

DIFISEK - DISSEMINATION OF FIRE SAFETY ENGINEERING KNOWLEDGE

WP5a: LASKENTAESIMERKIT

P. Schaumann, T. Trautmann

University of Hannover - Institute for Steel Construction, Hannover, Germany

Esimerkit:

Esimerkki 1: EN 1991 Osa 1-2: Huonepalot

Esimerkki 2: EN 1991 Osa 1-2: Paikallinen palo

Esimerkki 3: prEN 1993 Osa 1-2: Aksiaalikuormitettu Pilari

Esimerkki 4: prEN 1993 Osa 1-2: Taivutus- ja puristuskuormitettu palkki

Esimerkki 5: prEN 1993 Osa 1-2: Taivutettu kotelopalkki

Esimerkki 6: prEN 1994 Osa 1-2: Liittolaatta

Esimerkki 7: prEN 1994 Osa 1-2: Liittopalkki

Esimerkki 8: prEN 1994 Osa 1-2: Liittopalkki, jonka uuma on betonin ympäröimä

Esimerkki 9: prEN 1994 Osa 1-2: Liittopilari, jonka uuma on betonin ympäröimä

ESIMERKKI 1: EN 1991 Osa 1-2: HUONEPALOT

P. Schaumann, T. Trautmann:

University of Hannover - Institute for Steel Construction, Hannover, Germany

1. TEHTÄVÄ

On määritettävä kaasun lämpötila liekkien täysin ympäröimässä konttoripalossa. Analyysiin valittiin Cardington-rakennuksen ”Simuloidun konttorin” testihuone. Kuvassa 3 on esitetty mitatut lämpötilat täysin liekkien ympäröimästä palosta, joten laskelmaa voidaan verrata tuloksiin.

Kaasun lämpötilan laskemiseksi valittiin luonnollisen palon malli. Paloissa, joissa tapahtuu leiskahdus, voidaan käyttää huonepalojen menetelmää. EN 1991-1-2:n liite A:ssa on annettu parametrinen lämpötila-aikakäyrän yksinkertainen laskentamenetelmä.



Kuva 1. Cardington-rakennus (vasemmalla) ja ”Simuloitu konttori” (oikealla).

Lattiapinta-ala	$A_f = 135 \text{ m}^2$
Pystysuorien aukkojen kokonaispinta-ala	$A_v = 27 \text{ m}^2$
Pystysuoran aukon kerroin	$\alpha_v = 0.2$
Vaakasuoran aukon kerroin	$\alpha_h = 0.0$
Korkeus	$H = 4.0 \text{ m}$
Keskimääräinen ikkunakorkeus	$h_{eq} = 1.8 \text{ m}$ (olettamus)
Kevytbetoni	$\rho = 1900 \text{ kg/m}^3$
	$c = 840 \text{ J/kgK}$
	$\lambda = 1.0 \text{ W/mK}$

2. PALOKUORMAN TIHEYDEN MÄÄRITTÄMINEN

EN 1991-1-2 liite E:ssä on laskentamalli palokuorman tiheyden määrittämiseksi. Kuorman tiheyden mitoitusarvo voidaan saada joko käyttötapojen kansallisesta palokuorman luokituksesta ja/tai erityisesti tiettyä projektia varten suorittamalla palokuorman arviointi.

Tässä esimerkissä valittiin jälkimmäinen menetelmä:

$$q_{f,d} = q_{f,k} \cdot m \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n$$

jossa

m	palokuorman palava suhteellinen osuus
δ_{q1}	kerroin joka ottaa huomioon palon syttymisvaaran huoneen koon mukaan
δ_{q2}	kerroin joka ottaa huomioon käyttötavan tyypistä johtuvan palon syttymisvaaran
δ_n	kerroin joka ottaa huomioon erilaiset aktiiviset palonsammutustoimenpiteet

Palokuorma muodostui 20 % muovista, 11 % paperista ja 69 % puusta, joten se koostui pääasiassa selluloosamateriaalista. Siksi palokuorman palava suhteellinen osuus on

$$m = 0.8$$

Kerroin δ_{q1} ottaa huomioon palon syttymisvaaran huoneen koon mukaan, kuten näkyy taulukosta 1.

Taulukko 1. Huoneen koosta johtuva palon syttymisvaara (ks. EN 1991-1-2. Taulukko E.1)

	Huoneen lattiapinta-ala A_f (m ²)				
	≤ 25	≤ 250	≤ 2500	≤ 5000	≤ 10 000
Palon syttymisvaara	1.10	1.50	1.90	2.00	2.13
δ_{q1}					

$$\delta_{q1} = 1.5$$

Kerroin δ_{q2} ottaa huomioon käyttötavan tyypistä johtuvan palon syttymisvaaran, kuten näkyy taulukosta 2.

Taulukko 2. Käyttötavan tyypistä johtuva palon syttymisvaara (ks. EN 1991-1-2, Taulukko E.1)

Palon syttymisvaara	Esimerkkejä käyttötavasta
δ_{q2}	
0.78	taidegalleria, museo, uima-allas
1.0	konttorit, asunto, hotelli, paperiteollisuus
1.22	koneiden ja laitteiden valmistus
1.44	kemian laboratorio, maalaamo
1.66	ilotulitusvälineiden tai maalien valmistus

$$\delta_{q2} = 1.5$$

Kerroin, joka ottaa huomioon erilaiset aktiiviset palonsammutustoimenpiteet, lasketaan

$$\delta_n = \prod_{i=1}^{10} \delta_{ni}$$

Kertoimet δ_{ni} annetaan taulukossa 3.

Taulukko 3. Kertoimet δ_{ni} (ks. EN 1991-1-2, Taulukko E.2)

Aktiivisten palontorjuntatoimenpiteiden δ_{ni} funktio				
Automaattinen palon tukahduttaminen	Automaattinen vesisammutusjärjestelmä	δ_{n1}	0.61	
			0	1.0
	Itsenäinen vedenjakelu	δ_{n2}	1	0.87
Automaattinen palonilmaisu	Automaattinen palonilmaisu & hälytys	δ_{n3}	kuumuus	0.87
		δ_{n4}	savu	0.73
	Automaattinen hälytyksen välitys palokunnalle	δ_{n5}		0.87
Manuaalinen palon tukahduttaminen	Tehtaan palokunta	δ_{n6}		0.61
	Ulkopuolinen palokunta	δ_{n7}		0.78
	Turvalliset pääsyreitit	δ_{n8}		0.9 or 1.0 or 1.5
	Palonsammutuslaitteet	δ_{n9}		1.0 or 1.5
	Savunpoistojärjestelmä	δ_{n10}		1.0 or 1.5

$$\delta_n = 1.0 \cdot 0.73 \cdot 0.87 \cdot 0.78 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 0.50$$

Palokuorman ominaisarvon laskemiseksi on määritettävä palokuorman ominaisarvo. Se määritetään:

$$Q_{fi,k} = \sum M_{k,i} \cdot H_{ui} \cdot \psi_i$$

missä:

$M_{k,i}$ palavan materiaalin määrä (kg)

H_{ii} nettokaloriarvo (MJ/kg), ks. EN 1991-1-2, Taulukko E.3
 Ψ_i valinnanvarainen kerroin suojattujen palokuormien arvioimiseksi

Kokonaispalokuorma oli vastaava kuin 46 kg puuta/m², joten palokuorman ominaisarvo on

$$Q_{f,k} = (135 \cdot 46) \cdot 17.5 \cdot 1.0 = 108,675 \text{ MJ}$$

Palokuorman tiheyden ominaisarvo määritetään:

$$q_{f,k} = Q_{f,k} / A_f = 108,675 / 135 = 805 \text{ MJ/m}^2$$

Palokuorman tiheyden mitoitusarvo lasketaan:

$$\begin{aligned} q_{f,d} &= 805 \cdot 0.8 \cdot 1.5 \cdot 1.0 \cdot 0.5 \\ &= 483.0 \text{ MJ/m}^2 \end{aligned}$$

3. PARAMETRISEN LÄMPÖTILA-AIKAKÄYRÄN LASKEMINEN

On määritettävä, onko täysin liekkien ympäröimä palo polttoaineen määrän tai ilmanvaihdon rajoittama. Tätä varten tarvitaan aukkotekijä ja palokuorman tiheyden mitoitusarvo kokonaispinta-alaan liittyen.

$$O = \sqrt{h_{eq}} \cdot A_v / A_t = \sqrt{1.8} \cdot 27 / 474 = 0.076 \text{ m}^{1/2} \begin{cases} \geq 0.02 \\ \leq 0.2 \end{cases}$$

ja

$$q_{t,d} = q_{f,d} \cdot A_f / A_t = 483.0 \cdot 135 / 474 = 137.6 \text{ MJ/m}^2$$

Määritelmä, jos palon on polttoaineen määrän tai ilmanvaihdon rajoittama, on:

$$0.2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d} / O = 0.2 \cdot 10^{-3} \cdot 137.6 / 0.076 = 0.362 \text{ h} > t_{lim} = 0.333 \text{ h}$$

→ Palo on ilmanvaihdon rajoittama.

Lämpötila-aikakäyrien laskemiseksi kuumennus- ja jäähtymisvaiheessa tarvitaan kerroin b. Tämä kerroin ottaa huomioon lämmön absorptiokyvyn osastoa ympäröivään rakenteeseen. Tiheys, ominaislämpö ja osastoa ympäröivän rakenteen lämmön johtavuus voidaan ottaa huoneenlämpötilassa. Lattia, peruslaatta ja seinät on tehty kevytbetonista.

$$b = \sqrt{\rho \cdot c \cdot \lambda} = \sqrt{1900 \cdot 840 \cdot 1.0} = 1263.3 \frac{\text{J}}{\text{m}^2 \text{s}^{1/2} \text{K}} \begin{cases} \geq 100 \\ \leq 2200 \end{cases}$$

Lämpötila-aikakäyrä kuumennusvaiheessa saadaan:

$$\theta_g = 20 + 1325 \cdot (1 - 0.324 \cdot e^{-0.2 \cdot t^*} - 0.204 \cdot e^{-1.7 \cdot t^*} - 0.472 \cdot e^{-19 \cdot t^*})$$

Koska palo on ilmanvaihdon rajoittama, aika t^* lasketaan:

$$t^* = t \cdot \Gamma$$

missä:

$$\Gamma = \frac{(O/b)^2}{(0.04/1160)^2} = \frac{(0.076/1263.3)^2}{(0.04/1160)^2} = 3.04$$

Nyt voidaan laskea kuumennusvaihe:

$$\theta_g = 20 + 1325 \cdot (1 - 0.324 \cdot e^{-0.2 \cdot (3.04 \cdot t)} - 0.204 \cdot e^{-1.7 \cdot (3.04 \cdot t)} - 0.472 \cdot e^{-19 \cdot (3.04 \cdot t)})$$

Jäähtymisvaiheen laskemiseksi tarvitaan maksimilämpötila.

$$\theta_{\max} = 20 + 1325 \cdot (1 - 0.324 \cdot e^{-0.2 \cdot t^*_{\max}} - 0.204 \cdot e^{-1.7 \cdot t^*_{\max}} - 0.427 \cdot e^{-19 \cdot t^*_{\max}})$$

missä:

$$t^*_{\max} = t_{\max} \cdot \Gamma$$

Aika t_{\max} määritetään kuten alla, missä t_{lim} on ilmoitettu taulukossa 4.

$$t_{\max} = \max \begin{cases} 0.2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d} / O = 0.2 \cdot 10^{-3} \cdot 137.6 / 0.076 = 0.362 \text{ h} \\ t_{\text{lim}} = 0.333 \text{ h} \end{cases}$$

Taulukko 4. Aika t_{lim} erilaisille palonkehittymisnopeuksille

	Hidas kehittymis- nopeus	Keskimääräinen. kehittymisnopeus	Nopea kehittymis- nopeus
t_{lim} (h)	0.417	0.333	0.250

Siten t^*_{\max} lasketaan:

$$t^*_{\max} = 0.362 \cdot 3.04 = 1.10 \text{ h}$$

Maksimilämpötila lasketaan:

$$\begin{aligned} \theta_{\max} &= 20 + 1325 \cdot (1 - 0.324 \cdot e^{-0.2 \cdot 1.10} - 0.204 \cdot e^{-1.7 \cdot 1.10} - 0.427 \cdot e^{-19 \cdot 1.10}) \\ &= 958.8 \text{ }^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Jäähtymisvaiheen aikana t^* ja t^*_{\max} lasketaan:

$$t^* = t \cdot \Gamma = t \cdot 3.04 \quad [\text{h}]$$

$$t^*_{\max} = (0.2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d} / O) \cdot \Gamma = 1.10 \text{ h}$$

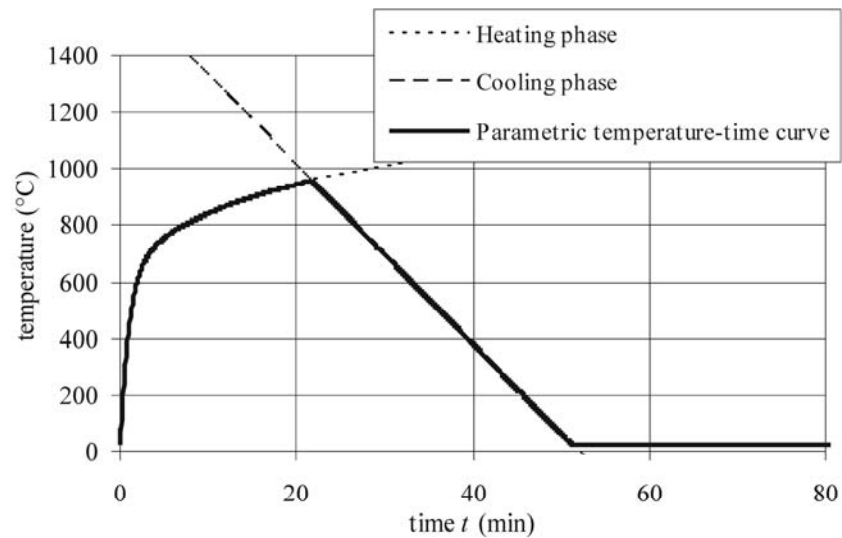
Jäähtymisvaiheen lämpötila-aikakäyrä, kun $t^*_{\max} \leq 0,5h$ on:

$$\begin{aligned}\theta_g &= \theta_{\max} - 625 \cdot (t^* - t^*_{\max} \cdot x) \\ &= 958.8 - 625 \cdot (t \cdot 3.04 - 1.10 \cdot 1.0)\end{aligned}$$

missä

$$t_{\max} > t_{\lim} \quad x = 1.0$$

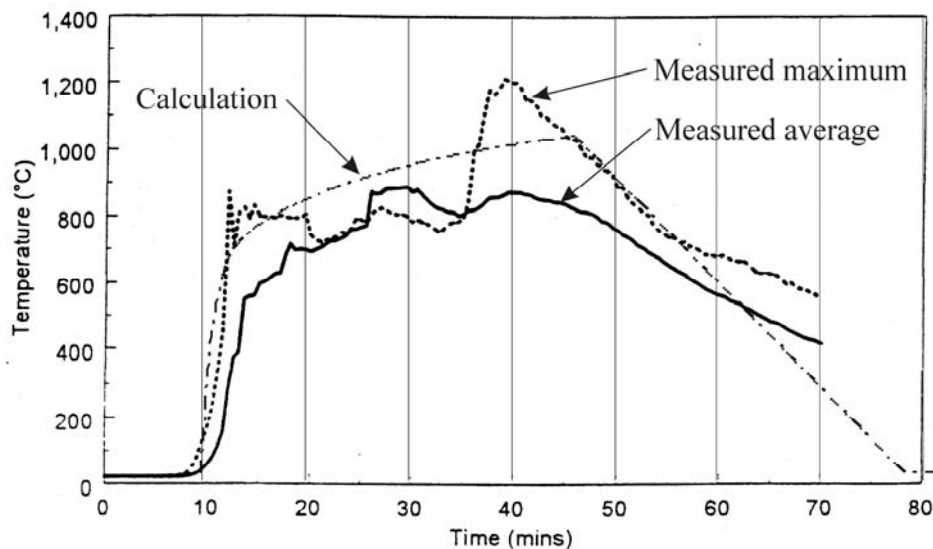
Kuumenemis- ja jäähtymiskäyrien yhdistelmä johtaa parametriseen lämpötila-aikakäyrään kuvan 2 mukaisesti.



Kuva 2. Konttorin kaasun lämpötila laskettuna käyttäen konttorin parametristä lämpötila-aikakäyrää.

4. VERTAILU LASKENNAN JA POLTTOKOKEEN VÄLILLÄ

Jotta voitaisiin verrata laskelmaa kokeessa mitattujen lämpötilojen kanssa, on palokuorman tiheyden laskemiseksi kertoimet δ_1 , δ_2 ja δ_{ni} asetettava arvoon 1.0 (ks. kuva 3).



Kuva 3. Vertailu mitattujen ja laskettujen lämpötila-aikakäyrien välillä.

