

Miljöministeriets förordning om tillämpning av Eurocode-standarder inom husbyggande

Given i Helsingfors den 15 oktober 2007

I enlighet med miljöministeriets beslut föreskrivs med stöd av 13 § i markanvändnings- och bygglagen (132/1999) av den 5 februari 1999 att tillämpas inom husbyggande:

1 §

Då Eurocode-standarder (*eurokoder*) tillämpas vid projektering av bärande konstruktioner skall av miljöministeriet fastställda nationella bilagor iakttas.

2 §

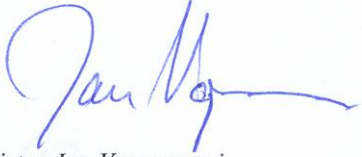
Genom denna förordning fastställs nationella bilagor till följande eurokoder att iakttas:

SFS-EN 1990,	bilaga 1
SFS-EN 1991-1-1,	bilaga 2
SFS-EN 1991-1-2,	bilaga 3
SFS-EN 1991-1-3,	bilaga 4
SFS-EN 1991-1-4,	bilaga 5
SFS-EN 1991-1-5,	bilaga 6
SFS-EN 1992-1-1,	bilaga 7
SFS-EN 1992-1-2,	bilaga 8
SFS-EN 1993-1-1,	bilaga 9
SFS-EN 1993-1-2,	bilaga 10
SFS-EN 1993-1-8,	bilaga 11
SFS-EN 1993-1-9,	bilaga 12
SFS-EN 1993-1-10,	bilaga 13
SFS-EN 1994-1-1,	bilaga 14
SFS-EN 1994-1-2,	bilaga 15
SFS-EN 1995-1-1,	bilaga 16
SFS-EN 1995-1-2,	bilaga 17
SFS-EN 1997-1-1,	bilaga 18

3 §

Denna förordning träder i kraft den 1 november 2007.

Helsingfors den 15 oktober 2007


Bostadsminister Jan Vapaavuori


Byggnadsråd Teppo Lehtinen

BILAGA 1

NATIONELL BILAGA

TILL STANDARD

SFS-EN 1990 EUROKOD. DIMENSIONERINGSGRUNDER FÖR BÄRANDE KONSTRUKTIONER

Inledning

Denna nationella bilaga används tillsammans med standard SFS-EN 1990:2002.

I denna nationella bilaga anges:

a) Nationella parametrar till följande punkter i bilaga A1 till standarden SFS-EN 1990, där nationellt val är tillåtet:

- A1.2.2 (Tabell A.1.1)
- A1.3.1 (1) Tabellerna A1.2(A), (B) och (C)
- A1.3.1(5)
- A1.3.2 (Tabell A.1.3)
- A1.4.2 (2)

b) Vägledning för användning av de informativa bilagorna B, C och D.

Bilaga A1

Tillämpning på byggnader

A1.2.2 Värden på koefficienter ψ

A1.2.2(1)

I tabell A1.1 (FI) ges de värden för symbolerna i tabell A1.1 i standarden SFS-EN 1990 som skall användas i Finland. För master följs den nationella bilagan till standard SFS-EN 1993-3-1.

Tabell A1.1 (FI): Värden på koefficienter ψ för byggnader

Last	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nyttiga laster i byggnader, klass (se SFS-EN 1991-1-1)			
Klass A: bostadsutrymmen	0,7	0,5	0,3
Klass B: kontorsutrymmen	0,7	0,5	0,3
Klass C: samlingsutrymmen	0,7	0,7	0,3
Klass D: affärsutrymmen	0,7	0,7	0,6
Klass E: lagerutrymmen	1,0	0,9	0,8
Klass F: trafikerade utrymmen, fordonsvikt ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Klass G: trafikerade utrymmen, 30 kN < fordonsvikt ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Klass H: yttertak	0	0	0
Snölast (se SFS-EN 1991-1-3)*) när			
$s_k < 2,75$ kN/m ²	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75$ kN/m ²	0,7	0,5	0,2
Islast **)	0,7	0,3	0
Vindlaster på byggnader (se SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Byggnaders inre temperatur (ej brand) (se SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
*) På uteterrasser och balkonger $\psi_0 = 0$ i samband med klasserna A, B, F och G. Obs: Om det i byggnaden finns olika lastklasser som inte kan separeras till egna klara grupper, används ψ -värden som ger mest ogynnsam inverkan. **) Tillägg till Finlands nationella bilaga.			

Förklaring: Karakteristiska värden för islaster presenteras bl.a. i standarden ISO 12494:2001

A1.3.1 Dimensioneringsvärden för laster i vanliga och tillfälliga dimensioneringssituationer

A1.3.1(1)

I tabellerna A1.2(A) (FI), A1.2 (B) (FI) och 1.2(C) (FI) ges de värden för symbolerna i tabellerna A1.2(A), A1.2(B) och A1.2(C)A1.1 i standarden SFS-EN 1990 som skall användas i Finland.

Förklaring: Lastkoefficienten K_{FI} används endast för lastkombinationer i vanliga och tillfälliga dimensioneringssituationer enligt punkt 6.4.3.2. Koefficienten används inte vid kontroll av utmattnings- eller bruksgränstillstånd.

Tabell A1.2(A) (FI) Dimensioneringsvärden för laster (EQU) (Serie A)

Vanliga och tillfälliga dimensionerings-situationer	Permanent laster		Dimensionerande variabel last (*)	Andra samtidiga variabla laster (*)
	Ogynnsamma	Gynnsamma		
(Ekv. 6.10)	$1,1 K_{FI} G_{kj,sup}$	$0,9 G_{kj,inf}$	$1,5 K_{FI} Q_{k,1}$	$1,5 K_{FI} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
<p>(*)Laster enligt tabell A.1.1 är variabla laster.</p> <p>K_{FI} beror på tillförlitlighetsklass enligt tabell B2 i bilaga B på följande sätt:</p> <p>i tillförlitlighetsklass RC3 $K_{FI} = 1,1$ i tillförlitlighetsklass RC2 $K_{FI} = 1,0$ i tillförlitlighetsklass RC1 $K_{FI} = 0,9$.</p> <p>Konsekvensklasser CC3-CC1 som klargör tillförlitlighetsklasserna anges i bilaga B.</p>				

Tabell A1.2(B) (FI) Dimensioneringsvärden för laster (STR/GEO) (Serie B)

Vanliga och tillfälliga dimensionerings-situationer	Permanenta laster		Dimensionerande variabel last (*)	Andra samtidiga variabla laster (*)
	Ogynnsamma	Gynnsamma		
(Ekv. 6.10a)	$1,35 K_{FI} G_{kj,sup}$	$0,9 G_{kj,inf}$		
(Ekv. 6.10b)	$1,15 K_{FI} G_{kj,sup}$	$0,9 G_{kj,inf}$	$1,5 K_{FI} Q_{k,1}$	$1,5 K_{FI} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(*) Laster enligt tabell A.1.1 är variabla laster.

Anm. 1: Som dimensioneringsformel kan saken uttryckas så att som lastkombination används det mera ogynnsamma av de två följande uttrycken, varvid det skall observeras att det senare uttrycket endast innehåller permanenta laster:

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

K_{FI} beror på tillförlitlighetsklassen enligt tabell B2 i bilaga B i standarden SFS-EN 1990 på följande sätt:

- i tillförlitlighetsklass RC3 $K_{FI} = 1,1$
- i tillförlitlighetsklass RC2 $K_{FI} = 1,0$
- i tillförlitlighetsklass RC1 $K_{FI} = 0,9$.

Konsekvensklasser CC3-CC1 som klargör tillförlitlighetsklasserna presenteras i bilaga B.

Anm. 2: Se även i standarderna SFS-EN 1992 - SFS-EN 1999 de γ -värden för partialsäkerhetskoeficient som används vid tvångsövergångs- eller tvångsdeformationstillstånd

Anm. 3: De karakteristiska värdena för alla permanenta laster som har samma grund multipliceras med partialsäkerhetsstalet $\gamma_{G,sup}$, om lastens sammanlagda inverkan är ogynnsam och med partialsäkerhetsstalet $\gamma_{G,inf}$, om lastens sammanlagda inverkan är gynnsam. Till exempel kan alla laster orsakade av konstruktionens egen vikt anses ha samma grund; detta gäller även om det är frågan om olika material.

Anm. 4: Vid specialgranskningar kan värden för partialsäkerhetstalen γ_G och γ_Q delas upp i γ_g och γ_q samt modellens osäkerhetskoeficient γ_{Sd} . I de flesta fall kan ett värde mellan 1,05 och 1,15 användas för osäkerhetskoeficienten γ_{Sd} .

Anm. 5: För geoteknisk dimensionering av grundkonstruktioner se standard SFS-EN 1997-1 med sina nationella bilagor.

Tabell A1.2(C) (FI) Dimensioneringsvärden för laster (STR/GEO) (Serie C)

Vanliga och tillfälliga dimensionerings-situationer	Permanenta laster		Dimensionerande variabel last (*)	Andra samtidiga variabla laster (*)
	Ogynnsamma	Gynnsamma		
(Ekv. 6.10)	$1,0 K_{FI} G_{kj,sup}$	$1,0 G_{kj,inf}$	$1,3 K_{FI} Q_{k,1}$	$1,3 K_{FI} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
<p>(*) Laster enligt tabell A.1.1 är variabla laster</p> <p>K_{FI} beror av tillförlitlighetsklassen enligt tabell B2 i bilaga B på följande sätt:</p> <p>i tillförlitlighetsklass RC3 $K_{FI} = 1,1$ i tillförlitlighetsklass RC2 $K_{FI} = 1,0$ i tillförlitlighetsklass RC1 $K_{FI} = 0,9$.</p> <p>Konsekvensklasser CC3-CC1 som klargör tillförlitlighetsklasserna presenteras i bilaga B.</p>				

A.1.3.1 (5)

I Finland används metod 2 vid dimensionering av konstruktioner. För dimensionering av slänter och totalstabilitet används metod 3.

För geoteknisk dimensionering av grundkonstruktioner se även standard SFS-EN 1997-1 med sina nationella bilagor.

A.1.3.2 Dimensioneringsvärden för laster vid dimensionering i olycks- och jordbävningssituationer

A1.3.2.(1)

I tabell A1.3 (FI) ges de värden för symbolerna i tabell 1.3.1 i standarden SFS-EN 1990 som skall användas i Finland.

Tabell A1.3 (FI) Dimensioneringsvärden för laster som skall användas vid kombinationer av olyckslaster eller jordbävninglaster

Dimensionerings-situation	Permanent laster		Dimensionerande olyckslast eller jordbävninglast	Andra samtidigt variabla laster (*)	
	Ogynnsamma	Gynnsamma		Huvudsaklig (om sådan finns)	Andra
Olycka (Ekv. 6.11a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	A_d	$\psi_{11} Q_{k1}$ (**)	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Jordbävning (***) (Ekv. 6.12a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	γA_{Ek} eller A_{Ed}		$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

(*)Laster enligt tabell A.1.1 är variabla laster.
 (**) Om den huvudsakliga lasten är något annat än snö-, is eller vindlast används dock värdet ψ_{21} .
 (***) Jordbävningdimensionering tillämpas bara när beställaren så kräver. Se även standard SFS-EN 1998-1.

Bilaga B

Tillförlitlighetsstyrning för byggnadsverk

Den informativa bilagan B tillämpas i Finland när det gäller konsekvensklasser och lastkoefficienter K_{FI} .

Förklaring: Lastkoefficienter K_{FI} används inte när utmattning betraktas i konstruktioner utsatta för utmattning. I standarden SFS-EN 1993-1-9 ges konsekvensklassning för utmattningsutsatt konstruktion som kan användas vid behov.

Nedan ges tabell B1 (FI) till bilaga B:

Tabell B1 (FI) Bestämning av konsekvensklasser

Konsekvensklass	Beskrivning	Exempel rörande byggnader och konstruktioner
CC3	Stora konsekvenser genom förlust av människoliv <i>eller mycket stora</i> ekonomiska, sociala eller miljöskador	Byggnads bärande stomme ¹⁾ inklusive förstyrande konstruktionsdelar i sådana byggnader där det ofta vistas en stor mängd människor som <ul style="list-style-type: none"> – bostads, kontors- och affärsbyggnader med över 8 våningar²⁾ – konsertsalar, teatrar, sport- och utställningshallar, läktare – byggnader som är tungt belastade eller innehåller stora spännvidder Specialkonstruktioner som t.ex. stora master och torn Ramper och slänter och andra konstruktioner

		inom områden med finkorniga jordarter i miljö som är känslig för skadeverkningar från förskjutningar.
CC2	Medelstora konsekvenser genom förlust av människoliv <i>eller</i> betydande ekonomiska, sociala eller miljöskador	Byggnader och konstruktioner som inte hör till klasserna CC3 eller CC1
CC1	Små konsekvenser genom förlust av människoliv <i>eller</i> små eller obetydliga ekonomiska, sociala eller miljöskador	En- och tvåvånings byggnader där människor vistas bara tillfälligt som t.ex. lager Konstruktioner som inte orsakar märkbar fara vid skada som <ul style="list-style-type: none"> – lågt liggande bottenbjälklag, utan källarutrymmen – yttertak med krypvind, när vindsbjälklaget är den egentliga bärande konstruktionen – sådana ytter- och mellanväggar, fönster, dörrar och motsvarande, som i huvudsak utsätts för sidolast på grund av luftens tryckskillnader och som inte fungerar som delar i bärande eller förstyvande stomme – profilskivekonstruktioner enligt byggklasser (structural class) II och III i standard SFS-EN 1993-1-3 – profilskivekonstruktioner enligt byggklasser (structural class) I i standard SFS-EN 1993-1-3 för laster vinkelräta mot ytan och som orsakar böjning av skivan ³⁾.

¹⁾ vinds- och mellanbjälklag hör dock till klass CC2 om de inte fungerar som förstyvande konstruktion för hela byggnaden. Om byggnaden består av olika slags av varandra oberoende konstruktionsdelar bestäms konsekvensklassen separat för varje del.

²⁾ inklusive källarvåningar.

³⁾ gäller ej belastningar som uppstår när profilskivekonstruktioner används för att överföra skjuvkrafter i skivans plan (utnyttjande av skiveffekt) eller normalkrafter.

Bilaga C

Grunderna för dimensionering och tillförlitlighetsanalys baserad på partialsäkerhetstal

Den informativa bilagan C kan användas i Finland

Bilaga D

Dimensionering genom provning

Den informativa bilagan D kan användas i Finland.

BILAGA 2

NATIONELL BILAGA

TILL STANDARD

SFS-EN 1991-1-1 EUROKOD 1: LASTER PÅ BÄRANDE KONSTRUKTIONER

Del 1-1: Allmänna laster. Volymvikter, egenvikt och nyttolaster för byggnader

Inledning

Denna nationella bilaga används tillsammans med standard SFS-EN 1991-1-1:2002.

I denna nationella bilaga anges:

- a) Nationella parametrar till följande punkter i standarden SFS-EN 1991-1-1, där nationellt val är tillåtet:
 - 6.3.1.2(1)P (tabell 6.2)
 - 6.3.1.2(10) & (11)
 - 6.3.2.2(1)P (tabell 6.4)
 - 6.3.3.2(1) (tabell 6.8)
 - 6.3.4.2 (tabell 6.10) och
 - 6.4(1) (tabell 6.12).

- b) Vägledning för användning av de informativa bilagorna A och B.

6.3.1.2 Värden för laster (bostads-, samlings-, affärs- och kontorsutrymmen)

6.3.1.2(1)P

I tabell 6.2 (FI) ges de värden som skall användas i Finland. Vid behov kan även större värden än i tabell 6.2 angivna minimilaster användas. Som belastningsarea för punktlast Q_k används $50 \times 50 \text{ mm}^2$ när $Q_k \leq 2,0 \text{ kN}$, annars $100 \times 100 \text{ mm}^2$.

Tabell 6.2 (FI) Nyttiga laster för mellanbjälklag, balkonger och trappor i byggnader

Categories of loaded areas	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Klass A		
– Mellanbjälklag	2,0	2,0
– Trappor	2,0	2,0
– Balkonger	2,5	2,0
Klass B	2,5	2,0
Klass C		
– C1	2,5	3,0
– C2	3,0	3,0
– C3	4,0	4,0
– C4	5,0	4,0
– C5	6,0	4,0
Klass D		
– D1	4,0	4,0
– D2	5,0	7,0

6.3.1.2(10)

Reduktionsfaktorn α_A för klasserna A-E bestäms med hjälp av ekvationen (6.1-FI):

$$\alpha_A = \frac{5}{7}\psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0 \quad \text{dock minst } 0,7 \quad (6.1-FI)$$

där

ψ_0 är en koefficient enligt tabell A1.1 (FI) i den nationella bilagan till standard EN 1990

A_0 är $10,0 \text{ m}^2$ och

A är belastad area

Enligt punkt 6.2.1 kan areareduktionen α_A tillämpas endast för balk- och plattkonstruktioner.

6.3.1.2(11)

Reduktionsfaktorn α_n bestäms med hjälp av ekvationen (6.2-FI):

$$\alpha_n = \frac{2 + (n-2)\psi_0}{n} \quad (6.2-FI)$$

där

n är antal våningar i samma klass ovanför de belastade bärande delarna (> 2).

ψ_0 är en koefficient enligt tabell A1.1 (FI) i den nationella bilagan till standard EN 1990

Enligt punkt 6.2.2 kan våningsreduktion α_n tillämpas endast för pelar- och väggkonstruktioner.

6.3.2.2 Värden för laster (lagrings- och produktionsutrymmen)

6.3.2.2(1)P (Tabell 6.4)

I tabell 6.4 (FI) ges de värden som skall användas i Finland.

Tabell 6.4 (FI) Nyttiga laster på mellanbjälklag från lagring

Klass för belastade utrymmen	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Klass E1	7,5	7,0
Anm: Godslastens storlek anges genom på lämplig plats placerad, klart synlig och permanent lastskylt. På lastskylten anges nyttig last kg/m ² .		

6.3.2.2 Värden för laster (garage och trafikeringsområden för fordon med undantag av broar)

6.3.3.2(1) (Tabell 6.8)

I tabell 6.8 (FI) ges de värden som skall användas i Finland.

Tabell 6.8 (FI) Nyttiga laster för garage och trafikeringsområden för fordon *)

Trafikeringsområdets klass	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Klass F Totalvikt för fordon: ≤ 30 kN	2,5	20
Klass G 30 kN \leq totalvikt för fordon ≤ 160 kN	5,0	90
<p>*) Enligt punkt 6.3.3.1(1)P skall trafikeringsområden i klass F och G förses med lastskylt.</p> <p>Om lastskylt inte sätts upp, skall områden dimensioneras förutom för axellast också för boggielast Q_k, med storleken 190 kN. För boggielast kan som minimiavstånd mellan axlarna antas 1,2 meter. (Lastens $\frac{1}{2} Q_k$ fördelningsarea 400×400 mm²).</p> <p>Parkerings- och takplaner intill byggnader dimensioneras vid behov också för laster från släcknings- och räddningsfordon samt punktlaster från stödben till plattform- och stegfordon.</p>		

6.3.4.2 Värden för laster (vattentak)

6.3.4.2 (Tabell 6.10)

I tabell 6.10 (FI) ges de värden som skall användas i Finland.

Tabell 6.10(FI) Nyttolaster för tak i klass H

Tak	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Klass H	0,4	1,0
Anm: q_k beräknas för en area med storlek högst 10 m ² .		

6.4 Horisontala laster på räcken och på mellanväggar, som fungerar som skyddsväggar

6.4(1) (Tabell 6.12)

I tabell 6.12 (FI) ges de värden som skall användas i Finland.

Tabell 6.12 (FI) Horisontella laster på mellanväggar och räcken

Belastat utrymme	q_k eller Q_k
Klass A	0,5 kN/m
Klass B och C1	0,5 kN/m
Klass C2 - C4 och D	1,0 kN/m
Klass C5	3,0 kN/m
Klass E	1,0 kN/m
Klass F	se bilaga B *)
Klass G	se bilaga B *)
Anm: I utrymmen av klass E beror horisontallasterna på nyttjandegraden. Av denna anledning bestäms värdet på lasten som minimivärde och korrigeras efter ifrågavarande nyttjandegrad. *) I stället för förfarande enligt bilaga B kan för konstruktioner som inte fungerar som kollisionshinder användas ekvivalent statisk last som i klass F antas vara minst 5 kN och i klass G minst 25 kN.	

Bilaga A

Tabellerna för byggnadsmaterials nominella volymvikter samt för lagrade materials nominella volymvikter och naturliga lutningsvinklar

I Finland används som värden för byggnadsmaterials nominella volymvikter samt för lagrat gods nominella volymvikter och för naturliga lutningsvinklar värden som motsvarar verkligheten. Om närmare utredning inte görs kan i stället för värden enligt bilaga A användas värden enligt EN 1992 - EN 1999 eller värden angivna i EN produktstandarder om ifrågavarande värden anges i dessa.

För trämaterial används inte produktstandarder utan för torrt barrträvirke samt för av det genom limning framställda byggnadsmaterial (bl.a. limträ, fanerträ, plywood och lamellskiva) används som volymvikt 5,0 kN/m³.

Bilaga B

Skyddsväggar och –räcken i parkeringsutrymmen för fordon

I Finland används bilaga B för dimensionering av konstruktioner som fungerar som **kollisionshinder**.

BILAGA 3

NATIONELL BILAGA

TILL STANDARD

SFS-EN 1991-1-2 EUROKOD 1: LASTER PÅ BÄRANDE KOSTRUKTIONER

Del 1-2: Allmänna laster. Påfrästningar på konstruktioner utsatta för brand

Inledning

Denna nationella bilaga används tillsammans med standard SFS-EN 1991-1-2:2002.

I denna nationella bilaga anges:

a) Nationella parametrar till följande punkter i standarden EN 1991-1-2, där nationellt val är tillåtet: 2.4(4)

– 3.1(10)

– 3.3.1.2(1)

– 3.3.1.3(1)

– 3.3.2(2)

– 4.2.2(2)

– 4.3.1(2)

b) Vägledning för användning av de informativa bilagorna A, B, C, D, E, F och G.

2.4 Temperaturanalys

2.4(4)

ANM. 1

I Finland bestäms granskningstiden enligt Finlands byggbestämmelsesamling del E1. Förfaringssätt enligt bilaga F tas ej i bruk i Finland.

ANM. 2

I Finland följs de föreskrifter och anvisningar som ges i Finlands byggbestämmelsesamling del E1 rörande dimensionering baserad på uppskattad brandutveckling.

3.1 Allmänna regler

3.1(10)

När en byggnad dimensioneras och byggs genom att ta i akt brandklasser och numeriska värden angivna i föreskrifter och anvisningar i Finlands byggbestämmelsesamling del E1, används temperatur-tidkurva för standardbrand enligt punkt 3.2.1(1). När en byggnad dimensioneras och byggs baserat på uppskattad brandutveckling som täcker de situationer som sannolikt kan uppträda i ifrågavarande byggnad, kan modeller för naturlig brand eller andra nominella temperatur-tidkurvor användas.

3.3.1.2 Bränder i rum

3.3.1.2(1)

ANM. 1

Särskild precisering rörande förfaringssätt som skall användas vid beräkning av temperaturutveckling ges ej.

