

FINLANDS BYGGBESTÄMMELSESAMLING

# Konstruktioners hållfasthet och stabilitet

Samverkans konstruktioner i stål och betong



Ympäristöministeriö  
Miljöministeriet  
Ministry of the Environment

2016

# Förord

I Finlands byggbestämmelsesamling publicerar miljöministeriet rekommendationer för dimensioneringen av samverkanskonstruktioner i stål och betong med avseende på konstruktionernas hållfasthet och stabilitet. I anvisningen finns alla nationella bilagor som gäller dimensionering av samverkanskonstruktioner i stål och betong samlade.

I början av varje nationell bilaga anges de punkter i standarden där nationella val kan göras enligt standarden samt när valet har gjorts.

Helsingfors den 20 december 2016

Chef för enheten för byggnader och byggande  
Byggnadsrådet

Teppo Lehtinen

# Innehåll

<b>1. Tillämpningsområde</b>	4
<b>2. Dimensionering av konstruktioner</b>	
2.1 Handlingar om utförandet av konstruktioner	4
2.2 Konstruktionsplanernas innehåll	4
2.3 Utförandeklasser	6
2.4 Beständighet och planerad livslängd	6
<b>3. Utförande</b>	
3.1 Planering av utförandet	6
3.2 Byggprodukter som får användas	7
<b>4. Övervakning av utförandet och konstruktionernas duglighet</b>	
4.1 Övervakning av utförandet	7
4.2 Konstruktionernas duglighet	8
<b>5. Hänvisningar</b>	8
<b>6. Nationella bilagor till eurokoderna SFS-EN 1994</b>	
Nationell bilaga till standard SFS-EN 1994-1-1 Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader	9
Nationell bilaga till standard SFS-EN 1994-1-2 Del 1-2: Allmänna regler. Brandteknisk dimensionering	12
NCCI 1 till standard SFS-EN 1994-1-2: Dimensionering av betongfyllda rörsamverkanspelare i brandsituationer	15

# 1. Tillämpningsområde

Dessa anvisningar innehåller tilläggsuppgifter för tillämpningen av miljöministeriets förordning om bärande konstruktioner (477/2014) vid dimensionering och utförande av samverkanskonstruktioner i stål och betong. Utförande enligt dessa anvisningar anses uppfylla de krav som ställs på bärande konstruktioner.

Dessa anvisningar tillämpas när samverkanskonstruktioner i stål och betong dimensioneras enligt standarderna SFS-EN 1994 och Finlands nationella bilagor till dem samt utförs enligt standarderna SFS-EN 13670, SFS 5975 och SFS-EN 1090-2.

I fråga om prefabricerade betongelement som tillverkats enligt de harmoniserade europeiska produktstandarderna iakttas produktstandardernas kompletterande regler och krav som gäller dimensionering och tillverkning.

## 2. Dimensionering av konstruktioner

### 2.1 Handlingar om utförandet

I standarderna SFS-EN 13670, SFS 5975 och SFS-EN 1090-2 finns det anvisningar om hur handlingar om utförandet och utförandespecifikationer för samverkanskonstruktioner i stål och betong ska göras upp.

Handlingarna om utförandet innehåller i allmänhet åtminstone följande:

- konstruktionsritningar
- det som fordras enligt standarderna SFS-EN 13670, SFS 5975 och SFS-EN 1090-2, t.ex. vilka utförandeklasser och toleransklasser som ska användas
- vid behov stålkonstruktionsarbeten som inte omfattas av SFS-EN 1090-2 (t.ex. brandskyddsarbeten för stålkonstruktioner)
- andra handlingar som ska tillämpas eller hänvisningar till andra handlingar.

### 2.2 Konstruktionsplanernas innehåll

I konstruktionsplaner för samverkanskonstruktioner i stål och betong ska i allmänhet anges åtminstone följande information i tillämplig omfattning med tanke på dimensioneringsuppgiften:

- a) konsekvensklass
- b) exponeringsklass och konstruktionens planerade livslängd
- c) brandteknisk klass för konstruktionsdelar (R/E/I/M)
- d) använda specifika laster och lastklass

- e) fullständiga uppgifter om konstruktionernas mått och placering
- f) utförandeklass
- g) tolerans/toleransklass
- h) i fråga om betong och armering vad som anges i delen betongkonstruktioner i Finlands byggbestämmelsesamling
- i) i fråga om ståldelar vad som anges i delen stålkonstruktioner i Finlands byggbestämmelsesamling
- j) behövliga gjutningsöppningar, öppningar för utsläpp av vatten, ånga och luft
- k) stödkonstruktioner för armering som används inuti ståldelar
- l) stödkonstruktioner under byggskedet och avlägsnande av dessa så att uppkomsten av samverkansseffekten beaktas.

I fråga om fabrikstillverkade konstruktionsdelar anges också (i tillverknings- eller monteringsritningar)

- m) uppgifter som behövs för bedömning av dugligheten och dimensioneringen
- n) den CE-märkningsmetod som används för de prefabricerade elementen och stålkonstruktionsdelarna (M1, M2, M3a eller M3b)
- o) konstruktionsdelens vikt och tyngdpunktens position
- p) minimistödytorna
- q) lyftlänkarna och deras placering
- r) vid behov hanteringsanvisningar, stagningsanvisningar och lyftanvisningar.

De toleranser som ska användas bestäms skilt för varje projekt. I samverkanskonstruktioner i stål och betong är det möjligt att i fråga om betongkonstruktionerna använda toleransklass 2 enligt standard SFS-EN 13670 och partialkoefficienter som reducerats på det sätt som anges i standard SFS-EN 1992. Då bör man se till att alla villkor som anknyter till användningen uppfylls.

När det gäller stommens positionsavvikelser samt tvärsnitt för balkar och pelare med samverkanskonstruktioner tillämpas i vanliga samverkanskonstruktioner i allmänhet de toleranser som anges i standard SFS-EN 1090-2. På betongdelar i samverkanskonstruktioner tillämpas i allmänhet de toleranser som anges i standarden SFS-EN 13670 och i dess nationella tillämpningsstandard SFS 5975.

