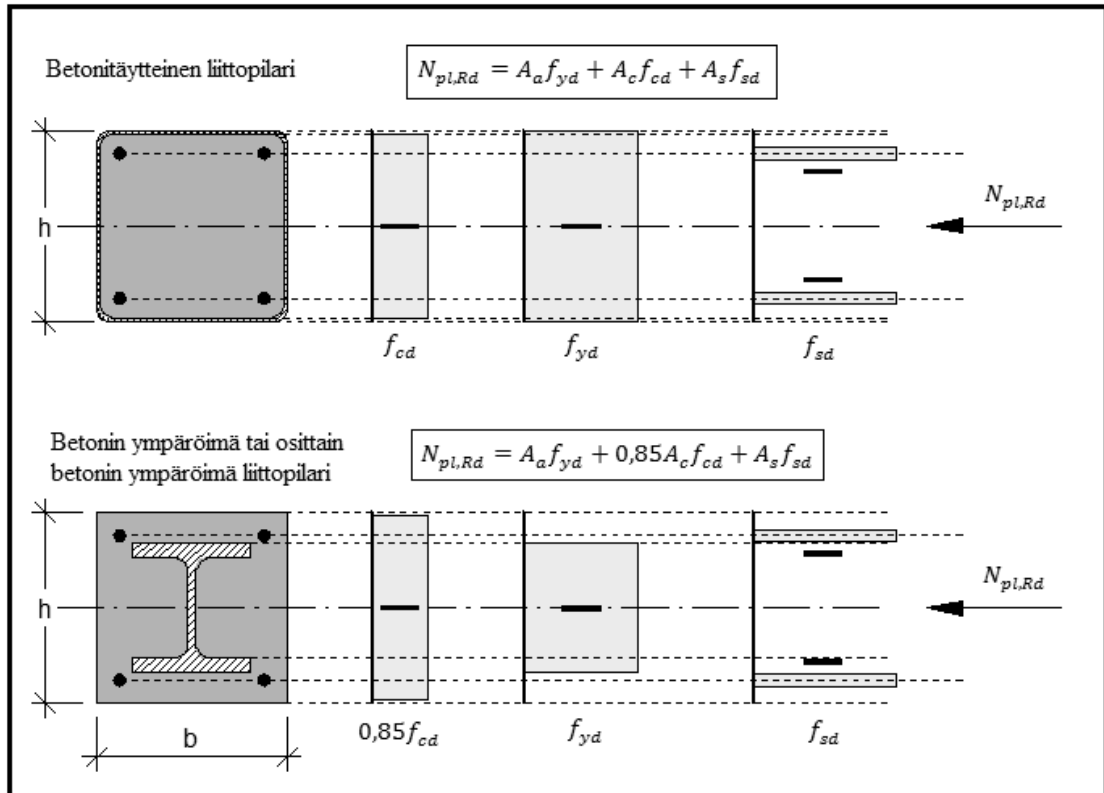
Mutta suorakaideprofiilisen rakenneteräksen jäyhyysmomenttia laskettaessa kaava (6.16) on hiukan monimutkaisempi nurkkapyöritysten johdosta. Lauseke sievenee kuitenkin hieman, kun lausekkeeseen otetaan mukaan ensin lasketut betonin jäyhyysmomentti  $I_{cy}$  ja teräksen jäyhyysmomentti  $I_{sy}$ . [45, s. 25]

$$\begin{aligned} I_{ay} = & \frac{bh^3}{12} - \frac{(t+r)^4}{3} - (t+r)^2(h-t-r)^2 + (t+r)^4 \frac{9\pi^2-64}{36\pi} + \dots \\ & \dots + \pi(t+r)^2 \left[ \frac{h}{2} - t - r + \frac{4(t+r)}{3\pi} \right]^2 - I_{cy} - I_{sy} \end{aligned} \quad (6.16)$$

Suorakaideprofiilien lausekkeet on johdettu vahvemman suunnan suhteen, mutta tarvittaessa lausekkeet voidaan kääntää myös heikomman suunnan mukaisiksi vaihtamalla lausekkeissa esiintyvät vakiot  $h$  ja  $b$  keskenään ristiin. Tässä kohtaa on syytä vielä muistuttaa, että raudoituksen rajan  $\rho_s \leq 6\%$  ylittävää raudoitusosuutta ei saa ottaa huomioon edellä esitetyissä lausekkeissa. [12, s. 55]

### 6.1.2 Keskeinen kuormitus

Puristettu liittopilari voi saavuttaa plastisen rajakuorman  $N_{pl,Rd}$  ollessaan riittävän lyhyt, ettei stabiiliuden menettäminen rajoita murtokuorman arvoa. Plastisen rajakuorma on yksiselitteisesti eri materiaalikomponenttien summa ja se on esitetty alla olevassa kuvassa (Kuva 6.2). [42, s. 109 - 110]



Kuva 6.2 Plastisen rajakuorman jännitys jakaumat ja kaavat [12, s. 56].

Plastista puristuskestävyyttä käytetään liittopilarin mitoituksen lähtökohtana ja samalla se on apusuure jatkolaskelmissa. Kuvassa (Kuva 6.2) on huomattava, että betonitäytteen liittopilarin betonille on sallittu täysi sylinterilujuuden mitoitusarvo, mikä on selitettävissä rakenneputken tuottamalla sulkeutumisaikutuksella. [42, s. 109]

Pyöreissä betonitäytteisissä liittopilareissa voidaan edellisen lisäksi ottaa huomioon myös betonin lujuuden kasvaminen tehokkaamman laajenemisen eston takia. Laajenemisen tehokas estäminen aiheuttaa betoniin kolmiakselisen jännitystilaa, jolloin betonin murtolujuus on yksiakselista lujuutta huomattavasti suurempi. Toisaalta betonin laajeneminen aiheuttaa teräsputken poikittaisia vetojännityksiä, jotka laskevat puolestaan rakenneteräs-poikkileikkauksen kapasiteettia. Tästä huolimatta betonin kapasiteetin nousu kannattaa kuitenkin yleensä hyödyntää laskelmissa. [43, s. 75] Betonitäytteen pyöreän putkiprofiilin betonin lujuuden kasvaminen voidaan huomioida kertoimilla  $\eta_a$  ja  $\eta_c$  jos seuraavat ehdot täyttyvät. [12, s. 56]

- suhteellinen hoikkuus  $\bar{\lambda}$  on enintään 0,5
- suhde  $e/d < 0,1$ , missä  $e$  on kuorman epäkeskisyys ja  $d$  on pilarin ulkohalkaisija.

Kun edellä olevat ehdot täyttyvät, voidaan plastisuusteorian mukainen puristuskestävyys laskea seuraavasti (6.17). [12, s. 56 - 57]

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left( 1 + \eta_c \frac{t f_{yk}}{d f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad (6.17)$$

jossa

$$\eta_a = \eta_{ao} = 0,25(3 + 2\bar{\lambda}) \leq 1,0 \quad \text{keskeisesti kuormitetuissa rakenne-}$$

$$\eta_c = \eta_{co} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \geq 0 \quad \text{osissa } (e = 0)$$

tai

$$\eta_a = \eta_{ao} + (1 - \eta_{ao})(10 e/d) \quad \text{kun epäkeskisyys on}$$

$$\eta_c = \eta_{co}(1 - 10 e/d) \quad 0 < e/d \leq 0,1$$

Kuten betonipilarit, myös liittopilarit saavat taivutusrasituksia kuorman epäkeskisyiden ja pilarin käyryyden vuoksi. Todellisuudessa siis mikään pilari ei voi olla täysin keskeisesti kuormitettu eikä täysin suora, mikä on syytä muistaa myös liittopilareiden kohdalla. Oman lisänsä mitoitukseen tuo pilarin suuri hoikkuus, jonka vuoksi pilari pyrkii nurjahtamaan eli menettämään stabiilisuutensa ennen kuin se saavuttaa edellä esitetyn plastisen rajakuorman  $N_{pl,Rd}$ . Liittopilarin nurjahduspituuksia laskettaessa voidaan mitoituksessa käyttää teräsbetonisen pilarin ja kohdan 5.1.2 vastaavia nurjahduskertoimia. Liittopilarin nurjahtamisen vaikutukset voidaan huomioida standardin EN 1993-1-1 kohdan 6.3.1.2 mukaisella pienennyskertoimella  $\chi$ , jota sovelletaan liittopilareille mitoitusohjeen (6.18) mukaisesti. [12, s. 58]

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad (6.18)$$

jossa

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$\alpha$  on nurjahduskäyrästä riippuva epätarkkuustekijä (katso *Taulukko 6.1*).

Puristuskestävyyden ehto (6.19) keskeiselle kuormalle voidaan esittää sitten seuraavasti.

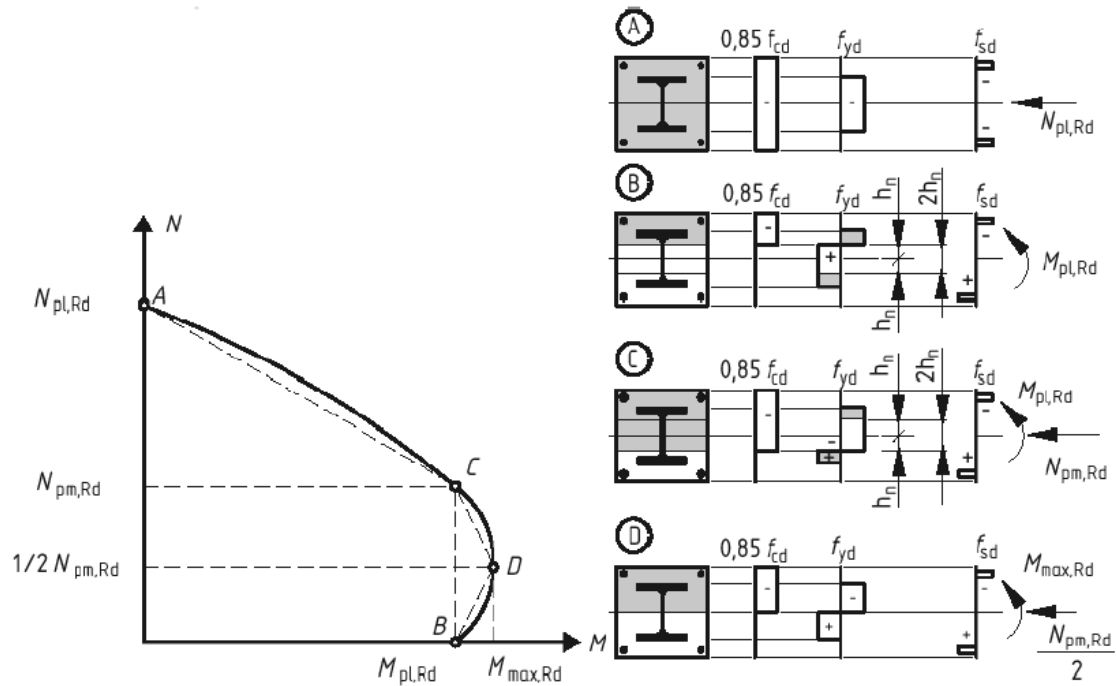
$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.19)$$

### 6.1.3 Yhdistetty puristus ja taivutus yhden akselin suhteen

Edellä esitetty keskeisesti kuormitetun liittopilarin nurjahdusmitoitus muistuttaa paljon teräspilarin mitoitusta, mutta toisaalta yhtä aikaa puristetun ja taivutetun pilarin mitoitus muistuttaa puolestaan teräsbetonipilarin mitoitusta. Kuten teräsbetonipilarillakin, myös liittopilarin puristuskestävyys voidaan esittää yhteisvaikutusdiagrammin avulla, joka osoittaa nurjahduskuorman pienenemistä lisääntyvän momentin funktiona. [43, s. 76] Tässä luvussa käsitellään yhteisvaikutuskäyrän muodostamista yhden akselin suhteen taivutetulle liittopilareille. Vain taivutus käsitellään erikseen kohdassa 6.1.4.

Periaatteellinen yhteisvaikutuskäyrä ja sen pisteiden laskentaperiaatteet on esitetty alla olevassa kuvassa (*Kuva 6.3*).





**Kuva 6.3** Yksinkertaistettu yhteisvaikutuskäyrä ja sitä vastaavien määrittelypisteiden jännitysjaakaumat [12, s. 56].

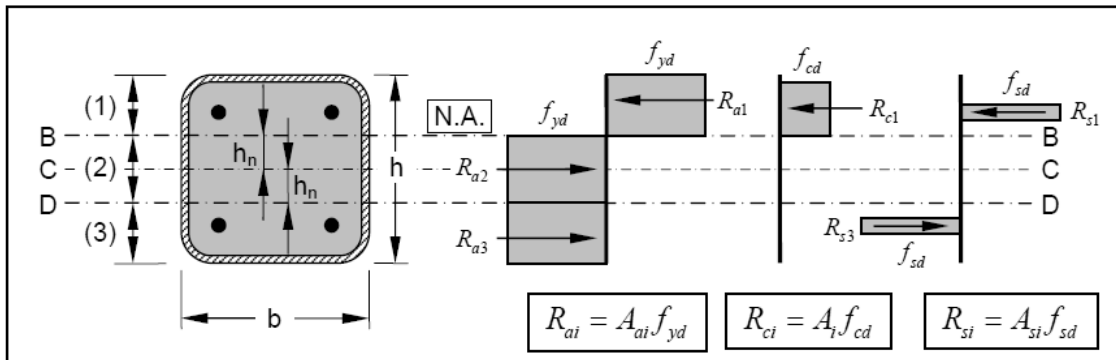
Tarkan käyrän (yhtenäinen viiva) määrittäminen käsin laskettaessa on turhan työlästä, mikä johtuu neutraaliakselin sijainnin monista eri vaihtoehdoista ja siitä, että suureiden  $N_{Rd}$  ja  $M_{Rd}$  laskentakaavat vaihtelevat vielä niiden sijainnin mukaan. Neutraaliakselin sijainti on käytännössä aluksi arvattava ja laskettava tämän perusteella sitä vastaavan pisteen koordinaatit jännityssuorakaiteiden perusteella. Riittävän tarkkaan ja ennen kaikkea varmalla puolella olevaan arvioon päästään kuitenkin laskemalla yhteisvaikutuskäyrän nurkkapisteet (A, B, C ja D) ja vetämällä viiva pisteiden välille (katkoviiva). [11, s. 193; 26, s. 58]

Tässä yhteydessä on huomioitava, että käsin laskettaessa laskentaa helpottaa, jos liittopilari on kaksoissymmetrinen ja muuttumaton pilarin koko pituuden matkalta, koska laskentakaavat yksinkertaistuvat merkittävästi. Lisäksi pitkien ja hankalilta näyttävien kertoimien lausekkeisiin liittyy pienten desimaalilukujen käytölle ominainen piirre, näppäilyvirheet vaikuttavat lopputulokseen arvaamattomasti. [43, s. 78] Tästä johtuen betonilla osittain tai täysin ympäröidyt teräksiset I-profiilit ovat turhan työläitä laskettaviksi ilman atk-pohjaisia ohjelmia. Tässä kohdassa esitetyt laskentakaavat on pyritty pitämään mahdollisimman yksinkertaisina, jotta ne sopisivat helpommin käsinlaskentaan. Tämän vuoksi laskentakaavat on yksinkertaistuksen vuoksi esitetty vain betonitäytteiselle teräsputkipilarille, jonka poikkileikkaus on kaksoissymmetrinen ja muuttumaton pilarin koko pituudella.

Piste A ( $0, N_{pl,Rd}$ ) kuvaa poikkileikkauksen keskeistä puristuskestävyyttä, joka käsiteltiin tarkemmin edellä kohdassa 6.1.2, ja kuten edellä todettiin, voidaan kuvasta

(Kuva 6.3) poiketen betonitäytteisissä liittopilareissa betonin jännityksenä käyttää täyttä puristuslujuutta  $f_{cd}$ .

Piste C ( $M_{pl,Rd}, N_{pm,Rd}$ ) kuvaa puolestaan keskeistä puristusvoimaa  $N_{pm,Rd}$  siten, että poikkileikkaus saavuttaa saman taivutuskapasiteetin  $M_{pl,Rd}$  kuin puhtaassa taivutuksessa, jolloin plastinen neutraaliakseli ei kuljekaakaan poikkileikkauksen pintakeskiön kautta, koska betonilla ei ole laskennallisessa mielessä ollenkaan vetolujuutta. Kuvassa (Kuva 6.4) on havainnollistettu puhtaan taivutuksen jännitystilaa, jonka avulla voidaan laskea keskeinen puristusvoima  $N_{pm,Rd}$ . [46, s. 35]



**Kuva 6.4** Puhtaasti taivutetun liittopilarin poikkileikkauksessa vaikuttavat jännitysresultantit. [45, s. 29]

Puhtaan taivutuksen jännitystilän puristus- ja vetovoimaresultantteja laskettaessa voidaan ajatella, että rakenneteräksen resultantit  $R_{a1}$  ja  $R_{a3}$  sekä raudituksen resultantit  $R_{s1}$  ja  $R_{s3}$  kumoavat toisensa voimatasapainon mukaan, jolloin puristuskapasiteetti voidaan laskea summaamalla jäljelle jäävät puristusvoimaresultantit seuraavasti yhteen keskeiseksi puristusvoimaksi  $N_{pm,Rd}$  (6.20).

$$N_{pm,Rd} = R_{a2} + R_{c1} + R_{c2} \quad (6.20)$$

Pisteen C momentti saadaan helpoiten määrittämällä ensin pisteen D momentti  $M_{max,Rd}$  seuraavalla kaavalla (6.21).

$$M_{max,Rd} = w_{pa} f_{yd} + w_{ps} f_{sd} + \frac{1}{2} w_{pc} f_{cd} \quad (6.21)$$

jossa

$w_{pa}$  on rakenneteräksen taivutusvastus symmetria-akselin suhteen, joka saadaan useimmiten valmistajan taulukoista

$w_{ps} = \sum_{i=1}^n |A_{s,i} e_i|$  on raudituksen taivutusvastus symmetria-akselin suhteen

$w_{pc}$  on halkeilemattoman betonin taivutusvastus.

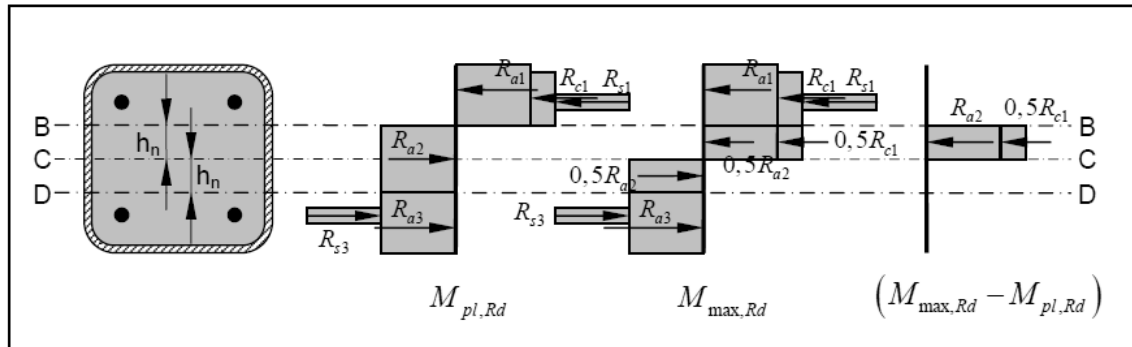
Kaavassa (6.21) esiintyvä kerroin 0,5 betonin osuuden edessä johtuu siitä, ettei betonilla oleteta olevan ollenkaan vetolujuutta. Betonin taivutuslujuus saadaan kaavasta (6.22). [45, s. 30 - 31]

$$w_{pc} = \frac{(b-2t)(h-2t)^2}{4} - \frac{2}{3}r^3 - r^2(4-\pi)\left(\frac{h}{2} - t - r\right) - w_{ps} \quad (6.22)$$

jossa

$t$  on rakenneteräsputken ainevahvuus  
 $r$  on suorakaideputken nurkkapyöristyksen sisäpuolinen säde (ympyräpoikkileikkaukselle  $r = d/2 - t$ ).

$M_{pl,Rd}$  voidaan nyt määrittää superpositioperiaatteella vertaamalla alla olevan kuvan (Kuva 6.5) jännitysjakautumia ja päättämällä niiden erotus.



**Kuva 6.5** Taivutuskestävyyden  $M_{pl,Rd}$  määrittäminen [45, s. 31].

Kuvan (Kuva 6.5) jännitysjakautumia voidaan kirjoittaa kaavamuotoon (6.23) seuraavasti.

$$M_{pl,Rd} = M_{max,Rd} - \left( w_{pa,n} f_{yd} + w_{ps,n} f_{sd} + \frac{1}{2} w_{pc,n} f_{cd} \right) \quad (6.23)$$

jossa

$w_{ps,n} = \sum_{i=1}^n |A_{sn,i} e_{z,i}|$  on osaa B-D koskeva raudoituksen taivutusvastus  
 $w_{pc,n} = (b - 2t)h_n^2 - w_{ps,n}$  on osaa B-D koskeva halkeilemattoman betonin taivutusvastus  
 $w_{pa,n} = bh_n^2 - w_{pc,n} - w_{ps,n}$  on osaa B-D koskeva rakenneteräksen taivutusvastus

josta edelleen

$$h_n = \frac{N_{pm,Rd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd})}{2bf_{cd} + 4t(2f_{yd} - f_{cd})}$$

Edellä olevien laskujen perusteella tunnetaan nyt myös pisteiden B ( $M_{pl,Rd}, 0$ ) ja D ( $M_{max,Rd}, 0,5N_{pm,Rd}$ ) koordinaatit [46, s. 35]. Mitoituksen lopuksi on vielä osoitettava, että standardin EN 1994-1-1 ehto (6.24) toteutuu [12, s. 59].