3.3.1.3 Lokala bränder

3.3.1.3(1)

Förfaringssätt som skall användas vid beräkning av temperaturutveckling preciseras ej.

3.3.2 Utvecklade brandmodeller

3.3.2(2)

Förfaringssätt som skall användas vid beräkning av temperaturutveckling preciseras ej.

4.2.2 Övriga laster

4.2.2(2)

Särskilda preciseringar rörande val av tilläggslaster görs ej.

4.3.1 Allmän regel

4.3.1(2)

I Finland används värdet $\psi_{2,1} Q_1$ för nyttolaster. För snö-, is- och vindlaster används långtidsvärdet $\psi_{1,1} Q_1$ (Enligt den nationella bilagan till SFS-EN 1990).

Bilaga A **Parametriska temperatur-tidkurvor**

Bilaga A tas i bruk i Finland.

Bilaga B **Temperaturpåfrästningar på utomhus liggande konstruktionsdelar – förenklad dimensioneringsmetod**

Bilaga B tas i bruk i Finland.

Förklaring:

I den engelskspråkiga standardversionens bilaga B finns det fel i formlerna B12 och B19. De är rättade i standardens finska översättning med översättarens kommentarer.

Bilaga C **Lokala bränder**

Bilaga C tas i bruk i Finland.

Bilaga D **Utvecklade brandmodeller**

Bilaga D tas i bruk i Finland.

Bilaga E **Brandlasters densiteter**

Avsnitt E.4 "Värmeutvecklingshastighet Q" kan användas. Övriga delar av bilaga E tas ej i bruk i Finland.

Bilaga F **Ekvivalent brandmotståndstid**

Bilaga F tas ej i bruk i Finland.

Bilaga G **Synlighetsfaktor**

Bilaga G tas i bruk i Finland.

BILAGA 4

NATIONELL BILAGA
TILL STANDARD
SFS-EN 1991-1-3 EUROKOD 1: LASTER PÅ BÄRANDE
KONSTRUKTIONER
Del 1-3: Allmänna laster. Snölaster

Inledning

Denna nationella bilaga används tillsammans med standard SFS-EN 1991-1-3:2003.

I denna nationella bilaga anges:

Nationella parametrar till följande punkter i standarden SFS-EN 1991-1-3, där nationellt val är tillåtet:

- 1.1(2) - 1.1(4)
- 2(3), 2(4)
- 3.3(1), 3.3(3),
- 4.1(1), 4.1(2)
- 4.2(1)
- 4.3(1)
- 5.2(2), 5.2(5) - 5.2(8)
- 5.3.3(4), 5.3.4(3), 5.3.4(4), 5.3.5(1), 5.3.5(3), 5.3.6(1), 5.3.6(3)
- 6.2(2)
- 6.3(1), 6.3(2)
- Bilaga A

b) Vägledning för användning av de informativa bilagorna B, C, D och E.

1.1 Tillämpningsområde

1.1(2)

Denna punkt berör ej Finland.

1.1(3)

I Finland definieras ej områden som avses här.

1.1(4)

Bilaga B används ej i Finland.

2 Klassificering av laster

2(3)

I Finland uppträder ej här avsedda speciella förhållanden.

2(4)

I Finland uppträder ej här avsedd särskilt kraftig drivbildning.

3.3 Exceptionella förhållanden

3.3(1)

I Finland uppträder ej här avsedda speciella förhållanden och således gäller ej Bilaga B i Finland.

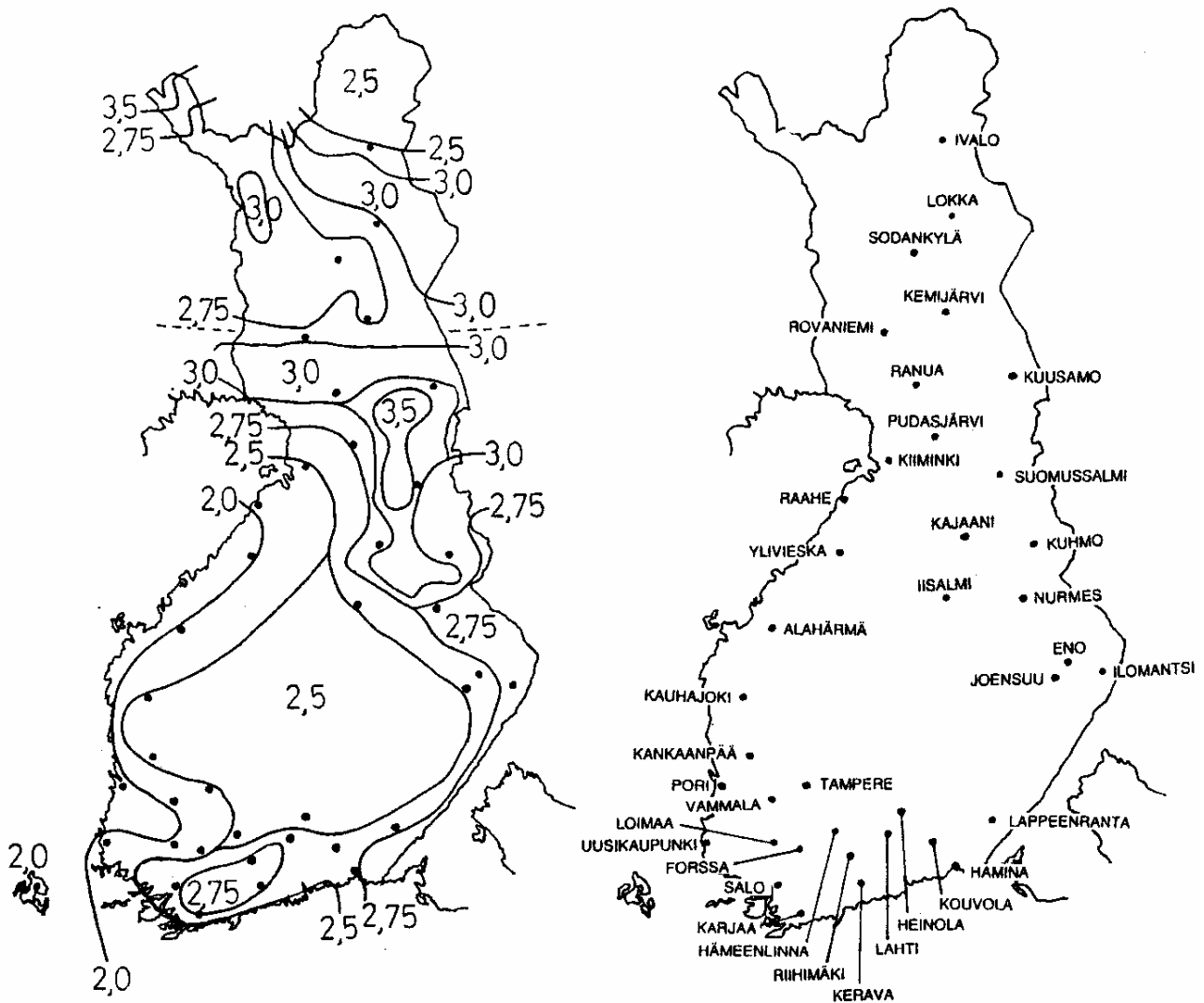
3.3(3)

Denna punkt gäller ej Finland av skäl nämnt ovan i punkt 3.3(1).

4.1 Karakteristiska värden

4.1(1)

I Finland används ej bilaga C. Snölastens karakteristiska värden vid markytan i Finland anges i figur 4.1(FI) nedan. Värden är angivna i kN/m^2 . I figuren angivna värden är minimivärden. Från fall till fall kan överenskommas om att större värden skall användas.



Figur 4.1 (FI) Karakteristiska värden för snö vid markytan i Finland. Då byggnadsplatsen ligger i ett område där värdet inte är konstant, interpoleras mellanliggande värden lineärt i proportion till avståndet från närmaste kurvor.

4.1(2)

I Finland ges ej kompletterande anvisningar.

4.2 Övriga representativa värden

4.2(1)

Koefficienterna ψ_0 , ψ_1 och ψ_2 ges i den nationella bilagan till den europeiska standarden SFS-EN 1990:2002. De upprepas i tabell 4.1 (FI).

Tabell 4.1 (FI) Värden på koefficienter ψ för byggnader

Snölast	ψ_0 *)	ψ_1	ψ_2
$s_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,5	0,2
*) På terrasser och balkonger $\psi_0 = 0$ i samband med lastklass A, B, F och G.			

4.3 Behandling av exceptionella snölasten på marken

4.3(1)

Denna punkt gäller ej Finland av skäl nämnt ovan i punkt 3.3(1).

5.2(2)

Bilaga B används ej i Finland.

5.2(5)

I Finland ges ej tilläggsanvisningar för nämnt lastfall.

5.2(6)

För nämnt lastfall ges ej kompletterande tilläggsanvisningar.

5.2(7)

I Finland används värden enligt tabell 5.1 (FI).

Tabell 5.1 (FI) Värderna på koefficienten C_e som skall används i samband med olika terrängtyper.

Terrängtyp	C_e
Vindutsatt ^a	0,8 ^{*)}
Normal ^b	1,0
Skyddad ^c	1,0
^a <i>Vindutsatt terräng</i> : flackt område utan några hinder, öppen åt alla håll så att terräng, höga byggnadsobjekt eller träd inte ger något skydd eller endast lite. ^b <i>Normal terräng</i> : område där vind som påverkar byggnadsobjekt inte nämnvärt för bort snö på grund av terräng, andra byggnadsobjekt eller träd. ^c <i>Skyddad terräng</i> : område där betraktat byggnadsobjekt befinner sig betydligt lägre än omgivande terräng eller är omgiven av höga träd eller byggnadsobjekt högre än sig själv. ^{*)} På tak med kortaste sidomått överstigande 50 meter är dock koefficienten C_e 1,0	

5.2(8)

Om takkonstruktionens värmeisolering är liten kan koefficienten C_t minskas med närmare utredning som grund. Dock skall för snölasten C_t användas minst värdet $0,5 \text{ kN/m}^2$.

5.3.3 Åstak

5.3.3(4)

I Finland presenteras inte avvikande drivbildningsform.

5.3.4 Sågtak

5.3.4(3)

Bilaga B används inte i Finland.

5.3.4(4)

När lutningen är över 60° används värdet $\mu_2 = 1,6$.

5.3.5 Bågtak

5.3.5(1)

ANM. 1

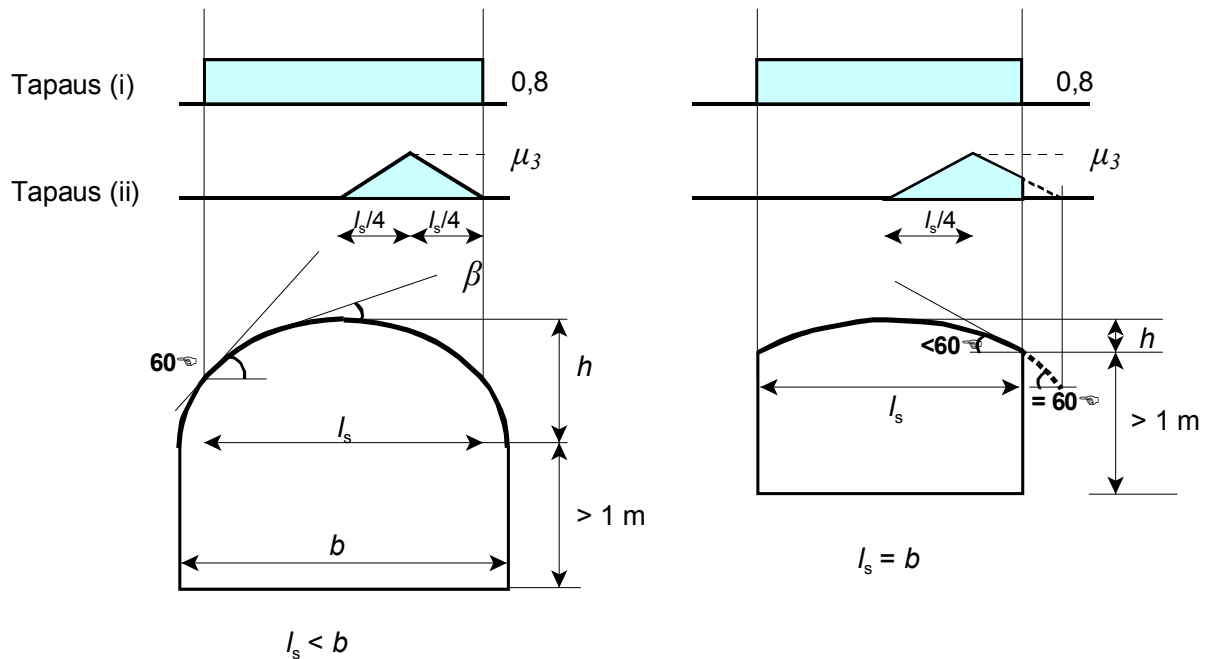
Den övre gränsen för koefficienten μ_3 är i Finland 2,0 enligt standardens figur 5.5.

ANM. 2

I Finland ges inte särskilda anvisningar rörande snöhinder.

5.3.5(3)

För snö i drivor används i Finland fördelning enligt fall (ii).i figur 5.6 (FI)



Figur 5.6 (FI): Formkoefficienter för snölast på bågtag i Finland

5.3.6 Tak, som sträcker sig till och är nära ett högre byggnadsverk

5.3.6(1)

Variationsintervallet för koefficienten μ_w i Finland är:

$0,8 \leq \mu_w \leq 2,5$, om det nedre takets area är $\geq 6 \text{ m}^2$

$0,8 \leq \mu_w \leq 1,5$, om det nedre takets area är $= 2 \text{ m}^2$

$\mu_w = 0,8$, om det nedre takets area är $\leq 1 \text{ m}^2$

där mellanliggande värden för koefficientens μ_w övre gräns interpoleras linjärt om det nedre takets area är $< 6 \text{ m}^2$.

Variationsintervallet för drivbildningslängden l_s är i Finland $2 \text{ meter} \leq l_s \leq 6 \text{ meter}$.

5.3.6(3)

Bilaga B används inte i Finland.

6.2 Drivbildning vid utsprång och hinder

6.2(2)

Variationsintervallet för drivbildningslängden l_s är i Finland $2 \text{ m} \leq l_s \leq 6 \text{ m}$

Bilaga B används inte i Finland.

6.3 Över takkanten hängande snö

6.3(1)

Denna punkt tillämpas inte i Finland.

6.3(2)

Denna punkt tillämpas inte i Finland.

Bilaga A

Dimensioneringssituationer och lastskemor för olika lägen

I Finland tillämpas endast normala förhållanden enligt punkt 3.2(1) där under normalt rådande/tillfälliga dimensioneringssituationer för fall utan drivbildning och med drivbildning används värdet $\mu_i C_e C_t s_k$.

Fall B1, B2 och B3 med exceptionella förhållanden tillämpas ej i Finland.

Bilaga B

Formfaktorer för exceptionell snödrivning

Bilaga B används inte i Finland eftersom det i Finland inte uppträder i bilagan avsedda exceptionella förhållanden.

Bilaga C

Kartor om snölast på mark för europeiska länder

Bilaga C används ej i Finland.

Bilaga D

Anpassning av snölast på mark efter återkomsttid

Bilaga D kan användas i Finland.

Bilaga E

Snöns volymvikt

Bilaga E kan användas i Finland.

BILAGA 5

NATIONELL BILAGA

TILL STANDARD

SFS-EN 1991-1-4 EUROKOD 1: LASTER PÅ BÄRANDE
KONSTRUKTIONER

Del 1-1: Allmänna laster. Vindlaster

Inledning

Denna nationella bilaga används tillsammans med standard SFS-EN 1991-1-4.

I denna nationella bilaga anges nationella parametrar och tilläggsanvisningar till följande punkter i standarden SFS-EN 1991-1-4, där nationellt val är tillåtet:

- 1.1 Tillämpningsområde, punkt (11) Anm 1
- 4.2 Referensvärden, punkt (1)P Anm 2
- 4.3.2 Terrängens råhet, punkt (1)
- 4.3.3 Terrängens utformning, punkt (1)
- 4.5 Hastighetstryck under vindby, punkt (1) Anm 2
- A.2 Terrängens inverkan
- E.1.5.1 Allmänt, punkt (1) Anm 1

Rekommendation enligt standard SFS-EN 1991-1-4 följs i följande punkter där bestämning av nationella tilläggsanvisningar skulle vara tillåtet.

1.5 (2)	6.3.2 (1)	7.7 (1) Anm 1	8.3.2 (1)
4.1 (1)	7.1.2 (2)	7.8 (1)	8.3.3 (1) Anm 1
4.2 (2)P Anm 1, 2, 3 och 5	7.1.3 (1)	7.10 (1) Anm 1	8.3.4 (1)
4.3.1 (1) Anm 1 och 2	7.2.1 (1) Anm 2	7.11 (1) Anm 2	8.4.2 (1) Anm 1 och 2
4.3.2 (2)	7.2.2 (1)	7.13 (1)	A.2 (1)
4.3.4 (1)	7.2.2 (2) Anm 1	7.13 (2)	E.1.3.3 (1)
4.3.5 (1)	7.2.8 (1)	8.1 (1) Anm 1 och 2	E.1.5.1 (1) Anm 2
4.4 (1) Anm 2	7.2.9 (2)	8.1 (4)	E.1.5.1 (3)
4.5 (1) Anm 1	7.2.10 (3) Anm 1 och 2	8.1 (5)	E.1.5.2.6 (1) Anm 1
5.3 (5)	7.4.1 (1)	8.2 (1) Anm 1	E.1.5.3 (2) Anm 1
6.1 (1)	7.4.3 (2)	8.3 (1)	E.1.5.3 (4)
6.3.1 (1) Anm 3	7.6 (1) Anm 1	8.3.1 (2)	E.1.5.3 (6)
			E.3 (2)

1.1 Tillämpningsområde

1.1(11), Anm. 1

Stabil temperaturinversion uppträder varje vinter i de nordliga delarna av Finland. Detta fenomen uppträder tidvis även i andra delar av landet. Under tiden för temperaturinversion är luftströmningarna skiktade så att vindhastigheten ovanför det svaga vindområdet nära markytan är hög. Av denna orsak ges nedan tilläggsanvisningar för beräkning av terrängkoefficient (punkt 4.3.2) och svängningsamplitud orsakad av virvelavlösning (Punkt E.1.5).

Förklaring:

Temperaturinversion är ett mycket vanligt fenomen i norra Finlands fjällområden. Mätning som gjorts i en stagad mast visar att detta fenomen även kan uppträda i södra Finland. Inversion uppträder även i högre luftlager. Därför syns fenomenets inverkan i vindhastighetsvärden motsvarande 50 års uppreppningstid. Av denna orsak beaktas i Finlands nationella bilaga luftströmningens skiktning på grund av temperaturinversion.

4.2 Referensvärden

4.2(1)P, Anm. 2

För det omodifierade referensvärdet $v_{b,0}$ för vindhastighet används i Finland följande värden:

Fastland i hela landet	$v_{b,0} = 21$ m/s
Sjöområdet: öppet hav, gles utskärgård	$v_{b,0} = 22$ m/s
Fjälltopp	$v_{b,0} = 26$ m/s
Lågland vid fjällfot	$v_{b,0} = 21$ m/s

Förklaring:

Vid fjällsluttningar beror vindens hastighet på genomsnittlig höjd från havsytan, den betraktade punktens höjd från fjällfoten, sluttningens lutningsvinkel och kompakthet samt fjällens omgivning. Vindhastighetens omodifierade värde kan räknas vid fjällsluttningar antingen med enkla strömningsmodeller eller med fullständiga beräkningsprogram för strömning genom att använda som basvärde $v_{b,0} = 26$ m/s på fjälltoppen.

4.3.2 Terrängens råhet

4.3.2(1)

Vid bestämning av råhetskoefficienten $c_r(z)$ används uttrycken (4.4) och (4.5) i standard SFS-EN 1991-1-4 och de terrängparametrar som anges i tabell 4.1 i standarden. För terrängtyp 0 tillämpas beräkningsmodellen dock så att för terrängkoefficienten används värdet $k_r = 0,18$ i stället för värdet som fås ur uttrycket (4.5).

Förklaring:

Vindhastigheter inom havsområden underskattas om uttryck (4.5) tillämpas för uppskattning av terrängkoefficienten. Av denna orsak tillämpas inom havsområden värdet $k_r = 0,18$ som baseras på statistiskt material.

4.3.3 Terrängens utformning

4.3.3(1)

Om terrängens form (t.ex. backar, branter o.dyl.) ökar vindens hastighet med över 5 % beaktas denna inverkan genom att använda terrängkoefficienten $c_0(z)$. Om byggnadens eller konstruktionens höjd är lägre än 100 m kan terrängkoefficienten bestämmas enligt bilaga A.3 till standard SFS-EN 1991-1-4. Alternativt kan användas ett närmevärde på den säkra sidan som bestäms på höjden $z = 10$ m räknat från markytan på platsen för byggnaden.

Inverkan från temperaturinversion beaktas vid dimensionering av höga konstruktioner ($h > 100$ m). Mätdata om lokala förhållanden kan användas som hjälp vid dimensionering. Om mätdata saknas kan inverkan av temperaturinversion beaktas genom att bestämma ett ytterligare lastfall. Hastighetsprofilen $v_m(z)$ för detta lastfall beräknas enligt standarden SFS-EN 1991-1-4 med hänsyn tagen först till terrängkoefficienten $c_0(z)$ bestämd efter byggnadsplatsen. Efter detta ersätts $c_0(z)$ med funktionen $c_{INV}(z) \cdot c_0(z)$ där z är höjdläget räknat från markytan på byggnadens plats och

$$c_{INV}(\eta) = 1 + \frac{H}{H_{ref}} \cdot 0,80 \quad \text{om} \quad \eta > H \quad (1a-FI)$$

$$c_{INV}(\eta) = 0,50 \quad \text{om} \quad \eta \leq H \quad (1b-FI)$$

där $\eta = z + H_s$ och:

H är terrängobjektets effektiva höjd bestämd enligt bilaga A.3 till SFS-EN 1991-1-4 samt $H_{ref} = 400$ m,

H_s byggplatsens höjdläge i förhållande till terrängen som omger terrängobjektet.

Förklaring:

I den vertikala hastighetsfördelningen för vinden uppträder en plötslig ändring när luftströmningen är skiktad på grund av temperaturinversion. För dimensionering av höga konstruktioner definieras ett ytterligare lastfall som tar hänsyn till detta fenomen. Ifrågavarande lastfall har definierats genom att granska vädermätdata från Sodankylä. Enligt dessa har det under temperaturinversion uppmätts vindhastighet på som mest 42 m/s.

4.5 Hastighetstryck under vindby

4.5(1), Anm. 2

Vid dimensionering av slanka specialkonstruktioner (som kraftledning) bestäms densiteten ρ så att den motsvarar höjdläget för byggplatsen samt temperaturen under de förhållanden som råder för det lastfall som granskas. Luftens densitet fås ur uttrycket:

$$\rho = 353/T * e^{-0,00012 H} \quad (2-FI)$$

där

ρ är luftens täthet (kg/m^3) i det lastfall som granskas

T är luftens absoluta temperatur (K) i det lastfall som granskas

H är byggplatsens höjd (m) över havet

Förklaring:

Rekommenderat värde för luftens densitet gäller för de flesta konstruktioner. Alternativt kan man använda den noggrannare metod enligt uttryck (2-FI) som är i samklang med dimensioneringsanvisningar rörande vissa specialkonstruktioner (kraftledningar, master).