VIITTEET:

EN 1991, Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire, Brussels: CEN, November 2002

The Behaviour of multi-storey steel framed buildings in fire, Moorgate: British Steel plc, Swinden Technology Centre, 1998

Valorisation Project: Natural Fire Safety Concept, Sponsored by ECSC, June 2001

ESIMERKKI 2: EN 1991 Osa 1-2: PAIKALLINEN PALO

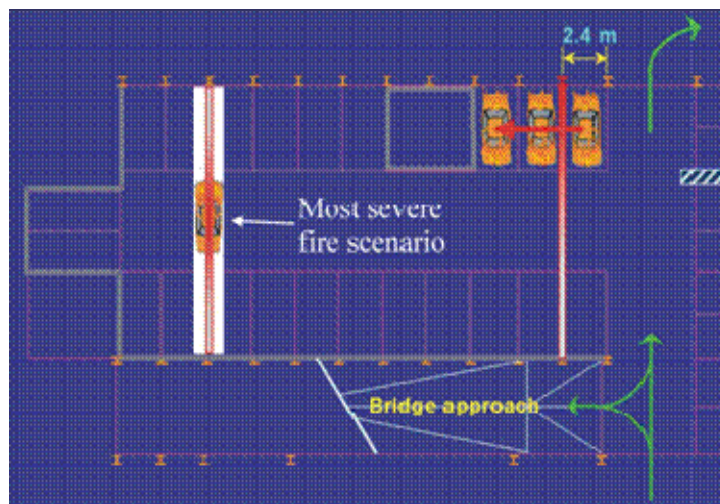
P. Schaumann, T. Trautmann:

University of Hannover - Institute for Steel Construction, Hannover, Germany

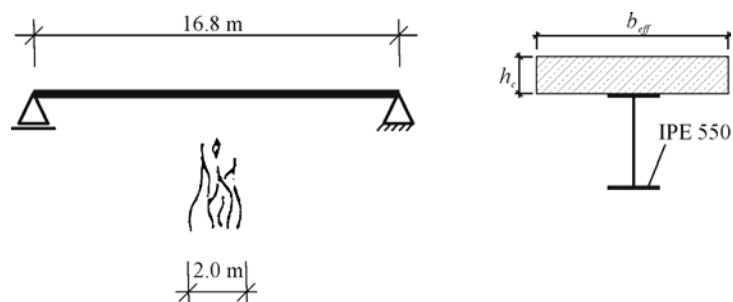
1. TEHTÄVÄ

On määritettävä palkin teräksen lämpötila. Se on osana maanalaista autojen pysäköintipaikkaa Ostoskeskus Auchanissa Luxemburgissa. Pysäköintipaikan palkit on tehty käyttämättä mitään palonsuojamateriaalia. Pahin paloskenaario on palava auto keskellä palkkia (ks. kuva 1).

Teräksen lämpötilan saamiseksi käytetään paikallisen palon luonnollisen palon mallia.



Kuva 1. Maanalainen autojen pysäköintipaikka Auchanin ostoskeskuksessa.



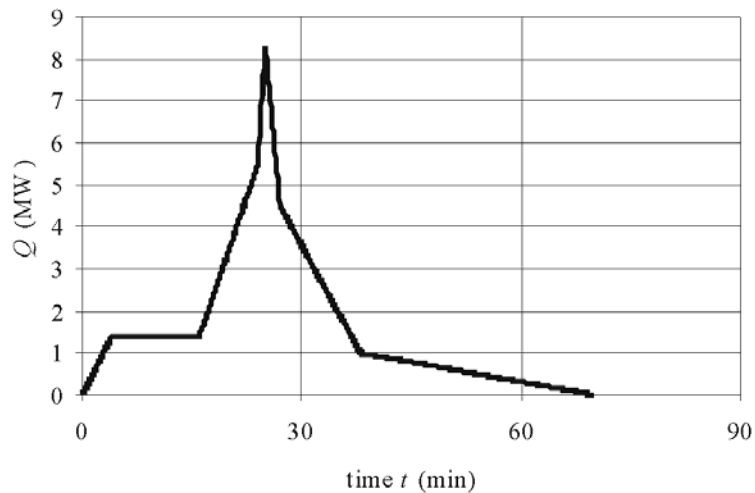
Kuva 2. Palkin staattinen järjestelmä ja poikkileikkaus.

Palon halkaisija	D	2.0 m
Pystysuora etäisyys palolähteen ja katon välillä	H	2.7 m
Vaakasuora etäisyys palkin ja liekin akselin välillä	r	0.0 m
Palon säteilykyky	ϵ_f	1.0
Näkyvyyskerroin	Φ	1.0
Stephan Boltzmann -vakio	σ	$5.56 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$
Lämmönsiirtymiskerroin	α_c	$25.0 \text{ W/m}^2\text{K}$

Teräsprofili:	IPE 550
Poikkileikkaustekijä	$A_m/V = 140 \text{ l/m}$
Tiheys	$\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$
Pinnan emissiokyky	$\epsilon_m = 0.7$
Korjauskerroin	$k_{sh} = 1.0$

2. LÄMMÖN LUOVUTUSNOPEUS

Lämmön luovutuksen nopeus määritetään tavallisesti käyttämällä EN 1991-1-2 Osaa E.4. Palkkien mitoittamiseksi tässä autojen pysäköintipaikassa yhden auton lämmön luovutuksen nopeus otetaan eräästä ECSC-projektista nimeltään ”Development of design rules for steel structures subjected to natural fires in CLOSED CAR PARKS” (Suljetuissa autojen pysäköintipaikoissa luonnollisille paloille alttiiksi joutuvien teräsrakenteiden mitoitusmääräysten kehittyminen) (ks. kuva 3).



Kuva 3. Yhden auton lämmön luovutuksen nopeus.

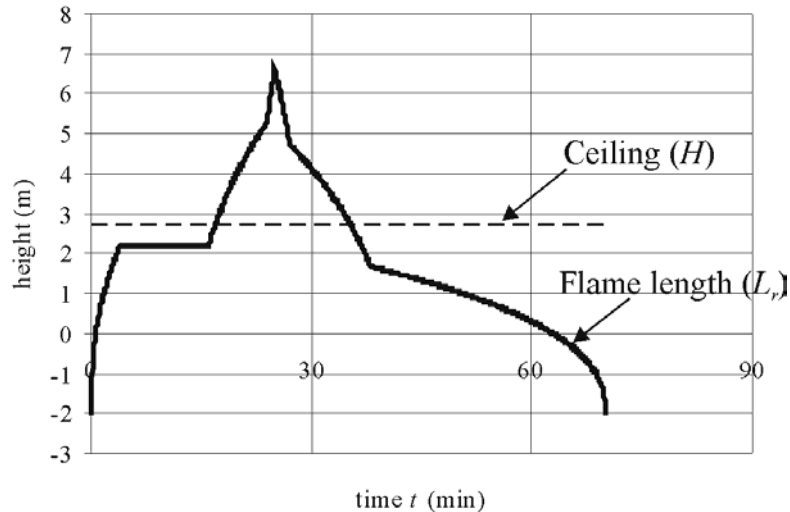
3. TERÄKSEN LÄMPÖILOJEN LASKEMINEN

3.1 Liekin pituuden laskeminen

Ensiksi on määritettävä liekin pituus.

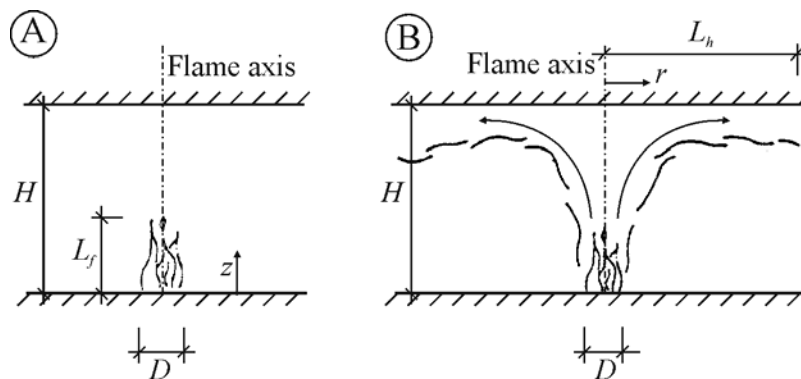
$$L_f = -1.02 \cdot D + 0.0148 \cdot Q^{2/5} = -2.04 + 0.0148 \cdot Q^{2/5}$$

Esitys tästä funktiosta kuvan 3 arvoilla on kuvassa 4. Katon korkeuden ollessa 2.80 m liekki törmää kattoon ajassa 16.9 min - 35.3 min (ks. kuva 4).



Kuva 4. Paikallisen palon liekin pituus.

On tärkeä tietää, törmääkö liekki kattoon vai ei, koska näissä kahdessa tapauksessa käytetään erilaisia laskentatapoja nettolämpövuon laskemiseksi (ks. kuva 5).



Kuva 5. Liekkimallit. Liekki ei törmää kattoon (A). Liekki törmää kattoon (B).

3.2 Nettolämpövuon laskeminen

3.2.1 Ensimmäinen tapaus: Liekki ei törmää kattoon.

Nettolämpövuoto lasketaan EN 1991-1-2 osan 3.1 mukaan.

$$\begin{aligned}\dot{h}_{net} &= \alpha_c \cdot (\theta_{(z)} - \theta_m) + \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot \left((\theta_{(z)} + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right) \\ &= 25.0 \cdot (\theta_{(z)} - \theta_m) + 3.892 \cdot 10^{-8} \cdot \left((\theta_{(z)} + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right)\end{aligned}$$

Kaasun lämpötila lasketaan:

$$\begin{aligned}\theta_{(z)} &= 20 + 0.25 \cdot (0.8 \cdot Q)^{2/3} \cdot (z - z_0)^{-5/3} \leq 900 \text{ °C} \\ &= 20 + 0.25 \cdot (0.8 \cdot Q)^{2/3} \cdot (0.66 - 0.0052 \cdot Q^{2/5})^{-5/3} \leq 900 \text{ °C}\end{aligned}$$

missä:

z korkeus liekin akselia pitkin (2.7 m)
 z_n akselin kuviteltu lähtökohta (m)

$$z_0 = -1.02 \cdot D + 0.0052 \cdot Q^{2/5} = -2.04 + 0.0052 \cdot Q^{2/5}$$

3.2.2 Toinen tapaus: Liekki törmää kattoon.

Nettolämpövuoto saadaan seuraavasti, jos liekki törmää kattoon:

$$\begin{aligned}\dot{h}_{net} &= \dot{h} - \alpha_c \cdot (\theta_m - 20) - \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot \left((\theta_m + 273)^4 - (293)^4 \right) \\ &= \dot{h} - 25.0 \cdot (\theta_m - 20) - 3.892 \cdot 10^{-8} \cdot \left((\theta_m + 273)^4 - (293)^4 \right)\end{aligned}$$

Lämpövuoto on riippuvainen parametrilla γ . γ :n eri dimensioilla on käytettävä eri yhtälöitä lämpövuon määrittämiseksi.

jos $\gamma \leq 0.30$:

$$\dot{h} = 100,000$$

jos $0.30 < \gamma < 1.0$:

$$\dot{h} = 136,300 - 121,000 \cdot \gamma$$

jos $\gamma \geq 1.0$:

$$\dot{h} = 15,000 \cdot \gamma^{-3.7}$$

missä:

$$y = \frac{r + H + z'}{L_h + H + z'} = \frac{2.7 + z'}{L_h + 2.7 + z'}$$

Vaakasuora liekin pituus lasketaan:

$$L_h = \left(2.9 \cdot H \cdot (Q_H^*)^{0.33}\right) - H = \left(7.83 \cdot (Q_H^*)^{0.33}\right) - 2.7$$

missä:

$$Q_H^* = Q / (1.11 \cdot 10^6 \cdot H^{2.5}) = Q / (1.11 \cdot 10^6 \cdot 2.7^{2.5})$$

Kuvitellun lämmönlähteen pystysuora asento määritetään:

jos $Q_D^* < 1.0$:

$$z' = 2.4 \cdot D \cdot \left((Q_D^*)^{2/5} - (Q_D^*)^{2/3} \right) = 4.8 \cdot \left((Q_D^*)^{2/5} - (Q_D^*)^{2/3} \right)$$

jos $Q_D^* \geq 1.0$:

$$z' = 2.4 \cdot D \cdot \left(1.0 - (Q_D^*)^{2/5} \right) = 4.8 \cdot \left(1.0 - (Q_D^*)^{2/5} \right)$$

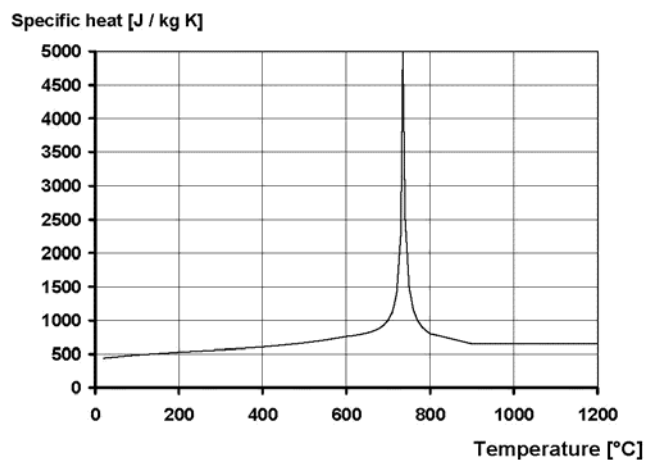
jossa:

$$Q_D^* = Q / (1.11 \cdot 10^6 \cdot D^{2.5}) = Q / (1.11 \cdot 10^6 \cdot 2.0^{2.5})$$

3.3

Teräksen lämpötila-aikakäyrän laskeminen

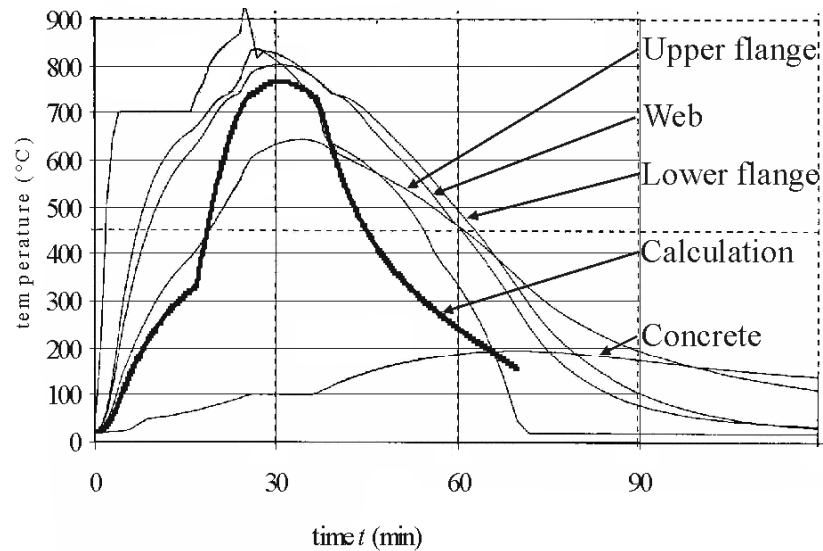
Teräksen ominaislämpö c_a tarvitaan teräksen lämpötilan laskemisessa. Parametri saadaan prEN 1993-1-2 osasta 3.4.1.2 teräksen lämpötilasta riippuen:



Kuva 6. Hiiliteräksen ominaislämpö (ks. PREN 1993 osa 1-2, kuva 3.4)

$$\theta_{a,t} = \theta_m + k_{sh} \cdot \frac{A_m/V}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \dot{h}_{net} \cdot \Delta t = \theta_m + 1.49 \cdot 10^{-4} \cdot \dot{h}_{net}$$

Teräksen lämpötila-aikakäyrä näkyy kuvassa 6. Lisäksi PROFILARBED'in tekemän FEM-analyysin tulokset nähdään vertailun vuoksi.



Kuva 7. Vertailu laskelman lämpötila-aikakäyrästä ja PROFILARBED'in tekemästä FEM-analyysistä.

VIITTEET:

EN 1991, Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions structures exposed to fire, Brussels: CEN, November 2002

prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design, Brussels: CEN, November 2003

ECSC Project, Development of design rules for steel structures subjected to natural fires in CLOSED CAR PARKS, CEC agreement 7210-SA/211/318/518/620/933, Brussels, June 1996

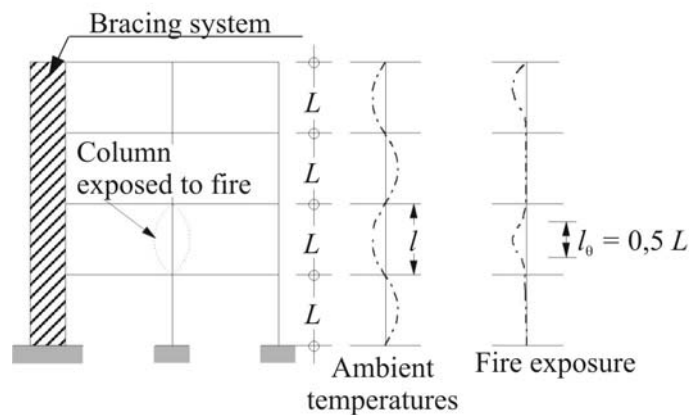
ESIMERKKI 3: prEN 1993 Osa 1-2: AKSIAALIKUORMITETTU PILARI

P. Schaumann, T. Trautmann:

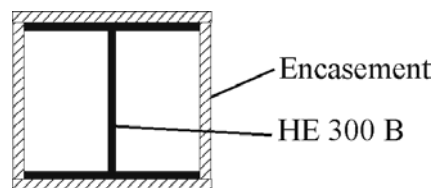
University of Hannover - Institute for Steel Construction, Hannover, Germany

1. TEHTÄVÄ

Seuraavassa esimerkissä tavaratalon pilari mitoitetaan palonkestäväksi. Pilari on osa jäykistettyä kehää ja se on yhdistetty taivutusjäykästi ylemmän ja alemman pilariin. Pituus on 3.0 m. Paloaltistuksen aikana nurjahduspituutta voidaan pienentää kuvan 1 esittämällä tavalla. Kuormitukset ovat säteisaksiaalisia puristusvoimia. Pilari altistuu palolle neljältä puolelta. Palonsuojaksi on valittu kipsinen suojakotelo. Pilarin vaatima standardipalonestävyysluokka on R 90.