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (6.24)$$

jossa

$M_{Ed}$  on suurin mitoittava momentti, joka sisältää epätarkkuudet ja tarvittaessa toisen kertaluvun vaikutukset

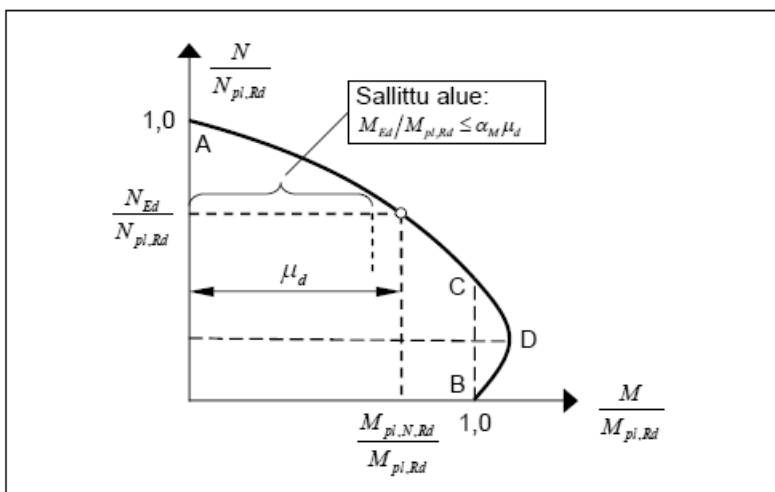
$M_{pl,N,Rd}$  on lasketusta yhteisvaikutuskäyrältä luettava, mitoitusyhdistelmän normaalivoimaa vastaava taivutuskestävyys

$\mu_d$  on suhteellinen momentti

$\alpha_M = \begin{cases} 0,9 & \text{teräslajeille S235...S355} \\ 0,8 & \text{teräslajeille S420 ja S460.} \end{cases}$

Kertoimella  $\alpha_M$  tarkastelussa otetaan huomioon laskennassa epävarmalla puolella tehty oletus, jonka mukaan plastisessa analyysissä poikkileikkaus plastisoituisi täydellisesti neutraaliakseliin saakka. Oletuksen sisältämä virhe on entistä merkittävämpi korkealuusteräksillä ja -betoneilla. [45, s. 58]

Epäyhtälössä (6.24) esiintyvä suhteellinen momentti  $\mu_d$  on helpointa ymmärtää alla olevasta kuvasta (Kuva 6.6), jossa liittopilarin yhteisvaikutuskäyrä on esitetty dimensioimattomassa koordinaatistossa.



**Kuva 6.6** Suhteellinen momentti  $\mu_d$  yhteisvaikutuskäyrällä [12, s. 61].

Edellä esitetystä kuvasta (Kuva 6.6) voidaan nähdä, että tietyillä normaalivoiman ja momentin yhdistelmillä suhteellinen momentti  $\mu_d$  voi saada suurempia arvoja kuin 1,0. Tässä kohtaa on kuitenkin huomioitava, että momenttikapasiteettia suurentavan normaalivoiman läsnäolosta taivutusrasituksen yhteydessä on aina oltava varmoja. Jos varmuutta ei pystytä toteamaan, tulee virheen välttämiseksi yhteisvaikutuskäyrän osa BCD korvata janalla BC.

Jos momentin lisäkapasiteettia halutaan kuitenkin hyödyntää mitoituksessa toisistaan riippumattomien normaalivoiman ja taivutusmomentin tapauksessa, tulee standardin EN 1994-1-1 mukaisen ehdon (6.25) alueen BCD hyödyntämiselle toteutua.

$$\gamma_F N_{Ek} < \frac{N_{pm,Rd}}{2} \quad (6.25)$$

jossa

$\gamma_F$  on normaalivoiman osavarmuusluku

Tällöin taivutuskestävyyden arvo tulisi lukea normaalivoimaa  $0,8\gamma_F N_{Ek}$  vastaavasta absoluuttisen yhteisvaikutuskäyrän pisteestä. [12, s. 53] Käsinlaskennassa kuitenkin varmempaa olisi edelleen pysyttäytyä suhteellisen momentin alueella  $\mu_d \leq 1,0$ . Käytettäessä yhteisvaikutuskäyrän approksimaatiota ACB voidaan suhteelliselle momentille johtaa kaava (6.26) seuraavalla tavalla.

$$\mu_d = \frac{N_{pl,Rd} - N_{Ed}}{N_{pl,Rd} - N_{pm,Rd}} \quad (6.26)$$

#### 6.1.4 Vino taivutus

Kuten kohdassa 5.1.4 teräsbetonipilarin tapauksessa todettiin, vino taivutus tarkoittaa tilannetta, jossa pilariin kohdistuu taivutusrasituksia molempien pääakselien suunnassa. Tällöin näiden kokonaistaivutus tapahtuu molempiin pääakseleihin nähden vinon akselin ympäri. Kestävyyden tarkastaminen vinolle taivutukselle ei kuitenkaan aiheuta juurikaan lisätyötä edellisessä kohdassa 6.1.3 esitettyyn, jos poikkileikkaukset ovat symmetrisiä molempien pääakselien suhteen, jolloin myös yhteisvaikutuskäyrät ovat identtiset molempien pääakselien suhteen. Standardi EN 1994-1-1 antaa vinolle taivutukselle seuraavat mitoitus ehdot (6.27), (6.28) ja (6.29). [12, s. 61]

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,N,Rd}} = \frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y} \quad (6.27)$$

$$\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,N,Rd}} = \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \quad (6.28)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.29)$$

joissa

$\mu_{dy}$  ja  $\mu_{dz}$  määritetään edellisen kohdan 6.1.3 mukaisesti tarkasteltavaa taivutussuuntaa vastaan

$$\alpha_{M,y} \text{ ja } \alpha_{M,z} = \alpha_M$$

Tarkasteltaessa vinoa taivutusta yllä olevien ehtojen mukaisesti ja ajattelemalla yhtälöitä itsenäisinä vältetään vaikealta 3-ulotteiselta tarkastelulta, mutta tarvittaessa vino-taivutus voidaan esittää yhdellä kuvaajalla, jossa y- ja z-suunnassa esitetään momentit ja x-suunnassa normaalivoima. Eurokoodin mukaan mitoitettaessa 3-ulotteisesta kuvaajasta tulee kartion mallinen. Aiemmin mitoituksessa on kuitenkin käytetty elliptisiä yhteis-

vaikutuskäyriä, joissa kaavan (6.29) termit korotetaan toiseen potenssiin. Elliptiset yhteisvaikutuskäyrät kuvaavat tarkemmin pilarin todellista vinon taivutuksen kestävyyttä, mutta vinoon taivutukseen liittyy kuitenkin niin paljon epävarmuustekijöitä, että nykyistä eurokoodin mukaista tarkastelumallia voidaan pitää oikeanmukaisena kehityksenä. [12, s. 61; 42, s. 125 - 127]

Vinossa taivutuksessa epätarkkuuksista aiheutuva momentti  $k_{imp}N_{Ed}e_0$  toisen kertaluvun vaikutukset huomioituina otetaan huomioon vain suunnassa, jossa murtumisen odotetaan tapahtuvan. Jos ei kuitenkaan voida olla varmoja, kummassa suunnassa kriittinen kuorma saavutetaan aikaisemmin, on tarkistettava molemmat suunnat. [12, s. 61] Käytännössä pilarille tulee yleensä varsin monia eri kuormayhdistelmiä, jolloin virheiden välttämiseksi ja suunnittelutyön helpottamiseksi kannattaa laskea molempien suuntien mitoitusmomentit samoilla perusteilla sisällyttäen kumpaankin epätarkkuuksista aiheutuva momentti toisen kertaluvun vaikutuksilla korotettuna.

### 6.1.5 Leikkausliitos ja kuormien siirtyminen

Liittopilareille poikittaisvoimista tai päätymomenteista aiheutuvat pitkittäiset leikkausjännitykset teräksen ja betonin rajapinnassa ovat tavallisesti aksiaalikuormitetuissa liittopilareissa niin pieniä, ettei niistä tarvitse erityisesti huolehtia pilaria mitoittaessa. [12, s. 62] Tässä kohtaa on huomioitava, että tämä oletus pätee vain kaksoissymmetrisille liittopilareille. Käytännössä leikkausliitoksen tarkastelulta ei kuitenkaan voida kokonaan välttyä, koska tavanomaisesti pilarille tulevat kuormat välitetään siten, että laskentaoletuksen mukainen rasitusten jakautuminen teräs- ja betoniosan kesken niiden kimmo kertoimen suhteessa ei ole itsestään selvää. Tästä johtuen mitoituksessa on tarkistettava betonin ja teräksen rajapinnan leikkauskestävyys kuormien siirtymisalueella ja tarvittaessa lisättävä leikkauskestävyyttä leikkausliittimin.

Mitoituksessa on esitettävä selkeä kuormien siirtymisreitti, joka ei edellytä materiaalien välistä liukumista. [12, s. 61] Pitkät siirtymisreitit kasvattavat liukuman esiintymisriskiä, joten tästä johtuen siirtymisalueen pituutta on rajoitettava kaavan (6.30) mukaisesti. [12, s. 62]

$$l_v \leq \min(2d; l/3) \quad (6.30)$$

jossa

$d$  on pilarin pienin poikittaismitta

$l$  on pilarin pituus.

Standardissa EN 1994-1-1 ei ole varsinaisesti siirtymisalueella valitsevien leikkausjännitysten laskemiseksi selkeää menetelmää, mutta eräs tapa laskea teräsvaippaan  $A_a$  vaikuttavan tukireaktion aiheuttaman keskimääräisen betonin ja teräksen välinen leikkausjännitys  $\tau_{Ed}$  on esitetty alla olevassa kaavassa (6.31).

$$\tau_{Ed} = \frac{N_{Ed,c}}{u_a l_v} \quad (6.31)$$

jossa

$u_a$  on poikkileikkauksen ympäröimä rajapintaa pitkin

$l_v$  on siirtymisalueen pituus kaavan (6.30) mukaisesti

$N_{Ed,c} = N_{Ed} \left(1 - \frac{A_a}{A_i}\right)$  on teräkseltä betonille siirtyvä normaalivoima

jossa edelleen

$A_i = A_a + \frac{E_c A_c}{E_a} + A_s$  on ideaalinen poikkileikkausala.

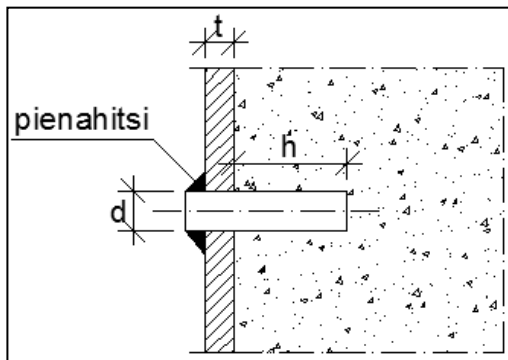
Jos leikkausjännitys  $\tau_{Ed}$  ylittää alla olevan taulukon (*Taulukko 6.2*) leikkauslujuuden mitoitusarvon  $\tau_{Rd}$ , joudutaan siirtymisalueelle järjestämään mekaaninen leikkausliitos esimerkiksi vaarnatapein.

**Taulukko 6.2** Leikkauslujuuden mitoitusarvot [12, s. 64].

Poikkileikkauksen tyyppi	$\tau_{Rd}$ (N/mm <sup>2</sup> )
Täysin betonin ympäröimät teräsprofiilit	0,30
Betonitäytteiset pyöreät putkiprofiilit	0,55
Betonitäytteiset suorakaideputkiprofiilit	0,40
Osittain betonilla ympäröityjen poikkileikkausten laipat	0,20
Osittain betonilla ympäröityjen profiilien uumat	0,00

Eurokoodi ei ota kuitenkaan kantaa suoraan, mille voimalle mekaaninen leikkausliitos mitoitetaan silloin, kun teräksen ja betonin rajapinnan leikkauslujuus ei riitäkään voimien välittämiseksi. Lisäksi tilannetta vaikeuttaa suunnittelijan kannalta se, että eri lähteiden laskentamenetelmät eroavat merkittävästi toisistaan.

Suomessa kuitenkin vakiintuneen käytännön mukaan käytetään alla olevan kuvan (*Kuva 6.7*) mukaisia kannattomia vaarnatappeja, jotka sijoitetaan kuormien siirtymisalueelle ja hitsataan pilarin ulkopuolelle.



**Kuva 6.7** Kannaton vaarnatappi, jonka pituus on  $h \geq \max(2d; 30\text{mm})$  [46, s. 39].

Yllä kuvatun vaarnatapin leikkauskestävyys voidaan laskea seuraavalla kaavalla (6.32) [46, s. 40].

$$P_{Rd} = 0,25 \frac{d^2}{\gamma_v} \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \quad (6.32)$$

jossa

$\gamma_v = 1,25$  on leikkausliitoksen osavarmuusluku normaalilämpötilassa.

Edellä olevien tarkastelujen lisäksi pilarin mitoituksessa täytyy huomioida kuormien siirtyminen muun muassa pilarin pääty- ja läpivientilevyjen avulla toteutettavissa liitoksissa. Jos kuorman siirrossa käytetään päätylevyn ja betoninpinnan puristusta hyväksi, on betonin viruma ja kutistuma otettava myös huomioon. [12, s. 62] Betonin paikallinen puristus osoittautuu useimmiten mitoittavaksi tekijäksi läpivientilevyjä tai päätylevyjä ja jäykisteitä käytettäessä. Jäykisteiden välittämä kuorma saadaan jakaa päätylevyn paksuuden läpi kaltevuudella 1:2,5. Tällöin jännitys ei saa ylittää betonitäyteisissä putkiliittopilareissa kaavan (6.33) mukaista lujuuden mitoitusarvoa. [12, s. 62 - 63]

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left( 1 + \eta_{cL} \frac{t}{a} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd}} \quad (6.33)$$

jossa

$t$  on teräsputken seinämän paksuus

$a$  on putken halkaisija tai neliöpoikkileikkauksen sivumitta

$A_c$  on pilarin betoniosan poikkileikkausala

$A_1$  on betonin kuormitettu pinta-ala

$$\eta_{cL} = \begin{cases} 4,9 & \text{pyöreissä putkissa} \\ 3,5 & \text{neliöputkissa} \end{cases}$$

Liitoksissa rakenteen tulee lisäksi olla sellainen, että seuraava on voimassa  $A_c/A_1 \leq 20$ . [12, s. 63]

Päätylevyliitoksia käytetään yleensä pilareiden jatkoksissa ja niiden sijoittamisessa kannattaa ottaa huomioon pilarin rasituksen lisäksi myös palomitoitus. Jatkoksien kohdalla olevan raudoituksen saa pääsääntöisesti ottaa huomioon vain, jos teräkset on joko hitsattu päätylevyyn tai rakennettu muulla tavoin jatkuviksi. [46, s. 37 - 38] Tosin betonitäyteisissä pyöreissä putkiprofiileissa pääraudoitus voidaan ottaa huomioon pilarin kestävyttä laskettaessa silloinkin, kun raudoitusta ei hitsata päätylevyihin eikä se ole suoraan kosketuksissa päätylevyjen kanssa, jos väsymistarkastelua ei tarvita ja jos raudoituksen pään ja päätylevyn välinen etäisyys on enintään 30 mm. Lopuksi liittopilareiden hakarauditus tulee suunnitella standardin EN 1992-1-1 mukaan (katso kohta 5.1.8). [12, s. 63]

### 6.1.6 Poikittaisten leikkausvoimien vaikutus

Liittopilareihin, joihin kohdistuu poikittaisia kuormia ja niistä tai päätymomenteista aiheutuvaa taivutusjakaumaa, kohdistuu myös poikittaista leikkausvoimaa. Tästä pilariille aiheutuu leikkausrasituksia, joiden vaikutusta pilarin kestävyteen on arvioitava erikseen. [12, s. 42] Jos teräsprofiiliin vaikuttava leikkausvoima  $V_{a,Ed}$  ylittää 50 % teräsprofiilin leikkauskestävyyden mitoitusarvosta  $V_{pl,a,Rd}$ , on teräksen lujuuden mitoitusarvoa



pienennettävä kertoimella  $(1 - \rho)$  leikkausvoiman kuormittamalla alueella. Kerroin  $\rho$  voidaan laskea alla olevasta kaavasta (6.34). [12, s. 55]

$$\rho = (2V_{a,Ed}/V_{Rd} - 1)^2 \quad (6.34)$$

jossa

$V_{a,Ed}$  on leikkausvoima

$$V_{Rd} = V_{pl,a,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Luonnollisesti teräsprofiiliin vaikuttava leikkausvoima  $V_{a,Ed}$  ei saa ylittää leikkauskestävyyden mitoitusarvoa  $V_{pl,a,Rd}$ . Liittopilarin raudoitetun betonille standardi EN 1994-1-1 määrittää seuraavan ehdon (6.35). [12, s. 55 - 56]

$$V_{Rd,max} \geq V_{c,Ed} \leq V_{Rd,s} \quad (6.35)$$

jossa

$V_{Rd,max}$  ja  $V_{Rd,s}$  lasketaan standardin EN 1992-1-1 kohdan 6.2.3 mukaisesti.

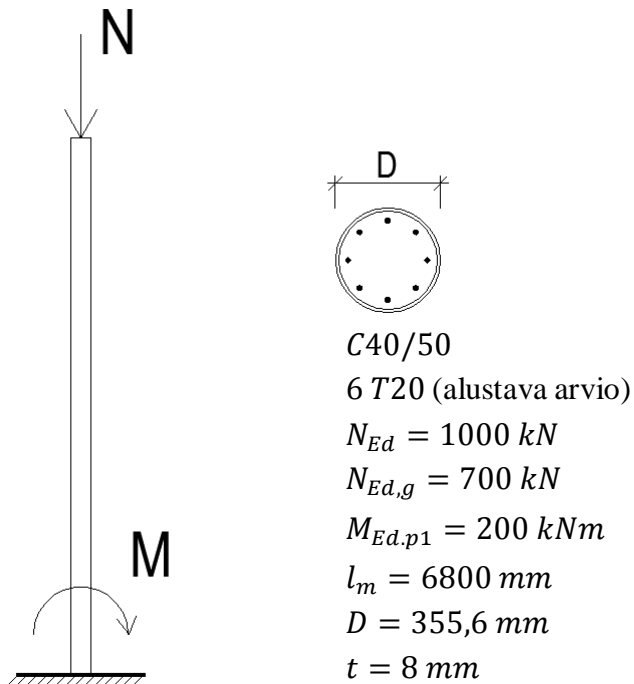
Ilman tarkempaa selvitystä leikkausrasituksen jakautumisesta teräsosan ja raudoitetun betonin kesken, voidaan leikkausvoima jakaa teräsprofiilin osuuteen  $V_{a,Rd}$  ja raudoitetun betonin osuuteen  $V_{c,Ed}$  seuraavien kaavojen (6.36) ja (6.37) mukaisesti. [12, s. 56]

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (6.36)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad (6.37)$$

Yksinkertaistuksena voidaan myös leikkausvoiman  $V_{Ed}$  olettaa vaikuttavan pelkästään teräsprofiiliin. Jos  $V_{Ed}$  ylittää puolet teräsprofiilin leikkauskestävyyden mitoitusarvosta, tulee teräksen lujuutta pienentää edellä esitetyllä tavalla. [12, s. 56]

## 6.1.7 Laskentaesimerkki



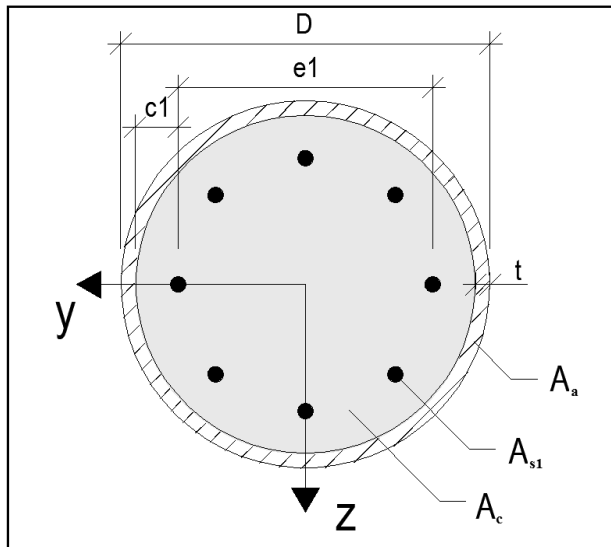
**Kuva 6.8** Pilarin vapaakappalekuva.

Tässä esimerkissä lasketaan yllä olevan kuvan (*Kuva 6.8*) varastohallirakennuksen mastopilarin kestävyys normaalilämpötilassa liittorakenteena. Kohdassa 6.2.5 tarkistetaan vastaavanlaisen pilarin palokestävyys paloluokassa R180. Pääterästankojen keskiöetäisyys on 50 mm lähimmän poikkileikkauksen pinnasta.

Laskennassa käytettävät osavarmuusluvut ovat

- teräspoikkileikkauksen osavarmuusluku  $\gamma_{M1} = 1$
- raudoituksen osavarmuusluku  $\gamma_s = 1,15$
- betonin osavarmuusluku  $\gamma_c = 1,5$

Alla olevassa kuvassa (*Kuva 6.9*) on havainnollistettu laskennan kaavoissa käytettävien symbolien merkitys.



**Kuva 6.9** Profiilin poikkileikkaus ja parametrien symbolit.

Rakenneteräksen materiaaliominaisuudet: S355

$$f_{yk} := 355 \text{ MPa} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 355 \text{ MPa}$$

$$E_a := 210 \text{ GPa}$$

Seuraavaksi lasketaan valmiiksi teräspoikkileikkauksen pinta-ala, jäyhyysmomentti ja taivutusvastus tulevaa laskentaa varten.

$$A_a := \pi \cdot \left[ \left( \frac{D}{2} \right)^2 - \left( \frac{D_c}{2} \right)^2 \right] = 87.361 \text{ cm}^2 \quad I_a := \frac{\pi (D^4 - D_c^4)}{64} = 1.32 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$W_{p.a} := \frac{D^3}{6} - \frac{D_c^3}{6} = 966.777 \text{ cm}^3$$

Raudituksen materiaaliominaisuudet: A500HW

$$f_{sk} := 500 \text{ MPa} \quad f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$E_s := 210 \text{ GPa}$$

Betonin materiaaliominaisuudet: C40/50

$$f_{ck} := 40 \text{ MPa} \quad f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 48 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 26.667 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := \left[ 22 \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10 \cdot \text{MPa}} \right)^{0.3} \right] \cdot 10^3 \text{ MPa} = 3.522 \times 10^4 \text{ MPa}$$

Lasketaan seuraavaksi betonin ja alustavan arvion mukaisen raudoituksen pinta-  
alat, taivutusvastukset ja jäyhyysmomentit kohdan 6.1.1 mukaisesti.

$$A_{s1} := \frac{\pi \cdot \Phi_s^2}{4} = 314.159 \text{ mm}^2 \quad A_s := n_s \cdot A_{s1} = 18.85 \text{ cm}^2$$

$$A_c := \frac{\pi \cdot D_c^2}{4} - A_s = 886.936 \text{ cm}^2$$

$$I_s = 1.357 \times 10^3 \text{ cm}^4 \quad w_{p,s} = 127.963 \text{ cm}^3$$

$$I_c = 6.393 \times 10^4 \text{ cm}^4 \quad w_{p,c} = 6.4 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

Jolloin raudoitussuhde on:  $\rho_s := \frac{A_s}{A_c} = 2.125 \%$

Nurjahduskerroin  $\beta$  mastopilareille on standardin EN 1992-1-1 mukaan 2, jota voi-  
daan käyttää myös liittopilarin mitoituksessa. Tällöin pilarin nurjahduspituus on 13 600  
mm.