Bilaga A

Terrängens inverkan

A.2 Gränsdragning mellan terrängtyper 0, I, II, III och IV

A.2(1)

Vid gränsdragning mellan terrängtyper följs förfaringssättet 1.

Förklaring:

Rekommenderade värden för avståndet på vindsidan kan preciseras om det finns tillgång till tillförlitliga mätvärden för vindhastighet från området där terrängtypen ändras.

Förfaringssätt 1 i bilaga A.2 är mycket enkelt. Därför rekommenderas den för användning vid bedömning av terrängtypernas ändringszoner. I de delar av kuststäder som befinner sig nära stranden kan dock tillämpning av denna metod leda till snabba och stora ändringar i vindlast för byggnader nära varandra. I sådana fall kan tillämpas den höjdförändring av vindhastighet som presenteras i bilaga A.5 till standarden SFS-EN-1991-1-4. Terrängtypernas övergångsområden kan också preciseras genom att använda tillförlitliga mätvärden för vindhastighet.

Bilaga E

Fenomenen virvelavlösning och aeroelastisk instabilitet

E.1.5.1 Allmänt

E.1.5.1(1), Anm. 2

En skiktad luftströmning är möjlig i den största delen av landet. Av denna orsak skall den i standard SFS-EN-1991-1-4 bilaga E.1.5.3 presenterade metoden användas för alla de konstruktioner som den är tillämpbar på.

Förklaring:

Den dynamiska impuls kraften från virvelavlösning kan förstärkas om luftströmningen är laminär. Sådana situationer som leder till stora svängningsamplituder har observerats i Mellaneuropa. Laminära luftströmningar är typiska i Finland under de ofta uppträdande temperaturinversionerna. Den beräkningsmetod som presenteras i bilaga E.1.5.3 tar hänsyn till förstärkningseffekten. Den metod som presenteras i bilaga E.1.5.2 saknar däremot den egenskapen. Av denna orsak rekommenderas att metod enligt bilaga E.1.5.3 används i Finland.

NATIONELL BILAGA**TILL STANDARD****SFS-EN 1991-1-5 EUROKOD 1: LASTER PÅ BÄRANDE KONSTRUKTIONER****Del 1-5: Allmänna laster. Temperaturpåverkan****Inledning**

Denna nationella bilaga används tillsammans med standard SFS-EN 1991-1-5:2004.

I denna nationella bilaga anges nationella parametrar till följande punkter rörande husbyggnad i standarden EN 1991-1-5, där nationellt val är tillåtet:

- 5.3(2) (tabellerna 5.1, 5.2 och 5.3)
- A.1(1)
- A.1(3)
- A.2(2)

5.3 Bestämning av temperaturprofiler

5.3(2) (tabellerna 5.1, 5.2 och 5.3)

Tabell 5.1 Riktgivande temperaturer T_{in} för inomhusluft

Som temperaturvärden T_1 och T_2 används $T_1 = 25 \text{ °C}$ (sommar) och $T_2 = 23 \text{ °C}$ (vinter).

Tabell 5.2 Riktgivande temperaturer T_{out} för byggnaders ovanjordsdelar

För luftens maximitemperatur och minimitemperatur, mätt i skugga, används temperaturvärden som bestäms i isotermkartor angivna nedan i bilaga A.

Som värden för solstrålningens inverkan på sommaren T_3 , T_4 ja T_5 används $T_3 = 5 \text{ °C}$, $T_4 = 10 \text{ °C}$ och $T_5 = 15 \text{ °C}$ för konstruktionsdelar mot norr och öster samt $T_3 = 10 \text{ °C}$, $T_4 = 20 \text{ °C}$ och $T_5 = 30 \text{ °C}$ för konstruktionsdelar mot söder eller väster samt horisontella konstruktionsdelar.

Tabell 5.3 Riktgivande temperaturer T_{out} för byggnaders underjordsdelar

Som värden för temperaturerna T_6 , T_7 , T_8 och T_9 används $T_6 = 6 \text{ °C}$, $T_7 = 4 \text{ °C}$, $T_8 = -7 \text{ °C}$ och $T_9 = -4 \text{ °C}$.

Bilaga A

Isotemer för luftens nationella minimi- och maximitemperaturer, mätt i skugga

A.1 Allmänt

A.1(1)

Luftens minimiskuggstemperaturer representerar värden där sannolikheten för underskridande under ett år är 0,02 och maximiskuggstemperaturerna representerar värden där sannolikheten för överskridande under ett år är 0,02.

Uppgifter om luftens årliga minimi- och maximitemperaturer i skuggan (isotermkartor) visas i figuren 1 och 2.

Värden för luftens temperatur mätt i skugga anpassas efter höjden över havsytan genom att minska med $0,5 \text{ °C}$ per 100 m höjdskillnad för minimitemperatur mätt i skugga och $1,0 \text{ °C}$ per 100 m höjdskillnad för maximitemperatur mätt i skugga.

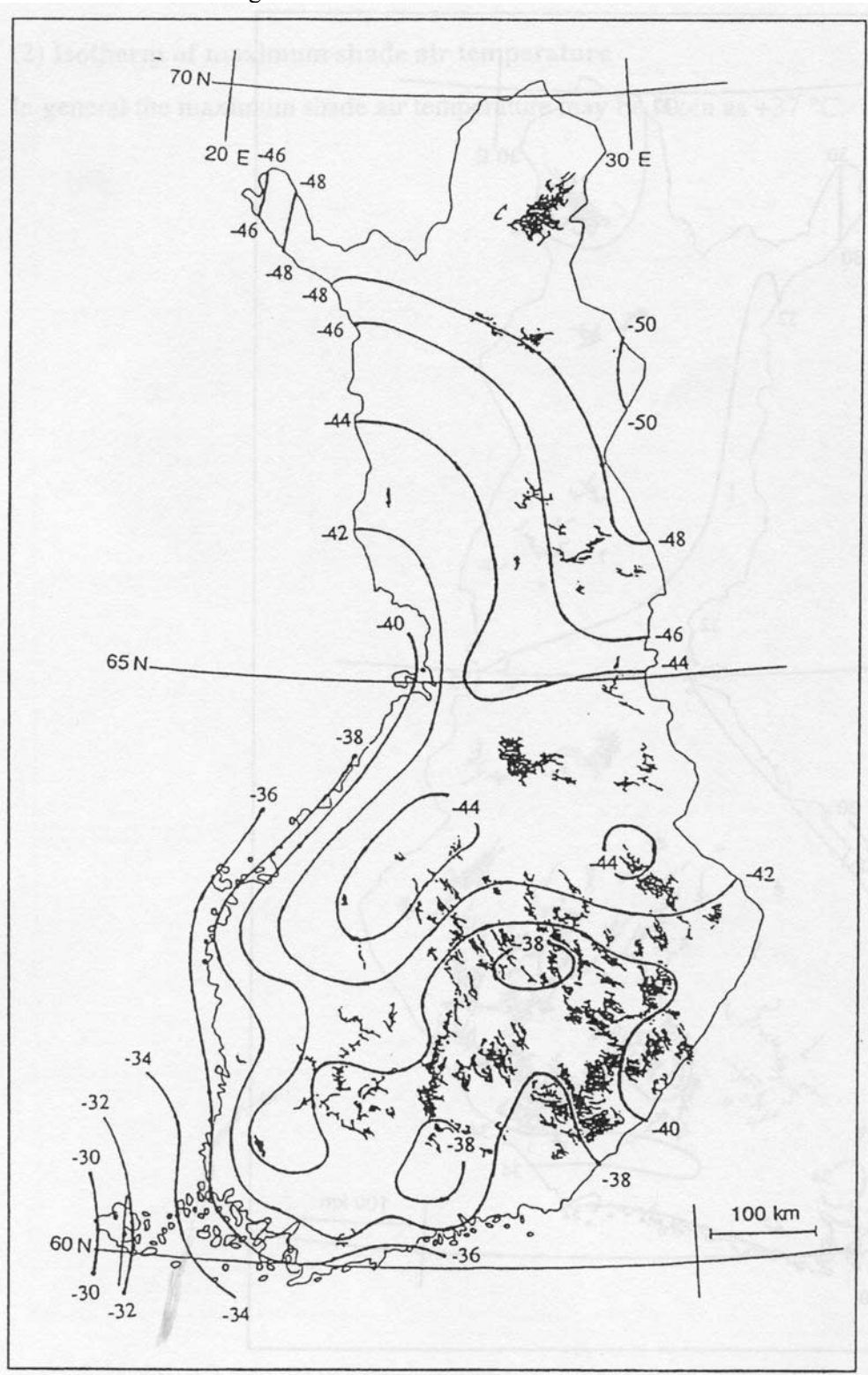
A.1(3)

Om ingen annan uppgift finns att tillgå används värdet 10 °C för begynnelsestemperaturen T_0 .

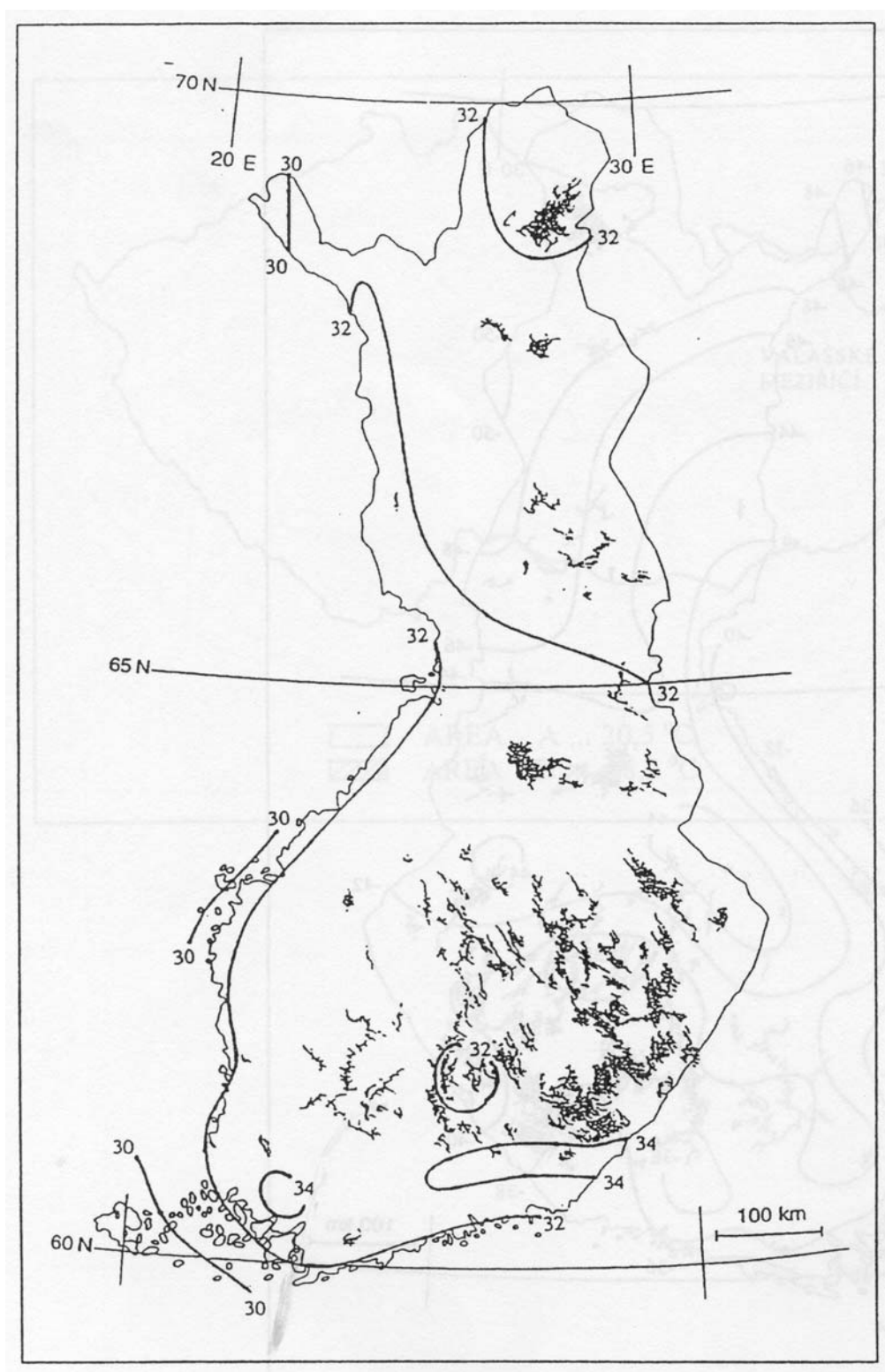
A.2 Värden för luftens maximitemperatur i skugga, när sannolikheten p för överskridande under ett år är annan än 0,02 och värden för minimitemperaturen när sannolikheten p för underskridande är annan än 0,02.

A.2(2)

Den matematiska bestämningsmodell som anges i punkt A.2(2) kan användas för bestämning av lufttemperaturens årliga maximi- eller minimivärde. Därvid bestäms temperaturens maximi- och minimivärden direkt ur statistiska uppgifter och på basis av dessa härleds koefficienterna k_1 , k_2 , k_3 och k_4 . Inga värden ges för koefficienterna i denna nationella bilaga.



Figur 1 Isothermer för minimiskuggtemperatur (°C). Betydande lokala avvikelser kan uppträda beroende på terrängens form och byggd miljö.



Figur 2 Isothermer för maximiskuggtemperatur (°C). Betydande lokala avvikelser kan uppträda beroende på terrängens form och byggd miljö.

BILAGA 7

NATIONELL BILAGA

TILL STANDARD

SFS-EN 1992-1-1 EUROKOD 2: DIMENSIONERING AV BETONG- KONSTRUKTIONER

Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader

Inledning

Denna nationella bilaga används tillsammans med standard SFS-EN 1991 samt standarderna EN 1990 och EN 1991.

I denna nationella bilaga anges nationella parametrar till följande punkter i standarden SFS-EN 1992-1-1, där nationellt val är tillåtet:

2.3.3 (3)	Betongens deformationer
2.4.2.2 (1)	Spännkraftens partialkoefficient
3.1.2	Hållfasthet
3.1.6 (1)	Dimensioneringsvärde för tryckhållfasthet och draghållfasthet
3.2.2 (3)	Egenskaper
3.2.7 (2)	Dimensioneringsantaganden
3.3.6 (7)	Dimensioneringsantaganden
4.4.1.2 (3) (5)	Betongskiktets minimivärde c_{\min}
4.4.1.3 (4)	Måttavvikelse som skall beaktas vid dimensionering
5.5 (4)	Analys enligt linjär elasticitetsteori när momenten omfördelas delvis
5.8.5 (1)	Analysmetoder
5.10.1 (6)	Allmänt
5.10.2.2 (4) (5)	Begränsning av spänning i betong
5.10.8 (2)	Spännkraftens inverkan i brottgränstillstånd
5.10.9 (1)	Spännkraftens inverkan i bruksgränstillstånd och utmattningsgränstillstånd
6.8.4 (1) (5)	Kontroll av utmattning för armeringsstål och spännstål
7.2 (5)	Begränsning av spänningar
7.3.1 (5)	Allmänna betraktelser
7.4.2 (2)	Fall där beräkning ej krävs
8.3 (2)	Tillåtna diametrar för stängers bockningsrullar
9.2.1.1 (3)	Minimi- och maximiarea för armering i tvärsnitt
9.2.1.2 (1)	Dimensionering av andra detaljer
9.3.1.1(1)	Allmänt
9.4.3	Stansningsarmering
9.5.2 (3)	Huvudarmering
9.5.3 (3)	Bygelarmering
9.6.2 (1)	Vertikal armering
9.7 (1)	Väggliknande balkar

- 9.8.4 (1)** Pelarplint mot berg
9.10.2.3 (4) Inre förband
12.3.1 (1) Betong: tilläggsantaganden vid konstruktion
A.2.1 (1) (2) Inverkan från kvalitetsövervakningens effektivitet och minskning av måttavvikelser
A.2.2 (1) (2) Reduktion som baseras på användningen av reducerade eller mätta måttuppgifter i dimensioneringen
A.2.3 (1) Reduktion baserad på bedömning av betongens hållfasthet ur den färdiga konstruktionen

Rekommendation enligt standarden SFS-EN 1992-1-1 följs i följande punkter där det skulle vara tillåtet med nationella tilläggsanvisningar:

2.4.2.1 (1)	6.2.3 (2)	9.8.1 (3)
2.4.2.2 (3)	6.2.3 (3)	9.8.2.1 (1)
2.4.2.3 (1)	6.2.4 (4)	9.8.3 (1)
2.4.2.4 (1)	6.2.4 (6)	9.8.3 (2)
2.4.2.4 (2)	6.5.2 (2)	9.8.5 (3)
2.4.2.5 (2)	6.5.4 (4)	9.10.2.2 (2)
3.1.2 (2)	6.5.4 (6)	9.10.2.3 (3)
3.1.6 (2)	6.8.6 (1)	9.10.2.4 (2)
3.3.4 (5)	6.8.6 (3)	11.3.5 (1)P
4.4.1.2 (6)	6.8.7 (1)	11.3.5 (2)P
4.4.1.2 (7)	7.2 (2)	11.3.7 (1)
4.4.1.2 (8)	7.2 (3)	11.6.1 (1)
4.4.1.2 (13)	7.2 (5)	11.6.1 (2)
4.4.1.3 (3)	7.3.2 (4)	11.6.2 (1)
4.4.1.3 (4)	7.3.4 (3)	11.6.4.1 (1)
5.1.3 (1)P	8.2 (2)	12.3.1 (1)
5.2 (5)	8.6 (2)	12.6.3 (2)
5.6.3 (4)	8.8 (1)	C.1 (1)
5.8.3.1 (1)	9.2.1.1 (1)	C.1 (3)
5.8.3.3 (1)	9.2.1.4 (1)	E.1 (2)
5.8.3.3 (2)	9.2.2 (4)	J.1 (2)
5.8.6 (3)	9.2.2 (5)	J.2.2 (2)
5.10.2.1 (1)P	9.2.2 (6)	J.3 (2)
5.10.2.1 (2)	9.2.2 (7)	J.3 (3)
5.10.3 (2)	9.2.2 (8)	
5.10.8 (3)	9.5.2 (1)	
6.2.2 (1)	9.5.2 (2)	
6.2.2 (6)	9.6.3 (1)	

Punkterna 6.4 Stansning och 9.4.3 Stansningsarmering tillämpas tillsvidare inte. Se motiveringarna i motsvarande punkt.

Dessutom anges i denna nationella bilaga vägledning om användning av de informativa bilagorna A, B, C, D, E, F, G, H, I och J.

2.3.3 Betongens deformationer

(3) I huskonstruktioner kan inverkan av temperatur och krympning lämnas därhän i totalbetraktelsen om konstruktionen förses med rörelsefogar som tillåter uppkomsten av förskjutningar. Rörelsefogbredden d_{joint} dimensioneras alltid separat med särskild hänsyn tagen till grundläggningssätt.

2.4.2.2 Spännkraftens partialkoefficient

(1) Spännkraften är i de flesta fall avsedd att vara gynnsam till sin inverkan och i brottgränsbetraktelser används för permanenta och tillfälliga dimensioneringsfall värdet $\gamma_{P, fav} = 0,9$. Detta värde kan även användas vid utmattningsbetraktelser. Spännkraftens dimensioneringsvärde kan baseras på spännkraftens medelvärde (se kap 4 i standard EN 1990)

2.4.2.4 Materialpartialkoefficienter

(1) I samband med brottgränstillstånd används materialpartialkoefficienterna γ_C och γ_S . Värderna för normalt rådande, tillfälligt och olycksdimensioneringsfall anges i tabell 2.1N. Dessa gäller ej för branddimensionering, där hänvisas till standard EN 1992-1-2.

(2) I utmattningsbetraktelser används som värden för partialkoefficienterna $\gamma_{C, fat}$ och $\gamma_{S, fat}$ värden enligt tabell 2.1N för partialkoefficienter i normalt rådande dimensioneringsfall.

Tabell 2.1 N-FI: Partialkoefficienter för material i brottgränstillstånd

Dimensioneringsfall	Betongens γ_C	Armeringens γ_S	Spännstålets γ_S
Normalt rådande och tillfälligt	1,5	1,15	1,15
Olycka	1,2	1,0	1,0

Förklaring:

Partialkoefficienterna överensstämmer med rekommendationerna. De anges här eftersom reduktionsfaktorerna som anges i bilaga A anknyter till dem.

3.1.2 Hållfasthet

(4) Som värde på korrektionskoefficient för hållfasthet hos betong med ålder över 28 dygn kan användas värdet $k_t = 1,0$.

3.1.6 Dimensioneringsvärde för tryckhållfasthet och draghållfasthet

(1)P Dimensioneringsvärde för tryckhållfasthet bestäms med formeln

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C \quad (3.15)$$

där:

γ_C är betongens partialkoefficient, se punkt 2.4.2.4 och

$\alpha_{cc} = 0,85$ är en koefficient som tar hänsyn till långtidsfaktorer med inverkan på tryckhållfasthet och ogynnsamma faktorer orsakade av lastens påverkanssätt.

3.2.2 Egenskaper

(3)P Tillämpningsregler rörande dimensionering och konstruktion av detaljer i denna eurokod gäller för det bestämda sträckgränsintervallet $f_{yk} = 400 - 700$ MPa.

3.2.7 Dimensioneringsantaganden

(2) Som mall för spännings-töjningssambandet kan användas endera av följande (se figur 3.8):

- a) ökande spänning upp till tillåten övre gräns ϵ_{ud} för deformation varvid den största spänningen är kf_{yk}/γ_S , där $k = (f_i/f_y)_k$
- b) efter uppnådd sträckgräns är spänningen konstant varvid deformationens storlek inte behöver begränsas.

Deformationens övre gränsvärde $\epsilon_{ud} = 1$ %.

3.3.6 Dimensioneringsantaganden

(7) Vid dimensionering av tvärsnitt kan användas endera av spänningsmodellerna (se figur 3.10) där:

- spänningen ökar upp till tillåten övre gräns $\epsilon_{ud} = 2$ % för töjning. Modellen kan även baseras på verkligt känt spännings-töjningssamband om sträckspänningen reduceras motsvarande figur 3.10
- plastisk spänning är konstant utan töjningsbegränsning.

4.4.1.2 Betongskiktets minimivärde c_{min}

(3) För att vidhäftningskrafterna ska kunna överföras på ett tillförlitligt sätt och betongen komprimeras tillräckligt krävs för betongskiktet minst minimivärde $c_{min,b}$ enligt tabell 4.2.

Betongskiktets minimivärde $c_{min,b}$ för runda och rektangulära spännkanaler till injekterade spännlinor samt för vidhäftningsspänneheter är följande:

- runda skyddsror: diametern
- rektangulära skyddsror: kortaste sidomåttet eller hälftet av det längre sidomåttet beroende på vilket som är större.

Tjocklek över 80 mm krävs ej för runda eller rektangulära skyddsror.

