



**TEKNIikka JA LIIKENNE**

**Rakennustekniikan koulutusohjelma**

**Rakennetekniikka**

**INSINÖÖRITYÖ**

**PALOSUOJAAMATTOMIEN BETONITÄYTEISTEN PUTKILIITTOPILARIEN  
PALONKESTÄVYYS RANSKALAISEN MENETELMÄN MUKAAN**

**Työn tekijä: Antti Heiskanen  
Työn ohjaaja: Juhani Syrjä**

**Työ hyväksytty: \_\_\_\_ . \_\_\_\_ . 2009**

**Hannu Hakkarainen  
yliopettaja**



## **ALKULAUSE**

Tämä insinööriyö tehtiin Insinööritoimisto Magnus Malmbergille. Haluan kiittää projektissa mukana olleita diplomi-insinöörejä Juhani Syrjää, Tapio Ahoa ja Mikko Toivosta.

Helsingissä 27.4.2008

Antti Heiskanen

## TIIVISTELMÄ

<b>Työn tekijä:</b> Antti Heiskanen	
<b>Työn nimi:</b> Palosuojaamattomien betonitäytteisten putkiprofiilien palonkestävyys ranskalaisen menetelmän mukaan	
<b>Päivämäärä:</b> 27.04.2009	<b>Sivumäärä:</b> 60 s. + 1 liite
<b>Koulutusohjelma:</b> Rakennustekniikka	<b>Suuntautumisvaihtoehto:</b> Rakennetekniikka
<b>Työn ohjaaja:</b> yliopettaja Hannu Hakkarainen	
<b>Työn ohjaaja:</b> diplomi-insinööri Juhani Syrjä Insinööritoimisto Magnus Malmberg Oy	
<p>Tämän insinöörityö tehtiin insinööritoimisto Magnus Malmberg Oy:lle. Tavoitteena oli luoda Mathcad-laskentapohja, jonka avulla voidaan määrittää palosuojaamattoman betonitäytteen putkiliittopilarin puristuskestävyys palotilanteessa eurokoodin Ranskan kansallisessa liitteessä esitetyn laskentamallin perusteella. Kyseistä laskentamenetelmää ei käytetä Suomessa.</p> <p>Työn tuloksena luotiin uusi Mathcad-laskentapohja, jonka avulla voidaan määrittää puristuskestävyys palosuojaamattomalle betonitäytteiselle putkiliittopilarille paloluokissa R30, R60, R90 ja R120.</p> <p>Mathcad-laskentapohjan tuloksia verrattiin Comcol- ja PotFire-ohjelmien avulla laskettuihin tuloksiin.</p> <p>Tutkittaessa liittopilarien kapasiteettieroja sekä keskeisesti että epäkeskeisesti rasitetuissa tapauksissa huomattiin, että pilarin sisäisen lämpötilakentän määrittämisessä on suuria eroja eri ohjelmien kesken. Tästä johtuen pilarin sisäinen lämpötilakenttä ei ole yhtenevä, vaikka lämpötilan määrittäminen perustuu aina standardipalon lämpötila-aika käyrään.</p> <p>Liittopilari jaetaan osiin, joiden kestävyyttä tarkastellaan erikseen. Pilarin osapoikkileikkauksen lujuus riippuu voimakkaasti pilarin sisäisestä lämpötilasta, joten sillä on suuri merkitys koko liittopilarin kestävyyttä tarkasteltaessa.</p>	
<b>Avainsanat:</b> liittopilari, eurokoodi, ranskalainen menetelmä, palomitoitus	

## ABSTRACT

<b>Name:</b> Antti Heiskanen	
<b>Title:</b> Fire resistance of Unprotected Concrete Filled Hollow Columns According to the French Method	
<b>Date:</b> 27.04.2008	<b>Number of pages:</b> 60
<b>Department:</b> Civil Engineering	<b>Study Programme:</b> Structural Engineering
<b>Instructor:</b> Hannu Hakkarainen Principle Lecturer	
<b>Supervisor:</b> Juhani Syrjä Master of Science	
<p>This Final Assignment was made for Magnus Malmberg Ltd. The target of this Final Assignment was to create a calculation application, based on Mathcad-program, which determinates the compression durability of the composite column according to the French method, which is presented in the Eurocode in the French national annex. In Finland it is not allowed to use the French calculation method.</p> <p>As a result of this Final Assignment was a calculation application based on Mathcad. This application determinates the ultimate buckling load for unprotected concrete filled hollow columns in standard fire ratings R30, R60, R90 and R120.</p> <p>Results, calculated with created calculation application, were compared to the results calculated by Comcol- and Potfire-programs.</p> <p>Differences in compression capacity, both in central and eccentric loaded situations, were explained by the differences in inner temperatures. Calculations of inner temperatures are based on the same standard fire curve, but there are remarkable differences in simulations of heat convection in the inner layers of composite columns.</p> <p>The composite columns are divided into sections which are observed one at a time. Strength of the section is highly dependent on the inner temperature of the composite column, so it has a major influence to the total ultimate buckling load.</p>	
<b>Keywords:</b> composite column, Eurocode, French method, fire resistance	

## SISÄLLYS

### ALKULAUSE

### TIIVISTELMÄ

### ABSTRACT

<b>1</b>	<b>JOHDANTO</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>MATERIAALIEN KÄYTTÄYTYMINEN TULIPALOSSA</b>	<b>3</b>
2.1	Rakenne- ja betoniteräs	3
2.2	Betoni	5
<b>3</b>	<b>LIITTOPILARIT</b>	<b>9</b>
3.1	Yleistä	9
3.2	Tyypillinen liittopilari Suomessa	9
3.3	Käyttäytyminen tulipalossa	10
3.4	Polttokokeet	12
3.5	Palotekninen mitoitus	13
3.5.1	<i>Yleistä</i>	13
3.5.2	<i>Teräsprofiilin ja betonin rajapinnan raon vaikutus</i>	14
3.5.3	<i>Vakiolämpötilainen pilari</i>	15
3.5.4	<i>Tarkastelulohkojen lukumäärä</i>	15
<b>4</b>	<b>LÄMPÖTILA-ANALYYSISSÄ KÄYTETTÄVÄT LÄMPÖRASITUKSET</b>	<b>16</b>
<b>5</b>	<b>RANSKALAINEN MITOITUSMENETTELY</b>	<b>19</b>
5.1	Yleistä	19
5.2	Rajoitukset	20
5.3	Lämpötilakentän määrittäminen	21
5.4	Laskennan kulku keskeisillä kuormilla	22
5.5	Laskennan kulku epäkeskeisillä kuormilla	27
5.5.1	<i>Leskelän menetelmä</i>	28
5.5.2	<i>Ranskalainen menetelmä</i>	31
<b>6</b>	<b>VERTAILUOHJELMAT</b>	<b>32</b>
6.1	PotFire	32
6.2	Comcol	33
<b>7</b>	<b>LÄMPÖTILATARKASTELOT</b>	<b>35</b>

<b>7.1</b>	<b>Vertailu lämpötilakenttien kesken</b>	<b>38</b>
7.1.1	<i>Palonkestoluokka R30</i>	39
7.1.2	<i>Palonkestoluokka R60</i>	40
7.1.3	<i>Palonkestoluokka R90</i>	41
7.1.4	<i>Palonkestoluokka R120</i>	42
<b>7.2</b>	<b>Lämpötilakentän määrittäminen vertailuohjelmilla ja eurokoodissa</b>	<b>44</b>
<b>8</b>	<b>PURISTUS- JA TAIVUTUSKESTÄVYYDEN VERTAILU</b>	<b>53</b>
<b>8.1</b>	<b>Keskeiset kuormitukset</b>	<b>53</b>
8.1.1	<i>Nurjahduspituuden vaikutus kestävyys</i>	53
8.1.2	<i>Betonin puristuslujuuden vaikutus kestävyys</i>	54
8.1.3	<i>Betonipeitteen vaikutus kestävyys</i>	55
<b>8.2</b>	<b>Epäkeskiset kuormitukset</b>	<b>56</b>
8.2.1	<i>PotFire</i>	56
8.2.2	<i>Comcol</i>	57
8.2.3	<i>Ranskalainen menetelmä</i>	57
8.2.4	<i>Yhteenveto epäkeskisten kuormien vaikutuksesta</i>	58
<b>9</b>	<b>YHTEENVETO</b>	<b>60</b>
	<b>VIITTELUETTELO</b>	<b>61</b>

## 1 JOHDANTO

Ympäristöministeriön ohjeistus koskien rakennusten rakenteellista turvallisuutta on muuttumassa. Suomi on tällä hetkellä siirtymävaiheessa, jossa vaiheittain otetaan käyttöön eurokoodit, jotka tulevat korvaamaan Suomen rakentamismääräyskokoelman B-osan. Siirtyminen on alkanut jo vähitellen syksystä 2006 ja käytössä olevista kansallisista määräyksistä on tarkoitus luopua 1.4.2010.

Liittopilareiden palomitoituksessa on eurokoodin havaittu olevan puutteellinen palosuojaamattomien betonitäytteisten putkiliittopilarien yksinkertaisten laskentamallien osalta. Mallissa liittopilari altistuu palolle joka puolelta. Mitoitus esitetään eurokoodissa EN 1994-1-2 kohdassa 4.3.5, jossa tehollinen taivutusjäykkyys lasketaan lausekkeella (4.14).

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\Phi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum_k (\Phi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \sum_m (\Phi_{c,\theta} E_{c,sec,\theta} I_{c,\theta})$$

(Nmm<sup>3</sup>)      (1)

Lausekkeeseen tarvittavia pienennyskertoimia  $\Phi_{i,\theta}$  ei eurokoodista löydy. Eurokoodin EN 1994-1-2 liitteessä H on esitetty vaihtoehtoinen laskentamalli, jota ei kuitenkaan ole hyväksytty Suomen kansalliseen liitteeseen. Tästä syystä pienennyskertoimia ei voida määrittää Suomessa kuin laboratoriokokeiden ja varmalle puolelle kalibroitujen tulosten perusteella.

Eurokoodin Ranskan kansallisessa liitteessä on esitetty yksinkertainen laskentamalli, jonka avulla saadaan laskettua betonitäytteen putkiliittopilarin puristuskestävyys keskeisesti ja epäkeskeisesti kuormitetuissa tapauksissa. Palomalli noudattaa tällöin ISO834-standardin mukaista aika-lämpötilariippuvuutta.

Tämän insinööriyön tavoitteena on kehittää Mathcad-pohjainen laskentasovellus, jolla voidaan arvioida palosuojaamattomien betonitäytteen putkiliittopilarien palonkestävyyttä standarditulipalossa palonkestoluokissa R30, R60, R90 ja R120. Laskentasovellus perustuu Ranskan kansallisen liitteen mukaiseen mitoitukseen, liite 1.

Luodun laskentapohjan avulla suoritetaan kapasiteetilaskelmia, joita verrataan jo käytössä olevien laskentapohjien tuloksiin ja tutkitaan eroavaisuuksia. Vertailuohjelmina käytetään Rautaruukki Oy:n ja Fundia Oy:n kehittämää Comcol-liittopilarin mitoitusohjelmaa ja Centre Technique Industriel de la Construction Metallique eli CTICM:n kehittämää PotFire-ohjelmaa.

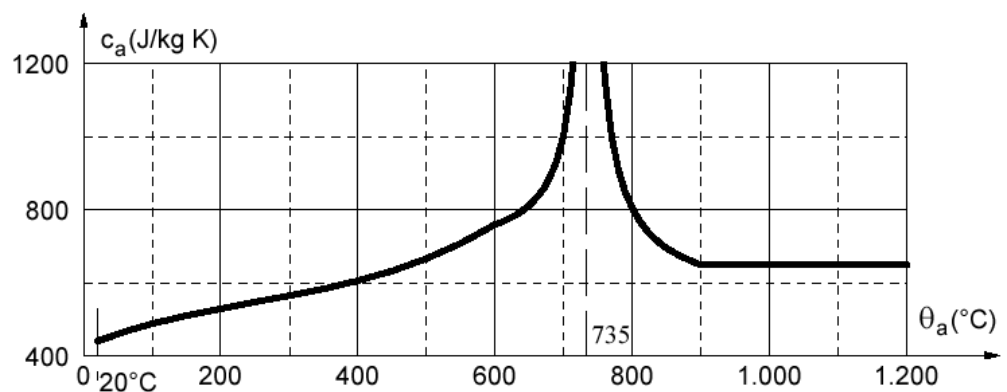


## 2 MATERIAALIEN KÄYTTÄYTYMINEN TULIPALOSSA

### 2.1 Rakenne- ja betoniteräs

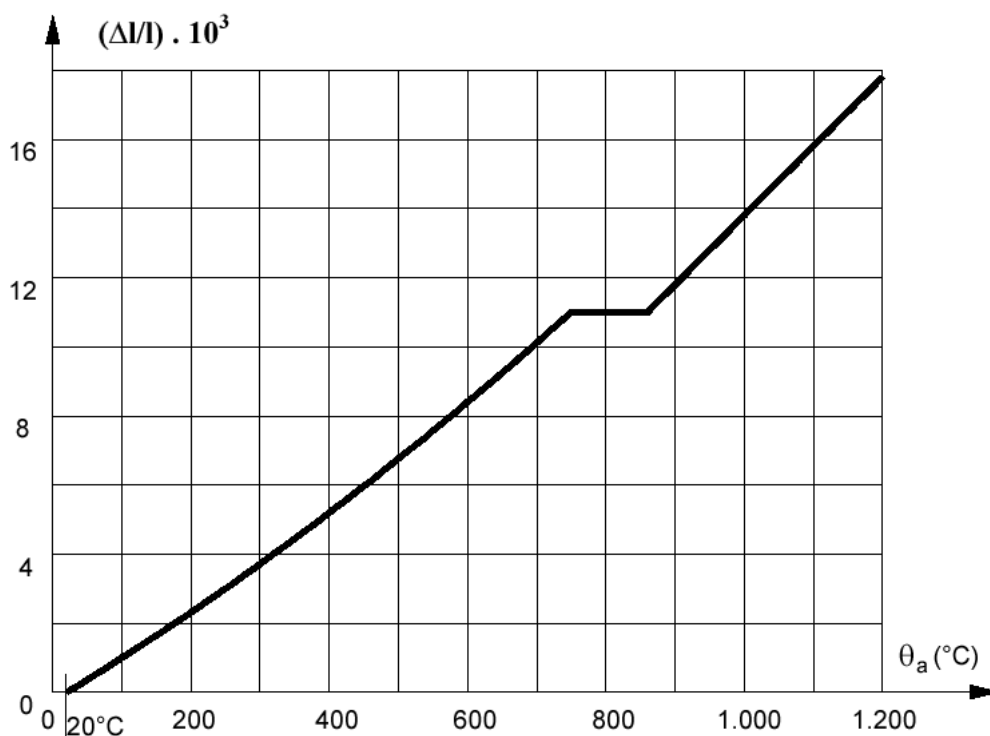
Teräs on rakennusmateriaali, jonka lujuusominaisuudet heikkenevät nopeasti lämpötilan ylittäessä 300 °C. Teräksen myötölujuus ja vetolujuus pienenevät ja nyrkkisääntönä voidaan pitää että teräksen lämpötilan ollessa 600 °C lujuutta on jäljellä 25-45 % normaalilämpötilan lujuuteen verrattuna. Myös teräksen termiset ominaisuudet ovat riippuvaisia lämpötilasta. /14;15./

Teräksen ominaislämpökapasiteetti on 20 °C lämpötilassa noin 450 J/kgK, jonka jälkeen se kasvaa suhteellisen tasaisesti aina 650 °C:een saakka, jolloin se on noin 820 J/kgK. Tämän jälkeen ominaislämpökapasiteetti kasvaa erittäin nopeasti 735 °C:een saakka, jolloin saavutetaan huippuarvo noin 5000 J/kgK. Nopeaa nousua seuraa nopea lasku ja lämpötilan saavuttaessa noin 900 °C ominaislämpökapasiteetti on laskenut noin 650 J/kgK. Tämän jälkeen ominaislämpökapasiteetti pysyy vakiona. Ominaislämpökapasiteetin voimakas kasvu juuri ennen 735 °C:een lämpötilaa selittyy teräksen hienorakenteen muutoksella, joka sitoo paljon energiaa, katso kuva 1.



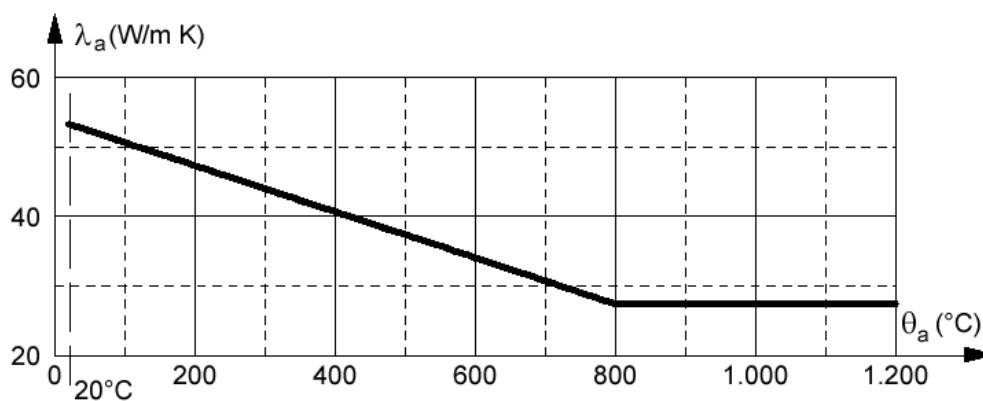
Kuva 1. Teräksen ominaislämpökapasiteetti /1, s.33/

Teräksen lämpöpitenevä eli lämpölaajeneminen pysyy suhteellisen vakiona, mutta 750 ja 860 °C:een välillä se putoaa lähes nollaan, koska teräksen hienorakenne muuttuu. Hienorakenteen muutos sitoo paljon energiaa, minkä takia lämpölaajeneminen pysähtyy, katso kuva 2.



Kuva 2. Teräksen lämpöpitenevä /1, s.33/

Teräksen lämmönjohtavuus on 20 °C:een lämpötilassa noin 54 W/mK. Lämpötilan kasvaessa lämmönjohtavuus pienenee, kunnes noin 800 °C:een lämpötilassa se on noin 28 W/mK. Lämpötilan edelleen kasvaessa lämmönjohtavuus pysyy vakiona, katso kuva 3.



Kuva 3. Teräksen lämmönjohtavuus /1, s.33/

Normaalilämpötiloissa viruminen on pientä ja se voidaan teräsrakenteissa jättää huomioimatta. Kun lämpötila on yli 500 °C, teräksen viruma tulee merkittäväksi. /15./

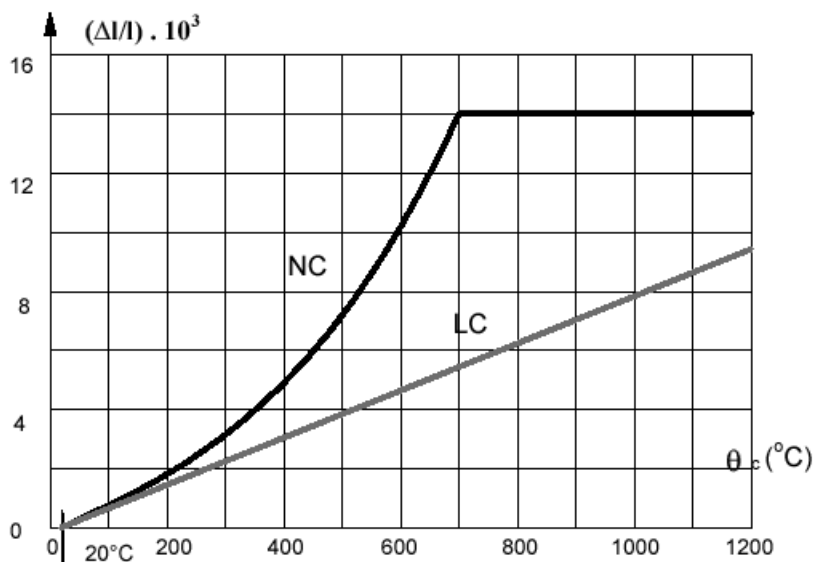
## 2.2 Betoni

Betoni on palamaton rakennusmateriaali, jonka lämmönjohtavuus ei ole hyvä. Betonin pääainekset ovat sementtiliima ja kiviaines. Lämpötilan noustessa betonin ominaisuuksiin vaikuttavat fysikaaliset ja kemialliset muutokset, sementtiliiman ja kiviaineksen termisestä yhteensopimattomuudesta johtuvat jännitykset sekä lämpötilan epätasaisesta jakautumisesta johtuvat jännitykset. /15./

Kemiallisista muutoksista vaarallisimpia rakenteen toiminnan kannalta ovat kalsiumhydroksidin hajoaminen noin 400...500 °C:een lämpötilassa, sekä kvartsin kiderakenteen muutos lämpötilassa 573°C. Molemmissa tapauksissa lähtöaineiden tilavuus on pienempi kuin lopputilavuus. Tästä syystä rakenne halkeilee ja lujuus alenee. /15./

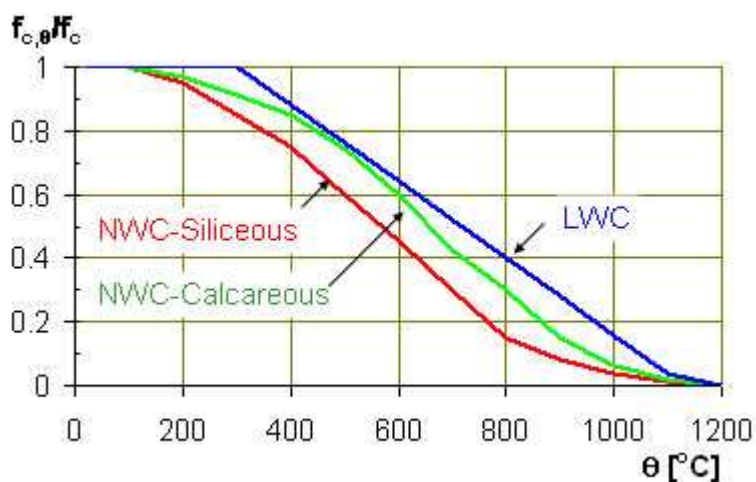
Fysikaaliset muutokset johtuvat pääosin veden poistumisesta sementtiliimasta, kun lämpötila nousee yli 100°C:een. Jos betonissa oleva kosteus ei pääse riittävästi kulkeutumaan rakenteen sisäosien kylmempiin huokosiin, niin vesi höyrystyy. Höyrynpaine kasvaa, koska höyryn lämpölaajeneminen on estetty. Tämä aiheuttaa kuumentuneen betonin pintakerroksen ja vesihöyryllä kyllästetyn osan välille jännitystilaa. Kuumentunut pintakerros saattaa irrota räjähdysmäisesti ja äänekkäästi. Veden ja kosteuden poistuminen rakenteesta on pääaiheuttajana palon alkuvaiheessa tapahtuvaan halkeiluun ja lohkeiluun. Höyryn lämpölaajenemisen mahdollistamiseksi liittopilari on varustettava höyrynpoistorei'illä, katso kohta 3.3. /13, s.5-9; 15./

Betonin lämpöpitenemä ei ole suoraviivaista, vaan se on riippuvainen lämpötilasta. Kuvasta 4 nähdään, että betonin lämpötilan noustessa yli 700 °C:een lämpöpitenemä pysyy vakiona. Kuvassa 4 käyrä NC on normaalibetonille ja käyrä LC kevytbetonille.