Pilarin epäkeskisyydestä aiheutuvaa taivutusmomenttia  $M_{Ed1}$  laskettaessa kannattaa  
mahdollinen pilarin asennuspoikkeama  $e_l$  ottaa huomioon eurokoodin mukaisen pilarin  
vinouden  $e_0$  lisäksi.

$$e_0 := \text{if} \left( \rho_s \leq 0.03, \frac{l_m}{300}, \frac{l_m}{200} \right) = 22.667 \text{ mm} \quad e_l := 5 \text{ mm}$$

$$M_{Ed1} := N_{Ed} \cdot (e_l + e_0) = 27.667 \text{ kNm} \quad M_{Ed} := M_{Ed,p1} + M_{Ed1} = 227.667 \text{ kNm}$$

Mitoituksessa lommahdusta ei tarvitse tarkastella, koska alla oleva ehto toteutuu.

$$\frac{D}{t} = 44.45 \leq 90 \cdot \frac{235 \text{ MPa}}{f_{yk}} = 59.577$$

Lasketaan poikkileikkauksen tehollinen kimmokerroin  $E_{ceff}$  käyttämällä virumalu-  
vulle  $\varphi_t$  eurokoodissa esitettyä suositusarvoa 2.

$$E_{ceff} := E_{cm} \cdot \frac{1}{1 + \left( \frac{N_{Ed,g}}{N_{Ed}} \right) \cdot \varphi_t} = 1.468 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

Tehollisen kimmokertoimen avulla voidaan laskea tehollinen taivutusjäykkyys:

$$K_e = 0.6 \quad EI_{eff,II} := K_0 \cdot (E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + K_{e,2} \cdot E_{ceff} \cdot I_c) = 3.174 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Seuraavaksi tarkastetaan, täyttääkö suhteellinen hoikkuus kohdassa 6.1 esitetyn ehdon (6.2). Suhteellista hoikkuutta varten täytyy ensiksi laskea plastisen puristuskestävyyden ominaisarvo  $N_{pl,Rk}$  ja kriittinen nurjahduskuorma  $N_{cr}$ .

$$N_{pl,Rk} := A_a \cdot f_{yk} + 1.0 \cdot A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk} = 7.592 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$N_{cr} := \frac{\pi^2 \cdot EI_{eff}}{l_0^2} = 1.932 \times 10^3 \cdot \text{kN} \quad \lambda_- := \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} = 1.982$$

Suhteellinen hoikkuus  $\bar{\lambda}$  täyttää ehdon (6.2), joten laskenta voidaan suorittaa standardin EN 1994-1-1 yksinkertaisella menettelyllä. Mitoitus jatkuu toteamalla, että tämän esimerkin pilarin plastinen puristuskestävyyden ominaisarvo  $N_{pl,Rk}$  on sama kuin plastinen puristuskestävyyden mitoitusarvo  $N_{pl,Rd}$ , koska pilarin suhteellinen hoikkuus on yli 0,5 ja suhde  $e/d$  on suurempi kuin 0,1.

Tarkastetaan vielä, että valittu poikkileikkaus on laskennallisesti ajateltuna liittorakenne laskemalla pilarin teräsosakerroin ja vertaamalla sitä ehtoon (6.1).

$$\delta_1 := \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}} = 0.409$$

Yllä oleva tulos täyttää ehdon (6.1), joten profiili voidaan laskea liittorakenteena. Seuraavaksi mitoituksessa analysoidaan pilarin toisen kertaluvun vaikutukset. Analysointia varten ensiksi kuitenkin joudutaan laskemaan kimmoteorian mukainen kriittinen kuorma  $N_{cr,eff}$ , jossa pitkäaikaisvaikutukset on huomioitu taivutusjäykkyydessä  $EI_{eff,II}$ .

$$EI_{eff,II} := K_0 \cdot (E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + K_{e,2} \cdot E_{ceff} \cdot I_c) = 3.174 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$N_{cr,eff} := \frac{\pi^2 \cdot EI_{eff,II}}{l_m^2} = 6.774 \times 10^3 \text{ kN}$$

Yllä olevaa kimmoteorian mukaista kriittistä kuormaa verrataan seuraavaksi mitoitettavaan normaalivoimaan  $N_{Ed}$ . Jos näiden suhde on alle 10, on toisen kertaluvun vaikutukset otettava mitoituksessa huomioon.

$$\alpha_{cr} := \frac{N_{cr,eff}}{N_{Ed}} = 6.774$$

Edellisen ehdon mukaan toisen kertaluvun vaikutukset on otettava huomioon. Tässä esimerkissä ne huomioidaan laskemalla momentin vahvistuskerroin  $k$ .

$$\beta_1 := \max(0.66 + 0.44r, 0.44) = 0.66 \quad k := \max\left(1, \frac{\beta_1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}}}\right) = 1$$

Seuraavaksi lasketaan poikkileikkauksen pelkän puristuksen kestävyys epätarkkuustekijän  $\alpha$  ollessa 0.21.

$$\Phi_k := 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda_- - 0.2) + \lambda_-^2] = 2.652$$

$$\chi := \frac{1}{\Phi_k + \sqrt{\Phi_k^2 - \lambda_-^2}} = 0.227$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} = 0.581 < 1$$

Puristuksen ehto toteutuu, joten seuraavaksi voidaan laskea yhdistetty puristus- ja taivutuskestävyys eli toisin sanoen yhteisvaikutuskäyrän pisteet D, B ja C. Piste A eli puristuskestävyys tunnetaan jo. Lasketaan ensiksi yhteisvaikutuskäyrän piste D (maksimi momentti, puolet normaalivoimasta).

$$M_{\max,Rd} := w_{p,a} \cdot f_{yd} + w_{p,s} \cdot f_{sd} + 0.5 \cdot w_{p,c} \cdot f_{cd} = 484.17 \text{ kNm}$$

$$N_{D,Rd} := 0.5 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 1.183 \times 10^3 \text{ kN}$$

Yhteisvaikutuskäyrän muut pisteet (B ja C). Tässä esimerkissä oletetaan, että alueella  $2h_n$  ei ole raudoitusta ja näin laskettuna momenttikapasiteetti on varmalla puolella eikä yksinkertaistus vaikuta lopputulokseen merkittävästi, mutta se yksinkertaistaa merkittävästi laskentaa.

$$h_n := \frac{\pi \cdot f_{cd} \cdot D_c^2 \cdot 0.25}{2 \cdot D \cdot f_{cd} + 4 \cdot t \cdot (2 \cdot f_{yd} - f_{cd})} = 59.155 \text{ mm}$$

Seuraavaksi voidaan laskea rakenneteräs-poikkileikkauksen ja betonin taivutusvastukset alueella  $2h_n$ .

$$w_{p,an} := 2 \cdot t \cdot h_n^2 = 55.99 \text{ cm}^3 \quad w_{p,cn} := D_c \cdot h_n^2 = 1.188 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

Taivutuskestävyys alueella  $2h_n$  voidaan laskea edellä olevien taivutuskestävyyksien avulla seuraavasti.

$$M_{n,Rd} := w_{p,an} \cdot f_{yd} + 0.5 \cdot w_{p,cn} \cdot f_{cd} = 35.721 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} := M_{\max,Rd} - M_{n,Rd} = 448.449 \text{ kNm}$$

Pisteessä C puristuskestävyys on kaksinkertainen D pisteen puristuskestävyyteen verrattuna.

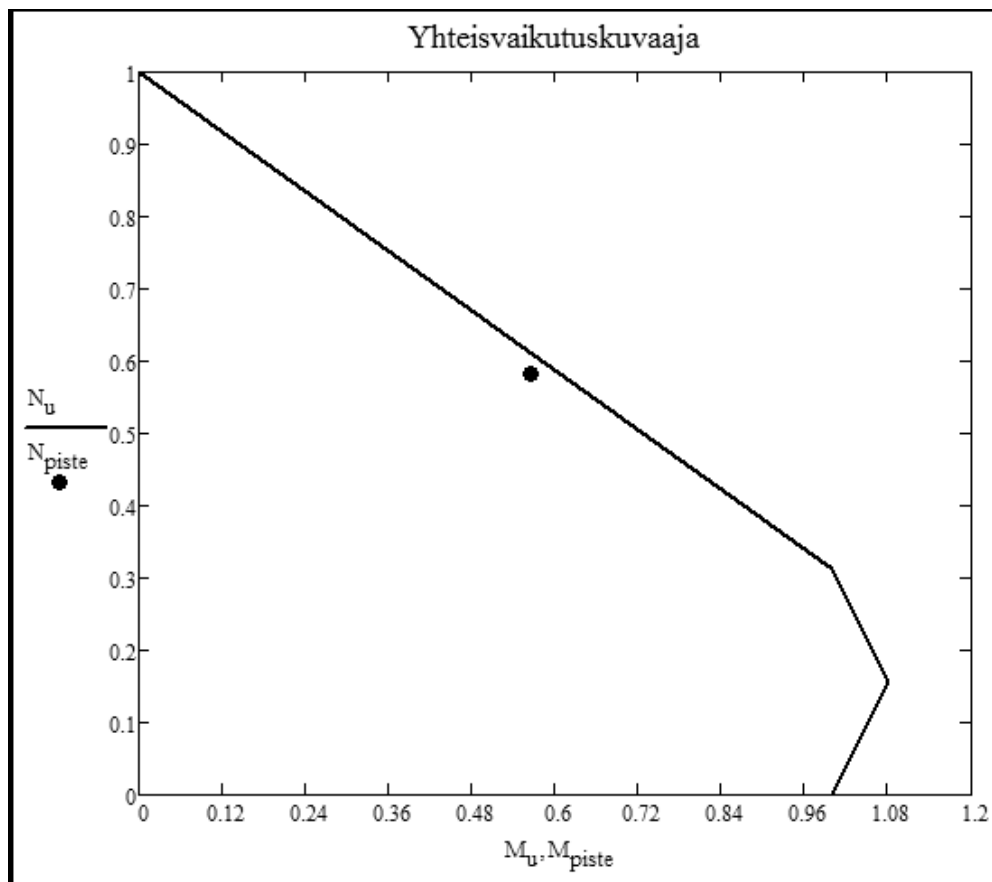
$$N_{pm,Rd} := 2 \cdot N_{D,Rd} = 2.365 \times 10^3 \text{ kN}$$

Edellä olevien laskujen tiedot voidaan nyt koota alla olevaan yhteisvaikutuskuvaajaan (Kuva 6.10), kun  $\alpha_{cc} = 1,0$ . Lasketaan lopuksi yhteisvaikutuskuvaajan (Kuva 6.10) piste ( $N_{piste}, M_{piste}$ ), joka vastaa mitoitettavaa kuormitusyhdistelmän voimia  $N_{Ed}$  ja  $k \cdot M_{Ed}$ .

$$\alpha_{cc} := 1 \quad \chi_c := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{cd} \cdot A_c}{N_{pl.Rd}} = 0.312 \quad \chi_d := \frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}}$$

$$\mu_d := \min\left(1, \frac{\chi_d - 1}{\chi_c - 1}\right) = 1 \quad \alpha_M := \text{if}(f_{yk} < 420\text{MPa}, 0.9, 0.8) = 0.9$$

$$N_{piste} := \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl.Rd}} = 0.581 \quad M_{piste} := \max\left(\frac{M_{Ed}}{\alpha_M \cdot \mu_d \cdot M_{pl.Rd}}, \frac{k \cdot M_{Ed}}{\alpha_M \cdot \mu_d \cdot M_{pl.Rd}}\right) = 0.564$$



**Kuva 6.10** Esimerkin yhteisvaikutuskuvaaja.

Yhteisvaikutuskuvaajasta (Kuva 6.10) nähdään, että mitoituspiste sijaitsee mitoitusviivan sisäpuolella, joten liittopilari tulee kestäämään alussa määritetyt kuormat. Mitoitus ei kuitenkaan ole vielä valmis, joten rakenteen kestävyudessa on otettava vielä huomioon leikkausliitos ja kuormien siirtyminen (katso kohta 6.1.5). Aluksi määritellään kuorman siirtymäreitin pituus  $l_v$ , rajapinnan ympäröimitta  $u_a$  ja teräkseltä betonille siirtyvä normaalivoima  $N_{Ed.c}$ .

$$l_{v,max} := \min\left(2 \cdot D, \frac{l_m}{3}\right) = 711.2 \text{ mm} \quad l_v = 700 \text{ mm}$$

$$u_a := \pi \cdot D_c = 1.067 \times 10^3 \text{ mm}$$

$$A_i := A_s + A_a + \frac{E_c \cdot A_c}{E_a} = 230.172 \text{ cm}^2$$

$$N_{Ed.c} := N_{Ed} \cdot \left( 1 - \frac{A_a}{A_i} \right) = 620.452 \text{ kN}$$

Yllä olevien laskujen jälkeen voidaan laskea leikkausjännitys, jota verrataan kohdan 6.1.5 taulukon (*Taulukko 6.2*) leikkauslujuuden mitoitusarvoihin.

$$\tau_{Ed} := \frac{N_{Ed.c}}{u_a \cdot l_v} = 0.831 \text{ MPa}$$

Leikkausjännitys  $\tau_{Ed}$  on suurempi kuin pilarille sallittu mitoitusarvo  $\tau_{Ed}$ , jolloin liitosalueelle joudutaan lisäämään kannattomia vaarnatappeja. Lasketaan ensimmäiseksi yhden vaarnatapin ( $d = 12 \text{ mm}$ ) leikkauskestävyys, kun liitoksen osavarmuusluku  $\gamma_v$  on 1,25.

$$\gamma_v := 1.25 \quad P_{Rd} := 0.25 \frac{d^2}{\gamma_v} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} = 34.184 \text{ kN}$$

Tässä kohtaa ongelmaksi muodostuu, kuinka suuri osa normaalivoimasta tulee käytännössä vaarnatapeille. Vaarnatapin toiminta perustuu siirtymään, joka tarkoittaa käytännössä rajapinnan tartunnan pettämistä, mutta toisaalta samalla tartunnan pettäessä rajapinnassa kitka toimii edelleen vähentäen vaarnatapeille tulevaa voimaa. Tässä esimerkissä vaarnatapin lukumäärä on laskettu varmalle puolelle ja oletetaan lähes koko rajapinnan kuorman menevän tapeille.

$$n_v := \frac{N_{Ed.c}}{P_{Rd}} = 18.15$$

Valitaan vaarnatapin lukumääräksi 18, jotka sijoitetaan liitoksen alueelle 700 millimetrin matkalle.

## 6.2 Palotekninen mitoitus

Samoin kuin mitoitettaessa standardin EN 1992-1-2 mukaan teräsbetonirakenteita myös vastaavasti liittorakenteiden palomitoitus standardin EN 1994-1-2 mukaan perustuu tavallisesti nimellispaloaltistukseen (katso kohta 3.1). Paloturvallisuusvaatimusten täyttyminen voidaan osoittaa tapauskohtaisesti myös oletettuun palonkehitykseen perustavalla mitoitusmenettelyllä [17, s. 8]. Nimellispaloaltistusta kuvataan yleensä standardipalokäyrällä, mutta toisinaan myös ulkopuolisen palon käyrällä tai hiilivetykäyrällä. Standardin EN 1994-1-2 mukaan tällä hetkellä sallittuja palomitoitusmenettelyjä Suomessa ovat:

- taulukkomitoitus (kohta 6.2.1),
- yksinkertaiset laskentamallit (kohta 6.2.2) ja



- kehittyneet laskentamallit (kohta 6.2.4).

Tässä luvussa käsitellään tarkemmin kahta ensimmäistä menetelmää. Edellä lueteltujen menetelmien lisäksi tässä työssä esitellään myös ranskalainen menetelmä (kohta 6.2.3) ja standardin EN-1994-1-2 liitteen H mukainen mitoitusmenetelmä, jotka eivät ole virallisesti sallittuja palomitoitusmenetelmiä Suomen kansallisen liitteen mukaan. [9]

Liittopilareiden palonkestävyyttä on tutkittu paljon maailmanlaajuisesti. Saatujen tutkimustulosten perusteella on kehitetty paljon erilaisia laskentamalleja paloteknistä mitoitusta varten. Laskentamallit sisältävät monia eri parametrejä ja ovat syntyvalttaan puolikokeellisia, minkä vuoksi eri laskentamalliversiot poikkeavat hieman toisistaan. [46, s.7] Pääasiallisesti liittopilareiden palomitoitus jakaantuu menetelmästä riippumatta kahteen osaan: pilarin poikkileikkauksessa vaikuttavaan lämpötilan laskentaan sekä osapoikkileikkauksen lujuuden laskentaan vallitsevan lämpötilan perusteella. [17, s. 54 - 54] Tässä luvussa esitettyjen menetelmien heikentyneet materiaaliominaisuudet noudattavat kohdassa 2.3 esitettyjä materiaaliosavarmuuslukuja sekä kohdan 3.1 lämpötila-aikakäyriä, ellei toisin ole asiayhteydessä mainittu.

### 6.2.1 Taulukkomitoitus

Standardin EN 1994-1-2 mukainen palomitoitus taulukoiden avulla perustuu valmiiksi ratkaistuihin perustapauksiin määritettyjen reunaehtojen puitteissa eri palonkestävyysluokissa [17, s. 41 - 44]. Määritettyjä reunaehtoja ovat esimerkiksi materiaaliominaisuudet, rakenteen tuentatavat, pilarin geometriset suureet ja paloaltistus. Jos kyseiset reunaehdot eivät tarkasteltavassa tapauksessa täyty, on taulukkoarvoja joko skaalattava tai vaihtoehtoisesti ne eivät päde lainkaan. Taulukkomitoituksen laskentamallien soveltaminen rajoitetaan yksittäisiin kantaviin rakenneosiin, joiden katsotaan altistuvan suoraan standardipalolle koko pilarin pituudelta eikä ekstrapolaatiota koetulosaineiston ulkopuolelle ole sallittua. Taulukkomitoituksen oletetaan tuottavan varsin varmalla puolella olevia tuloksia verrattuna vastaaviin kokeisiin tai tarkempiin laskentamalleihin. [17, s. 37]

Palomitoitukseen liittyvät suunnitteluperusteet, kuten yleinen mitoitusehto (6.38) ja palotilanteen kuormitusyhdistelyt, on esitetty kohdassa 2.1. Taulukkomitoituksessa alla esitetty yleinen palotilanteen mitoitusehto (6.38) täyttyy suoraan, kun valitaan tarvittavat rakenteen parametrit standardin EN 1994-1-2 taulukoista, jotka on esitetty edempänä tässä luvussa (*Taulukko 6.3*).

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t} \quad (6.38)$$

Taulukkomitoituksessa on huomioitu palotilanteen kuormitustaso  $\eta_{fi,t}$  (6.39), jonka selvittäminen onkin taulukkomitoitusmenetelmän vaikein vaihe.

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d} \quad (6.39)$$

Edellä olevassa lausekkeessa (6.39) esiintyvä palotilanteen voimasuureiden mitoitusarvo  $E_{fi,d,t}$  voidaan olettaa ajasta riippumattomaksi, jolloin  $E_{fi,d,t} = E_{fi,d}$ . [17, s. 37 - 38]

Yleisesti ottaen tämän kohdan mitoitustaulukot ovat voimassa vain jäykistettyjen eli sivusiirtymättömien kehien liittopilareilla. Tästä johtuen, jos taulukkomitoitusta käytetään mastopilarin palomitoituksessa, mastopilarit joudutaan jäykistämään siten, että ne muodostavat toistensa kanssa kehii. Tämän lisäksi taulukkomitoituksen pilareiden pituutta rajoitetaan ehdon  $L/30b$  mukaisesti, jossa  $b$  on poikkileikkauksen pienin ulkomitta. Tässä yhteydessä käsitellään vain betonilla kokonaan ympäröityjen teräsprofiilien ja betonitäytteisten teräsprofiilien taulukkoihin perustuva palomitoitus paloluokissa R30...R180. Palotilanteessa tapahtuva nurjahduspituuden muutos on huomioitava taulukkomitoituksessa käyttämällä kestävyuden  $R_d$  laskennassa kaksinkertaista nurjahduspituuden arvoa palotilanteen nurjahduspituuteen nähden. Kestävyuden laskennassa pilaariin vaikuttava voima voi olla keskeinen tai epäkeskeinen, josta aiheutuva momentti on luonnollisesti otettava huomioon kestävyyttä laskettaessa. [17, s. 41]

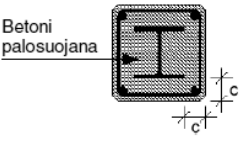
Betonilla kokonaan ympäröityjen teräsprofiilien paloluokka voidaan määrittää sivumittojen  $b_c$  ja  $h_c$ , teräsprofiilin betonipeitteen  $c$  ja raudoituksen keskiöetäisyyden betonin pintaan  $u_s$  avulla taulukon (Taulukko 6.3) kahden vaihtoehdon perusteella. Alla oleva taulukko pätee kaikille kuormitustasoille  $\eta_{fi,t}$ , kunhan raudoituksena käytetään vähintään neljää halkaisijaltaan 12 mm:n tankoa. Kaikissa tapauksissa edellytetään kuitenkin, että liittopilarin pääraudoituksen vähimmäis- ja enimmäispoikkileikkausalat sekä hakoja koskevat vaatimukset ovat standardin EN 1992-1-1 vaatimusten mukaisia, kuten tämän työn kohdassa 5.1.8 on esitetty. [12, s. 65; 17, s. 42]

**Taulukko 6.3** Betonilla ympäröidyn teräsprofiililiittopilareiden pienimmän poikkileikkausmitan, teräsprofiilin betonipeitteen ja keskiöetäisyyden vähimmäisarvot [17, s. 42].