Kuva 1. Jäykistetyissä kehissä olevien pilarien nurjahduspituudet.



Kuva 2. Pilarin poikkileikkaus.

Materiaalin ominaisuudet:

Pilari:

profiili	valssattu profiili
teräslaatu	S 235
poikkileikkausluokka	1
myötöjännitys	$f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2$
poikkileikkauksen	
pinta-ala	$A_a = 149 \text{ cm}^2$
kimmokerroin	$E_a = 21\,000 \text{ kN/cm}^2$
jähyysmomentti	$I_a = 8560 \text{ cm}^4$ (heikko akseli)

Kotelo:

materiaali	kipsi
paksuus	$d_p = 3.0 \text{ cm}$ (suojakotelo)
lämmönjohtavuus	$\lambda_p = 0.2 \text{ W/(m} \cdot \text{K)}$
ominaislämpö	$c_p = 1700 \text{ J/(kg} \cdot \text{K)}$
tiheys	$\rho_p = 945 \text{ kg/m}^3$

Kuormitukset:

pysyvät kuormitukset	$G_k = 1200 \text{ kN}$
muuttuvat kuormitukset	$P_k = 600 \text{ kN}$

2. PILARIN PALONKESTÄVYYS

2.1

Mekaaniset kuormitukset palolle altistumisen aikana

Mekaanisten kuormitusten yhdistelmä paloaltistuksen aikana on laskettava onnettomuustilanteena:

$$E_{dA} = E \left(\sum G_k + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

Tavaratalojen yhdistelykerroin on $\psi_{21} = 0.6$. Siten aksiaalikuormitus määritetään:

$$N_{fi,d} = 1.0 \cdot 1200 + 0.6 \cdot 600 = 1560 \text{ kN}$$

2.2

Teräksen maksimilämpötilan laskeminen

prEN 1993-1-2:n analyysia käytetään suojakoteloitujen pilarin teräksen lämpötilan laskemiseksi. Suojakoteloitujen rakenneosan poikkileikkaustekijä lasketaan:

$$A_p/V = 2 \cdot (b + h)/A_a = 2 \cdot (30 + 30) \cdot 10^2 / 149 = 81 \text{ m}^{-1}$$

Käyttämällä Euro-Nomogram'ia (ECCS No. 89) teräsosan maksimilämpötila $\theta_{a, \max, 90}$ on:

$$\left(A_p/V \right) \cdot \left(\lambda_p/d_p \right) = 81 \cdot 0.2/0.03 = 540 \text{ W/m}^3\text{K}$$

$$\rightarrow \theta_{a, \max, 90} \approx 445^\circ\text{C}$$

2.3

Kriittisen lämpötilan tarkistus

prEN 1993-1-2:n mukaan yksinkertainen kriittisen lämpötilan menetelmä ei ole sallittua rakenneosissa, joissa stabiiliussilmiot on otettava huomioon.

2.4

Kestävyyden tarkistus

Kestävyyden tarkistaminen palolle altistuksen aikana tehdään kantokyvyn plastisena murtotilamenetelmänä.

$$E_{f_i,d,t} \leq R_{f_i,d,t}$$

Tässä esimerkissä tarkistus on tehtävä aksiaalivoimilla.

$$N_{f_i,d} \leq N_{b,f_i,t,Rd}$$

Mitoituskestävyys korkeissa lämpötilaolosuhteissa lasketaan:

$$N_{b,f_i,t,Rd} = \chi_{f_i} \cdot A_d \cdot k_{y,\theta,\max} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,f_i}}$$

Riippuen $\theta_{a,\max}$. 90:sta pienennyskertoimet $k_{y\theta}$ ja $k_{E,\theta}$ annetaan prEN 1993-1-2:n taulukossa 3.1. Teräksen lämpötilan väliarvoissa voidaan käyttää lineaarista interpolointia.

$$\rightarrow k_{y,445^\circ\text{C}} = 0.901$$

$$k_{E,445^\circ\text{C}} = 0.655$$

Kantokyky määritetään ottaen huomioon muunnettu hoikkuus palolle altistuksen aikana.

$$\bar{\lambda}_{f_i,\theta} = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{k_{y,\theta}/k_{E,\theta}} = 0.21 \cdot \sqrt{0.901/0.655} = 0.25$$

missä:

$$\bar{\lambda} = L_{Kz}/(i_z \cdot \lambda_a) = (0.5 \cdot 300)/(7.58 \cdot 93.9) = 0.21$$

Muunnetun hoikkuuden avulla pienennyskerroin nurjahdukselle $\chi_{f_i,\theta}$ voidaan laskea.

$$\chi_{f_i} = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.61 + \sqrt{0.61^2 - 0.14^2}} = 0.86$$

missä

$$\varphi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot \bar{\lambda} + \bar{\lambda}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.65 \cdot 0.25 + 0.25^2] = 0.61$$

ja

$$\alpha = 0.65 \cdot \sqrt{235/f_y} = 0.65 \cdot \sqrt{235/235} = 0.65$$

Mitoituskestävyydeksi saadaan:

$$N_{b,f_i,t,Rd} = 0.86 \cdot 149 \cdot 0.901 \cdot \frac{23.5}{1.0} = 2713 \text{ kN}$$

Tarkistus:

$$N_{f_i,d} / N_{b,f_i,t,Rd} = 1560 / 2713 = 0.58 < 1 \quad \checkmark$$

VIITTEET:

ECCS No.89, Euro-Nomogram, Brussels: ECCS – Technical Committee 3 – Fire Safety of Steel Structures, 1995

EN 1991, Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire, Brussels: CEN, November 2002

prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules, Brussels CEN, May 2002

prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design, Brussels: CEN, November 2003

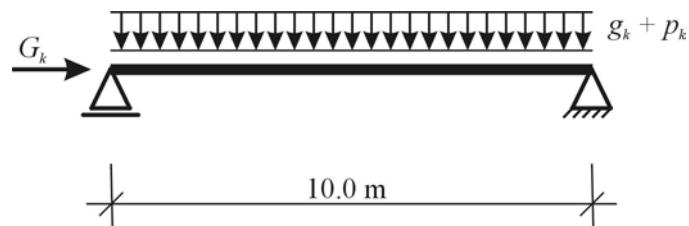
ESIMERKKI 4: prEN 1993 Osa 1-2: TAIVUTUS- JA PURISTUSKUORMITETTU PALKKI

P. Schaumann, T. Trautmann:

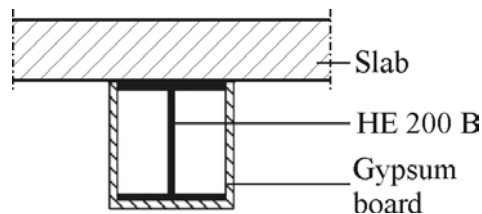
University of Hannover - Institute for Steel Construction, Hannover, Germany

1. TEHTÄVÄ

Tämä esimerkki koskee palkkia, johon kohdistuu symmetrinen kuormitus, joka aiheuttaa taivutusmomentin ja aksiaalikuormituksen. Stabiilisuusihtiöt on otettava huomioon. Palkki on osana konttorirakennusta. Palonsuojaksi on valittu kipsinen suojakotelo. Betonisen pohjalaatan vuoksi palkki altistuu palolle kolmelta puolelta. Palkin ja pohjalaatan välillä ei ole leikkausliittimiä. Vaadittu standardipalonkestävyysluokka on R 90.



Kuva 1. Staattinen järjestelmä.



Kuva 2. Palkin poikkileikkaus.

Materiaalin ominaisuudet:

Palkki:

profiili	valssattu profiili HE 200 B
teräslaatu	S 235
poikkileikkausluokka	1
myötöjännitys	$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
kimmokerroin	$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
liukkerroin	$G = 81\,000 \text{ N/mm}^2$
poikkileikkauksen pinta-ala	$A_a = 7810 \text{ mm}^2$

jäyhyysmomentti	$I_z = 2000 \text{ cm}^4$
vääntöjäyhyysmom.	$I_t = 59.3 \text{ cm}^4$
käyritysmom.	$I_w = 171\,100 \text{ cm}^6$
taivutusvastukset	$W_{el,y} = 570 \text{ cm}^3$
	$W_{pl,y} = 642.5 \text{ cm}^3$

Kotelo:

materiaali	kipsi
paksuus	$d_p = 20 \text{ mm}$ (suojakotelo)
lämmönjohtavuus	$\lambda_p = 0.2 \text{ W/(m} \cdot \text{K)}$
ominaislämpö	$c_p = 1700 \text{ J/(kg} \cdot \text{K)}$
tiheys	$\rho_p = 945 \text{ kg/m}^3$

Kuormitukset:

pysyvät kuormitukset	$G_k = 96.3 \text{ kN}$
	$g_k = 1.5 \text{ kN/m}$
muuttuvat kuormitukset	$p_k = 1.5 \text{ kN/m}$

2. PALONKESTÄVYYS PALKISSA, JOSSA ON TAIVUTUS- JA PURISTUSKUORMITUKSIA

2.1

Mekaaniset kuormitukset palolle altistuksen aikana

Mekaanisten kuormitusten yhdistelmä paloaltistuksen aikana on laskettava onnettomuustilanteena:

$$E_{dA} = E \left(\sum G_k + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

Konttorirakennuksille on $\Psi_{2,1} = 0.3$. Mitoituskuormitukset korkeissa lämpötilaolosuhteissa ovat:

$$N_{fi,d} = 1.0 \cdot 96.3 = 96.3 \text{ kN}$$

$$M_{fi,d} = [1.0 \cdot 1.5 + 0.3 \cdot 1.5] \cdot \frac{10.0^2}{8} = 24.38 \text{ kNm}$$

2.2

Teräksen lämpötilojen laskeminen

Teräksen lämpötilan antaa Euro-Nomogram (ECCS No. 89). Siksi tarvitaan poikkileikkaustekijä A_p/V . Poikkileikkaustekijä suojakoteloidulle rakenneosalle, joka altistuu palolle kolmelta puolelta, on:

$$\frac{A_p}{V} = \frac{2 \cdot h + b}{A_a} = \frac{2 \cdot 20.0 + 20.0}{78.1} \cdot 10^2 = 77 \text{ m}^{-1}$$

Kun

$$\frac{A_p}{V} \cdot \frac{\lambda_p}{d_p} = 77 \cdot \frac{0.2}{0.02} = 770 \frac{\text{W}}{\text{m}^3 \cdot \text{K}}$$

kriittiseksi lämpötilaksi saadaan:

$$\rightarrow \theta_{a, \max, 90} \approx 540^\circ\text{C}$$

2.3 Kriittisen lämpötilan tarkistus

prEN 1993-1-2 osan 4.2.4 (2) johdosta lyksinkertaista kriittisen lämpötilan tarkistusta ei voida tehdä palkin stabiilisuusongelmien takia.

2.4 Kestävyyden tarkistus

Rakenneosan poikkileikkaus on 1. Tarkistetaan palkin nurjahdus ja kiepahdus ja niihin liittyvät yhteisvaikutusehdot.

2.4.1 Nurjahdus

Mitoitusehto nurjahduksessa on:

$$\frac{N_{fi,d}}{\chi_{\min,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + \frac{k_y \cdot M_{y,fi,d}}{W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} \leq 1$$

Pienennyskerroin $\chi_{\min, fi}$ on nurjahduksen kahden pienennyskerroimen $\chi_{y, fi}$ ja $\chi_{z, fi}$ minimi. Lämpötilalle θ_a tarvitaan muunnettu hoikkuus näiden pienennyskerroimien laskemiseksi.

Muunnetun hoikkuuden laskemiseksi palotilanteessa on määritettävä muunnettu hoikkuus huoneenlämpötiloissa.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i_y \cdot \lambda_a} = \frac{1000}{8.54 \cdot 93.9} = 1.25$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z \cdot \lambda_a} = \frac{1000}{5.07 \cdot 93.9} = 2.10$$

Tarvitut pienennyskertoimet $k_{y,\theta}$ ja $k_{E,\theta}$ (540°C) ilmoitetaan prEN 1993-1-2:n taulukossa 3.1:

$$\rightarrow k_{y,\theta} = 0.656$$

$$k_{E,\theta} = 0.484$$

Pienennyskertoimilla voidaan määrittää muunnettu hoikkuus palotilanteessa:

$$\bar{\lambda}_{y,\theta} = \bar{\lambda}_y \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 1.25 \sqrt{\frac{0.656}{0.484}} = 1.46$$

$$\bar{\lambda}_{z,\theta} = \bar{\lambda}_z \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 2.1 \sqrt{\frac{0.656}{0.484}} = 2.44$$

Kun

$$\alpha = 0.65 \cdot \sqrt{235/f_y} = 0.65 \cdot \sqrt{235/235} = 0.65$$

ja

$$\varphi_{y,\theta} = \frac{1}{2} \cdot (1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{y,\theta} + \bar{\lambda}_{y,\theta}^2) = \frac{1}{2} \cdot (1 + 0.65 \cdot 1.46 + 1.46^2) = 2.04$$

$$\varphi_{z,\theta} = \frac{1}{2} \cdot (1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{z,\theta} + \bar{\lambda}_{z,\theta}^2) = \frac{1}{2} \cdot (1 + 0.65 \cdot 2.44 + 2.44^2) = 4.27$$

voidaan laskea pienennyskertoimet $\chi_{y,fi}$ ja $\chi_{z,fi}$:

$$\chi_{y,fi} = \frac{1}{\varphi_{y,\theta} + \sqrt{\varphi_{y,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{y,\theta}^2}} = \frac{1}{2.04 + \sqrt{2.04^2 - 1.46^2}} = 0.29$$

$$\chi_{z,fi} = \frac{1}{\varphi_{z,\theta} + \sqrt{\varphi_{z,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{z,\theta}^2}} = \frac{1}{4.27 + \sqrt{4.27^2 - 2.44^2}} = 0.13$$

Tarkistus:

$$\frac{96.3}{0.13 \cdot 78.1 \cdot 0.656 \cdot 23.5} + \frac{1.33 \cdot 2438}{642.5 \cdot 0.656 \cdot 23.5} = 0.94 < 1 \quad \checkmark$$

missä

$$\begin{aligned}\mu_y &= (1.2 \cdot \beta_{M,y} - 3) \cdot \bar{\lambda}_{y,\theta} + 0.44 \cdot \beta_{M,y} - 0.29 \\ &= (1.2 \cdot 1.3 - 3) \cdot 1.46 + 0.44 \cdot 1.3 - 0.29 \\ &= -1.82\end{aligned}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{fi,d}}{\chi_{y,fi} \cdot A_a \cdot f_y / \gamma_{m,fi}} = 1 - \frac{-1.82 \cdot 96.3}{0.29 \cdot 78.1 \cdot 23.5 / 1.0} = 1.33$$

2.4.2

Kiepahduskestävyys

Toinen yhteisvaikutusehto tarkistetaan kiepahtavalle palkille

$$\frac{N_{fi,d}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,fi,d}}{\chi_{LT,fi} \cdot W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} \leq 1$$

Muunnetun hoikkuuden laskemiseksi palotilanteessa on määritettävä muunnettu hoikkuus huoneenlämpötiloissa.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{642.5 \cdot 23.5}{14,420.4}} = 1.05$$

missä

$$\begin{aligned}M_{cr} &= C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g)^2} - C_2 \cdot z_g \right] \\ &= 1.12 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21,000 \cdot 2000}{(1.0 \cdot 1000)^2} \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{1.0}{1.0} \right)^2 \frac{171,100}{2000} + \frac{(1.0 \cdot 1000)^2 \cdot 8100 \cdot 59.3}{\pi^2 \cdot 21,000 \cdot 2000} + \left(0.45 \cdot \frac{20}{2} \right)^2} - 0.45 \cdot \frac{20}{2} \right] \\ &= 14,420.4 \text{ kNcm}\end{aligned}$$

Paloaltistuksen aikana muunnettu hoikkuus muuttuu:

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta} = \bar{\lambda}_{LT} \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 1.02 \cdot \sqrt{\frac{0.656}{0.484}} = 1.19$$

Kun

$$\phi_{LT,\theta} = \frac{1}{2} \cdot (1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{LT,\theta} + \bar{\lambda}_{LT,\theta}^2) = \frac{1}{2} \cdot (1 + 0.65 \cdot 1.19 + 1.19^2) = 1.59$$

Pienennyskerroin $\chi_{LT,fi}$ lasketaan:

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta} + \sqrt{\phi_{LT,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{LT,\theta}^2}} = \frac{1}{1.59 + \sqrt{1.59^2 - 1.19^2}} = 0.38$$

Tarkistus:

$$\frac{96,3}{0,13 \cdot 78,1 \cdot 0,656 \cdot 23,5/1,0} + \frac{0,20 \cdot 2438}{0,38 \cdot 642,5 \cdot 0,656 \cdot 23,5/1,0}$$

$$= 0.60 + 0.13 = 0.73 \leq 1 \quad \checkmark$$

missä:

$$k_{LT} = \frac{\mu_{LT} \cdot N_{fi,d}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} = \frac{0.33 \cdot 93.3}{0.13 \cdot 78.1 \cdot 0.656 \cdot 23.5/1.0} = 0.20$$

$$\begin{aligned} \mu_{LT} &= 0.15 \cdot \bar{\lambda}_{z,\theta} \cdot \beta_{M,LT} - 0.15 < 0.9 \\ &= 0.15 \cdot 2.44 \cdot 1.3 - 0.15 \\ &= 0.33 < 0.9 \end{aligned}$$

VIITTEET:

ECCS No. 89, Euro-Nomogram, Brussels: ECCS – Technical Committee 3 – Fire Safety of Steel Structures, 1995

EN 1991, Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire, Brussels: CEN, November 2002

prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules Brussels: CEN, May 2002

prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-2: General rules - Structural fire design, Brussels: CEN, November 2003

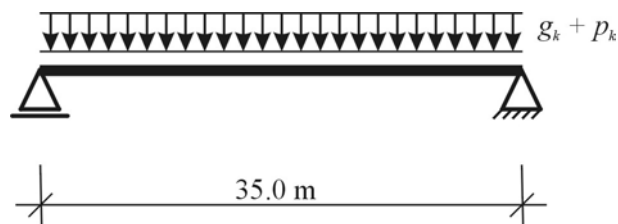
ESIMERKKI 5: prEN 1993 Osa 1-2: TAIVUTETTU KOTELOPALKKI

P. Schaumann, T. Trautmann:

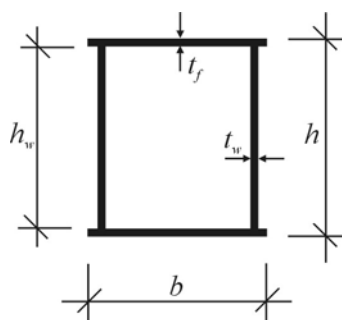
University of Hannover - Institute for Steel Construction, Hannover, Germany

1. TEHTÄVÄ

Tässä esimerkissä on mitoitettava hitsattu kotelopalkki. Se on osa hallin kattorakennetta. Palkin pituus on 35.0 m ja palkkien väli on 10.0 m. Sitä kuormittaa symmetriset kuormitukset ja se on jäykästi kiinnitetty sivuttaiskiertymistä vastaan. Palkki on tehty ilman palonsuojausmateriaalia. Vaadittu palkin standardipalonestävyysluokka on R 30.



Kuva 1. Staattinen järjestelmä.



Kuva 2. Poikkileikkaus.

Materiaalin ominaisuudet:

teräslaatu	S 355
myötöjännitys	$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
korkeus	$h = 700 \text{ mm}$
uuman korkeus	$h_w = 650 \text{ mm}$
leveys	$b = 450 \text{ mm}$
laipan paksuus	$t_f = 25 \text{ mm}$

uuman paksuus	$t_w = 25 \text{ mm}$
laipan poikkileikkauksen pinta-ala	$A_f = 11\,250 \text{ mm}^2$
uuman poikkileikkauksen pinta-ala	$A_w = 16\,250 \text{ mm}^2$
ominaislämpö	$c_a = 600 \text{ J/(kg} \cdot \text{K)}$
tiheys	$\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$
palkin emissiokyky	$\varepsilon_m = 0.7$

Palon emissiokyky	$\varepsilon_r = 1.0$
Palon näkyvyyskerroin	$\Phi = 1.0$
Lämmönsiirron kerroin	$\alpha_c = 25.0 \text{ W/m}^2\text{K}$
Stephan Boltzmann -vakio	$\sigma = 5.67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$

Kuormitukset:

Pysyvät kuormitukset:

palkki	$g_{a,k} = 4.32 \text{ kN/m}$
--------	-------------------------------

katto	$g_{r,k} = 5.0 \text{ kN/m}$
-------	------------------------------

Muuttuvat kuormitukset:

lumi	$p_{s,k} = 11.25 \text{ kN/m}$
------	--------------------------------

2. PUTKIPALKISTA TEHDYN PALKIN PALONKESTÄVYYS

2.1 Mekaaniset kuormitukset paloaltistuksen aikana

Mekaanisten kuormitusten yhdistelmään käytetään onnettomuustilannetta paloaltistuksen aikana.

$$E_{dA} = E \left(\sum G_k + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

Yhdistelykerroin lumikuormille on $\Psi_{2,1} = 0.0$ (Keski-Euroopassa!). Näillä parametreilla mitoituskuormitus lasketaan:

$$M_{f,d} = [1.0 \cdot (4.32 + 5.0) + 0.0 \cdot 11.25] \cdot \frac{35.0^2}{8} = 1427.1 \text{ kNm}$$

2.2 Teräksen lämpötilan laskeminen

Profiiliteräksen lämpötilan nousu lasketaan:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \cdot \frac{A_m/V}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \dot{h}_{net,d} \cdot \Delta t = 1.0 \cdot \frac{40}{600 \cdot 7850} \cdot 5 \cdot \dot{h}_{net} = 4.25 \cdot 10^{-5} \cdot \dot{h}_{net}$$

missä

k_{sh} korjauskerroin varjostusvaikutukselle ($k_{sh} = 1.0$)

Δt aikaväli ($\Delta t = 5$ sekuntia)

A_m/V poikkileikkaustekijä suojaamattomalle palkille

$$A_m/V = 1/t = 1/0.025 = 40 \text{ 1/m}$$

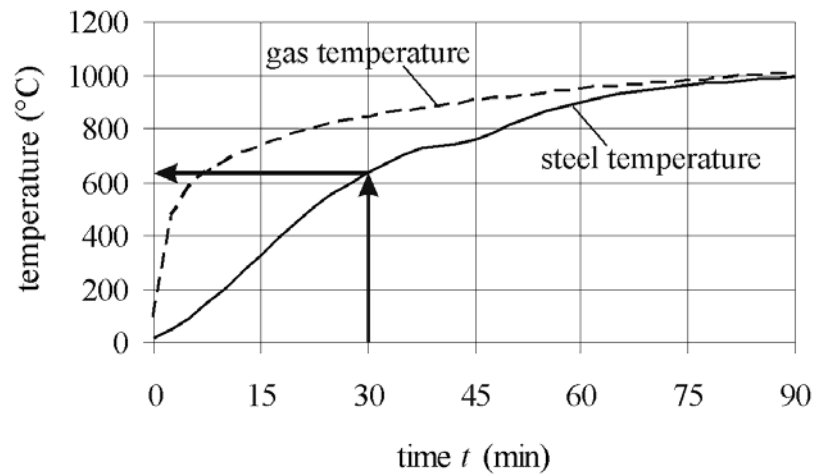
Nettolämpövuoto lasketaan EN 1991 osa 1-2 mukaan.

$$\begin{aligned} \dot{h}_{net} &= \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m) + \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_r \cdot \sigma \cdot \left((\theta_g + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right) \\ &= 25 \cdot (\theta_g - \theta_m) + 3.969 \cdot 10^{-8} \cdot \left((\theta_g + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right) \end{aligned}$$

Kaasun lämpötila-aika-yhteytenä käytetään standardipalokäyrää

$$\theta_g = 20 \cdot 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1)$$

Putkipalkin teräksen lämpötila-aikakäyrä on esitetty kuvassa 3.



Kuva 3. Putkipalkin teräksen lämpötila-aikakäyrä.

$$\rightarrow \theta_{a,max,30} = 646^\circ\text{C}$$

2.3

Kriittisen lämpötilan tarkistus

Mitoitusmomenttikestävyys paloaltistuksen aikana, kun aika $t = 0$, tarvitaan käyttöasteen μ_0 saamiseksi.

$$\begin{aligned} M_{f1,Rd,0} &= W_{pl} \cdot f_y \cdot k_{y,\theta,max} / \gamma_{M,f1} \\ &= 12,875,000 \cdot 355 \cdot \frac{1.0}{1.0} \cdot 10^{-6} \\ &= 4570.6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

missä:

$$k_{y,\theta,\max} = 1.0 \quad \theta = 20^\circ\text{C kun aika } t = 0$$

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

ja

$$\begin{aligned} W_{pl} &= 2 \cdot \left(\frac{2 \cdot A_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4} + A_f \cdot \frac{h - t_w}{2} \right) \\ &= 2 \cdot \left(16,250 \cdot \frac{650}{4} + 11,250 \cdot \frac{700 - 25}{2} \right) \\ &= 12,875,000 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Käyttöaste lasketaan:

$$\mu_0 = E_{fi,d} / R_{fi,d,0} = M_{fi,d} / M_{fi,Rd,0} = 1427.1 / 4570.6 = 0.31$$

Kriittinen lämpötila θ_0 annetaan prEN 1993 osa 1-2 taulukossa 4.1.

$$\rightarrow \theta_{a,cr} = 659^\circ\text{C}$$

Tarkistus:

$$\frac{646}{659} = 0.98 < 1 \quad \checkmark$$

2.4

Kestävyyden tarkistus

Momenttikestävyyden laskemiseksi on määritettävä pienennyskerroin $k_{y,\theta}$ lämpötilalle $\theta_{a,\max,30} = 646^\circ\text{C}$. Tämä kerroin on ilmoitettu prEN 1993 osa 1-2 taulukossa 3.1.

$$k_{y,\theta} = 0.360$$

Lisäksi on määritettävä sovituskertoimet k_1 ja k_2 .

Sovituskerroin k_1 ottaa huomioon epäyhtenäisen lämpötilajakautuman poikkileikkauksessa.

Taulukko 1. Sovituskerroin k_1

	k_1 (-)
Palkki altistuu kaikilta neljältä sivulta	1.0
Suojaamaton palkki altistuu kolmelta sivulta ja neljännellä sivulla on liitto- tai betonilaatta	0.7
Suojattu palkki altistuu kolmelta sivulta ja neljännellä sivulla on liitto- tai betonilaatta	0.85

Tässä palkki on suojaamaton ja altistuu palolle neljältä sivulta. Siksi k_1 :ksi asetetaan

$$k_1 = 1.0$$

Sovituskerroin k_2 ottaa huomioon epäyhtenäisen lämpötilajakautuman palkissa.

Taulukko 2. Sovituskerroin k_2

	k_2 (-)
Staattisesti määrittelemättömän palkin tuilla	0.85
Kaikissa muissa tapauksissa	1.0

Todistus tehdään keskeltä palkkia ja se on staattisesti määrätty. Siten sovituskertoimen k_2 :ksi asetetaan:

$$k_s = 1.0$$

Siksi mitoitusmomenttikestävyys lasketaan:

$$\begin{aligned}
 M_{f_i, t, Rd} &= M_{pl, Rd, 20^\circ C} \cdot k_{y, \theta} \cdot \frac{\gamma_{M, 1}}{\gamma_{M, f_i}} \cdot \frac{1}{\kappa_1 \cdot \kappa_2} \\
 &= (12,87,000 \cdot 355/1.1) \cdot 0.36 \cdot \frac{1.1}{1.0} \cdot \frac{1}{1.0 \cdot 1.0} \cdot 10^{-6} = 1645.4 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Todistus:

$$\frac{1427.1}{1645.4} = 0.87 < 1 \quad \checkmark$$

VIITTEET:

EN 1991, Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire, Brussels: CEN, November 2002

prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design, Brussels: CEN, November 2003

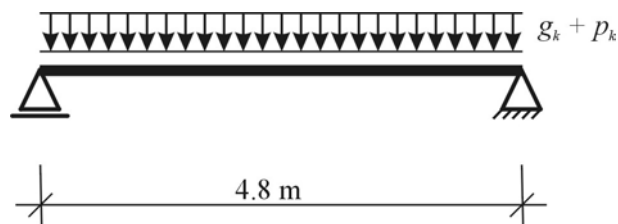
ESIMERKKI 6: prEN 1994 Osa 1-2: LIITTOLAATTA

P. Schaumann, T. Trautmann:

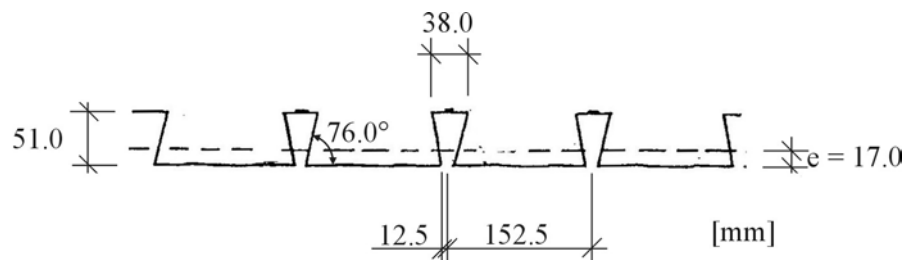
University of Hannover - Institute for Steel Construction, Hannover, Germany

1. TEHTÄVÄ

On mitoitettava liittolaatta palotilanteessa. Se on osa ostoskeskusta ja jänneväli on 4.8 m. Laatta mitoitetaan sarjana yksinkertaisesti tuettuja palkkeja. Vaadittu standardipalonkestävyysluokka laatalle on R 90.



Kuva 1. Staattinen järjestelmä.



Kuva 2. Liittolevy.

Materiaalin ominaisuudet:

Teräslevy:

myotolujuus	$f_{yp} = 350 \text{ N/mm}^2$
poikkileikkauksen pinta-ala	$A_p = 1562 \text{ mm}^2/\text{m}$
m + k menetelmän parametrit	$k = 0.150 \text{ N/mm}^2$

Betoni:

lujuusluokka	C 25/30
puristuslujuus	$f_c = 25 \text{ N/mm}^2$
korkeus	$h_t = 140 \text{ mm}$
poikkileikkauksen pinta-ala	$A_c = 131\,600 \text{ mm}^2/\text{m}$

Kuormitukset:

Pysyvät kuormitukset

teräslevy	$g_{p,k} = 0.13 \text{ kN/m}^2$
betoni	$g_{c,k} = 3.29 \text{ kN/m}^2$
pinnoitteen kuormitus	$g_{f,k} = 1.2 \text{ kN/m}^2$

Muuttuvat kuormitukset

liikkuva kuormitus	$p_k = 5.0 \text{ kN/m}^2$
--------------------	----------------------------

Mitoitettu valumismomentti

huoneenlämpötiloissa

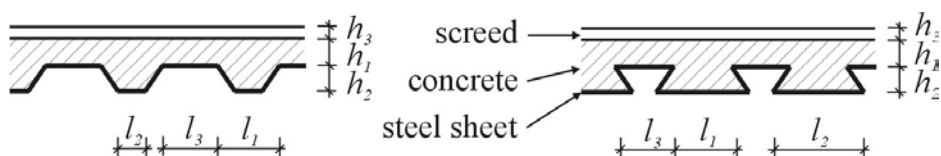
$$M_{s,d} = 39.56 \text{ kNm}$$

2. LIITTOLAATAN PALONKESTÄVYYS

Liittolaatta on tarkistettava osan 4.3 ja liite D:n mukaisesti.

2.1

Geometriset parametrit ja käyttöalue



Kuva 3. Poikkileikkauksen geometria.

$$h_1 = 89 \text{ mm}$$

$$h_2 = 51 \text{ mm}$$

$$l_1 = 115 \text{ mm}$$

$$l_2 = 140 \text{ mm}$$

$$l_3 = 38 \text{ mm}$$

Taulukko 1. Käyttöalue laatoille, jotka on tehty normaalista betonista ja sen sisälle menevistä teräslevyistä.

Sisälle menevien profiilien käyttöalue (mm)	Olemassa olevat geometriset parametrit (mm)
$77.0 \leq l_1 \leq 135.0$	$l_1 = 115.0$
$110 \leq l_2 \leq 150.0$	$l_2 = 140.0$
$38.5 \leq l_3 \leq 97.5$	$l_3 = 38.0$
$50.0 \leq h_1 \leq 130.0$	$h_1 = 89.0$
$30.0 \leq h_2 \leq 70.0$	$h_2 = 51.0$

2.2

Mekaaniset kuormitukset paloaltistuksen aikana

Kuormitus määritetään onnettomuustilanteiden yhdistelysäännön avulla.

$$E_{dA} = E \left(\sum G_k + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

prEN 1994 osa 1-2 mukaan kuormitusta E_d voidaan pienentää pienennyskerroimella η_{fi} . Se lasketaan:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{(0.13 + 3.29 + 1.2) + 0.6 \cdot 5.0}{1.35 \cdot (0.13 + 3.29 + 1.2) + 1.5 \cdot 5.0} = 0.55$$

η_{fi} :llä voidaan laskea mitoitusaitavutusmomentti $M_{fi,d}$:

$$M_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot M_{sd} = 0.55 \cdot 39.56 = 21.94 \text{ kNm/m}$$

2.3

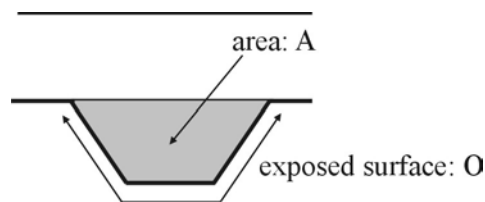
Lämpöeristys

Lämpöeristyskriteerin ”I” on taattava rakenneosan lämpötilatilanteen rajoitus. Laatan päällysosassa lämpötilan ei pitäisi ylittää keskimäärin 140°C ja maksimissaan 180°C.