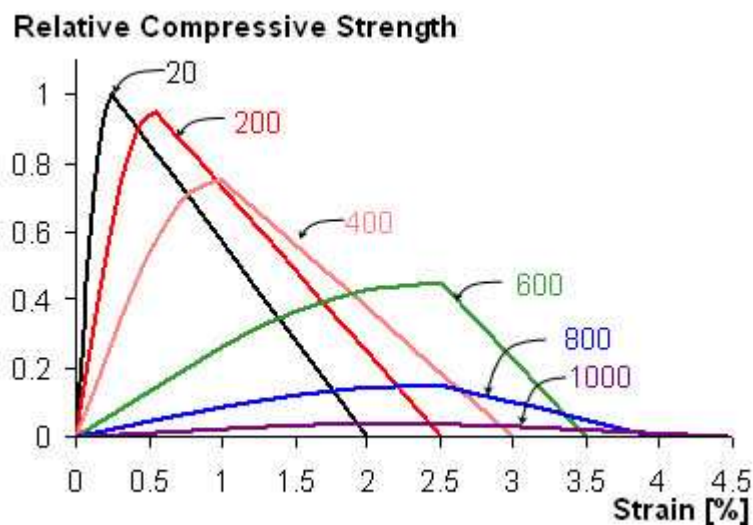
Kuva 4. Betonin lämpöpitenevä /1, s.35/

Tulipalossa esiintyvät suuret lämpötilan muutokset aiheuttavat sisäisiä jännityksiä ja halkeamia, koska betonin runkoaineella ja sementtikivellä on erilaiset lämpölaajenemiskertoimet. Runkoaineen valinnalla on merkitystä betonin käyttäytymiseen tulipalossa. Kvartsipitoinen kiviaines heikentää betonin palo-ominaisuuksia, kvartsin kiderakenteen muutoksesta aiheutuvan tilavuuden laajenemisen ja siitä johtuvan halkeilun takia. Kalkkikivi taas on lähes stabiili tulipalossa, joten se aiheuttaa vähemmän halkeilua ja toimii siten paremmin tulipalossa, katso kuva 5. Kvartsipitoisen kiviaineksen puristuslujuuden aleneminen on esitetty käyrässä NWC-siliceous ja kalkkipitoisen kiviaineksen käyrässä NWC-calcareous. Etuliite NWC tarkoittaa kuvassa 5 normaalipainoista betonia. Sinisellä esitetty käyrä LWC on kevytbetonille. /15./



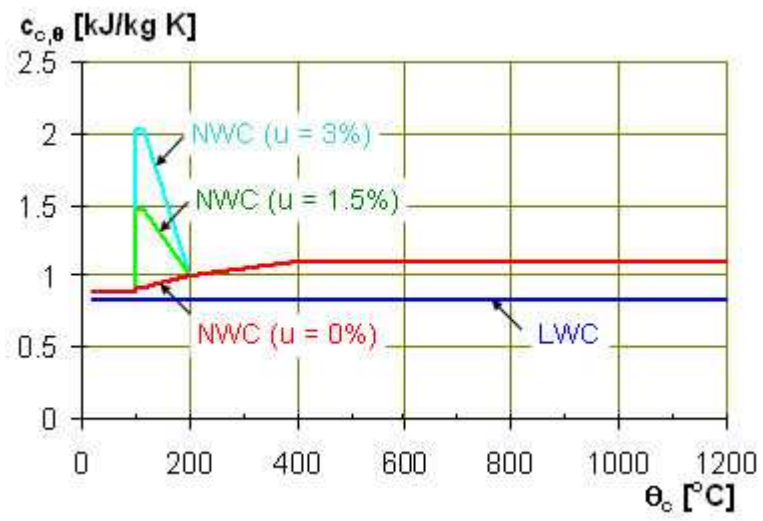
Kuva 5. Betonin lujuuden aleneminen lämpötilan funktiona /15/

Kuvassa 6 on esitetty betonin suhteellisen puristuslujuuden riippuvuus betonin lämpötilasta. Pystyakselilla on kuvattu suhteellinen puristuslujuus ja vaakakselilla puristuma prosentteina. Suhteellinen puristuslujuus on kerroin, joka kuvaa normaalilämpötilaisen 20 °C betonin puristuslujuuden suhdetta palotilanaikaiseen kuumentuneen betonin puristuslujuuteen. Suhteellisen puristuslujuuden kerroin huomioi lämpiämisestä aiheutuvat pakkovoimat ja materiaaliominaisuuksien heikkenemisen. Kuvasta voidaan päätellä, että betoni säilyttää puristuslujuusominaisuutensa suhteellisen hyvin alle 200 °C:een lämpötiloissa.



Kuva 6. Betonin suhteellinen puristuslujuus /15/

Betonin ominaislämpökapasiteetti pysyy vakiona aina 100 °C:seen asti, jolloin betonissa oleva vesi alkaa kiehua. Tämä näkyy piikkinä ominaislämpökapasiteetin kuvaajassa, koska veden kiehumisen vaatii paljon energiaa. Veden kiehumiseen tarvittavan energian määrä riippuu betonin suhteellisesta kosteuspitoisuudesta, jonka vaikutusta on kuvassa 7 havainnollistettu vaalean sinisellä, kun suhteellinen kosteus on 3 % ja vihreällä, kun suhteellinen kosteus on 1,5 %. Sadassa asteessa tapahtuvan voimakkaan kasvun jälkeen ominaislämpökapasiteetti putoaa voimakkaasti, kunnes lämpötila on 200 °C. Tämän jälkeen ominaislämpökapasiteetti kasvaa lämpötilasta riippuen, mutta jälleen 400 °C:een ylittävissä lämpötiloissa ominaislämpökapasiteetti pysyy vakiona, katso kuva 7. /15./



Kuva 7. Betonin ominaislämpökapasiteetti /15/

### 3 LIITTOPILARIT

#### 3.1 Yleistä

Liittopilari on teräsprofiilin ja joko raudoitetun tai raudoittamattoman betonin muodostama liittorakenne. Ensimmäiset liittopilaria koskevat patenttihakemukset ovat jo vuodelta 1898. Liittopilarien käyttö alkoi kuitenkin yleistyä vasta 1900-luvun puolivälissä, kun neliö- ja suorakaideprofiileja kehitettiin ja niitä alkoi saada yleisemmin. /13,s.5./

Normaalilämpötilassa kuormia kantaa sekä teräsprofiili että betoni. Betonitäytteisen putkiliittopilarin etuja ovat:

- suuri kapasiteetti hoikilla pilareilla
- hyvä taivutusjäykkyys molempien akseleiden suhteen
- hyvät palo-ominaisuudet myös suojaamattomana
- nopeus runkovaiheessa, koska muotitusta pilarivaluja varten ei tarvita
- teräsprofiilin tarjoama suoja betonisisukselle ulkoisia kolhuja vastaan.

Haittoina voidaan pitää teräsprofiilin kallista hintaa ja haastavaa betonivalua.

Betonivalun voidaan suorittaa pystyasennossa tai pilarin ollessa noin 20 asteen kulmassa vaakatasoon nähden. Pystyvalu on yleisempi ja Suomessa käytetty valumuoto. Pystyvalu voidaan tehdä joko pumppaamalla alhaalta päin tai valamalla perinteisesti yläpuolelta. Valun tekee haastavaksi se, että teräsprofiili tulisi saada mahdollisimman tiiviisti valetuksi ja ahtaassa teräsprofiilissa ylhäältä valettaessa pudotuskorkeuden pitäminen alle 1 metrin on haastavaa. Valuteknisistä syistä raudoitettujen liittopilarien poikkileikkauksen halkaisija tai leveys tulisi olla vähintään 150 mm. /6;10;11;13,s.5-9./

#### 3.2 Tyypillinen liittopilari Suomessa

Tyypillinen liittopilari on betonitäytteinen putkipilari, joka sijoittuu palonkestoluokkaan R30, R60, R90 tai R120 /11/.

Liittopilarin teräsprofiili on yleensä luokkaa S355 /11/.

Liittopilarin nurjahduspituus määräytyy Suomessa yleisesti toimitilarakentamisessa käytettävästä 3,6 metrin kerroskorkeudesta /11/. Jos palo-osastointi on toteutettu kerroksittain, niin pilarin molempien päiden kiinnitysaste voidaan olettaa palotilanteessa jäykäksi. Tällöin nurjahduspituus  $l_o$  saadaan kaavasta

$$l_o = 0,5 * l \quad (\text{mm}) \quad (2)$$

Kiinnityksen ollessa jäykkä vain toisesta päästä, esimerkiksi ylimmänkerroksen pilarilla, saadaan nurjahduspituus  $l_o$  kaavasta

$$l_o = 0,7 * l \quad (\text{mm}) \quad (3)$$

Kellarikerroksen pilarissa nurjahduspituus voidaan määrittellä arvioimalla pilarin päiden kiinnitysastetta, jolloin nurjahduspituus  $l_o$  saadaan kaavasta

$$l_o = 0,5 \dots 0,7 * l \quad (\text{mm}) \quad (4)$$

Jos palo-osastointi on toteutettu siten, että tulipalo pääsee tapahtumaan useassa kerroksessa samanaikaisesti, lähenee pilarin päiden kiinnitysaste niveltä. Tällöin nurjahduspituus  $l_o$  saadaan kaavasta

$$l_o = 1,0 * l = l \quad (\text{mm}) \quad (5)$$

Tästä syystä tyypillinen nurjahduspituus on välillä 1,8...3,6 metriä. Nurjahduspituus voi olla suurempikin, yleisimmin alemmissa kerroksissa, jossa kerroskorkeus saattaa olla suurempi.

Betonin raudoitus on liittopilareissa yleisesti harjaterästä A500HW ja raudoitus tehdään pitkittäisteräksillä. Raudoituksena voidaan käyttää myös teräskuituja, mutta ei jännepunoksia. /11; 13, s.9-10./

Betonin lujuusluokkana liittopilareissa käytetään lujuutta C30/37 aina lujuuteen C60/75 asti.

### 3.3 Käyttäytyminen tulipalossa

Liittopilareiden palonkestävyyttä on tutkittu paljon maailmanlaajuisesti. Laskentamallit paloteknistä mitoitusta varten perustuvat polttokokeisiin ja niistä



saatuihin parametreihin. Nämä parametrit ovat puolikokeellisia, minkä vuoksi erilaiset menetelmät antavat hieman erilaisia tuloksia. /9, s.7./

Palon alkuvaiheessa teräsprofiili lämpölaajenee enemmän kuin betonisisus, mikä saattaa johtaa tilanteeseen, jossa teräsprofiilin tartunta pettää ja profiili pääsee liukumaan betonin pintaa pitkin. Tällöin teräsprofiili saattaa kantaa kaiken kuorman ja betoni muuttuu kuormittamattomaksi. Teräsprofiilin lämpötila nousee nopeasti, koska teräksellä on suuri lämmönjohtavuuskerroin ja teräsprofiili sijaitsee uloimpana. Lämpötilan noustessa teräsprofiili menettää myötölujuuttaan ja kimmokerroin pienenee, kunnes lopulta profiili myötää jopa jo omasta painostaan. Betonisisus kuormittuu nopeasti ja kantaa suurimman osan kuormasta, teräksen menettäessä lujuuttaan. Betonin nopea kuormittuminen tapahtuu yleensä noin 20-30 minuuttia palon alkuhetkestä. /12;13s.9./

Betonisisuksen lämmitessä sekä betonissa oleva vapaa vesi että hydratoitunut vesi alkaa höyrystyä. Veden höyrystyminen sitoo suuren määrän lämpöenergiaa. Liittopilareihin on järjestettävä reiät, joista vesihöyry pääsee poistumaan. Reikien halkaisijan tulee olla vähintään 20 mm ja niitä on sijoitettava vähintään yksi alhaalla ja yksi ylhäällä jokaista kerrosta kohden./13s.9./

Teräsprofiili estää suoran liekkikontaktin betoniin, jolloin betoni kuumenee suhteellisen tasaisesti, estäen voimakkaan paikallisen halkeilun ja lohkeilun /13,s.9/.

Liittopilarien palonkestävyyttä voidaan parantaa lisäämällä pilariin joko pitkitäisraudoitus tai käyttämällä teräskuitubetonia. Nämä parantavat pilarin puristus- ja taivutuskestävyyttä /13,s.7/.

Pilarin käyttäytyminen riippuu sen hoikkuudesta, joka on verrannollinen pilarin pituuteen, poikkileikkauksen ominaisuuksiin ja päiden tuentaan. Lyhyet ja jäyhät pilarit murtuvat tasaisesti poikkileikkauksen kestävyuden ylittyessä, kun pitkät ja hoikat pilarit murtuvat sivulle taipuen, kun normaalivoiman lisäys kasvattaa taivutusmomentteja. Pitkillä ja hoikilla pilareilla toisen asteen vaikutukset ovat merkittävämpiä kuin lyhyillä ja jäyhillä. Liittopilarin murtumisessa ei ole kyseessä puhdas stabiiliuden menetys, vaikka murtumiseen kuuluukin taipuman lisääntyminen. Tästä syystä kestävyys määritellään kuitenkin betonipilareissa, eli arvioidaan poikkileikkauksen kestävyys ja pilarin kes-

tävyys on osa poikkileikkauksen kestävyydestä hoikkuuden funktiona.  
/6,s.3./

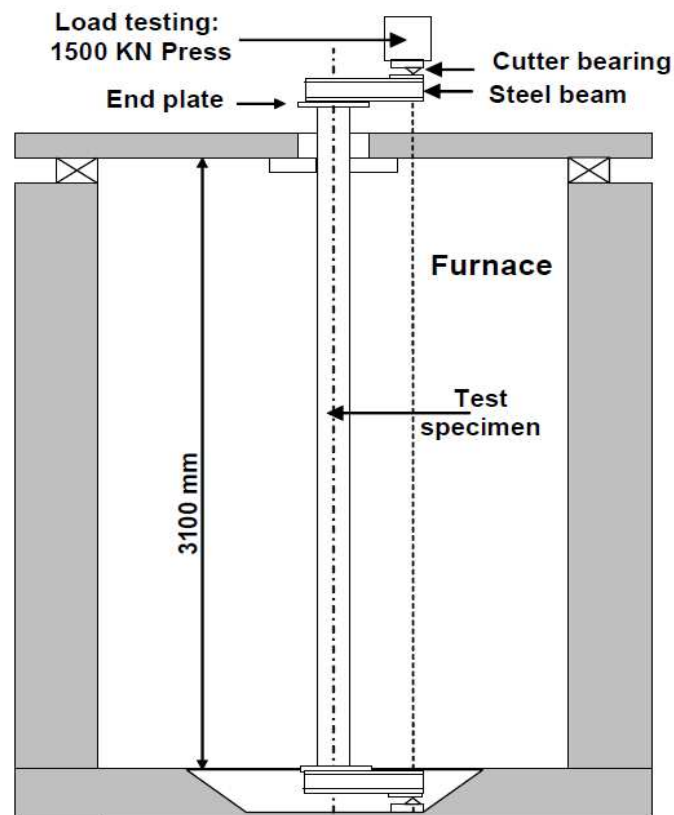
### 3.4 Polttokokeet

Liittopilarin käyttäytymistä palotilanteessa on simuloitu polttokokeilla. Niissä pilarin ulkopuolella olevan palokaasun lämpötila noudattaa eurokoodissa esitettyä standardi palokäyrää, jossa palokaasun lämpötila on ajasta riippuvainen seuraavan lausekkeen mukaisesti

$$\Theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (^\circ\text{C}) \quad (6)$$

jossa t on aika palon alkuhetkestä minuutteina.

Polttokokeiden tuloksiin tulee suhtautua kriittisesti, koska palotilanteessa koko pilari on altistuneena lämpösäteilylle mutta polttokokeissa näin ei välttämättä ole, kuten kuvasta 8 selviää. Kuvan 8 liittopilarin pituus on 3450 mm mutta uunin korkeus on vain 3100 mm /12/.



Kuva 8. Liittopilarin polttokoejärjestely /12/

Kuvasta 8 nähdään myös hyvin kuinka epäkeskisiä kuormia mallinnetaan polttokokeissa. Pilarin päähän hitsataan riittävän jäykkä palkki, jolloin pilaria voidaan kuormittaa epäkeskeisesti.

Usein polttokokeissa liittopilaria kuormitetaan vakiokuormalla niin kauan, että pilari menettää stabiilisuutensa. Teräsputkiprofiili estää betonipilarin suuren paikallisen kuumenemisen, koska betoniin ei pääse tapahtumaan suoraa liekkikontaktia. Tämä vähentää betonin halkeilua mutta polttokokeen jälkeen tehdyt pilarin sisäiset tutkimukset paljastavat, että betoni halkeilee erittäin voimakkaasti, kuten kuvasta 9 näkyy.



*Kuva 9. Liittopilari polttokokeen jälkeen /12/*

### **3.5 Palotekninen mitoitus**

#### *3.5.1 Yleistä*

Liittopilareiden palomitoitus jakaantuu pääasiallisesti, menetelmästä riippumatta, kahteen osaan: pilarin poikkileikkauksessa vaikuttavaan lämpötilan laskentaan sekä osapoikkileikkauksen lujuuden laskentaan vallitsevan lämpötilan perusteella. /7./

Pilarin poikkileikkauksen lämpötilan laskenta perustuu yleensä materiaalien pinnan emissiivisyyteen, materiaalien lämmönjohtavuuksiin sekä lämpötila-

käyrään. Lämpötilakäyrä määrittelee tilassa olevan pilarin ympärillä olevan palokaasun lämpötilan ajan funktiona. /7./

Lämpötilan laskenta perustuu usein yksinkertaistettuihin oletuksiin, joista osa ei ole realistisia. Näitä oletuksia ovat:

- teräsprofiilin ja betonin rajapinnan täydellinen kontakti
- liittopilarissa vallitseva vakio­lämpötila korkeuden suhteen
- vakio­lämpötilaisten lohkojen lukumäärä.

### 3.5.2 Teräsprofiilin ja betonin rajapinnan raon vaikutus

Tutkimuksissa, jossa tutkitaan liittopilareita korkeissa lämpötiloissa, oletetaan yleensä teräsprofiilin ja betonin välille täydellinen kontakti. Tätä ei voida pitää kuitenkaan varmana oletuksena, sillä teräsprofiilin ja betonin rajapintaan voi muodostua rako. /7./

Rajapintaan voi muodostua rako, koska teräksen lämpölaajenemiskerroin on suurempi kuin betonin, mikä johtaa teräsprofiilin suurempaan säteissuuntaiseen laajenemiseen. Lisäksi teräksen suurempi lämpölaajenemiskerroin aiheuttaa betonin ja teräsprofiilin välille jännityksen, joka voi irrottaa teräsvaiipan betoniytimestä. /7./

Raon suuruus riippuu pilarin koosta, teräsprofiilin ja betonin lämpötilaerosta ja lämpölaajenemiskertoimista. Rakoa voidaan pitää eristävänä ilmakerrokseksi, jonka lämmönvastus voidaan arvioida olevan luokkaa 0,01 m<sup>2</sup>K/W. /17, s.23-29./

Betonin kannalta raolla on eristävä vaikutus, koska lämpö ei pääse siirtymään suoraan johtamalla teräsprofiilista betoniin. Rako pienentää eniten betonin uloimmaisten kerroksien lämpötiloja, joka parantaa ulkokerrosten lujuusominaisuuksia sekä raudoitusterästen ominaisuuksia. Teräsprofiilin kannalta raolla on taas huonontava vaikutus, koska viileämpi betoni ei pysty jäähdyttämään teräsprofiilia yhtä tehokkaasti kuin tilanteessa, jossa rajapinnassa olisi täysi kontakti. /7;17 s.23-29./

Rako siis heikentää teräsprofiilin palonkesto-ominaisuuksia mutta samalla parantaa betonin palonkesto-ominaisuuksia. Yleisesti voidaan siis todeta raon heikentävän lyhytaikaista palonkestävyyttä, koska teräsprofiili kuume-

nee nopeammin, mutta toisaalta parantavan pitkäaikaista palonkestävyyttä, koska betoniosa lämpenee hitaammin. /7./

### 3.5.3 *Vakiolämpötilainen pilari*

Liittopilarin lämpötilakentän määrittäminen perustuu usein kaksiulotteiseen laskentaan. Tämä ei kuitenkaan vastaa todellista palotilannetta, sillä pilarin lämpötila on riippuvainen lämpösäteilyn määrästä sekä pilaria ympäröivän kaasuseoksen lämpötilasta. Lämpö pyrkii nousemaan aina ylöspäin, joten korkeimmat lämpötilat saavutetaan pilarin yläosissa. /7./

### 3.5.4 *Tarkastelulohkojen lukumäärä*

Lämpötilalohkojen lukumäärää lisäämällä laskenta tarkentuu mutta samalla käsiteltävän tiedon määrä kasvaa, joka hidastaa laskentaa. Laskennassa tarkastelulohkon lämpötila oletetaan vakioksi, jota se ei todellisuudessa ainakaan betonipoikkileikkauksen osalta ole. Teräspoikkileikkauksille lämpötila voidaan olettaa vakioksi johtuen niiden korkeasta lämmönjohtavuudesta. Suurentamalla tarkastelulohkojen lukumäärää pienenee tarkastelulohkon koko ja siten myös virhe arvioitaessa se tasalämpöiseksi.

#### 4 LÄMPÖTILA-ANALYYSISSÄ KÄYTETTÄVÄT LÄMPÖRASITUKSET

Kuumenemisnopeus on oltava vähintään 2K/min ja enintään 50K/min, jotta voidaan käyttää eurokoodin mukaista lämpötila-analyysiä /1, s.29/.

Eurokoodissa 1991-1-2 luvussa 3 on määritetty lämpötila-analyysissä käytettävät lämpörasitukset. Lämpörasitukset saadaan rakenneosan pintaan vaikuttavan nettolämpövuon  $\dot{h}_{net}$  avulla.

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \quad (\text{W/m}^2) \quad (7)$$

jossa  $\dot{h}_{net,c}$  on nettolämpövuon kuljettumalla siirtyvä osa pinta-alayksikköä kohden ja  $\dot{h}_{net,r}$  nettolämpövuon säteilemällä siirtyvä osa pinta-alayksikköä kohden.

Kuljettumalla siirtyvä osa saadaan lausekkeesta

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c (\Theta_g - \Theta_m) \quad (\text{W/m}^2) \quad (8)$$

jossa  $\alpha_c$  on kuljettumisen lämmönsiirtymiskerroin,  $\Theta_g$  on kaasun lämpötila palolle altistetun rakenneosan lähellä ja  $\Theta_m$  rakenneosan pintalämpötila. Kuljettumisen lämmönsiirtymiskertoimen  $\alpha_c$  arvo on standardi ja ulkopuolisen palon käyrille 25 W/m<sup>2</sup>K ja hiilivetykäyrälle 50 W/m<sup>2</sup>K.

Nettolämpövuon säteilemällä siirtyvä osa saadaan lausekkeesta

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma [(\Theta_r + 273)^4 - (\Theta_m + 273)^4] \quad (\text{W/m}^2) \quad (9)$$

jossa  $\Phi$  on näkyvyyskerroin,  $\varepsilon_m$  on rakenneosan pinnan säteilykerroin,  $\varepsilon_f$  on palon säteilykerroin,  $\sigma$  on Stefan-Boltzmann -vakio,  $\Theta_r$  on paloympäristön tehollinen säteilylämpötila ja  $\Theta_m$  on rakenneosan lämpötila.

Näkyvyyskerroin voidaan laskea tarkasti eurokoodissa EN 1991-1-2 esitetyn liitteen G mukaan. Näkyvyyskerroimelle voidaan käyttää likimääräisarvoa 1,0, jota voidaan pienentää ottamalla huomioon sijainti- ja varjo vaikutus.

Rakenneosan pinnan säteilykertoimelle voidaan käyttää arvoa 0,8 ellei materiaaliin liittyvässä standardin palomitoitusosassa toisin esitetä.

Palon säteilykertoimelle voidaan käyttää yleensä arvoa 1,0.

Täysin palon ympäröimän rakenneosan tapauksessa säteilylämpötilaa  $\Theta_r$  edustaa rakenneosaa ympäröivän palokaasun lämpötila, joka saadaan jäljempänä esitetyistä kaavoista 10, 6 ja 11.

Pintalämpötila  $\Theta_m$  saadaan laskettua rakenneosan lämpötila-analyysistä, jota ei tässä insinööriyössä tarkastella.

Kuvassa 10 on esitetty eurokoodissa käytettävät nimelliset lämpötila-aikakäyrät.

Vaaleanpunaisella värillä on esitetty hiilivetykäyrä, joka saadaan lausekkeesta

$$\Theta_g = 1080(1 - 0,325e^{0,167t} - 0,675e^{-2,5t}) + 20 \quad (^\circ\text{C}) \quad (10)$$

jossa  $t$  on aika palon alkuhetkestä minuutteina ja  $\Theta_g$  on kaasun lämpötila palotilassa.

Standardipalon lämpötila-aikakäyrä on esitetty punaisella ja se saadaan kaavasta 6.

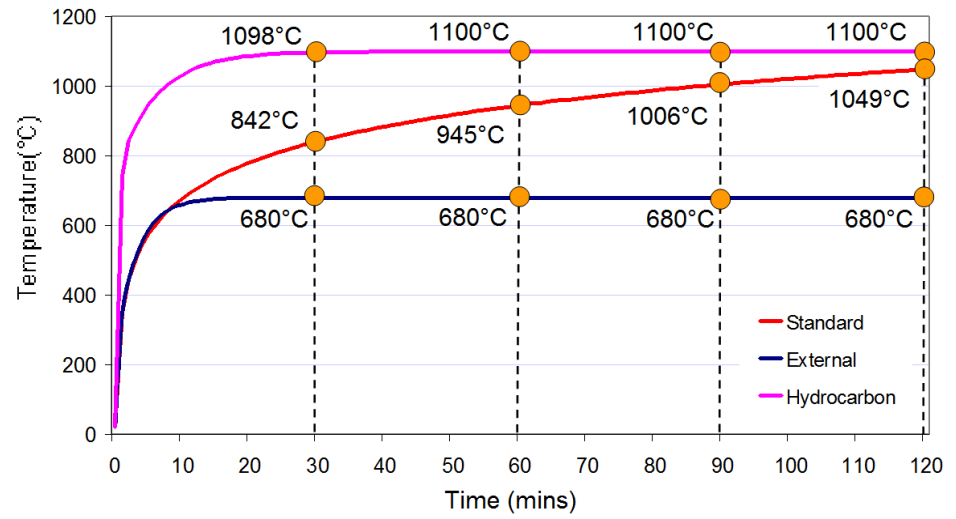
$$\Theta_g = 20 + 345\log_{10}(8t + 1) \quad (^\circ\text{C}) \quad (6)$$

jossa  $t$  on aika palon alkuhetkestä minuutteina ja  $\Theta_g$  kaasun lämpötila palotilassa.

Ulkopuolisen palon käyrä on esitetty sinisellä ja se saadaan lausekkeesta

$$\Theta_g = 660(1 - 0,687e^{-0,32t} - 0,313e^{-3,8t}) + 20 \quad (^\circ\text{C}) \quad (11)$$

jossa  $t$  on aika palon alkuhetkestä minuutteina ja  $\Theta_g$  on kaasun lämpötila rakenneosan lähellä.