Minimivärden $c_{min,b}$ för vidhäftningsspänneheter är:

- $2,0 \times$ diameter för vajer eller tråd, även med mönstrad yta

(5) Minimivärde för betongskikt på armering och spännstål i normalbetong är $c_{min,dur}$ för exponeringsklasser och kravklasser.

Betongskiktets minimivärde $c_{min,dur}$ anges i tabell 4.3N (FI) (när planerad livslängd är 50 år).

Tabell 4.3N (FI) Minimikrav på betongskikt.

Minimikrav på betongskiktets värde $c_{min,dur}$ (mm) beroende på miljöförhållanden								
Kriterium	Exponeringsklass enligt tabell 4.1							
	X0	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XD3 XS2,3
Armering	10	10	20	25	30	30	35	40
Spännstål	10	20	30	35	40	40	45	50
100 års planerad livslängd ¹⁾	+0	+0	+5	+5	+5	+5	+5	+5
Hållfasthetsklass ≥	C20/25 -5	C30/37 -5	C35/45 -5	C35/45 -5	C35/45 -5	C40/50 -5	C35/45 -5	C45/55 -5
ByggBS B4 1-konstruktionsklass	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5

¹⁾ Om konstruktionens planerade livslängd är 100 år skall även andra beständighetskrav kontrolleras enligt ByggBS B4 (nationell bilaga till SFS-EN 206-1)

Avvikelse från rekommenderade värden för $c_{min,b}$ kan göras om allmänt accepterad livslängdsdimensionering används.

4.4.1.3 Måttavvikelse som skall beaktas vid dimensionering

(1)P För beräkning av betongskiktets nominella värde c_{nom} läggs till betongskiktets minsta värde den måttavvikelse (Δc_{dev}) som skall beaktas vid dimensionering. Till erforderligt minimivärde för betongskikt skall läggas till absolut värde för tillåten negativ avvikelse.

Tillåten måttavvikelse Δc_{dev} för betongskikt är i allmänhet 10 mm. Elementtillverkare kan för specifik elementtyp använda mindre tillåten måttavvikelse än 10 mm om det på grund av fabriken certifierade interna kvalitetsstyrningssystem är motiverat. Mindre måttavvikelse än 5 mm får dock ej användas.

(4) Om betong gjuts mot ojämna ytor skall betongskiktets nominella värde ökas generellt genom att tillåta större avvikelser i dimensioneringen. Tillägget är vanligtvis lika stort som skillnaden på grund av ojämnheten, men för betongskiktets nominella värde används minst värdet $k_1 = c_{min} + 10$ mm när betong gjuts mot utjämnad (försedd med utjämningskikt) markgrund och $k_2 = c_{min} + (20...40)$ mm, efter planerarens bedömning, bl.a. vid användning av betong som gjuts direkt mot markgrund. Betongskikt för armering ökas också genom att ta hänsyn till ytans ojämnheter; ojämnheter orsakas av eventuell ytbehandling som borstning eller vattentvätt till tvättad betong (se punkt 4.4.1.2 (1)).

5.5 Analys enligt linjär elasticitetsteori när momenten omfördelas delvis

(4) Momenten för kontinuerliga balkar och plattor kan omfördelas utan separat kontroll av vridförmåga i konstruktioner

a) som i första hand påverkas av böjbelastning

b) vars förhållande mellan spännvidder i följd ligger i intervallet 0,5... 2

om följande villkor är uppfyllda:

$$\delta \geq k_1 + k_2 x_u / d \quad \text{när } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (5.10a)$$

$$\delta \geq k_3 + k_4 x_u / d \quad \text{när } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (5.10b)$$

$\geq k_5$ när armering i klass B eller C används (se bilaga C)

$\geq k_6$ när armering i klass A används (se bilaga C)

I formlerna är:

δ är det omfördelade momentets förhållande till böjmoment enligt elasticitetsteorin

x_u är neutralaxelns avstånd från tvärsnittets tryckta kant i brottgränstillstånd efter omfördelning av momenten

d är tvärsnittets effektiva höjd.

$$k_1 = 0,44 \quad \text{när } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$k_2 = 1,10 \quad \text{när } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$k_3 = 0,54 \quad \text{när } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

$$k_4 = 1,25 (0,6 + 0,0014 / \varepsilon_{cu2}) \quad \text{när } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

$$k_5 = k_6 = 1 \quad \text{när } 100 \varepsilon_{uk} f_t / f_{yk} < 2,5$$

$$k_5 = k_6 = 0,9 - 3,21 \varepsilon_{uk} f_t / f_{yk} \geq 0,67 \quad \text{när } 100 \varepsilon_{uk} f_t / f_{yk} \geq 2,5$$

Obs. f_{yk} kan även vara $f_{0,2}$

$$\varepsilon_{uk} f_t / f_{yk} = A_{gt} R_m / R_e$$

För stål vars seghetsprodukt ($100 A_{gt} R_m / R_e$) < 4 , skall momentöverföring inte göras när $x_u / d < 0,12$.

5.8.5 Analyismetoder

(1) Analyismetoder är en allmän metod som baseras på olinjär andra ordningens analys, se punkt 5.8.6 samt följande förenklade metoder:

a) metod baserad på nominell styvhet, se punkt 5.8.7

b) metod baserad på nominell krökning, se punkt 5.8.8.

Konstruktören väljer från fall till fall vilken av metoderna "(a) eller (b)" som skall användas.

5.10.1 Allmänt

(6) Sprödbrott undviks genom att använda en eller flera av följande förfaranden:

Metod A: Minst minimiarmering enligt punkt 9.2.1 används.

Metod B: Användning av vidhäftningsspänneheter.

Metod C: Det sörs för att konditionen för spännelement i förspända konstruktionsdelar kan enkelt kontrolleras med oförstörande metoder eller genom kontinuerlig övervakning.

Metod D: Spänneheternas tillförlitliga funktion visas på ett tillräckligt sätt.

Metod E: Det säkerställs att om brott inträffar antingen när lasten ökar eller spännkraften minskar och vanlig lastkombination råder så uppstår sprickor i konstruktionsdelen innan brotthållfastheten

uppnåtts när momentens omfördelning på grund av sprickbildning beaktas.

Konstruktören väljer från fall till fall vilken av metoderna ”A, B, C, D eller E ” som skall användas för att undvika sprödbrott.

5.10.2.2 Begränsning av spänning i betong

(4) Om spännkraften i enskild spänning påförs stegvis kan kravet på betongens hållfasthet minskas. Minimihållfastheten $f_{cm}(t)$ vid tidpunkten t förutsätts vara 20 % av den hållfasthet som krävs för full spänning i europeiskt tekniskt godkännande. I intervallet mellan minimihållfasthet och erforderlig betonghållfasthet för full spänning kan spännkraften interpoleras i intervallet 0 till 100 % av full spänning.

(5) I konstruktionsdelar av spännbetong kan spänningen vid tidpunkt för spännkraftens förändring ökas till värdet $0,65 \cdot f_{ck}(t)$, om det med prov eller erfarenhet som grund kan motiveras att sprickbildning i längdled inte uppträder.

5.10.8 Spännkraftens inverkan i brottgränstillstånd

(2) I konstruktioner som permanent utförts med spänningar utan vidhäftning är det i allmänhet nödvändigt att beakta längdförändringen för hela konstruktionsdelen vid beräkning av spänningsökningen i spännstålet. Om inte detaljerad beräkning görs kan det antas att spänningsökningen från värde motsvarande effektiv spännkraft till spänning i brottgränstillstånd är $\Delta\sigma_{p,ULS} = 50$ MPa.

(3) Om spänningsökningen beräknas genom att använda hela konstruktionsdelens deformationsutrymme, används medelvärden för materialegenskaper. Dimensionerande värde för spänningsökning $\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_p \gamma_{\Delta P}$ bestäms genom att använda värden för partialkoefficienternas övre och nedre gräns $\gamma_{\Delta P,sup}$ och $\gamma_{\Delta P,inf}$ för vilka alltid används värdet 1,0.

5.10.9 Spännkraftens inverkan i bruksgränstillstånd och utmattningsgränstillstånd

(1) P I bruksgränstillstånds- och utmattningsberäkningar kan spännkraftens karakteristiska värde användas.

6.4 Stansning

Dimensionering mot stansning utförs inte tillsvidare enligt EN 1992-1-1. I stället används reglerna under punkt 2.2.2.7 i del B4 "Betongkonstruktioner, anvisningar" i Finlands byggbestämmelsesamling.

Förklaring:

Vissa motstridigheter mellan testresultat och standardens regler för stansning har observerats. Standardens regler ger kapaciteter som i vissa fall är på osäkra sidan.

6.8.4 Kontroll av utmattning för armeringsstål och spännstål

(1) Skada som orsakas av enstaka spänningsväxling $\Delta\sigma$ kan bestämmas genom att använda armeringsstålets och spännstålets relevanta S-N-kurvor (figur 6.30). Påverkande last multipliceras med partialkoefficienten $\gamma_{F,fat} = 1,0$.

Antal spänningsperioder N^* och utmattningsbeständigheten $\Delta\sigma_{Rsk}$ motsvarande spänningsamplituden delas med partialkoefficienten $\gamma_{Sfat} = 1,0$.

(5) När reglerna i punkt 6.8 används för bedömning av återstående livslängd för befintliga konstruktioner eller för utredning av förstärkningsbehov kan spänningsamplituden efter att korrosion börjat bestämmas genom att reducera spänningens exponent k_2 i raka och böjda stänger. Koefficienten k_2 fås ur stålets specifikation.

Parametrarna $\Delta\sigma_{Rsk}$ samt k_1 ja k_2 rörande utmattning tas från stålets specifikation.

7.2 Begränsning av spänningar

(5) Oacceptabel sprickbildning eller deformation kan förutsättas icke uppkomma om armeringens dragspänning i karakteristisk lastkombination inte överstiger $0,6f_{yk}$. Är armeringsspänningen orsakad av påtvingad deformation bör den inte överstiga $0,8f_{yk}$. I spänneheter bör medelspänningen inte överstiga $0,6f_{pk}$.

7.3.1 Allmänna betraktelser

(5) För den beräknade sprickbredden bestäms gränsvärdet w_{max} genom att beakta byggnadens avsedda funktion och natur samt kostnaderna för att begränsa sprickbredden.

Gränsvärdet w_{max} för sprickbredd ges i tabell 7.1N (FI).

Tabell 7.1N (FI) Värderna för gränsvärdet w_{max} (mm)

Exponeringsklass	Armerade betongkonstruktioner och ankarspännkonstruktioner utan vidhäftning	Spännkonstruktioner med vidhäftning och injekterade ankarspännkonstruktioner
	Långvarig lastkombination	Vanlig lastkombination
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4 XD1, XS1	0,3	0,2 ²
XD2, XD3 XS2, XS3,	0,2	Dragspänningsfritt tillstånd
ANM. 1 I samband med exponeringsklasserna X0 och XC1 har inte sprickbredden inverkan på beständigheten och denna gräns är satt för att säkerställa ett godtagbart utseende. Om inga krav på utseende ställs kan denna gräns mjukas upp.		
ANM. 2 I samband med dessa exponeringsklasser kontrolleras också att inte dragspänning förekommer när lasters långvariga kombination råder.		

Dimensionering av cisternkonstruktioner där täthet krävs behandlas i del SFS-EN 1992-3.

7.4.2 Fall där beräkning ej krävs

(2) Nedböjningen av balkar och plattor av armerad betong anses uppfylla krökningsbegränsningarna som ges i punkt 7.4.1 (5) och (6) om de är dimensionerade så att förhållandet mellan deras spännvidd och effektiva höjd uppfyller i denna punkt angivna gränsvärden. Gränsvärden för spännvidd och effektiv höjd kan beräknas ur formlerna (7.16.a) och (7.16.b) och genom att multiplicera dessa med korrigeringsfaktorer för olika armeringstyper och andra faktorer. Förförhöjning har inte beaktats i dessa formler

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad \text{if } \rho \leq \rho_0 \quad (7.16a)$$

(7.16.a)

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{if } \rho > \rho_0 \quad (7.16b)$$

(7.16.b)

Värden på koefficienten K anges i tabellen 7.4N (FI). I tabellen anges också de värden som fås genom användning av formel (7.16) i allmänna fall (C30, $\sigma_s = 310$ MPa, med olika konstruktionssystem och armeringsförhållanden $\rho = 0,5\%$ ja $\rho = 1,5\%$).

Tabell 7.4N (FI) Grundläggande förhållanden mellan spännvidd och effektiv höjd för stavar av armerad betong som inte påverkas av tryckande normalkraft.

Konstruktionssystem	K	Betong belastad av stor spänning, $\rho = 1,5\%$	Betong belastad av liten spänning, $\rho = 0,5\%$
Fritt upplagd balk, fritt upplagd platta, bärande i en riktning eller båda riktningarna	0,8	11	16
Kantfält i kontinuerlig balk eller kantfält i en kontinuerlig platta bärande i en riktning eller platta bärande i båda riktningarna, när plattan är kontinuerlig över en långsida	1,0	15	22
Mittfält på balk eller platta bärande i en riktning eller båda riktningarna	1,2	17	24
Platta som stöder sig på pelare utan balkar (pelardäck) (med ledning av den större spännvidden)	1,0	14	20
Konsol	0,3	4	6

ANM. 1 Angivna värden har valts så att de i allmänhet är på den säkra sidan och beräkning kan ofta visa att slankare konstruktionsdelar är möjliga.

ANM. 2 För plattor som är bärande i båda riktningarna utförs kontrollen med den kortaste spännvidden som grund. För pelardäck väljs den längre spännvidden.

ANM. 3 Gränser som anges för pelardäck motsvarar en lindrigare begränsning än nedböjningen mitt i spännvidden, storleken på denna är spännvidden delad med talet 250. Erfarenheten har visat att detta är tillräckligt.

Värden enligt formel (7.16) och tabell 7.4N har härletts ur resultaten av parametriska undersökningar. I försöksserien fanns balkar och plattor som var fritt upplagda och som hade rektangulärt tvärsnitt genom att använda allmänt förfaringssätt som anges i punkt 7.4.3. I undersökningen kontrollerades olika hållfasthetsklasser för betong och karakteristiska värdet 500 MPa för sträckhållfasthet. För viss tvärsnittsarea för armeringen beräknades brottillståndets moment och som långtidslast antogs 50 % av motsvarande totalvärde för dimensioneringslast. Erhållna gränser för förhållandet mellan spännvidd och höjd uppfyller nedböjningsbegränsningar enligt punkt 7.4.1 (5).

8.2 Avstånd mellan stänger

(2) Det fria avståndet mellan enstaka stänger i samma riktning (horisontellt och vertikalt) och avståndet mellan parallella stängers horisontella lager förutsätts vara minst det största av värdena stängens diameter, ($d_g + 3$ mm) resp. 20 mm, där d_g är stenmateriallets största kornstorlek.

8.3 Tillåtna diametrar för stängers bockningsrullar

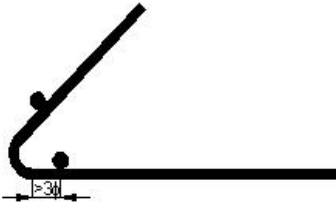
(2) För att undvika skador i armeringen förutsätts att bockningsrulle för stång (bockningsrullens diameter) är minst $\phi_{m,min}$ i enlighet med tabell 8.1N (FI).

Tabell 8.1N (FI) Minsta tillåtna diametrar på bockningsrulle för att förhindra skador på stålet


a) stänger och tråd

Minsta tillåtna diametrar på bockningsrulle för hakar, krokar och länkar (se standardens figur 8.1) är minst 2 gånger större än värde enligt böjprov för ifrågavarande stålklass.

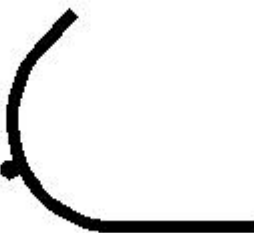
b1) svetsade armeringar och nät som bockas efter svetsning och svetsstället är utanför området för inverkan av svetsvärmen

	<p>När svetsfogen är utanför området för inverkan av svetsvärmens (HAZ) är bockningsrullens diameter i enlighet med punkt a)</p> <p>Som längd för området där svetsvärmens inverkar (HAZ) kan användas 3Ø från fogens mitt.</p>
---	---

b2) svetsade armeringar och nät där svetspunkten är inom svetsvärmens verkansområde och svetsen på bockningens insida

	<p>$\varnothing_{m,min} = 2,0$ gånger i punkt a) angivna värden</p> <p>$\varnothing_{m,min} = 1,5$ gånger i punkt a) angivna värden för monteringsvetsbara stål (SFS 1202 eller CEN/TR 15481)</p>
---	---

b3) svetsade armeringar och nät som bockas efter svetsning och där svetspunkten befinner sig inom inverkansområdet för svetsvärmens samt svetsen är på utsidan av bockningen

	<p>$\varnothing_{m,min} = 5,0$ gånger i punkt a) angivna värden</p> <p>$\varnothing_{m,min} = 3,0$ gånger i punkt a) angivna värden för monteringsvetsbara stål (SFS 1202 eller CEN/TR 15481)</p>
---	---

c) svetsade kraftfogar

Bockning kräver alltid särskilda säkerhetsåtgärder och kvalitetsövervakningsförfaranden.

ANM. Svetsning av fästförband på färdigbockade områden är tillåten för monteringsvetsbara stål (SFS 1202 eller CEN/TR 15481) med bockningar enligt punkt a).

9.2.1.1 Minimi- och maximiarea för armering i tvärsnitt

(3) Arean för drag- eller tryckarmering begränsas ej.

9.2.1.2 Dimensionering av andra detaljer

(1) Även om en monolitisk konstruktion betraktas som fritt upplagd vid konstruktion skall tvärsnittet vid stöden dimensioneras för oavsiktligt fästmoment som är minst fältets största böjmoment multiplicerad med koefficienten $\beta_f = 0,15$, såvida inte fästgraden undersöks närmare.

9.3.1.1 Allmänt

(3) Avståndet mellan stänger får vara högst $s_{max,slabs}$.

Delningens maximivärde $s_{max,slabs}$ är:

- i huvudarmeringen $3h \leq 400$ mm, där h är plattans totaltjocklek
- i fördelningsarmeringen $4h \leq 600$ mm.

Inom punktlast- eller maximimomentområden är reglerna på motsvarande sätt:

- i huvudarmeringen $2h \leq 250$ mm
- i fördelningsarmeringen $3h \leq 400$ mm.

9.4.3 Stansningsarmering

Denna punkt i standarden används inte tillsvidare. Se reglerna och förklaringarna i punkt 6.4 i denna nationella bilaga.

9.5.2 Huvadarmring

(3) Huvadarmringens area får vara högst $A_{s,max}$. Värdet för huvudarmeringens maximiarea i överlappningsområden är $A_{s,max} = 0,12A_c$ och utanför överlappningsområden $A_{s,max} = 0,06A_c$

9.5.3 Bygelarmring

(3) Byglarnas avstånd i huvudstängernas riktning får vara högst $s_{cl,tmax}$. Det minsta av följande värden gäller:

- 15 gånger minsta diameter för huvudstängerna
- pelarens minsta mått
- 400 mm

9.6.2 Vertikal armering

(1) Minimivärdet för den vertikala armeringens area i vägg är $A_{s,vmin} = 0,002A_c$ och maximivärdet är $A_{s,vmax} = 0,06A_c$.

9.7 Vägglänkande balkar

(1) Vägglänkande balkar (se definition i punkten 5.3.1 (3)) förses normalt med nät format av armering vinkelrätt mot varandra placerat nära ytan av motstående vertikala ytor, minimiarmering är $A_{s,dbmin}$.

Minimiarean är $A_{s,dbmin} = 0,0005 A_c$, men minst $150 \text{ mm}^2/\text{m}$ på båda ytorna och i båda riktningarna.

9.8.4 Pelarplint mot berg

(1) Plinten förses med tillräcklig tvärarmering för att den ska motstå spjälkningskrafterna i plinten, när bottenstrycket i brottgränstillstånd överstiger värdet $q_2 = 3$ MPa. Denna armering kan fördelas jämnt i spjälkningskraftens riktning på höjden h (se figur 9.14). Som värde för stångens diameter används minst värdet $\phi_{min} = 8$ mm.

9.10.2.3 Inre förband

(4) I mellanbjälklag utan ytgjutning där innerskarvars armering inte kan placeras tvärs spennets riktning kan tvärförbanden grupperas längs balkområdena. I detta fall är minimikraften som verkar på det inre balkområdet:

$$F_{tie} = (l_1 + l_2) / 2 \cdot q_3, \text{ dock } F_{tie} \geq q_4 \quad (9.16)$$

där:

l_1, l_2 är spännvidderna för mellanbjälklagsplattorna (meter) på båda sidor om balken (se figur 9.15)
 $q_3 = 20$ kN/m och $q_4 = 70$ kN.

Större värde än $F_{tie} = 150$ kN behöver dock ej användas om inte annat ges av belastningarna.

12.3.1 Betong: tilläggsantaganden vid konstruktion

(1) Eftersom betong utan armering saknar den armerade betongens seghet, används för den oarmerade betongens hållfasthetskoefficienter $\alpha_{cc,pl} = 0,8\alpha_{cc}$ och $\alpha_{ct,pl} = 0,6\alpha_{ct}$ mindre värden än vad motsvarande koefficienter α_{cc} och α_{ct} för armerad betong har.

Bilaga A

Ändring av materialpartialkoefficienter

Bilaga A kan användas som vägledning. Reglerna i punkt A.2 tillämpas även för färdiga delar i punkt A.3.

ANM: Konstruktionsklass 2 i ByggBS B4 kan anses motsvara nedan i punkt A.1(1) nämnda toleransklass 1 och kontrollklass 2 i förstandarden ENV 13670-1. I punkt 2.4.2.4 angivna materialpartialkoefficienter som motsvarar toleransklass 1 och kontrollklass 2 i förstandarden ENV 13670-1, motsvarar i Finland ByggBS B4 konstruktionsklass 2.

A.2.1 Inverkan från kvalitetsövervakningens effektivitet och minskning av måttavvikelser

(1) Om arbetets utförande övervakas som en del av ett kvalitetsövervakningssystem som säkerställer att tvärsnittsmåttens ogynnsamma avvikelser håller sig inom gränserna för reducerade avvikelser enligt tabell A.1, kan armeringens partialkoefficient minskas till värdet $\gamma_{s,red1}$. Villkoren anses uppfyllda i ByggBS B4 konstruktionsklass 1 med till den hörande tillåtna måttavvikelser eller med CE-märkta färdiga betongelement som har en certifierad kvalitetsövervakning och skärpta måttavvikelser enligt tabell A.1. Partialkoefficienten minskas till värdet $\gamma_{s,red1} = 1,1$.

(2) Om villkoret i punkt A.2.1.(1) uppfylls och om medelspridningen för betongens hållfasthet visas vara högst

10 % kan betongens partialkoefficient minskas till värdet $\gamma_{C,red1}$. Villkoren anses uppfyllas i ByggBS B4 konstruktionsklass 1 med till den hörande tillåtna måttavvikelser eller med CE-märkta färdiga betongelement som har en certifierad kvalitetsövervakning och skärpta måttavvikelser enligt tabell A.1. Partialkoefficienten minskas till värdet $\gamma_{c,red1} = 1,35$.