Tjockleken på armeringens betongskikt bestäms utifrån betongtvärsnittets yttre yta. Tjockleken på ståldelen beaktas inte.

Stödkonstruktioner för sådan armering som används inuti ståldelar, t.ex. samverkanspelare, görs genom fixeringssvetsning eller genom tillräckligt stadiga mellanlägg eller på något annat motsvarande sätt så att de planemässiga värdena för armeringens betongskikt förverkligas i de färdiga konstruktionerna. Detta gäller både fabrikstillverkning och tillverkning på byggplatsen.

## 2.3 Utförandeklasser

Utförandeklassen väljs enligt standard SFS-EN 1990 och konsekvensklasserna (CC1, CC2 och CC3) samt på basis av de riskfaktorer som hänför sig till användningen och utförandet av konstruktionen. Utförandeklasserna för ståldelar i samverkanskonstruktioner i stål och betong bestäms enligt delen stålkonstruktioner i Finlands byggbestämmelsesamling och utförandeklasserna för betongdelar enligt delen betongkonstruktioner.

För samverkanskonstruktioner finns det inte någon egen utförandeklass, utan utförandeklassen för samverkanskonstruktioner i stål och betong bestäms separat för både stål och betong. Kraven för de olika utförandeklasserna för stålkonstruktioner anges i standarden SFS-EN 1090-2. Kraven för de olika utförandeklasserna för betongkonstruktioner anges i standarderna SFS-EN 13670 och SFS 5975.

## 2.4 Beständighet och planerad livslängd

För att den planerade livslängden för samverkanskonstruktioner i stål och betong ska uppnås tillämpas i fråga om betongdelar och armering delen betongkonstruktioner i Finlands byggbestämmelsesamling och i fråga om ståldelar delen stålkonstruktioner.

Exponeringsklasserna för betongdelar väljs enligt standarden SFS-EN 206 och korrosionsklasserna för ståldelar enligt standarden SFS-EN ISO 12944-2.

# 3. Utförande

## 3.1 Planering av utförandet

Arbetsplaner för utförandet av samverkanskonstruktioner i stål och betong görs upp utifrån handlingarna om utförandet med tillämpning av standarderna SFS-EN 13670, SFS 5975 och SFS-EN 1090-2.

I arbetsplaner för utförandet av samverkanskonstruktioner i stål och betong anges i allmänhet åtminstone följande information i lämplig omfattning med tanke på dimensioneringsuppgiften:

- behövliga utföranderitningar
- planer för arbetskedena enligt standarderna SFS-EN 13670, SFS 5975 och SFS-EN 1090-2 som förutsätts i handlingarna om utförandet
- kvalitetshandlingar enligt standarderna SFS-EN 1090-2 och SFS-EN 13670 och den kompletterande standarden SFS 5975.

När det gäller betongkonstruktioner görs det upp en separat betonggjutningsplan för utförande av konstruktioner i utförandeklasserna 2 och 3.

För montering av konstruktionsdelar som tillverkats i form av element görs det upp en monteringsplan.

### **3.2 Byggprodukter som får användas**

Egenskaperna hos de byggprodukter, material och tillbehör som får användas i samverkanskonstruktioner i stål och betong påvisas genom CE-märkning om de hör till tillämpningsområdet för en harmoniserad produktstandard eller om tillverkaren har ansökt om europeiskt tekniskt godkännande eller europeisk teknisk bedömning av produkten. Annars ska egenskaperna påvisas i enlighet med lagen om produktgodkännanden för vissa byggprodukter (954/2012).

Egenskaperna hos de material och tillbehör som anges i avsnitt 3.2 i delen betongkonstruktioner och i avsnitt 3.2 i delen stålkonstruktioner i Finlands byggbestämmelsesamling är viktiga för att samverkanskonstruktioner i stål och betong ska vara pålitliga. Andra viktiga produkter med avseende på pålitligheten är

- samverkansplattor
- samverkansbalkar
- förband med vilka samverkansseffekten åstadkoms.

## **4. Övervakning av utförandet och konstruktionernas duglighet**

### **4.1 Övervakning av utförandet**

Kontroller som hänför sig till övervakningen av utförandet av betongkonstruktioner görs i den omfattning som krävs i handlingarna om utförandet med tillämpning av standarderna SFS-EN 13670, SFS 5975 och SFS-EN 1090-2.

Den ansvariga arbetsledaren eller en arbetsledare för ett specialområde som utsetts särskilt ska medan konstruktionerna utförs övervaka att planerna och anvisningarna för tillverkningen av samverkanskonstruktionerna i stål och betong och för monteringen av betong-/stålelement följs och att behöriga dokument görs upp över arbetet.

Om det under utförandet konstateras att en konstruktion eller en detalj inte uppfyller de krav som ställs i planerna och handlingarna om utförandet, ska platserna för avvikelserna och orsakerna till dem utredas. Det utreds då huruvida en avvikelse kan godtas utan att den behöver korrigeras. Vid behov ska det genom kalkyler påvisas att den säkerhetsnivå som krävs i standarderna SFS-EN 1994 och de nationella bilagorna till dem uppnås. Om det inte kan påvisas att avvikelsen kan godtas utan

korrigerig, utförs korrigerig i behövlig omfattning. Avvikelsen och den korrigerande åtgärden antecknas i kvalitetskontrollmaterialet.

Kvalitetskontrollmaterialet dokumenteras och sammanställs till en helhet.

## 4.2 Konstruktionernas duglighet

Vid tillämpningen av dessa anvisningar grundar sig bedömningen av konstruktioners duglighet på att dimensioneringen av samverkanskonstruktionerna i stål och betong har gjorts på behörigt sätt enligt standarderna SFS-EN 1994 och de nationella bilagorna till dem samt att samverkanskonstruktionerna i stål och betong utförts och granskats i enlighet med handlingarna om utförandet.