		Standardipalonkestävyys				
		R30	R60	R90	R120	R180
1.1	Poikkileikkauksen pienin mitta $h_c$ tai $b_c$ [mm]	150	180	220	300	350
1.2	teräsprofiilin betonipeitteen vähimmäisarvo $c$ [mm]	40	50	50	75	75
1.3	betoniterästankojen pienin keskiöetäisyys $u_s$ [mm]	20*	30	30	40	50
<b>tai</b>						
2.1	Poikkileikkauksen pienin mitta $h_c$ tai $b_c$ [mm]	–	200	250	350	400
2.2	teräsprofiilin betonipeitteen vähimmäisarvo $c$ [mm]	–	40	40	50	60
2.3	betoniterästankojen pienin keskiöetäisyys $u_s$ [mm]	–	20*	20*	30	40

Jos teräsprofiilia ympäröivää betonia käytetäänkin pelkästään palosuojana eli betonin osuutta normaalilämpötilamitoituksessa ei oteta huomioon, voidaan palonkestävyys saavuttaa teräsprofiilin betonipeitteellä  $c$  alla olevan taulukon (Taulukko 6.4) mukaisesti. [17, s. 42]

**Taulukko 6.4** Palosuojana toimivan teräsprofiilin betonipeitteen vähimmäisarvo [17, s. 42].

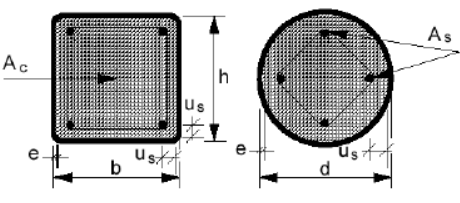
	<b>Standardipalonkestävyys</b>				
	R30	R60	R90	R120	R180
Betonipeite $c$ [mm]	0	25	30	40	50

Betonin toimiessa teräsprofiilille pelkästään palosuojauksena on siinä käytettävä lohkeiluriskin minimoimiseksi verkkorauuditusta, jonka suurin tankojako on 250 mm ja tankojen vähimmäishalkaisija 4 mm [17, s. 42, 58]. Taulukosta (*Taulukko 6.4*) nähdään, että osittain betonilla täytetty I-profiili saadaan kestämään 180 minuutin standardipaloo suojaamalla pilarirakenne 50 mm betonipeitteellä.

Betonitäytteisten teräsputkiliittopilareiden palomitoitus voidaan tehdä taulukkomitoitusmenettelyllä (*Taulukko 6.5*), kunhan kestävyyksien  $R_d$  ja  $R_{fi,d,t}$  laskennassa noudatetaan seuraavia sääntöjä:

- putken teräslajista riippumatta myötölujuus  $f_y$  on 235 MPa
- putken seinämän paksuudesta  $e$  huomioidaan enintään 1/25 pienimmästä poikkileikkauksen ulkomitasta  $b$  tai  $d$
- betonin lujuutena käytetään normaalilämpötilan arvoa
- suunnittelussa huomioon otettava raudoitussuhde on  $A_s/(A_c + A_s) \leq 3\%$ .

**Taulukko 6.5** Betonitäytteisten teräsputkiliittopilareiden pienimmän poikkileikkausmitan, keskiöetäisyyden ja raudoitussuhteen vähimmäisarvot [17, s. 44].

		<b>Standardipalonkestävyys</b>				
teräsprofiili: $(b/e) \geq 25$ tai $(d/e) \geq 25$		R30	R60	R90	R120	R180
1	Kuormitustasoa $\eta_{fi,t} \leq 0,28$ vastaavat pienimmät poikkileikkausmitat					
1.1	Pienimmät sivumitat $h$ ja $b$ tai pienin halkaisija $d$ [mm]	160	200	220	260	400
1.2	Pienin raudoitussuhde $A_s / (A_c + A_s)$ prosentteina	0	1,5	3,0	6,0	6,0
1.3	Betoniterästankojen pienin keskiöetäisyys $u_s$ [mm]	–	30	40	50	60
2	Kuormitustasoa $\eta_{fi,t} \leq 0,47$ vastaavat pienimmät poikkileikkausmitat					
2.1	Pienimmät sivumitat $h$ ja $b$ tai pienin halkaisija $d$ [mm]	260	260	400	450	500
2.2	Pienin raudoitussuhde $A_s / (A_c + A_s)$ prosentteina	0	3,0	6,0	6,0	6,0
2.3	Betoniterästankojen pienin keskiöetäisyys $u_s$ [mm]	–	30	40	50	60
3	Kuormitustasoa $\eta_{fi,t} \leq 0,66$ vastaavat pienimmät poikkileikkausmitat					
3.1	Pienimmät sivumitat $h$ ja $b$ tai pienin halkaisija $d$ [mm]	260	450	550	–	–
3.2	Pienin raudoitussuhde $A_s / (A_c + A_s)$ prosentteina	3,0	6,0	6,0	–	–
3.3	Betoniterästankojen pienin keskiöetäisyys $u_s$ [mm]	25	30	40	–	–

Taulukon (*Taulukko 6.5*) arvot riippuvat kuormitustasosta, joka voidaan laskea kohdan 2.1 tai lausekkeen (6.39) mukaisesti. Tässä kohtaa on syytä vielä huomauttaa, että liittopilarin palotilanteen taulukkomitoitus antaa varsin varmalla puolella olevia ratkaisuja eikä sitä siksi juurikaan kannata käyttää, jos mitoitettavia pilareita on paljon.

Nimittäin mitoitusmenetelmän ongelmaksi epätaloudellisen suunnitteluratkaisun lisäksi saattaa muodostua taulukkoarvojen mukaisen raudoituksen mahdolluttaminen vähimmäispoikkileikkaukseen.

### 6.2.2 Yksinkertainen laskentamenetelmä

Yksinkertaisen laskentamenetelmän pätevyysalue ei ole niin rajoittunut kuin edellä esitetyn koetuloksiin enemmän perustuvan taulukkomitoituksen. Tosin paloaltistuksena sallitaan tässäkin menetelmässä vain standardipalo. [9, s. 4; 17, s. 44] Yksinkertaisen laskentamenetelmän hienous on laskennan yksinkertaisuus, koska laskennassa kaikkien rakenneosien kohdalla on pyritty hyödyntämään mahdollisimman paljon normaalilämpötilan tuloksia. Huolimatta laskennan yksinkertaisuudesta suunnittelussa päästään paljon taloudellisempiin rakenteisiin kuin pelkällä taulukkomitoituksella.

Tosin menetelmän huonona puolena on, varsinkin standardin EN 1994-1-2 Suomen kansallisen liitteen mukaan laskettaessa, että se rajoittaa liittopilarityypiksi pelkästään betonitäytteiset putkiliittopilarit. Lisäksi on huomioitava, että yksinkertainen laskentamenetelmä soveltuu lähinnä aksiaaliskuormitettujen jäykistettyjen kehien pilareille, mutta menetelmä antaa myös kuorman epäkeskisyyden huomiointiin ohjeita.

#### Keskeinen kuormitus

Yksinkertaisella laskentamenetelmällä laskettaessa palomitoitus perustuu siis keskeisesti kuormitetun liittopilarin normaalilämpötilamitoitukseen (kohta 6.1.2). Lämpötilan nouseminen palotilassa muuttaa materiaalien ominaisuuksia, mikä vaikuttaa suoraan poikkileikkauksen plastiseen puristuskestävyyteen  $N_{fi,plRd}$  ja taivutusjäykkyyteen  $(EI)_{fi,eff}$  seuraavien lausekkeiden (6.40) ja (6.41) mukaisesti. [9, s. 4]

$$N_{fi,plRd} = \sum_j (A_{a,\theta} f_{ay,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} + \sum_k (A_{s,\theta} f_{sy,\theta}) / \gamma_{M,fi,s} + \dots \\ \dots + \sum_m (A_{c,\theta} f_{c,\theta}) / \gamma_{M,fi,c} \quad (6.40)$$

jossa

$A_{i,\theta}$  ovat kunkin eri lämpötilassa  $\theta$  olevien materiaaliosien pinta-alat.

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} E_{c,sec,\theta} I_{c,\theta}) \quad (6.41)$$

jossa edelleen

$\varphi_{i,\theta}$  ovat pienennyskertoimia, joiden suuruus kalibroidaan polttokokeiden perusteella

$I_{i,\theta}$  on materiaaliosan  $i$  jäyhyysmomentti tarkasteltavassa suunnassa

$E_{c,sec,\theta}$  on lämpötilaa  $\theta$  vastaava betonin sekanttikimmokerroin, joka lasketaan  $k_{c,\theta} f_c / \varepsilon_{cu,\theta}$ .

Taivutusjäykkyyden ja plastisen puristuskestävyyden pienentämisen lisäksi muita kuumentuneen poikkileikkauksen aiheuttamia haitallisia vaikutuksia, kuten esimerkiksi

poikkileikkaukseen syntyvää epätasaista lämpötilakenttää, pyritään kompensoimaan nurjahduskäyrän  $c$  ( $\alpha = 0,49$ ) valinnalla. [47, s. 69 - 70]

Eurokoodi ei kuitenkaan tarjoa edellisessä kaavassa (6.41) esiintyvistä pienennyskertoimista  $\varphi_{i,\theta}$  varsinaisesti sen enempää informaatiota kuin että ne voidaan kalibroida polttokokeissa saavutettujen puristuskestävyyksien perusteella. Lisäksi kansallisessa liitteessä tyydytään toteamaan vain, että pienennyskertoimen arvot riippuvat käytetystä menetelmästä, käytettävistä putken, raudoituksen ja betonin lämpötiloista sekä nurjahdustarkasteluun kuuluvasta käyrästä. [9, s. 5, 17, s. 54]

Tässä kohtaa herääkin kysymys, mistä suunnittelija voi saada pienennyskertoimien arvot, ellei materiaalitoimittajalta edellytetä polttokokeiden suorittamista. Paremmen tiedon vielä puuttuessa lähteen [46] julkaisuajankohtana onkin sen laskentaesimerkeissä betonitäyhteisille putkiliittopilareille pienennyskertoimina käytetty standardin EN 1994-1-2 liitteessä G osittain betonilla ympäröidylle teräspoikkileikkaukselle esitettyjä pienennyskertoimen arvoja, jotka on esitetty alla olevassa taulukossa (*Taulukko 6.6*).

**Taulukko 6.6** Taivutusjäykkyyden pienennyskertoimet EN 1994-1-2 liitteen G mukaan [17, s. 90].

Standardipalonkestävyys	$\varphi_{a,\theta}$	$\varphi_{c,\theta}$	$\varphi_{s,\theta}$
<b>R30</b>	1,0	0,8	1,0
<b>R60</b>	0,9	0,8	0,9
<b>R90</b>	0,8	0,8	0,8
<b>R120</b>	1,0	0,8	1,0

Taulukon (*Taulukko 6.6*) käytössä on kuitenkin huomioitava, että se soveltuu vain palonkestoluokkaan R120 asti eikä sen toimivuudesta voida olla edes varmoja muille kuin osittain betonilla ympäröidylle teräspoikkileikkauksille. Lisäksi täytyy muistaa, että taulukon arvojen hyödyntämisestä syntyvä riski lankeaa aina suunnittelijan itsensä kannettavaksi.

Nykyään lähteessä BY 58 [44] on esitetty myös taivutusjäykkyyden pienennyskertoimia putkiliittopilareille palokokeiden ja tarkempien kestävyysanalyysien pohjalta. Tämän mukaiset kertoimien arvot esitetään alla olevassa taulukossa (*Taulukko 6.7*). [44, s. 312]

**Taulukko 6.7** Taivutusjäykkyyden pienennyskerroimet EUROCODE 4 –oppikirjan mukaan [44, s. 312 - 313].

Std. palo	Pyöreät pilarit, halk. D $\varphi_{a,\theta}$					Neliöpilarit, b $\varphi_{a,\theta}$		Pienennyskerroin, t $\varphi_{s,\theta}$			
	200	220	250	273	$\geq 323$	$\leq 150$	$\geq 180$	30	40	50	$\geq 60$
<b>R30</b>	0,60	0,70	0,70	0,70	0,70	0,45	0,60	0,8	0,9	1,0	1,0
<b>R60</b>	0,50	0,60	0,60	0,65	0,70	0,45	0,60				
<b>R90</b>	0,40	0,40	0,40	0,40	0,50	-	0,45				
<b>R120</b>	0,30	0,30	0,30	0,35	0,40	-	0,35				
<b>R180</b>	-	0,20	0,20	0,25	0,30	-	0,25				

Lähteen [44] mukainen taulukko esittää pienennyskerroimet aina paloluokkaan R120 asti. Tässä yhteydessä esitetyssä taulukossa (Taulukko 6.7) paloluokan R180 arvot on saatu ekstrapoloimalla taulukon arvoja, ja tässäkin kohtaa on huomautettava, että paloluokan R180 arvojen hyödyntämisestä aiheutuva riski jää viime kädessä aina suunnittelijan itsensä kannettavaksi.

Betonin pienennyskerroimen  $\varphi_{c,\theta}$  arvoksi voidaan valita 1,2 putkiliittopilareilla, johtuen teräsputken aiheuttamasta sulkemisvaikutuksesta, jonka on todettu vaikuttavan kestävyyttä parantavana tekijänä [44, s. 313].

Pienennyskerroimien määrittämisen lisäksi suunnittelijan työtä hankaloittava tekijä kaavojen (6.40) ja (6.41) soveltamisessa on poikkileikkauksen lämpötilakentän numeerinen laskenta. Vaikka teräsprofiilin ja raudoituksen lämpötilaa voidaan pitääkin vakiona ilman suuria virheitä mitoituksessa, samaa yksinkertaistusta betonin lämpötilakentälle ei voida suoraan tehdä. Käsinlaskennan helpottamiseksi on esimerkiksi lähteissä [44] ja [46] esitetty kuitenkin betonille jo valmiiksi johdettuja poikkileikkauksesta ja paloluokasta riippuvia ekvivalentteja lämpötiloja, joita käyttämällä saavutetaan poikkileikkauksen tarkkaa lämpötilakentää vastaava betoniosan puristuskapasiteetti. Lähteissä on esitetty myös taulukoita teräsosan ja betoniterästen lämpötilojen määrittämiseen. Betonipoikkileikkauksen ekvivalentti lämpötila voidaan laskea pyöreissä liittopilareissa D:n funktiona lauseesta (6.42) aina 120 minuutin standardipaloon asti. [44, s. 307]

$$\begin{cases} \theta_{c,eq,u,30}(D) = 11000/D^{0,64}, 135 \leq D \leq 510 \\ \theta_{c,eq,u,60}(D) = 16300/D^{0,66}, 165 \leq D \leq 510 \\ \theta_{c,eq,u,90}(D) = 13100/D^{0,58}, 200 \leq D \leq 510 \\ \theta_{c,eq,u,120}(D) = 1180 - 2,96D + 0,0028D^2, 200 \leq D \leq 510 \end{cases} \quad (6.42)$$

Neliöpilareissa betonin ekvivalentti lämpötila voidaan arvioida puolestaan sivumittan b funktiona lausekkeen (6.43) avulla [44, s. 307].

$$\begin{cases} \theta_{c,eq,u,30}(b) = 779 - 2,6754b + 0,0032b^2, 120 \leq b \leq 400 \\ \theta_{c,eq,u,60}(b) = 21572/b^{0,69}, 150 \leq b \leq 400 \\ \theta_{c,eq,u,90}(b) = 1366 - 4,513b + 0,0054b^2, 200 \leq b \leq 400 \\ \theta_{c,eq,u,120}(b) = 1496 - 4,643b + 0,0053b^2, 250 \leq b \leq 400 \end{cases} \quad (6.43)$$

Lausekkeet (6.42) ja (6.43) tai teräsosan ja betoniterästen lämpötilojen taulukot eivät kuitenkaan sisällä ollenkaan R180 palonkestävyysluokkaa. Siksi R180 palonkestävyysluokkaa varten joudutaan liittopilaripoikkileikkaukselle laskemaan lämpötilaprofiili FEM-ohjelman avulla, kuten kohdassa 5.2.4 tehtiin vastaava teräsbetonipilarille. Kohdassa 6.2.5 laskentaesimerkissä on esitetty kuvitteelliselle 350x350 betonitäytteiselle teräsputkiprofiilille laskettu lämpötilaprofiili 180 minuutin standardipalossa.

Kun poikkileikkauksen lämpötilaprofiili on saatu selville, yleisen mitoitus ehdon  $E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t}$  mukainen kestävyys voidaan laskea aksiaalisen kuormituksen suhteen kaavasta (6.44) [9, s. 4].

$$N_{fi,Rd} = \chi(\bar{\lambda}_\theta) N_{fi,pl,Rd} \quad (6.44)$$

jossa

$$\chi(\bar{\lambda}_\theta) = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} \leq 1,0 \quad \text{on nurjahduskäyrän } c \text{ mukainen pienennyskerroin}$$

jossa edelleen

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,49(\bar{\lambda}_\theta - 0,2) + \bar{\lambda}_\theta^2 \right]$$

Edellisessä kaavassa esiintyvä palotilanteen suhteellinen hoikkuus saadaan kaavasta (6.45) [9, s. 5].

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,Rd}}{N_{fi,cr}}} \quad (6.45)$$

jossa

$$N_{fi,cr} = \pi^2 (EI)_{fi,eff} / l_\theta^2 \quad \text{on kimmoteorian mukainen palonaikainen nurjahduskuorma}$$

jossa edelleen

$$l_\theta \quad \text{on pilarin nurjahduspituus palotilanteessa.}$$

Palotilanteen nurjahduspituutena voidaan käyttää samoja arvoja kuin käyttölämpötilanteessakin, mutta haluttaessa monikerrospilareissa voidaan käyttää palotilanteessa pienennettyjä nurjahduspituuksia. Tämä johtuu siitä, että palo-osaston pilarin nurjahdusmuoto muuttuu, koska palo-osaston ylä- ja alapuolinen pilari muodostaa kiertymätu- en taivutusjäykkyydeltään heikentyneelle pilarin osalle. [44, s. 298 - 299] Vastaavaa palotilanteen kiertymätukea ei tietenkään mastopilareille synny, joten mastopilareille ei vastaavia pienennyksiä voida tehdä.

### Epäkeskinen kuormitus

Standardin EN 1994-1-2 Suomen kansallisessa liitteessä liittopilarin palomitoitus yksinkertaisella menetelmällä epäkeskiselle kuormalle on varsin tyypistetty, koska kansallinen liite kieltää standardin liitteessä H esitetyn tarkemman menetelmän käytön. Tässä kohtaa esitetään kuitenkin Suomen kansallisen liitteen mukaisen menetelmän lisäksi standardin EN 1994-1-2 liitteen G ja H mukaiset menetelmät liittopilarin epäkeskisen kuormituksen palomitoitukseen. [9, s. 5] Epäkeskeisesti kuormitetun pilarin puristuskestävyyden mitoitusarvo saadaan Suomen kansallisen liitteen mukaan kaavasta (6.46) [9, s. 5].

$$N_{fi,Rd,\delta} = N_{fi,Rd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{f_{cd} A_c}{N_{pl,Rd}} \right) \frac{M_{Ed,1}}{M_{pl,Rd}} \right] \quad (6.46)$$

jossa

$f_{cd}$  on betonin lieriölujuuden mitoitusarvo normaalilämpötilassa

$M_{Ed,1}$  on itseisarvoltaan suurin 1. kertaluvun päätymomentti normaalilämpötilassa.

Yllä kuvattu menetelmä ei ota ollenkaan huomioon pilarin epälineaarisia eli toisen kertaluvun vaikutuksia, vaan kyseinen yhteisvaikutusehto olettaa palotilanteen puristuskapasiteetin pienenevän lineaarisesti taivutusmomentin funktiona samassa suhteessa kuin yhteisvaikutuskäyrällä normaalivoimakapasiteetti pienenee pisteiden A ja C välillä. Palotilanteen momenttia ei siis erikseen tarvita tässä yhteydessä tarkastella, koska normaalilämpötilan mitoituksessa on jo huolehdittu yhteisvaikutusehdon täyttymisestä. [45, s. 166]

Usein jatkuvien jäykistettyjen kehien pilarit voidaan palomitoittaa keskeisesti kuormitettuina, vaikka pilareihin kohdistuisikin taivutusmomenttia palkkiliitoksen kautta, koska voidaan olettaa, että palotilassa olevan pilarin päätymomentit siirtyvät jäykkyyden menetyksen myötä ylemmän ja alemman kerroksen kylmemmille pilareille. Jos pilarin jänteen matkalla vaikuttaa kuitenkin poikittainen kuorma, kyseinen kuormitustapa on tarkasteltava erikseen edellä esitetyn kaavan (6.46) mukaisesti. [46, s. 27]

Standardin EN 1994-1-2 liitteen G yksinkertaisessa laskentamenetelmässä esitetään epäkeskisyyksien tarkastelulle menettely, joka perustuu oletukseen, että epäkeskisyyksien vaikutus pilarin kestävyys on palomitoituksessa samassa suhteessa kuin normaalilämpötilassa, silloin kun epäkeskisyyden  $e_n$  ei ole suurempi kuin puolet pilarin poikkileikkauksen sivumitasta. Liitteen G menetelmä koskee vain pilareita, joissa I-poikkileikkauksen laippojen välit on täytetty betonilla, mutta oletukseen perustuvaa menettelyä voidaan helposti tarkastella myös yleisesti muiden profiilityyppien yhteydessä. Liitteen G menetelmässä epäkeskisyyden  $e_n$  aiheuttaa kestävyys pienemistä aksiaalipuristetun pilarin  $N_{Rd,fi}$  kestävyys ja tämä voidaan esittää suhteiden yhtäsuuruusoletuksen perusteella seuraavassa muodossa (6.47). [44, s. 316]



$$\frac{N_{Rd,fi,\delta}}{N_{Rd,fi}} = \frac{N_{Rd,\delta}}{N_{Rd}} = \frac{1}{1 + e_N \chi_R (1 - \chi_C) \frac{N_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}}} \quad (6.47)$$

jossa

$$\chi_C = \frac{N_{pm,Rd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{A_c f_{cd}}{N_{pl,Rd}}$$

$\chi_R$  on pilarin nurjahduskäyrää ja normaalilämpötilan mukaista muunnettua hoikkuutta  $\bar{\lambda}$  vastaava kestävyyskerroin.

Liitteen G mukaista laskentamallia epäkeskeisen kuorman vaikutuksista saa kuitenkin käyttää vain seuraavien ehtojen toteutuessa:

- nurjahduspituus palotilanteessa  $l_\theta$  on enintään  $10b$
- poikkileikkauksen korkeus  $h$  on vähintään  $300 \text{ mm}$  ja enintään  $1100 \text{ mm}$
- poikkileikkauksen leveys on vähintään  $300 \text{ mm}$  ja enintään  $500 \text{ mm}$
- betonin raudoitussuhde  $A_s/A_c$  on vähintään  $1 \%$  ja enintään  $6 \%$
- liittopilarin standardipalokestävyys on enintään  $120$  minuuttia.