Kuva 10. Eurokoodissa EN 1994-1-2 esitetyt palokäyrät /15/

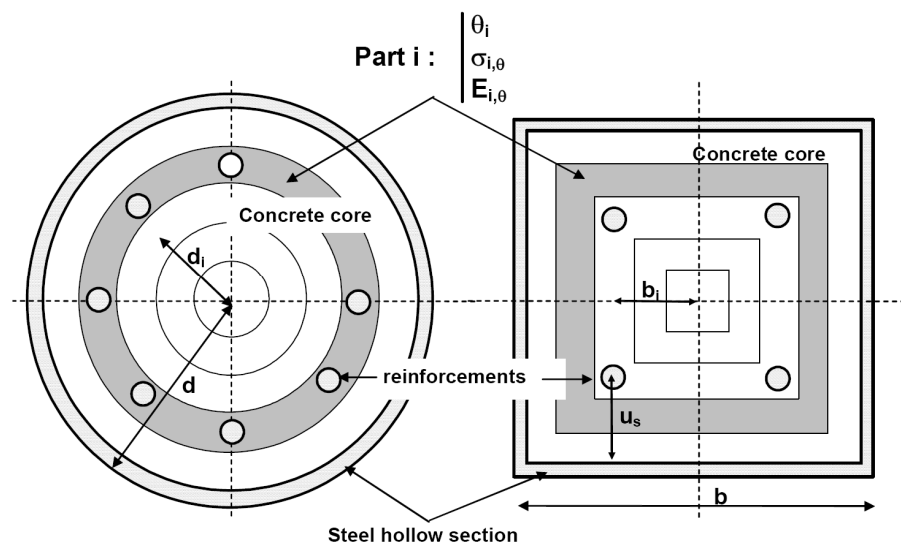


## 5 RANSKALAINEN MITOITUSMENETTELY

### 5.1 Yleistä

Eurokoodissa EN 1994-1-2 Ranskan kansallisessa liitteessä on esitetty yksinkertainen laskentamalli standardipalon lämpötila-aikakäyrän mukaisesti joka puolelta altistuneelle betonitäytteiselle putkiliittopilarille. Eurokoodin EN 1994-1-2 opastavan liitteen H mukaista laskentamallia ei Suomen kansallisen liitteen mukaan käytetä Suomessa. Ranskalaisen kansallisen liitteen mukaista laskentamallia ei ole esitetty Suomen kansallisessa liitteessä.

Menetelmässä poikkileikkaus jaetaan materiaaleittain osiin: teräsprofiiliin, raudoitukseen ja betoniin. Teräsprofiilia ja raudoitusta käsitellään yhtenä vakio- $\lambda$ -lämpötilaisena kerroksena. Betonisisältö jaetaan aina viiteen vakio- $\lambda$ -lämpötiloista edustavaan kerrokseen, kuva 11.



Kuva 11. Poikkileikkauksen jakaminen osiin ranskalaisessa menetelmässä /17, s.30/

Menetelmä jakaantuu kahteen erilliseen osaan, jotka ovat liittopilarin poikkileikkauksen lämpötilakentän määrittäminen tietynkestaisen paloaltistuksen perusteella ja puristuskestävyyden mitoitusarvon laskenta. Puristuskestävyyden mitoitusarvon laskenta perustuu tehollisen taivutusjäykkyyden laskentaan, jossa on otettu huomioon lämpötilan noususta johtuva taivutusjäykkyyden aleneminen.

Menetelmä perustuu betonin lämmönjohtavuuden  $\lambda_c$  yläraja-arvoon, katso kohta 7.2 ja kuva 21, nykyisin suositeltuun materiaalien pinnan emissiivisyy-

den arvoon 0,7 sekä eurokoodin 1994-1-2 liitteessä B annettuihin betonin jännitys-muodonmuutosominaisuuksiin.

Lämmönjohtavuuden yläraja-arvo on määritelty eurokoodissa 1994-1-2 kohdassa 3.3.2 (10). Normaali betonin lämmönjohtavuuden yläraja voidaan määrittää kaavasta 3.6a

$$\lambda_c = 2 - 0,2451(\theta_c / 100) + 0,0107(\theta_c / 100)^2 \text{ [W/mK]} \quad (12)$$

kun  $20^\circ C \leq \theta_c \leq 1200^\circ C$

missä  $\theta_c$  on betonin lämpötila Celsius-asteina.

Liitopilari altistuu voimakkaalle lämpösäteilylle tulipalotilanteessa. Materiaalin pinnan emissiivisyyden arvo kuvaa pinnan kykyä absorboida ja heijastaa lämpösäteilyä. Kappaletta, joka absorboi kaiken lämpösäteilyn sanotaan mustaksi kappaleeksi. Mustan kappaleen emissiivisyyden arvo on 1,0 ja se on teoreettinen kappale, koska kaikki pinnat myös lähettävät lämpösäteilyä. Tästä syystä kaikkien todellisten kappaleiden emissiivisyyden arvo on pienempi kuin 1,0.

## 5.2 Rajoitukset

Ranskan kansallisen liitteen, liite 1, mukaista laskentamenettelyä voidaan käyttää kun seuraavat ehdot toteutuvat:

- Pilarin poikkileikkauksen tulee olla neliö tai ympyrä.
- Palonaikainen nurjahduspituus  $l_\theta$  rajoitetaan siten, että  $l_\theta / b \leq 30$  tai  $l_\theta / d \leq 30$  riippuen siitä onko pilarin poikkileikkaus neliö vai ympyrä.
- Poikkileikkauksen minimimitat ovat  $b \geq 100\text{mm}$  tai  $d \geq 100\text{mm}$ .
- Poikkileikkauksen maksimitat ovat  $d \leq 610\text{mm}$  tai  $b \leq 610\text{mm}$ .
- Betonin lujuusluokan on oltava vähintään C20/25 ja enintään C60/75.
- Pitkittäisraudoituksen raudoitussuhde on  $\rho \leq 0,05$ .
- Standardipalonkestävyys on enintään R120.

Näiden lisäksi myös lisärajoitusehtojen tulee täytyä:

- Raudoitetuilla pilareilla poikkileikkauksen sivumitta tai halkaisija tulee olla vähintään 150 mm.
- Luokassa R60 poikkileikkauksen sivumitta tai halkaisija on vähintään 150 mm.
- Luokissa R90 ja R120 poikkileikkauksen sivumitta tai halkaisija on vähintään 200 mm.
- Raudoitettun liittopilarin raudoitussuhteen  $\rho$  on oltava vähintään 0,01.
- Kuormituksen ollessa epäkeskeinen raudoitussuhteen  $\rho$  on oltava vähintään 0,01.
- Normaaliveikon epäkeskisyyden  $\delta$  ollessa suurempi kuin 0,5b tai 0,5d raudoitussuhteen  $\rho$  on oltava vähintään 0,02.
- Suhteellisen epäkeskisyyden on oltava välillä  $0,125 \leq \frac{\delta}{b} \vee \frac{\delta}{d} \leq 1,0$

### 5.3 Lämpötilakentän määrittäminen

Laskenta alkaa lämpötilakentän määrittämisellä. Lämpötilakentän määrittäminen tehdään eurokooissa EN 1994-1-2 kohdan 4.4.2 mukaisesti, jonka pääperiaatteet on esitetty luvussa 4. Eurokoodin mukainen lämpötilakentän määrittäminen johtaa yhtälöihin, jotka voidaan ratkaista elementtimenetelmällä. Teräsrakenneyhdistyksen julkaisemassa ohjeessa, viite 9, on annettu Suomessa yleisesti käytetyille profiileille lämpötilakentät, joita tässä insinööri-työssä on käytetty. Teräsrakenneyhdistyksen kirjan taulukoissa on määritelty lämpötila tietyllä etäisyydellä teräsprofiilin sisäpinnasta tietyssä palonkestoluokassa. Näitä taulukkoarvoja on käytetty siten, että tarkasteltavan osan poikkileikkauksen tarkastelukohdan sijoituessa taulukoitujen arvojen etäisyydelle teräsprofiilin sisäpinnasta, on valittu etäisyyttä vastaava taulukoitu arvo. Jos tarkasteluetäisyys sijoittuu taulukoitujen arvojen väliin, on valittu taulukkoarvoista lähempänä teräsprofiilia oleva arvo, jolloin lämpötila on suurempi ja mitoitus on varmallalla puolella.

Teräsrakenneyhdistyksen lämpötilataulukoiden voidaan olettaa antavan riittävän tarkan arvion osapoikkileikkauksen lämpötilasta. Vertailulaskelmissa niiden on todettu olevan käyttökelpoisia arvioitaessa poikkileikkauksen kestävyttä ja niiden osien taivutusjäykkyksiä. /16, s.3./

#### 5.4 Laskennan kulku keskeisillä kuormilla

Kun lämpötilakenttä on saatu määritettyä, lasketaan pilarin palonaikainen nurjahduskestävyys jakamalla pilari osiin kuten yllä kuvassa 11. Liittopilari jaetaan teräsprofiiliin "a", betoniterästankoihin "s" ja betoniosaan "c". Poikkileikkauksen plastisen puristuskestävyyden laskenta-arvo palotilanteessa  $N_{fi,pl,Rd}$  lasketaan EN 1994-1-2 kohdan 4.3.5.1. lausekkeesta (4.13)

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j \left( \frac{A_{a,\theta} F_{ay,\theta}}{\gamma_{M,fi,a}} \right) + \sum_k \left( \frac{A_{s,\theta} F_{sy,\theta}}{\gamma_{M,fi,s}} \right) + \sum_m \left( \frac{A_{c,\theta} F_{c,\theta}}{\gamma_{M,fi,c}} \right) \quad (N) \quad (13)$$

missä  $A_{i,\theta}$  ovat eri lämpötiloissa  $\theta$  olevien materiaaliosien pinta-alat. Lisäksi menetelmälle ominaiset kertoimet ovat  $j=1$ ,  $k=1$  ja  $m=5$ , joilla tarkoitetaan sitä, että teräsprofiilia ja betoniterästankoja käsitellään yhtenä vakioilämpöisenä osana ja betoniosaa viitenä vakioilämpöisenä osana.

Tehollisen taivutusjäykkyuden arvo,  $(EI)_{fi,eff}$  lasketaan EN 1994-1-2 kohdan 4.3.5.1 lausekkeesta (4.14):

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\Phi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum_k (\Phi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \sum_m (\Phi_{c,\theta} E_{c,sec,\theta} I_{c,\theta}) \quad (Nmm^3) \quad (14)$$

missä  $I_{i,\theta}$  on poikkileikkauksen tehollisen osan  $i$  jäyhyysmomentti taivutettaessa heikon tai vahvan akselin suhteen,  $\Phi_{i,\theta}$  on lämpörasitusten aiheuttamien pakkovoimien vaikutukset huomioiva reduktiokerroin, jonka arvo betonille on  $\Phi_{c,\theta}=0,8$ . Teräsputkelle sekä betoniteräksille reduktiokertoimien  $\Phi_{i,\theta}$  arvot luetaan liitteen 1 sivun 11 taulukoista 2 ja 3.

Teräsprofiilin reduktiokertoimen  $\Phi_{a,\theta}$  arvo riippuu poikkileikkauksen halkaisijasta tai leveydestä sekä palonkestoajasta ja raudoituksen reduktiokertoimen

$\Phi_{s,\theta}$  arvo raudoitustangon betonipeitteestä, katso liite 1 sivu 11 taulukot 2 ja 3.

Kimmoiteorian mukainen Eulerin nurjahduskuorma  $N_{fi,cr}$  palotilanteessa lasketaan EN1994-1-2 kohdan 4.3.5(1) lausekkeella (4.15)

$$N_{fi,cr} = \pi^2 \frac{(EI)_{fi,eff}}{l_{\theta}^2} \quad (N) \quad (15)$$

missä  $l_{\theta}$  on palotilanteen nurjahduspituus.

Palotilanteen hoikkuusluku lasketaan EN1994-1-2 kohdan 4.3.5(1) lausekkeella (4.16).

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,R}}{N_{fi,cr}}} \quad (16)$$

Pilarin puristuskestävyys palotilanteessa  $N_{fi,Rd}$  lasketaan keskeiselle kuormalle lausekkeella

$$N_{fi,Rd} = \chi_{\bar{\lambda},\theta} N_{fi,pl,Rd} \quad (N) \quad (17)$$

missä kestävyyskerroin  $\chi_{\lambda,\theta}$  lasketaan sen perusteella onko hoikkuusluku  $\bar{\lambda}_{\theta}$  pienempi vai suurempi kuin jäljempänä määritelty transiiohoikkuus  $\bar{\lambda}_{transition}$ .

Jos suhteellinen hoikkuus  $\bar{\lambda}_{\theta}$  on pienempi kuin transiiohoikkuus  $\bar{\lambda}_{transition}$ , niin kestävyyskerroin lasketaan lausekkeista:

$$\chi_{\bar{\lambda},\theta} = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} \quad (18)$$

$$\varphi = \frac{1}{2}(1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2) \quad (19)$$

missä kerroin  $\alpha$  riippuu palonkestoajasta seuraavasti:

- R30, jolloin  $\alpha=0,21$
- R60, jolloin  $\alpha=0,265$

- R90 ja R120, jolloin  $\alpha=0,34$ .

Jos suhteellinen hoikkuus  $\bar{\lambda}_\theta$  on suurempi kuin transiitiohoikkuus  $\bar{\lambda}_{transition}$ , niin kestävyyskerroin saadaan lausekkeesta:

$$\chi_{\bar{\lambda},\theta} = \beta(\bar{\lambda}_\theta)^{-\gamma} \quad (20)$$

missä parametrit  $\beta$  ja  $\gamma$  lasketaan sen perusteella onko pilarissa pitkittäis-raudoitusta.

Parametrien  $\beta$  ja  $\gamma$  laskentaa varten tarvitaan apukerroin, jolla huomioidaan teräsprofiilin leveyden tai halkaisijan suhde seinämäpaksuuteen.

$$\chi_{\bar{\lambda},\theta,apu} = \frac{(b \vee d)^2}{e} \quad (21)$$

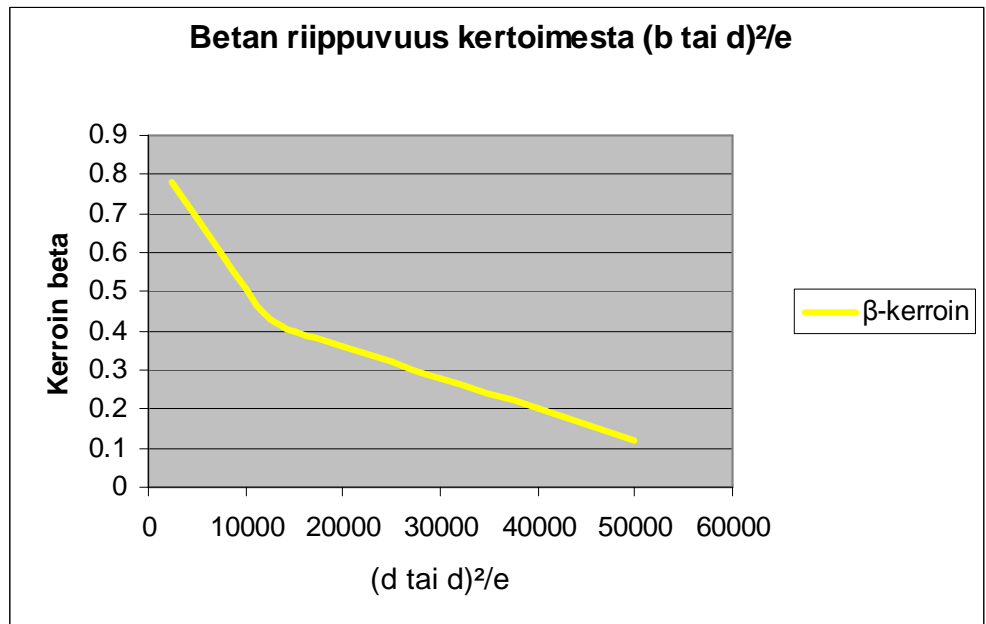
missä  $e$  on teräsprofiilin seinämäpaksuus millimetreinä.

Jos pilari on raudoittamaton, saadaan parametrit  $\beta$  ja  $\gamma$  lausekkeista 22 ja 23.

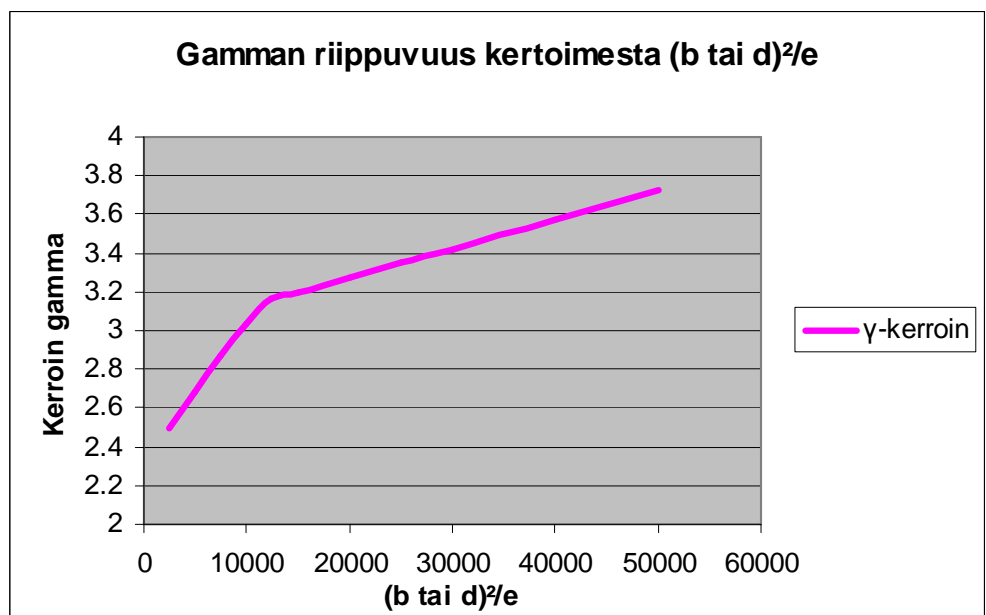
$$\beta = (\chi_{\bar{\lambda},\theta,apu})^4 * 3,9385 * 10^{-19} - (\chi_{\bar{\lambda},\theta,apu})^3 * 5,5064 * 10^{-14} + (\chi_{\bar{\lambda},\theta,apu})^2 * 2,7546 * 10^{-9} - (\chi_{\bar{\lambda},\theta,apu}) * (-6,5762) * 10^{-5} + 0,9421 \quad (22)$$

$$\gamma = (\chi_{\bar{\lambda},\theta,apu})^4 * (-1,051) * 10^{-18} + (\chi_{\bar{\lambda},\theta,apu})^3 * 1,3762 * 10^{-13} - (\chi_{\bar{\lambda},\theta,apu})^2 * 6,3857 * 10^{-9} + (\chi_{\bar{\lambda},\theta,apu}) * 1,378 * 10^{-4} + 2,1568 \quad (23)$$

Parametrien  $\beta$  ja  $\gamma$  lausekkeet on luotu taulukoitujen yksittäistulosten perusteella (liite 1 sivu 14 taulukko 5), jolloin korrelaatiokertoimeksi on saatu beetalle 0,9982 ja gammalle 0,9989. Kuvissa 12 ja 13 on esitetty  $\beta$ - ja  $\gamma$ -kertoimien riippuvuus pilarin poikkileikkausmitan neliön suhteesta teräsprofiilin seinämäpaksuuteen.



Kuva 12. Beta-kerroin



Kuva 13. Gamma-kerroin

Jos pilari on raudoitettu, saadaan parametrien  $\beta$  arvot palonkestoajan perusteella seuraavasti:

- R30, jolloin  $\beta=0,8$
- R60, jolloin  $\beta=0,75$
- R90 tai R120, jolloin  $\beta=0,70$ .

Kertoimen  $\gamma$  arvo saadaan mitan  $b$  tai  $d$ , raudoitussuhteen  $\rho$  ja palonkestojen perusteella.

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad (24)$$

Kertoimen  $\gamma$  arvo on suoraan riippuvainen pilarin halkaisijasta tai leveydestä. Kertoimen  $\gamma$  lausekkeet on luotu liitteen 1 sivuilla 12 ja 13 esitettyjen kuvien 2,3 ja 4 perusteella.

Palonkestoluokassa R30:

$$\gamma = 0,006 * (b \vee d) + 1,95 \quad \text{kun } \rho = 1 \% \quad (25)$$

$$\gamma = 0,00474 * (b \vee d) + 1,83 \quad \text{kun } \rho = 1,5 \% \quad (26)$$

$$\gamma = 0,0034 * (b \vee d) + 1,74 \quad \text{kun } \rho = 2 \% \quad (27)$$

$$\gamma = 0,002 * (b \vee d) + 1,8 \quad \text{kun } \rho = 3 \% \quad (28)$$

$$\gamma = 0,000857 * (b \vee d) + 1,77 \quad \text{kun } \rho = 5 \% \quad (29)$$

Palonkestoluokassa R60:

$$\gamma = 0,00457 * (b \vee d) + 1,46 \quad \text{kun } \rho = 1 \% \quad (30)$$

$$\gamma = 0,00348 * (b \vee d) + 1,54 \quad \text{kun } \rho = 1,5 \% \quad (31)$$

$$\gamma = 0,00228 * (b \vee d) + 1,56 \quad \text{kun } \rho = 2 \% \quad (32)$$

$$\gamma = 0,00128 * (b \vee d) + 1,61 \quad \text{kun } \rho \geq 3 \% \quad (33)$$

Palonkestoluokissa R90 ja R120

$$\gamma = 0,00423 * (b \vee d) + 1,25 \quad \text{kun } \rho = 1 \% \quad (34)$$

$$\gamma = 0,00293 * (b \vee d) + 1,36 \quad \text{kun } \rho = 1,5 \% \quad (35)$$

$$\gamma = 0,0017 * (b \vee d) + 1,46 \quad \text{kun } \rho = 2 \% \quad (36)$$

$$\gamma = 0,0013 * (b \vee d) + 1,49 \quad \text{kun } \rho \geq 3 \% \quad (37)$$



missä (b V d) on poikkileikkauksen leveys tai halkaisija millimetreinä poikkileikkausmuodosta riippuen. Väliarvot voidaan laskea lineaarisesti interpoloimalla.

Transitiohoikkuuden arvo raudoittamattomille pilareille määräytyy palonkestoluokan mukaan seuraavasti:

- R30 jolloin  $\bar{\lambda}_{transition} = 1$
- R60 jolloin  $\bar{\lambda}_{transition} = 1,35$
- Luokissa R90 ja R120 pilarissa on oltava pitkittäisraudoitus.

Raudoitetuille pilareille transitiohoikkuuden arvo määräytyy edellä lasketun  $\gamma$ :n ja palonkestoajan avulla liitteessä 1 sivulla 13 kuvan 5 avulla ja seuraavien ehtojen mukaan:

- Palonkestoluokassa R30  $\bar{\lambda}_{transition} = 10$ , jos  $\gamma < 1,89$
- Palonkestoluokassa R60  $\bar{\lambda}_{transition} = 10$ , jos  $\gamma < 1,86$
- Palonkestoluokissa R90 ja R120  $\bar{\lambda}_{transition} = 10$ , jos  $\gamma < 1,825$

## 5.5 Laskennan kulku epäkeskeisillä kuormilla

Ranskalaisessa menetelmässä kuorman epäkeskisyys voi olla korkeintaan pilarin halkaisijan tai leveyden verran ja pienin epäkeskisyys voi olla 1/8 pilarin halkaisijasta tai leveydestä. Todellisuudessa epäkeskisyys voi tietenkin olla myös pienempi mutta epäkeskisyyden huomioivaa pienennyskerrointa laskettaessa tarvittavien kertoimien taulukointi alkaa, kun epäkeskisyys on 1/8 halkaisijasta tai leveydestä. Tämä johtaa siihen, että pienet epäkeskisyydet pudottavat kestävyyttä suhteessa enemmän kuin suuret. Epäkeskisten kuormien laskennassa tarvittavien kertoimien arvoja on taulukoitu vain muutamille tapauksille. Tästä syystä taulukointia ei voida ulottaa ekstrapoloimalla epäkeskisyyksiin, jotka ovat pienempiä kuin 1/8 halkaisijasta tai leveydestä. Taulukoitujen arvojen vähyyden perusteella ei voida olla varmoja sarjan kehityksestä, joten ei myöskään voida olettaa että kehitys jatkuu samanlaisena. Pilarin sivumitan tai halkaisijan suuruiset epäkeskisyydet ovat suhteellisen suuria mutta periaatteessa niitä voi esiintyä reunapilareissa.

Ranskalaisessa menetelmässä ei myöskään sanota selvästi mistä epäkeskisyys  $\delta$  muodostuu, eli mitä kaikkea  $\delta$  sisältää. Epäkeskisyden voidaan kuitenkin olettaa sisältävän vähintään alkuepäkeskisyden  $e_0$  ja pilarin päihin vaikuttavan momentin muunnettuna normaalivoimaksi eli

$$e_m = \frac{M}{N}. \quad (38)$$

Tästä saadaan, että

$$\delta = e_0 + e_m \quad (39)$$

jossa  $e_m$  on epäkeskisyys, joka vastaa pilarin pään momenttia.

Näiden päätelmien perusteella päätettiin käyttää MathCad-laskentapohjassa Oulun yliopiston professori Matti Leskelän esittämää menetelmää, jossa tutkitaan normaalilämpötilassa olevaa liittopilarin puristuskapasiteettia keskeisesti rasiitettuna ja sitä pienennetään epäkeskisyden vaikutuksilla.

Kohdassa 5.5.1 esitetään Matti Leskelän menetelmä ja kohdassa 5.5.2 ranskalaisen menetelmän mukainen laskenta epäkeskeisille kuormille.