# 5. Hänvisningar

Hänvisningarna avser den senaste upplagan (inklusive ändringar), om inte versionen för hänvisningen har specificerats.

EN 206	Betong. Fordringar, egenskaper, tillverkning och överensstämmelse
EN 1090-2	Utförande av stål- och aluminiumkonstruktioner – Del 2: Stålkonstruktioner
EN 1990	Eurokod. Dimensioneringsgrunder för bärande konstruktioner
EN 1994-1-1	Eurokod 4: Dimensionering av samverkanskonstruktioner i stål och betong. Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader
EN 1994-1-2	Eurokod 4: Dimensionering av samverkanskonstruktioner i stål och betong. Del 1-2: Allmänna regler. Brandteknisk dimensionering
EN ISO 12944-2	Färg och lack. Korrosionsskydd av stålstrukturer genom målning. Del 2: Miljöklassificering
EN 13670	Betongkonstruktioner – utförande
SFS 5975	Utförande av betongkonstruktioner. Tillämpning av standard EN 13670 i Finland (på finska)



# 6. Nationella bilagor till eurokoderna SFS-EN 1994

## Nationell bilaga till standard SFS-EN 1994-1-1 Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader

I fråga om standard SFS-EN 1994-1-1 ska de rekommenderade värdena i standard SFS-EN 1994-1-1 och alla bilagor till den iakttas, om inte annat anges i denna nationella bilaga.

*De icke kontradiktoriska kompletterande anvisningarna (NCCI) till standarden anges med kursiv stil.*

Nationellt val tillåts i följande punkter i standarden SFS-EN 1994-1-1:

- 2.4.1.1(1)
- 2.4.1.2(5)P
- 2.4.1.2(6)P
- 2.4.1.2(7)P
- 3.1(4)
- 3.5(2)
- 6.4.3(1)h
- 6.6.3.1(1)
- 6.6.3.1(3)
- 6.6.4.1(3)
- 6.8.2(1)
- 6.8.2(2)
- 9.1.1(2)P
- 9.6(2)
- 9.7.3(4) Anmärkning 1
- 9.7.3(8) Anmärkning 1
- 9.7.3(9)
- B.2.5(1)
- B.3.6(5).

Nationellt val har gjorts vid de punkter som märkts ut med symbolen •.

### Indirekt påvisande av vippningsbärförmåga hos balkar i byggnaden

6.4.3(1)(h)

Tabell 6.1 rörande IPE- och HE-profiler kan även användas för motsvarande svetsade profiler. Sådana betraktas motsvara valsade profiler för vilka  $I_{f,z,w}/I_{f,z,hr} \geq 0,9$  och  $0,95 \leq h_w/h_{hr} \leq 1,05$ .  $I_{f,z,w}$  = flänsens tröghetsmoment i tvärriktning för svetsad profil och  $I_{f,z,hr}$  =

flänsens tröghetsmoment i tvärriktning för valsad IPE- eller HE-profil. På motsvarande sätt är  $h_w$  höjden för svetsad profil och  $h_{hr}$  höjden för valsad IPE- eller HE-profil.  $I_{f,z} = b^3 t_f / 12$ , när beteckningar i figur 1.1 i SFS-EN 1993-1-1 används.

## Dimensioneringsvärde för bärförmåga

### 6.6.3.1(3)

Om tappförbanden placeras så att de orsakar spräckande inverkan i plattans tjockleksriktning bestäms dimensioneringsbärförmågan med skjuvprov enligt punkt B.2 i bilaga B till SFS-EN 1994-1-1.

## Nedböjningar

### 7.3.1

*Nedböjningar beräknas enligt punkt 7.3.1 i SFS-EN 1994-1-1 och ska vara under de gränser som anges i tabell 1. I tabellen anges rekommenderade högsta värden för slutliga nedböjningar och förskjutningar på grund av karakteristiska lastkombinationer i statiskt belastade samverkanskonstruktioner, såvida inte andra gränser är bättre lämpade på grund av konstruktionens typ, bruksändamål eller verksamhetens natur.*

**Tabell 1.** Högsta värden för samverkanskonstruktioners nedböjningar och förskjutningar i bruksgränstillstånd

$W_{max} = W_i + W_{It} + W_{St} - W_c$		
Nedböjningar beräknas utifrån lasternas karakteristiska kombination enligt uttryck (6.14) i SFS-EN 1990 i enlighet med formlerna (1.1) och (1.2)		
Rekommenderade nedböjningsgränser	$W_{max}$	$W_{It} + W_{St}$
Balkar och plattor i vindsbjälklag	$L/200$	$L/250$
Balkar och plattor i mellanbjälklag överlag	$L/250$	$L/300$
Balkar och plattor i mellanbjälklag som bär upp pelare	$L/400$	$L/500$
Nedböjning efter montering av väggar i konstruktioner som bär upp sprickkänsliga väggar	$L/400$	$L/500$
Konstruktionens horisontella förskjutning		
- Byggnader med högst två våningar	$H/150$	
- Övriga byggnader	$H/400$	

där:

- $L$  är konstruktionens spännvidd
- $H$  är höjd för byggnaden i granskad punkt
- $w_c$  är förförhöjningen
- $w_i$  är långtidsnedböjningen till följd av konstruktionens egen vikt
- $w_{It}$  är långtidsnedböjningen till följd av de variabla lasternas långtidsandel

$w_{st}$  är den omedelbara och reversibla nedböjningen till följd av de variabla lasternas kortvariga andel

Nedböjningen  $w_{lt}$  beräknas utifrån lasterna

$$Q_{lt} = Q_{k,lt,1} + \sum_{i>1} \Psi_{0,i} Q_{k,lt,i} \quad (1.1)$$

där:

$Q_{k,lt,1}$  är den långvariga delen av den dominerande variabla lasten

$Q_{k,lt,i}$  är den långvariga delen av andra samtidigt variabla laster.