Tarkistus tehdään aika-alueella. Aika, jona laatta täyttää kriteerit ”I”, lasketaan:

$$t_i = a_0 + a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot \Phi + a_3 \cdot \frac{A}{L_r} + a_4 \cdot \frac{1}{l_3} + a_5 \cdot \frac{A}{L_r} \cdot \frac{1}{l_3}$$

Tukikaaren geometriakerroin A/L on samanarvoinen kuin palkkien poikkileikkaustekijä A_p/V . Tekijä ottaa huomioon sen, että massalla ja korkeudella on selviä vaikutuksia laatan kuumenemiseen.



Kuva 4. Laatan rivan geometriakerroimen määrittely.

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \cdot \left(\frac{l_1 + l_2}{2} \right)}{l_2 + 2 \cdot \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2}} = \frac{52 \cdot \left(\frac{115 + 140}{2} \right)}{140 + 2 \cdot \sqrt{51^2 + \left(\frac{115 - 140}{2} \right)^2}} = 27 \text{ mm}$$

Näkymäkerroin Φ ottaa huomioon rivan varjostusvaikutuksen ylempään laippaan.

$$\begin{aligned} \Phi &= \left[\sqrt{h_2^2 + \left(l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} \right] / l_3 \\ &= \left[\sqrt{51^2 + \left(38 + \frac{115 - 140}{2} \right)^2} - \sqrt{51^2 + \left(\frac{115 - 140}{2} \right)^2} \right] / 38 \\ &= 0.119 \end{aligned}$$

Taulukossa 2. annetaan normaalipainoisen betonin kertoimet a_i .

Taulukko 2. Kertoimet palonkestävyyden määrittämiseksi, kun lämpöeristys otetaan huomioon (ks. prEN 1994-1-2, liite D, taulukko D.1)

	a_0 [min]	a_1 [min/mm]	a_2 [min]	a_3 [min/mm]	a_4 mm·min	a_5 [min]
Normaalipainoinen betoni	-28.8	1.55	-12.6	0.33	-735	48.0
Kevytbetoni	-79.2	2.18	-2.44	0.56	-542	52.3

Näillä parametreilla t_i lasketaan:

$$\begin{aligned}
 t_i &= (-28.8) + 1.55 \cdot 89 + (-12.6) \cdot 0.119 \\
 &\quad + 0.33 \cdot 27 + (-735) \cdot 1/38 + 48 \cdot 27 \cdot 1/38 \\
 &= 131.48 \text{ min} > 90 \text{ min} \quad \checkmark
 \end{aligned}$$

2.4

Kantokyvyn tarkistaminen

Plastisen momentin mitoituskestävyys lasketaan:

$$M_{fi,t,Rd} = \sum A_i \cdot z_i \cdot k_{y,\theta,i} \cdot \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi}} \right) + \alpha_{slab} \cdot \sum A_j \cdot z_j \cdot k_{c,\theta,j} \cdot \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right)$$

Jotta saadaan pienennyskertoimet $k_{y,\theta}$ ylemmälle laipalle, alemmalle laipalle ja uumalle, on määritettävä lämpötilat. Ne lasketaan:

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot \frac{1}{l_3} + b_2 \cdot \frac{A}{L_r} + b_3 \cdot \Phi + b_4 \cdot \Phi^2$$

Kertoimet b_i voidaan saada taulukosta 3.

Taulukko 3. Kertoimet lämpötilojen määrittämiseksi teräskatteen osista
(ks. prEN 1994-1-2, liite D, taulukko D.2)

Betoni	Palon kestävyys (min)	Teräs- levyn osa	$b_0(^{\circ}\text{C})$	b_1 ($^{\circ}\text{C}\cdot\text{mm}$)	b_2 ($^{\circ}\text{C}/\text{mm}$)	b_3 ($^{\circ}\text{C}$)	b_4 ($^{\circ}\text{C}$)
Normaali- painoinen betoni	60	Alempi laippa	951	-1197	-2.32	86.4	-150.7
		Uuma	661	-883	-2.96	537.7	-351.9
		Ylempi laippa	340	-3269	-2.62	1148.4	-679.8
	90	Alempi laippa	1018	-839	-1.55	65.1	-108.1
		Uuma	816	-959	-2.21	464.9	-340.2
		Ylempi laippa	618	-2786	-1.79	767.9	-472.0
	120	Alempi laippa	1063	-679	-1.13	46.7	-82.8
		Uuma	925	-949	-1.82	344.2	-257.4
		Ylempi laippa	770	-2460	-1.67	592.6	-379.0

Lämpötilat teräslevyn eri osille ovat:

Alempi laippa:

$$\begin{aligned}\theta_{a,l} &= 1018 - 839 \cdot \frac{1}{38} - 1.55 \cdot 27 + 65.1 \cdot 0.119 - 108.1 \cdot 0.119^2 \\ &= 960.29 \text{ }^{\circ}\text{C}\end{aligned}$$

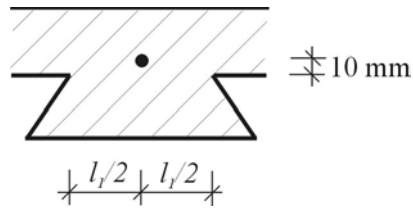
Uuma:

$$\begin{aligned}\theta_{a,w} &= 816 - 959 \cdot \frac{1}{38} - 2.21 \cdot 27 + 464.9 \cdot 0.119 - 340.2 \cdot 0.119^2 \\ &= 781.60 \text{ }^{\circ}\text{C}\end{aligned}$$

Ylempi laippa

$$\begin{aligned}\theta_{a,l} &= 618 - 2786 \cdot \frac{1}{38} - 1.79 \cdot 27 + 767.9 \cdot 0.119 - 472.0 \cdot 0.119^2 \\ &= 580.87 \text{ }^{\circ}\text{C}\end{aligned}$$

Jotta saadaan vaadittu kantokyky paloaltistuksen aikana, on asennettava raudoitus, mikä yleensä jätetään huomioimatta huoneenlämpötilan mitoituksessa. Jokaiselle riville valitaan yksi raudoitustanko $\varnothing 10$ mm. Kuvasta 5 näkyy tangon sijoitus.



Kuva 5. Raudoituksen asennus.

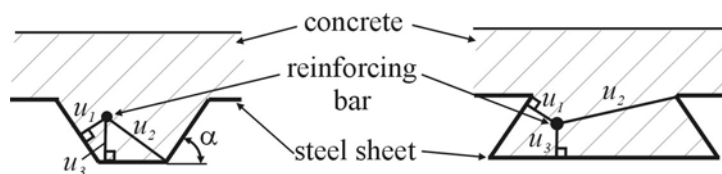
Raudoitustangon lämpötila lasketaan:

$$\theta_s = c_0 + c_1 \cdot \frac{u_3}{h_2} + c_2 \cdot z + c_3 \cdot \frac{A}{L_r} + c_4 \cdot \alpha + c_5 \cdot \frac{1}{l_3}$$

missä:

$$\begin{aligned} \frac{1}{z} &= \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}} \\ &= \frac{1}{\sqrt{l_1/2}} + \frac{1}{\sqrt{l_1/2}} + \frac{1}{\sqrt{h_2 + 10}} \quad (\text{simplified}) \\ &= \frac{1}{\sqrt{57}} + \frac{1}{\sqrt{57}} + \frac{1}{\sqrt{61}} \\ &= 0,393 \text{ 1/mm}^{0.5} \end{aligned}$$

$$\rightarrow z = 2.54 \text{ mm}^{0.5}$$



Kuva 6. Etäisyyksien u_1, u_2, u_3 ja kulman α määrittely.

Kertoimet c_i normaalipainoiselle betonille on annettu taulukossa 4.

Taulukko 4. Kertoimet lämpötilojen määrittämiseksi rivin raudoitustangoille (ks. prEN 1994-1-2, liite D, taulukko D.3)

Betoni	Palonkestävyys (min)	c_0 (°C)	c_1 (°C)	c_2 (°C/mm ^{0.5})	c_3 (°C/mm)	c_4 (°C)	c_5 (°C)
Normaali-	60	1191	-250	-240	-5.01	1.04	-925
painoinen	90	1342	-256	-235	-5.30	1.39	-1267
betoni	120	1387	-238	-227	-4.79	1.68	-1326

Näillä parametreilla raudoitustangon lämpötila on:

$$\begin{aligned} \theta_s &= 1342 + (-256) \cdot \frac{61}{51} + (-235) \cdot 2,54 \\ &\quad + (-5,30) \cdot 27 + 1,39 \cdot 104 + (-1267) \cdot \frac{1}{38} \\ &= 407,0 \text{ °C} \end{aligned}$$

Teräslevyn osalta pienennyskertoimet $k_{y,i}$ annetaan taulukossa prEN 1994-1-2:n taulukossa 3.2. Pienennyskerroin raudoitukselle annetaan taulukossa 3.4, koska raudoitustangot ovat kylmämuokattuja.

Teräslevyn jokaisen osan ja raudoitustankojen kantokyky voidaan nyt laskea.

Taulukko 5. Pienennyskertoimet ja kantokyvyt.

	Lämpötila θ_i (°C)	Pienennyskerroin $k_{y,i}$ (-)	Osan alue A_i (cm ²)	$f_{y,i}$ (kN/cm ²)	Z_i (kN)
Alempi laippa	960.29	0.047	1.204	35.0	1.98
Uuma	781.60	0.132	0.904	35.0	4.18
Ylempi laippa	580.87	0.529	0.327	35.0	6.05
Raudoitus	407.0	0.921	0.79	50.0	36.38

Plastinen neutraaliakseli lasketaan vaakasuorien voimien tasapainona. Tasapaino asetetaan yhdelle riville ($b = l_1 + l_2$).

$$z_{pl} = \frac{\sum Z_i}{a_{slab} \cdot (l_1 + l_3) \cdot f_c} = \frac{1,98 + 4,18 + 6,05 + 36,38}{0,85 \cdot (115 + 38) \cdot 25 \cdot 10^{-3}} = 15,0 \text{ mm}$$

Plastinen momenttikestävyys yhdelle riville määritetään:

Taulukko 6. Momenttikestävyuden laskeminen yhdelle rivalle.

	Z_i (kN)	z_i (cm)	M_i (kNcm)
Alempi laippa	1.98	14.0	27.72
Uuma	4.18	$14.0 - 5.1/2 = 11.45$	47.86
Ylempi laippa	6.05	$14.0 - 5.1 = 8.9$	53.85
Rauditus	36.38	$14.0 - 5.1 - 1.0 = 7.9$	287.4
Betoni	-48.59	$1.50/2 = 0.75$	-36.44
			$\Sigma 380.39$

Kun yhden rivin plastinen $M_{pl,rib} = 3.80$ kNm ja leveys $W_{rib} = 0.152$ m, liittolaatan plastinen momenttikestävyys on:

$$M_{fi,Rd} = 3,80/0,152 = 25,00 \text{ kNm/m}$$

Tarkistus:

$$\frac{21,94}{25,00} = 0,88 < 1 \quad \checkmark$$

VIITTEET:

EN 1991, Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire, Brussels: CEN, November 2002

prEN 1994, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design, Brussels: CEN, October 2003

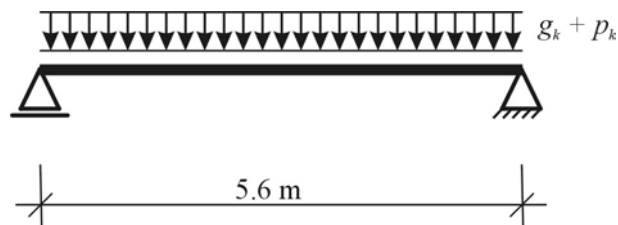
ESIMERKKI 7: prEN 1994 Osa 1-2: LIITTOPALKKI

P. Schaumann, T. Trautmann:

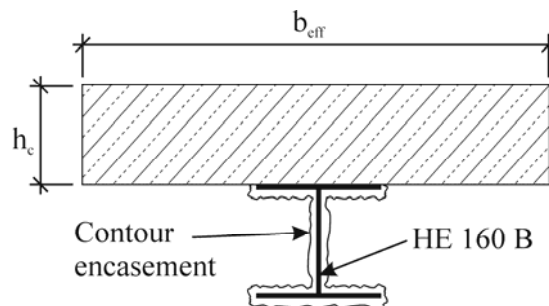
University of Hannover - Institute for Steel Construction, Hannover, Germany

1. TEHTÄVÄ

On tehtävä paloturvallisuuden tarkistus konttorirakennuksessa olevalle liittopalkille. Palkki on yksinkertaisesti tuettu ja symmetrisesti kuormitettu. Liittopalkin betonilaatta suojaa palkkia yläpuolelta palotilanteessa, joten teräspalkki on alttiina palolle kolmelta puolelta. Teräspalkin palosuojaksi valittiin kipsinen profiilin muotoinen palosuojaus. Vaadittu standardipalonkestävyysluokka palkille on R 60.



Kuva 1. Staattinen järjestelmä.



Kuva 2. Poikkileikkaus.

Materiaalin ominaisuudet

Palkki:

profiili	valsattu profiili HE 160 B
teräslaatu	S 355
korkeus	$h = 160 \text{ mm}$
uuman korkeus	$h_w = 134 \text{ mm}$
leveys	$b = b_1 = b_2 = 160 \text{ mm}$
uuman paksuus	$e_w = 8 \text{ mm}$
laipan paksuus	$e_f = e_1 = e_2 = 13 \text{ mm}$
poikkileikkauksen pinta-ala	$A_o = 5430 \text{ mm}^2$

	myötöjännitys	$f_{y,a} = 355 \text{ N/mm}^2$
Laatta:	lujuusluokka	C 25/30
	korkeus	$h_c = 160 \text{ mm}$
	hyötyleveys	$b_{\text{eff}} = 1400 \text{ mm}$
	puristuslujuus	$f_c = 25 \text{ N/mm}^2$
	kimmokerroin	$E_{\text{cm}} = 29\,000 \text{ N/mm}^2$
	Leikkausliittimet:	
	määrä	$n = 34$ (tasavälinen)
	halkaisija	$d = 22 \text{ mm}$
	vetolujuus	$f_u = 500 \text{ n/mm}^2$
Kotelo:	materiaali	kipsi
	paksuus	$d_p = 15 \text{ mm}$ (muotokotelo)
	lämmönjohtavuus	$\lambda_p = 0.12 \text{ W/(m} \cdot \text{K)}$
	ominaislämpö	$c_p = 1100 \text{ J/(kg} \cdot \text{K)}$
	tiheys	$\rho_p = 550 \text{ kg/m}^3$
Kuormitukset		
Pysyvät kuormitukset:		
	oma paino	$g_k = 20.5 \text{ kN/m}$
	päällysteen paino	$g_k = 7.5 \text{ kN/m}$
Muuttuvat kuormitukset:		
	liikkuva kuormitus	$p_k = 15.0 \text{ kN/m}$

2. LIITTOPALKIN PALONKESTÄVYYS

2.1 Mekaaniset kuormitukset paloaltistuksen aikana

Rakenteisiin kohdistuvat paloaltistuksesta johtuvat kuormitukset luokitellaan onnettomuusstilanteena:

$$E_{dA} = E \left(\sum G_k + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

Yhdistelykerroin määräävälle muuttuvalle kuormalle konttorirakennuksissa asetetaan $\Psi_{2,1} = 0.3$:ksi.

Näillä parametreilla voidaan laskea mitoitustaivutusmomentti paloaltistuksen aikana:

$$M_{f_1,d} = 1.0 \cdot (20.5 + 7.5) + 0.3 \cdot (15.0) \cdot \frac{5.6^2}{8} = 127.4 \text{ kNm}$$

2.2 Lämpötilojen laskeminen poikkileikkauksessa

Lämpötilojen laskemiseksi poikkileikkaus jaetaan eri lohkoihin. Ne ovat betonilaatta, ylempi laippa, uuma ja alempi laippa. Tämä tehdään prEN 1994-1-2:n osan 4.3.4.2 mukaan.

Ylemmän laipan, uuman ja alemman laipan lämpötilat määritetään käyttämällä Euro-Nomogrammia (Euro-Nomogram, ECCS No. 89, 1996). Siksi tarvitaan näiden osien poikkileikkaustekijät.