### 5.5.1 Leskelän menetelmä

Matti Leskelän menetelmä epäkeskisyden huomioimiseksi on esitetty Suomen kansallisessa liitteessä standardiin SFS-EN 1994-1-2 liitteen H kohdasta (8). Epäkeskeisesti kuormitetussa pilarissa puristuskestävyyden mitoitusarvo  $N_{fi,Rd,\delta}$  on

$$N_{fi,Rd,\delta} = N_{fi,Rd} * \left[ 1 - \left( 1 - \frac{f_{cd} A_c}{N_{pl,Rd}} \right) * \frac{M_{Ed,1}}{M_{pl,Rd}} \right] \quad (N) \quad (40)$$

jossa  $N_{fi,Rd}$  on pilarin puristuskestävyys palotilanteessa keskeisesti kuormitetuna,  $M_{Ed,1}$  on normaalilämpötilassa mitoituskuormista aiheutuva suurin ensimmäisen kertaluvun mitoitusmomentti,  $N_{pl,Rd}$  on plastisuusteorian mukainen liittopoikkileikkauksen puristuskestävyyden mitoitusarvo ja  $M_{pl,Rd}$  on liittopoikkileikkauksen taivutuskestävyyden mitoitusarvo, kun leikkausliitos on täydellinen.

Taivutuskestävyyden mitoitusarvo  $M_{pl,Rd}$  saadaan kaavasta

$$M_{pl,Rd} = M_{max,Rd} - M_{n,Rd} \quad (\text{Nmm}) \quad (41)$$

missä  $M_{max,Rd}$  on taivutuskestävyyden suurin mitoitusarvo, kun poikkileikkaukseen vaikuttaa samanaikainen puristava normaalivoima.

Taivutuskestävyyden suurin mitoitusarvo  $M_{max,Rd}$  saadaan kaavasta

$$M_{max,Rd} = W_{pa} f_{yd} + W_{ps} f_{sd} + \frac{W_{pc} f_{cd}}{2} \quad (\text{Nmm}) \quad (42)$$

missä  $W_{pa}$ ,  $W_{ps}$  ja  $W_{pc}$  ovat poikkileikkauksen plastisia taivutusvastuksia.

$M_{n,Rd}$  saadaan kaavasta

$$M_{n,Rd} = W_{pan} f_{yd} + W_{psn} f_{sd} + \frac{W_{pcn} f_{cd}}{2} \quad (\text{Nmm}) \quad (43)$$

Pyöreille putkille plastiset taivutusvastukset saadaan seuraavista kaavoista:

$$W_{pc} = 0,167 D_c^3 - \frac{1,7 n_s D_s A_{s1}}{6} \quad (\text{mm}^3) \quad (44)$$

$$W_{pa} = 0,167 D^3 - W_{pc} - \frac{1,7 n_s D_s A_{s1}}{6} \quad (\text{mm}^3) \quad (45)$$

$$W_{pcn} = D_c D_n^2 \quad (\text{mm}^3) \quad (46)$$

$$W_{pan} = 2t D_n^2 \quad (\text{mm}^3) \quad (47)$$

missä  $A_{s1}$  on yhden harjateräksen poikkileikkauksen pinta-ala,  $n_s$  on raudoitustankojen kokonaismäärä ja

$$D_n = \frac{\pi f_{cd} \frac{D_c^2}{4}}{2Df_{cd} + 4t(2f_{yd} - f_{cd})} \quad (\text{mm}) \quad (48)$$

$$D_c = D - 2t \quad (\text{mm}) \quad (49)$$

Paikallisen lommahduksen estämiseksi tulee seuraava ehto toteutua:

$$\frac{D}{t} \leq 90 \frac{235}{f_y} \quad (50)$$

jossa D on teräsprofiilin halkaisija, t on teräsprofiilin seinämän paksuus ja  $f_y$  on teräsprofiilin myötölujuus.

Neliö ja suorakaiteen muotoisille putkille plastiset taivutusvastukset saadaan seuraavista kaavoista:

$$W_{ps} = \frac{A_s}{2} h_s \quad (\text{mm}^3) \quad (51)$$

$$W_{pc} = 0,25(b-2t)(h-2t)^2 - W_{ps} \quad (\text{mm}^3) \quad (52)$$

$$W_{pa} = 0,25bh^2 - W_{pc} - W_{ps} \quad (\text{mm}^3) \quad (53)$$

$$W_{pcn} = (b-2t)h_n^2 \quad (\text{mm}^3) \quad (54)$$

$$W_{pan} = bh_n^2 - W_{pcn} \quad (\text{mm}^3) \quad (55)$$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd}}{2hf_{cd} + 4t(2f_{yd} - f_{cd})} \quad (\text{mm}) \quad (56)$$

missä  $h_s$  on harjaterästen painopisteiden välinen etäisyys tarkasteltavassa suunnassa, b on teräsprofiilin leveys ja h on teräsprofiilin korkeus.

Ranskalaisella menetelmällä voidaan laskea vain ympyrä- ja neliöprofileja, joten yllä olevissa neliö ja suorakaideprofiilien kaavoissa  $h=b$ .

Plastisuusteorian mukainen liittopoikkileikkauksen puristuskestävyyden mitoitusarvo  $N_{pl,Rd}$  saadaan laskemalla yhteen plastisuusteorian mukaiset komponenttien kestävydet. Se saadaan lausekkeesta

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (\text{N}) \quad (57)$$

missä  $A_i$  ovat osapoikkileikkauksen pinta-alat,  $f_{yd}$  on teräsprofiilin myötölujuuden mitoitusarvo,  $f_{cd}$  on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo ja  $f_{sd}$  on betoniterästen myötölujuuden mitoitusarvo.

### 5.5.2 Ranskalainen menetelmä

Epäkeskistä kuormaa vastaava puristuskestävyyden arvo  $N_{fi,Rd,\delta}$  palotilanteessa saadaan lausekkeesta

$$N_{fi,Rd,\delta} = \phi N_{fi,Rd} \quad (\text{N}) \quad (58)$$

jossa  $N_{fi,Rd}$  on keskeisesti kuormitetun pilarin puristuskestävyyden mitoitusarvo, joka on laskettu kohdassa 5.4 Laskennan kulku keskeisillä kuormilla.

Kerroin  $\Phi$  lasketaan seuraavasti:

$$\phi = a_i + b_i (\bar{\lambda}_\theta - 1,35) \quad (59)$$

jossa  $i=1$ , kun  $\bar{\lambda}_\theta \leq 1,35$  ja  $i=2$ , kun  $\bar{\lambda}_\theta > 1,35$ .

Kertoimet  $a_1$  ja  $b_1$  riippuvat rauditusprosentista  $\rho$  sekä suhteellisesta epäkeskisyydestä  $\bar{\delta}$  liitteessä 1 sivulla 15 olevien taulukoiden 7 ja 8 mukaisesti. Taulukoiden rauditusprosenttien ja epäkeskisyyksien väliarvoja vastaavat arvot  $a_1$  ja  $b_1$  voidaan interpoloida suoraviivaisesti.

Kerroin  $a_2$  riippuu rauditusprosentista  $\rho$ , suhteellisesta epäkeskisyydestä  $\bar{\delta}$  ja palonkestoajasta. Palonkestoluokalle R30 käytetään liitteen 1 sivun 15 taulukkoa 9 ja palonkestoluokille R60, R90 ja R120 sivun 16 taulukkoa 10.

Kerroin  $b_2$  riippuu palonkestoluokasta, rauditusprosentista  $\rho$  ja teräsprofiilin poikkileikkauksen halkaisijasta tai leveydestä lineaarisesti ja saadaan lausekkeesta

$$b_2 = \omega_0 + \omega_1 (b \vee d) \quad (60)$$

jossa mitta  $b$  tai  $d$  on millimetreinä ja kertoimet  $\omega_0$  ja  $\omega_1$  saadaan liitteen 1 sivun 16 taulukosta 11.

## 6 VERTAILUOHJELMAT

### 6.1 PotFire

PotFire on Centre Technique Industriel de la Construction Metallique eli CTICM:n kehittämä laskentaohjelma palosuojaamattomien betonitäyhteisten putkiliittopilarien palonaikaisen kestävyuden arvioimiseksi. Ohjelmalla voidaan laskea pilareita, joiden poikkileikkaus on ympyrä, neliö tai suorakaide.

Ohjelmaan syötetään tiedot poikkileikkauksesta, raudoituksesta, nurjahduspituudesta, materiaaliominaisuuksista ja kuormituksen epäkeskisyydestä. Näiden perustietojen avulla ohjelmalla voidaan laskea liittopilarin suurin sallittu normaalivoima valittuna palonkestoajana tai pisin palonkesto aika palosuojaamattomana annetun kuorman perusteella.

Lämpötilan laskenta perustuu ranskalaiseen menetelmään DTU Calcul du Component au feu des poteaux mixtes, joka on esitetty myös Eurokoodin esistandardin ENV-1994-1-2 liitteessä G. Laskentamenetelmä perustuu liitteessä G esitettyihin yhtälöihin, joilla arvioidaan lämmönsiirtymistä liittopilariin, kun pilaria ympäröivän tilan lämpötila noudattaa ISO-normin mukaista lämpötilakäyrää, kaava 6.

Keskeisen puristuskestävyyden laskenta ja epäkeskeisten kuormien laskenta perustuu esistandardin liitteessä G esitettyihin menetelmiin. Laskentamenetelmä on muuten sama kuin eurokoodissa EN 1994-1-2 liitteessä H esitetty mutta materiaalien mekaanisten ominaisuuksien määrittely on eurokoodin liitteessä H erilainen kuin esistandardin liitteessä G. Suomessa liite H ei ole käytössä.

Potfire-ohjelmassa suojabetonikerros määritellään betonin ulkopinnan ja pitkittäisraudoituksen painopisteen välisenä etäisyytenä. Yhtenevät laskentatiedot ranskalaisen menetelmän kanssa saadaan kun ranskalaisen menetelmän suojabetonikerrosta lisätään pitkittäisraudoitustangon säteen verran.

Osavarmuuskertoimien arvot ovat palotilanteessa kaikille materiaaleille 1,0.

## 6.2 Comcol

Comcol-liittopilariohjelma on Rautaruukki Oy:n ja Fundia Oy:n kehittämän liittolaatta-liittopilarirunkojärjestelmän suunnitteluun laadittu apuväline, jota käytetään runkojärjestelmän kantavana pystyrakenteena toimivan liittopilarin suunnitteluun. Ohjelmalla voidaan laskea myös vastaava pilari teräs- tai betonipilarina.

Ohjelmalla voidaan mitoittaa liittopilari palonkestoluokissa R30-R240 eurokoodi 4:n tai TRY/BY26:n mukaisesti ja se soveltuu jopa 10-kerroksisen liittopilarin lujuuslaskentaan. Pilarin pitää olla välitasoilta sivusiirtymätön, joten kehäjäykistetyin rungon pilareita ohjelmalla ei voida mitoittaa. Pilarijänteen päiden kiinnitys voi olla joko kiertyvä tuki tai kiinnitetty tuki.

Ohjelmassa voidaan muokata tiettyjä laskentaparametreja, jotta mitoitus onnistuisi eurokoodi 4 mukaan, jos ohjelmaversio sallii sen. Käytössä olevan version tarvittavia parametreja voitiin muokata niin, että tuloksista saatiin lämpötilalaskennan jälkeen vertailukelpoiset PotFire:n ja ranskalaisen liitteen kesken. Muutettavat parametrit olivat betonin puristuslujuuden ja teräsprofiilin sekä betoniterästen myötölujuuden pienennyskertoimet. Materiaalien osavarmuuskertoimia ei voida muuttaa, mutta tästä ei ole haittaa palotilanteessa, koska silloin materiaalien osavarmuuskertoimet ovat ykkösiä. Normaalilämpötilassa ohjelma laskee betonin noin 11 % lujempaan kuin eurokoodilaskennassa ja betoniterästen lujuuden noin 4,5 % suurempaan kuin eurokoodimitoituksessa.

Laskennassa tarvittava suojabetonikerros on määritelty ohjelman liittopilari osuudessa teräsprofiilin sisäpinnan ja hakaraudoituksen pinnan väliseksi etäisyydeksi. Ranskalaisessa menetelmässä suojabetonikerroksella tarkoitetaan pitkittäisteräksen pinnan ja teräsprofiilin sisäpinnan välistä etäisyyttä. Comcolilla suoritetuissa vertailulaskelmissa oletushakakooksi on valittu 6 mm, joten laskennan kannalta yhtenevät arvot saadaan kun suojabetonikerrokseksi valitaan Comcolissa ranskalaisen menetelmän suojabetonikerros vähennettynä kuudella millimetrillä.

Lämpötilan laskenta perustuu ISO 834 mukaiseen standarditulipalon kehittymiskäyrään, kaava 6, joka on sama kuin eurokoodissa esitetty lämpötila-aikakäyrä. Poikkileikkauksen lämpötilan kehittyminen lasketaan elementtimenetelmällä. Ohjelmassa voi säätää elementtimenetelmän askelpituuksia, jolloin lämpötilan laskenta tarkentuu.



## 7 LÄMPÖTILATARKASTELUT

Tarkastellaan keskeisesti kuormitettua putkiliittopilaria RHS 300x300x8, nurjahduspituus 3,6 m, palonkestoluokka R60 raudoituksella 4T32 ja betonilla C30/37. Ranskalaisen menetelmän mukaisena raudoituksen suojabetonikerroksena on 40 mm. Jotta suojabetonikerros olisi yhtenevä, Comcol-ohjelmassa käytettiin suojabetonikerroksena 34 mm ja PotFire-ohjelmassa 56 mm.

Comcol-ohjelman avulla saadaan puristuskapasiteetiksi 2700 kN, PotFire-ohjelmalla 2773 kN ja ranskalaisella menetelmällä 1007 kN.

Comcol-ohjelman perusteella terästen keskimääräinen lämpötila oli 233 °C kun taas ranskalaisen menetelmän mukaan laskettaessa lämpötila oli 417 °C. PotFire-ohjelmasta ei saada lämpötilatietoja. Ranskalaisessa menetelmän sovelluksessa betoniterästen lämpötila on noin 79 % korkeampi kuin Comcol-ohjelman perusteella laskettu. Ranskalaisen menetelmän sovelluksessa lämpötila on määritetty teräsrakenneyhdistyksen kirjassa esitettyjen lämpötilakenttien mukaan. Näitä taulukoituja lukuarvoja on sovellettu siten että lämpötilan määrittämisessä sijoitettiin taulukoitujen arvojen väliin, valitaan aina varmallalla puolella oleva tapaus eli suurempi lämpötila.

Betoniterästen lämpötila määräytyy teräksen painopisteen lämpötilan mukaan, joten oikea arvo lämpötilalle lasketussa tapauksessa on etäisyydellä 53 mm teräsprofiilin sisäpinnasta. Taulukoidut arvot ovat kuitenkin 52 mm 417 °C ja 57 mm 370 °C. Vaikka betoniterästen lämpötilana olisi käytetty 370 °C, olisi lämpötila ollut 59 % suurempi kuin Comcol-ohjelman määrittelemä betoniterästen keskimääräinen lämpötila. Jos betoniterästen lämpötilana käytettäisiin Comcol:sta saatua 233 °C:ta, kasvaisi ranskalaisen menetelmän mukaan laskettu puristuskapasiteetti 1007 kN:sta 1132 kN:iin. Betoniterästen lämpötilaeron vaikutus on siis noin 12 % tässä tarkastelutapauksessa.

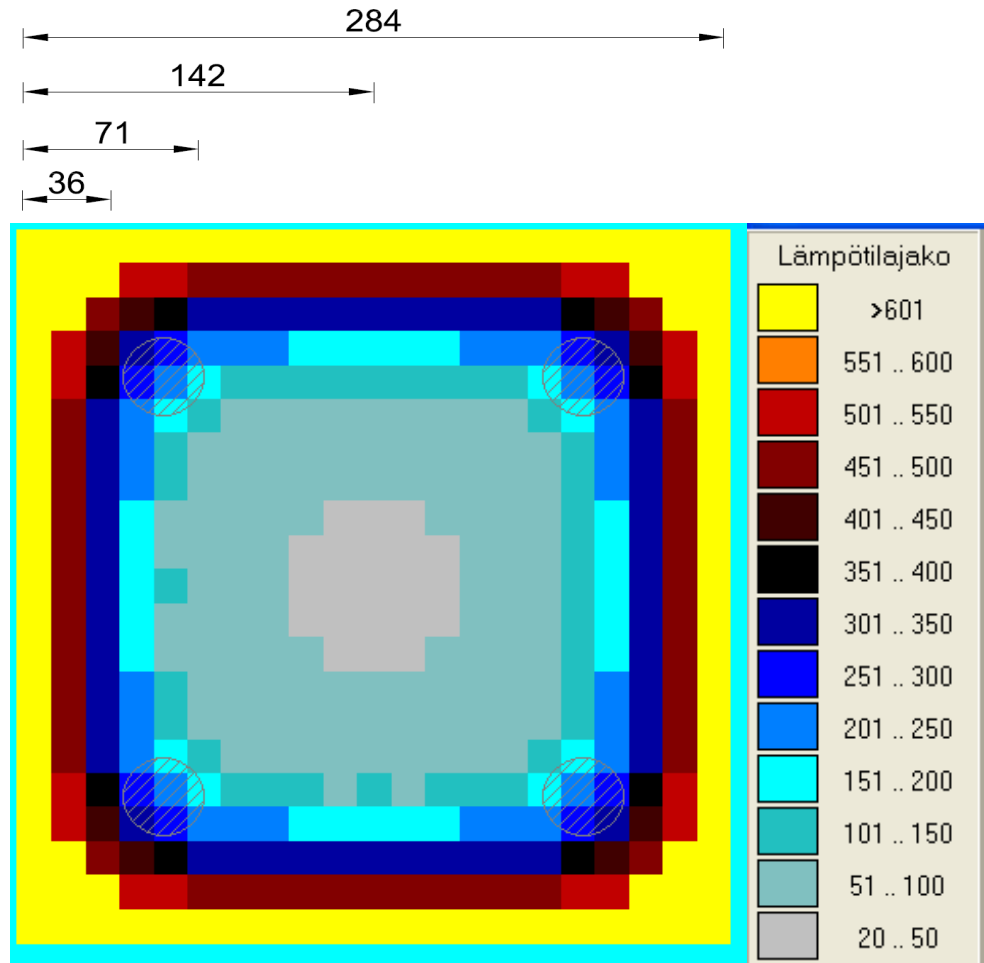
Putkiliittopilarille RHS 300x300x8 teräsraakenneyhdistyksen suunnitteluohjeen (viite 9) mukaan lämpötilakenttä on taulukon 1 mukainen.

*Taulukko 1. Liittopilarin RHS300x300x8 lämpötilataulukko*

<b>etäisyys</b>	<b>R30</b>	<b>R60</b>	<b>R90</b>	<b>R120</b>
0	705	903	987	1037
17	630	853	958	1015
22	556	796	920	985
27	480	729	871	946
32	409	658	815	901
37	345	590	755	851
42	288	526	693	797
47	236	469	631	743
52	189	417	573	687
57	150	370	520	634
62	122	327	471	584
72	95	251	387	494
82	76	186	316	419
92	59	136	255	356
142	26	72	109	167

Lämpötilakentässä etäisyys tarkoittaa etäisyyttä teräsprofiilin sisäpinnasta millimetreinä ja R30, R60, R90 ja R120 palonkestoluokkaa.

Kuvassa 14 on ote Comcol-ohjelman lämpötilakentästä pilarille RHS 300x300x8 palonkestoluokassa R60.



Kuva 14. Liittopilarin RHS300x300x8 lämpötilakenttä palonkestoluokassa R60

Vertaamalla lämpötilakenttää teräsrakenneyhdistyksen kirjassa esitettyyn voidaan todeta, että Comcol-ohjelman lämpötilakentän muoto on todellisempi kuin ranskalaisen menetelmän lämpötilakentän määrittämisen jälkeinen laskentamalli, koska Comcol-kentässä tulee huomioiduksi myös nurkissa tapahtuva lämpötilakentän pyöristymisen vaikutus. Ranskalaisessa menetelmässä lämpötila oletetaan vakioksi osapoikkileikkauksen sisällä, nurkkien ollessa teräviä, katso kuva 11.

Kuvassa 14 olevat mitat eivät ole tarkkoja, koska Comcol-ohjelma ei tulosta mittoja poikkileikkaukseen mutta niitä voidaan pitää riittävän tarkkoina, kun arvioidaan lämpötilan suuruusluokkaa. Jos verrataan lämpötilaa, kun etäisyys teräsprofiilin sisäpinnasta on 72 mm, voidaan todeta Comcol-ohjelman antavan lämpötilaksi noin 51-100 °C, kun taas teräsrakenneyhdistyksen kirjan mukaan lämpötila olisi noin 251 °C. Lämpötila etäisyydellä 37 mm teräsprofiilin sisäpinnasta on Comcol:n mukaan noin 250 °C, kun teräsrakenneyhdistyksen kirjan mukaan se on noin 590 °C. Teräsrakenneyhdistyksen suunnitteluohjeen lämpötilat ovat karkeasti arvioiden yli kaksinkertaisia verrattuna Comcol-ohjelman antamiin lämpötiloihin.

Comcol-ohjelma määrittää pilaria ympäröivän palokaasun lämpötilan eurokoodissa esitetyllä standardipalokäyrällä, katso kaava 6. Teräsrakenneyhdistyksen kirjassa esitetyt lämpötilakentät perustuvat samaan kaavaan.

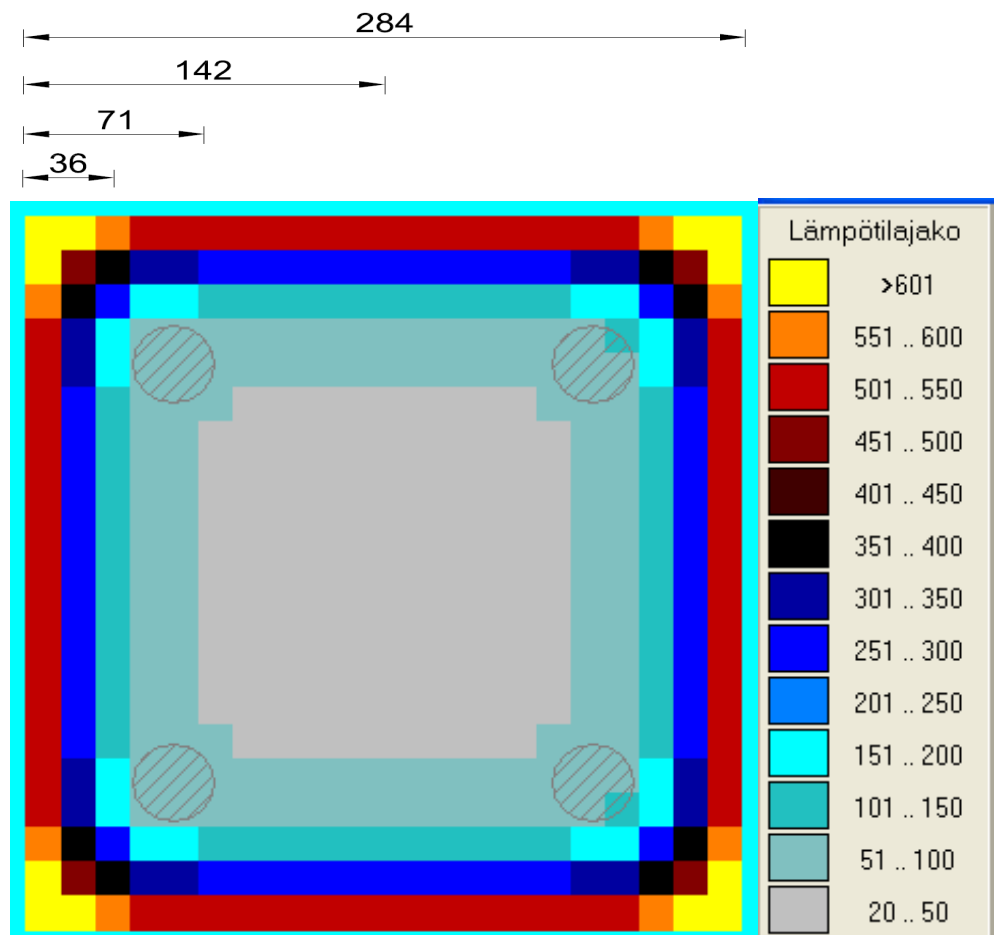
## **7.1 Vertailu lämpötilakenttien kesken**

Betoniterästen lämpötiloja vertaamalla huomattiin, että lämpötilat poikkeavat suuresti eri laskentamenetelmien kesken. Tästä syystä vertaillaan tarkemmin putkiliittopilarin RHS 300x300x8 lämpötiloja palonkestoluokissa R30, R60, R90 ja R120.

Comcol-ohjelma ilmoittaa erikseen terästen keskimääräisen lämpötilan ja muodostaa kuvien 15-18 mukaisen lämpötilakenttä kuvaajan, jonka avulla voidaan arvioida lämpötiloja. Comcol-ohjelmasta saadut lämpötilat eivät siis ole tarkkoja mutta niiden avulla voidaan suuruusluokka arvioida.