Nedböjningen  $w_{st}$  beräknas utifrån de kortvariga variabla lasterna

$$Q_{st} = \sum_{i \geq 1} \Psi_{1,i} Q_{k,st,i} \quad (1.2)$$

där:

$Q_{k,st,1}$  är den kortvariga delen av den dominerande variabla lasten

$Q_{k,st,i}$  är den kortvariga delen av andra samtidigt variabla laster.

För samverkanskonstruktioner behövs en förförhöjning som eliminerar minst nedböjningen  $w_i$ .

## Tillämpningsområde

### 9.1.1(2)P

Förhållandet  $b_r/b_s$  som bestäms av tätt fördelade profiler har den övre gränsen 0,6. Figur 9.2 i standarden SFS-EN 1991-1-1 ger klarläggande tilläggsanvisningar.

Om profilens vertikala sidor är profilerade, används som profilbredd  $b_r$  den största profilbredden.

## Förbandets skärkrafter i plattor utan ändförankring

### 9.7.3(9)

I uttrycket (9.8) i standarden kan resultanten  $N_c$  ökas med värdet  $\mu R_{Ed}$  när  $\tau_{u,Rd}$  har bestämts med hänsyn till den extra hållfasthet som föranleds av stödreaktionen. Koefficienten  $\mu = 0,5$ , om det av produktdata för den använda samverkansskivan tillförlitligt framgår att den extra hållfasthet som föranleds av stödreaktionen har beaktats, och i övriga fall är  $\mu = 0$ .

## Nationell bilaga till standard SFS-EN 1994-1-2 Del 1-2: Allmänna regler. Brandteknisk dimensionering

I fråga om standard SFS-EN 1994-1-2 ska de rekommenderade värdena i standard SFS-EN 1994-1-2 och alla bilagor till den iakttas, om inte annat anges i denna nationella bilaga.

*De icke kontradiktoriska kompletterande anvisningarna (NCCI) till standarden anges med kursiv stil.*

Nationellt val är tillåtet i följande punkter i standarden SFS-EN 1994-1-2:

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

Nationellt val har gjorts vid de punkter som märkts ut med symbolen •.

### Tillämpningsområde

1.1(16)

Vid dimensionering enligt standarden SFS-EN 1994-1-2 är den högsta hållfasthetsklassen för betong C50/60.

### Parametrisk brandexponering

2.1.3(2)

För den genomsnittliga temperaturstegringen  $\Delta\theta_1$  under brandens avsvalningsfas och den största temperaturstegringen  $\Delta\theta_2$  ges inga värden.

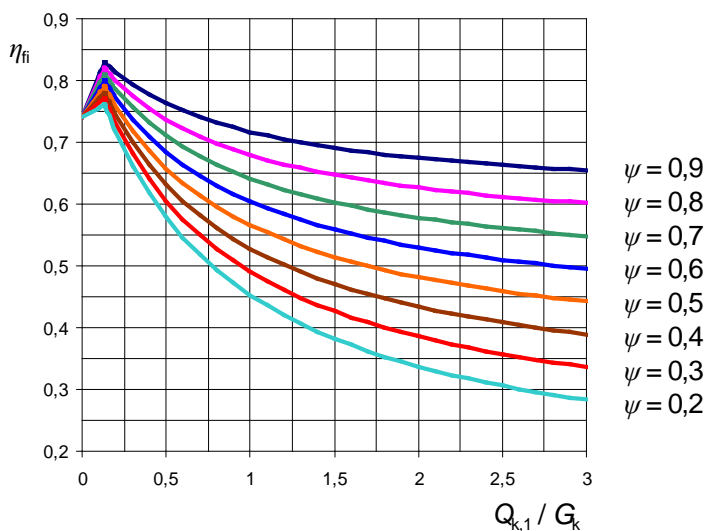
*Sektioneringskravet baseras endast på standardbrand och där ställda temperaturgränser.*

*Brandsäkerhetskravet anses även vara uppfyllt om byggnaden projekteras och utförs baserat på den uppskattade brandutvecklingen som omfattar de sannolikt förekommande situationerna i ifrågavarande byggnad. Det fastslås från fall till fall att kravet uppfylls med beaktande av byggnadens egenskaper och användning.*

## Analys av konstruktionsdelar

### 2.4.2(3) Anmärkning 1

Vid användning av de partialkoefficienter som anges i miljöministeriets förordning 3/16 som gäller standarden SFS-EN 1990 och tillämpningen av den, ändras figur 2.1 i standarden SFS-EN 1992-1-2 på det sätt som visas i figur 1.



**Figur 1.** Variation av reduktionsfaktorn  $\eta_{fi}$  som en funktion av de karakteristiska värdena för den dominerande variabla lasten och den permanenta lasten för lastförhållandet  $Q_{k,1} / G_k$  baserat på kombinationsreglerna för laster enligt miljöministeriets förordning 3/16 som gäller standarden SFS-EN 1990.

### 2.4.2(3) Anmärkning 2

Närmevärden används inte.

## Normalbetong

### 3.3.2(9) Anmärkning 1

För normalbetongens värmeledningsförmåga  $\lambda_c$  används det övre gränsvärdet enligt uttryck (3.6a) i SFS-EN 1994-1-2.

## Inledning

### 4.1(1)P

I Finland kan avancerade beräkningsmetoder användas. Riktigheten av dessa visas enligt punkt 4.4.4.

## Konstruktionens funktion

### 4.3.5.1(10) Anmärkning 1

För knäckningslängderna  $L_{ei}$  och  $L_{et}$  används värdena 0,5 och 0,7 multiplicerat med våningshöjden  $L$ .

## Bilaga H

### **Enkel beräkningsmodell i överensstämmelse med temperatur-tid-kurvan för standardbrand för betongfyllda rörsamverkanspelare utsatta för allsidig brand**

Bilaga H används inte.