A.2.2 Reduktion som baseras på användningen av reducerade eller mätta måttuppgifter i dimensioneringen

(1) Om dimensioneringsbärförmågan beräknas med användning av sådana måttuppgifter, inberäknat tvärsnittets effektiva höjd (se figur A.1)

- som har reducerats med tillåten avvikelse eller
- som mäts i färdig konstruktion

kan partialkoefficienterna minskas till värdena $\gamma_{s,red2} = 1,05$ och $\gamma_{c,red2} = 1,45$.

(2) Om villkoret i punkt A.2.2.(1) uppfylls och om medelspridningen för betongens hållfasthet visas vara högst 10 % kan betongens partialkoefficient minskas till värdet $\gamma_{c,red3} = 1,35$.

A.2.3 Reduktion baserad på bedömning av betongens hållfasthet ur den färdiga konstruktionen

(1) Om betongens hållfasthetsvärden baseras på provning av färdig konstruktion eller konstruktionsdel enligt standard EN 13791, EN 206-1 eller relevant produktstandard, kan betongens materialpartialkoefficient γ_c minskas genom att multiplicera den med omräkningskoefficienten $\eta = 0,85$.

Den på detta sätt reducerade materialpartialkoefficienten kan redan vara reducerad enligt punkt A.2.1 eller A.2.2. För materialpartialkoefficienten används dock minst värdet $\gamma_{c,red4} = 1,2$.

Om det vid bedömning av betongens hållfasthet ur den färdiga konstruktionen för hållfasthetskravet redan har tagits hänsyn till koefficienten η (EN 1379 1: $\eta = 0,85$ eller ByggBS B4 6.3.3.4: *relationshållfastheten i konstruktioner av klass 1 är minst 85 % och i konstruktioner av klass 2 minst 80 % av den nominella hållfastheten*) får inte betongens partialkoefficient γ_c ytterligare reduceras med omräkningskoefficienten η .

Bilaga B

Krypning och krympning

Bilaga B kan användas för vägledning.

Bilaga D

Detaljerad beräkningsmetod för relaxationsförluster i spännstål

Bilaga D kan användas för vägledning.

Bilaga E

Riktgivande hållfasthetsklasser rörande beständighet

I Finland tillämpas inte tabell E.1N, utan tabellen F.1-FI i den nationella bilagan till standard EN 206-1 (se Finlands byggbestämmelsesamling B4 bilaga 3).

Bilaga F

Dragarmeringsschemor för plant spänningstillstånd

Bilaga F kan användas för vägledning.

Bilaga G

Samverkan mellan byggnad och undergrund

Bilaga G kan användas för vägledning.

Bilaga H

Globala andra ordningens effekter på konstruktioner

Bilaga H kan användas för vägledning.

Bilaga I

Analys av pelardäck och förstyrningsväggar

Bilaga I kan användas för vägledning.

Bilaga J

Exempel på områden med diskontinuitet i fråga om geometri eller last

J.1 Ytarmering
Bilaga J1 används ej.

J.2 Ramhörn
Bilaga J2 används ej.

J.3 Konsoler
Bilaga J3 kan användas för vägledning.

BILAGA 8

NATIONELL BILAGA

TILL STANDARD

SFS-EN 1992-1-2 EUROKOD 2: DIMENSIONERING AV BETONGKONSTRUKTIONER

Del 1-2: Allmänna regler. Brandteknisk dimensionering

Inledning

Denna nationella bilaga används tillsammans med standard SFS-EN 1992-1-2:2004.

I denna nationella bilaga anges:

a) Nationella parametrar till följande punkter i standarden EN 1992-1-2, där nationellt val är tillåtet:

- | | |
|-------------|---------------|
| - 2.1.3 (2) | - 5.3.2 (2) |
| - 2.3 (2)P | - 5.6.1 (1) |
| - 3.2.3 (5) | - 5.7.3 (2) |
| - 3.2.4 (2) | - 6.1 (5) |
| - 3.3.3 (1) | - 6.2 (2) |
| - 4.1 (1)P | - 6.3.1 (1) |
| - 4.5.1 (2) | - 6.4.2.1 (3) |
| - 5.2 (3) | - 6.4.2.2 (2) |

b) Vägledning för användning av de informativa bilagorna A, B, C, D och E.

c) Vägledande tilläggsinformation som inte är i strid med Eurocode-standarderna.

2.1.3 Parametrisk brandexponering

2.1.3(2)

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

Förklaring:

Sektioneringskravet baseras endast på standardbrand och där ställda temperaturgränser.

Brandsäkerhetskravet anses uppfyllt också om byggnaden projekteras och byggs baserat på antagen brandutveckling som täcker de situationer som sannolikt uppträder i byggnaden ifråga. Kravets uppfyllande verifieras i varje enskilt fall genom att ta hänsyn till byggnadens egenskaper och användning (Finlands byggbestämmelsesamling EI:1.3.2).

2.3 Dimensioneringsvärden för materialegenskaper

2.3(2)P

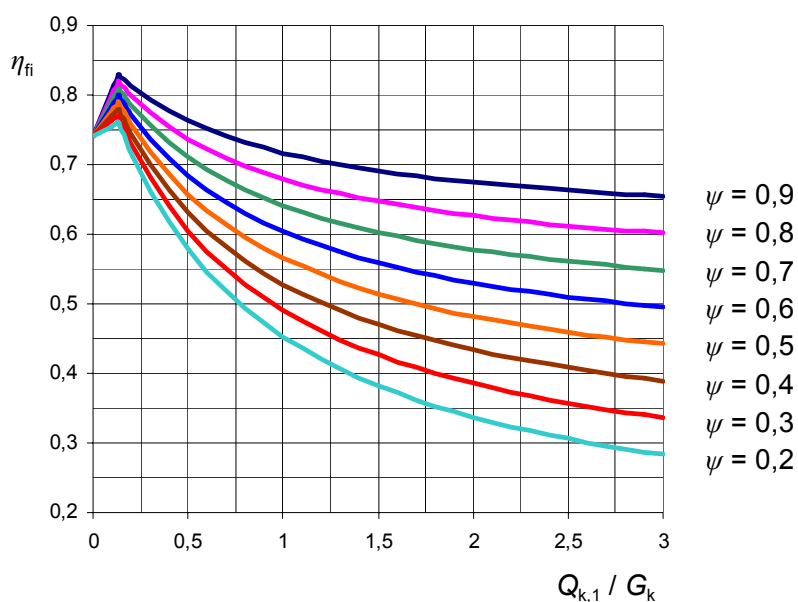
Som materialpartialkoefficienter för betong, armeringsstål och spännstål används rekommenderade värden $\gamma_{M,fi} = 1,0$ när det gäller såväl termiska som mekaniska egenskaper.

2.4.2 Analys av konstruktionsdelar

2.4.2(3)

Anmärkning 1: I Finland används partialkoefficienter för last enligt den nationella bilagan till SFS-EN 1990. Motsvarigheten till figur 2.1 i SFS-EN 1992-1-2 visas i figur 2.1 (FI) nedan där reduktionsfaktorn har beräknats som funktion av lastförhållande $Q_{k,1}/G_k$ med de värden för partialkoefficienter som används i Finland.

Anmärkning 2: Som förenkling används det rekommenderade värdet $\eta_{fi} = 0,7$.



Figur 2.1 (FI) Reduktionsfaktorns η_{fi} variation som funktion av lastförhållandet $Q_{k,1} / G_k$ med partialkoefficientvärden för last enligt den nationella bilagan till EN 1990.

3.2.3 Armeringsstål

3.2.3(5)

Klass N (tabell 3.2a) kan användas för alla armeringsstål som är i enlighet med i Finland gällande standarder.

För användning av klass X (tabell 3.2b) gäller följande tilläggsvillkor:

Hållfasthetsegenskaperna vid höga temperaturer bestäms i tillämpliga delar enligt standard SFS-EN 10002-5.

Hållfasthetsegenskaperna för armeringsstål vid höga temperaturer bestäms som inledande kontroll vid temperaturerna 300 °C, 400 °C, 450 °C, 500 °C och 550 °C.

Töjningsgränskraven $R_{p0,2}$ anges i tabell 3.2 (FI), där f_{yk} är stålets nominella sträck- eller 0,2-gräns vid rumstemperatur.

Tabell 3.2 (FI) Hållfasthetskrav på armeringsstål vid höga temperaturer

Temperatur (°C)	$R_{p0,2}$ (% f_{yk})
300	87
400	80
450	70
500	60
550	45

3.2.4 Spännstål

3.2.4(2)

I Finland kan vilken som helst av klasserna A eller B användas.

3.3.3 Värmeledningsförmåga

3.3.3(1)

För värmeledningsförmågan används nedre gränsvärdet.

4.1 Allmänt

4.1(1)P

Tillägsregler för användning av avancerade beräkningsmetoder ges ej.

4.5.1 Explosionsartad avspjälkning

4.5.1(2)

Som gränsvärde vid kontroll av risken för explosionsartad sprickbildning används värdet $k = 2,5\%$.

5.2 Allmänna dimensioneringsregler

5.2(3)

För belastningsnivån ges ej avvikande värden, $\eta_{fi} = 0,7$ gäller.

5.3.2 Metod A

5.3.2(3)

Anmärkning 1: För excentriciteten används gränsvärdet $e_{\max} = 0,4h$ (och b).

5.6.1 Allmänt

5.6.1(1)

För livtjocklek används klass WC.

5.7.3 Kontinuerliga massiva plattor

5.7.3(2)

Tilläggsregler för plattors vridkapacitet på stöden ges ej.

6.1 Allmänt

6.1(5)

Vid minskning av hållfastheten för höghållfast betong vid höga temperaturer används klass FI enligt tabell 6.1 (FI) för alla hållfasthetsklasser för betong.

Tabell 6.1 (FI) Hållfasthetens minskning vid höga temperaturer

Betongens temperatur θ °C	$f_{c,\theta}/f_{ck}$ Klass FI
20	1,00
50	1,00
150	0,75
300	0,75
800	0,15
900	0,08
1000	0,04
1100	0,01
1200	0,00

6.2 Avspjälkning

6.2(2)

Metod A: Används ej

Metod B: Kan användas

Vägledande tilläggsinformation till metod B:

Betongtyper som har följande egenskaper har visat sig vara godtagbara:

- cement CEM I 42,5 (eller 52,5) R
- silikat högst 10 % av cementvikten,
- naturstenmaterial, och
- när betongen uppnått cirka 60 % av sin nominella hållfasthet får den torka, dvs. lång fuktefterbehandling får inte användas.

Metod C: Kan användas

Metod D: Kan användas

6.3 Termiska egenskaper

6.3(1)

Anmärkning 1: För höghållfast betongs temperaturledningsförmåga används lägre gränsvärde enligt punkt 3.3.3.

6.4.2.1 Pelare och väggar

6.4.2.1(3)

För klass FI används koefficienten $k = 1,3$. Klass FI är definierad ovan i tabell 6.1 (FI).

6.4.2.2 Balkar och plattor

6.4.2.2(2)

Koefficienterna k_m i tabell 6.2N gäller inte för klass FI (definierad ovan i tabell 6.1 (FI)). I deras ställe används noggrannare metoder, till exempel 400 °C isoterm som i punkt 6.4.2.1 för pelare och väggar.

6.4.3 Tabelldimensionering

6.4.3(1)

Vägledande tilläggsinformation:

Armeringens centeravstånd kan justeras genom att använda noggrannare metoder enligt punkt 5.2. Med hänsyn tagen till att temperaturledningsförmågan för höghållfast betong enligt Finlands nationella bilaga är samma som för normalhållfast betong leder användning av noggrannare metoder till att centeravståndet inte behöver ökas med koefficienten k .

Bilaga A Temperaturprofiler

Bilagan kan användas

Bilaga B Förenklade beräkningsmetoder

Bilagan kan användas, men inte för parametrisk brand.

Bilaga C Knäckning av pelare under brandsituation

Bilagan används i samband med metod B.

Bilaga D**Beräkningsmetoder rörande skjuvning, böjning och förankring**

Bilagan används ej om inte resultaten verifieras separat.

Bilaga E**Förenklad beräkningsmetod för balkar och plattor**

Bilagan kan användas om inte noggrannare beräkningar görs.

BILAGA 9

NATIONELL BILAGA

TILL STANDARD

SFS-EN 1993-1-1 EUROKOD 3: DIMENSIONERING AV
STÅLKONSTRUKTIONER.

Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader

Inledning

Denna nationella bilaga används tillsammans med standard SFS-EN 1993-1-1:2005.

I denna nationella bilaga anges:

a) Nationella parametrar till följande punkter i standard SFS-EN 1993-1-1, där nationellt val är tillåtet:

- 1.1.1(3) Förklaring
- 2.3.1(1) Anmärkning 1
- 3.1.(2)
- 3.2.1(1)
- 3.2.2(1)
- 3.2.3(3)B
- 3.2.4(1) Anmärkning 3B
- 5.2.1(3)
- 5.2.2(8)
- 5.3.2(3)
- 5.3.2(11)
- 5.3.4(3)
- 6.1.(1) Anmärkning 1
- 6.1.(1) Anmärkning 2B
- 6.3.2.2(2)
- 6.3.2.3(1)
- 6.3.2.3(2)
- 6.3.2.4(1)B Anmärkning 2B
- 6.3.2.4(2)B Anmärkning B
- 6.3.3.(5) Anmärkning 2
- 6.3.4(1)
- 7.2.1(1)B
- 7.2.2(1)B
- 7.2.3(1)B Förklaring .

b) Vägledning för användning av de informativa bilagorna A, B, AB och BB.

1.1.1 Tillämpningsområde för Eurocode 3

1.1.1(3)

Förklaring:

I standarden SFS-EN 1993 hänvisas till standard SFS-EN 1090 rörande utförande som ännu inte är färdig när detta skrivs. För utförandet kan följas den gällande anvisningen B7 i Finlands byggbestämmelsesamling inom dess tillämpningsområde, till dess standarderna SFS-EN 1090-1 och SFS-EN 1090-2 är färdiga. Till dess kan för toleranser även följas standarderna SFS 5867 och SFS 5871, men för begynnelsekrökning av en tryckt stång följs värde enligt anvisningarna B7.

2.3.1 Belastningar och miljöinverkan

2.3.1(1), Anmärkning 1

Standarderna SFS-EN 1990 och SFS-EN 1991 samt tillhörande nationella bilagor följs. För bestämning av karakteristiska värden på islaster följs standard ISO 12494.

3.1 Allmänt

3.1(2)

Utöver i tabell 3.1 upptagna material kan dessutom följande stålsorter användas:

- a) Stålsorterna S315MC, S355MC, S420MC och S460MC enligt standard SFS-EN 10149-2.
- b) Stålsorterna S260NC, S315NC, S355NC och S420NC enligt standard SFS-EN 10149-3.
- c) De stålsorter som har ett gällande produktgodkännande där det hänvisas till punkt 3.1(2) och ifrågasatt stålsort konstateras lämpa sig för användning enligt SFS-EN 1993-1-1.

I fall a) och b) bestäms slagseghetskravet enligt option 5 i punkt 11 standard SFS-EN 10149-1.

Stålens egenskaper skall uppfylla de krav som anges i SFS-EN 1993-1-1 och dess nationella bilaga.

För stålsorter enligt standard SFS-EN 10149-2 och SFS-EN 10149-3 anges värdet för β_w i den nationella bilagan till standard SFS-EN 1993-1-8.

För stålsorter enligt standard SFS-EN 10149-2 och SFS-EN 10149-3 kan de mekaniska egenskaperna vid höga temperaturer bestämmas enligt den nationella bilagan till standard SFS-EN 1993-1-2.

För stålsorter enligt standard SFS-EN 10149-2 och SFS-EN 10149-3 kan den största tillåtna tjockleken för konstruktionsdel bestämmas enligt den nationella bilagan till standard SFS-EN 1993-1-10.

3.2.1 Materialegenskaper

3.2.1(1)

Båda alternativen kan användas.

3.2.2 Seghetskrav

3.2.2(1)

Stål som används skall uppfylla kraven som anges i anmärkningen om det inte i någon del av standard SFS-EN 1993 eller i den nationella bilagan till någon del av standarden SFS-EN 1993 anges något annat.

3.2.3 Brottseghet

3.2.3(1)

Den lägsta användningstemperaturen bestäms enligt standard SFS-EN 1991-1-5 och dess nationella bilaga. Säkerheten mot sprödbrott kontrolleras vid alla användningstemperaturer med det lastfall som uppträder i ifrågavarande användningstemperatur. Situationen under monteringen beaktas också med användning av ändamålsenliga lastkombinationer och temperaturer under monteringsperioden.

3.2.3(3)B

För tryckt utsatta konstruktionsdelar i byggnader används värdet $\sigma_{Ed} = 0,25 f_y(t)$.

I punkt 2.1(2) i standard SFS-EN 1993-1-10 konstateras att för konstruktionsdelar utsatta för enbart tryckspänning behöver inte krav gällande brottseghet ställas. Dock skall rekommendationen i anmärkning B ovan följas.

3.2.4 Egenskaper i tjockleksriktning

3.2.4(1), Anmärkning 3B

För byggnader används värden enligt tabell 3.2.

5.2.1 Inverkan av konstruktionens förskjutningstillstånd

5.2.1(3)

Inga andra värden anges för α_{cr} .

5.2.2 Stabilitet för ramar

5.2.2(8)

Knäcklängder bestäms enligt principerna för strukturell mekanik.

Andra ordningens inverkan beaktas vid dimensionering av stängers tvärsnitt samt vid dimensionering av förband, fästen och skarvar.

5.3.2 Onoggrannhet vid totalanalys av ramar

5.3.2(3)

Värden enligt tabell 5.1 skall användas.

5.3.2(11), Anmärkning 2

Metoden tillämpas inte.

5.3.4 Stängers onoggrannheter

5.3.4(3)

Vid beräkningar skall användas värdet $k = 0,5$.

6.1 Allmänt

6.1(1), Anmärkning 1

Partialkoefficienter för konstruktioner som standarden SFS-EN 1993 inte berör anges inte.

6.1(1), Anmärkning 2B

Rekommenderade värden skall användas.

6.3.2.2 Vippningskurvor - Allmänt fall

6.3.2.2(2)

Värden angivna i tabell 6.3 skall användas.

6.3.2.3 Vippningskurvor för valsade och motsvarande svetsade profiler

6.3.2.3(1)

a) För valsade, dubbelsymmetriska I- och H-profiler med konstant tvärsnitt samt varmvalsade och kallformade konstruktionsrör används följande värden:

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \quad (6.3.2.3(1)) \text{ (FI)}$$

$$\beta = 0,75. \quad (6.3.2.3(2)) \text{ (FI)}$$

b) För svetsade, dubbelsymmetriska I-profiler med standardtvärsnitt används följande värden:

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,2 \quad (6.3.2.3(3)) \text{ (FI)}$$

$$\beta = 1,0. \quad (6.3.2.3(4)) \text{ (FI)}$$

I båda fallen väljs vippningskurva ur tabell 6.5 (FI)

Tabell 6.5 (FI) Val av vippningskurva efter tvärsnitt med användning av formel (6.57)

Tvärsnitt (tvärsnittet är konstant längs stången)	Gränser	Vippningskurva
Valsade dubbelsymmetriska I- och H-profiler samt varmvalsade konstruktionsrör	$h/b \leq 2$ $2 < h/b < 3,1$	b c
Svetsade dubbelsymmetriska I- och H-profiler samt kallformade konstruktionsrör	$h/b \leq 2$ $2 < h/b < 3,1$	c d

I alla andra fall skall regler enligt punkt 6.3.2.2 tillämpas.

6.3.2.3(2)

Värdet $f = 1,0$ skall användas.

6.3.2.4 Förenklad metod för i sidled stödda balkar i byggnader

6.3.2.4(1)B, Anmärkning 2B

Gränsvärdet $\bar{\lambda}_{c0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0,1$ skall användas.

6.3.2.4(2)B, Anmärkning B

Värdet $k_{\ell} = 1,10$ skall användas.

6.3.3 Böjning och axiell tryckning av stänger med standardtvärsnitt

6.3.3(5), Anmärkning 2

Alternativ metod 2 skall användas om den är tillämplig. Alternativ metod 1 får användas.

6.3.4 Allmän metod för beräkning av knäckning och vippning

6.3.4(1)

Denna metod får användas om andra metoder presenterade i standard SFS-EN 1993-1-1 inte är tillämpliga. I dessa fall redogörs från fall till fall för den allmänna metodens tillämpbarhet.

7.2.1 Vertikala nedböjningar

7.2.1(1)B

Bruksgränstillstånd för slutliga nedböjningar (w_{max} , se standard SFS-EN 1990) och förskjutningar på grund av karakteristiska lastkombinationer med statisk belastning, när utböjningarna är skadliga, är enligt tabell 7.1 (FI) om inte andra värden kan anses bättre lämpade på grund av konstruktionens slag, användningsområde eller verksamhetens natur. Genom förkompensation (w_c , se standard SFS-EN 1990) kan utböjning på grund av statisk last kompenseras om det inte medför skada.

Tabell 7.1 (FI) Bruksgränstillstånd för nedböjningar och förskjutning

Konstruktion	Gränsvärde för nedböjning eller förskjutning
Huvudbalkar - i yttertak och skärmtak - i mellanbjälklag	L/300 L/400
Konsoler	L/150
Takåsbalkar	L/200
Väggbalkar	L/150
Profilskivor - i tak där det inte finns risk för ansamling av vatten eller skada på täckning - i tak där det finns risk för ansamling av vatten eller skada på täckning - om $L \leq 4,5$ m - om $4,5 \text{ m} < L \leq 6,0$ m - om $L > 6,0$ m - i mellanbjälklag - i väggar - i konsoler	L/100 L/150 30 mm L/200 L/300 L/100 L/100
Gränstillstånd för horisontell deformation av konstruktion - en- och tvåvånings byggnader - övriga byggnader	H/150 H/400
L är spännvidden H är höjden för kontrollerad punkt i byggnaden	
Byggnader med kranbana, se standard SFS-EN 1993-6 och dess nationella bilaga	

7.2.2 Horisontella nedböjningar

7.2.2(1)B

Se tabell 7.1 (FI) under punkt 7.2.1.

7.2.3 Dynamisk påverkan

7.2.3(1)B

Förklaring:

*Tilläggsinformation finns i Stålbyggnadsföreningens rf Stålnormkort **Kävelystä aiheutuvat välipohjien värähtelyt**, No. 17/2005 (Vibrationer av bjälklag förorsake av gång).*

Bilaga A

Metod 1: Samverkansfaktorer k_{ij} för samverkansformel under punkt 6.3.3(4)

Bilaga A kan användas.

Bilaga B

Metod 2: Samverkansfaktorer k_{ij} för samverkansformel under punkt 6.3.3(4)

Bilaga B kan användas.

Bilaga AB

Tilläggsregler för dimensionering

Bilaga AB kan användas.

Bilaga BB

Knäckning av stänger i huskonstruktioner

Bilaga BB kan användas.

BB.1.3 Konstruktionsrör som stänger

BB.1.3(3)B

Vid fackverk tillverkade av konstruktionsrör, då diagonalens ända inte är tillplattad och då diagonalens ända är svetsad runt omkring till ramstång av konstruktionsrör, kan diagonalens knäcklängd L_{cr} generellt väljas till $0,75L$ både för knäckning i fackverkets plan och vinkelrätt mot fackverkets plan. Mindre knäcklängd kan användas om provning eller beräkningar finns till förfogande.