### 7.1.1 Palonkestoluokka R30

Terästen lämpötila on Comcol-ohjelman perusteella 84 °C. Betoniterästen painopisteen etäisyys teräsprofiilin sisäpinnasta on 53 mm. Ranskalaisessa menetelmässä päätettiin tässä insinööriyössä käyttää teräsrakenneyhdistyksen kirjassa (viite 9) esitettyjä lämpötilakenttiä, kohta 5.3. Taulukoiduista arvoista lähimpänä terästen todellista sijaintia on kohta 52 mm teräsprofiilin sisäpinnasta, jolloin lämpötila on 189 °C.

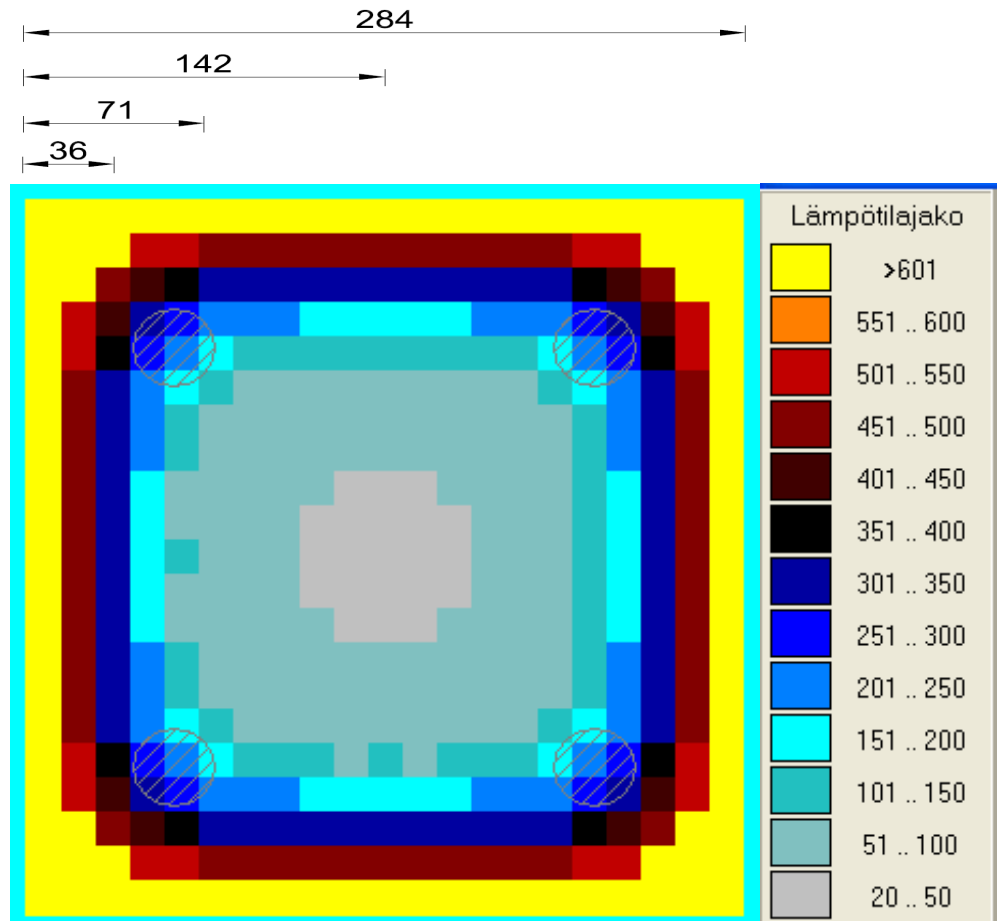


Kuva 15. Liittopilarin RHS300x300x8 lämpötilakenttä palonkestoluokassa R30 Comcol-ohjelman perusteella..

Kun verrataan lämpötiloja teräsrakenneyhdistyksen (TRY) kirjan ja Comcol-ohjelman välillä eri kohdissa poikkileikkausta, huomataan että arvot eivät ole yhteneviä. Etäisyydellä 37 mm teräsprofiilin sisäpinnasta TRY-kirja antaa lämpötilaksi 345 °C, kun taas Comcol:sta tehty arvio osuu välille 100-150 °C. Etäisyydellä 72 mm TRY-kirja antaa lämpötilaksi 95 °C, kun Comcol:n perusteella lämpötila on noin 50 °C. Comcol-ohjelmasta tehdyt arviot eivät ole tarkkoja, mutta suuruusluokka voidaan arvioida, kuva 15.

### 7.1.2 Palonkestoluokka R60

Terästen lämpötila on Comcol-ohjelman perusteella 233 °C, kun betoniterästen painopisteen etäisyys teräsprofiilin sisäpinnasta 53 mm. TRY-kirja antaa lämpötilan kohdassa 52 mm teräsprofiilin sisäpinnasta, jolloin lämpötila on 417 °C.

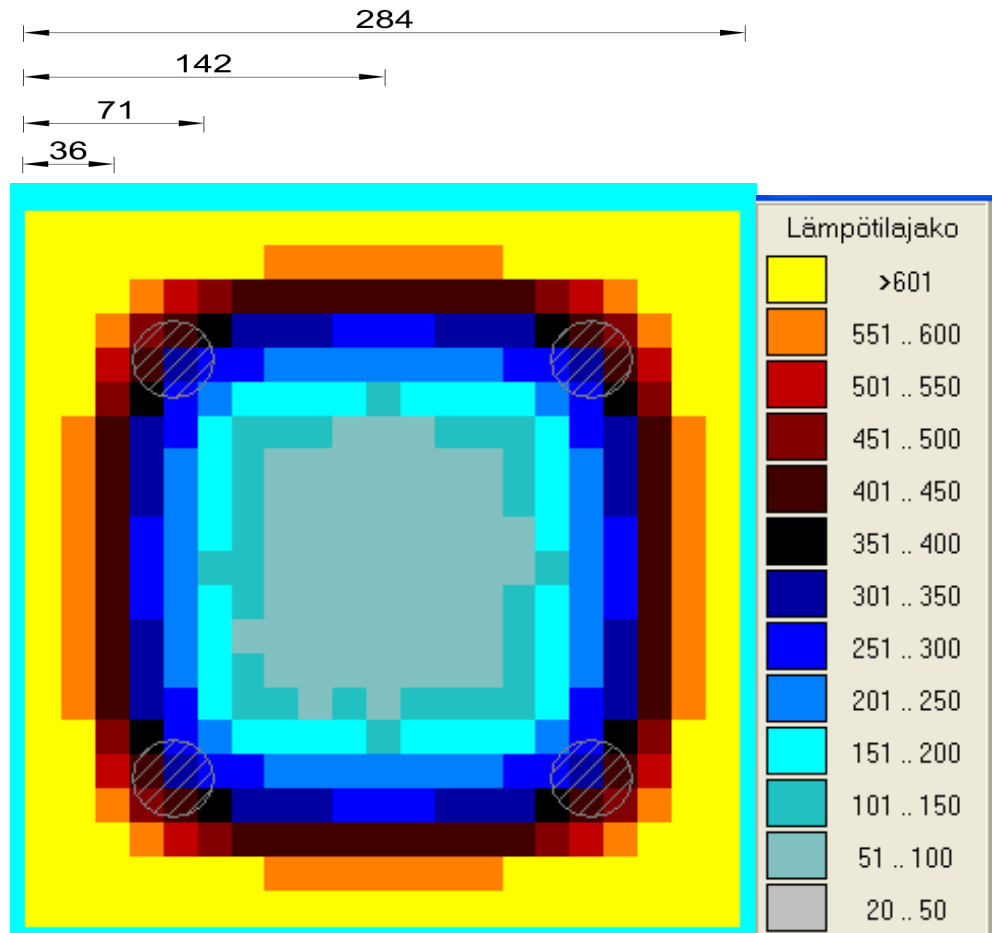


Kuva 16. Liittopilarin RHS300x300x8 lämpötilakenttä palonkestoluokassa R60 Comcol-ohjelman perusteella.

Verrattaessa lämpötiloja muissa poikkileikkauksen kohdissa huomataan, että Comcol-ohjelma antaa matalampia lämpötiloja kuin TRY:n kirja. Etäisyydellä 37 mm teräsprofiilin sisäpinnasta lämpötila on TRY-kirjan mukaan 590 °C, kun Comcol-ohjelma antaa lämpötilaksi 301-350 °C. Etäisyydellä 72 mm TRY-kirja antaa lämpötilaksi 251 °C, kun Comcol-ohjelma 51-100 °C ja etäisyydellä 142 mm TRY-kirja antaa lämpötilaksi 72 °C, kun taas Comcol-ohjelma 20-50 °C.

### 7.1.3 Palonkestoluokka R90

Terästen lämpötila on Comcol-ohjelman perusteella 365 °C, kun betoniterästen painopisteen etäisyys teräsprofiilin sisäpinnasta 53 mm. TRY-kirja antaa lämpötilan kohdassa 52 mm teräsprofiilin sisäpinnasta, jolloin lämpötila on 573 °C.

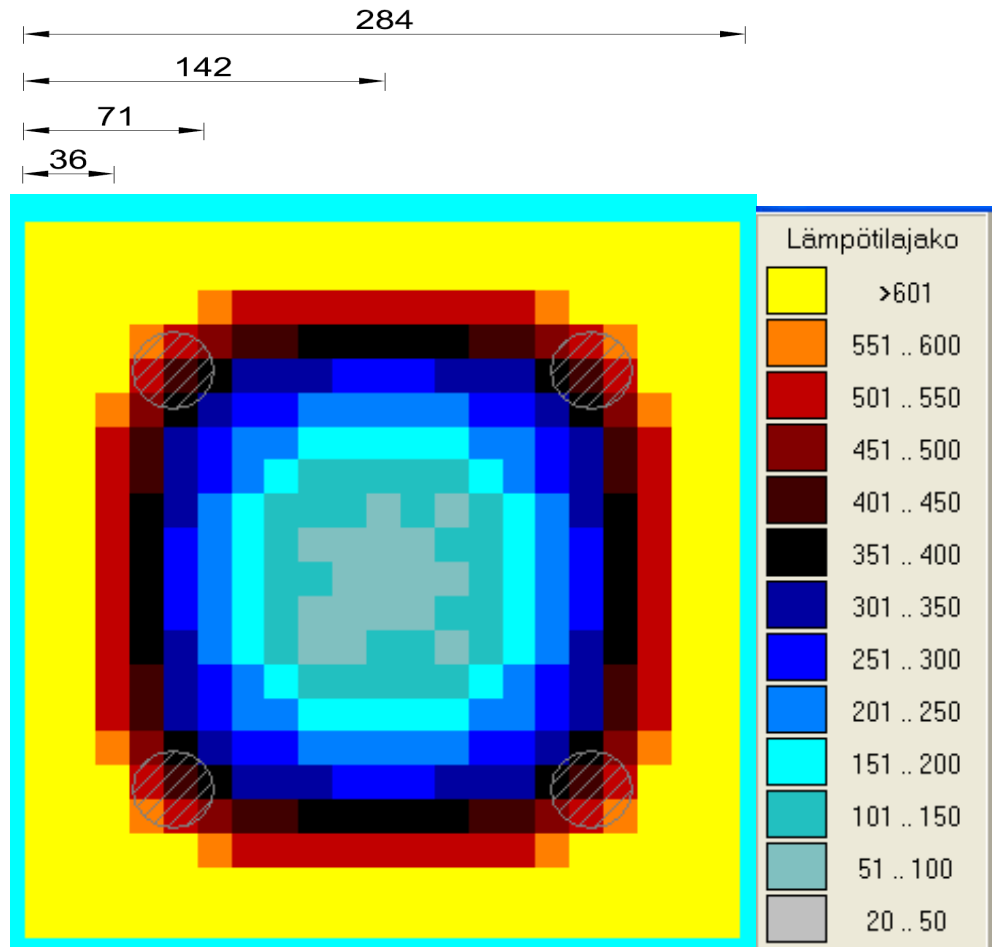


Kuva 17. Liittopilarin RHS300x300x8 lämpötilakenttä palonkestoluokassa R90 Comcol-ohjelman perusteella.

Lämpötilat pilarin sisällä ovat tässäkin palonkestoluokassa suurempia TRY-kirjassa kuin Comcol-ohjelmassa. Etäisyydellä 37 mm teräsprofiilin sisäpinnasta TRY-kirja antaa lämpötilaksi 755 °C, kun taas Comcol-ohjelma 400-500 °C. Etäisyydellä 72 mm TRY-kirjasta saadaan lämpötilaksi 387 °C, kun Comcol:sta 201-250 °C ja etäisyydellä 142 mm TRY-kirjasta 109 °C, kun Comcol antaa lämpötilaksi 51-100 °C.

### 7.1.4 Palonkestoluokka R120

Terästen lämpötilaksi saadaan Comcol-ohjelman perusteella 467 °C, kun betoniterästen painopisteen etäisyys teräsprofiilin sisäpinnasta 53 mm. TRY-kirja antaa lämpötilan kohdassa 52 mm teräsprofiilin sisäpinnasta, jolloin lämpötila on 687 °C.



Kuva 18. Liittopilarin RHS300x300x8 lämpötilakenttä palonkestoluokassa R120 Comcol-ohjelman perusteella.

Lämpötilat pilarin sisällä ovat edelleen suurempia TRY-kirjan mukaan kuin Comcol-ohjelmasta saadut lämpötilat. Etäisyydellä 37 mm teräsprofiilin sisäpinnasta saadaan lämpötilaksi TRY-kirjan mukaan 851 °C, kun Comcol antaa lämpötilaksi 501-550 °C. Etäisyydellä 72 mm TRY-kirjasta saadaan 494 °C, kun Comcol-ohjelmasta 201-250 °C ja etäisyydellä 142 mm TRY-kirjasta 167 °C, kun Comcol-ohjelmasta 51-100 °C.



Pilarin sisällä olevalla lämpötilakentällä on erittäin suuri merkitys pilarin kestävyteen tulipalotilanteessa, koska pilarin sisäisten osapoikkileikkausten lämpötilojen avulla lasketaan pienennyskertoimet materiaalien lujuuksille.

Esimerkiksi paloluokassa R120 liittopilarin RHS 300x300x8 betoniosuudelle etäisyydellä 37 mm teräsprofiilin sisäpinnasta saadaan Comcol-ohjelmasta lämpötilaksi noin 501-550 °C, jolloin betonin lujuuden pienennyskertoimeksi saadaan noin 0,6. Samalla 37 mm etäisyydellä teräsrakenneyhdistyksen kirja antaa lämpötilaksi 851 °C, jolloin betonin lujuuden pienennyskertoimeksi saadaan noin 0,12. Betonin lujuus kyseisessä tilanteessa on siis Comcol-laskennan mukaisen lämpötilan mukaan noin viisinkertainen verrattuna teräsrakenneyhdistyksen kirjan esittämien lämpötilakenttien mukaiseen lujuuteen.

Tarkasteltaessa betoniteräksiä, joiden vaikutus kestävyteen varsinkin epäkeskisten kuormien kannalta on suuri, huomataan, että lämpötilalla on suuri vaikutus kapasiteettiin. Esimerkkitapauksessa palonkestoluokassa R120 liittopilarilla RHS300x300x8 raudoituksena on 4T32, joiden painopiste on 53 mm teräsprofiilin sisäpinnasta, katso kuva 18. Comcol-ohjelma antaa lämpötilaksi raudoitukselle keskimäärin 467 °C, jolloin myötölujuuden pienennyskertoimeksi saadaan 0,85. Teräsrakenneyhdistyksen kirjassa määriteltyjen lämpötilakenttien avulla saadaan lämpötila kohdalle 52 mm teräsprofiilin sisäpinnasta, jonka voidaan olettaa olevan sama kuin kohdassa 53 mm teräksen hyvän lämmönjohtokyvyn ansiosta. Lämpötilaksi saadaan 687 °C, jonka avulla saadaan myötölujuuden pienennyskertoimeksi 0,26. Betoniteräksen myötölujuus on siis noin 3,3 kertainen Comcol-ohjelmasta saatavan lämpötilakentän perusteella verrattuna teräsrakenneyhdistyksen kirjassa määritettyihin lämpötilakenttiin.

Jo alhaisissa palonkestoluokissa lämpötilaerot ovat merkittäviä. Tarkastellaan muuten samaa tilannetta kuin yllä mutta vaihdetaan palonkestoluokaksi R30, kuva 15. Raudoituksen kannalta laskennallisesti Comcol-ohjelman antaman 84 °C:n ja teräsrakenneyhdistyksen kirjan 189 °C lämpötilaerolla ei ole väliä, koska teräksen myötölujuus pysyy eurokoodin EN 1994-1-2 mukaan laskennallisesti vakiona aina 400 °C saakka. Betonin osapoikkileikkausten puristuslujuuden kannalta lämpötilaerolla taas on merkitystä. Etäisyydellä 37 mm teräsprofiilin sisäpinnasta saadaan Comcol-ohjelman perusteella lämpötilaksi noin 101-150 °C, jolloin betonin lujuuden pienennyskerroin on

luokkaa 0,975-1,0. Teräsrakenneyhdistyksen kirjan mukaisen lämpötilamallin perusteella lämpötilaksi saadaan 345 °C, jolloin betonin lujuuden pienennyskertoimeksi saadaan 0,805. Lujuuksien pienennyskertoimien ero on noin 20-25 %.

Pilarin sisälämpötilojen erot kasvavat kun palonkestoluokka kasvaa eli altistuminen lämpösäteilylle kasvaa. Erot ovat huomattavia sillä kaikkien vertailuohjelmien lämmön laskenta perustuu samaan aika-lämpötilakäyrään, kaava 6.

## 7.2 Lämpötilakentän määrittäminen vertailuohjelmilla ja eurokoodissa

Lämpötilakentän määrittäminen perustuu kaikilla ohjelmilla standardipalokäyrään, kaava 6, joten kaikilla ohjelmilla lähtötilanne on sama eli pilaria ympäröivän palotilan lämpötila on sama tietyssä ajassa. Erot lämpötilan laskennassa ovat siinä miten lämmönsiirtymistä pilariin ja pilarissa on mallinnettu.

PotFire-ohjelmassa teräksen lämmönjohtavuus lämpötilan ollessa alle 750 °C saadaan lausekkeesta

$$\lambda_a = -0,0329\theta + 54,7 \quad (\text{W/mK}) \quad (61)$$

missä  $\theta$  on lämpötila Celsius-asteina.

Lämpötilan ollessa yli 750 °C saadaan teräksen lämmönjohtavuus lausekkeesta

$$\lambda_a = 30 \quad (\text{W/mK}) \quad (62)$$

Teräksen ominaislämpökapasiteetti määrittyy PotFire-ohjelmassa lausekkeesta

$$C_a = 473 + 20,1 * 10^{-3} \theta + 38,1 * 10^{-6} \theta^2 \quad (\text{J/kgK}) \quad (63)$$

missä  $\theta$  on lämpötila Celsius-asteina.

Betonin lämmönjohtavuus määritellään lämpötilan ollessa alle 500 °C PotFire-ohjelmassa lausekkeesta

$$\lambda_c = 1,628 - 0,14\left(\frac{\theta}{100}\right) \quad (\text{W/mK}) \quad (64)$$

Lämpötilan ollessa yli 500 °C saadaan betonin lämmönjohtavuus lausekkeesta

$$\lambda_c = 0,928 - 0,07\left(\frac{\theta}{100}\right) \quad (\text{W/mK}) \quad (65)$$

Betonin ominaislämpökapasiteetti määritellään PotFire-ohjelmassa vakioksi

$$C_b = 921,1 \quad (\text{J/kgK}) \quad (66)$$

Teräsrakenneyhdistyksen kirjassa lämmönjohtavuutta ei oteta huomioon vaan lämpötilan määrittäminen poikkileikkauksen eri kohdissa riippuu lämpölaajenemisesta, ominaislämpökapasiteetista ja materiaalin tiheydestä.

Kaikkien rakenneteräs- ja betoniteräslajien lämpölaajeneminen teräsrakenneyhdistyksen kirjassa määritellään lämpötilan funktiona lausekkeilla:

$$\frac{\Delta l}{l} = -2,416 * 10^{-4} + 1,2 * 10^{-5} \theta_a + 1,4 * 10^{-8} \theta_a^2 \quad (67)$$

kun  $20^\circ C \leq \theta_a \leq 750^\circ C$

$$\frac{\Delta l}{l} = 11 * 10^{-3} \quad (68)$$

kun  $750^\circ C < \theta_a \leq 860^\circ C$

$$\frac{\Delta l}{l} = -6,2 * 10^{-3} + 2 * 10^{-5} \theta_a \quad (69)$$

kun  $860^\circ C < \theta_a \leq 1200^\circ C$

missä  $l$  on normaalilämpötilassa olevan kappaleen pituus,  $\Delta l$  on lämpenemisen aiheuttama pituuden muutos ja  $\theta_a$  on teräksen lämpötila Celsiusasteina.

Rakenneterästen ja betoniterästen ominaislämpö määritellään Teräsrakenneyhdistyksen kirjassa lämpötilan funktiona lausekkeilla:

$$C_a = 425 + 7,73 * 10^{-1} \theta_a - 1,69 * 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 * 10^{-6} \theta_a^3 \text{ (J/kgK)} \quad (70)$$

kun  $20^\circ C \leq \theta_a \leq 600^\circ C$

$$C_a = 666 - \frac{13002}{\theta_a - 738} \text{ (J/kgK)} \quad (71)$$

kun  $600^\circ C < \theta_a \leq 735^\circ C$

$$C_a = 545 - \frac{17820}{\theta_a - 731} \text{ (J/kgK)} \quad (72)$$

kun  $735^\circ C < \theta_a \leq 900^\circ C$

$$C_a = 650 \text{ (J/kgK)} \quad (73)$$

kun  $900^\circ C < \theta_a \leq 1200^\circ C$

missä  $\theta_a$  on teräksen lämpötila Celsius-asteina.

Teräsrakenneyhdistyksen kirjan lämpötilakenttien laskennassa käytetään kaikissa lämpötiloissa kaikille rakenneteräs- ja betoniteräsluokille tiheyden arvoa  $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$ .

Normaalirunkoaineisen betonin lämpölaajeneminen lasketaan teräsrakenneyhdistyksen kirjassa lausekkeilla:

$$\frac{\Delta l}{l} = -1,8 * 10^{-4} + 9 * 10^{-6} \theta_c + 2,3 * 10^{-11} \theta_c^3 \quad (74)$$

kun  $20^\circ C \leq \theta_c \leq 700^\circ C$

$$\frac{\Delta l}{l} = 14 * 10^{-3} \quad (75)$$

kun  $700^\circ C < \theta_c \leq 1200^\circ C$

missä  $l$  on betonikappaleen pituus normaalilämpötilassa,  $\Delta l$  on lämpölaajenemisesta aiheutuva betonikappaleen pituuden muutos ja  $\theta_c$  on betonin lämpötila Celsius-asteina.

Normaalirunkoaineisen betonin ominaislämpökapasiteetti lasketaan Teräsrakenneyhdistyksen kirjan lämpötilakenttiä määrittäessä lausekkeista:

$$C_c = 900 \quad (\text{J/kgK}) \quad (76)$$

kun  $20^\circ \text{C} \leq \theta_c \leq 100^\circ \text{C}$

$$C_c = 900 + (\theta_c - 100) \quad (\text{J/kgK}) \quad (77)$$

kun  $100^\circ \text{C} < \theta_c \leq 200^\circ \text{C}$

$$C_c = 1000 + \frac{\theta_c - 200}{2} \quad (\text{J/kgK}) \quad (78)$$

kun  $200^\circ \text{C} < \theta_c \leq 400^\circ \text{C}$

$$C_c = 1100 \quad (\text{J/kgK}) \quad (79)$$

kun  $400^\circ \text{C} < \theta_c \leq 1200^\circ \text{C}$

missä  $\theta_c$  on betonin lämpötila Celsius-asteina.

Normaalirunkoainebetonin tiheydelle Teräsrakenneyhdistyksen kirja antaa likiarvolausekkeen

$$\rho_c = 2354 - 23,47 \frac{\theta_c}{100} \quad (\text{kg/m}^3) \quad (80)$$

missä  $\theta_c$  on betonin lämpötila Celsius-asteina.

Teräsrakenneyhdistyksen kirjassa oletetaan, että betonin kosteus ei ole suurempi kuin 4 %.

Eurokoodissa EN 1994-1-2 määritetään kohdassa 3.3 materiaalien termiset ominaisuudet. Rakenne- ja betoniteräksille ominaislämpökapasiteetti saa-

daan laskettua lausekkeista 70-73. Rakenne- ja betoniterästen lämmönjohtavuus saadaan lausekkeista

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \theta_a \quad (\text{W/mK}) \quad (81)$$

kun  $20^\circ \text{C} \leq \theta_a \leq 800^\circ \text{C}$

$$\lambda_a = 27,3 \quad (\text{W/mK}) \quad (82)$$

kun  $800^\circ \text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ \text{C}$

missä  $\theta_a$  on teräksen lämpötila Celsius-asteina.