Alempi laippa:

$$\left(\frac{A_p}{V}\right)_l = \frac{2 \cdot (b_1 + e_1)}{b_1 \cdot e_1} = \frac{2 \cdot (0.16 + 0.013)}{0.16 \cdot 0.013} = 166.3 \text{ m}^{-1}$$

Uuma:

$$\left(\frac{A_p}{V}\right)_w = \frac{2 \cdot (h_w)}{h_w \cdot e_w} = \frac{2 \cdot (0.134)}{0.134 \cdot 0.008} = 250.0 \text{ m}^{-1}$$

Ylempi laippa (yli 85 % ylemmästä laipasta on kosketuksissa betonilaataan):

$$\left(\frac{A_p}{V}\right)_u = \frac{(b_2 + 2 \cdot e_2)}{b_2 \cdot e_2} = \frac{(0.16 + 2 \cdot 0.013)}{0.16 \cdot 0.013} = 89.4 \text{ m}^{-1}$$

Lämpötilat määritetään:

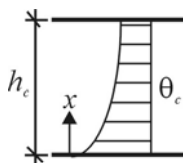
Taulukko 1. Ylemmän laipan, uuman ja alemman laipan lämpötilat.

	$\left(\frac{A_p}{V}\right)_i \cdot \frac{\lambda_p}{d_p} \left[\frac{\text{W}}{\text{m}^3\text{K}} \right]$	$\theta_{a,\max,60} \text{ (}^\circ\text{C)}$
Ylempi laippa	715	390
Uuma	2000	650
Alempi laippa	1330	550

Betonilaatan lämpötila ei ole vakio sen koko paksuudelta. Siksi puristuslujuus vaihtelee paksuuden osalta. Lämpötiloissa, jotka ovat alle 250°C, puristuslujuus ei alene. Yli 250°C lämpötiloissa se alenee pienennyskertoimella $k_{c,\theta}$. Lämpötilojen arviointi voidaan tehdä paksuudeltaan 10 mm:n kerroksissa taulukon 2 pohjalta.

Taulukko 2. Lämpötilajakauma kiinteässä 100 mm paksussa laattassa, joka koostuu normaalipainoisesta betonista eikä ole eristetty (ks. prEN 1994-1-2, liite D,3, taulukko D.5).

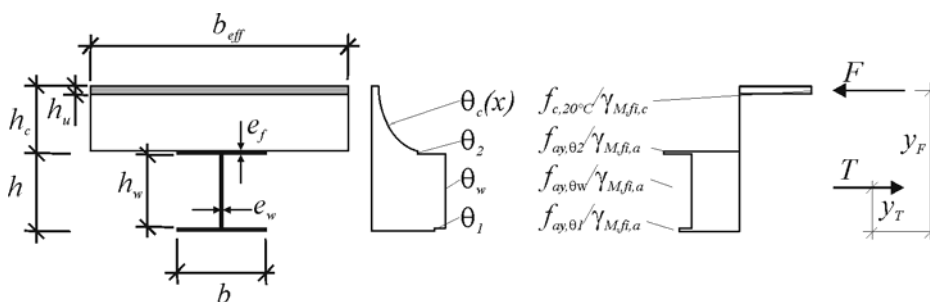
Syvyys x (mm)	Lämpötila q_c ($^{\circ}\text{C}$) kun palo on kestänyt minuuttia					
	30'	60'	90'	120'	180'	240'
5	535	705				
10	470	642	738			
15	415	581	681	754		
20	350	525	627	697		
25	300	469	571	642	738	
30	250	421	519	591	689	740
35	210	374	473	542	635	700
40	180	327	428	493	590	670
45	160	289	387	454	549	645
50	140	250	345	415	508	550
55	125	200	294	369	469	520
60	110	175	271	342	430	495
80	80	140	220	270	330	395
100	60	100	160	210	260	305



2.3

Tarkistaminen käyttämällä yksinkertaista laskentamallia

Liittopalkki tarkistetaan yksinkertaisella laskentamenettelyllä. Se tehdään lujuusalueella. Momenttikestävyyden laskeminen tehdään liite E:n mukaan.



Kuva 3. Momenttikestävyyden laskeminen.

Teräspalkin osien lämpötilat määritettiin osassa 17.2. Pienennyskertoimet $k_{y,\theta,i}$ myötöjännitysten laskemiseksi korkeissa lämpötiloissa on annettu prEN 1994-1-2 osan 3.2.1 taulukossa 3.2

Taulukko 3. Alentuneiden myötöjännitysten laskeminen.

	$\theta_{a,max,60}$ [°C]	$k_{y,\theta}$ [-]	$f_{ay,\theta}$ [kN/cm ²]
Ylempi laippa	390	1.00	35.5
Uuma	650	$(0.47+0.23)/2=0.35$	12.4
Alempi laippa	550	$(0.78+0.47)/2=0.625$	22.2

Seuraava vaihe on teräspalkin vetovoiman T laskeminen kuvan 3 mukaan.

$$T = \frac{f_{ay,\theta 1} \cdot (b \cdot e_f) + f_{ay,\theta w} \cdot (h_w \cdot e_w) + f_{ay,\theta 2} \cdot (b \cdot e_f)}{\gamma_{M,fi,a}}$$

$$= \frac{22.2 \cdot (16 \cdot 1.3) + 12.4 \cdot (13.4 \cdot 0.8) + 35.5 \cdot (16 \cdot 1.3)}{1.0}$$

$$= 1333.1 \text{ kN}$$

Vetovoiman paikka määritetään:

$$y_T = \frac{f_{ay,\theta 1} \cdot \left(b \cdot \frac{e_f^2}{2} \right) + f_{ay,\theta w} \cdot (h_w \cdot e_w) \cdot \left(e_f + \frac{h_w}{2} \right) + f_{ay,\theta 2} \cdot (b \cdot e_f) \cdot \left(h - \frac{e_f}{2} \right)}{T \cdot \gamma_{M,fi,a}}$$

$$= \frac{22.2 \cdot \left(16 \cdot \frac{1.3^2}{2} \right) + 12.4 \cdot (13.4 \cdot 0.8) \cdot \left(1.3 + \frac{13.4}{2} \right) + 35.5 \cdot (16 \cdot 1.3) \cdot \left(16 - \frac{1.3}{2} \right)}{1333.1 \cdot 1.0}$$

$$= 9.53 \text{ cm}$$

Yksinkertaisesti tuetussa palkissa vetovoiman T arvoa rajoittaa:

$$T \leq N \cdot P_{fi,Rd}$$

missä:

N leikkausliittimien määrä yhdessä palkin kriittisistä pituuksista
 $P_{fi,Rd}$ mitoituskestävyys leikkausliittimen palotilanteessa

Jotta saadaan $P_{fi,Rd}$, tarvitaan pienennyskertoimet $k_{u,\theta}$ ja $k_{c,\theta}$ (taulukko 5) sekä leikkausliittimen mitoituskestävyydet huoneenlämpötiloissa $P_{Rd,1}$ ja $P_{Rd,2}$.

Lämpötilat pienennyskertoimien saamiseksi määritetään 80 % (tartunta) ja 40 % (betoni) teräslaipasta (ks. prEN 1994 osa 1-2, osa 4.3.4.2.5 (2)). Tartunnan vetolujuuden pienennyskerroin on annettu pr EN 1994-1-2-, osa 3.2.1 taulukossa 3.2. Betonin puristuslujuuden pienennyskerroin on prEN 1994-1-2, osan 3.2.1 taulukossa 3.3.

$$\theta_v = 0.8 \cdot 390 = 312 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\rightarrow k_{u,\theta} = 1.0$$

$$\theta_c = 0.4 \cdot 390 = 156 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\rightarrow k_{c,\theta} = 0.98$$

Leikkausliittimen mitoituskestävyydet lasketaan prEN 1994-1-1:n mukaan, jossa osavarmuuskerroin $\gamma_{M,fi,v}$ korvaa γ_v :n.

$$P_{Rd,1} = 0.8 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M,fi,v}} \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 0.8 \cdot \frac{50.0}{1.0} \cdot \frac{\pi \cdot 2.2^2}{4} = 152 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_c \cdot E_{cm}}}{\gamma_{M,fi,v}} = 0.29 \cdot 1.0 \cdot 2.2^2 \cdot \frac{\sqrt{2.5 \cdot 2900}}{1.0} = 120 \text{ kN}$$

Leikkausliittimen mitoituskestävyys palotilanteessa on:

$$P_{fi,Rd} = \min \begin{cases} P_{fi,Rd,1} = 0.8 \cdot k_{u,\theta} \cdot P_{Rd,1} = 0.8 \cdot 1.0 \cdot 152 = 121.6 \text{ kN} \\ P_{fi,Rd,2} = k_{c,\theta} \cdot P_{Rd,2} = 0.98 \cdot 120 = 117.6 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{relevant} \end{cases}$$

Siten rajoitus voidaan todistaa:

$$1333.1 \text{ kN} < 34/2 \cdot 117.6 = 1999.2 \text{ kN}$$

Voimien tasapainon takia puristusvoiman on oltava yhtä suuri kuin vetovoima. Siksi puristavan vyöhykkeen paksuus h_u määritetään:

$$h_u = \frac{T}{b_{eff} \cdot f_c / \gamma_{M,fi,c}} = \frac{1333.1}{140.0 \cdot 2.5 / 1.0} = 3.8 \text{ cm}$$

Nyt voi sattua kaksi tilannetta. Ensiksi, lämpötila betonin joka kerroksessa puristusvyöhykkeellä on alempi kuin 250°C. Toiseksi, eräiden betonikerroksien lämpötila on yli 250°C. Sen tarkistamiseksi, mikä tilanne kulloinkin on, on tehtävä seuraava laskelma:

$$(h_c - h_u) = 16 - 3.8 = 12.2 \text{ cm}$$

Jos tämän yhtälön tulos on suurempi kuin syvyys x taulukon 2 mukaan vastaten alle 250°C betonin lämpötilaa, puristusvyöhykkeen betonia ei voi ohentaa.

$$h_{cr} = x = 5.0 \text{ cm} < 12.2 \text{ cm}$$

Puristusvoiman γ_F lähtöpiste määritetään:

$$y_F = h + h_c - (h_u/2) = 16 + 16 - (3.8/2) = 30.1 \text{ cm}$$

Momenttikestävyys lasketaan:

$$M_{f,Rd} = T \cdot (y_F - y_T) = 1333.1 \cdot (30.1 - 9.53) \cdot 10^{-2} = 274.2 \text{ kNm}$$

Tarkistus:

$$127.4/274.2 = 0.46 < 1 \quad \checkmark$$

VIITTEET:

ECCS No. 89, Euro-Nomogram, Brussels: ECCS – Technical Committee 3 – Fire Safety of Steel Structures, 1995

EN 1991, Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on
1991, Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire, Brussels: CEN, November 2002

prEN 1994, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General Rules and rules for buildings, Brussels: CEN, January 2004

prEN 1994, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design, Brussels: CEN, October 2003

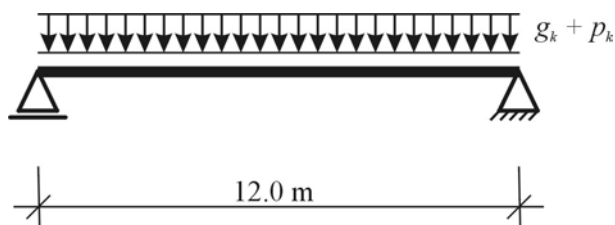
ESIMERKKI 8: prEN 1994 Osa 1-2: LIITTOPALKKI, JOKA MUODOSTUU TERÄSPALKKISTA JA OSITTAISESTA BETONIKOTELOSTA

P. Schaumann, T. Trautmann:

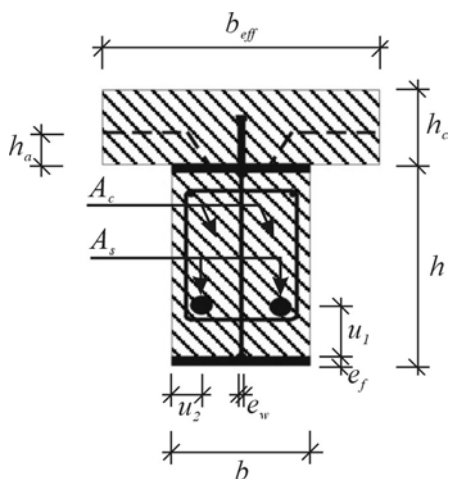
University of Hannover - Institute for Steel Construction, Hannover, Germany

1. TEHTÄVÄ

Varastorakennuksen liittopalkin paloturvallisuus on tarkistettava. Kyseessä on yksinkertaisesti tuettu palkki, jossa on symmetrinen kuormitus ja jänneväli 12.0 m. Teräspalkki on osittain kotoitettu ja laatta on liittolaatta. Vaadittu standardipalonkestävyysluokka palkille on R 90.



Kuva 1. Staattinen järjestelmä.



Kuva 2. Poikkileikkaus.

Materiaalin ominaisuudet

Palkki:

profiili	valssattu profiili IPE 500
teräslaatu	S 355
korkeus	$h = 500$ mm
leveys	$b = 200$ mm
uuman paksuus	$e_w = 10.2$ mm
laipan paksuus	$e_f = 16$ mm

	poikkileikkauksen pinta-ala myötöjännitys	$A_a = 11\,600\text{ mm}^2$ $f_{y,a} = 355\text{ N/mm}^2$
Laatta:	lujuusluokka korkeus hyötyleveys puristuslujuus	C 25/30 $h_c = 160\text{ mm}$ $b_{\text{eff}} = 3000\text{ mm}$ $f_c = 25\text{ N/mm}^2$
Profiloitu teräslevy:	tyyppi korkeus	sisälle menevä $h_2 = 51\text{ mm}$
Osittaisen betonikotelon raudoitus:	teräslaatu halkaisija poikkileikkauksen pinta-ala keskiöetäisyydet	S 500 2 $\varnothing 30$ $A_s = 1410\text{ mm}^2$ $u_1 = 110\text{ mm}$ $u_{s1} = 60\text{ mm}$
	myötöjännitys	$f_{y,s} = 500\text{ n/mm}^2$
Laippojen välinen betoni:	lujuusluokka leveys puristuslujuus	C 25/30 $b_c = 200\text{ mm}$ $f_c = 25\text{ N/mm}^2$
Kuormitukset:		
Pysyvät kuormitukset	omapaino päällyksen kuormitus	$g_{s,k} = 15.0\text{ kN/m}$ $g_{f,k} = 6.0\text{ kN/m}$
Muuttuvat kuormitukset	liikkuva kuorma	$p_k = 30.0\text{ kN/m}$

2. PALONKESTÄVYYS LIITTOPALKISSA, JOKA MUODOSTUU TERÄSPALKISTA, JOSSA ON OSITTAINEN BETONITÄYTTÖ

2.1 Mekaaniset kuormitukset paloaltistuksen aikana

Rakenteisiin kohdistuvat kuormitukset palotilanteessa luokitellaan satunnaistilanteena:

$$E_{dA} = E \left(\sum G_k + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

Määrävän muuttuvan kuorman ja varastotilan yhdistelykerroin on $\Psi_{2,1} = 0.8$

Näillä parametreilla voidaan laskea mitoitusaitvutusmomentti paloaltistuksen aikana:

$$M_{f,d} = (1.0 \cdot (15.0 + 6.0) + 0.8 \cdot (30.0)) \cdot \frac{12.0^2}{8} = 810.0\text{ kNm}$$

2.2

Tarkistus yksinkertaista laskentamallia käyttäen

Liittopalkki voidaan tarkistaa yksinkertaisella laskentamallilla. Se tehdään prEN 1994 osa 1-2, osan 4.3.4.3 liite F:n mukaan.

Tätä mallia käytettäessä pitää laatan minimipaksuuden olla h_c . Lisäksi teräspalkin minimikorkeuden pitäisi olla h , minimileveyden b_c (missä b_c on teräspalkin tai betonikotelon minimileveys) ja minimipinta-alan $h \cdot b_c$ (ks. taulukko 1.)

Taulukko 1. Minimimitat käytettäessä yksinkertaista laskentamallia liittopalkkeille, jotka muodostuvat teräspalkeista, joissa on osittainen betonikotelo (ks. prEN 1994 osa 1-2, osa 4.3.4.3., taulukot 4.9 ja 4.10).

Standardi- palonkestä- vyys	Minimi laatan paksuus h_c (mm)	Minimi profiilin korkeus h ja minimi leveys b_c (mm)	Minimi pinta- ala $h \cdot b_c$ (mm ²)
R 30	60	120	17 500
R 60	80	150	24 000
R 90	100	170	35 000
R120	120	200	50 000
R180	150	250	80 000

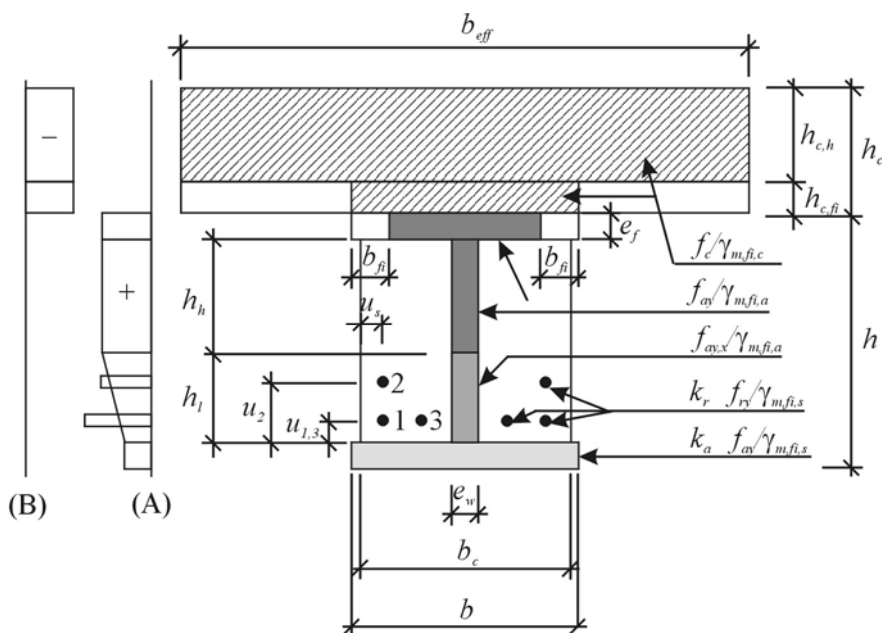
$$h_c = 160 \text{ mm} > \min h_c = 100 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$h = 500 \text{ mm} > \min h = 170 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$b = b_c = 200 \text{ mm} > \min b_c = 170 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$h \cdot b_c = 100,000 \text{ mm} > \min (h \cdot b_c) = 35,000 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Liite F:n laskentamallissa poikkileikkaus jaetaan eri osiin. Jossakin osissa myötöjännitystä, joissakin osissa poikkileikkauksen pinta-alaa pienennetään.