BILAGA 10

NATIONELL BILAGA**TILL STANDARD****SFS-EN 1993-1-2 EUROKOD 3: DIMENSIONERING AV
STÅLKONSTRUKTIONER.****Del 1-2: Brandteknisk dimensionering****Inledning**

Denna nationella bilaga används tillsammans med standard SFS-EN 1993-1-2:2005.

I denna nationella bilaga anges:

a) Nationella parametrar till följande punkter i standard SFS-EN 1993-1-2, där nationellt val är tillåtet:

- 1.1.2(6) Förklaring
- 2.1.3 Förklaring
- 2.3(1)
- 2.3(2)
- 2.4.2(3)
- 4.1(2)
- 4.2.3.6(1) Anmärkning 2
- 4.2.4(2) .

b) Vägledning för användning av de informatiska bilagorna C, D och E.

1.1.2 Tillämpningsområde för standarden EN 1993-1-2

1.1.2(6)

Förklaring:

Anvisningar som ges i standard SFS-EN 1993-1-2 och dess nationella bilaga kan även tillämpas på stål som anges i punkt 3.1(2) i den nationella bilagan till standard SFS-EN 1993-1-1.

2.1.3 Parameterstyrd brandexponering

Förklaring:

För sektionering följs standard SFS-EN 1994-1-2 och dess nationella bilaga.

2.3 Dimensioneringsvärden för materialegenskaper

2.3(1)

Värdet $\gamma_{M,fi} = 1.0$ skall användas.

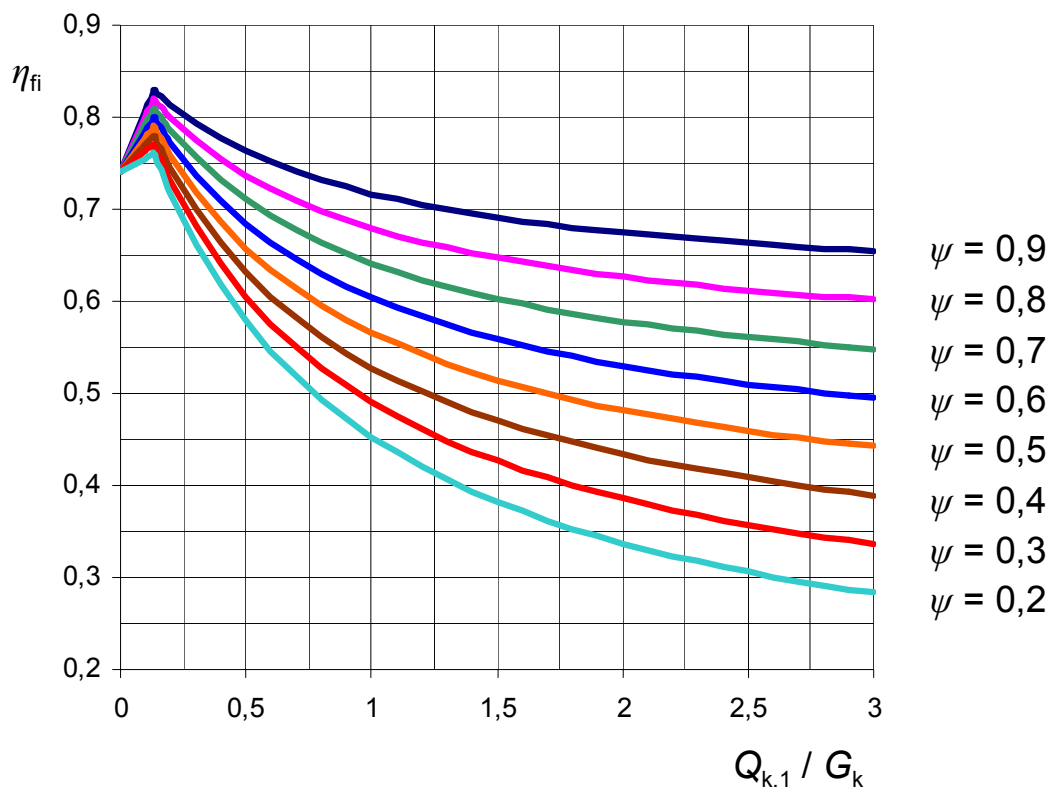
2.3(2)

Värdet $\gamma_{M,fi} = 1.0$ skall användas.

2.4.2 Analys av konstruktionsdel

2.4.2(3), Anmärkning 1

Partialkoefficienter enligt den nationella bilagan till standard SFS-EN 1990 används. Den ursprungliga figuren 2.1 ersätts med en ny figur 2.1 (FI).



Figur 2.1(FI) Reduktionsfaktor η_{fi} som funktion av lastförhållande $Q_{k,1} / G_k$ enligt de kombinationsregler för laster som anges i den nationella bilagan NA SFS-EN 1990

4.1 Allmänt

4.1(2)

Avancerade beräkningsmodeller får användas. Detaljerade anvisningar anges inte. Se även nationell bilaga till standard SFS-EN 1991-1-2.

4.2.3.6 Stänger som hör till tvärsnittsklass 4

4.2.3.6(1), Anmärkning 2

Värdet $\theta_{\text{crit}} = 450 \text{ °C}$ får användas tillsammans med motsvarande värde $k_{p0,2,\theta} = 0,59$. $k_{p0,2,\theta}$, se bilaga E.

4.2.4 Kritisk temperatur

4.2.4(2)

Andra värden anges inte.

Bilaga C

Rostfritt stål

Bilaga C kan tillämpas.

Förklaring:

För stålsorterna 1.4318, 1.4318 C850 och 1.4571 C850 kan användas i publikationen "Euro Inox: Käsikirja – Ruostumattomien terästen käyttö kantavissa rakenteissa, kolmas painos, Brussel 2006" angivna egenskaper vid höga temperaturer.

Bilaga D

Förband

Bilaga D kan tillämpas.

Bilaga E

Tvärsnittsklass 4

Bilaga E kan tillämpas.

BILAGA 11

NATIONELL BILAGA

TILL STANDARD

SFS-EN 1993-1-8 EUROKOD 3: DIMENSIONERING AV
STÅLKONSTRUKTIONER.

Del 1-8: Dimensionering av förband

Inledning

Denna nationella bilaga används tillsammans med standard SFS-EN 1993-1-8:2005.

I denna nationella bilaga anges:

Nationella parametrar till följande punkter i standard SFS-EN 1993-1-8, där nationellt val är tillåtet:

- 1.2.6
- 2.2(2)
- 3.1.1(3)
- 3.4.2(1)
- 4.5.3.2 Förklaring
- 4.5.3.3 Förklaring
- 5.2.1(2)
- 6.2.7.2(9) .

1.2.6 Referenser

Referensstandardgrupp 6: Nitar

Standarderna DIN 124 Halbrundniete – Nenndurchmesser 10 bis 36 mm (1993) och DIN 302 Senkniete - Nenndurchmesser 10 bis 36 mm (1993) kan användas. Standarden NF E 27156 – Elements de fixation – Rivets a tete ronde destines a l'execution des constructions metalligues, Septembre 1983 kan användas. Nitar som uppfyller kraven enligt standarderna SS 39 och SS 318 kan användas. I nitar kan användas material enligt standarden SFS-EN 10263-2.

2.2 Allmänna krav

2.2(2)

I anmärkningen angivna värden på partialkoefficienter skall används.

3.1.1 Allmänt

3.1.1(3)

Rekommenderas att endast använda hållfasthetsklass 8.8 och 10.9 för skruv.

3.4.2 Infästningar utsatta för dragkraft

3.4.2(1)

Förspänningen är i detta fall $0,7 f_{ub} A_s$. Härvid kontrolleras skruvfästena minst på samma sätt som icke-förspända skruvfästen.

4.5.3.2 Komponentmetod

Förklaring:

För stålsorter enligt standarderna SFS-EN 10149-2 och SFS-EN 10149-3 bestäms värdet för β_w med värdet på sträckgränsen som grund på samma sätt som för stålsorter enligt standard SFS-EN 10025.

4.5.3.3 Förenklad metod för bestämning av hållfastheten för kälsvetsar

Förklaring:

För stålsorter enligt standarderna SFS-EN 10149-2 och SFS-EN 10149-3 bestäms värdet för β_w med värdet på sträckgränsen som grund på samma sätt som för stålsorter enligt standard SFS-EN 10025.

5.2.1 Allmänt

5.2.1(2)

Tilläggsinformation anges inte.

6.2.7.2 Balk-pelarförband med ändplattor fästa med skruv i pelare

6.2.7.2(9)

Tilläggsinformation anges inte.

BILAGA 12

NATIONELL BILAGA**TILL STANDARD****SFS-EN 1993-1-9 EUROKOD 3: DIMENSIONERING AV
STÅLKONSTRUKTIONER.****Del 1-9: Utmattning****Inledning**

Denna nationella bilaga används tillsammans med standard SFS-EN 1993-1-9:2005.

I denna nationella bilaga anges:

a) Nationella parametrar till följande punkter i standard SFS-EN 1993-1-9, där nationellt val är tillåtet:

- 1.1(2) Anmärkning 1
- 1.1(2) Anmärkning 2
- 2(2)
- 2(4)
- 3(2) Anmärkning 2
- 3(7)
- 5(2) Anmärkning 2
- 6.1(1)
- 6.2(2)
- 7.1(3) Anmärkning 2
- 7.1(5)
- 8(4) Anmärkning 2 .

1.1 Tillämpningsområde

1.1(2), Anmärkning 1

Toleranser och utförande i allmänhet, se punkt 1.1.1 i den nationella bilagan till standard SFS-EN 1993-1-1.

1.1(2), Anmärkning 2

Tilläggskrav rörande kontroll, se 3(2) anmärkning 2.

2 Grundkrav och metoder

2(2)

Tilläggskrav om bestämning av särskild belastningsmodell för utmattningslaster anges inte.

2(4)

Tilläggskrav för att bestämma utmattningshållfastheten ur provresultat anges inte.

3 Tillförlitlighetskontroller

3(2), Anmärkning 2

Följande regler tillämpas för kontrollprogram.

- a) Vid dimensionering enligt skadetålighetsmetoden, skall säkras, att i fall av skada förorsakad av olyckslast, material, korrosion eller utmattning, den kvarstående konstruktionen alltid kan bära den avsedda lastkombinationen utan brott över den angivna gränsen tills skadan kan upptäckas och den skadade konstruktionen kan repareras eller ersättas med en annan konstruktion.
- b) Kontrollerad lastkombination och godtagbar skadeomfattning skall överenskommas med kunden, konstruktören och den behöriga myndigheten och ovannämnda fakta skall dokumenteras i projektspecifikationen. Vid dimensionering enligt skadetålighetsmetoden om anges kontrollmetoder och tidpunkter samt förfaringssätt som skall användas när konstruktionen har uppnått sin livslängd.
- c) För att garantera tillräcklig skadetåglighet utarbetas anvisningar för utförandet av periodisk kontroll och periodiskt underhåll i ändamålsenlig omfattning så att de motsvarar säkerhetskraven. Anvisningar för användning, underhåll och kontroll av utmattningsbelastade konstruktioner presenteras i den för byggnad eller utmattningsbelastade konstruktioner gällande bruks- och underhållsanvisningen. Anvisningar för användning, underhåll och kontroll av utmattningsbelastade konstruktioner överlämnas vid slutsyn till ägaren av konstruktionen.
- d) Alla utmattningsbelastade konstruktioner inklusive bärande förband skall vara tillräckligt tillgängliga för ändamålsenlig kontroll och underhåll. Vid val av partialkoefficienter tas hänsyn till de verkliga möjligheterna att utföra den av skadetålighets principen förutsatta kontrollen.

3(7)

Rekommenderade värden enligt tabell 3.1 följs. I allmänhet följs principen om skadesäkerhetsmetod.

5 Beräkning av spänningar

5(2) Anmärkning 2:

Vid beräkning av spänningar i tvärsnittsklass 4 följs regler enligt standard SFS-EN 1993-1-5.

6.1 Allmänt

6.1(1)

Tilläggsanvisningar anges inte.

6.2 Dimensionerande värde för nominellt spänningsintervall

6.2(2)

Kompletterande information anges inte.

7.1 Allmänt

7.1(3), Anmärkning 2

Verifiering av utmattningsklass i ett enskilt fall är tillåtet under förutsättning att reglerna som anges i anmärkning 1 följs.

7.1(5)

Andra detaljer anges inte.

8 Verifiering rörande utmattning

8(4), Anmärkning 2

Bilaga A kan användas.

BILAGA 13

NATIONELL BILAGA**TILL STANDARD****SFS-EN 1993-1-10 EUROKOD 3: DIMENSIONERING AV
STÅLKONSTRUKTIONER.****Del 1-10: Seghet och egenskaper i tjockleks riktning****Inledning**

Denna nationella bilaga används tillsammans med standarden SFS-EN 1993-1-10:2005 .

I denna nationella bilaga anges:

Nationella parametrar till följande punkter i standard SFS-EN 1993-1-10, där nationellt val är tillåtet:

- 2.1(2) Förklaring
- 2.2(5) Anmärkning 1
- 2.2(5) Anmärkning 3
- 2.2(5) Anmärkning 4
- 3.1(1) .

2.1 Allmänt

2.1(2)

Förklaring:

Obs: För komponenter enbart utsatta för tryck anges kraven för brottseghet enligt rekommendationerna 3.2.3(3)B i standard SFS-EN 1993-1-1, se den nationella bilagan till standard SFS-EN 1993-1-1.

2.2 Metod

2.2(5) Anmärkning 1

Andra krav på tillförlitlighet anges inte. Det rekommenderade värdet $\Delta T_R = 0$ °C skall tillämpas. Dessutom följs anvisningarna i den nationella bilagan till standard SFS-EN 1991-1-5.

2.2(5) Anmärkning 3

Tabell 2.1 skall användas utan ändringar.

2.2(5) Anmärkning 4

Tabell 2.1 kan användas ända upp till stålsort S690. Värderna för stålsort S700 anges i standard SFS-EN 1993-1-12. I standard SFS-EN 1993-1-12 anges värden även för några andra stålsorter. För stålsorter enligt standarderna SFS-EN 10149-2 och SFS-EN 10149-3 används tabell 2.1a. Se även punkt 3.1(2) i den nationella bilagan till standard SFS-EN 1993-1-1.

Tabell 2.1a (FI) Största tillåtna tjocklek t [mm] för konstruktionsdelar i stålsort enligt standarderna SFS-EN 10149-2 och SFS-EN 10149-3

Stålsorter enligt standarderna SFS-EN 10149-2 och SFS-EN 10149-3																								
Stål-sort	Kvalitets-klass	Charpy energi CVN		Referenstemperatur T_{Ed} [°C]																				
		T [°C]	J _{min}	$\sigma_{Ed} = 0,75 f_y(t)$								$\sigma_{Ed} = 0,50 f_y(t)$						$\sigma_{Ed} = 0,25 f_y(t)$						
				10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50
S260	NC	-20	40	140	115	100	80	70	60	50	185	160	135	120	100	85	75	200	200	195	170	150	130	115
S315	NC,MC	-20	40	125	100	85	70	60	50	40	170	145	120	105	90	75	65	200	200	185	160	140	120	105
S355	NC,MC	-20	40	110	90	75	60	50	40	35	155	135	110	95	80	65	55	200	200	175	150	130	110	95
S420	NC,MC	-20	40	95	80	65	55	45	35	30	140	120	100	85	70	60	50	200	185	160	140	120	100	85
S460	MC	-20	40	90	70	60	50	40	30	25	130	110	95	75	65	55	45	200	175	155	130	115	95	80

Anm. 1 : För dessa stålsorter bestäms kravet på slagseghet på följande sätt: SFS-EN 10149-1: Punkt 11: Option 5
Anm. 2 : Tjockleksområde enligt standard SFS-EN 10149: max. 20 mm

3.1 Allmänt

3.1(1)

Klass 1 skall användas.

NATIONELL BILAGA

TILL STANDARD

**SFS-EN 1994-1-1 EUROKOD 4: DIMENSIONERING AV
SAMVERKANSKONSTRUKTIONER I STÅL OCH BETONG**

Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader

Inledning

Denna nationella bilaga används tillsammans med standard SFS-EN 1994-1-1.

I denna nationella bilaga anges:

a) Nationella parametrar till följande punkter i standarden SFS-EN 1994-1-1, där nationellt val är tillåtet.

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

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

b) Vägledning om användning av de informativa bilagorna A, B och C.

c) Anvisningar för beräkning och begränsning av nedböjningar i byggnaders samverkanskonstruktioner.

2.4.1.1 Dimensioneringsvärden för laster

2.4.1.1(1)

När förspänning sker genom att på ett kontrollerat sätt orsaka deformationer, till exempel genom att lyfta konstruktionen med stöd, är brottgränstillståndets partialkoefficient $\gamma_p = 1$ vid kontroll av såväl gynnsamma som ogynnsamma inverknings.

2.4.1.1 Dimensioneringsvärden för material- och produkttegenskaper

2.4.1.2(5)P

Värdet på partialkoefficient γ_V för skjuvförband är 1,25.

2.4.1.2(6)P

Partialkoefficienten γ_{VS} värde för skjuvkraften i fogar i byggnaders samverkansplattor är 1,25

2.4.1.2(7)P

Partialkoefficient γ_{Mf} som skall användas vid utmattningskontroll av tappdymningar med huvud i byggnader är samma som används i relevanta delar av SFS-EN 1993 och $\gamma_{Mf,s} = 1,0$.

3.1 Betong

3.1(4)

Som värde för krympning i byggnaders samverkanskonstruktioner används värden som anges i bilaga C.

3.5 Trapetsprofilerade tunnplåt av stål i byggnaders samverkansplattor

3.5(2)

Minsta nominella tjocklek t för tunnplåt är 0,70 mm.

6.4.3 Indirekt påvisning av vippningsbärförmåga hos balkar i byggnaden

6.4.3(1)(h)

Tabellen 6.1 rörande IPE och HE-profiler kan även användas för motsvarande svetsade profiler. Sådana betraktas motsvara valsade profiler för vilka $I_{fz,w}/I_{fz,hr} \geq 0,9$ och $0,95 \leq h_w/h_{hr} \leq 1,05$. $I_{fz,w}$ = flänsens tröghetsmoment i tvärriktning för svetsad profil och $I_{fz,hr}$ = flänsens tröghetsmoment i tvärriktning för valsad IPE eller HE-profil. På motsvarande sätt är h_w höjden för svetsad profil och h_{hr} är höjden för valsad IPE eller HE-profil. $I_{fz} = b^3 t_f / 12$, när beteckningar i figur 1.1 i SFS-EN 1993-1-1 används.

6.6.3 Dimensioneringsvärde för bärförmåga

6.6.3.1(1)

Värdet på partialkoefficienten γ_V är 1,25.

6.6.3.1(3)

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

6.6.4.1 Plattornas veck parallella med stödande balkar

6.6.4.1(3)

Inga särskilda anvisningar ges.

6.8.2 Partialkoefficienter som används vid utmattningsanalys av konstruktioner i husbyggnader

6.8.2(1)

Som partialkoefficient för utmattningshållfasthet för tappförband med huvud används $\gamma_{Mf,s} = 1,0$.

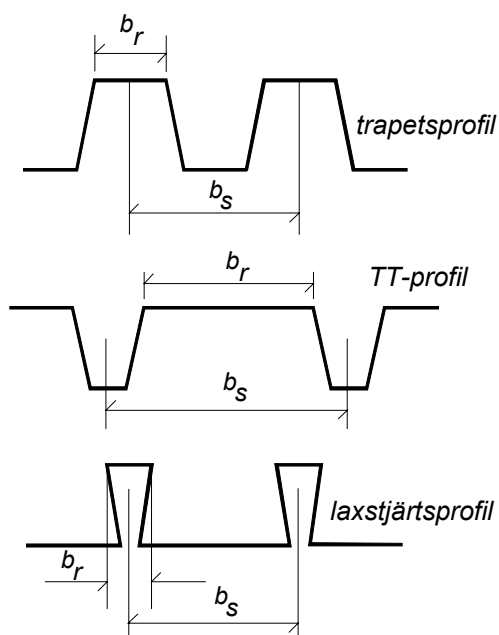
6.8.2(2)

Partialkoefficienten för belastning som orsakar utmattning är γ_{Ff} . För den anges inga särskilda värden.

9.1.1 Tillämpningsområde

9.1.1(2)P

Förhållandet b_r/b_s som bestäms av tätt fördelade profiler har övre gräns 0,6. Figur 1-(FI) ger klarläggande tilläggsanvisningar.



Figur 1-(FI)

Bestämning av profilers täthet i olika fall:

b_r = profilbredd = bredd för plåtprofilens övre fläns, b_s = profildelning.

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

Plåtprofiler enligt den mittersta typen (TT-former) hör sannolikt inte till tillämpningsområdet.

9.6 Beträktande av samverkansskiva i bruksgränstillstånd då skivan fungerar som form

9.6(2)

Den profilerade skivans nedböjning δ_s på grund av egen vikt och betongmassans vikt, utan tillfällig last under byggtid får vara högst $\delta_{s,max} = L/180$, där L är effektiv spännvidd mellan stödpunkter när även tillfälliga stöd beaktas.

9.7.3 Förbandets skärkrafter i plattor utan förankring i ändan

9.7.3(4)

I formel (9.7) används $1,25$ som värde på partialkoefficienten γ_{VS} .

9.7.3(8)

I uttrycket $\tau_{u,Rd} = \tau_{u,Rk}/\gamma_{VS}$ har partialkoefficienten γ_{VS} värdet $1,25$.

9.7.3(9)

I uttrycket (9.8) kan resultanten N_c ökas med värdet μR_{Ed} när $\tau_{u,Rd}$ har bestämts med hänsyn tagen till ifrågavarande extra hållfasthet på grund av stödreaktionen. Koefficienten $\mu = 0,5$, om det av produktdata för använd samverkansskiva klart framgår att extra hållfasthet på grund av stödreaktionen har beaktats och $\mu = 0$ i övriga fall.

Bilaga A

Styvheten hos skarvkomponenter i balk-pelarekonstruktioner i husbyggnader

Informativ bilaga A får användas.

Bilaga B

Standardprovningar

Informativ bilaga B får användas med iakttagande av värdena för nationella parametrar givna undan.

B.2.5(1)

I uttrycket (B.1) har partialkoefficienten γ_V värdet $1,25$.

B.3.6(5)

Dimensioneringshållfasthet $\tau_{u,Rd}$ är karakteristisk hållfasthet $\tau_{u,Rk}$ delad med partialkoefficienten $\gamma_{VS} = 1,25$.

Bilaga C

Betongens krympning i byggnaders samverkanskonstruktioner

Informativ bilaga C får användas.