Normaalirunkoaineisen betonin lämpöpitenevä saadaan kaavoista 74-75, ominaislämpökapasiteetti lausekkeista 76-79 ja ominaislämpökapasiteetin likiarvo lausekkeesta

$$C_{c,\theta} = 890 + 56,2 \frac{\theta_c}{100} - 3,4 \left( \frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (\text{J/kgK}) \quad (83)$$

jossa  $\theta_c$  on betonin lämpötila Celsius-asteina

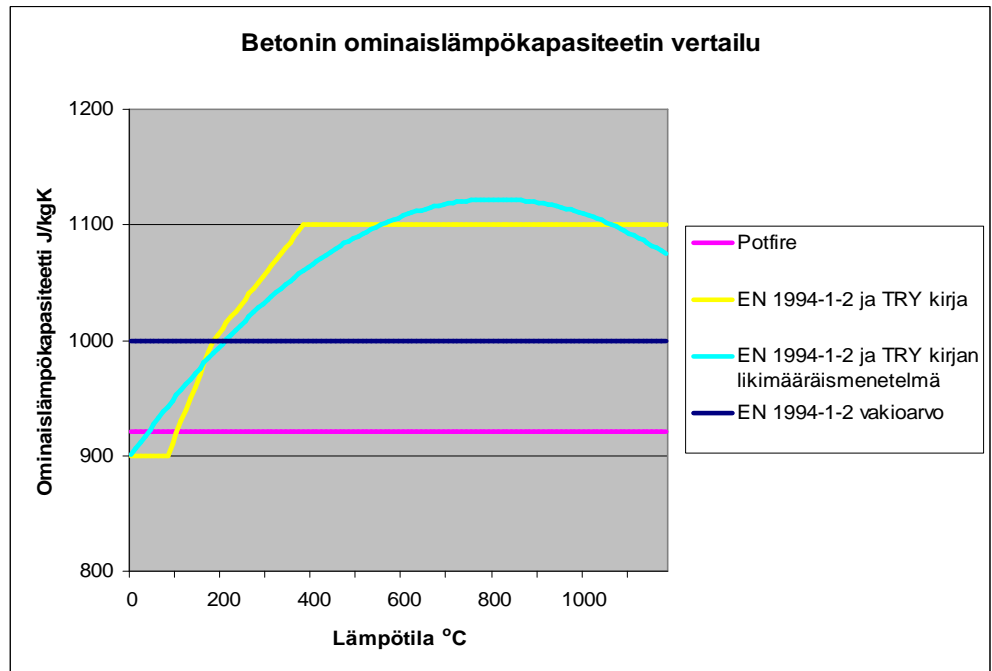
Eurokoodi antaa myös yksinkertaisissa laskentamalleissa vaihtoehtona vakioarvon betonin ominaislämpökapasiteetiksi, joka on 1000 J/kgK. Jos betonin kosteuspitoisuutta ei ole saatavissa tulee eurokoodin mukaan käyttää kosteuspitoisuutena enintään 4 % betonin painosta. Suomen kansallisen liitteen mukaan betonin lämmönjohtavuus saadaan lausekkeesta

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 \frac{\theta_c}{100} + 0,0107 \left( \frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (\text{W/mK}) \quad (84)$$

kun  $20^\circ \text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ \text{C}$ .

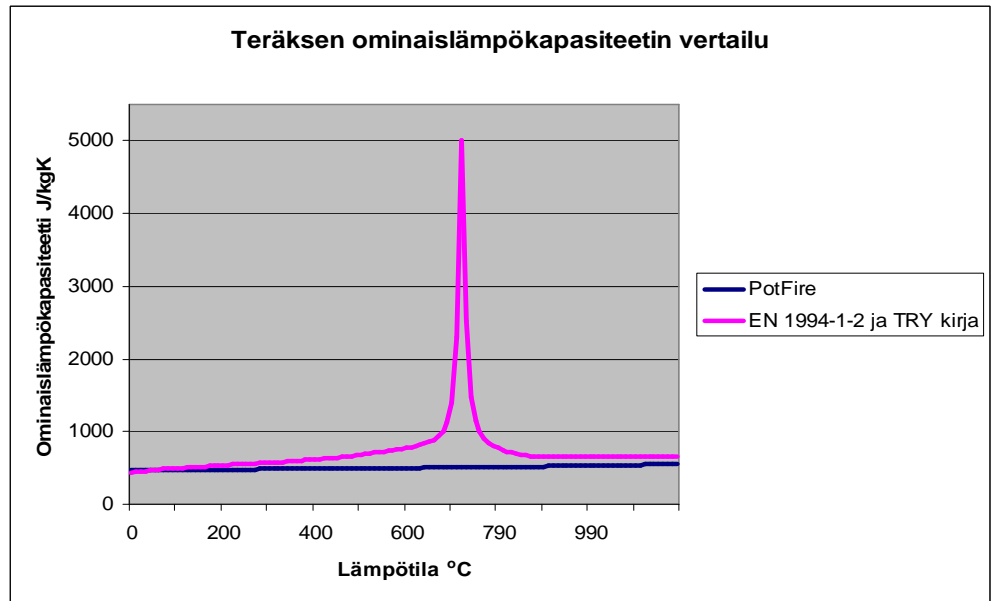
Tämä lauseke, kaava 84, on myös eurokoodissa esitetty normaalibetonin lämmönjohtavuuden ylärajalauseke. Yksinkertaisissa laskentamalleissa betonin lämmönjohtavuutta voidaan pitää betonin lämpötilasta riippumattomana, jolloin käytetään arvoa 1,60 W/mK.

Vertailtaessa betonin ominaislämpökapasiteettia PotFire-ohjelman ja Teräs-rakenneyhdistyksen kirjassa laskettuihin lämpötilakenttiin, huomataan, että PotFire-ohjelma käyttää pienempää ominaislämpökapasiteettia, katso kuva 19. PotFire:n käyttämä ominaislämpökapasiteettikäyrä on pienempi kuin euronormin vakioarvo käyrä, jossa ominaislämpökapasiteetin arvo on 1000 J/kgK. Euronormin likiarvokäyräkin on suurempi kuin PotFire:n käyttämä, kun lämpötila on suurempi kuin 60 °C.



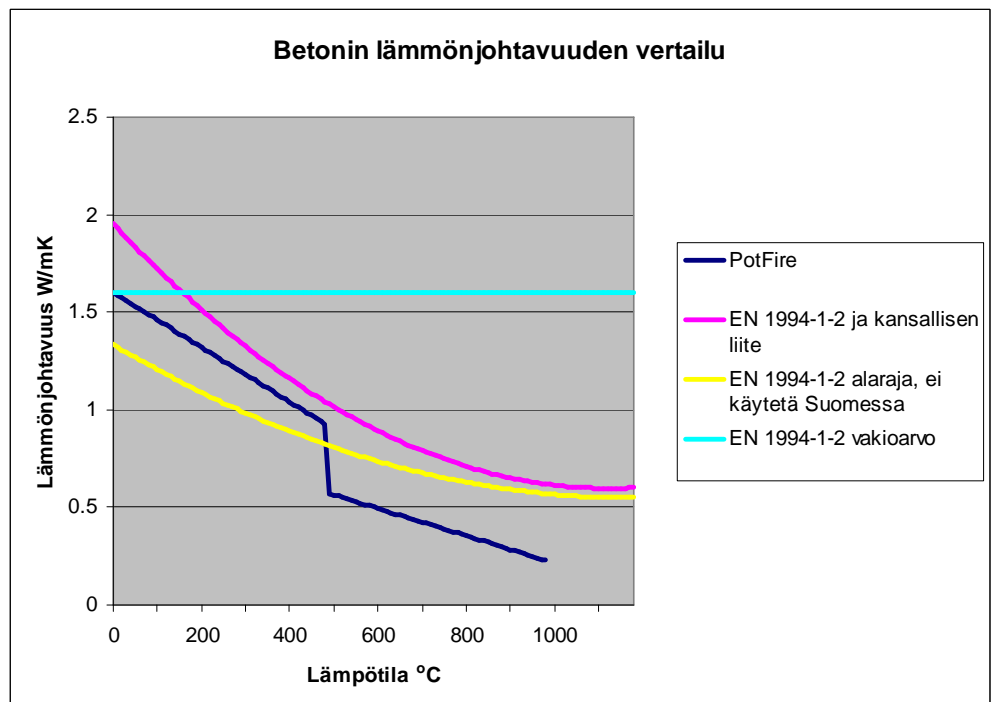
Kuva 19. Betonin ominaislämpökapasiteetin vertailu

Teräksen ominaislämpökapasiteetti on myös laskettu pienemmäksi PotFire-ohjelmassa, kun teräsrakenneyhdistyksen kirjassa. Lisäksi PotFire:n käyrästä puuttuu kokonaan teräkselle ominainen piikki, jonka huippu on 735 °C lämpötilassa. Tämä havainnollistuu kuvassa 20.



Kuva 20. Teräksen ominaislämpökapasiteetin vertailu

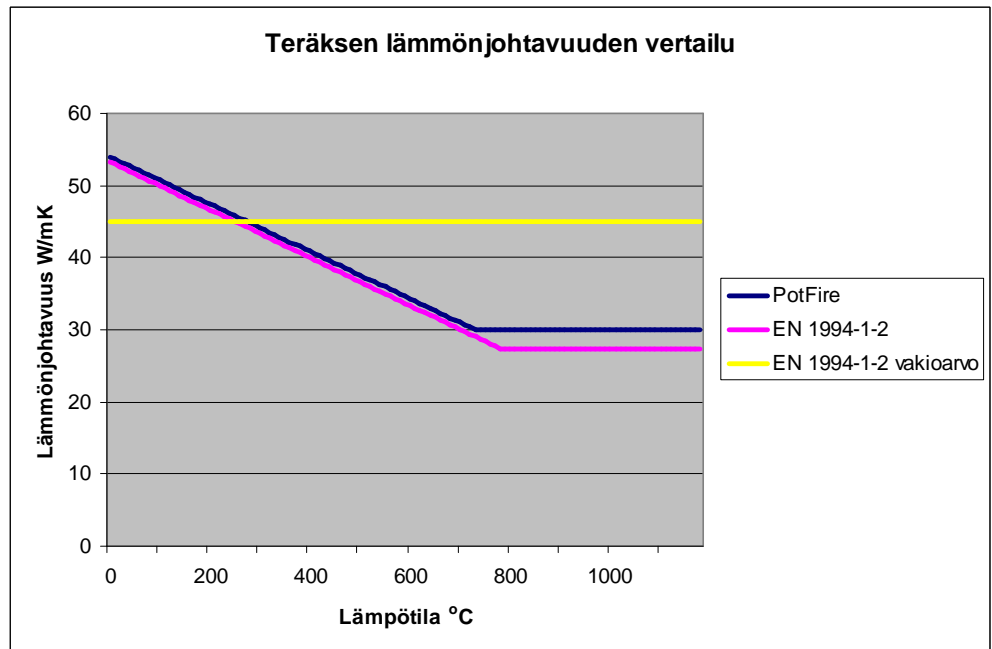
Betonin lämmönjohtavuuden vertailu kuvassa 21 paljastaa että PotFire-ohjelmassa käytettävillä lämmönjohtavuuden lausekkeilla 64-65 alitetaan euronormissa määritelty alarajakäyrä. Näin ollen PotFire-ohjelmassa pilarin sisäinen lämpötila jää pienemmäksi kuin euronormin mukaisessa lämpötilatarkastelussa. Suomessa betonin lämmönjohtavuudelle käytetään euronormin yläraajakäyrää, joka on kuvassa 21 esitetty violetilla.



Kuva 21. Betonin lämmönjohtavuuden vertailu



Teräksen lämmönjohtavuutta vertailtaessa kuvassa 22 huomataan PotFire-ohjelmassa käytettävän käyrän ja eurokoodin mukaisen käyrän olevan lähes päällekkäin. PotFire-ohjelman käyrä antaa hieman suurempia lämmönjohtavuuksia, kun teräksen lämpötila nousee yli 750 °C.



Kuva 22. Teräksen lämmönjohtavuuden vertailu

Voidaan todeta, että liittopilarin sisäinen lämpötilakenttä ei ole yhtenevä eri ohjelmien välillä. Pilarin sisäisen lämpötilalaskennan erot ovat suuria, mitkä vaikuttavat suoraan osapoikkileikkausten kestävyysiin. Osapoikkileikkausten kestävyys vaihtelee jopa viisinkertaisesti eri laskentamenetelmää käytettäessä.

Comcol-ohjelman laskentaperusteista ei selviä miten lämmönjohtavuuden ja ominaislämpökapasiteetin riippuvuus lämpötilasta otetaan huomioon. Laskentakaavat elementtien lämpötilan määrittämiseksi esitetään mutta kaavoissa esiintyvät lämmönjohtavuuden ja ominaislämpökapasiteetin laskentaperusteet jäävät epäselviksi. Lisäksi ohjelman perusteissa todetaan lämpötilalaskennasta, että

laskentamenetelmä on kalibroitu siten, että poikkileikkauksen lämpötilakäyrät noudattavat normien mukaisia lämpötilajakautumia määrätyille aikaluokille /9, s.36/.

Teräsrakenneyhdistyksen kirjassa (viite 9) lasketuista lämpötilakentistä voidaan todeta, että ne ovat käyttökelpoisia arvioitaessa poikkileikkauksen kestävyyttä ja materiaaliosien nimellisiä taivutusjäykkyyksiä. /16, s.3./

## 8 PURISTUS- JA TAIVUTUSKESTÄVYYDEN VERTAILU

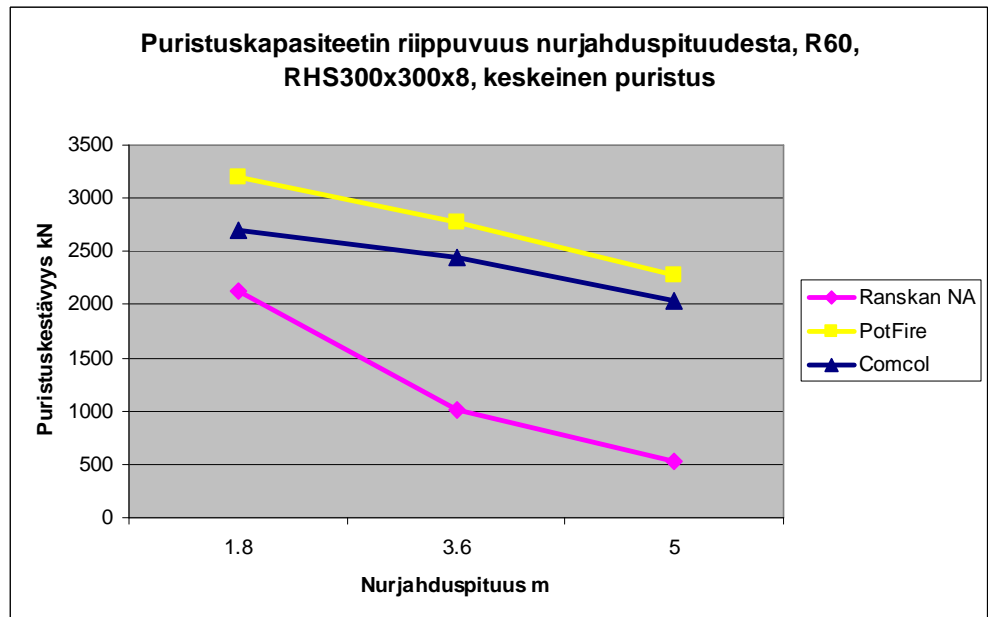
Kestävyysvertailut tehtiin vertaamalla kohdassa 6 mainittujen ohjelmien tuloksia tämän insinööriyön yhteydessä luotuun MathCad-laskentapohjaan. Muuttujina käytettiin Suomessa tyypillisiä liittopilarin muuttujia.

### 8.1 Keskeiset kuormitukset

Tässä luvussa olevien kaavioiden puristuslujuuden lukuarvoihin ei tule kiinnittää huomiota, vaan tarkastelu tulee tehdä käyrien muodon perusteella. Puristuslujuuden arvoja ei voida pitää vertailukelpoisina, koska palonaikaisen puristuskapasiteetin laskenta perustuu lämpötilan vaikutuksesta alennettuihin lujuuksiin, ja Comcol- ja PotFire-ohjelmissa pilarin lämpötilakentät on määritetty erilailla kuin ranskalaisessa menetelmässä käytettävässä eurokoodin mukaisessa lämpötilalaskennassa, joka johtaa alempiin lämpötiloihin, katso kohta 7.

#### 8.1.1 Nurjahduspituuden vaikutus kestävyteen

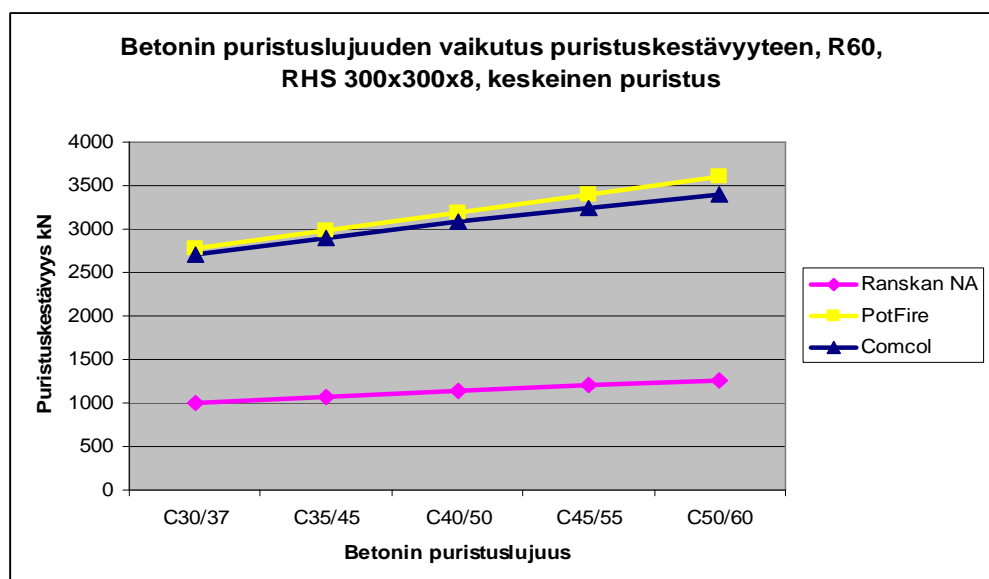
Nurjahduspituudella on suuri vaikutus puristuskapasiteettiin, koska putkiliittopilarin kestävyys määräytyy kuten betonipilareissa, joissa aluksi arvioidaan poikkileikkauksen kestävyys ja pilarin kestävyys on osa poikkileikkauksen kestävyydestä hoikkuuden funktiona. Nurjahduspituuden kasvaessa liittopilarin puristuskapasiteetti pienenee, koska toisen kertaluvun momenttien vaikutukset kasvavat. Tällöin käyrien muoto on laskeva, joka havainnollistuu kuvassa 23. Ympyräprofiileilla käyrien muoto oli yhtenevä.



Kuva 23. Liittopilarin puristuskapasiteetin riippuvuus nurjahduspituudesta

### 8.1.2 Betonin puristuslujuuden vaikutus kestävyyteen

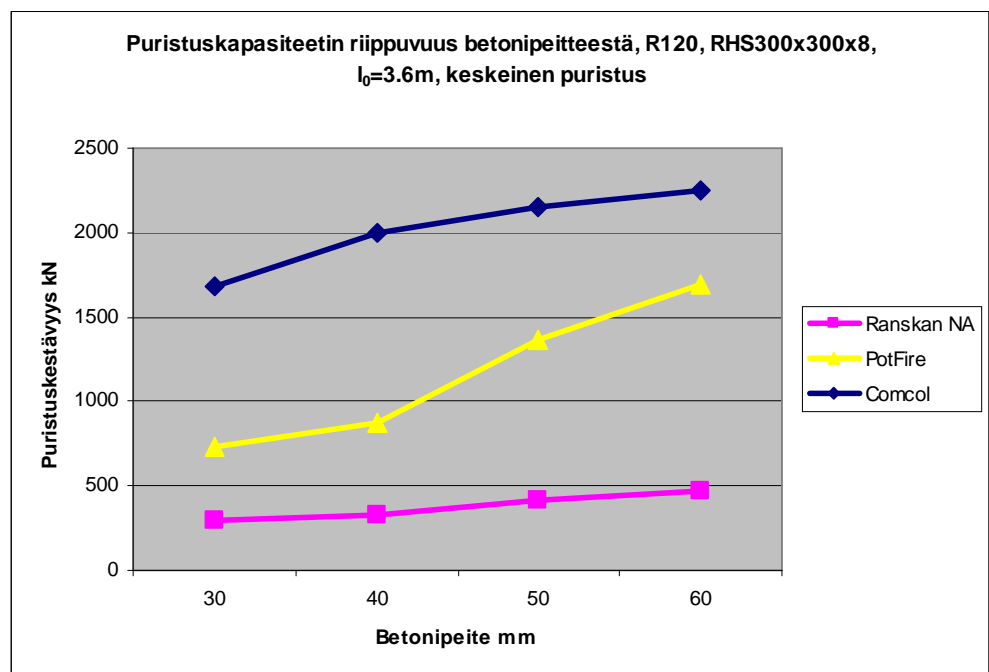
Betonin puristuslujuudella on selvä vaikutus liittopilarin kestävyyteen. Laskentamenetelmästä riippumatta betonin puristuslujuuden kasvattaminen kasvattaa myös pilarin puristuskestävyyttä, kuva 24. Tämä johtuu siitä, että pitkissä palonkestoluokissa pilarin kestävyys muodostuu raudoitettujen betonipilarin kestävydestä, jonka lujuutta on alennettu lämpötilan perusteella. Teräskuori kantaa osan kuormista palon alkuvaiheessa mutta palon edetessä kuormat siirtyvät betonipilarille, katso kohta 3.3.



Kuva 24. Betonin puristuslujuuden vaikutus puristuskapasiteettiin

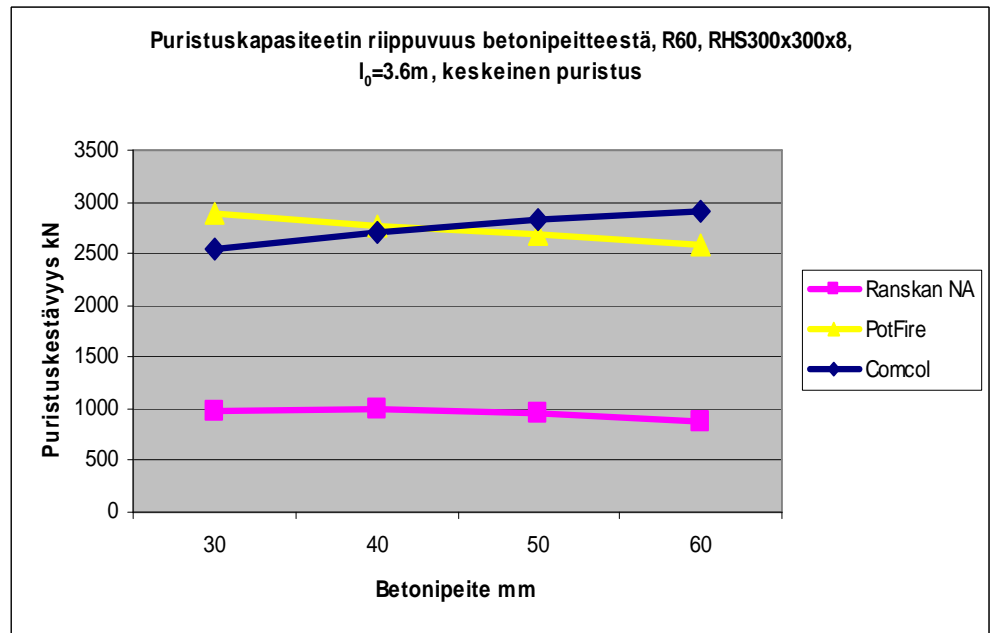
### 8.1.3 Betonipeitteen vaikutus kestävyteen

Liittopilarin raudoituksen betonipeitteen kasvattaminen lisää puristuskestävyyttä, varsinkin korkeissa palonkestoluokissa. Paksumman betonipeitteen ansiosta terästen lämpötila pysyy alempana, jolloin myös niiden myötölujuus on suurempi. Esimerkkitapauksessa, kuvassa 25, terästen lämpötila vaihteli, eurokoodin mukaisen lämpötilalaskennan perusteella, noin 390 ja 740 °C:een välillä. Kuvan 25 käyrissä tulee kiinnittää huomiota niiden muotoon, josta voidaan päätellä, että laskentamenetelmästä riippumatta suoja-betonikerroksen kasvattaminen lisää puristuskapasiteettia korkeissa palonkestoluokissa. Pyöreissä liittopilareissa käyrien muodot olivat yhteneviä neliöliittopilareiden muotoon.



Kuva 25. Betonipeitteen vaikutus puristuskapasiteettiin palonkestoluokassa R120

Lyhyissä palonkestoluokissa terästen sijoittaminen sisemmälle pilariin ei lisää puristuskapasiteetin kasvua, katso kuva 26. Tämä johtuu siitä, että terästen etäisyys liittopilarin painopisteeseen pienenee, jolloin myös pilarin taiputusjäykkyys alenee. Comcol-ohjelman käyrässä ei näy laskua, koska ohjelmassa lasketaan pilarin maksiminormaaliveikotilakapasiteetti siten, että poikkileikkaukselle annetaan tasainen 0,2 % puristuma. Tällöin terästen siirtäminen kauemmaksi ulkokuoresta alentaa niiden lämpötilaa, jolloin niiden puristuskestävyys paranee. Neliöpilarin käyrien muodot ovat yhteneviä myös ympyräpoikkileikkauksilla.



Kuva 26. Betonipeitteen vaikutus puristuskapasiteettiin palonkestoluokassa R60

## 8.2 Epäkeskiset kuormitukset

Epäkeskisyyden laskentaan tulee sisällyttää seuraavat osatekijät:

- normaalivoiman epäkeskisyys
- asennuspoikkeamasta aiheutuva epäkeskisyys
- vinoudesta aiheutuva epäkeskisyys.