Kuva 3. Pienennetty poikkileikkaus teräksen (A) ja betonin (B) plastisen momenttikestävyyden ja jännityksen jakautuman laskemiseksi.

Betonilaatan kuumeneminen otetaan huomioon pienentämällä poikkileikkauksen pinta-alaa. Taulukossa 2 on annettu paksuuden pienentäminen $h_{c,fi}$ eri palonkestävyysluokille. Liittolaatoille, joissa on laatan sisälle menevät teräslevyt, on otettava huomioon minimi paksuuden pienentäminen $h_{c,fi,min}$. Tämä minimi paksuuden pienentäminen on yhtä suuri kuin teräslevyn korkeus.

$$h_{c,fi} = 30 \text{ mm}$$

$$h_{c,fi,min} = 51 \text{ mm}$$

Tästä syystä betonin korkeus paloaltistuksen aikana $h_{c,h}$:

$$h_{c,h} = 160 - 51 = 109 \text{ mm}$$

Taulukko 2. Betonilaatan paksuuden pienentäminen $h_{c,fi}$ (ks. prEN 1994 osa 1-2, liite F, taulukko F.1)

Standardi-palon-kestävyys	Laatan pienentäminen $h_{c,fi}$ (mm)
R 30	10
R 60	20
R 90	30
R 120	40
R 180	55



Kuva 4. Minimipaksuuden pienentäminen $h_{c,fi,min}$ laatan sisälle menevissä profiileissa.

Teräspalkin ylemmän laipan kuumeneminen otetaan huomioon pienentämällä sen poikkileikkauksen pinta-alaa. Leveyden pienentämisen b_{fi} laskeminen on taulukossa 3.

$$b_{fi} = (16.0/2) + 30 + (200 - 200)/2 = 38.0 \text{ mm}$$

Hyötyleveys lasketaan:

$$b_{fi,u} = 200 - 2 \cdot 38 = 124.0 \text{ mm}$$

Taulukko 3. Ylemmän laipan leveyden pienentäminen b_{fi} (ks. prEN 1994 osa 1-2, liite F, taulukko F.2)

Standardi palon- kestävyys	Leveyden pienentäminen b_{fi} (mm)
R 30	$(e_f/2) + (b - b_c)/2$
R 60	$(e_f/2) + 10 + (b - b_c)/2$
R 90	$(e_f/2) + 30 + (b - b_c)/2$
R 120	$(e_f/2) + 40 + (b - b_c)/2$
R 180	$(e_f/2) + 60 + (b - b_c)/2$

Teräspalkin uuma jaetaan kahteen osaan. Uuman ylemmässä osassa on täysi myötöjännitys, missä alemman osan myötöjännitys on lineaarinen gradientti, ylemmän osan myötöjännityksestä on vähennettävä alemman laipan myötöjännitys. Uuman alemman osan korkeus h_l lasketaan:

$$h_l = \frac{a_1}{b_c} + \frac{a_2 \cdot e_w}{b_c \cdot h} > h_{l,min}$$

Parametrit a_1 ja a_2 sekä minimikorkeus $h_{l,min}$ on annettu taulukossa 4 $h/b_c > 2$:lle.

$$h_l = \frac{14,000}{200} + \frac{75,000 \cdot 10.2}{200 \cdot 500} = 77.7 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$$

Taulukko 4. Parametrit a_1 ja a_2 ja minimikorkeus $h_{l,\min}$ $h/b_c > 2$:lle (ks. prEN 1994, osa 1-2, liite F, taulukko F3).

Standardi palon- kestävyys	a_1 (mm ²)	a_2 (mm ²)	$h_{l,\min}$ (mm)
R 30	3600	0	20
R 60	9500	0	30
R 90	14 000	75 000	40
R 120	23 000	110 000	45
R 180	35 000	250 000	55

Alemman laipan poikkileikkauksen pinta-alaa ei pienennetä. Tässä myötöjännitystä pienennetään kertoimella k_a . Tätä kerrointa rajoittaa minimi- ja maksimiarvo. Nämä rajat sekä k_a :n laskeminen on annettu taulukossa 5.

$$a_0 = 0.018 \cdot e_f + 0.7 = 0.018 \cdot 16.0 + 0.7 = 0.988$$

$$k_a = \left(0.12 - \frac{17}{200} + \frac{500}{38 \cdot 200} \right) \cdot 0.988 = 0.100 \begin{cases} > 0.06 \\ < 0.12 \end{cases}$$

Taulukko 5. Alemman laipan myötöjännityksen pienennyskerroin k_a (ks. prEN 1994 osa 1-2, liite F, taulukko F4)

Standardi palon- kestävyys	Pienennyskerroin k_a	$k_{a,\min}$	$k_{a,\max}$
R 30	$\left(1.12 - \frac{84}{b_c} + \frac{h}{22 \cdot b_c} \right) \cdot a_0$	0.5	0.8
R 60	$\left(0.21 - \frac{26}{b_c} + \frac{h}{24 \cdot b_c} \right) \cdot a_0$	0.12	0.4
R 90	$\left(0.12 - \frac{17}{b_c} + \frac{h}{38 \cdot b_c} \right) \cdot a_0$	0.06	0.12
R 120	$\left(0.1 - \frac{15}{b_c} + \frac{h}{40 \cdot b_c} \right) \cdot a_0$	0.05	0.1
R 180	$\left(0.03 - \frac{3}{b_c} + \frac{h}{50 \cdot b_c} \right) \cdot a_0$	0.03	0.06

Raudoitustankojen kuumeneminen osittaisessa betonitäytössä otetaan huomioon pienentämällä myötöjännitystä. Pienennyskerroin riippuu palonkestävyysluokasta ja raudoitustankojen sijainnista. Kuten pienennyskerroimella k_a , pienennyskerroimella k_r on ylempi ja alempi raja.

$$A_m = 2 \cdot h + b_c = 2 \cdot 500 + 200 = 1200 \text{ mm}$$

$$V = h \cdot b_c = 500 \cdot 200 = 100,000 \text{ mm}^2$$

$$u = \frac{1}{(1/u_i) + (1/u_{si}) + 1/(b_c - e_w - u_{si})}$$

$$= \frac{1}{(1/110) + (1/60) + 1/(200 - 10.2 - 60)}$$

$$= 29.88 \text{ mm}$$

$$k_r = \frac{(u \cdot a_3 + a_4) \cdot a_5}{\sqrt{A_m/V}} = \frac{(29.88 \cdot 0.026 - 0.154) \cdot 0.09}{\sqrt{1200/100,000}} = 0.51 \begin{cases} > 0.1 \\ < 1.0 \end{cases}$$

Taulukko 6. Parametrit k_r :n laskemiseksi (ks. prEN 1994, osa 1-2, liite F, taulukko F5).

Standardi palon- kestävyys	a_3	a_4	a_5	$k_{r,\min}$	$k_{r,\max}$
R 30	0.062	0.16	0.126	0.1	1.0
R 60	0.034	-0.04	0.101	0.1	1.0
R 90	0.026	-0.154	0.090	0.1	1.0
R 120	0.026	-0.284	0.082	0.1	1.0
R 180	0.024	-0.562	0.076	0.1	1.0

Plastisen momenttikestävyyden saamiseksi olisi määritettävä eri osien aksiaaliset voimat.

Betoni:

$$C_c = b_{eff} \cdot h_{c,h} \cdot \alpha_c \cdot f_c = 300.0 \cdot 10.9 \cdot 0.85 \cdot 2.5 = 6948.8 \text{ kN}$$

Ylempi laippa:

$$T_{f,u} = b_{fi,u} \cdot e_f \cdot f_y = 12.4 \cdot 1.60 \cdot 35.5 = 704.3 \text{ kN}$$

Ylempi uuma:

$$T_{w,u} = e_w \cdot h_h \cdot f_y = 1.02 \cdot 39.03 \cdot 35.5 = 1413.3 \text{ kN}$$

missä:

$$h_h = h - 2 \cdot e_f - h_l = 50.0 - 2 \cdot 1.6 - 7.77 = 39.03 \text{ cm}$$

Alempi uuma:

$$T_{w,l} = e_w \cdot h_l \cdot \left(\frac{1+k_a}{2} \right) \cdot f_y = 1.02 \cdot 7.77 \cdot \left(\frac{1+0.1}{2} \right) \cdot 35.5 = 154.7 \text{ kN}$$

$$z_{w,l} = h_l \cdot \frac{2 \cdot k_a + 1}{3 \cdot (k_a + 1)} = 7.77 \cdot \frac{2 \cdot 0.1 + 1}{3 \cdot (0.1 + 1)} = 2.8 \text{ cm}$$

Alempi laippa:

$$T_{f,l} = b \cdot e_f \cdot k_a \cdot f_{y,a} = 20.0 \cdot 1.6 \cdot 0.1 \cdot 35.5 = 113.6 \text{ kN}$$

Raudoitustangot:

$$T_r = A_s \cdot k_r \cdot f_{y,s} = 14.1 \cdot 0.51 \cdot 50.0 = 359.6 \text{ kN}$$

Koska puristusvoima C_c on suurempi kuin vetovoimien T_i summa, plastinen neutraaliakseli sijaitsee betonilaatassa. Siten plastinen neutraaliakseli lasketaan:

$$z_{pl} = \frac{\sum T_i}{\alpha_c \cdot f_c \cdot b_{eff}} = \frac{704.3 + 1413.3 + 154.7 + 113.6 + 359.6}{0.85 \cdot 2.5 \cdot 300} = 4.31 \text{ cm}$$

Jotta saadaan momenttikestävyys, tarvitaan voimien sisäiset momenttivarret: Betonilaatta (viitaten laatan ylempään reunaan):

$$z_c = z_{pl} / 2 = 4.31 / 2 = 2.16 \text{ cm}$$

Ylempi laippa (viitaten betonilaatan painopisteeseen).

$$z_{f,u} = h_c + e_f / 2 - z_c = 16.0 + 1.6 / 2 - 2.16 = 14.64 \text{ cm}$$

Ylempi uuma:

$$z_{w,u} = h_c + e_f + h_h / 2 - z_c = 16.0 + 1.6 + 39.03 / 2 - 2.16 = 34.96 \text{ cm}$$

Alempi uuma:

$$z_{w,l} = h_c + e_f + h_h + z_{w,l} - z_c = 16 + 1.6 + 39.03 + 2.8 - 2.16 = 57.27 \text{ cm}$$

Alempi laippa:

$$z_{f,l} = h_c + h - e_f / 2 - z_c = 16.0 + 50.0 - 1.6 / 2 - 2.16 = 63.04 \text{ cm}$$

Raudoitus:

$$z_r = h_c + h - e_f - u_1 - z_c = 16.0 + 50.0 - 1.6 - 11.0 - 2.16 = 51.24 \text{ cm}$$

Plastinen momenttikestävyys määritetään:

$$\begin{aligned}
 M_{fi,Rd} &= T_{f,u} \cdot z_{f,u} + T_{w,u} \cdot z_{w,u} + T_{w,l} \cdot z_{w,l} + T_{f,l} \cdot z_{f,l} + T_r \cdot z_r \\
 &= 704.3 \cdot 14.64 + 1413.3 \cdot 34.96 + 154.7 \cdot 57.27 + 113.6 \cdot 63.04 \\
 &\quad + 359.6 \cdot 51.24 \\
 &= 10,311 + 49,409 + 8860 + 7161 + 18,426 \\
 &= 94,167 \text{ kNcm} = 942.7 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Tarkistus:

$$\frac{810.0}{942.7} = 0.86 < 1 \quad \checkmark$$

VIITTEET:

EN 1991, Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire, Brussels: CEN, November 2002

prEN 1994, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design, Brussels: CEN, October 2003

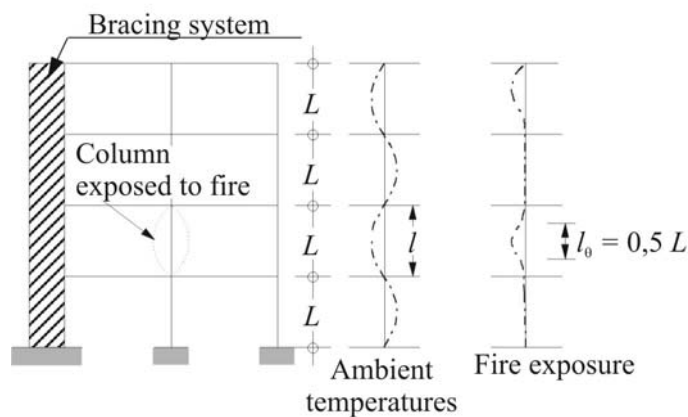
ESIMERKKI 9: prEN 1994 Osa 1-2: LIITTOPILARI, JONKA UUMA ON BETONIN YMPÄRÖIMÄ

P. Schaumann, T. Trautmann:

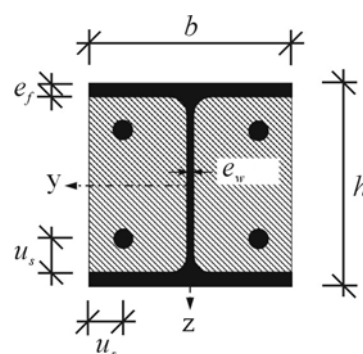
University of Hannover - Institute for Steel Construction, Hannover, Germany

1. TEHTÄVÄ

Seuraava esimerkki koskee liittopilaria, jonka uuma on betonin ympäröimä. Se on osana konttorirakennusta ja sen pituus $L = 4.0$ m. Tässä esimerkissä käytetään yksinkertaista laskentamallia ja ”taulukoitujen tietojen” menetelmää. Pileri on osa jäykistettyä kehärunkoa ja se on liitetty taivutuslujasti alempaan ja ylem্পään pilariin. Siksi nurjahduspituutta voidaan pienentää kuvan 1 mukaisesti. Vaadittu standardipalonkestävyysluokka pilarille on R 60.



Kuva 1. Pilarien nurjahduspituudet jäykistetyissä kehärungoissa.



Kuva 2. Pilarin poikkileikkaus.