*I stället för bilaga H kan dokumentet NCCI 1, som finns efter denna nationella bilaga, användas.*

## **NCCI 1 till standard SFS-EN 1994-1-2: Dimensionering av betongfyllda rörsamverkanspelare i brandsituationer**

### **Metodens tillämpningsområde**

För branddimensionering av betongfyllda rörpelare används en enkel dimensioneringsmetod som anges i detta dokument och vars principer överensstämmer med punkt 4.3.5.1 i SFS-EN 1994-1-2. Metoden gäller pelare som utsätts för lika standardbrandpåverkan från alla sidor. Den enkla metod som beskrivs nedan används endast vid dimensionering av pelare i ramar som stöds i sidled. En pelares modifierade slankhet  $\bar{\lambda}$  (SFS-EN 1994-1-1, punkt 6.7.3.3(2)) får vara högst 2. Väggtjockleken för en pelares stålrör ska uppfylla de randvillkor för slankhet som anges i tabell 6.3 i SFS-EN 1994-1-1.

### **Beskrivning av metoden**

Metoden baserar sig på de dimensionerade temperaturerna för pelarens materialdelar, stålprofil, dess betonginnehåll och tillhörande armering, utifrån vilka pelartvårsnittets bärförmåga vid tryck  $N_{fi,pl,Rd}$  och pelarens effektiva böjstyvhet  $(EI)_{fi,eff}$  bestäms.

De dimensionerade temperaturerna för stålprofil  $\theta_{a,30}$ ,  $\theta_{a,60}$ ,  $\theta_{a,90}$  och  $\theta_{a,120}$  anges i form av genomsnittliga temperaturer i tabellerna 1 och 2 motsvarande standardbränderna R30, R60, R90 och R120.

De dimensionerade temperaturerna för betongfyllning anges i form av ekvivalenta temperaturer  $\theta_{c,eq,30}$ ,  $\theta_{c,eq,60}$ ,  $\theta_{c,eq,90}$  och  $\theta_{c,eq,120}$  i uttrycken (1.1) och (1.2) motsvarande standardbränderna R30, R60, R90 och R120.

Temperaturer för armeringsstänger i betongfyllning  $\theta_s$  anges i tabellerna 3a- 5b motsvarande standardbränderna R30, R60, R90 och R120. I fråga om fyrkantiga pelare anges temperaturerna separat för tvårsnittets hörnstänger  $\theta_{sc}$  (tabellerna 4a och 4b) och för mittstänger på sidorna  $\theta_{sm}$  (tabellerna 5a och 5b). I runda pelare antas varje stång ha samma temperatur (tabell 3a och 3b).

Som effektiv böjstyvhet för en pelare utsatt för brand  $(EI)_{fi,eff}$  används den böjstyvhet som bestämts med hjälp av anpassningsfaktorerna  $\varphi_{a,\theta}$ ,  $\varphi_{s,0}$  och  $\varphi_{c,\theta}$ . De anpassningsfaktorer och dimensionerade temperaturer som hänförs till denna metod är metodspecifika värden som ska användas tillsammans, med hjälp av vilka man tillsammans med resultaten av de brännprov som utförts med avseende på pelarna får en godtagbar motsvarighet. Värden för anpassningsfaktorerna anges i tabellerna 8a och 8b.

En axialbelastad pelares bärförmåga vid tryck under brandpåverkan  $N_{fi,Rd}$  beräknas alltid med hjälp av knäckningskurvan  $c$  i punkt 6.3.1 i SFS-EN 1993-1-1. Den effektiva längden för en pelare utsatt för brand kan avvika från den effektiva längden för motsvarande pelare i normaltemperatur. Regler för detta finns i tabell 9.

En excentriskt belastad pelares bärförmåga vid tryck under brandpåverkan  $N_{fi,Rd,\delta}$  beräknas som en funktion av excentriciteten  $e_{fi}$  med tillämpning av uttrycken (1.9) och (2.0) genom att först fastställa pelarens bärförmåga vid böjning  $M_{fi,pl,Rd}$  och pelarens axiella tryckhållfasthet  $N_{fi,Rd}$ .

### Dimensionerade temperaturer

Den dimensionerade temperaturen för en rörprofil i pelartvärsnittet beräknas som en funktion av tvärsnittets ytterdiameter  $D$  eller sidomåttet  $b$  med tillämpning av tabellerna 1 och 2.

**Tabell 1.** Den genomsnittliga temperaturen  $\theta_a$  °C för runda rörprofiler som funktion av ytterdiametern  $D$

Stand. brand	R30	R60	R90	R120
$\theta_a(D)$	$620 + 95 \times \left( \frac{510-D}{370} \right)^{0,8}$	$820 + 4,18 \sqrt{510-D}$	$955 + 20 \times \left( \frac{510-D}{290} \right)^{1,5}$	1015
Randvillkor	$135 \leq D \leq 510$	$165 \leq D \leq 510$	$200 \leq D \leq 510$	$270 \leq D \leq 510$

**Tabell 2.** Den genomsnittliga temperaturen  $\theta_a$  °C för fyrkantiga rörprofiler som en funktion av det yttre sidomåttet  $b$

Stand. brand	R30	R60	R90	R120
$\theta_a(b)$	$650 + 45 \times \sqrt{\frac{400-b}{280}}$	$860 + 30 \times \sqrt{\frac{400-b}{350}}$	$970 + 5 \times \left( \frac{400-b}{200} \right)^{1,5}$	1025
Randvillkor	$120 \leq b \leq 400$	$150 \leq b \leq 400$	$200 \leq b \leq 400$	$250 \leq b \leq 400$
Då $b > 400$ används temperaturer som motsvarar sidomåttet $b = 400$				

För runda pelare beräknas den ekvivalenta temperaturen för betongtvärsnittet som en funktion av rörets ytterdiameter  $D$  med tillämpning av uttrycken:

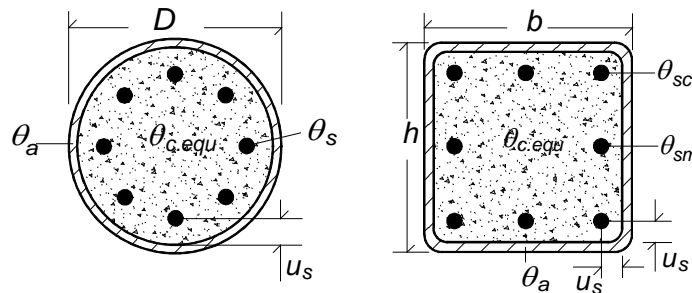
$$\begin{cases} \theta_{c,eq.30}(D) = 11000/D^{0,64} & \text{kun } 135 \leq D \leq 510 \\ \theta_{c,eq.60}(D) = 16300/D^{0,66} & \text{kun } 165 \leq D \leq 510 \\ \theta_{c,eq.90}(D) = 13100/D^{0,58} & \text{kun } 200 \leq D \leq 510 \\ \theta_{c,eq.120}(D) = 1180 - 2,96D + 0,0028D^2 & \text{kun } 220 \leq D \leq 510 \end{cases} \quad (1.1)$$

För fyrkantiga pelare beräknas den ekvivalenta temperaturen för betongtvärsnittet som en funktion av rörets yttre sidomått  $b$  med tillämpning av uttrycken:



$$\begin{cases} \theta_{c.equ.30}(b)=779-2,6754b+0,0032b^2 \text{ kun } 120 \leq b \leq 400 \\ \theta_{c.equ.60}(b)=21572/b^{0,69} \text{ kun } 150 \leq b \leq 400 \\ \theta_{c.equ.90}(b)=1366-4,513b+0,0054b^2 \text{ kun } 200 \leq b \leq 400 \\ \theta_{c.equ.120}(b)=1496-4,643b+0,0053b^2 \text{ kun } 250 \leq b \leq 400 \end{cases} \quad (1.2)$$

Temperaturerna för armeringsstänger i betongtvärsnittet bestäms i fall med runda tvärsnitt i enlighet med tabellerna 3a och 3b. Temperaturerna för hörnstänger i fyrkantiga pelare bestäms i enlighet med tabellerna 4a och 4b och temperaturerna för stänger mitt på sidorna i enlighet med tabellerna 5a och 5b.



**Figur 1:** De dimensionerade temperaturerna  $\theta_a$ ,  $\theta_{c.equ}$  och  $\theta_s$  (runda pelare) samt  $\theta_{sc}$  och  $\theta_{sm}$  (fyrkantiga pelare)

**Tabell 3a.** Armeringens temperatur  $\theta_s$  °C i runda samverkanspelare i standardbrandsituationerna R30 och R60

	R30 standardbrand					R60 standardbrand				
	Stålprofilens diameter, D [mm]					Stålprofilens diameter, D [mm]				
$u_s$ [mm]	140	200	250	350	500	140	200	250	350	500
20	370	335	320	310	310	645	570	540	520	520
30	307	260	245	232	232	592	487	455	427	427
40	245	185	170	155	155	540	405	370	335	335
50	217	142	132	120	120	515	357	312	277	270
60	190	100	95	85	85	490	310	255	220	205
80	-	80	65	55	55	-	265	185	140	130
110	-	-	35	35	35	-	-	120	85	75

**Tabell 3b.** Armeringens temperatur  $\theta_s$  °C i runda samverkanspelare i standardbrandsituationerna R90 och R120

	R90 standardbrand					R120 standardbrand				
	Stålprofilens diameter, D [mm]					Stålprofilens diameter, D [mm]				
$u_s$ [mm]	140	200	250	350	500	140	200	250	350	500
20	815	715	680	650	635	920	820	780	745	715
30	772	645	597	560	537	890	760	705	655	622
40	730	575	515	470	440	860	700	630	565	530
50	710	537	457	407	372	845	660	580	497	462
60	690	500	400	345	305	830	620	530	430	395
80	-	100	330	250	210	-	575	460	335	295
110	-	-	250	150	115	-	-	385	235	190

**Tabell 4a.** Armeringens temperatur  $\theta_s$  °C i hörnstänger i fyrkantiga samverkanspelare i standardbrandsituationerna R30 och R60

	R30 standardbrand					R60 standardbrand				
	Stålprofilens sidomått, b [mm]					Stålprofilens sidomått, b [mm]				
$u_s$ [mm]	140	180	220	300	500	140	180	220	300	500
20	395	390	385	385	385	660	640	630	625	625
30	302	290	287	287	287	575	537	522	517	517
40	210	190	190	190	190	490	435	415	410	410
50	167	142	142	142	142	465	372	345	332	332
60	125	95	95	95	95	440	310	275	255	255
80	-	75	65	55	55	-	270	180	150	150
110	-	-	30	30	30	-	-	100	75	75

**Tabell 4b.** Armeringens temperatur  $\theta_{sc}$  °C i hörnstänger i fyrkantiga samverkanspelare i standardbrandsituationerna R90 och R120

	R90 standardbrand					R120 standardbrand				
	Stålprofilens sidomått, b [mm]					Stålprofilens sidomått, b [mm]				
$u_s$ [mm]	140	180	220	300	500	140	180	220	300	500
20	820	780	765	765	765	915	875	855	855	855
30	755	690	667	662	662	872	802	767	760	760
40	690	600	570	560	560	830	730	680	665	665
50	672	547	497	472	472	810	685	610	577	577
60	655	495	425	385	385	790	640	540	490	490
80	-	445	335	270	270	-	575	475	365	365
110	-	-	230	155	145	-	-	415	250	215

**Tabell 5a.** Armeringens temperatur  $\theta_{sm}$  °C i stänger mitt på fyrkantiga samverkanspelares sidor i standardbrandsituationerna R30 och R60