Vaikka liitteen G menetelmä soveltuukin mastopilareille, se ei sovellu kuitenkaan  $180$  minuutin standardipalolle, vaan pilari joudutaan joko laskemaan muilla menetelmillä tai palosuojaamalla rakenne siten, että  $180$  minuutin standardipalokestävyys saavutetaan.

Standardin EN 1994-1-2 liitteen H yksinkertaisessa laskentamallissa taivutusmomenttien vaikutusta voidaan puolestaan tarkastella pilarin kuorman epäkeskisyyden  $e_{fi}$  (6.48) avulla [44, s. 313].

$$e_{fi} = \frac{M_{Ed,fi}}{N_{Ed,fi}} \quad (6.48)$$

Liitteen H menetelmässä epäkeskisyyden vaikutus otetaan huomioon seuraavalla mitoitusehdolla (6.49) [44, s. 313].

$$N_{Ed,fi,\delta} \leq N_{Rd,fi} \varphi_\delta \varphi_s \quad (6.49)$$

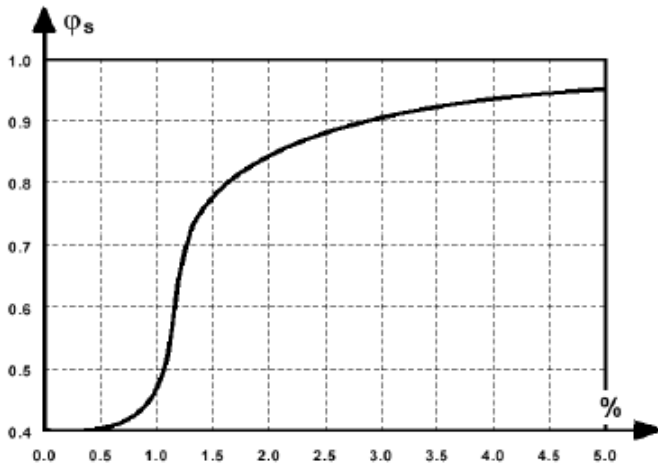
jossa

$$N_{Rd,fi} = \chi_{fi} N_{pl,Rd,fi} \text{ on pilarin aksiaalikestävyys}$$

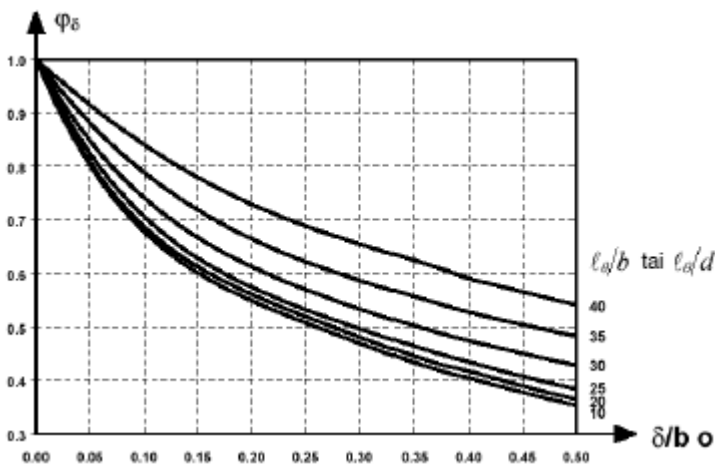
$\varphi_s$  on kuvasta 6.11 saatava kerroin

$\varphi_\delta$  on kuvasta 6.12 saatava kerroin.

Eurokoodissa lukujen  $\varphi_\delta$  ja  $\varphi_s$  taustoja ei kuitenkaan selitetä missään, vaan luvut tyydytään esittämään pelkästään kuvaajina, jotka on esitetty alla olevissa kuvissa (*Kuva 6.11* ja *Kuva 6.12*). Luku  $\varphi_s$  on pelkästään raudoitussuhteen  $A_s/A_c$  funktio ja lukuun  $\varphi_\delta$  sisältyy kuorman epäkeskisyyden sekä pilarin hoikkuuden vaikutukset, mutta kuvaajien esitystapa on sellainen, että niiden lukutarkkuudet ovat melko huonoja. [44, s. 314]



**Kuva 6.11** Kerroin  $\varphi_s$  raudoitussuhteen funktiona [17, s. 96].



**Kuva 6.12** Kerroin  $\varphi_\delta$  epäkeskisyyden  $\delta$  funktiona [17, s. 96].

Liitteen H mukaista laskentamallia epäkeskeisen kuorman vaikutuksista saa kuitenkin käyttää vain seuraavien ehtojen toteutuessa:

- nurjahduspituus palotilanteessa  $l_\theta$  on enintään 4,5 m
- poikkileikkauksen korkeus  $h$  on vähintään 300 mm ja enintään 1100 mm
- poikkileikkauksen leveys on vähintään 300 mm ja enintään 500 mm
- betonin raudoitussuhde  $A_s/A_c$  on vähintään 1 % ja enintään 6 %
- liittopilarin standardipalokestävyys on enintään 120 minuuttia.

Mikään edellä esitettyistä laskentamenetelmistä ei päde suoraan 180 minuutin standardipalolle, ellei rakennetta palosuojata siten, että 180 minuutin palonkesto voidaan todeta. Toisaalta periaatteessa palomitoituksen momentin ja normaalivoiman yhteisvaikutusta voidaan analysoida myös samoin periaattein kuin normaalilämpötilassa standardin EN 1994-1-1 kohdan 6.7.3.2 mukaan, jolloin yhteisvaikutuksen tapauksessa mitoitusehto (6.50) on [12, s. 55; 44, s. 314].

$$\frac{M_{Ed,fi}}{\mu_{d,fi} M_{pl,Rd,fi}} \leq \alpha_{M,fi} \quad (6.50)$$

jossa

$$\mu_{d,fi} = \frac{1-\chi_{d,fi}}{1-\chi_{c,fi}}$$

jossa edelleen

$$\chi_{d,fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{pl,Rd,fi}}$$

$$\chi_{c,fi} = \frac{f_{c,eff,\theta} A_c}{N_{pl,Rd,fi}}$$

Normaalilämpötilamitoituksessa kerroin  $\alpha_{M,fi}$  vastaava on enintään 0,9 sisältäen rakenneteräslajin vaikutuksen, joka ottaa huomioon korkeammissa lujuusluokissa esiintyvän sitkeyden vähenemisen, mutta palomitoituksessa samanlaisia teräslajista riippuvia sitkeysrajoituksia ei kuitenkaan ole, joten kaavassa (6.50) voidaan todeta  $\alpha_{M,fi} = 1,0$  [12, s. 59; 44, s. 314].

Hoikkien pilareiden yhteydessä on oleellista kuitenkin huomioida toisen kertaluvun vaikutukset myös palomitoituksessa. Toisen kertaluvun vaikutukset voidaan ottaa huomioon palomitoituksessa korottamalla ensimmäisen kertaluvun mukaista mitoitusmomenttia  $M_{max,fi}$  normaalilämpötilamitoituksesta tutulla suurennuskertoimella  $k_m$ , jolloin momentin arvo on  $M_{Ed,fi} = k_m M_{max,fi}$ . Suurennuskerroin voidaan laskea seuraavan kaavan (6.51) avulla.

$$k_m = \frac{1}{1 - \left( \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd,fi}} \right)^m} \quad (6.51)$$

jossa

$m \geq 1$  on kerroin, jonka avulla voidaan suurennuskerrointa säätää ottamaan huomioon esimerkiksi raudoitussuhteen vaikutus kestävyys-teen.

Normaalilämpötilan mitoitusperiaatteilla laskettaessa palomitoituksessa hankalinta on taivutuskestävyyden  $M_{pl,Rd,fi}$  arvioiminen. Taivutuskestävyyden tarkempi analyysi on varsin monimutkainen ja hankala suorittaa manuaalisesti, mutta kestävyyttä voidaan kuitenkin arvioida kohdan 6.1.3 mukaisesti käyttäen kestävyyslausekkeissa materiaalien lujuuksina lausekkeen (6.52) mukaisia arvoja.

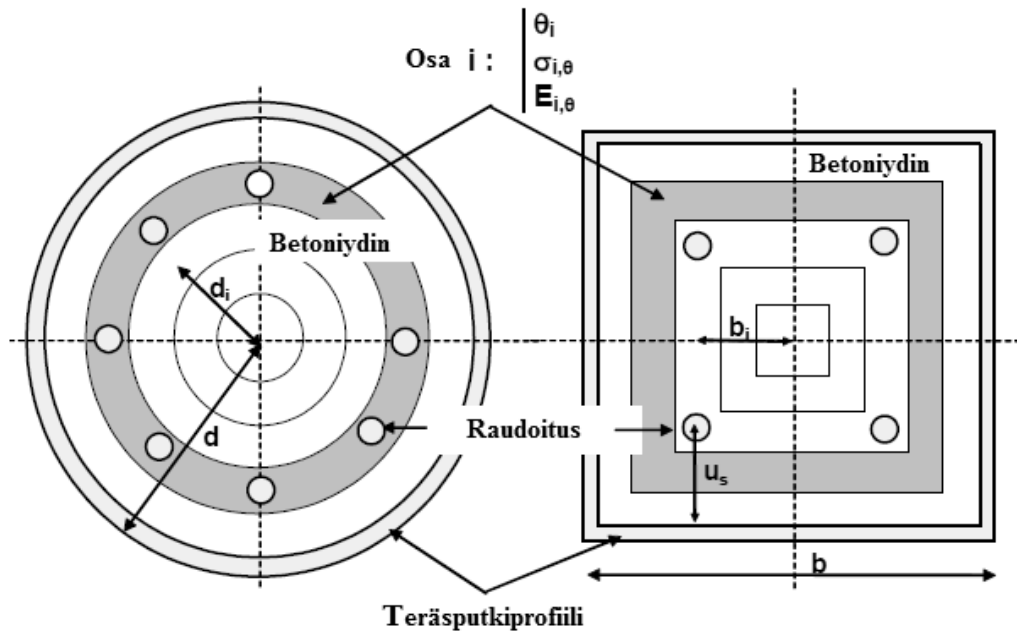
$$\begin{cases} f_{cd} \rightarrow f_{c,\theta} = k_{c,\theta}(\theta) f_{ck} \\ f_{sd} \rightarrow f_{s,\theta} = k_{s,\theta}(\theta) f_{sk} \\ f_{yd} \rightarrow f_{y,\theta} = k_{y,\theta}(\theta) f_y \end{cases} \quad (6.52)$$

Tulipalossa suojaamattoman betonitäytteen teräsputkiliittopilarin teräspoikkileikkauksen osuus taivutuskestävyydessä on käytännössä melko pieni, ja tämä voidaan helposti todeta myös kohdan 6.1.3 lausekkeiden mukaan arvioituna, kun käytetään yllä esitettyjä lausekkeen (6.52) mukaisia mitoituslujuuksia. [44, s. 314 - 316]

### 6.2.3 Ranskalainen menetelmä

Standardin EN 1994-1-2 Ranskan kansallisessa liitteessä on esitetty edellä esitetyistä laskentamenetelmistä hiukan poikkeava yksinkertainen laskentamalli standardipalon lämpötila-aikakäyrän mukaisesti joka puolelta altistuneelle betonitäytteiselle putkiliittopilarille. Ranskalaisen kansallisen liitteen mukaista mitoitusmenetelmää ei ole esitetty Suomen kansallisessa liitteessä eikä sitä ole virallisesti hyväksytty käytettäväksi Suomessa. [9, 48]

Ranskalaisessa mitoitusmenetelmässä pilaripoikkileikkaus jaetaan materiaaleittain osiin, kuten edellä esitetyissä laskentamenetelmissä. Teräsprofiilia ja raudoitusta käsitellään yhtenä vakiolämpötilaisena kerroksena, mutta betoniydin jaetaan menetelmässä aina viiteen vakiopaksuiseen ekvivalenttilämpötiloja edustavaan kerrokseen, kuten alla olevassa kuvassa osoitetaan (*Kuva 6.13*).



**Kuva 6.13** Poikkileikkauksen jakaminen osiin Ranskalaisella menetelmällä [48, s. 10]

Ranskan kansallisen liitteen mukaista menettelyä voidaan käyttää neliö- ja ympyräpoikkileikkauksille kun seuraavat ehdot toteutuvat:

- palonaikainen nurjahduspituus  $l_{\theta}$  on rajoitettu siten, että nurjahduspituus jaettuna poikkileikkauksen sivumitalla tai halkaisijalla on enintään 30
- raudoitettun liittopilaripoikkileikkauksen sivumitta tai halkaisija on vähintään 200 mm, kuitenkin enintään 610 mm, kun standardipalonkestävyysluokka on R90 tai R120
- betonin lujuusluokan on oltava vähintään C20/25 ja enintään C60/75

- pääraudoituksen raudoitussuhde on  $0,01 \leq \rho \leq 0,05$ , kun normaalivoiman epäkeskisyys on suurempi kuin puolet halkaisijasta tai sivumitasta raudoitussuhteen  $\rho$  on oltava vähintään 0,02
- standardipalonkestävyysluokka on enintään R120
- suhteellisen epäkeskisyyden  $\bar{\delta} \left( = \frac{\delta}{a} \vee \frac{\delta}{b} \right)$  on oltava vähintään 0,125 ja enintään 1,0. [48, s. 9-10]

Kuten edellisessä kohdassa jo todettiin, suurin osa yksinkertaisista laskentamenetelmistä soveltuu vain standardipalonkestävyysluokkaan R120 asti. Eikä ranskalainen mitoitusmenetelmäkään ole poikkeus, joten liittopilari joudutaan myös tällä menetelmällä laskettaessa lisäksi suojaamaan palolta siten, että rakenne täyttää kaikki sille asetetut paloturvallisuusvaatimukset 180 minuutin standardipalolle.

### Keskeinen kuormitus

Edellisen kohdan (kohta 6.2.2) tapaan ranskalainen menetelmä jakaantuu kahteen eri osaan, jotka ovat liittopilarin poikkileikkauksen lämpötilakentän määrittäminen tietynkestoiselle paloaltistukselle ja puristuskestävyyden mitoitusarvon laskentaan. Puristuskestävyyden mitoitusarvoon  $N_{fi,Rd}$  laskentaan tarvittavia poikkileikkauksen plastisen puristuskestävyyden laskenta-arvo palotilanteessa  $N_{fi,pl,Rd}$  (kaava 6.40) ja tehollisen taivutusjäykkyyden arvo  $(EI)_{fi,eff}$  (kaava 6.41) lasketaan samojen periaatteiden mukaisesti kuin kohdassa 6.2.2 laskettiin keskeinen kuormitus.

Ranskalaisessa menetelmässä täytyy huomioida plastista puristuskestävyyttä laskettaessa, että betoni on jaettu viiteen vakiopaksuiseen kerrokseen. Lisäksi ranskalaisessa menetelmässä käytetään eri lämpörasitusten vaikutuksien huomioivia taivutusjäykkyyden pienennyskertoimia  $\varphi_{a,\theta}$  teräsprofiilille, jotka on esitetty alla olevassa taulukossa (Taulukko 6.8). [48, s. 11]

**Taulukko 6.8** Taivutusjäykkyyden pienennyskertoimet  $\varphi_{a,\theta}$  teräsprofiilille standardin EN 1994-1-2 Ranskan kansallisen liitteen mukaan [48, s. 11].

Std. palo	Halkaisija $d$ tai sivumitta $b$ (mm)				
	150	200	250	350	610
R30	0,23	0,15	0,15	0,15	0,15
R60	0,30	0,23	0,15	0,15	0,15
R90	–	0,30	0,20	0,15	0,15
R120	–	0,30	0,20	0,20	0,20

Merkittävin ero keskeisen kuorman kestävyysanalysoimisessa kohtaan 6.2.2 verrattuna on kestävyyskerroimen  $\chi(\bar{\lambda}_\theta)$  laskennassa. Kestävyyskerroin vaikuttaa kaavan (6.44) mukaisesti pilarin puristuskestävyyteen palotilanteessa. Kestävyyskerroin saa-

daan raudoitetulle putkiliittopilarille seuraavan lausekkeen (6.53) mukaisesti. [48, s. 11 - 12]

$$\chi(\bar{\lambda}_\theta) = \begin{cases} \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}}, & \text{kun } \bar{\lambda}_\theta < 10 \\ \beta(\bar{\lambda}_\theta)^{-\gamma}, & \text{kun } \bar{\lambda}_\theta \geq 10 \end{cases} \quad (6.53)$$

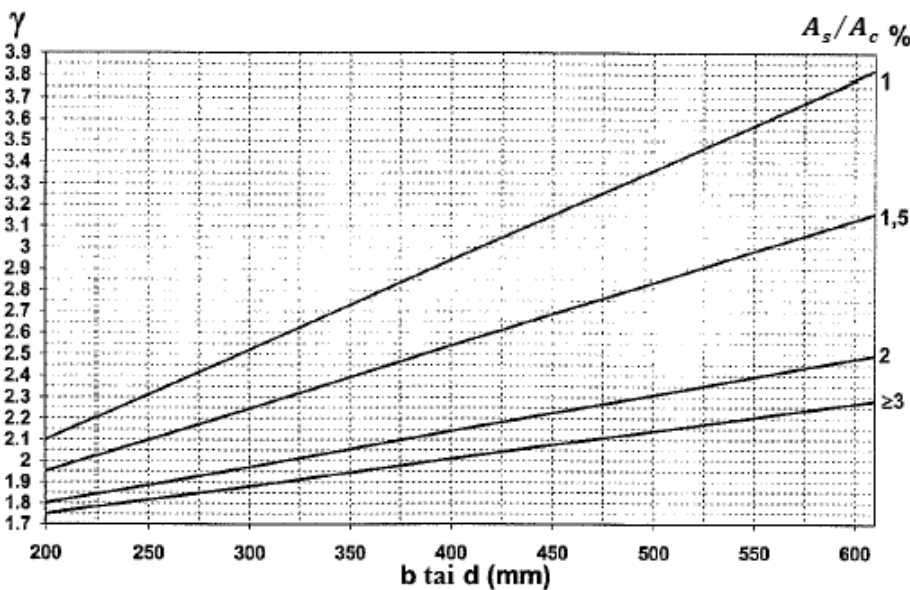
jossa

$\bar{\lambda}_\theta$  on kaavan (6.45) mukainen palotilanteen suhteellinen hoikkuus

$\varphi = \frac{1}{2}(1 + \alpha\bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2)$ ,  $\alpha = 0,34$  standardipaloluokassa R90 ja R120

$\beta = 0,70$  standardipaloluokassa R90 ja R120

$\gamma$  on kerroin, joka määritellään alla esitettyssä kuvassa (Kuva 6.14).



**Kuva 6.14** Gamma-kerroin standardipaloluokassa R90 ja R120 poikkileikkauksen sivumitan tai halkaisijan funktiona eri raudoitussuhteille [48, s. 13].

### Epäkeskinen kuormitus

Ranskalaisessa menetelmässä kuorman epäkeskisyys voi olla korkeintaan pilarin sivumitan tai halkaisijan verran, mutta kuitenkin vähintään 1/8 poikkileikkauksen sivumitasta tai halkaisijasta. Epäkeskisten kuormien laskennassa tarvittavien kertoimien  $a_i$  ja  $b_i$  arvoja on taulukoitu eri suhteellisille epäkeskisyyksille  $\bar{\delta}$  ja eri raudoitussuhteille  $\rho$  liitteessä 4 olevien taulukoiden 7 – 11 mukaisesti. Epäkeskistä kuormaa vastaava puristuskestävyyden arvo palotilanteessa  $N_{fi,Rd,\delta}$  saadaan seuraavalla kaavalla (6.54). [48, s. 9-16]

$$N_{fi,Rd,\delta} = \phi N_{fi,Rd} \quad (6.54)$$

jossa

$N_{fi,Rd}$  on keskeinen puristuskestävyys palotilanteessa

$$\phi = a_i + b_i(\bar{\lambda}_\theta - 1,35)$$

jossa edelleen

$$i = \begin{cases} 1, & \text{kun } \bar{\lambda}_\theta \leq 1,35 \\ 2, & \text{kun } \bar{\lambda}_\theta > 1,35 \end{cases}$$

Standardin EN 1994-1-2 Ranskan kansallisesta liitteestä ei kuitenkaan käy selvästi ilmi, mistä epäkeskisyys  $\delta$  muodostuu, mutta epäkeskisyyden voidaan kuitenkin olettaa sisältävän vähintään alkuepäkeskisyyden ja pilarin päähän vaikuttavan momentin aiheuttaman epäkeskisyyden.

#### 6.2.4 Kehittyneet laskentamenetelmät

Kehittyneitä laskentamenetelmiä käsitellään standardin EN 1994-1-2 kohdassa 4.4 ja sen alakohdissa. Periaatteessa kehittyneet laskentamenetelmät soveltuvat kuitenkin lähinnä tutkimuskäyttöön tai uusien laskentaohjelmien kehittämiseen monimutkaisuutensa johdosta, eikä eurokoodi varsinaisesti edes esitä yksiselitteisesti miten kehittyneillä laskentamenetelmillä liittopilareita mitoitetaan tulipalossa, vaan antaa vain peruseriaatteet menetelmällä laskemiselle.

Kehittyneitä laskentamenetelmiä voidaan ja tulee käyttää erityisesti silloin, kun tarvitaan tietoja jännitysten ja muodonmuutosten kehittymisestä sekä rakenteen lämpötilojen kehittymisestä. Lisäksi kehittyneet laskentamenetelmät eivät ole läheskään niin rajoittuneet kuin edellä esitetyt taulukkomitotukset tai yksinkertaiset laskentamenetelmät. Kehittyneillä laskentamenetelmillä voidaan laskea minkä tahansa mahdollisen lämpötila-aika-mallin mukaisesti mille tahansa poikkileikkaukselle ja kuumeneminen voi tapahtua myös muuten kuin poikkileikkauksen kaikilta puolin samalla tavoin altistettuna.

Kehittyneiden laskentamenetelmien mekaaniseen malliin tulee kuulua geometrinen epätarkkuuksien vaikutuksien, kuumenemisen aiheuttamien vaikutuksien ja rakenteen kuormien vaikutuksien yhdistelmä. Lisäksi kuumenemisestä aiheutuvat muodonmuutokset ja pakkovoimat tulee ottaa huomioon laskennassa. Betonissa ja palosuojauksessa tapahtuvia kosteuden liikkeistä aiheutuvia vaikutuksia eikä kuumenemisen aiheuttamaa virumaa kuitenkaan tarvitse ottaa huomioon kehittyneissä laskentamenetelmissä.