Materiaalin ominaisuudet

Teräspilari:

profili	valssattu profiili HE 300
teräslaatu	S 235
korkeus	$h = 300$ mm
leveys	$b = 300$ mm
uuman paksuus	$e_w = 11$ mm
laipan paksuus	$e_f = 19$ mm

	poikkileikkauksen pinta-ala	$A_a = 14900 \text{ mm}^2$
	myötölujuus	$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
	kimmokerroin	$E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
	jäyhyysmomentti	$I_z = 8560 \text{ cm}^4$ (heikko akseli)
Rauditus:	teräslaatu	S 500
	halkaisija	4 \varnothing 25
	poikkileikkauksen pinta-ala	$A_s = 1960 \text{ mm}^2$
	myötöjännitys	$f_s = 500 \text{ N/mm}^2$
	kimmokerroin	$E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
	jäyhyysmomentti	$I_s = 4 \cdot 4.9 \cdot (30.0/2 - 5.0)^2 = 1960 \text{ cm}^4$
	keskiöetäisyys	$u_s = 50 \text{ mm}$
Betoni:	lujuusluokka	C 25/30
	poikkileikkauksen pinta-ala	$A_c = 300 \cdot 300 - 14900 - 1960 = 73140 \text{ mm}^2$
	puristuslujuus	$f_c = 25 \text{ N/mm}^2$
	kimmokerroin	$E_{cm} = 30\,500 \text{ N/mm}^2$
	jäyhyysmomentti	$I_c = 30 \cdot 30^3/12 - 8560 - 1960 = 56\,980 \text{ cm}^4$
Kuormitukset	pysyvät kuormitukset	$G_k = 960 \text{ kN}$
	muuttuvat kuormitukset	$P_k = 612.5 \text{ kN}$

2. PALONKESTÄVYYS LIITTOPILARISSA, JOSSA ON OSITTAIN BETONOITUJA PROFIILITERÄKSIÄ

2.1 Mekaaniset kuormitukset paloaltistuksen aikana

Palomitoituksessa käytetään satunnaistilannetta kuormitusten yhdistelyyn:

$$E_{dA} = E \left(\sum G_k + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

Kun $\Psi_{2,1} = 0.3$, aksiaalinen mitoituskormitus paloaltistuksen aikana on:

$$N_{fi,d} = 1.0 \cdot 960 + 0.3 \cdot 612.5 = 1143.8 \text{ kN}$$

Tarkistus käyttämällä yksinkertaista laskentamallia

2.2.1 Käyttöalue

Yksinkertainen laskentamalli on tarkistus lujuusalueella. On tarkistettava, että kuormitus korkeissa lämpötiloissa on pienempi kuin mitoituskestävyys.

$$N_{fi,d} / N_{fi,Rd} \leq 1$$

Teräsprofiilien laippoja pienennetään määrittämällä myötöjännityksen pienennyskerroimet ja kimmokerroin. Tätä varten on laskettava laippojen keskimääräinen lämpötila.

$$\theta_{f,t} = \theta_{o,t} + k_t \cdot A_m / V$$

Lämpötila $\theta_{o,t}$ ja pienennyskerroin k_t on annettu taulukossa 2. Poikkileikkaustekijä on laskettu alla:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{2 \cdot (h + b)}{h \cdot b} = \frac{2 \cdot (0.3 + 0.3)}{0.3 \cdot 0.3} = 13.3 \text{ m}^{-1}$$

Taulukko 2. Parametrit keskimääräisen laippalämpötilan laskemiseksi (ks. prEN 1994 osa 1-2, liite G, taulukko G.1)

Standardi palon- kestävyys	$\theta_{o,t}$ (°C)	k_t (m°C)
R 30	550	9.65
R 60	680	9.55
R 90	805	6.15
R 120	900	4.65

R 60:n keskilämpötila nousee:

$$\theta_{f,t} = 680 + 9.55 \cdot 13.3 = 807 \text{ °C}$$

Tällä lämpötilalla annetaan prEN 1994 osa 1-2 taulukossa 3.2 pienennyskerroimet $k_{y,\theta}$ ja $k_{E,\theta}$, jolloin väliarvot voidaan interpoloida lineaarisesti.

$$k_{y,\theta} = 0.06 + ((900 - 807)/(900 - 800)) \cdot (0.11 - 0.06) = 0.107$$

$$k_{E,\theta} = 0.0675 + ((900 - 807)/(900 - 800)) \cdot (0.09 - 0.0675) = 0.088$$

Laippojen ja niiden taivutusjäykkyyden plastinen aksiaalinen mitoituskkestävyys määritetään:

$$N_{fi,pl,Rd,f} = 2 \cdot (b \cdot e_f \cdot k_{y,\theta} \cdot f_{ay,f}) / \gamma_{M,fi,a} = 2 \cdot (30 \cdot 1.9 \cdot 0.107 \cdot 23.5) / 1.0 \\ = 286.65 \text{ kN}$$

$$(EI)_{fi,f,z} = k_{E,\theta} \cdot E_{a,f} \cdot (e_f \cdot b^3) / 6 = 0.088 \cdot 21,000 \cdot (1.9 \cdot 30^3) / 6 \\ = 1.58 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2$$

Uumaa pienennetään sen poikkileikkauksen alueelta ja myötöjännityksestä. Korkeuden pienennys lasketaan kuten alla, missä korkeutta pienennetään laipan molemmista reunoista.

$$h_{w,fi} = 0.5 \cdot (h - 2 \cdot e_f) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 0.16 \cdot (H_t/h)}\right)$$

Parametri H_t on annettu taulukossa 3.

Taulukko 3. Parametri uuman pienentämiseksi (ks. prEN 1994 osa 1-2, liite G, taulukko G.2)

Standardi	H_t (mm)
R 30	350
R 60	770
R 90	1100
R 120	1250

Siksi $h_{w,fi}$ lasketaan:

$$h_{w,fi} = 0.5 \cdot (30 - 2 \cdot 1.9) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 0.16 \cdot (77/30)}\right) = 3.04 \text{ cm}$$

Myötöjännitys pienennetään:

$$f_{ay,w,t} = f_{ay,w} \cdot \sqrt{1 - 0.16 \cdot (H_t/h)} = 23.5 \cdot \sqrt{1 - 0.16 \cdot (77/30)} = 18.04 \text{ kN/cm}^2$$

Uuman aksiaalinen mitoituskestävyys ja taivutusjäykkyys paloaltistuksen aikana ovat:

$$\begin{aligned} N_{fi,pl,Rd,w} &= \left[e_w \cdot (h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot h_{w,fi}) \cdot f_{ay,w,t} \right] / \gamma_{M,fi,a} \\ &= \left[1.1 \cdot (30 - 2 \cdot 1.9 - 2 \cdot 3.04) \cdot 18.04 \right] / 1.0 \\ &= 399.26 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (EI)_{fi,w,z} &= \left[E_{a,w} \cdot (h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot h_{w,fi}) \cdot e_w^3 \right] / 12 \\ &= \left[21,000 \cdot (30 - 2 \cdot 1.9 - 2 \cdot 3.04) \cdot 1.1^3 \right] / 12 \\ &= 0.0047 \cdot 10^7 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

Ulkokerros betoniä, jonka paksuus on $b_{c,fi}$, jätetään huomioon ottamatta laskelmassa. Paksuus on annettu taulukossa 4.

$$\rightarrow b_{c,fi} = 1.5 \text{ cm}$$

Taulukko 4. Betonin paksuuden pienentäminen (ks. prEN 1994 osa 1-2, liite G, taulukko G.3)

Standardi palonkestävyys	$b_{c,fi}$ (mm)
R 30	4.0
R 60	15.0
R 90	$0.5 \cdot (A_m/V) + 22.5$
R 120	$2.0 \cdot (A_m/V) + 24.0$

Loput betonista pienennetään pienennyskerroimella $k_{c,\theta}$, joka on riippuvainen betonin lämpötilasta. Betontin keskimääräinen lämpötila on annettu taulukossa 5. Se on riippuvainen poikkileikkaustekijästä A_m/V .

Taulukko 5. Betonin keskimääräinen lämpötila poikkileikkaustekijästä riippuen (ks. prEN 1994 osa 1-2, liite G, taulukko G.4)

R 30		R 60		R 90		R 120	
A_m/V (m^{-1})	$\theta_{c,t}$ ($^{\circ}C$)	A_m/V (m^{-1})	$\theta_{c,t}$ ($^{\circ}C$)	A_m/V (m^{-1})	$\theta_{c,t}$ ($^{\circ}C$)	A_m/V (m^{-1})	$\theta_{c,t}$ ($^{\circ}C$)
4	136	4	214	4	256	4	265
23	300	9	300	6	300	5	300
46	400	21	400	13	400	9	400
---	---	50	600	33	600	23	600
---	---	---	---	54	800	38	800
---	---	---	---	---	---	41	900
---	---	---	---	---	---	43	1000

$$-> \theta_{c,t} = 400 - \left(\frac{21 - 13.3}{21 - 9} \right) \cdot (400 - 300) = 336 \text{ } ^{\circ}C$$

missä:

$$A_m/V = 13.3 \text{ } m^{-1}$$

Pienennyskerroin $k_{c,\theta}$ ja muodonmuutos $\varepsilon_{cu,\theta}$ jotka vastaavat $f_{c,\theta}$ on annettu prEN 1994 osa 1-2 taulukossa 3.3.

$$k_{c,\theta} = 0.75 + \left(\frac{400 - 336}{400 - 300} \right) \cdot (0.85 - 0.75) = 0.814$$

$$\varepsilon_{cu,\theta} = \left[10 - \left(\frac{400 - 336}{400 - 300} \right) \cdot (10 - 7) \right] \cdot 10^{-3} = 8.08 \cdot 10^{-3}$$

Betonin sekanttikerroin voidaan siksi laskea:

$$E_{c,sec,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_c / \varepsilon_{cu,\theta} = 0.814 \cdot 2.5 / (8.08 \cdot 10^{-3}) = 251.9 \text{ } kN/cm^2$$

Betonin aksiaalinen mitoituskestävyys ja taivutusjäykkyys voidaan nyt määrittää:

$$\begin{aligned}
 N_{fi,pl,Rd,c} &= 0,86 \cdot \left(\left((h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot b_{c,fi}) \cdot (b - e_w - 2 \cdot b_{c,fi}) \right) - A_s \right) \\
 &\quad \cdot f_{c,\theta} / \gamma_{M,fi,c} \\
 &= 0,86 \cdot \left(\left((30 - 2 \cdot 1,9 - 2 \cdot 1,5) \cdot (30 - 1,1 - 2 \cdot 1,5) \right) - 19,6 \right) \\
 &\quad \cdot (0,814 \cdot 2,5) / 1,0 \\
 &= 1017,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (EI)_{fi,c,z} &= E_{c,sec,\theta} \cdot \left(\left((h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot b_{c,fi}) \cdot \left((b - 2 \cdot b_{c,fi})^3 - e_w^3 \right) / 12 \right) - I_{s,z} \right) \\
 &= 251,9 \cdot \left(\left((30 - 2 \cdot 1,9 - 2 \cdot 1,5) \cdot \left((30 - 2 \cdot 1,5)^3 - 1,1^3 \right) / 12 \right) - 1960 \right) \\
 &= 0,909 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2
 \end{aligned}$$

Raudoitustangot pienennetään vain niiden myötöjännityksen ja kimmokertoimen osalta. Pienennyskerroin $k_{y,t}$ myötöjännityksen vähentämiseksi annetaan taulukossa 6. ja pienennyskerroin $k_{E,t}$ kimmokertoimen pienentämiseksi saadaan taulukosta 7. Molemmat ovat riippuvaisia palonkestävyysluokasta ja raudoitustankojen keskiöetäisyyksien geometrisestä keskiarvosta u betonin ulkoreunoihin.

$$u = \sqrt{u_1 \cdot u_2} = \sqrt{50 \cdot 50} = 50 \text{ mm}$$

missä:

- u_1 keskiöetäisyys ulommasta raudoitustangosta sisemmän laipan reunaan
- u_2 keskiöetäisyys ulommasta raudoitustangosta betonin pintaan

Taulukko 6. Pienennyskerroin $k_{y,t}$ raudoitustankojen myötöjännitykselle f_{sy} . (ks. prEN 1994 osa 1-2, liite G, taulukko G.5)

Stardardi palon- kestävyys	u (mm)				
	40	45	50	55	60
R 30	1	1	1	1	1
R 60	0.789	0.883	0.976	1	1
R 90	0.314	0.434	0.572	0.696	0.822
R 120	0.170	0.223	0.288	0.367	0.436

Taulukko 7. Pienennyskerroin $k_{E,t}$ raudoitustankojen kimmokertoimelle E (ks. prEN 1994 osa 1-2, liite G, taulukko G.6)

Stardardi palon- kestävyys	u (mm)				
	40	45	50	55	60
R 30	0.830	0.865	0.888	0.914	0.935
R 60	0.604	0.647	0.689	0.729	0.763
R 90	0.193	0.283	0.406	0.522	0.619
R 120	0.110	0.128	0.173	0.233	0.285

$$\rightarrow k_{y,t} = 0.976$$

$$k_{E,t} = 0.689$$

Raudoitustankojen plastinen mitoituskestävyys ja taivutusjäykkyys lasketaan:

$$N_{fi,pl,Rd,s} = A_s \cdot k_{y,t} \cdot f_{sy} / \gamma_{M,fi,s} = 19,6 \cdot 0,976 \cdot 50,0 / 1,0 = 956,5 \text{ kN}$$

$$(EI)_{fi,s,z} = k_{E,t} \cdot E_s \cdot I_{s,z} = 0,689 \cdot 21\,000 \cdot 1960 = 2,836 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2$$

Koko poikkileikkauksen mitoituskestävyys määritetään:

$$N_{fi,pl,Rd} = N_{fi,pl,Rd,f} + N_{fi,pl,Rd,w} + N_{fi,pl,Rd,c} + N_{fi,pl,Rd,s}$$

$$= 286,7 + 399,3 + 1017,3 + 956,5$$

$$= 2659,8 \text{ kN}$$

Poikkileikkauksen tehollisen taivutusjäykkyyden laskemiseksi on määritettävä pienennyskerroimet $\varnothing_{i,\theta}$. Ne on annettu taulukossa 8.

Taulukko 8. Pienennyskerroimet tehollisen taivutusjäykkyyden laskemiseksi (ks. prEN 1994 osa 1-2, liite G, taulukko G.7)

Standardi palon- kestävyys	$\varnothing_{f,\theta}$	$\varnothing_{w,\theta}$	$\varnothing_{c,\theta}$	$\varnothing_{s,\theta}$
R 30	1.0	1.0	0.8	1.0
R 60	0.9	1.0	0.8	0.9
R 90	0.8	1.0	0.8	0.8
R 120	1.0	1.0	0.8	1.0

$$(EI)_{fi,eff,z} = \varnothing_{f,\theta} \cdot (EI)_{fi,f,z} + \varnothing_{w,\theta} \cdot (EI)_{fi,w,z} + \varnothing_{c,\theta} \cdot (EI)_{fi,c,z} + \varnothing_{s,\theta} \cdot (EI)_{fi,s,z}$$

$$= 0,9 \cdot 1,58 \cdot 10^7 + 1,0 \cdot 0,0047 \cdot 10^7 + 0,8 \cdot 0,909 \cdot 10^7 + 0,9 \cdot 2,836 \cdot 10^7$$

$$= 4,70 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2$$

2.2.3

Aksiaalisen nurjahduskuormituksen laskeminen korkeissa lämpötiloissa

Euler-nurjahduskuormitus tai elastinen kriittinen kuormitus noudattaa:

$$N_{fi,cr,z} = \pi^2 \cdot (EI)_{fi,eff,z} / l_{\theta}^2 = \pi^2 \cdot 4,70 \cdot 10^7 / (0,5 \cdot 400)^2 = 11610,7 \text{ kN}$$

missä:

l_{θ} pilarin nurjahduspituus palotilanteessa

Muunnettu hoikkuus saadaan:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr,z}} = \sqrt{2659,8 / 11610} = 0,48$$

missä:

$N_{fi,pl,R}$ arvo $N_{fi,pl,R}$ osavarmuuskertoimiseen $\gamma_{M,fi,I} = 1,0$

Pienennyskerroin χ_z määritetään käyttäen prEN 1993 osa 1-1 taulukon 5.5.2 nurjahduskäyrää c ja muunnettua hoikkuutta palotilanteessa.

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} = \frac{1}{0,68 + \sqrt{0,68^2 - 0,48^2}} = 0,86$$

missä:

$$\begin{aligned} \Phi &= 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_{\theta} - 0,2) + \bar{\lambda}_{\theta}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,49 \cdot (0,48 - 0,2) + 0,48^2) \\ &= 0,68 \end{aligned}$$

Nurjahdusmitoituskkestävyys lasketaan:

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z \cdot N_{fi,pl,Rd} = 0,86 \cdot 2659,8 = 2287,4 \text{ kN}$$

Tarkistus:

$$N_{fi,d} / N_{fi,Rd,z} = 1143,8 / 2287,4 = 0,50 < 1 \quad \checkmark$$

2.3

Tarkistus käyttäen taulukoitujen tietojen menetelmää

Tarkistus taulukoituja tietoja käyttämällä on tehtävä lujuusalueella.

Määrittäessä kuormituksen tasoa $\eta_{fi,t}$ rauditusprosentin tulisi olla välillä 1 % - 6 % . Korkeampia tai matalampia prosentteja ei pitäisi ottaa huomioon.

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \begin{cases} \geq 1\% \\ \leq 6\% \end{cases}$$

$$\frac{19.6}{731.4 + 19.6} = 0.03 = 3\% \begin{cases} > 1\% \\ < 6\% \end{cases}$$

Kuormituksen taso lasketaan:

$$\eta_{f_i,t} = E_{f_i,d,t} / R_d = N_{f_i,d} / N_{Rd} = 1143.8 / 4130.4 = 0.28$$

Liite A:n taulukossa 2 annetut parametrit voidaan interpoloida lineaarisesti. Interpolaatio linjojen 1.1 ja 1.2 välillä:

$$\min b = \min h = 300 - \left(\frac{0.47 - 0.34}{0.47 - 0.28} \right) \cdot (300 - 200) = 231.6 \text{ mm}$$

Taulukko 9. Liittopilarin tarkistaminen. Pilarissa osittain koteloituidut profiiliteräkset.

Minimi	Olemassa oleva	
$\min e_w / e_f = 0.5$	$e_w / e_f = 1.1 / 1.9 = 0.58$	✓
$\min b = \min h = 200 \text{ mm}$	$b = h = 300 \text{ mm}$	✓
$\min u_s = 50 \text{ mm}$	$u_s = 50 \text{ mm}$	✓
$\min A_s / (A_c + A_s) = 4\%$	$A_s / (A_c + A_s) = 3\%$	✓

Liittopilarin rauditusprosentti on liian alhainen. Prosentin lisäämiseksi voidaan käyttää rauditustankoja, joiden halkaisija on suurempi tai monilukuisia rauditustankoja kulmaa kohti.

Tarkistus käyttäen yksinkertaista laskentamallia voidaan kuitenkin tehdä onnistuneesti. Tämä osoittaa, että ”taulukoidut tiedot” -menetelmä johtaa konservatiivisiin tuloksiin.

VIITTEET:

EN 1991, Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire, Brussels: CEN, November 2002

prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules, Brussels CEN, May 2002

prEN 1994, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design, Brussels: CEN, October 2003