Anvisningar om beräkning och begränsning av nedböjningar i byggnaders samverkanskonstruktioner

Nedböjningar beräknas enligt punkt 7.3.1 i SFS-EN 1994-1-1 och skall vara under de gränser som anges i denna nationella bilagas tabell 1-(FI). I tabellen anges rekommenderade högsta värden för slutliga nedböjningar och deformationer 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-(FI) Högsta värden för samverkanskonstruktioners nedböjningar och deformationer i bruksgränstillstånd

$w_{max} = w_1 + w_2 + w_3 - w_c$		
Nedböjningar beräknas ur lasternas karakteristiska kombination enligt uttryck (6.14) och långtidskombination enligt uttryck (6.16) i SFS-EN 1990		
Rekommenderade nedböjningsgränser	w_{max}	$w_2 + w_3$
Tak	$L/200$	$L/250$
Mellanbjälklag allmänt	$L/250$	$L/300$
Mellanbjälklag som bär upp pelare	$L/400$	$L/500$
Nedböjning efter montering av väggar för konstruktioner som bär upp sprickkänsliga väggar	$L/400$	$L/500$
Konstruktions horisontella förskjutning		
- Byggnader med högst två våningar	$H/150$	
- Övriga byggnader	$H/400$	

L = spännvidd,

H = höjd för byggnaden i granskad punkt,

w_c = förförhöjning,

w_1 = nedböjning på grund av permanenta laster direkt efter att lasten börjat verka (SFS-EN 1990 uttryck (6.14)),

w_2 = långtidsnedböjning av permanenta laster (SFS-EN 1990 uttryck (6.16)),

w_3 = nedböjning av variabla laster (SFS-EN 1990 uttryck (6.16)).

NATIONELL BILAGA

TILL STANDARD

**SFS-EN 1994-1-2 EUROKOD 4: DIMENSIONERING AV
SAMVERKANSKONSTRUKTIONER I STÅL OCH BETONG**

Del 1-2: Allmänna regler. Brandteknisk dimensionering

Inledning

Denna nationella bilaga används tillsammans med standard SFS-EN 1994-1-2.

I denna nationella bilaga anges:

a) Nationella parametrar till följande punkter i standarden SFS-EN 1994-1-2, där nationellt val är tillåtet.

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

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

b) Vägledning om användning av de informativa bilagorna A, B, C, D, E, F, G och I samt ersättning av den informativa bilagan H.

1.1 Tillämpningsområde

1.1(16)

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

2.1.3 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.

Förklaring:

Sektioneringskravet baseras endast på standardbrand och där ställda temperaturgränser.

Brandsäkerhetskravet anses uppfyllt också om byggnaden projekteras och utförs baserat på en antagen brandutveckling, som täcker de situationer som sannolikt förekommer i byggnaden ifråga. Kravets uppfyllande verifieras i varje enskilt fall genom att ta hänsyn till byggnadens egenskaper och användning (Finlands byggbestämmelsesamling E1:1.3.2).

2.3 Dimensioneringsvärden för materialegenskaper

2.3(1)P

Partialkoefficienternas värden för stålets och betongens mekaniska egenskaper är $\gamma_{M,fi,a} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,s} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,c} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,v} = 1,0$.

2.3(2)P

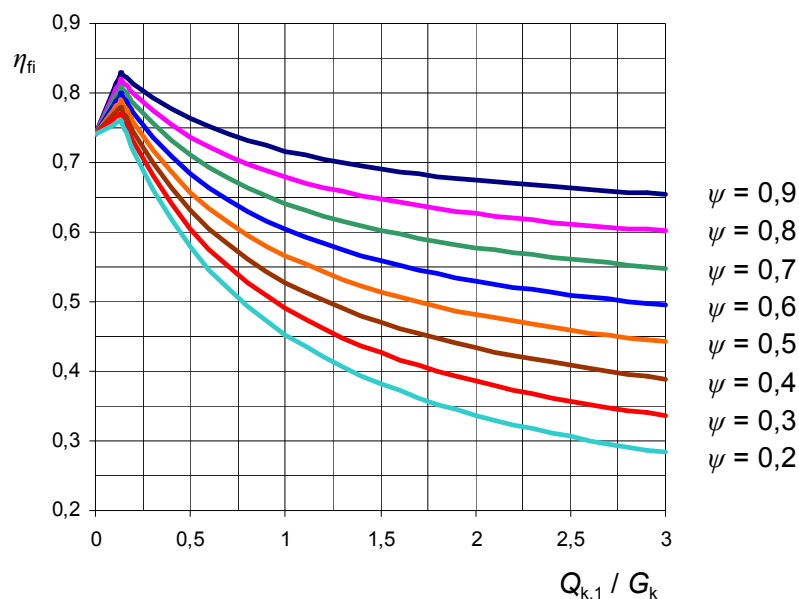
Partialkoefficienternas värden för stålets och betongens termiska egenskaper i formlerna (2.2a) och (2.2b) är $\gamma_{M,fi} = 1,0$.

2.4.2 Analys av konstruktionsdelar

2.4.2(3)

Anmärkning 1: I Finland används partialkoefficienter för last enligt den nationella bilagan till SFS-EN 1990. Motsvarigheten till figur 2.1 i SFS-EN 1994-1-2 visas i figur 2.1-FI nedan där reduktionsfaktorn η_{fi} har beräknats som funktion av lastförhållande $Q_{k,1}/G_k$ med användning av värden för partialkoefficienter ur Finlands nationella bilaga till SFS-EN 1990.

Anmärkning 2: Som förenkling används det rekommenderade värdet $\eta_{fi} = 0,65$ med undantag för lastklass E (lager- och industriutrymmen) enligt standard SFS-EN 1991-1-1 där värdet $\eta_{fi} = 0,7$ används.



Figur 2.1 (FI) Reduktionsfaktorn η_{fi} som funktion av lastförhållandet $Q_{k,1}/G_k$ med partialkoefficientvärden för last enligt den nationella bilagan till SFS-EN 1990.

3.3.2 Normalbetong

3.3.2(9)

För normalbetongens värmeledningsförmåga λ_c används övre gränsvärdet enligt uttrycket (3.6a) i SFS-EN 1994-1-2.

4.1 Inledning

4.1(1)P

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

4.3.5.1 Konstruktionens funktion

4.3.5.1(10)

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

Bilagorna A, B, C, D, E, F, G och I

Informativa bilagor A, B, C, D, E, F, G och I kan användas.

Bilaga H

Enkel beräkningsmetod i överensstämmelse med standardbrandens temperatur-tid kurvan för betongfylld rörsamverkanspelare utsatt för allsidig brand

Informativ bilaga H används ej i Finland.

För branddimensionering av betongfyllda rörpelare kan användas enkla dimensioneringsmetoder vars principer anges i punkt 4.3.5.1 i SFS-EN 1994-1-2. Dessa metoder gäller pelare som är utsatta lika från alla sidor för standardbrandpåverkan.

(1) De beskrivna enkla metoderna används endast vid dimensionering av pelare i förstyvade ramar. I modellen skall ingå uppgifter om de temperaturer θ_i , som beräkningen av tvärsnittets bärförmåga vid tryck och pelarens effektiva böjstyvhet baseras på.

(2) I enkla metoder beräknas dimensioneringsvärdet för bärförmåga vid tryck för en axialbelastad pelare som knäckningslast ur uttrycket:

$$N_{fi,Rd} = \chi(\bar{\lambda}_\theta) N_{fi,pl,Rd} \quad (4.12)$$

där

$\chi(\bar{\lambda}_\theta)$ är en reduktionskoefficient enligt knäckningskurva c angiven i SFS-EN 1993-1-1 punkt 6.3.1, som motsvarar den relativa slankheten $\bar{\lambda}_\theta$, om det inte på ett tillförlitligt sätt visas att någon annan knäckningskurva är riktigare.

$N_{fi,pl,Rd}$ är värdet för bärförmåga vid tryck för pelarens tvärsnitt under brandpåverkan.

(3) Tvärsnittet delas in efter material i delar för vilka används indexen "a" när det gäller stålprofil, "s" när det gäller armering och "c" när det gäller betong.

(4) Värdet för bärförmåga vid tryck för pelarens tvärsnitt under brandpåverkan är:

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} f_{ay,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} + \sum_k (A_{s,\theta} f_{sy,\theta}) / \gamma_{M,fi,s} + \sum_m (A_{c,\theta} f_{c,\theta}) / \gamma_{M,fi,c} \quad (4.13)$$

där

$A_{i,\theta}$ är arean för respektive tvärsnittsdel med temperaturen θ .

(5) Den effektiva böjstyvheten beräknas ur uttrycket

$$(EI)_{fi,eff} = \sum (\varphi_{a,\theta} E_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum (\varphi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \sum (\varphi_{c,\theta} E_{c,sec,\theta} I_{c,\theta}) \quad (4.14)$$

där

$I_{i,\theta}$ är materialdelens i tröghetsmoment i betraktad riktning,

$\varphi_{i,\theta}$ är en reduktionskoefficient vars storlek kalibreras till att överensstämma med bärförmågor vid tryck erhållna i belastade brandprov så att resultaten är på den säkra sidan.

$E_{c,sec,\theta}$ är karakteristiskt värde för betongens sekantkoefficient under brandtid och som beräknas genom att dela $f_{c,\theta}$ med tryckdeformation $\varepsilon_{cu,\theta}$.

(6) Kritisk knäckningslast under brandpåverkan enligt elasticitetsteorin är

$$N_{fi,cr} = \pi^2 (EI)_{fi,eff} / \ell_{\theta}^2$$

där

ℓ_{θ} är knäckningslängd under brandpåverkan beräknad enligt punkt 4.3.5.1(10).

(7) Relativ slankhet under brandpåverkan är: $\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,R}}{N_{fi,cr}}}$

där

$N_{fi,pl,R}$ är värde på tvärsnittets bärförmåga $N_{fi,pl,Rd}$ enligt punkt (4) när partialkoefficienterna $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,fi,s}$ ja $\gamma_{M,fi,c}$ är ettor.

(8) I en excentriskt belastad pelare är tryckhållfasthetens dimensioneringsvärde $N_{fi,Rd,\delta}$

$$N_{fi,Rd,\delta} = N_{fi,Rd} \left(1 - \left(1 - \frac{f_{cd} A_c}{N_{pl,Rd}} \right) \frac{M_{Ed,1}}{M_{pl,Rd}} \right)$$

där $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ är betongens dimensionerande hållfasthet i normal temperatur och $M_{Ed,1}$ = största första ordningens dimensionerande moment orsakad av dimensionerande last vid normal temperatur. $N_{pl,Rd}$ och $M_{pl,Rd}$ är dimensionerande bärförmågor för pelartvärsnitt enligt SFS-EN 1994-1-1.

ANMÄRKNING 1:

Reduktionskoefficienternas $\varphi_{i,\theta}$ värden är specifika för vardera metoden och beror på de temperaturer θ för rör, armering och betong som används i metoden samt kurvan som används i knäckningskontrollen.

ANMÄRKNING 2:

De reduktionsfaktorer som används i metoden kan kalibreras på basis av bärförmågor vid tryck som uppnåtts vid brandprov med belastade pelare så att vid beräkning av värdena $N_{fi,pl,R}$ och $(EI)_{fi,eff}$ används de temperaturer som hör till dimensioneringsmodellen och motsvarande materialegenskaper som anges i SFS-EN 1994-1-2 punkterna 3.2.1, 3.2.2 och 3.2.3.

BILAGA 16

NATIONELL BILAGA
TILL STANDARD
SFS-EN 1995-1-1 EUROKOD 5: DIMENSIONERING AV
TRÄKONSTRUKTIONER
Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader

Inledning

Denna nationella bilaga används tillsammans med standard SFS-EN 1995-1-1.

I denna nationella bilaga anges:

- a) Nationella parametrar till följande punkter i standarden EN 1995-1-1, där nationellt val är tillåtet:
- 2.3.1.2(2)P
 - 2.3.1.3(1)P
 - 2.4.1(1)P
 - 6.4.3(8)
 - 7.2(2)
 - 7.3.3(2)
 - 8.3.1.2(4)
 - 8.3.1.2(7)
 - 9.2.4.1(7)
 - 9.2.5.3(1)
 - 10.9.2(3)
 - 10.9.2(4)
- b) Vägledning för användning av de informativa bilagorna A, B, och C.

Där det hänvisas till standarder under arbete tillämpas deras senaste prEN-version.

2.3.1.2 Lasters varaktighetsklasser

2.3.1.2(2)P

Exempel på indelning av klasser i varaktighetsklasser har presenterats i tabell 2.2(FI).

Tabell 2.2(FI) Exempel på indelning av laster i varaktighetsklasser

Varaktighetsklass	Laster
Permanent	Egentyngd Med konstruktionen fast förenade maskiner, anordningar och lätta mellanväggar Jordtryck
Lång	Last från gods i lagerutrymmen (klass E), vattencisternlast
Medel	Snö Ytlast för nyttig last på golv och balkonger i klass A – D Nyttig last i garage och på trafikeringsområden (klass F och G) Laster på grund av fuktighetsvariationer
Kort	Nyttig last i trappor Nyttig lasts punktlast (Q_k) Horisontella laster på mellanväggar och räcken Underhålls- och personlast på tak (klass H) Fordonslaster i klass E Laster från transportanordningar Installationslaster
Momentan	Vind Olyckslast

2.3.1.3 Klimatklasser

2.3.1.3(1)P

Som tilläggsinformation rörande konstruktioners indelning i klimatklasser enligt punkterna (2)P, (3)P och 4(P) framförs följande:

Till klimatklass 1 hör en träkonstruktion som befinner sig inomhus under uppvärmda förhållanden eller motsvarande fuktighetsförhållanden. Till klimatklass 1 kan i allmänhet också räknas konstruktioner i värmeisoleringskiktet samt balkar vars dragsida är inne i värmeisoleringen.

Till klimatklass 2 hör träkonstruktion som är torr utomhus. Konstruktionen skall finnas i täckt och ventilerat utrymme, väl skyddad mot väta underifrån och från sidorna. Till denna klimatklass hör i allmänhet exempelvis träkonstruktioner i trossbotten och på kallvind.

Till klimatklass 3 hör träkonstruktion som befinner sig utomhus utsatt för väder och vind, i fuktigt utrymme eller direkt utsatt för vatten. Vid bedömning av träkonstruktions beständighet delas klimatklass 3 in i två underklasser som beskriver graden av fuktpåverkan (se EN 335-1:2006).

Vid val av klimatklass skall förutom till virkets jämviktsfukthalt hänsyn tas till fuktvariation. Inverkan av varierande fuktighet på en träkonstruktion kan vara större än inverkan av en hög jämn fuktighet. I klimatklass 1 skall särskilt beaktas faran för sprickbildning i virket.

2.4.1 Dimensioneringsvärde för materialegenskap

2.4.1(1)P

För materials styvhets- och hållfasthetsegenskaper används värden angivna i tabell 2.3(FI)

Tabell 2.3(FI) – Partialkoefficienter γ_M för materials styvhets- och hållfasthetsegenskaper

Grundkombinationer:	
Sågat virke och rundvirke i allmänhet	1,4
Sågat barrträvirke med hållfasthetsklass \geq C35	1,25
Limträ, LVL	1,2
Träbaserade skivor	1,25
Förband	*)
Spikplåtförband: - fästhållfasthet	1,25
- skivans hållfasthet (stål)	1,1
Olyckskombinationer	1,0

- *) Vid beräkning av dimensioneringsvärdet för förbandets hållfasthet används partialkoefficienten för anslutande träprodukt γ_M . Om två eller flera träprodukter med olika partialkoefficienter förbinds med förband används för förbandets hållfasthet det största värdet av γ_M för dessa.

Alternativt kan dimensioneringsvärdet $F_{v,Rd}$, skjuvmotståndet för spik-, klammer-, bult-, tapp- och skruvförband beräknas direkt med materialens dimensioneringshållfastheter. För dimensioneringsvärdena $f_{h,d}$ och $F_{ax,Rd}$, för kanttryckhållfastheten och utdragsmotståndet används partialkoefficienten och omräkningsfaktorn k_{mod} för ifrågavarande träprodukt. För sträckmomentets dimensioneringsvärde för ett förband av stål används partialkoefficienten $\gamma_M = 1,1$, varvid $M_{y,Rd} = M_{y,Rk} / 1,1$.

Hållfastheten för förbandsplåtar och detaljer av stål verifieras genom dimensionering enligt Eurocode 3 med användning av materialens partialkoefficienter givna i den nationella bilagan till EN 1993.

6.4.3 Sadelbalkar, krökta balkar och bumerangbalkar

6.4.3(8)

Formel (6.55) får användas för beräkning av dragspänning vinkelrätt mot fiberriktningen som orsakas av böjmoment, om träytorna behandlas med ytbehandling som förhindrar fuktvandring. I andra fall används formel (6.54).

7.2 Gränsvärden för balkars nedböjning

7.2(2)

Då nedböjning eller byggnadens horisontella förskjutning medför olägenhet, begränsas av lastens karakteristiska kombination orsakade nedböjningar och horisontella förskjutningar till värden enligt tabell 7.2(FI), om inte andra värden kan anses passa bättre på grund av konstruktionens eller byggnadens typ, användningsändamål eller verksamhetens art. Om vindlast inte är den dominerande variabla lasten, behöver den inte kombineras med övriga variabla laster i bruksgränstillståndsbetraktanden.

Tabell 7.2(FI) Rekommenderade gränsvärden för nedböjningar och byggnadens horisontella förskjutningar. Konsolens nedböjning med hänsyn till spännvidden får vara dubbelt så stor. ℓ är spännvidd och H är byggnadens höjd i den betraktade punkten.

Konstruktion	$w_{\text{inst}}^{1)}$	$w_{\text{net,fin}}$	$w_{\text{fin}}^{2)}$
Huvudbärverk	$\ell/400$	$\ell/300$	$\ell/200$
Takåsar och andra sekundära bärverk	-	$\ell/200$	$\ell/150$
Byggnadens horisontella förskjutning	-	$H/300$	-

¹⁾ Gäller endast golv

²⁾ Gäller överhöjda samt mellan stödpunkter krökta eller konstnärliga konstruktioner

7.3.3 Golv i bostadsbyggnader

7.3.3(2)

För vibrationsdimensionering av golv rekommenderas följande metod som i sin helhet ersätter standardens punkt 7.3.3 och uppfyller alla kriterier som anges där.

Vibrationer på grund av gående beaktas vid bruksgränstillståndsdimensionering av bostads-, samlings-, butiks- och kontorsbyggnader.

Särskilt betraktande behövs om den lägsta egenfrekvensen för golvkonstruktion i bostads- eller kontorsutrymme är under 9 Hz ($f_1 < 9$ Hz).

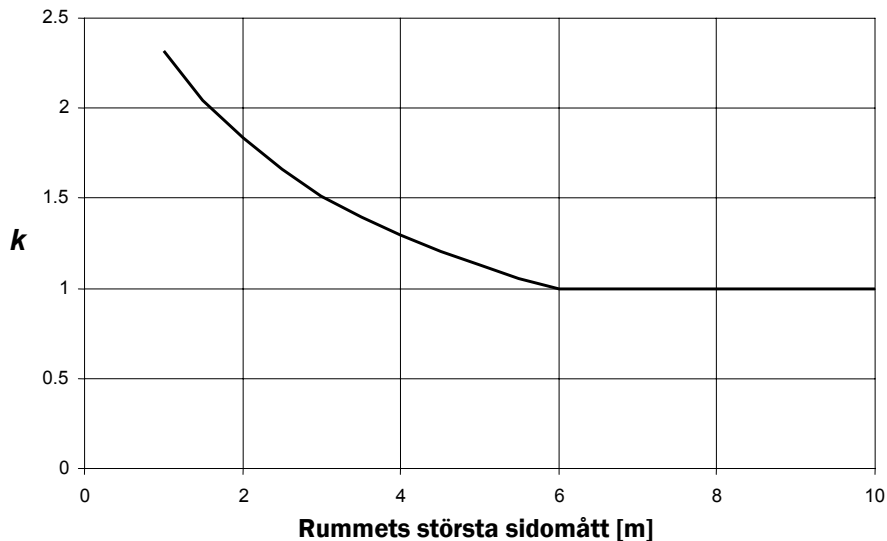
Om den lägsta egenfrekvensen för golvkonstruktion i bostads- eller kontorsutrymme $f_1 \geq 9$ Hz kontrolleras, om annat ej överenskommes med byggherren, att det följande villkoret uppfylls:

$$\delta \leq 0,5 \text{ mm} \quad (7.3\text{-FI})$$

där δ är den största momentana nedböjningen vid golvbalken på grund av en 1 kN statisk punktlast.

I små rumsutrymmen kan den i villkoret (7.3-FI) tillåtna 0,5 mm:s nedböjning höjas med faktorn k från figur 7.2(FI).

Utöver golvbalkens nedböjning δ tillåts en lokal tilläggsnedböjning i ytskiva eller flytande golv, som får vara högst 0,5 mm orsakad av 1 kN punktlast.



Figur 7.2(FI) Av rummets storlek beroende nedböjningsbegränsningens höjningsfaktor k .

Den lägsta karakteristiska frekvensen för en golvkonstruktion som är bärande i en riktning kan beräknas ur formeln 7.4-FI

$$f_1 = \frac{\pi}{2\ell^2} \sqrt{\frac{(EI)_\ell}{m}} \quad (7.4-FI)$$

Den lägsta karakteristiska frekvensen för en golvkonstruktion som är bärande i två riktningar kan beräknas ur formeln 7.5-FI

$$f_1 = \frac{\pi}{2\ell^2} \sqrt{\frac{(EI)_\ell}{m}} \cdot \sqrt{1 + \left[2 \cdot \left(\frac{\ell}{b}\right)^2 + \left(\frac{\ell}{b}\right)^4 \right] \cdot \frac{(EI)_b}{(EI)_\ell}} \quad (7.5-FI)$$

där

ℓ är golvkonstruktionens spännvidd [m],

b är golvkonstruktionens bredd [m],

$(EI)_\ell$ är böjstyvheten per breddenhet [Nm^2/m] motsvarande golvets bärande riktning ℓ ,

$(EI)_b$ är böjstyvheten per breddenhet [Nm^2/m] motsvarande golvets breddriktning b och

m är den sammanlagda massan av golvets egentygnd och långvariga nyttiga last ($\psi_2 q_k$) per ytenhet [kg/m^2].

Den största nedböjningen som orsakas av en punktlast ($F = 1 \text{ kN}$), som ligger på golvbalken, kan beräknas i fallet med golvkonstruktion bärande i en riktning ur formeln 7.6-FI

$$\delta = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{F\ell^2}{42 \cdot k_\delta \cdot (EI)_\ell} \\ \frac{F\ell^3}{48 \cdot s \cdot (EI)_\ell} \end{array} \right. \quad (7.6-FI)$$

där:

s avstånd mellan golvbalkar [m] och

$$k_{\delta} = 4 \sqrt{\frac{(EI)_b}{(EI)_\ell}} \quad \text{med begränsning } k_{\delta} \leq b/\ell \quad (7.7\text{-FI})$$

Uttrycket (7.6-FI) kan användas också för golv stödd från fyra sidor. Då behöver faktorn k_{δ} i formeln 7.7-FI inte begränsas med faktorn $< b/\ell$.

Denna anvisning kan tillämpas som sådan även i samband med kontinuerliga golvbalkar eller plattor med två eller flera öppningar. Härvid får dock inte golvkonstruktionen vara kontinuerlig mellan olika lägenheter.

8.3.1.2 Spikförband mellan trädelar

8.3.1.2(4)

Vid bestämning av skjubbärförmåga för förband som spikats i fiberriktningen i ändträ följs anvisningarna i punkt 8.3.1.2(4).