Kehittyneiden laskentamenetelmien mallien selvä heikkous on, että niiden toimivuus tulee todentaa vertaamalla niitä polttokokeisiin, joiden tuloksena on tietoja muodonmuutoksista, lämpötiloista ja palonkestoajoista. Tästä johtuen kehittyneet laskentamenetelmät eivät sovellu käytännössä yksittäiselle insinööritoimistolle suunnittelutyöhön, vaan ennemminkin yhteistyössä tapahtuvaan laskentamenetelmien kehittämiseen tai tutkimiseen. [9, s. 56 - 57; 44, s. 296]

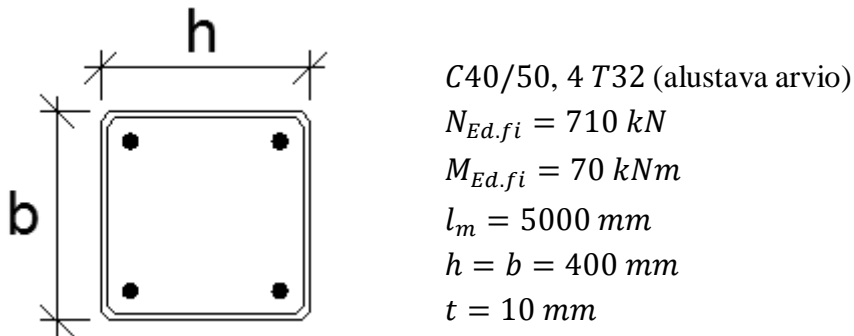
#### 6.2.5 Laskentaesimerkki

Tässä kohdassa lasketaan alla olevan kuvan mukainen (*Kuva 6.14*) pilari, joka on palotilanteen vaatimusten takia kuitenkin jäykistetty sivusiirtymättömäksi, kohtien 6.1 ja 6.2 sekä niiden alakohtien periaatteiden mukaisesti palovaatimusluokkaan R180 käyttäen

palotilanteen kuormia ja materiaaliominaisuuksia. Palotilanteen esimerkin pileri on viisi metriä pitkä 400x400 neliöputkiliittopileri. Palotilanteen mitoittava kuormitusyhdistelmän pilerin kuormitukset ovat  $N_{Ed,fi} = 710 \text{ kN}$  ja  $M_{Ed,fi,p1} = 70 \text{ kNm}$ .

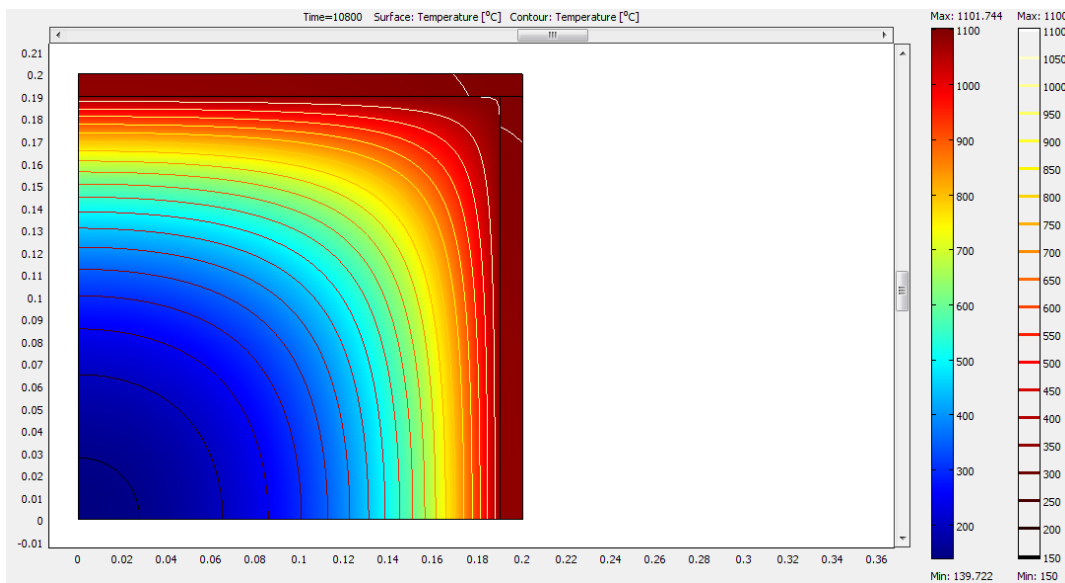
Laskennassa käytettävät osavarmuusluvut palotilanteessa:

- teräspoikkileikkauksen osavarmuusluku  $\gamma_{M1,fi} = 1,0$
- raudoituksen osavarmuusluku  $\gamma_{S,fi} = 1,0$
- betonin osavarmuusluku  $\gamma_{C,fi} = 1,0$



**Kuva 6.14** Pilarin mittatiedot.

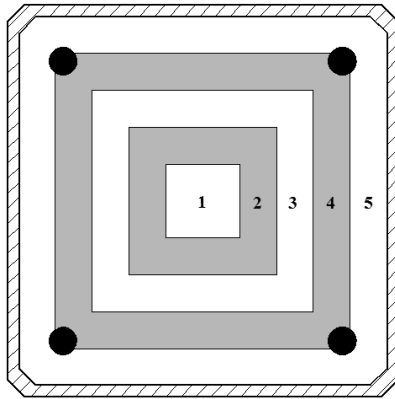
Liittopilaripoikkileikkauksille standardipaloluokassa R180 ei kirjallisuudessa ole kuitenkaan valmiita lämpötilaprofiileja eikä betonillekaan ole annettu ekvivalentteja lämpötiloja valmiiksi. Tästä johtuen ennen varsinaista liittopilarin kestävyysanalyysintä täytyy poikkileikkauksen lämpötilaprofiili laskea FEM-laskennalla kohdan 5.2.4 periaatteiden mukaisesti ja jakaa poikkileikkauksen betonin osuus viiteen osaan.



**Kuva 6.15** 400x400 putkiliittopilarin lämpötilajakauma 180 minuutin standardipalossa.



Lämpötilaprofiilista (Kuva 6.15) voidaan todeta, että teräsprofiilin lämpötila on varsin korkea  $\theta_a = 1090^\circ\text{C}$ , joten rakenneteräksen merkitys pilarin kestävyys on lähes merkityksetön (vrt. Kohdan 2.4.3 betoniterästen lujuuden pienenemistä lämpötilan noustaessa). Betoniteräket sijaitsevat esimerkin pilarissa 50 mm:n päästä palolle alttiista pinnasta, jolloin lämpötilaprofiilista voidaan lukea, että niiden lämpötila on  $\theta_s = 840^\circ\text{C}$ . Betonin lämpötila vaihtelee poikkileikkauksessa puolestaan  $220 \dots 1100^\circ\text{C}$ , joten tarkempaa analysointia varten joudutaan betoniydin jakamaan osiin alla olevan kuvan mukaisesti (Kuva 6.16).



**Kuva 6.16** Betonipoikkileikkauksen jako osiin.

Seuraavaksi määritetään kuvan (Kuva 6.16) mukaisesti jaetun betoniytimen osien pinta-alat  $A_i$ , osien keskimääräiset lämpötilat  $\theta_i$  ja osien jäyhyysmomentit  $I_i$ . Määritetyt arvot on esitetty alla olevassa taulukossa (Taulukko 6.9).

**Taulukko 6.9** Betoniosien pinta-alat, keskimääräiset lämpötilat, pienennyskertoimet, jäyhyysmomentit ja taivutusjäykkyydet.

osa	$A_i$ [cm <sup>2</sup> ]	$\theta_{i,m}$ [°C]	$k_{c,i}(\theta_{i,m})$	$\varepsilon_{cu,\theta}$	$I_{f i.c,i}$ [cm <sup>4</sup> ]	$w_{f i.p.c,i}$ [cm <sup>3</sup> ]
1	57,76	290	0,870	0,0062	278,018	109,744
2	173,28	325	0,850	0,0070	4170,27	768,208
3	288,80	410	0,800	0,0085	18071,2	2085,14
4	404,32	575	0,653	0,0133	48653,2	4060,53
5	519,84	885	0,016	0,0250	102589	6694,38

Lasketaan seuraavaksi yllä olevan taulukon (Taulukko 6.9) arvojen perusteella betonin keskeisimmät materiaaliominaisuudet palomitoitusta varten.

**Taulukko 6.10** Betonin keskeisimmät materiaaliominaisuudet.

osa	$f_{fi,cd,i} = k_{c,i} * f_{ck}$	$E_{fi,sec,i} = k_{c,i} f_{fi,cd,i} / \epsilon_{cu,\theta}$
1	34,8 MPa	5,613 Gpa
2	34,0 MPa	4,857 Gpa
3	32,0 MPa	3,765 Gpa
4	26,1 MPa	1,970 Gpa
5	0,64 MPa	0,026 Gpa

Edellä esitettyjen taulukoiden (*Taulukko 6.9* ja *Taulukko 6.10*) lisäksi poikkileikkauksen plastisen puristuskestävyyden  $N_{fi,plrd}$  ja taivutusjäykkyyden  $(EI)_{fi,eff}$  laskentaa varten tarvitaan rakenneteräksen ja raudoituksen lämpötiloja vastaavat lujuuden ja kimmokertoimen pienennyskertoimet  $k_{f,a}(1090^{\circ}\text{C}) = 0,02$  ja  $k_{f,s}(840^{\circ}\text{C}) = 0,09$  sekä  $k_{E,a}(1090^{\circ}\text{C}) = 0,02475$  ja  $k_{E,s}(840^{\circ}\text{C}) = 0,081$ .

Rakenneteräksen materiaaliominaisuudet palotilanteessa: S355

$$f_{fi,yk} := 355 \text{ MPa} \quad f_{fi,yd} := \frac{k_{a,\theta} \cdot f_{fi,yk}}{\gamma_{fi,M1}} = 7.1 \text{ MPa}$$

$$E_{fi,a} := k_{E,a\theta} \cdot E_a = 5.1975 \text{ GPa}$$

Lasketaan valmiiksi teräs-poikkileikkauksen pinta-ala  $A_{fi,a}$ , jäyhyysmomentti  $I_{fi,a}$  ja taivutusvastus  $w_{fi,p,a}$  tulevaa laskentaa varten.

$$A_{fi,a} := B_a \cdot H_a - (B_a - t_a) \cdot (H_a - t_a) = 79 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi,a} := \frac{(B_a \cdot H_a^3)}{12} - \frac{(B_a - 2 \cdot t_a) \cdot (H_a - 2 \cdot t_a)^3}{12} = 3.9572 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$w_{fi,p,a} := \frac{(B_a \cdot H_a^2)}{4} - \frac{(B_a - 2 \cdot t_a) \cdot (H_a - 2 \cdot t_a)^2}{4} = 2.282 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

Raudoituksen materiaaliominaisuudet palotilanteessa: A500HW

$$f_{fi,sk} := 500 \text{ MPa} \quad f_{fi,sd} := \frac{k_{s,\theta} \cdot f_{fi,sk}}{\gamma_{fi,s}} = 45 \text{ MPa}$$

$$E_{fi,s} := k_{E,s\theta} \cdot E_s = 17.01 \text{ GPa}$$

Seuraavaksi lasketaan alustavan arvion mukaisen raudoituksen pinta-ala, taivutusvastus ja jäyhyysmomentti kohdan 6.1.1 mukaisesti.

$$A_{1,fi} := \frac{\pi \cdot \Phi_{fi}^2}{4} = 804.24772 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s,fi} := n_{s,fi} \cdot A_{1,fi} = 3.21699 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{S.fi} := \text{if}(\rho_{fi} \leq 0.06, A_{s.fi}, 0.06 \cdot A_{c.fi}) = 3.21699 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2 \quad \rho_{fi} := \frac{A_{s.fi}}{A_{c.fi}} = 2.22783 \cdot \%$$

$$I_{s.fi} = 7.25882 \times 10^3 \cdot \text{cm}^4 \quad w_{fi.p.s} = 862.15356 \cdot \text{cm}^3$$

Pilarin epäkeskisyydestä aiheutuvan taivutusmomentin  $M_{Ed1}$  laskennassa otetaan huomioon myös mahdollinen asennuspoikkeama  $e_1$  pilarin vinouden  $e_0$  lisäksi.

$$e_{1.fi} := 5\text{mm} \quad e_{0.fi} := \text{if}(\rho_{fi} \leq 0.03, \frac{l_{fi}}{300}, \frac{l_{fi}}{200}) = 16.66667\text{mm}$$

$$M_{Ed1.fi} := N_{Ed.fi} \cdot (e_{1.fi} + e_{0.fi}) = 15.38333\text{kNm} \quad M_{Ed.fi} := M_{Ed.fi.pl} + M_{Ed1.fi} = 85.38333\text{kNm}$$

Tarkastellaan seuraavaksi lommahduksen ehdon toteutuminen (kaava 6.4), koska pilari on eri kuin kohdan 6.17 esimerkissä.

$$\frac{H_a}{t_a} = 40 \leq 52 \cdot \sqrt{\frac{235\text{MPa}}{f_{yk}}} = 42.30806$$

Edellä esitetty ehto toteutuu, joten pilarin lommahdusta ei tarvitse tarkastaa tarkemmin. Lasketaan palotilanteen poikkileikkauksen tehollinen taivutusjäykkyys  $(EI)_{fi,eff}$  käyttämällä taivutusjäykkyyden pienennyskertoimina betonille  $\varphi_c = 1,2$ , rakenneteräkselle  $\varphi_a = 0,25$  ja raudoitteelle  $\varphi_s = 0,8$ .

$$EI_{fi,eff} := \varphi_a \cdot k_{E,a\theta} \cdot I_{fi.a} + \varphi_s \cdot k_{E,s\theta} \cdot I_{s.fi} + \varphi_c \cdot (E_{fi.sec1} \cdot I_{c1} + E_{fi.sec2} \cdot I_{c2} + E_{fi.sec3} \cdot I_{c3} + E_{fi.sec4} \cdot I_{c4} + E_{fi.sec5} \cdot I_{c5}) = 3.76172 \times 10^3 \text{kNm}$$

Tarkastetaan seuraavaksi, täyttääkö palotilanteen pilari suhteellinen hoikkuuden ehdon. Suhteellista hoikkuutta varten täytyy ensiksi laskea plastisen puristuskestävyyden ominaisarvo  $N_{fi,pl,Rd}$  heikentyneillä materiaaliominaisuuksilla ja kriittinen nurjahduskuorma  $N_{fi,cr}$ . Pilarin ajatellaan olevan mastopilari, joka kuitenkin jäykistetään sivusiirtymättömäksi rakenteeksi, jolloin palotilanteen nurjahduspiisuus on 5,0 metriä.

$$N_{fi,pl,Rd} := A_{fi.a} \cdot k_{a,\theta} \cdot f_{ay,\theta} + A_{s.fi} \cdot k_{s,\theta} \cdot f_{sy,\theta} + f_{ck} \cdot (A_{c1} \cdot k_{c1} + A_{c2} \cdot k_{c2} + A_{c3} \cdot k_{c3} + A_{c4} \cdot k_{c4} + A_{c5} \cdot k_{c5}) = 3.00372 \times 10^3 \text{kN}$$

$$N_{fi,cr} := \frac{\pi^2 \cdot EI_{fi,eff}}{l_\theta^2} = 1.48507 \times 10^3 \cdot \text{kN} \quad \lambda_{\theta-} := \sqrt{\frac{N_{fi,pl,Rd}}{N_{fi,cr}}} = 1.42219 \leq 2,0$$

Jotta palomitoitus voitaisiin tehdä standardin EN 1994-1-1 yksinkertaisella laskentamenetelmällä käyttämällä palossa heikentyneitä materiaaliominaisuuksia, täytyy suh-

teellisen hoikkuuden ehdon  $\bar{\lambda}_\theta \leq 2,0$  täyttyä myös palotilanteessa. Tämä ehto rajoittaa täysin hoikat pilarit yksinkertaisen laskennan ulkopuolelle, eikä esimerkiksi normaalilämpötilan laskentaesimerkin pilaria (kohta 6.1.7) olisi voitu mitoittaa 180 minuutin standardipalolle suurentamatta poikkileikkausta merkittävästi.

Tarkastetaan vielä, että esimerkin poikkileikkaus on laskennallisesti ajateltuna liittorakenne laskemalla pilarin teräsosakerroin normaalilämpötilassa ja vertaamalla sitä ehtoon (6.1).

$$\delta_1 := \frac{A_{fi,a} \cdot f_{yd}}{N_{p1,Rd}} = 0.27525$$

Yllä oleva tulos täyttää ehdon (6.1), joten profiili voidaan laskea liittorakenteen laskentamenetelmillä. Seuraavaksi mitoituksessa analysoidaan pilarin toisen kertaluvun vaikutukset. Palotilanteessa ei kuitenkaan tarvitse ottaa huomioon pitkäaikaisvaikutuksia toisin kuin normaalilämpötilamitoituksessa, mutta tarkistetaan vielä kuitenkin onko ehto  $\alpha_{cr,fi} < 10$  voimassa?

$$\alpha_{cr,fi} := \frac{N_{fi,cr}}{N_{Ed,fi}} = 2.09164$$

Suhde  $\alpha_{cr,fi}$  on alle 10, joten toisen kertaluvun vaikutukset on otettava mitoituksessa huomioon. Tässä esimerkissä ne huomioidaan laskemalla ensimmäisen kertaluvun momentille momentin vahvistuskerroin  $k_{fi}$ .

$$\beta_1 := \max(0.66 + 0.44r, 0.44) = 0.66$$

$$k_{fi} := \max\left(1, \frac{\beta_1}{1 - \frac{N_{Ed,fi}}{N_{fi,cr}}}\right) = 1.26459 \quad M_{2Ed,fi} := k_{fi} \cdot M_{Ed,fi} = 107.97512 \text{ kNm}$$

Seuraavaksi lasketaan poikkileikkauksen pelkän puristuksen kestävyys palotilanteessa epätarkkuustekijän  $\alpha$  ollessa 0,49.

$$\Phi_{k,fi} := 0.5 \left[ 1 + \alpha_c \cdot (\lambda_{\theta_-} - 0.2) + \lambda_{\theta_-}^2 \right] = 1.81074 \quad \chi_{fi} := \frac{1}{\Phi_{k,fi} + \sqrt{\Phi_{k,fi}^2 - \lambda_{\theta_-}^2}} = 0.34112$$

$$\frac{N_{Ed,fi}}{\chi_{fi} \cdot N_{fi,pl,Rd}} = 0.69294 < 1$$

Puristuksen ehto toteutuu, joten seuraavaksi voidaan laskea yhdistetty puristus- ja taivutuskestävyys, joka tässä esimerkissä lasketaan yhteisvaikutuskäyrän pisteiden D, B ja C avulla. Lasketaan ensiksi yhteisvaikutuskäyrän piste D (maksimi momentti, puolet normaalivoimasta).

$$M_{\max,Rd,fi} := w_{fi,p,a} \cdot f_{fi,yd} + w_{fi,p,s} \cdot f_{fi,sd} + 0.5(w_{fi,p,c1} \cdot f_{fi,cd1} + w_{fi,p,c2} \cdot f_{fi,cd2} + w_{fi,p,c3} \cdot f_{fi,cd3} + w_{fi,p,c4} \cdot f_{fi,cd4} + w_{fi,p,c5} \cdot f_{fi,cd5}) = 158.46246 \text{ kNm}$$

$$N_{D,Rd,fi} := 0.5 \cdot (A_{c1} \cdot f_{fi,cd1} + A_{c2} \cdot f_{fi,cd2} + A_{c3} \cdot f_{fi,cd3} + A_{c4} \cdot f_{fi,cd4} + A_{c5} \cdot f_{fi,cd5}) = 1.40143 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Yhteisvaikutuskäyrän muiden pisteiden (B ja C) laskennassa tarvittava ja sivulla 87 kuvassa (Kuva 6.3) esitetty alue  $2h_n$  lasketaan suorakaideprofiileille seuraavalla kaavalla, jossa  $f_{cd,ave}$  on betonin jaettujen osien pinta-aloilla painotettu keskimääräinen puristuslujuus.

$$h_{n,fi} := \frac{(A_{c1} \cdot f_{fi,cd1} + A_{c2} \cdot f_{fi,cd2} + A_{c3} \cdot f_{fi,cd3} + A_{c4} \cdot f_{fi,cd4} + A_{c5} \cdot f_{fi,cd5})}{2 \cdot B_a \cdot f_{cd,ave} + 4 \cdot t_a \cdot (2 \cdot f_{fi,yd} - f_{cd,ave})} = 182.95557 \text{ mm}$$

Rakenneteräspoikkileikkauksen ja betonin taivutusvastukset alueella  $2h_n$  yllä olevan tuloksen avulla seuraavasti.

$$w_{p,an,fi} := 2 \cdot t_a \cdot h_{n,fi}^2 = 669.45481 \cdot \text{cm}^3 \quad w_{p,cn,fi} := H_{s,fi} \cdot h_{n,fi}^2 = 4.48535 \times 10^3 \cdot \text{cm}^3$$

Yllä olevilla taivutusvastuksilla voidaan laskea alueen  $2h_n$  taivutuskestävyys.

$$M_{n,Rd,fi} := w_{p,an,fi} \cdot f_{fi,yd} + 0.5 w_{p,cn,fi} \cdot f_{cd,ave} = 48.28432 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd,fi} := M_{\max,Rd,fi} - M_{n,Rd,fi} = 110.17814 \text{ kNm}$$

Pisteessä C puristuskestävyys on kaksinkertainen D pisteen puristuskestävyyteen verrattuna.

$$N_{fi,pm,Rd} := 2 \cdot N_{D,Rd,fi} = 2.803 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Edellä olevien laskujen tiedot voidaan nyt koota alla olevaan yhteisvaikutuskuvaajaan (Kuva 6.17), kun  $\alpha_{cc} = 1.0$ . Lasketaan lopuksi yhteisvaikutuskuvaajan (Kuva 6.17) piste  $(N_p, M_p)$ , joka vastaa mitoittavaa kuormitusyhdistelmää  $N_{Ed,fi}$  ja  $k_{fi} M_{Ed,fi}$ .