### 8.2.1 PotFire

PotFire-ohjelmalla voidaan laskea suoraan suurin puristuskuorma tietyllä epäkeskisyydellä. Ohjelmassa suurin mahdollinen epäkeskisyys on puolet teräsprofiilin halkaisijasta tai leveydestä. Ohjelmasta ei kuitenkaan selviä sijoittuuko suurimman mahdollisen puristuskuorman ja epäkeskisyyden yhdistelmä liittopilarin kapasiteetikäyrän ns. epävarmalle alueelle. Tällä alueella normaalivoiman puristava vaikutus pienentää momentin aiheuttamaa vetoa siten, että jos normaalivoima poistettaisiin mutta momentti pysyisi samana, kapasiteetikäyrä ylitettäisiin. Tämä ei ole mahdollista, jos momentti aiheutuu ainoastaan pilarin asennuspoikkeamasta, alkuvinoudesta ja normaalivoiman epäkeskisyydestä, koska silloin myös momentti pienenee, jos kuormitus poistetaan. Tietyissä tapauksissa, joissa pilaria rasittaa ulkoinen momentti,

normaalivoiman vähentyminen saattaa pienentää momenttia niin vähän, että kapasiteettikäyrä ylittyy.

### 8.2.2 *Comcol*

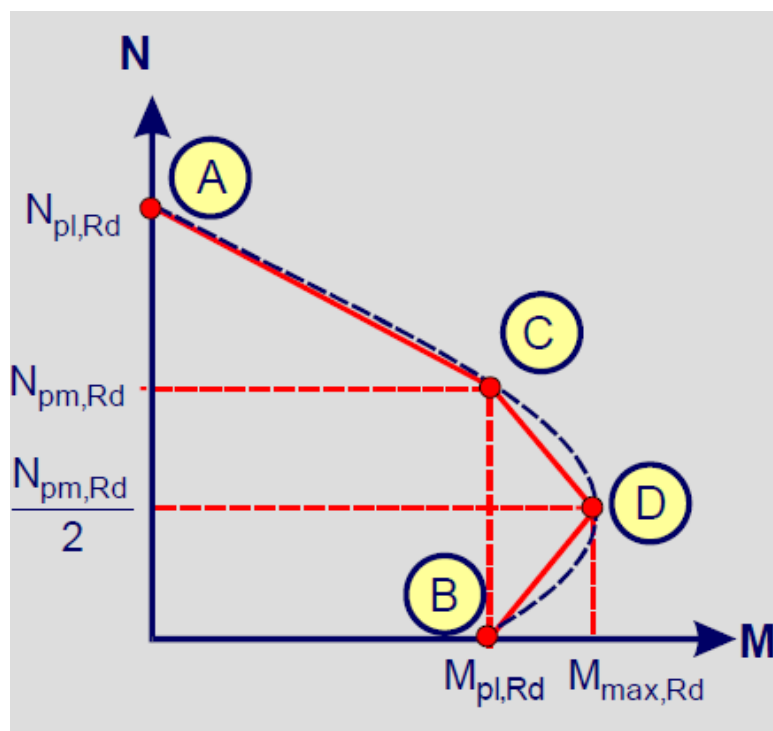
Comcol-ohjelmalla ei voida laskea suoraan suurinta puristavaa normaalivoimaa tietyllä epäkeskisyydellä. Ohjelma vaatii syötettäviksi tiedoiksi normaalivoiman suuruuden ja asennuspoikkeamasta, vinoudesta sekä mahdollisesta epäkeskisyydestä aiheutuvan momentin. On siis tehtävä alkuarvaus, suurimmasta puristavasta normaalivoimasta ja laskettava sen perusteella aiheutuva momentti, jonka jälkeen voidaan tarkistaa miten arvaus sijoittuu pilarin kapasiteettikäyrään nähden. Tätä tulosta haarukoimalla saadaan etsittyä piste jossa tietystä epäkeskisyydestä aiheutuvan momentin ja normaalivoiman yhteisvaikutus on suurin mahdollinen kapasiteettikäyrän rajoissa. Comcol-ohjelma tulostaa kapasiteettikäyrän, jonka avulla on helppo arvioida ollaanko liittopilarimitoituksessa epävarmalla alueella katso kuva 27.

### 8.2.3 *Ranskalainen menetelmä*

Ranskalaisen menetelmän mukaan laskettaessa ei voida myöskään laskea suoraan suurinta puristavaa normaalivoimaa annetulla epäkeskisyydellä. Menetelmä laskee suurimman puristavan normaalivoiman sen perusteella mitä rasituksia pilariin vaikuttaa. On siis tehtävä alkuarvaus, jotta saadaan laskettua pilariin kohdistuvat momentit kun kyseessä on epäkeskinen kuormitus. Alkuarvauksen avulla lasketun momentin perusteella saadaan laskettua suurin mahdollinen puristava normaalivoima. Tämän voiman perusteella lasketaan uusi momentti ja laskennasta saadaan jälleen uusi normaalivoima. Haarukointia jatketaan, kunnes tulokset suppenevat riittävästi, jolloin tiedetään että on löydetty suurin mahdollinen normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutuspiste tietylle epäkeskisyydelle. Menetelmän huonona puolena on se, että jos käytettäisiin ranskalaisen menetelmän alkuperäistä laskentamenettelyä epäkeskeisille kuormille, ei voitaisi olla varmoja, että laskenta on varmalla alueella. Matti Leskelän menetelmälläkään tästä ei voida varmistua, koska menetelmässä laskettavan plastisen taivutuskapasiteetin  $M_{pl,Rd}$  perusteella ei voida luotettavasti arvioida onko mitoitus epävarmalla alueella, koska plastinen taivutuskapasiteetti on laskettu normaalilämpöiselle pilarille.

### 8.2.4 Yhteenveto epäkeskisten kuormien vaikutuksesta

Kuvan 27 perusteella voidaan havainnollistaa tilannetta, jossa mitoitus on mennyt epävarmalle alueelle. Sinisellä katkoviivalla on esitetty erään liittopilarin poikkileikkauksen momentin ja normaalivoiman yhteisvaikutuskäyrä eli kapasiteettikäyrä. Käyrän muoto on tyypillinen yleisesti kaikille betonipilareille. Vaaka-akselilla on pilaria rasittava momentti ja pystyakselilla pilaria rasittava normaalivoima. Oletetaan että pilaria rasittava normaalivoima on pisteen D alapuolella ja pilaria rasittava momentti pisteiden B ja D välissä. Jos normaalivoima pienenee, niin pienenee usein momenttikin, koska momentti koostuu osaksi normaalivoiman aiheuttamista rasituksista. On mahdollista että normaalivoima pienenee voimakkaasti mutta momentti vain vähän, jos momentti koostuu pääasiassa ulkoisista momenteista. Tällöin normaalivoiman pieneneminen, eli rasituksen pieneneminen, aiheuttaakin kapasiteettikäyrän ylityksen, jota pilari ei kestä.

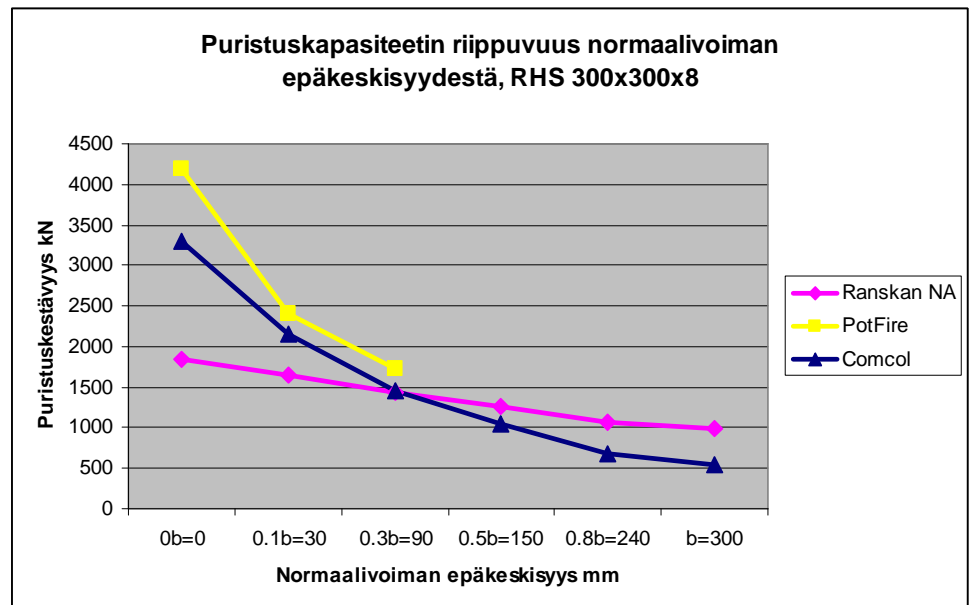


Kuva 27. Liittopilarin kapasiteettikäyrä /10/

Puristuskestävyyden kapasiteettia vertailtiin valitsemalla profiiliksi RHS 300x300x8, raudoitukseksi 4T32 ja betonipeitteeksi 40 mm palonkestoluokassa R30. Kuvasta 28 nähdään, että liittopilarin puristuskapasiteetti laskee normaalivoiman epäkeskisyyden kasvaessa. PotFire- ja Comcol-ohjelmien käyrää tarkasteltaessa huomataan, että pieni epäkeskisyyden pudottaa kestä-



vyyttä huomattavasti. Ranskalaisen menetelmän sovelluksessa, jossa käytetään Leskelän esittämää menetelmää epäkeskisyyden arvioimiseksi, kaava 40, normaalivoiman epäkeskisyyden kasvattaminen aiheuttaa huomattavasti tasaisemman puristuskestävyyden alenemisen kuin Comcol- ja Potfire-ohjelmissa.



Kuva 28. Puristuskapasiteetin riippuvuus normaalivoiman epäkeskisyydestä

## 9 YHTEENVETO

Liittopilarin puristuskestävyyttä on tutkittu paljon erilaisilla polttokokeilla. Polttokokeissa uunin lämpötila noudattaa standarditulipalokäyrää, kaava 6. Standardipalokäyrän mukaisen lämpötilan vaikuttaessa pilarin ulkopuolella tulisi pilareiden sisäisten lämpötilojen olla yhteneviä laskentamenetelmistä riippumatta.

Suomessa yleisesti käytetyn Comcol-ohjelman lämpötilakentät eivät vastaa eurokoodin mukaisesti laskettuja lämpötilakenttiä. Comcol-ohjelman lämpötilat ovat pahimmillaan satoja asteita pienempiä kuin eurokoodilaskennan mukaiset lämpötilat.

PotFire-ohjelmasta ei selviä liittopilarin sisäistä lämpötilajakaumaa, mutta lämpötilojen voidaan olettaa jäävän matalammiksi kuin eurokoodin mukaisessa lämpötilakenttien määrittämisessä, koska betonin ominaislämpökapasiteetti, teräksen ominaislämpökapasiteetti ja betonin lämmönjohtavuus ovat pienempiä, kuin eurokoodissa esitetyt. Tämä havainnollistuu kuvissa 19-22.

Liittopilarin pienemmällä sisälämpötilalla on suora suurentava vaikutus kestävyteen keskeisissä ja epäkeskeisissä kuormitustilanteissa. Nämä eurokoodimitoitusta pienemmät pilarin sisälämpötilat antavat eurokoodin mukaan laskettaessa suuremmat kestävyudet.

Ympäristöministeriö ei ole hyväksynyt eurokoodissa EN 1994-1-2 liitteessä H esitettyä laskentamallia, eikä ranskalaista menetelmää. Tästä syystä palosuojaamattomien betonitäytteisten putkiliittopilareiden mitoitusta ei ole Suomessa mahdollista tehdä eurokoodin perusteella ilman kuormitettujen polttokokeiden perusteella saatuja varmalta puolelle kalibroituja materiaalien piennennyskertoimia, joita tarvitaan tehollisen taivutusjäykkyiden laskentaan.

Pilarin osapoikkileikkausten lämpötilojen määrittämisessä tulisi harkita palonaikana kehittyvän raon vaikutuksen huomioimista. Raolla on pilarin betoniosan lämpenemistä hidastava vaikutus, jonka huomioiminen parantaisi pilarin kestävyyttä pitkissä palonkestoluokissa.

## VIITELUETTELO

- [1] SFS-EN-1994-1-2 Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu, osa 1-2 yleiset säännöt, rakenteiden palomitoitus
- [2] SFS-EN-1994-1-1 Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu, osa 1-1 yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt
- [3] Newman G M, Simms W I, The Fire Resistance of Concrete Filled Tubes to Eurocode 4, The Steel Construction Institute, Silwood Park, Ascot, Publication Number SCI-P259, ISBN 1859421091
- [4] Hass, Meyer-Ottens, Richter, Stahlbau Brandschutz Handbuch, Ernst & Sohn, Berlin, 1993, ISBN 3433011974
- [5] Annexe nationale á la NF EN 1994-1-2:2006, Règles générales – Calcul du comportement au feu, Octobre 2007
- [6] Leskelä Matti V, Liittorakenteet – Liittopilarit – Betonilla täytetyt teräsputket, 3.11.2008
- [7] Ding J, Wang Y C, Realistic modelling of thermal and structural behaviour of unprotected concrete filled tubular columns in fire, School of Mechanical, Aerospace and Civil Engineering (MACE), The University of Manchester, UK, Received 25 May 2007; accepted 15 September 2007
- [8] EN 1994-1-2 Kansallinen liite, Betonitäytteisten putkipilareiden yksinkertaistettu laskentamenetelmä, Aribert J M, Renaud C, Zhao B ehdotus, revisio 15.03.2006, Saint-Rémy-lés-Chevreuse, 3.4.2006
- [9] Betonitäytteisen teräslittopilarin suunnitteluohje 2004, Teräsrakenneyhdistys ry, MP-Keskus Oy, Helsinki, 2004, ISBN 9529683294
- [10] Eurokoodi helpdesk, luettu 30.1.2009, saatavissa: [www.eurocodes.fi/1994/paasivu1994/sahkoinen1994/EN1994.pdf](http://www.eurocodes.fi/1994/paasivu1994/sahkoinen1994/EN1994.pdf)
- [11] Haastattelut diplomi-insinööri Juhani Syrjä, kevät 2009, Insinööritoimisto Magnus Malmberg Oy
- [12] Unprotected Concrete Filled Columns Fire Tests - Verification of 15 Q, Cidect Research Project 15 R, 24.07.2004, Centre Technique Industriel de la Construction Métallique, Domaine de Saint-Paul, 102 route de Limours, Saint-Rémy-lés-Chevreuse-Cedex, France
- [13] Desing Manual for Concrete Filled Columns, Part 2 Fire Resistant Design, Welded Tubes the Tubemasters, British Steel, General Steels, Weldon Road, Corby, Northants NN17 1UA
- [14] Teräsrakenneyhdistyksen luentosivut, luettu 30.1.2009, saatavissa: <http://www.terasrakenneyhdistys.fi/Esdep/l2/HTML/WG2L31.htm>
- [15] One Stop Shop in Structural Fire Engineering, University of Manchester, luettu 30.1.2009, saatavissa: <http://www.mace.manchester.ac.uk/project/research/structures/strucfire/>

- [16] Leskelä Matti V, Cidectin menetelmä putkipilarin palonkestävyyden laskemiseksi, Liittopilarin kestävyden vertailuja, 13.12.2006
- [17] Improvement and Extension of Simple Calculation Method for Fire Resistance of Unprotected Concrete Filled Hollow Columns, Cidect Research Project 15Q Final Report, March 2004

## norme française

NF EN 1994-1-2/NA

Octobre 2007

Indice de classement : P 22-412-1/NA

ICS : 13.220.50 ; 91.010.10 ; 91.080.10 ; 91.080.40

Eurocode 4 — Calcul des structures mixtes  
acier-béton — Partie 1-2 : Règles générales —  
Calcul du comportement au feu

**Annexe nationale à la NF EN 1994-1-2:2006****Règles générales — Calcul du comportement au feu**

- E : Eurocode 4 — Design of composite steel and concrete structures —  
Part 1-2 : General rules — Structural fire design — National Annex  
to NF EN 1994-1-2:2006 — General rules — Structural fire design
- D : Eurocode 4 — Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken  
aus Stahl und Beton — Teil 1-2: Allgemeine Regeln — Tragwerksbemessung  
für den Brandfall — National Anhang zu NF EN 1994-1-2:2006 —  
Allgemeine Regeln — Tragwerksbemessung für den Brandfall

**Norme française homologuée**

par décision du Directeur Général d'AFNOR le 26 septembre 2007 pour prendre effet  
le 26 octobre 2007.

**Correspondance**

À la date du présent document, il n'existe pas de travaux européens ou  
internationaux traitant du même sujet.

**Analyse**

Le présent document complète la norme NF EN 1994-1-2 de février 2006 qui a  
transposé dans la collection française la norme européenne EN 1994-1-2:2005.

Le présent document définit les conditions de l'application sur le territoire français  
de la norme NF EN 1994-1-2:2006, laquelle reproduit la Norme européenne  
EN 1994-1-2:2005 : Eurocode 4 — Calcul des structures mixtes acier-béton —  
Partie 1-2 : Règles générales — Calcul du comportement au feu.

**Descripteurs**

**Thésaurus International Technique** : bâtiment, construction métallique, structure  
en béton, conception, règle de sécurité, prévention des accidents, protection contre  
l'incendie, résistance au feu, caractéristique mécanique, caractéristique thermique,  
calcul, résistance des matériaux.

**Modifications****Corrections**

Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR) — 11, rue Francis de Pressensé — 93571 La Plaine Saint-Denis Cedex  
Tél. : + 33 (0)1 41 62 80 00 — Fax : + 33 (0)1 49 17 90 00 — www.afnor.org

---

## Commission de Normalisation de la Construction mixte

## BNCM CNCMIX

---

### Membres de la commission de normalisation

Président : M RAOUL

Secrétariat : M BEGUIN — BNCM

M	ANTROPIUS	JDA Consultant
M	ARIBERT	INSA, Consultant
M	BEGUIN	CTICM
M	BITAR	CTICM
M	BUJ	SETRA
M	CAUSSE	VINCI Construction Grands Projets
M	CHABROLIN	CTICM
M	CORTADE	
M	CHOLET-MEYRIEU	AFNOR
M	DAVAINE	SETRA
M	GAULIARD	SCMF
M	GOURMELON	IGPC
M	GRASMUCK	ATEIM
M	GRIMAUT	LORRAINE-CONDESA
M	HOORPAH	MOI
M	KRETZ	LCPC
M	KRUPPA	CTICM
M	LAMADON	BUREAU VERITAS
M	MAITRE	SOCOTEC
M	MARTIN D.	SNCF
M	MATHIEU J.	ARCELOR SECTIONS COMMERCIAL
M	MENIGAULT	BN ACIER
M	MOUM	ARCELOR CONSTRUCTION France
M	PERNIER	MEDAD / SDBTPSP
M	PERO	SETRA — CTOA / DGO — BNSR
M	PESCATORE	BNCM
M	RAOUL	SETRA
M	SOKOL	SOKOL Consultants
M	TAILLEFER	CSTB
M	THONIER	EGF BTP
M	ZHAO	CTICM

### Membres du groupe de rédaction de l'Annexe Nationale

M	ANTROPIUS	JDA Consultant
M	ARIBERT	Consultant
M	DHIMA	CSTB
M	GRIMAUT	LORRAINE-CONDESSA
M	MAITRE	SOCOTEC
M	MATHIEU	ARCELOR-MITTAL
M	MOUM	ARCELOR CONSTRUCTION France
M	SOKOL	SOKOL Consultants
M	TEPHANY	DDSC, Ministère de l'Intérieur
M	ZHAO	CTICM

**Avant-propos à l'Annexe Nationale de la norme NF EN 1994-1-2:2006**

(1) La présente Annexe Nationale définit les conditions de l'application sur le territoire français de la norme NF EN 1994-1-2:2006, laquelle reproduit la Norme européenne EN 1994-1-2:2005 : Eurocode 4 — Calcul des structures mixtes acier-béton — Partie 1-2 : Règles générales — Calcul du comportement au feu, avec ses Annexe A à I, ratifiée par le Comité Européen de Normalisation le 7 juillet 2005 et mise à disposition le 12 octobre 2005.

(2) La présente Annexe Nationale a été préparée par la commission de normalisation de la construction mixte CNCMIX.

(3) La présente Annexe Nationale :

— fournit des «paramètres déterminés au plan national» (NDP) pour les clauses suivantes de la norme européenne EN 1994-1-2:2005 autorisant un choix national :

- 1.1(16)
- 2.1.3(2)
- 2.3(1)P
- 2.3(2)P
- 2.4.2(3)
- 3.3.2(9)
- 4.1(1)P
- 4.3.5.1(10)

— fixe les conditions d'emploi des Annexes informatives A à I de la norme pour les ouvrages de génie civil.

— fournit des informations complémentaires non contradictoires pour faciliter l'application de la norme NF EN 1994-1-2:2006.

(4) Les clauses citées sont celles de la norme européenne EN 1994-1-2:2005.

(5) La présente Annexe Nationale est prévue pour être utilisée avec la norme NF EN 1994-1-2:2006 pour le calcul de bâtiments et d'ouvrages de génie civil neufs, associée aux normes européennes EN 1990 à EN 1998 complétées par leurs Annexes respectives. En attendant la publication de l'ensemble des Annexes Nationales aux Eurocodes, les «paramètres déterminés au plan national» sont, lorsqu'il y a lieu, définis pour le projet individuel.

(6) Quand la norme NF EN 1994-1-2:2006 est rendue applicable dans un marché public ou privé, l'Annexe Nationale est également applicable.

(7) Pour la durée d'utilisation de ce projet à considérer dans la présente Annexe Nationale, voir la définition donnée par la NF EN 1990 et son Annexe Nationale. En aucun cas, cette durée ne peut être confondue avec celle définie par les textes législatifs et réglementaires traitant des responsabilités et des garanties.

(8) Dans un but de clarification, les «paramètres déterminés au plan national» sont encadrés. Le reste du texte consiste en des compléments à caractère non contradictoire pour l'application sur le territoire français de la norme européenne.

(9) L'approche de sécurité incendie contenue dans les parties «feu» des Eurocodes entre dans le cadre de la réglementation française dans ce domaine. Ainsi les conditions d'emploi des différents modèles de calculs, que ce soit pour la quantification de l'action thermique ou pour la réponse mécanique des structures, sont encadrées par un arrêté émanant du Ministère de l'Intérieur (à la date de parution de cette annexe nationale, l'arrêté en vigueur est celui de 22 mars 2004 relatif à la résistance au feu des produits, éléments de construction et d'ouvrage).

Dans ce contexte réglementaire, on distingue :

— deux niveaux d'approche possibles pour les actions thermiques :

- a) les incendies nominaux, qui sont définis a priori et qui forment le fondement des exigences descriptives définies par les réglementations propres à chaque famille de bâtiments ou d'ouvrages,
- b) les scénarios d'incendie réel qui doivent être estimés en fonction de l'activité spécifique exercée dans un bâtiment ou un ouvrage particulier,

— trois niveaux d'approche possibles pour les modèles de vérification du comportement au feu des structures :

- 1) les valeurs tabulées, où la durée de résistance au feu d'un élément structural est donnée en fonction de ses dimensions géométriques, pour quelques niveaux de chargement,
- 2) les méthodes de calcul simplifiées faisant appel à des formules analytiques de résolution aisée,
- 3) les méthodes de calcul dites avancées, permettant, par exemple, de prendre en compte l'interaction des éléments avec l'ensemble de la structure.

Les conditions d'emploi de ces approches, conformément à l'arrêté du 22 mars 2004, sont résumées dans le tableau suivant :

<b>Approche pour action thermique</b>	<b>Approche pour vérification du comportement au feu</b>	<b>Utilisation par les Bureaux d'études</b>	<b>Obligation d'accord sur les scénarios d'incendie par la Commission de Sécurité</b>	<b>Obligation d'avis sur études par un laboratoire agréé par le ministère de l'intérieur</b>
a	1*	OUI	—	NON
	2**	OUI	—	NON
	3	OUI	—	OUI
b	1***	—	—	—
	2****	OUI	OUI	OUI
	3	OUI	OUI	OUI

\* Uniquement pour la courbe température-temps normalisée.

\*\* Cette méthode est applicable à une exposition à la courbe température-temps normalisée et à toute autre courbe nominale température-temps.

\*\*\* Non applicable.

\*\*\*\* Uniquement applicable à quelques cas identifiés dans les parties d'Eurocode concernées.



## Annexe nationale

(normative)

## AN 1 Application nationale des clauses de la norme européenne

NOTE La numérotation des clauses est celle de la norme européenne EN 1994-1-2:2005.

**Clause 1.1(16)**

L'utilisation du béton de classes supérieures à C60/75 n'est pas autorisée en conformité avec les classes figurant dans la norme NF EN 1994-1-1.

**Clause 2.1.3.(2)**

Les valeurs à utiliser sont les valeurs recommandées.

**Clause 2.3 (1)P**

Les valeurs à utiliser sont les valeurs recommandées.

**Clause 2.3 (2)P**

Les valeurs à utiliser sont les valeurs recommandées.

**Clause 2.4.2(3) Note 2**

À titre de simplification, les valeurs recommandées sont applicables.