	R30 standardbrand					R60 standardbrand				
	Stålprofilens sidomått, b [mm]					Stålprofilens sidomått, b [mm]				
$u_s$ [mm]	140	180	220	300	500	140	180	220	300	500
20	285	250	240	235	235	560	480	445	415	410
30	230	192	180	175	175	517	412	355	337	332
40	175	135	120	115	115	475	345	265	260	255
50	155	115	97	92	90	410	320	240	210	207
60	135	95	75	70	65	450	295	215	160	160
80	-	65	50	40	40	-	215	165	105	100
110	-	-	30	30	30	-	-	130	80	60

**Tabell 5b.** Armeringens temperatur  $\theta_{sm}$  °C i stänger mitt på fyrkantiga samverkanspelares sidor i standardbrandsituationerna R90 och R120

	R90 standardbrand					R120 standardbrand				
	Stålprofilens sidomått, b [mm]					Stålprofilens sidomått, b [mm]				
$u_s$ [mm]	140	180	220	300	500	140	180	220	300	500
20	740	650	495	535	535	870	770	715	625	615
30	710	592	475	455	450	842	722	650	550	532
40	680	535	455	375	365	815	675	585	475	450
50	667	507	412	322	305	802	647	545	420	390
60	655	480	370	270	245	790	620	505	365	330
80	-	450	330	195	170	-	600	465	300	250
110	-	-	245	135	100	-	-	395	240	160

### **Beräkning av bärförmåga vid tryck och effektiv böjstyvhets för tvärsnittet**

*Pelartvärsnittets bärförmåga vid tryck under brandpåverkan enligt punkt 4.3.5.1(4) i standard SFS-EN 1994-1-2 beräknas med tillämpning av uttrycken (1.3a) - (1.3d):*

$$N_{fi.pl.Rd} = N_{fi.a.Rd} + N_{fi.s.Rd} + N_{fi.c.Rd} \quad (1.3a)$$

$$N_{fi.a.Rd} = k_{y,\theta}(\theta_a) f_y A_a / \gamma_{M,fi.a} \quad (1.3b)$$

$$N_{fi.s.Rd} = k_{s,\theta}(\theta_s) f_{sk} A_s / \gamma_{M,fi.s} \quad (1.3c)$$

$$N_{fi.c.Rd} = k_{c,\theta}(\theta_{c.equ}) f_{ck} A_c / \gamma_{M,fi.c} \quad (1.3d)$$

*Pelartvärsnittets effektiva böjstyvhets under brandpåverkan enligt punkt 4.3.5.1(5) i standard SFS-EN 1994-1-2 beräknas med tillämpning av uttrycken (1.4a) - (1.4d):*

$$(EI)_{fi.eff} = \varphi_{a,\theta} (EI)_{a,\theta} + \varphi_{s,\theta} (EI)_{s,\theta} + \varphi_{c,\theta} (EI)_{c,\theta} \quad (1.4a)$$

$$(EI)_{a,\theta} = k_{Ea,\theta}(\theta_a) E_a I_a \quad (1.4b)$$

$$(EI)_{s,\theta} = k_{Es,\theta}(\theta_s) E_a I_s \quad (1.4c)$$

$$(EI)_{c,\theta} = E_{c,sec,\theta}(\theta_{c.equ}) I_c = \frac{f_{c,\theta}(\theta_{c.equ})}{\varepsilon_{c1,\theta}(\theta_{c.equ})} I_c = k_{Ec,\theta}(\theta_{c.equ}) \frac{f_{ck}}{\varepsilon_{c1}} I_c \quad (1.4d)$$

*I uttrycken är  $(EI)_{a,\theta}$ ,  $(EI)_{s,\theta}$  och  $(EI)_{c,\theta}$  de nominella böjstyvhetererna för stålvärsnittet, armeringen och betongtvärsnittet och  $I_a$ ,  $I_s$  samt  $I_c$  är tröghetsmomenten för tvärsnittsdelarna. Reduktionsfaktorerna för de mekaniska egenskaperna för stålmaterial överensstämmer med tabell 6 och reduktionsfaktorerna för de mekaniska egenskaperna för betong överensstämmer med tabell 7.*

*Värden för anpassningsfaktorerna  $\varphi_{a,\theta}$  anges i tabell 8 och värden för anpassningsfaktorerna  $\varphi_{s,\theta}$  i tabell 9. Faktorn  $\varphi_{c,\theta} = 1,2$  i alla fall.*

**Tabell 6.** Reduktionsfaktorer för de mekaniska egenskaperna för stålmaterial enligt SFS-EN 1994-1-2 och SFS-EN 1992-1-2

Temperatur	Konstruktionsstål och varmvalsade armeringsstänger		Kallformade armeringsstänger	
	$k_{Ea,\theta}$	$k_{Es,\theta}$	$k_{y,\theta}$	$k_{s,\theta}$
20	1	1	1	1
100	1	1	1	1
200	0,9	1	0,87	1
300	0,8	1	0,72	1
400	0,7	1	0,56	0,94
500	0,6	0,78	0,4	0,67
600	0,31	0,47	0,24	0,4
700	0,13	0,23	0,08	0,12
800	0,09	0,11	0,06	0,11
900	0,0675	0,06	0,05	0,08
1000	0,045	0,04	0,03	0,05
1100	0,0225	0,02	0,02	0,03
1200	0	0	0	0
	$k_{Ea,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$ , $k_{Es,\theta} = \frac{E_{s,\theta}}{E_s}$ $k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_y}$ , $k_{s,\theta} = \frac{f_{sy,\theta}}{f_{sk}}$		$k_{Es,\theta} = \frac{E_{s,\theta}}{E_s}$ , $k_{s,\theta} = \frac{f_{sy,\theta}}{f_{sk}}$	