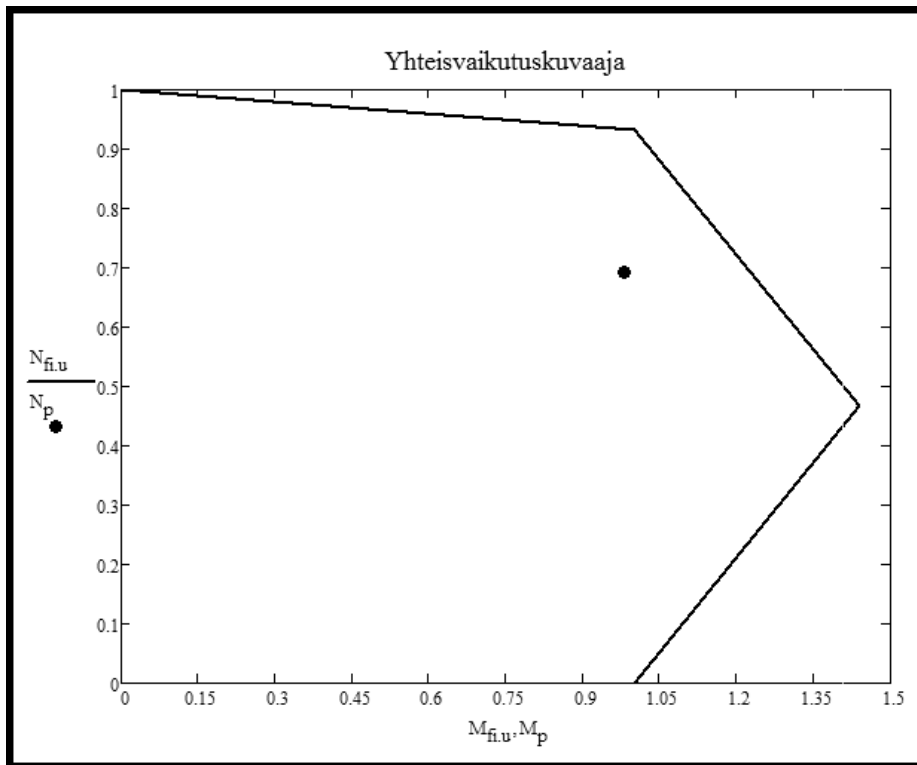
$$\alpha_{fi,cc} := 1.0$$

$$\alpha_{fi,M} := 1.0$$

$$\chi_{fi,c} := \frac{\alpha_{fi,cc} \cdot (A_{c1} \cdot f_{fi,cd1} + A_{c2} \cdot f_{fi,cd2} + A_{c3} \cdot f_{fi,cd3} + A_{c4} \cdot f_{fi,cd4} + A_{c5} \cdot f_{fi,cd5})}{N_{fi,pl,Rd}} = 0.933$$

$$\chi_{fi,d} := \frac{N_{Ed,fi}}{N_{fi,pl,Rd}} = 0.236 \quad \mu_{fi,d} := \min \left( 1, \frac{\chi_{fi,d} - 1}{\chi_{fi,c} - 1} \right) = 1$$

$$N_p := \frac{N_{Ed,fi}}{\chi_{fi} \cdot N_{fi,pl,Rd}} = 0.693 \quad M_p := \max \left( \frac{M_{Ed,fi}}{\alpha_{fi,M} \cdot \mu_{fi,d} \cdot M_{pl,Rd,fi}}, \frac{k_{fi} \cdot M_{Ed,fi}}{\alpha_{fi,M} \cdot \mu_{fi,d} \cdot M_{pl,Rd,fi}} \right) = 0.98$$



**Kuva 6.17** Esimerkki pilarin palotilanteen yhteisvaikutuskuvaaja.

Yhteisvaikutuskuvaajasta (Kuva 6.17) voidaan todeta, että mitoituspiste sijaitsee mitoitusviivan sisäpuolella, joten liittopilari tulee kestävänsä alussa annetut kuormat. Palomitoituksessa on vielä varmistettava, että putkiliittopilarin sisällä oleva betonin kosteus pääsee siirtymään vapaasti kuumista osista kohti poikkileikkauksen viileämpiä osia sekä lopulta purkautumaan höyrypoistorei'istä ulos. Tämä voidaan varmistaa seuraavin järjestelyin:

- pilarin leikkausliittimet asennetaan vain kuormien tuontikohtiin, jotta putken sisäpinnan ja betonin väliin voi muodostua rako, kun putki laajenee lämpötilan nousun johdosta.
- putkiprofiilissa tulee olla kerroksen ala- ja yläpäässä vähintään halkaisijaltaan 20 mm höyrypoistoreiät, mutta kuitenkin vähintään 5 metrin välein. Betonin tunkeutuminen reikiin valun aikana tulee estää.

Teräspoikkileikkauksen ja betonin väliset leikkausliittimet kannattaa sijoittaa jos vain mahdollista siten, että ne jäävät kokonaan laattabetonin sisään. Tällöin liittimien kuumeneminen on vähäistä eikä pilaria leikkausliittimien kohdalla tarvitse tällöin palosuojata. [44, s. 324]

## 7 PÄÄTELMÄT

Eurokoodien käyttöönotossa betonirakenteiden ja liittorakenteiden suunnitteluohjeet ovat monessa mielessä varsin erilaiset. Suurin ero on siinä, että rakennusmääräyskoelmaan ei ole sisällytetty liittorakenteita käsittelevää osaa ollenkaan toisin kuin betonirakenteilla. Tosin eurokoodi on tuonut suunnittelijalle paljon lisää mitoitusvälineitä ja eri menetelmiä sekä betoni- että liittorakenteisiin. Toisaalta mitoitusstandardit sisältävät nykyään ehkä turhankin paljon eri pykäläkokoelmia, jotka osaltaan vaikeuttavat mitoitamista, suunnittelua ja jopa kokonaisuuden ymmärtämistä. Eurokoodille tyypillisestä sekavuudesta huolimatta niihin on onnistuttu kuitenkin kokoamaan varsin kattava paketti tietoa jokseenkin loogiseksi kokonaisuudeksi.

Suurin ongelma eurokoodeissa on, mikä tulee ilmi myös tässä työssä, että jokaiseen laskentamenetelmään tai yksittäiseen kaavaan sisältyy suuri määrä rajoituksia ja erilaisia tarkistuksia. Laskentamenetelmän soveltuvuudesta kyseiselle rakenteelle ei lopulta voi olla täysin varma ennen kuin on käynyt kaikki siihen menetelmään liittyvät huomautukset läpi. Lisäksi eurokoodeihin, tosin enemmän liittorakenteisiin mutta myös betonirakenteisiin, on pyritty tuomaan varsin innokkaasti alan viimeisin tutkimustieto, mutta toisaalta unohdettu täysin rakennesuunnittelunormien perimmäinen tehtävä eli kokeuksella saadun suunnittelutiedon siirtäminen ja säilyttäminen. Eurokoodin laskentamenetelmien suuret määrät eri rajoituksia ja tarkistuksia johtuvatkin mielestäni suureksi osaksi siitä, että kyseiset laskentamenetelmät eivät sisällä paljoakaan käytännön suunnittelukohteista saatua tietoa tai edes tarpeeksi laajaa tieteellisesti osoitettua soveltuvuutta. Tässä kohtaa haluan lisäksi kritisoida eurokoodi-standardikokoelmaa siitä, kuinka yksittäiseltä suunnittelijalta voidaan edellyttää laskentamenetelmien soveltuvuuden varmistamista, vaikka eurokoodistandardin tekijätkään eivät ole kyenneet osoittamaan kyseisen laskentamenetelmän soveltuvuutta tavallisesti esiintyville tapauksille. Tämä on mielestäni ehkä liiankin tiukka vaatimus yksittäiselle suunnittelijalle.

### 7.1 Havainnot ja tulokset

Diplomityön tuloksena saatiin laadituksi melko kattava ja yleisluonteinen kirjallisuustutkimus teräsbetonipilareiden ja liittopilareiden palomitoituksesta 180 minuutin paloon asti. Työssä saatiin myös selville, että Suomen rakentamismääräyskokoelman osan E1 paloturvallisuusvaatimukset voidaan täyttää perinteisen palomitoituksen lisäksi palosuojamalla rakenteet tai vaihtoehtoisesti osoittamalla rakennuksen ja pilareiden kelppoisuus tulipalossa toiminnallisella palomitoituksella.

Tavanomaisen mastopilarin mitoitus 180 minuutin tulipalolle eurokoodeilla onnistuu nykyisin käytännössä vain teräsbetonisena rakenteena, mikä johtuu eurokoodin liit-

tonormin tiukoista hoikkuus- ja jäykistysvaatimuksista. Tosin eurokoodien käyttöönottoa pilareiden palomitoitusnormina hidastanee myös laskentamenetelmissä tarvittavien lämpötilaprofiilien vähäinen tarjonta edes tavanomaisille pilaripoikkileikkauksille. Tästäkin työssä jouduttiin lämpötilaprofiilit liittopilarille ja teräsbetonipilarille laskemaan luvun 5.2.4 ja liitteen 1 tapaan FEM-laskentaohjelmalla. Tämän lisäksi Suomessa yleisesti käytettävä liittopilarityyppi, jossa teräsosa jää alttiiksi tulipalolle, ei ole pitkään kestävässä tulipalossa edes käytännöllinen, mikä johtuu kuumentuneen teräksen nopeasta lujuskadosta. Toisaalta, jos teräsosa asennetaan teräsbetonipilarin sisään, se näyttää ulkoapäin aivan perinteiseltä teräsbetonipilarilta. Tällöin teräksen arkkitehtoninen ilme jää saavuttamatta ja samalla hävitetään myös yksi putkiteräsprofiilisen liittopilarin hyvistä puolista, joka on erillisen betonimuotin tarpeettomuus. Toisin kuin liittopilareiden, teräsbetonipilareiden palomitoitus eurokoodeilla on lopulta varsin suoraviivaista eikä mitoitustmenetelmiä ole rajoitettu läheskään niin paljoa kun lämpötilaprofiilit on saatu selville. Käytännössä teräsbetonipilarit saadaan kestävämmän pitkiäkin tulipaloja yksinkertaisesti lisäämällä vain betoniterästen betonipeitettä eli kasvattamalla poikkileikkauksen kokoa.

Toinen varteenotettava keino lisätä pilarin kantokykyä pitkissäkin tulipaloissa on lisätä rakenteen pintaan joko paloeristys tai vaihtoehtoisesti sijoittaa pilari osittain tai kokonaan palotilan ulkopuolelle. Pelkästään suojaamalla pilari 60 mm paksuisella betonipeitteellä voidaan saavuttaa kantavuus neljän tunnin standarditulipalossa, ja sijoittamalla pilari kokonaan palotilan ulkopuolelle voidaan pilarin palomitoitus periaatteessa unohtaa kokonaan.

Vaihtoehtoisesti palotilan rakenteet voidaan mitoittaa toiminnallisella palomitoituksella, joka poikkeaa perinteisestä nimellisiin lämpötila-aikakäyriin perustuvista eurokoodin mitoitustmenetelmistä huomattavasti. Toisin kuin nimelliset lämpötila-aikakäyrät, toiminnallinen palomitoitus vastaa parhaimmillaan täysin todellista tulipaloa ottaessaan huomioon paljon tulipaloon vaikuttavia seikkoja, kuten muun muassa palotilan geometrian, palokuorman tyypin, määrän ja sijainnin sekä hapen määrän.

## 7.2 Tavoitteiden saavuttaminen

Tämän työn tarkoituksena oli esittää teräsbetonipilarin ja liittopilarin palomitoitus 180 minuutin tulipalolle eurokoodin mukaan ja antaa havainnollistavia esimerkkejä, jotka helpottaisivat eurokoodin käyttöönottoa rakennesuunnittelussa eri osapuolten keskuudessa. Mielestäni tässä onnistuttiin ja uskon tämän työn helpottavan eurokoodin käyttöönottoa pilareiden palomitoituksessa niin 180 minuutin palolle kuin muihinkin paloluokkiin ja lisäävän osaltaan myös palomitoitusosaamista. Työ mahdollistaa eurokoodin käyttöönoton myös niiden suunnittelijoiden keskuudessa, joille pilareiden palomitoitus ei ole ennestään tuttua. Tosin tietty lähtötuntemus rakenteiden mekaniikan ja rakennesuunnittelun tuntemisessa on tietysti välttämätöntä.

Työhön on pyritty kokoamaan runsaasti selventävää tekstiä luotettavista lähteistä sekä tuomaan julki kriittisiä kannanottoja ja vertailuja. Kuitenkin on huomioitava, että



ilman aikaisempaa kokemusta eurokoodisuunnittelunormista pilareiden palomitoitus on varsin vaativa tehtävä perustapauksissakin, minkä vuoksi uusien laskentamenetelmien omaksuminen ei suju hetkessä. Olen kuitenkin sitä mieltä, että tavoite työn yksinkertaisuudesta ja selkeydestä toteutui, vaikka lukijasta teksti saattaa varsinkin teoriaosuuksia lukiessa tuntua paikoin vaikeaselkoiselta tai vaikeahkolta. Päätös teorioiden esittelystä eurokoodinormin ja esimerkkien lisänä oli tietoinen, sillä pelkkä eurokoodinormin määräysten luettelu ei olisi ollut tavoitteen mukaista. Teoriaosuus antaa pohjan esimerkeille ja itse normin laskentamenetelmien esittelylle.

Olen tyytyväinen kohdissa 5.2.5 ja 6.2.5 esitettyjen laskentaesimerkkien laatuun ja uskon niiden puolestaan auttavan laskentamenetelmien omaksumisessa eurokoodinormilla siinä määrin kuin alun tavoiteasettelussa edellytettiin. Sitä, mitä alussa asetettuun toissijaiseen tavoitteeseen yleisen suunnitteluosaamisen kehittämisessä tulee, onkin vaikeampi arvioida, mutta uskon kuitenkin, että tämä työ toimii vähintään hyvänä apuna mitoitettaessa pilareita tulipalolle ja myös ajatusten herättäjänä tulevaisuudessa.

### 7.3 Jatkotutkimus- ja kehitystoimenpiteet

Jatkotutkimus- ja kehitystoimenpiteet ovat välttämättömiä eurokoodin käytön helpottamiseksi niin Suomessa kuin muualla Euroopassa, jotta saavutettaisiin tarpeeksi selkeät ohjeet ja oppikirjamateriaalit eurokoodin soveltamisesta. Toivon, että viimeistään nyt kaikki suunnittelutoimistot ottaisivat haasteen vastaan ja järjestäisivät suunnittelijoilleen tarpeeksi koulutusta eurokoodeista yleensäkin, mutta myös palomitoituksesta.

Vaikka tilanne onkin nyt paljon parempi kuin viisi vuotta sitten, jolloin eurokoodin ensimmäinen paketti otettiin käyttöön, ei vielääkään ole saatavilla tarpeeksi aukottomia tai selkeitä suunnitteluohjeita pilareiden palomitoitukseen. Betonirakenteista löytyy tosin melko hyvin jo eri suunnitteluohjeita, mutta mielestäni ehkä tulevaisuudessa voitaisiin nykyisten ohjeiden ynnä muiden julkaisujen lisäksi antaa suunnittelijoille enemmän valmiita lämpötilaprofiileita niin erikokoisille pilareille kuin myös eri palonkestoaajoille. Tämä helpottaisi teräsbetonipilareiden palomitoitusta.

Liittorakenteiden tilanne parani huomattavasti, kun Betoniyhdistys ja Teräsrakenneyhdistys yhdessä julkaisivat liittorakenteita koskevan oppikirjan BY58:n [47]. Tämä kirja sisältää paljon tietoa myös liittopilareiden laskennasta niin käyttölämpötilassa kuin tulipalossakin, mutta ei kuitenkaan sovellu pilareille, joilta vaaditaan yli 120 minuutin palonkestoaikaa. Vaikka kolmen tunnin tulipalonkestovaatimus on melko harvinainen tavanomaisille rakenteille, toivoisin kuitenkin, että tulevaisuudessa joko Suomen sisäisen tai EU-maiden yhteisen yhteistyön kautta saavutettaisiin laskentaohjeet, jotka soveltuisivat myös suuriin tulipalonkestovaatimuksiin.

## LÄHTEET

- [1] Ympäristöministeriö, Tietoa eurokoodeista. [WWW]. [viitattu 5.3.2013]. Saatavissa: [http://www.ymp.fi/fi-FI/Maankaytto\\_ja\\_rakentaminen/Lainsaadanto\\_ja\\_ohjeet/Rakentamismaarayskoelma/Tietoa\\_eurokoodeista](http://www.ymp.fi/fi-FI/Maankaytto_ja_rakentaminen/Lainsaadanto_ja_ohjeet/Rakentamismaarayskoelma/Tietoa_eurokoodeista).
- [2] SFS-EN 1990. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki 2009, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 184 s.
- [3] Betoniteollisuus. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 1: Eurokoodimitoituksen perusteet [Verkkodokumentti]. Rakennusteollisuus RTT ry, betoniteollisuus-jaosto. 03.03.2009. [Viitattu 02.01.2013]. Saatavissa: [http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet\\_1\\_Eurokoodimitoituksen\\_perusteet.pdf](http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet_1_Eurokoodimitoituksen_perusteet.pdf)
- [4] B4. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Betonirakenteet. ohjeet 2005. Helsinki 2004, Ympäristöministeriö, Asunto- ja rakennusosasto. 83 s.
- [5] NA SFS-EN 1990. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1990 Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki 2007, Ympäristöministeriö. 8 s.
- [6] SFS-EN 1991-1-7 Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat. Helsinki 2009, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 113 s.
- [7] SFS-EN 1992-1-2 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus. Helsinki 2007, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 92 s.
- [8] NA SFS-EN 1992-1-2. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-2: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus. Helsinki 2007, Ympäristöministeriö. 6 s.
- [9] NA SFS-EN 1994-1-2. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1994-1-2: Eurokoodi 4: Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus. Helsinki 2007, Ympäristöministeriö. 5 s.
- [10] SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki 2007, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 217 s.
- [11] Saarinen, E., Soini, R., Tiira, S. ja Ulvinen, S. 1985. by202 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 1. 2. painos. Jyväskylä, Suomen Betoniyhdistys r.y. 242 s.
- [12] SFS-EN 1994-1-1 Eurokoodi 4: Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki 2007, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 101 s.
- [13] NA SFS-EN 1992-1-1. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki 2007, Ympäristöministeriö. 15 s.

- [14] SFS-EN 10025-2. Kuumavalssatut rakenneteräkset. Osa 2: Seostamattomat rakenneteräkset. Tekniset toimitusehdot. Helsinki 2004, Suomen Standardoimisliitto SFS. 65 s.
- [15] SFS-EN 1993-1-1 Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki 2006, Suomen Standardoimisliitto SFS. 99 s.
- [16] Inha, T. Taivutettujen betonirakenteiden paloteknisestä mitoituksesta. Lisensiaatintyö. Tampere 1986. Tampereen teknillinen korkeakoulu. Rakennustekniikan osasto. 159 s.
- [17] SFS-EN 1994-1-2 Eurokoodi 4: Betoni-teräs –liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus. Helsinki 2007, Suomen Standardoimisliitto SFS. 99 s.
- [18] SFS-EN 1993-1-2 Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Rakenteen palomitoitus. Helsinki 2006, Suomen Standardoimisliitto SFS. 75 s.
- [19] E1. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakennusten paloturvallisuus. Määräykset ja ohjeet 2011. Helsinki 2011, Ympäristöministeriö, Rakennetun ympäristön osasto. 43 s.
- [20] E2. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Tuotanto- ja varistorakennusten paloturvallisuus. Ohjeet 2005. Helsinki 2005, Ympäristöministeriö, Asunto- ja rakennusosasto. 9 s.
- [21] SFS EN 1991-1-2 Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-2: Yleiset kuormat. Palolle altistettujen rakenteiden rasitukset. Helsinki 2003, Suomen Standardoimisliitto SFS. 102 s.
- [22] Kaitila, O., Rakenteiden toiminnallinen palomitoitus. Ruukki. [Verkkodokumentti]. [Viitattu 16.4.2013]. Saatavissa: <http://www.ruukki.fi/~media/D2AD18E484044C489B2635801986BDAC.ashx>.
- [23] Khoiry, G.A., Anderberg, Y., Both, K., Fellingner, J., Hoj, N.P. & Majorana, C. Fire design of concrete structures – materials, structures and modeling. Lausanne 2007, FIB. 97 p.
- [24] Pynnönen, J., Toivonen, J. Betonitäytteen teräspuutkipilareiden palotekniset mitoitusmenetelmät. Tampere 1988. Tampereen teknillinen korkeakoulu, rakennustekniikan osasto, talonrakennustekniikka. 121 s.
- [25] Inha, T., Iso-Mustajärvi, P. Teräsrakenteiden palosuojaus. Tampere 1997, Tampereen teknillinen korkeakoulu, rakennustekniikan osasto, talonrakennustekniikan laboratorio. 71 s.
- [26] Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus eurocode 3 –oppikirja. Helsinki 2010, Teräsrakenneyhdistys ry. 183 s.
- [27] Ongelin, P., Valkonen, I. Rakennepuutket, EN1993 -käsikirja. Hämeenlinna 2012. Rautaruukki Oyj. 688 s.
- [28] Promat UK Limited, Promat VISUCLAD. [Verkkodokumentti]. [viitattu 15.1.2013]. Saatavissa: <http://www.promat.co.uk/products/fire-protection/vicuclad.aspx>

- [29] Promat Nordic, Teräsrakenteiden palosuojaus. [Verkkodokumentti]. [viitattu 5.2.2013]. Saatavissa: [http://www.promat.nu/images/productimages/media/FI\\_Fire\\_protection\\_of\\_steel\\_structures\\_%202005.pdf](http://www.promat.nu/images/productimages/media/FI_Fire_protection_of_steel_structures_%202005.pdf)
- [30] Saint-Gobain Rakennustuotteet Oy, Glasroc F Firecase Kantavien teräsrakenteiden palosuojaus. [Verkkodokumentti]. [viitattu 5.2.2013]. Saatavissa: [http://www.promat.nu/images/productimages/media/FI\\_Fire\\_protection\\_of\\_steel\\_structures\\_%202005.pdf](http://www.promat.nu/images/productimages/media/FI_Fire_protection_of_steel_structures_%202005.pdf)
- [31] Reed Construction Data, Grace Construction Products. [verkkodokumentti]. [viitattu 5.2.2013]. Saatavissa: [http://www.reedconstructiondata.com/documents/FS/specdata/078116\\_1000044\\_7\\_01\\_SD\\_22876.pdf](http://www.reedconstructiondata.com/documents/FS/specdata/078116_1000044_7_01_SD_22876.pdf)
- [32] Inha, T., Mattila, J. Teräsrakenteiden palosuojauksen suunnittelu. Tampere 1991, Tampereen teknillinen korkeakoulu, rakennustekniikan osasto, talonrakennustekniikka. 105 s.
- [33] SFS EN 1995-1-2 Eurokoodi 5: Puurakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleistä. Puurakenteiden palomitoitus. Helsinki 2007, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 129 s.
- [34] Inha, T., Kallioniemi, P. Teräsrakenteiden palosuunnittelu: [luentomoniste]. Tampere 2008, Tampereen teknillinen yliopisto, Rakennetekniikka. 142 s.
- [35] Leskelä, M. by210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008. 2. painos. Helsinki 2008, Suomen Betoniyhdistys r.y. 711 s.
- [36] by203 Betonirakenteiden perusteiden oppikirja. Helsinki 1995, Suomen Betoniyhdistys r.y. 273 s.
- [37] Leskelä, M. Puristettujen rakenteiden tarkastelu standardissa SFS-EN 1992-1-1 (kohta 5.8). [Verkkodokumentti]. s. 35. [Viitattu 8.2.2013]. saatavissa: <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/pilarit>
- [38] by201 Betonitekniikan oppikirja 2004. 5. painos. Jyväskylä 2007, Suomen Betoniyhdistys r.y. 570 s.
- [39] Betoniteollisuus. Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan, osa 5. Pilarit. [Verkkodokumentti]. s. 17. [Viitattu 8.5.2013]. saatavissa: [http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet\\_5\\_Pilarit.pdf](http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet_5_Pilarit.pdf)
- [40] Lindberg, R. & Kerokoski, O. Teräsbetonirakenteet, Luentomoniste syksy 2009. 292 s.
- [41] by61 Betonirakenteiden suunnitteluohje, eurokoodit EN 1992-1-1 ja EN 1992-1-2. Helsinki 2011, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL. 152 s.
- [42] Yam, L. C. P. Design of Composite Steel-Concrete Structures. London 1981, Surrey University Press. 168 p.
- [43] by36 Liittorakenteiden sovellusohjeet 1991. Jyväskylä 1991, Suomen Betoniyhdistys r.y., Teräsrakenneyhdistys r.y. 274 s.