**Clause 3.3.2(9)**

(1) L'équation de la courbe à utiliser pour la conductivité thermique du béton de masse volumique normale est (voir la Figure AN1-1) :

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 (\theta_c / 100) + 0,0107 (\theta_c / 100)^2 \quad [\text{W/mK}] \quad \text{pour } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 140 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\lambda_c = -0,02604 \theta_c + 5,324 \quad [\text{W/mK}] \quad \text{pour } 140 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 160 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 (\theta_c / 100) + 0,0057 (\theta_c / 100)^2 \quad [\text{W/mK}] \quad \text{pour } 160 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 1200 \text{ }^\circ\text{C}.$$

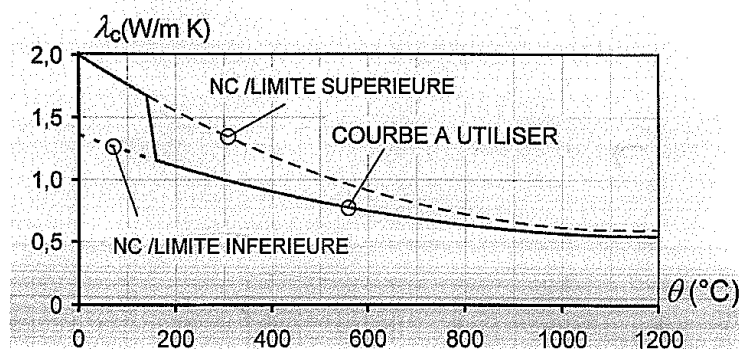


Figure AN1-1 — Conductivité thermique du béton de masse volumique normale (NC)

**Clause 4.1(1)P**

L'utilisation des modèles de calcul avancés est autorisée sous réserve de respecter les conditions rappelées en (9) de l'avant-propos de la présente Annexe Nationale.

**Clause 4.3.5.1(10) Longueurs de flambement des poteaux en situation d'incendie**

Les valeurs à utiliser sont les valeurs recommandées.

**AN 2 Application nationale des Annexes informatives A à I****AN2.1 Annexe A «Relations contrainte-déformation aux températures élevées pour les aciers de construction»**

L'Annexe A prend un statut normatif.

**AN2.2 Annexe B «Relations contrainte-déformation aux températures élevées pour le béton de granulats siliceux»**

L'Annexe B prend un statut normatif.

**AN2.3 Annexe C «Relations contrainte-déformation du béton adaptées à l'incendie naturel avec branche de température décroissante pour utilisation dans les modèles de calcul avancés»**

L'Annexe C prend un statut normatif.

NOTE La relation C.3 doit être remplacée par :

$$100 \text{ °C} \leq \theta_{\max} \leq 300 \text{ °C} ; \varphi = 1,0 - \left[ 0,235 \left( \theta_{\max} - 100 \right) / 200 \right]$$

Une demande de corrigendum a été introduite auprès du TC 250/SC 4.

**AN2.4 Annexe D «Modèle de calcul de la résistance au feu des dalles mixtes non protégées soumises à un incendie en face inférieure de la dalle selon la courbe température-temps normalisée»**

L'Annexe D conserve un statut informatif.

**AN2.5 Annexe E «Modèle de calcul des moments résistants positif et négatif d'une poutre en acier connectée à une dalle en béton et soumise à un incendie en face inférieure de la dalle en béton»**

L'Annexe E prend un statut normatif.

NOTE Des compléments pour l'application de (7), (8) et (9) de E.2. sont donnés ci-après dans l'AN3.

**AN2.6 Annexe F «Modèle de calcul des moments résistants positifs et négatifs pour une poutre en acier partiellement enrobée de béton, connectée à une dalle de béton et soumise aux conditions de l'incendie normalisé en face inférieure de la dalle»**

L'Annexe F prend un statut normatif.

**AN2.7 Annexe G «Modèle de calcul par sommation pondérée de la résistance à l'incendie normalisé de poteaux mixtes avec profilé en acier partiellement enrobé, dans le cas de flambement suivant l'axe faible»**

L'Annexe G prend un statut normatif.

**AN2.8 Annexe H «Modèle de calcul simplifié pour les profils creux remplis de béton exposés aux conditions d'incendie normalisé»**

L'Annexe H n'est pas applicable.

NOTE L'annexe H est remplacée par l'Annexe PRCB associée à la présente Annexe nationale.

**AN2.9 Annexe I «Conception et évaluation de modèles expérimentaux»**

L'Annexe I conserve un statut informatif.

**AN 3 Informations complémentaires non contradictoires pour faciliter l'application de la norme NF EN 1994-1-2**

**Compléments pour l'application de l'Annexe E dans la détermination du moment négatif de résistance plastique  $M_{fi,Rd}$**

NOTE Ces compléments concernent (7), (8) et (9) de E.2. On peut trouver une justification de la méthode et de ses compléments ainsi que des exemples d'application dans le numéro 3 — 2001 de la revue «Construction Métallique».

Conformément à 4.2.2 (1) de l'EN 1993-1-2, la classification des parois en acier, totalement ou partiellement comprimées, relève du Tableau 5.2 de l'EN 1993-1-1, sous réserve de remplacer  $\varepsilon$  dans les critères des rapports largeur/épaisseur des parois par la relation 4.2 de l'EN 1993-1-2.

(1) Il convient de déterminer la contribution de la semelle inférieure en acier de la section mixte de la manière suivante (avec les notations de la Figure E.2) :

Lorsque  $b_1 / e_1 \leq 30 \varepsilon$ , la largeur efficace à utiliser ne doit pas dépasser la valeur  $b_1^{(eff)} = 22 e_1 \varepsilon$ .

Lorsque  $b_1 / e_1 > 30 \varepsilon$ , la résistance de la semelle doit être négligée (cf. (9) de E.2).

NOTE Les valeurs numériques 22 et 30 des expressions précédentes sont directement liées aux critères des classes 2 et 3 de l'EN 1993-1-1.

L'EN 1993-1-5 ne traite que de la largeur efficace des parois de la classe 4 (cf. 4.3 de l'EN 1993-1-5).

(2) Il convient de déterminer la contribution de l'âme en acier de la manière suivante :

— Toute la hauteur d'âme comprimée contribue à la détermination de  $M_{fi,Rd}$  à condition que :

$$h_w / e_w \leq \frac{40 \varepsilon}{\eta} \text{ (cf. Figure AN3.1)}$$

en désignant par  $\eta$  la fraction comprimée de la hauteur droite de l'âme  $h_w$ .

— Sinon, seule une partie efficace d'âme doit être considérée dans le calcul de  $M_{i,Rd}$  à condition que :

$$h_w / e_w \leq \frac{520 \varepsilon}{16 \eta - 3} \quad \text{lorsque } \eta \geq 0,5$$

ou :

$$h_w / e_w \leq \frac{52 \varepsilon}{\eta} \quad \text{lorsque } \eta < 0,5$$

Cette partie consiste d'une part, en la portion comprimée de l'âme, de hauteur  $20 e_w \varepsilon$  et adjacente à la semelle comprimée, et d'autre part, en une autre portion comprimée de hauteur  $20 e_w \varepsilon$  et adjacente à l'axe neutre plastique de la section mixte efficace, comme indiqué à la Figure AN3.2.

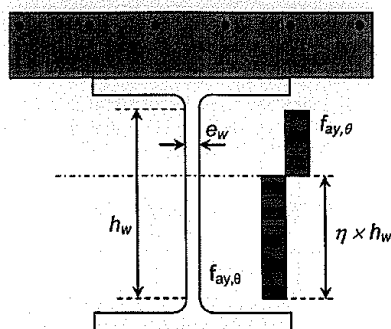


Figure AN3.1 — Âme en classe 3 pleinement efficace

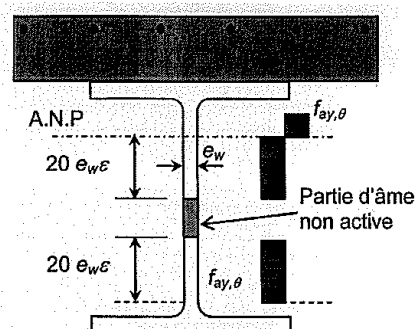


Figure AN3.2 — Âme en classe 3 partiellement efficace

NOTE Les valeurs numériques 52 et 520 des conditions relatives à  $h_w / e_w$  sont à relier à celles du Tableau 5.2 de l'EN 1993-1-1 en classe 2, modifiées pour rester compatibles avec un calcul plastique équivalent en classe 3. La hauteur d'âme efficace en compression,  $40 e_w \varepsilon$ , et le modèle de calcul utilisé à la Figure AN3.2 sont conformes à l'Eurocode 3 (cf. Figure 6.3 de l'EN 1993-1-1).

— Lorsque  $h_w / e_w$  est supérieure aux valeurs indiquées, la résistance de l'âme doit être négligée (cf. (9) de E.2).

**Annexe PCRB**

(normative)

**Calcul simplifié de la résistance au feu des profils creux remplis de béton exposés aux conditions d'incendie normalisé**

NOTE Cette Annexe est basée sur la limite supérieure de la conductivité thermique  $\lambda_c$  du béton, spécifiée en 3.3.2 (10) de l'EN 1994-1-2, sur la valeur recommandée pour l'émissivité relative à la surface des matériaux  $\varepsilon_m = 0,7$  et sur les courbes contrainte-déformation du béton de l'Annexe B de cette norme.

Cette méthode entre dans le format général de vérification de la résistance au feu des poteaux mixtes défini en 4.3.5.1.1 et permet de traiter le cas des poteaux sous chargement excentré. Une justification scientifique de la méthode peut être trouvée dans le numéro 4-2006 de la revue «Construction Métallique».

**1 Introduction**

(1) Le modèle de calcul permet de déterminer en situation d'incendie normalisé la valeur de calcul de la résistance d'un poteau non protégé en profil creux rond ou carré rempli de béton, en compression axiale centrée ou excentrée. Ce modèle procède en deux étapes indépendantes :

- calcul du champ de température dans la section pour la durée d'exposition au feu considérée,
- détermination de la résistance axiale de calcul au flambement  $N_{fi,Rd}$  pour le champ de température obtenu précédemment.

**2 Domaine d'application**

(1) Le domaine d'application du modèle est le suivant :

- Profil creux de côté  $b$ , ou de diamètre  $d$ , d'épaisseur  $e$  et de limitation de dimensions selon Tableau 1 ;
- Compression centrée, ou excentrée à chaque extrémité avec un excentrement constant  $\delta$  mesuré à partir de l'axe du profil ;

— Conditions pour l'excentricité relative :  $0,125 \leq \bar{\delta} \left( = \frac{\delta}{b} \text{ ou } \frac{\delta}{d} \right) \leq 1,0$  ;

— Longueur de flambement  $\ell_0$  telle que :  $\ell_0/(b \text{ ou } d) \leq 30$  ;

— C20/25  $\leq$  classes de béton  $\leq$  C60/75 ;

— Pourcentages d'armatures selon Tableau 1.

Tableau 1 — Dimensions minimales et maximales de la section et pourcentages minimum d'armatures

Type de poteau		Poteaux non armés et $\bar{\delta} = 0$		Poteaux armés	
Degré de résistance au feu normalisé		R30	R60	R30 et R60	R90 et R120
Dimension minimale $b$ ou $d$ (mm)		100	150	150	200
Dimension maximale $b$ ou $d$ (mm)		610		610	
Pourcentage minimum d'armatures (%)	$\bar{\delta} = 0$			1	
	$0,125 \leq \bar{\delta} \leq 0,5$			1	2
	$0,5 < \bar{\delta} \leq 1$			2	
Pourcentage maximum d'armatures (%)	$\bar{\delta} = 0$			5	
	$0,125 \leq \bar{\delta} \leq 1$				

### 3 Distribution des températures

(1) La distribution des températures doit être déterminée à l'aide d'un modèle de calcul avancé (par différences finies ou éléments finis) en respectant les principes et les clauses de 4.4.2 de l'EN 1994-1-2.

(2) Pour le calcul de la distribution des températures, la résistance thermique entre la paroi en acier et le béton peut être négligée.

(3) Pour l'application des formules (4.13) et (4.14) de 4.3.5.1 de l'EN 1994-1-2, la discrétisation du champ de température en couches concentriques de températures constantes peut ne porter que sur une seule couche pour le profil en acier ( $j = 1$ ) et sur cinq couches de même épaisseur pour le béton ( $m = 5$ ), éventuelle avec une épaisseur plus faible pour la couche au contact du profil creux ; voir Figure 1.

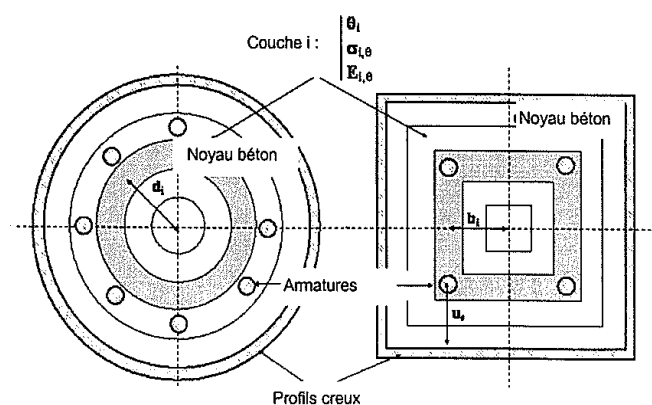


Figure 1 — Discretisation du champ des températures en couches concentriques

#### 4 Calcul de la résistance axiale au flambement

(1) La valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale en situation d'incendie,  $N_{fi,pl,Rd}$ , est donnée par l'expression (4.13) de 4.3.5.1 de l'EN 1994-1-2.

(2) La valeur de la rigidité efficace en flexion  $(EI)_{fi,eff}$ , est donnée par l'expression (4.14) de 4.3.5.1 de l'EN 1994-1-2 où les coefficients de réduction  $\varphi_{i,\theta}$  relatifs aux effets différentiels des contraintes thermiques ont les valeurs suivantes :

— pour le béton :  $\varphi_{c,\theta} = 1,2$  ;

— pour le profil creux en acier,  $\varphi_{a,\theta}$  est donné au Tableau 2 ;

Tableau 2 — Coefficient de réduction  $\varphi_{a,\theta}$

Résistance au feu	Dimension b ou d (mm)					
	100	150	200	250	350	610
R30	0,30	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

— pour les barres d'armature longitudinale, en fonction de l'enrobage  $u_s$  de la barre (définie comme la plus courte distance entre l'axe de la barre et la paroi interne du profil creux),  $\varphi_{s,\theta}$  est donné au Tableau 3.

Tableau 3 — Coefficient de réduction  $\varphi_{s,\theta}$

$u_s$ (mm)	30	40	50	60
$\varphi_{s,\theta}$	0,8	0,9	1,0	1,0

(3) La charge critique élastique de flambement,  $N_{fi,cr}$ , en situation d'incendie, est donnée par l'expression (4.15) de 4.3.5.1 de l'EN 1994-1-2 et la valeur de l'élançement réduit en situation d'incendie,  $\bar{\lambda}_{\theta}$ , par l'expression (4.16).

(4) L'élançement réduit de transition,  $\bar{\lambda}_{\theta,transition}$  est égal à :

a) Pour les poteaux non armés :

$$\bar{\lambda}_{\theta,transition} = 1,00 \text{ pour le degré de résistance au feu R30 ;} \quad \dots (1a)$$

$$\bar{\lambda}_{\theta,transition} = 1,35 \text{ pour le degré de résistance au feu R60.} \quad \dots (1b)$$

b) Pour les poteaux armés :

$\bar{\lambda}_{\theta,transition}$  est donné par l'abaque de la Figure 5 en fonction d'un paramètre  $\gamma$  déterminé à l'aide des abaques des Figures 2 ou 3 ou 4, en fonction du degré de résistance au feu,

ou

$\bar{\lambda}_{\theta,transition} = 10,0$  (valeur forfaitaire) lorsque  $\gamma$  est inférieur à 1,89 (degré de résistance au feu R30) ou à 1,86 (degré R60) ou à 1,825 (degré R90/R120).

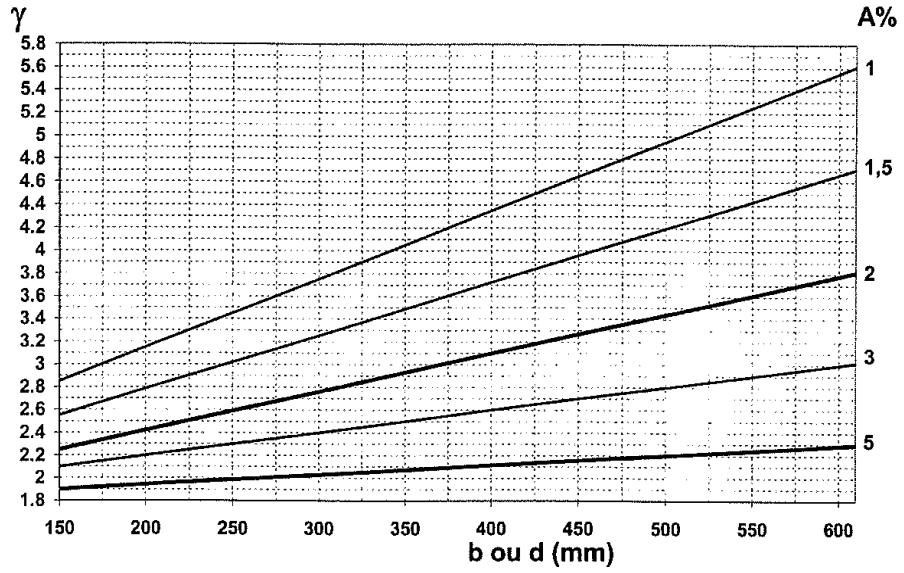


Figure 2 — Valeurs de  $\gamma$ (R30)

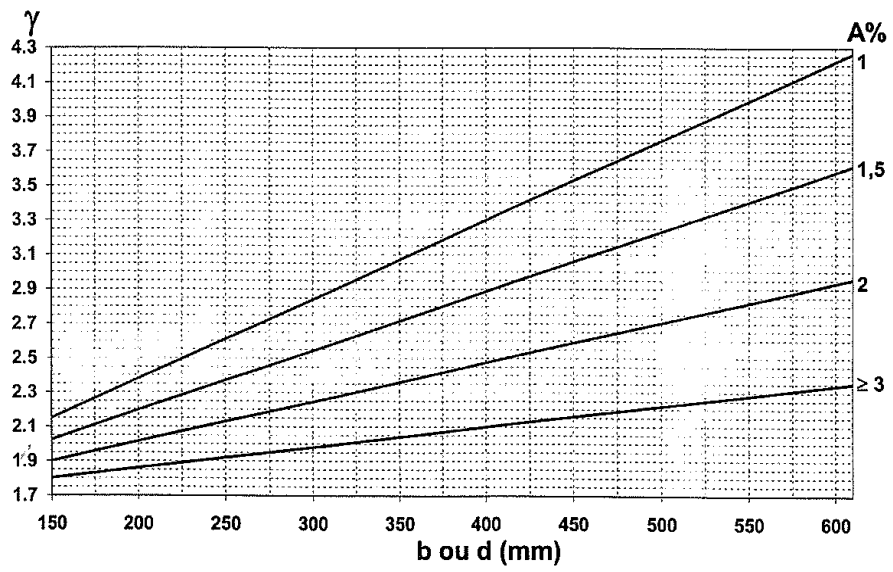


Figure 3 — Valeurs de  $\gamma$ (R60)



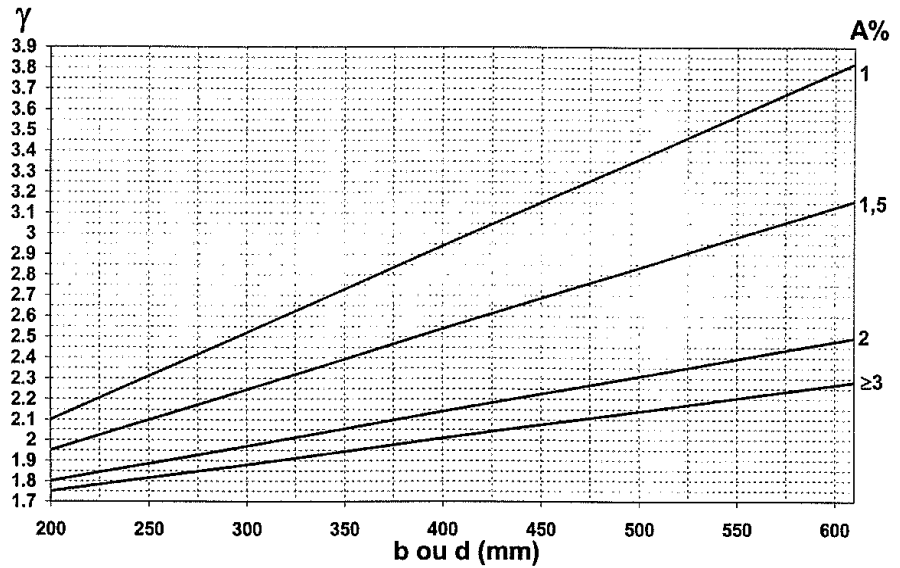


Figure 4 — Valeurs de  $\gamma$  (R90 et R120)

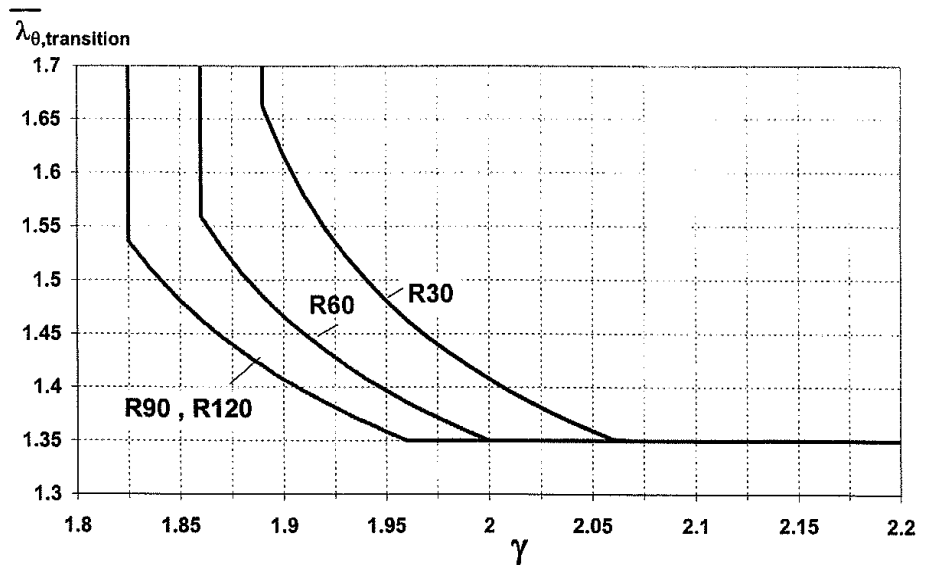


Figure 5 — Élancement réduit de transition  $\bar{\lambda}_{\theta,transition}$  pour les poteaux armés

(5) La résistance axiale de calcul au flambement en situation d'incendie est donnée par l'expression :

$$N_{fi,Rd} = \chi^* (\bar{\lambda}_{\theta}) \cdot N_{fi,pl,Rd} \quad \dots (2)$$

où  $\chi^* (\bar{\lambda}_{\theta})$  est le coefficient de réduction au flambement.

5) Si  $\bar{\lambda}_\theta < \bar{\lambda}_{\theta, \text{transition}}$ , le coefficient de réduction au flambement a pour expression :

$$\chi^* (\bar{\lambda}_\theta) = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} \quad \dots (3)$$

avec :  $\varphi = \frac{1}{2} \left( 1 + \alpha \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2 \right)$  ... (4)

et le coefficient d'imperfection  $\alpha$  est donné au Tableau 4.

**Tableau 4 — Coefficient d'imperfection  $\alpha$**

Résistance au feu	R30	R60	R90	R120
$\alpha$	0,21	0,265	0,34	0,34

6) Si  $\bar{\lambda}_\theta \geq \bar{\lambda}_{\theta, \text{transition}}$ , le coefficient de réduction au flambement a pour expression :

$$\chi^* (\bar{\lambda}_\theta) = \beta (\bar{\lambda}_\theta)^{-\gamma} \quad \dots (5)$$

avec :

a) dans le cas de poteaux non armés, les paramètres  $\beta$  et  $\gamma$  sont donnés dans le Tableau 5.

**Tableau 5 — Paramètres  $\beta$  et  $\gamma$  (poteaux non armés)**

$(b \text{ ou } d)^2 / e$ (mm)	2500	5000	7500	10000	12500	15000	20000	25000	30000	40000	50000
$\beta$	0,78	0,69	0,60	0,51	0,43	0,40	0,36	0,32	0,28	0,20	0,12
$\gamma$	2,49	2,68	2,87	3,03	3,16	3,20	3,27	3,35	3,42	3,57	3,72

b) dans le cas de poteaux armés, le paramètre  $\beta$  est donné dans le Tableau 6 avec le paramètre  $\gamma$  déterminé en A.4.4(b).

**Tableau 6 — Paramètre  $\beta$  (poteaux armés)**

Résistance au feu	R30	R60	R90	R120
$\beta$	0,80	0,75	0,70	0,70

## 5 Calcul de la résistance au flambement sous charge excentrée

(1) La valeur de calcul de la résistance au flambement sous charge excentrée en situation d'incendie,  $N_{fi, Rd, \delta}$ , est donnée par l'expression :

$$N_{fi, Rd, \delta} = \phi N_{fi, Rd} \quad \dots (6)$$

où  $\phi$  est un coefficient de réduction et  $N_{fi, Rd}$  est la valeur de la résistance axiale de calcul au flambement.

(2) Le coefficient  $\phi$  est déterminé au moyen de la relation :

$$\phi = a_i + b_i (\bar{\lambda}_\theta - 1,35), \quad \text{avec } i = 1, 2 \quad \dots (7)$$

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 $\bar{\delta}$	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 :

$$b_2 = a_0 + 10^{-3} \omega_1 b \text{ (ou } d) \quad \dots (8)$$

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	0,08

$\omega_1$
$\omega_0$