**Tabell 7.** Reduktionsfaktorer för betongens materialegenskaper enligt SFS-EN 1992-1-2

$\theta_c$	$k_{c,\theta}$	$k_{\epsilon,\theta}$	$k_{\epsilon u,\theta}$	$k_{Ec} = k_{c,\theta}/k_{\epsilon,\theta}$
20	1	1	1	1
100	1	1,6	1,125	0,625
200	0,95	2,2	1,250	0,432
300	0,85	2,8	1,375	0,304
400	0,75	4	1,500	0,188
500	0,6	6	1,635	0,100
600	0,45	10	1,750	0,045
700	0,3	10	1,875	0,03
800	0,15	10	2,000	0,015
900	0,08	10	2,125	0,008
1000	0,04	10	2,250	0,004
1100	0,01	10	2,375	0,001
1200	0	-	-	0
	$k_{c,\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{f_{ck}}$ ; $k_{\epsilon,\theta} = \frac{\epsilon_{c1,\theta}}{\epsilon_{c1}}$ ; $E_{c,sec,\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta}} = \frac{k_{c,\theta}}{k_{\epsilon,\theta}} \frac{f_{ck}}{\epsilon_{c1}} = k_{Ec,\theta} \frac{f_{ck}}{\epsilon_{c1}}$ $\epsilon_{c1} = 0,0025$			

**Tabell 8a.** Värden för anpassningsfaktorerna  $\varphi_{s,\theta}$  enligt storleken på rörprofilen

Stand. brand	Runda rörprofiler, ytterdiametern D							Fyrkantiga rörprofiler, det yttre sidomåttet b	
	135	165	200	220	250	273	$\geq 323$	$\leq 150$	$\geq 180$
R30	0,45	0,5	0,60	0,70	0,70	0,70	0,70	0,45	0,60
R60	-	0,4	0,50	0,60	0,60	0,65	0,70	0,45	0,60
R90	-	-	0,40	0,40	0,40	0,40	0,50	-	0,45
R120	-	-	0,30	0,30	0,30	0,35	0,40	-	0,35

**Tabell 8b.** Värden för anpassningsfaktorerna  $\varphi_{s,\theta}$  enligt stängernas placering

$u_s$ [mm]	30	40	50	$\geq 60$
$\varphi_{s,\theta}$	0,8	0,9	1,0	1,0

**Bärförmåga vid tryck för en axialbelastad pelare**

Tryckhållfastheten för en pelare  $N_{fi,Rd}$  beräknas i form av knäckningshållfastheten med tillämpning av uttrycket

$$N_{fi,Rd} = \chi(\bar{\lambda}_\theta) N_{fi,pl,Rd} \quad (1.5)$$

där  $\chi(\bar{\lambda}_\theta)$  är en reduktionsfaktor som är beroende av pelarens modifierade slankhet under brandpåverkan  $\bar{\lambda}_\theta$ , som alltid beräknas i enlighet med den europeiska knäckningskurvan c (punkt 6.3.1 i SFS-EN 1993-1-1).

Den modifierade slankheten  $\bar{\lambda}_\theta$  är

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,R}}{N_{fi,cr}}} \quad (1.6)$$

där  $N_{fi,pl,R}$  är tvärsnittets hållfasthet enligt uttrycken (1.3a..d), då partialkoefficienterna  $\gamma_{M,fi,a}$ ,  $\gamma_{M,fi,s}$  och  $\gamma_{M,fi,c}$  är ettor.  $N_{fi,cr}$  beräknas som en funktion av pelarens effektiva längd  $L_{e,\theta}$  och effektiva böjstyvhets  $(EI)_{fi,eff}$  under brandpåverkan

$$N_{fi,cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{fi,eff}}{L_{e,\theta}^2} \quad (1.7)$$

**Tabell 9.** Effektiva längder  $L_{e,\theta}$  som är beroende av pelarens läge och våningshöjden L samt ändarnas stödantaganden då varje våning i en ram som stöds i sidled bildar en separat brandcell

$L_{e,\theta} = \beta L$	$\beta$
Kontinuerliga pelare, översta våningen utsatt för brand	0,7
Kontinuerliga pelare, mellersta våningen utsatt för brand	0,5
Kontinuerliga pelare, bottenvåningen utsatt för brand	0,6
Envåningspelare, $\beta$ är beroende av pelarändarnas fästen och är den samma som vid normal temperatur	

### **Beaktande av momentets och normalkraftens samverkan**

En pelares böjning under brandpåverkan beaktas som normalkraftens  $N_{fi.Ed}$  excentricitet  $e_{fi}$ , som är

$$e_{fi} = \frac{M_{fi.Ed}}{N_{fi.Ed}} \quad (1.8)$$

där  $M_{fi.Ed}$  är det största böjmomentet på pelarens brandexponerade längd och  $N_{fi.Ed}$  är den normalkraft som har samband med ett lastfall som motsvarar momentet  $M_{fi.Ed}$ . Bärförmågan vid tryck för en excentriskt belastad pelare  $N_{fi.Rd,\delta}$  beräknas som en del av bärförmågan för en axialbelastad pelare  $N_{fi.Rd}$ :

$$N_{fi.Rd,\delta} = X N_{fi.Rd}, \quad X = 0,5 \left( B_{fi} - \sqrt{B_{fi}^2 - 4/\chi(\bar{\lambda}\theta)} \right) \quad (1.9)$$

$$B_{fi} = 1 + \frac{1}{\chi(\bar{\lambda}\theta)} + e_{fi} \frac{N_{fi.pl.Rd} - N_{fi.c.Rd}}{M_{fi.pl.Rd}} \quad (2.0)$$

där  $N_{fi.pl.Rd}$  är bärförmågan vid tryck för ett pelartvärsnitt i enlighet med uttrycket (1.3a) och  $N_{fi.c.Rd}$  är bärförmågan vid tryck för ett betongtvärsnitt i enlighet med uttrycket (1.3d).

Bärförmågan vid böjning för en pelare utsatt för brand  $M_{fi.pl.Rd}$  beräknas på samma sätt som bärförmågan vid böjning i normaltemperatur, men genom att som dimensioneringshållfastheter för materialdelar använda  $k_{y,\theta} f_y / \gamma_{M,fi,a}$  (stålprofil),  $k_{s,\theta} f_{sk} / \gamma_{M,fi,s}$  (armering) och  $k_{c,\theta} f_{ck} / \gamma_{M,fi,c}$  (betong).