- [44] by 58 Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus, Eurocode 4 -oppikirja. Helsinki 2012, Suomen Betoniyhdistys ry, Teräsrakenneyhdistys ry. 337 s.
- [45] Peltomaa, M. Betoni-teräs –liittorakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Tampere 2008. Tampereen teknillinen yliopisto. Rakennustekniikan koulutusohjelma. 177 s.
- [46] Betonitäyteen teräsluottopilarin suunnitteluohje. Helsinki 2004, Teräsrakenneyhdistys ry. 114 s.
- [47] Wang, Y.C. Composite Columns. In: Nethercot, D.A. (ed). Composite Construction. London 2003, Taylor & Francis. pp. 48-79.
- [48] NA NF-EN 1994-1-2. Annexe nationale à la NF-EN 1994-1-2:2006 Eurocode 4: Calcul des structures mixtes acier-béton. Partie 1-2: Règles générales. Calcul du comportement au feu. La Plaine Saint-Denis 2007, AFNOR. 16 p.

## LIITTEET

1. COMSOL Multiphysics -ohjelman tiivistetty laskentaraaportti.
2. Lämpötilaprofiilien vertailu standardin EN 1992-1-2 ja COMSOL Multiphysics -ohjelman välillä.
3. Tulipalotilanteen yhteisvaikutusdiagrammin pisteiden laskenta esimerkin teräsbeetonipilarille.
4. Ranskalaisen menetelmän taulukot 7-11.

## 1. Model Properties

Property	Value
Model name	betonipoikkileikkauksen lampotilaprofiili
Author	Jouni Juvonen
Company	
Department	
Reference	
URL	
Saved date	Feb 27, 2013 10:20:38 PM
Creation date	Feb 27, 2013 6:58:59 PM
COMSOL version	COMSOL 3.5.0.494

Application modes and modules used in this model:

- Geom1 (2D)
  - General Heat Transfer (Heat Transfer Module)

### 3.1. Mesh

#### 3.1.1. Mesh Statistics

Number of degrees of freedom	3249
Number of mesh points	841
Number of elements	784
Triangular	0
Quadrilateral	784
Number of boundary elements	112
Number of vertex elements	4
Minimum element quality	1
Element area ratio	1

$$T_{palo}(t) = 293 + 345 * \log_{10}[(8 * t/60) + 1] \quad [\text{K}]$$

$$k_{bet}(T) = 1,36 - 0,136 * [(T - 273)/100] + 0,0057 * [(T - 273)/100]^2$$

$$C_p(T) = 900 \quad \text{kun } 20^\circ\text{C} \leq T \leq 400^\circ\text{C}$$

$$C_p(T) = 1100 \quad \text{kun } 400^\circ\text{C} < T \leq 1200^\circ\text{C}$$

**3.2.1. Scalar Variables**

Name	Variable	Value	Unit	Description
sigma	sigma_htgh	5.67e-8	W/(m <sup>2</sup> *K <sup>4</sup> )	Stefan-Boltzmann constant
Rg	Rg_htgh	8.31451	J/(mol*K)	Universal gas constant

**3.2.2. Application Mode Properties**

Property	Value
Default element type	Lagrange - T <sub>2</sub> J <sub>1</sub>
Analysis type	Transient
Out-of-plane heat transfer	Disabled
Surface-to-surface radiation method	Hemicube
Radiation integration order	4
Radiation resolution	256
Cache view factors	Auto
Turbulence model	None
Predefined multiphysics application	Off
Frame	Frame (ref)
Weak constraints	Off
Constraint type	Ideal

**3.2.3. Variables**

Dependent variables: T, J

Shape functions: shlag(1,'J'), shlag(2,'T')

Interior boundaries not active

**3.2.4. Boundary Settings**

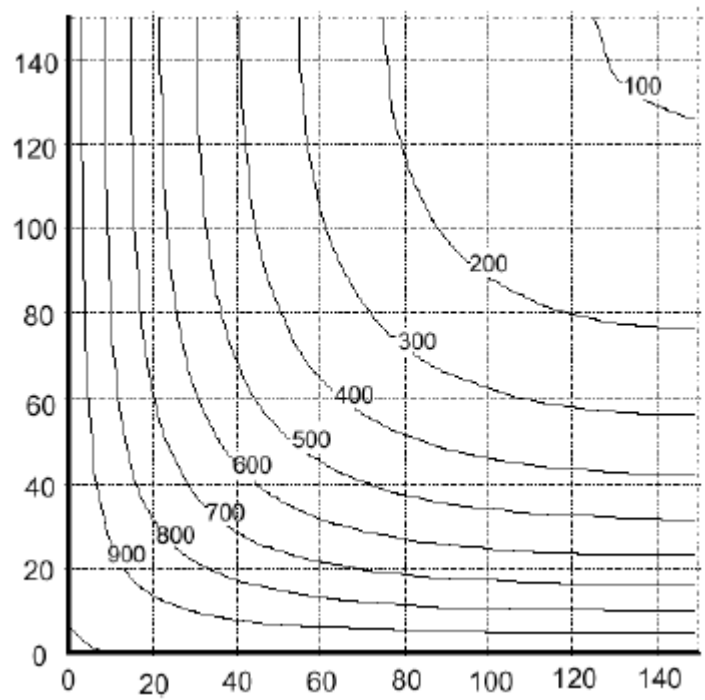
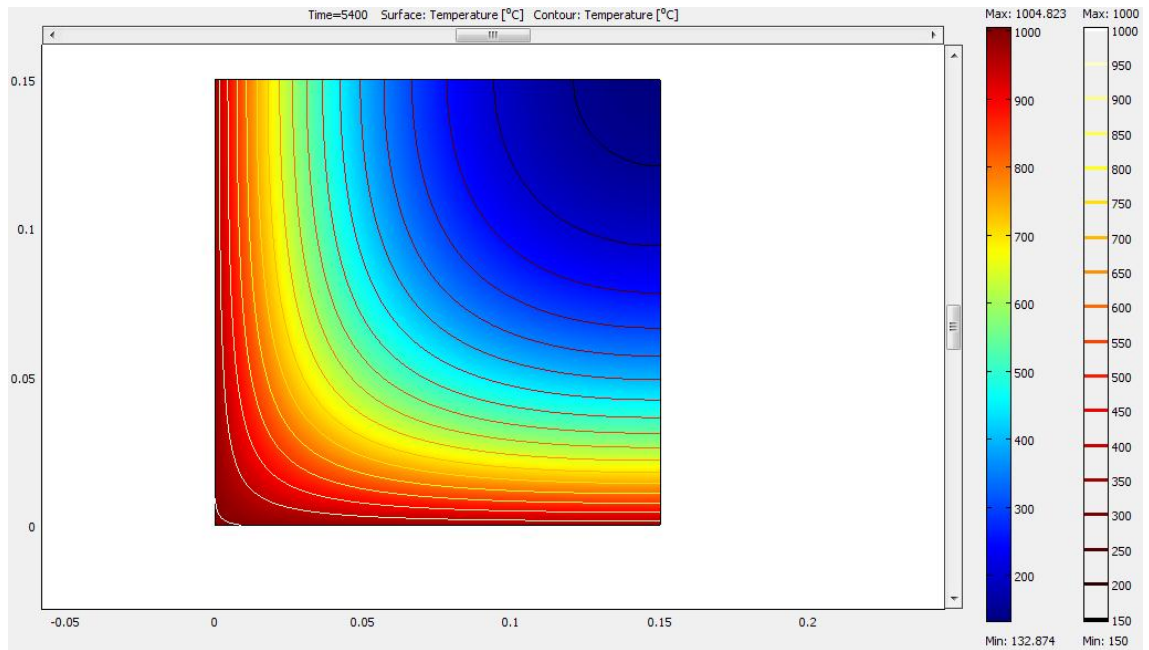
Boundary		1-2	3-4
Type		Heat flux	Insulation/Symmetry
Shape functions (shape)		<b>shlag(1,'J') shlag(2,'T')</b>	<b>shlag(1,'J') shlag(2,'T')</b>
Heat transfer coefficient (h)	W/(m <sup>2</sup> ·K)	<b>25</b>	0
External temperature (Tinf)	K	<b>Tpalo(t)</b>	273.15
Surface emissivity (epsilon)	1	<b>0.7</b>	0
Ambient temperature (Tamb)	K	<b>Tpalo(t)</b>	0
Radiation type: (radType)		<b>Surface-to-ambient</b>	None

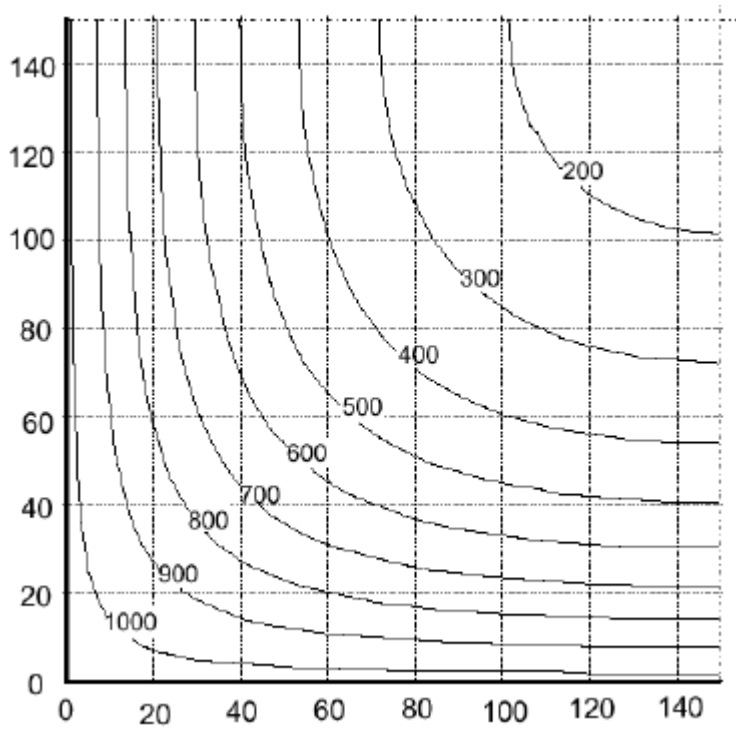
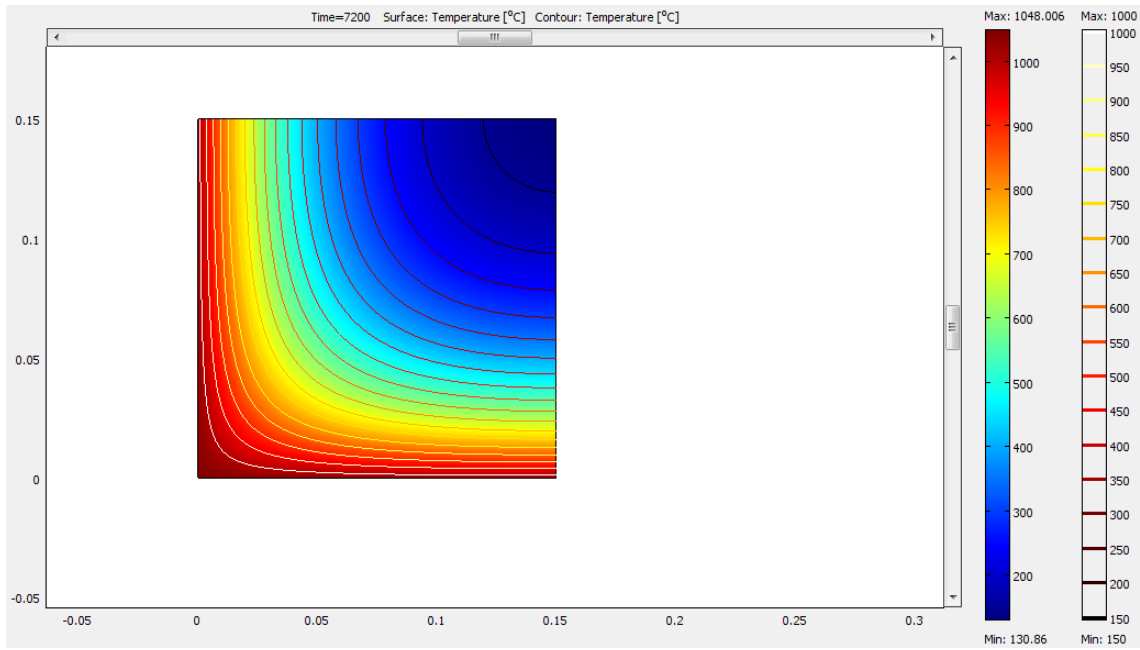
**3.2.5. Subdomain Settings**

Subdomain		1
Shape functions (shape)		<b>shlag(1,'J') shlag(2,'T')</b>
Thermal conductivity (k)	W/(m·K)	<b>{kbet(T),0;0,kbet(T)}</b>
Density (rho)	kg/m <sup>3</sup>	<b>2300</b>
Heat capacity at constant pressure (C)	J/(kg·K)	<b>Cp(T)</b>
Streamline diffusion type (sdtype)		<b>Galerkin least-squares (GLS)</b>

Subdomain initial value	1
Temperature (T)	K 273.15







**Yhteisvaikutusdiagrammi teräsbetonipilarille**

tulipalotilanne

Kertoimet kapasiteetin analysointiin:

$$\lambda_{fi1} := 0.8 \quad E_{sfi} := k_s \cdot 200\text{GPa} = 124\text{GPa} \quad \eta := 1.0$$

$$\gamma_{cfi} := 1.0 \quad \gamma_{sfi} := 1.0 \quad \alpha_{ccfi} := 0.85$$

$$f_{ck} := 40\text{MPa}$$

$$f_{cdfi} := \frac{f_{ck}}{\gamma_{cfi}} = 40 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{skfi} := k_s \cdot 500\text{MPa} = 310\text{MPa} \quad \text{tulipalossa kuumentuneen betoniteräksen lujuus}$$

$$f_{sdfi} := \frac{f_{skfi}}{\gamma_{sfi}} = 310 \cdot \text{MPa}$$

$$b_{fi} := 400\text{mm} \quad \text{korjattu poikkileikkaus}$$

$$h_{fi} := 400\text{mm}$$

$$c_{nom} := 0\text{mm} \quad \text{palotilanteen kuvitteellisen poikkileikkauksen betonipeite}$$

$$d_{pt} := 25\text{mm} \quad \text{pääterästen koko}$$

$$d := 400\text{mm}$$

$$n_{pt} := 12 \quad \text{Tankojen kokonaismäärä}$$

$$A_{s,tot} := n_{pt} \cdot \frac{d_{pt}^2}{4} \cdot \pi = 5.89 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

**Y-suunta**

$$A_{s,y} := \frac{n_{pt} \cdot d_{pt}^2 \cdot \frac{\pi}{4}}{2} = 2.945 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Vetoterästen ala

$$A_{sc,y} := A_{s,y} = 2.945 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Puristusterästen ala

$$d_c := c_{nom} + \frac{d_{pt}}{2} = 12.5\text{mm}$$

$$\epsilon_{cu} := 0.35\% = 3.5 \times 10^{-3}$$

$$\beta_b := 0.8 \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_{skfi}}{E_{sfi}}} = 0.467$$

$$N_{Edfi} := 710 \text{ kN} \quad M_{Ed,yfi} := 317 \text{ kNm}$$

$$e_d := \frac{M_{Ed,yfi}}{N_{Edfi}} = 446.479 \text{ mm}$$

#### Tasapainomurtuminen (piste B)

$$x_{bal} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{f_{sdfi}}{E_{sfi}} + \varepsilon_{cu}} \cdot d = 233.333 \text{ mm}$$

$$y_{bal} := \lambda_{fi1} \cdot x_{bal} = 186.667 \text{ mm}$$

$$N_{c,bal} := b_{fi} \cdot y_{bal} \cdot f_{cdfi} = 2.987 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$N_{sc,bal} := A_{sc,y} \cdot f_{sdfi} = 913.025 \text{ kN}$$

$$N_{s,bal} := A_{s,y} \cdot f_{sdfi} = 913.025 \text{ kN}$$

$$z_s := \frac{h_{fi}}{2} - d_c = 187.5 \text{ mm}$$

$$N_{Rd,bal} := b_{fi} \cdot y_{bal} \cdot f_{cdfi} + A_{sc,y} \cdot f_{sdfi} - A_{s,y} \cdot f_{sdfi} = 2987 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,bal} := N_{c,bal} \cdot 0.5 \cdot (h_{fi} - y_{bal}) + N_{sc,bal} \cdot z_s + N_{s,bal} \cdot z_s = 660.962 \text{ kNm}$$

#### Puhdas puristus (piste A)

$$A_c := h_{fi} \cdot b_{fi} - A_{s,tot} = 1.541 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$N_{Rd,comp} := f_{cd,fi} \cdot A_c + A_{s,tot} \cdot f_{sdfi} = 7.99 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,comp} := 0$$

Piste D

$$N_{Rd,D} := \lambda_{fi1} \cdot b_{fi} \cdot h_{fi} \cdot f_{cdfi} + A_{sc,y} \cdot f_{sdfi} = 6.033 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,D} := \left[ \frac{1}{8} - \frac{(\lambda_{fi1} - 0.5)^2}{2} \right] \cdot b_{fi} h_{fi}^2 \cdot f_{cdfi} + \left( \frac{h_{fi}}{2} - d_c \right) \cdot A_{sc,y} \cdot f_{sdfi} = 375.992 \text{ kNm}$$

Puhdas taivutus (piste C)

$$N_{Rd,c} := 0$$

$$y := A_{s,y} \cdot \frac{f_{sdfi}}{b_{fi} \cdot f_{cdfi}} = 57.064 \text{ mm}$$

$$z := d - \frac{y}{2} = 371.468 \text{ mm}$$

$$M_{Rd,c} := A_{s,y} \cdot f_{sdfi} \cdot z = 339.16 \text{ kNm}$$

```
"Tasapainorauδοoitettu, OK!" if  $\frac{y}{d} \leq \beta_b$  = "Tasapainorauδοoitettu, OK!"
"Ei tasapainorauδοoitettu!" otherwise
```

Puhdas veto (piste E)

$$N_{Rd,E} := -f_{cdfi} \cdot A_{s,tot} = -1.826 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,E} := 0$$

où :  $i = 1$  lorsque  $\bar{\lambda}_0 \leq 1,35$  ;

$i = 2$  lorsque  $\bar{\lambda}_0 > 1,35$ .

Dans les tableaux ci-après, les valeurs des coefficients peuvent être déterminées par interpolation linéaire, en restant dans les intervalles de variation des grandeurs.

c) Les coefficients  $a_1$ , et  $b_1$  sont donnés respectivement dans les Tableaux 7 et 8.

Tableau 7 — Coefficient  $a_1$

Excentricité relative $\bar{\delta}$	Pourcentage d'armature $A$ %			
	1 %	2 %	3 %	5 %
0,125	0,33	0,46	0,55	0,59
0,250	0,25	0,33	0,37	0,45
0,500	0,17	0,23	0,26	0,30
1,000		0,15	0,18	0,19

Tableau 8 — Coefficient  $b_1$

Excentricité relative $\bar{\delta}$	Pourcentage d'armature $A$ %			
	1 %	2 %	3 %	5 %
0,125	-0,41	-0,25	-0,12	-0,07
0,250	-0,19	-0,13	-0,09	-0,03
0,500	-0,07	0,00	0,02	0,06
1,000		0,04	0,06	0,05

d) Le coefficient  $a_2$  est donné dans le Tableau 9 (durée de résistance au feu R30) ou le Tableau 10 (durées de résistance au feu R60, R90 et R120).

Tableau 9 — Coefficient  $a_2$  (R30)

Excentricité relative $\bar{\delta}$	Pourcentage d'armature $A$ %			
	1 %	2 %	3 %	5 %
0,125	0,61	0,62	0,63	0,65
0,250	0,48	0,46	0,46	0,49
0,500	0,34	0,32	0,32	0,32
1,000		0,21	0,22	0,22

Tableau 10 — Coefficient  $a_2$  (R60, R90 et R120)

Excentricité relative $\bar{e}$	Pourcentage d'armature A %			
	1 %	2 %	3 %	5 %
0,125	0,48	0,54	0,59	0,63
0,250	0,37	0,41	0,44	0,49
0,500	0,23	0,28	0,30	0,33
1,000		0,16	0,18	0,19

e) Le coefficient  $b_2$  est obtenu à l'aide de la relation linéaire :

$$b_2 = \omega_0 + 10^{-3} \omega_1 b \text{ (ou } d) \quad \dots (8)$$

avec  $\omega_0$  et  $\omega_1$  donnés dans le Tableau 11.

Tableau 11 — Coefficients  $\omega_0$  et  $\omega_1$ 

Résistance au feu	Pourcentage d'armature A %			
	1 %	2 %	3 %	5 %
R30	4,69	1,43	0,57	0,29
	-0,23	-0,02	0,08	0,13
R60	1,37	0,74	0,43	0,69
	0,00	0,02	0,06	0,05
R90		0,37	0,30	0,50
		0,06	0,07	0,05
R120		0,27	0,30	0,43
		0,10	0,07	0,06

$\omega_1$
$\omega_0$