8.3.1.2(7)

För spikförband tillämpas inte anvisningarna i punkt 8.3.1.2(7).

9.2.4.1 Allmänt

9.2.4.1(7)

Förenklad analys av förstyrningsväggar görs med metod A enligt punkt 9.2.4.2.

9.2.5.3 Förstyvning av balk- och fackverkssystem

9.2.5.3(1)

För tvärförstyvnings modifieringsfaktorer används värden angivna i tabell 9.2(FI).

Tabell 9.2(FI) Värden för modifieringsfaktorer.

Modifieringsfaktor	Värde
k_s	$2 + 2 \cos\left(\frac{180^\circ}{m}\right)$ *)
$k_{f,1}$	50
$k_{f,2}$	80
$k_{f,3}$	50

*) $m \geq 2$ är antalet fält med tvärstödsavstånd a (se figur 9.9)

10.9.2 Montering

10.9.2(3)

Efter montering är den största tillåtna stavkrökningen mellan noder $a_{\text{bow,perm}} = 15$ mm. Största tillåtna sidokrökning i över- eller underram inom ramens hela längd $a_{\text{bow,perm}} = \min(L/300; 50 \text{ mm})$, när L är ramens längd.

10.9.2(4)

Den största tillåtna avvikelser från vertikalt läge $a_{\text{dev,perm}} = \min(10 \text{ mm} + H/200; 25 \text{ mm})$, när H är fackverkets höjd [mm] i den betraktade punkten.

Bilaga A

Avspjälkningsbrott och klossbrott mellan stål och trä i dymlingsförband med flera förbindare

Den informativa bilagan A tillämpas i Finland obligatoriskt och kompletterad för dragutsatta stavändsförband enligt följande:

I samband med LVL får formel (A.1) formen

$$F_{\text{bs,Rk}} = \max \begin{cases} 1,25 A_{\text{net,t}} f_{\text{t,0,k}} \\ 0,7 A_{\text{net,v}} f_{\text{v,0,flat,k}} \end{cases}$$

där:

$f_{\text{v,0,flat,k}}$ är det karakteristiska värdet för flat skjuvhållfasthet för LVL parallellt med ytfibrens riktning.

Avspjälkningsbrott skall också kontrolleras i samband med dragutsatta träkomponenter med stavändsförband med två eller flera snitt. I förband mellan träkomponenter reduceras formeln (A.3) till formel

$$A_{\text{net,v}} = L_{\text{net,v}} t_1.$$

Bilaga B

Balkar sammansatta med mekaniska förband

Den informativa bilagan B får användas.

Bilaga C

Sammansatta pelare

Den informativa bilagan C får användas.

LIITE 17

NATIONELL BILAGA
TILL STANDARD
SFS-EN 1995-1-2 EUROKOD 5: DIMENSIONERING AV
TRÄKONSTRUKTIONER
Del 1-2: Allmänt. Brandteknisk dimensionering

Inledning

Denna nationella bilaga används tillsammans med standard SFS-EN 1995-1-2.

I denna nationella bilaga anges:

- a) Nationella parametrar till följande punkter i standarden EN 1995-1-2:2004, där nationellt val är tillåtet.
- 2.1.3(2)
 - 2.3(1)P
 - 2.3(2)P
 - 2.4.2(3)
 - 4.2.1(1)
- b) Vägledning för användning av de informativa bilagorna A, B, C, D och E.

2.1.3 Parametrisk brandexponering

2.1.3(2)

Värden för genomsnittlig och största temperaturstegring under avsvlningsfas ges ej.

Förklaring:

Sektioneringskravet baseras endast på standardbrand och där ställda temperaturgränser.

Brandsäkerhetskravet anses uppfyllt också om byggnaden projekteras och utförs baserat på en antagen brandutveckling, som täcker de situationer som sannolikt förekommer i byggnaden ifråga. Kravets uppfyllande verifieras i varje enskilt fall genom att ta hänsyn till byggnadens egenskaper och användning (Finlands byggbestämmelsesamling E1:1.3.2).

2.3 Dimensioneringsvärden för materialegenskaper och bärförmågor

2.3.(1)P och 2.3.(2)P

Som partialkoefficient för material vid brand används $\gamma_{M,fi} = 1,0$.

2.4.2 Analys av konstruktionsdelar

2.4.2(3)

Som reduktionsfaktor används värdet $\eta_{fi} = 0,6$, med undantag för att värdet $\eta_{fi} = 0,7$ används för nyttiga laster i klass E enligt standarden EN 1991-1-1.

4.2 Allmänt

4.2.1(1)

För bestämning av tvärsnittsegenskaper används metoden i punkt 4.2.2.

Bilaga A

Parametrisk brandexponering

Den informativa bilagan A får användas i Finland.

Bilaga B

Avancerade beräkningsmetoder

Den informativa bilagan B får användas i Finland.

Bilaga C

Bärande mellanbjälklagsbalkar och väggpelare i träkonstruktioner där hållrummen i sin helhet är fyllda med isolering

Den informativa bilagan C tillämpas i Finland enligt följande.

C1 (1), ändring

Metoden kan användas, fastän hållrummet inte skulle vara helt isolerat, om isoleringsskiktets tjocklek är minst 100 mm och volymvikten minst 30 kg/m³. Isoleringen skall i konstruktionen vara på brandsidan på nivån med bärverkets kantsida så, att den skyddar flatsidor från kolning.

C2.1 (3), ändring

I tabellen tillsätts $k_s = 1.0$, då $b \geq 90$ mm. Mellanvärdena interpoleras.

C2.1 (4)

rättelse

Ekvationerna (C.3) och (C.4) borde vara tvärtom dvs. ekvationen (C.3) tillhör fogtyperna 1 och 3 och ekvationen (C.4) fogtyperna 2 och 4.

ändring

Som värde för isoleringsfaktorn k_2 används värden i tabell 1, då det är fråga om mellanbjälklag, och värden i tabell 2, då det är fråga om vägg. Värdena beror inte på fogtypen.

Tabell 1 Tidpunkten då kolning börjar t_{ch} och skivornas brottidpunkt t_f samt faktorerna k_2 och k_3 i mellanbjälklagskonstruktioner.

Skivning	t_{ch}	k_2	t_f	$k_3^{1) / k_3^{2)}$
	min		min	
A	10	-	10	3.0 / 4.0
2 x A ³⁾	30	-	30	3.0 / 4.0
A + F ^{3,4)}	40	0.85	45	3.8 / 5.0
F ⁴⁾	15	0.85	30	3.8 / 5.0
2 x F ⁴⁾	60	0.85	> 60	-
PI + F ^{4,5)}	40	0.85	45	4.0
PI + A ^{3,5)}	30	-	30	3.0

1) Om isoleringen stöds så, att bärverkets vertikala sidor är kolningsfria

2) Om isoleringen stöds med stålprofiler eller träregel eller hönsnät (vertikala sidor är inte helt kolningsfria)

3) A-skiva 13 mm tjock gipsskiva

4) F-skiva 15 mm tjock brandgipsskiva

5) PI-skiva 12 mm tjock plywood eller annan träskiva. Om plywoods eller träskivans tjocklek d är större än 12 mm, ökas värdena t_{ch} och t_f i tabellen med Δt , då $\Delta t = (d - 12) / \beta_0$.

Tabell 2 Tidpunkten då kolning börjar t_{ch} och skivornas brottidpunkt t_f samt faktorerna k_2 och k_3 i väggkonstruktioner.

Skivning	t_{ch}	k_2	t_f	k_3
	min		min	
A	15	-	15	1.5
2 x A ¹⁾	40	-	40	1.0
A + F ^{1,2)}	55	0.85	>60	-
F ⁴⁾	20	0.85	50	3.8
2 x F ⁴⁾	65	0.85	> 60	-
PI + F ^{2,3)}	55	0.85	>60	-
PI + A ^{1,3)}	40	-	40	1.0

1) A-skiva 13 mm tjock gipsskiva
 2) F-skiva 15 mm tjock brandgipsskiva
 3) PI-skiva 12 mm tjock plywood eller annan träskiva. Om plywoods eller träskivans tjocklek d är större än 12 mm, ökas värdena t_{ch} och t_f i tabellen med Δt , då $\Delta t = (d - 12) / \beta_0$.

C2.1(5)

ändring

För faktorn k_3 används värden i tabell 1, då det är fråga om mellanbjälklag, och värden i tabell 2, då det är fråga om vägg. I mellanbjälklag beror värdena på hur isoleringen har stötts.

C2.1(6)

ändring

Om hålrummets isolering görs med glasull, används till bedömning av brandbeständighet metoden i Bilaga D (Kolning av bärverk i vägg och mellanbjälklag då hålrummet är oisolerat).

C2.2(2)

rättelse

Om skivningen, som skyddar från brand, görs med gipsskivor av typ A, H eller F, bestäms tidpunkten då kolning av träbärverkets kantsida börjar enligt punkt 3.4.3.3(2) ekvation (3.11) eller (3.12) **eller enligt punkterna 3.4.3.3(3) eller 3.4.3.3(4).**

ändring

Då skivningen består av gipsskivor av typ A, R eller F eller av dessa och en träskiva i kombination (gipsskiva på ytan) används som tidpunkten då kolning börjar värdena t_{ch} i tabell 1, då det är fråga om mellanbjälklag, och värden i tabell 2, då det är fråga om vägg.

C2.3(4)

ändring

Då skivningen består av gipsskivor av typ A, R eller F eller av dessa och en träskiva i kombination (gipsskiva på ytan) används som brottidpunkt värdena t_f i tabell 1, då det är fråga om mellanbjälklag, och värden i tabell 2, då det är fråga om vägg.

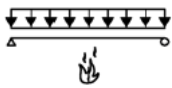

C2.3(5)

*ändring*För parametern k_j används värdet 1,0 för alla fogtyper. k_2 är isoleringsfaktorn enligt tabell 1 eller 2.

C3 (1)

ändring

I tabell C2 tilläggs följande värden:

		<i>Fall</i>	<i>h</i> <i>mm</i>	<i>a₀</i>	<i>a₁</i>
1	<i>Böjningsbärförmåga, då brandpåverkan är på konstruktionens dragna sida</i>		300	0,84	0,51
			400	0,94	0,51
			500	1,00	0,51
2	<i>Böjningsbärförmåga, då brandpåverkan är på konstruktionens tryckta sida</i>		300	0,73	0,47
			400	0,81	0,47
			500	0,89	0,47

I tabeller C2 och C3 övriga värden för höjder a_0 och a_1 interpoleras.**Bilaga D****Kolning av bärverk i vägg och mellanbjälklag då hållrummet är oisolerat**

Den informativa bilagan D tillämpas i Finland enligt följande:

D2 (1)

*ändring*Då den skyddande skivningen görs med gipsskivor eller av en kombination av trä- och gipsskiva, används som värde för isoleringsfaktorn k_2 värden i tabell 1, då det är fråga om mellanbjälklag, och värden i tabell 3, då det är fråga om vägg.

D3 (2)

rättelse

Då den skyddande skivningen görs med gipsskivor, bestäms tidpunkten t_{ch} då kolning av träbärverket börjar enligt följande:

-enligt figur D1 för kantsidan i träet, som exponeras för brand från ekvation (3.11) eller (3.12) **eller enligt punkterna 3.4.3.3(3) eller 3.4.3.3 (4)**

ändring

Då den skyddande skivningen görs med gipsskivor eller av en kombination av trä- och gipsskiva, används som värde för tidpunkten t_{ch} då kolning av träbärverket börjar värden i tabell 1, då det är fråga om mellanbjälklag, och värden i tabell 3, då det är fråga om vägg. För kant- och flatsidan används samma tidpunkt då kolning börjar.

D4 (2)

ändring

Då den skyddande skivningen görs med gipsskivor eller av en kombination av trä- och gipsskiva, används som skivornas brottidpunkt värden t_f i tabell 1, då det är fråga om mellanbjälklag, och värden i tabell 3, då det är fråga om vägg.

Tabell 3 Tidpunkten då kolning börjar t_{ch} och skivornas brottidpunkt t_f samt faktorerna k_2 och k_3 i väggkonstruktioner.

Skivning	t_{ch}	k_2	t_f	k_3
	min		min	
A	15	-	15	2.0
2 x A ¹⁾	40	-	40	2.0
A + F ^{1,2)}	55	0.85	77	2.0
PI + F ^{2,3)}	55	0.85	77	2.0
PI + A ^{1,3)}	40	-	40	2.0

1) A-skiva 13 mm tjock gipsskiva
 2) F-skiva 15 mm tjock brandgipsskiva
 3) PI-skiva 12 mm tjock plywood eller annan träskiva. Om plywoods eller träskivans tjocklek d är större än 12 mm, ökas värdena t_{ch} och t_f i tabellen med Δt , då $\Delta t = (d - 12) / \beta_0$.

tillägg

Bärförmågan analyseras enligt metoden med effektivt tvärsnitt, punkt 4.2.2, där faktorn k_0 bestäms enligt punkt 4.2.2(3).

Bilaga E**Analys av sektioneringsförmågan för vägg- och mellanbjälklagskonstruktioner**

Den informativa bilagan E tillämpas i Finland enligt följande.

Beräkningsmetoden används endast till analysering av väggkonstruktioner.

E1 (3)

tillägg

Reglerna gäller för stomkonstruktioner i trä, skivningar som görs av träskivor enligt standarden EN 13986 samt skivningar som görs av A-, F- eller H-typens gipsskivor enligt standarden EN 520. För övriga material bestäms tätheten genom provning.

För specialhård gipsskiva av typ R kan man använda A-typens beräkningsvärden.

E1 (3) ANM., rättelse

ANM. Provningsmetoden anges för väggars del i standarden EN 1364-1 (obelastade) och EN 1365-1 (belastade) och för mellanbjälklags del i standarden EN 1365-2.

Bilaga F

Anvisningar för användare av denna Eurokodd

Ur den schematiska bilden F1 i den informativa bilagan F väljs som dimensioneringsmetod för bärförmåga metoden med effektivt tvärsnitt.

NATIONELL BILAGA
TILL STANDARD
SFS-EN 1997-1 EUROKOD 7: DIMENSIONERING AV GEOTEKNISKA
KONSTRUKTIONER.
Del 1 - Allmänna regler

Denna nationella bilaga används med standard SFS-EN 1997-1:2004

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

	Sid.
Innehållsförteckning	2
1. Inledning	2
2. Nationella parametrar	2
3. Uppgifter karakteristiska för landet	2
3.1 Grundläggningsdjup som krävs för att förhindra tjällyftning	2
3.2 Risk för översvämning och jordras	2
3.3 Förorenad mark	2
3.4 Radonrisk	2
4. Förfarande som skall användas när det anges alternativa metoder i standarden SFS-EN 1997-1:2004	3
5. Användning av informativa bilagor	3
6. Hänvisningar till kompletterande, ej stridig information	3
6.1 Riktgivande metoder	3
6.2 Internationellt kända standarder och rekommendationer	3
Tabell 1. Punkter där nationella val har gjorts och där det ges anvisningar i denna nationella bilaga.	4
Partialkoefficienter och korrelationskoefficienter i brottgränstillstånd som skall användas i Finland	5

1. Inledning

Den nationella bilagan används tillsammans med standarden SFS-EN 1997-1:2004. De nationella parametrarna rör husbyggnadsarbete samt tillhörande schakt - och jordarbeten.

2. Nationella parametrar

I bilaga A (normativ) till standarden SFS-EN 1997-1 anges partialkoefficienter och korrelationskoefficienter för brottgränstillstånd; dessa faktorerers värden är nationella parametrar. I tabell 1 anges i vilken punkt i denna nationella bilaga de numeriska värdena för faktorerna anges eller ifrågasvarande värde anges direkt i tabellen. Värden angivna i tabellerna A(FI) i denna nationella bilaga ersätter värden rekommenderade i bilaga A till standarden SFS-EN 1997-1:2004.

I standarden SFS-EN 1997-1:2004 finns ett flertal hänvisningar till en ”modellkoefficient” som det inte har angetts något värde för. I de punkter där tabell 1 inte klart anger ett numeriskt värde kan konstruktörerna använda värde enligt eget val. Ifrågasvarande val skall göras så att totalsäkerhetsnivån bibehålls (jmf. punkt 6.2).

De partialkoefficienter som rekommenderas i tabellerna A(FI) i bilaga 1 gäller permanenta och tillfälliga dimensioneringsfall. I fall med exceptionellt stor risk eller i ovanliga eller exceptionellt svåra grund- eller belastningsförhållanden används partialkoefficienter $\gamma_{G/Q}$ K_{FI} för ifrågasvarande last. För att uppnå ifrågasvarande tillräckligt stora säkerhet kan dessutom partialkoefficienter (γ_R) för hållfasthet ökas med en referenskoefficient vars värde inte anges i denna nationella bilaga. Se punkt 6.2 i denna nationella bilaga.

För tillfälliga konstruktioner eller tillfälliga dimensioneringsförhållanden används partialkoefficienter $\gamma_{G/Q}$ K_{FI} för ifrågasvarande last. För hållfastheten används i tillämpliga delar nedan angivna partialkoefficienter (γ_R) gällande ifrågasvarande gränstillstånd. Se punkt 6.2 i denna nationella bilaga.

Beteckningarna i den nationella bilagan anges i punkt 1.6 i standarden SFS-EN 1997-1:2004 och SFS-EN 1990:2002.

3. Uppgifter karakteristiska för landet

3.1. Grundläggningsdjup som krävs för att förhindra tjällyftning

Allmänna anvisningar rörande bestämning av tjälbenägenhet i markgrunden på byggplatsen och grundläggningsdjup som krävs för att förhindra tjällyftning anges för husbyggnadsobjekt i Finlands byggbestämmelsesamling (BBS) del B 3 Geokonstruktioner. Föreskrifter och anvisningar 2004, punkterna 2.5.1 och 4.4.1.2.

3.2. Risk för översvämning och ras

Risken för översvämning och ras i anslutning till byggplatsen beaktas enligt punkterna 2.6.1 och 2.6.2 i Finlands byggbestämmelsesamling (BBS) del B 3 Geokonstruktioner. Föreskrifter och anvisningar 2004.

3.3. Förorenad mark

Att marken på byggplatsen är fri från föroreningar samt inverkan av skadliga ämnen på projektering och genomförande av bygget skall kontrolleras enligt punkt 2.7.1 i Finlands byggbestämmelsesamling (BBS) del B 3 Geokonstruktioner. Föreskrifter och anvisningar 2004.

3.4. Radonrisk

Risken för radon på byggplatsen beaktas vid planering och byggande enligt punkt 2.8.1 i Finlands byggbestämmelsesamling (BBS) del B 3 Geokonstruktioner. Föreskrifter och anvisningar 2004.

4. Förfarande som skall användas när det anges alternativa metoder i standarden SFS-EN 1997-1:2004

I Finland används dimensioneringsätt 2 för dimensionering av plint- och plattgrunder, pålgrunder, förankringar och stödkonstruktioner. För dimensionering av ramper och totalstabilitet används dimensioneringsätt 3.

Förklaring: Vid användning av dimensioneringsätt 2 kan två olika förfaranden följas, som betecknas med DA2 och DA2. Vid användning av dimensioneringsätt DA2 riktas partialkoefficienterna mot lastens karakteristiska värden i början av dimensioneringsberäkningen och hela beräkningen görs med dimensioneringsvärden. Vid användning av dimensioneringsmetod DA2* görs hela beräkningen med karakteristiska värden och partialkoefficienter används först i slutet av beräkningen vid kontroll av brottgränsvillkoret (jmf. Designers' guide to EN 1997-1 - EUROCODE 7: Geotechnical design - General rules. Thomas Telford 2004; ISBN 0 7277 3154 8).*

Vid användning av dimensioneringsätt DA2 skall särskild uppmärksamhet fästas på att säkerställa grundens stabilitet.*

5. Användning av informativa bilagor

I Finland används inte bilaga H. Övriga bilagor kan användas i Finland.

Vid projektering av husbyggnadsobjekt skall i stället för bilaga H följas föreskrifter och anvisningar angivna i publikationen Finlands byggbestämmelsesamling (BBS) del B 3 Geokonstruktioner. Föreskrifter och anvisningar 2004, punkt 4.1.5 och 4.1.6.

6. Hänvisningar till kompletterande, ej stridig information

6.1. Riktgivande metoder

Dimensioneringsfall där överskridande av gränstillstånd kan undvikas genom traditionella och i allmänhet konservativa riktgivande metoder är t.ex. beaktande av tjällyftning (jmf. 3.1), risk för översvämning och ras (jmf. 3.2), förorenad mark (jmf. 3.3) och radonrisk (jmf. 3.4) samt planering av enkla grundläggningsfall. (Se SFS-EN 1997-1:2004; punkt 2.5)

6.2. Internationellt kända standarder och rekommendationer

I standarden SFS-EN 1997-1:2004 hänvisas till procedurer som när SFS-EN standarder saknas utförs enligt ”internationellt kända standarder och rekommendationer” till exempel i punkterna 3.1(3)P, 7.5.2.1(1)P och 7.5.3(1). Ifrågasvarande internationella och nationella standarder och specifikationer kan användas tills ersättande SFS-EN standarder har publicerats.

Tabell 1 (FI) – Punkter där nationella val har gjorts och där det ges anvisningar i denna nationella bilaga.

Punkt	Objekt	Denna nationella bilagas regler
2.1(8)P	Minimikrav för lätta och enkla konstruktioner samt för små jordbyggnadsarbeten.	För att kunna projektmässigt upptäcka konstruktionsarbetets krav, kan man handla enligt stadgorna i RakMk del A2. Se tabell 2 och den nationella bilagans SFS-EN 1990 tabell B1 (FI).
2.4.6.1(4)P	Värdet för partialkoefficienten γ_F i ekvationen (2.1a).	Använd värden i tabell A.1(FI), A.3(FI), A.15(FI) och A.17(FI) presenterade i denna nationella bilaga.
2.4.6.2(2)P	Värdet för partialkoefficienten γ_M i ekvationen (2.2).	Använd värden i tabell A.2(FI), A.4(FI) och A.16(FI) presenterade i denna nationella bilaga.
2.4.7.1(2)P	Värden för partialkoefficienterna i normalt varaktiga och tillfälliga dimensioneringsfall.	Använd i tillämpliga delar värden i tabellerna A(FI) presenterade i denna nationella bilaga.
2.4.7.1(3)	Värdet för partialkoefficienterna i olycksfall. Partialkoefficienternas värden för bärförmåga.	För laster eller deras effekter används värde 1,0. För bärförmåga används i tillämpliga delar de senare presenterade värden, som berör respektive gränstillstånd.
2.4.7.2.(2)P	ANM 2: Värden för partialkoefficienterna i normalt varaktiga och tillfälliga dimensioneringsfall.	Använd värden i tabell A.1(FI) och A.2(FI), presenterade i denna nationella bilaga.
2.4.7.3.2(3)P	Värden för partialkoefficienterna i ekvationerna (2.6a) och (2.6b).	Använd värden i tabell A.3(FI) och A.4(FI), presenterade i denna nationella bilaga.
2.4.7.3.3.(2)P	Värden för partialkoefficienterna i ekvationerna (2.7a, b och c).	Använd värden i tabell A.5(FI) – A.8(FI) och A.12(FI) – A.14(FI), presenterade i denna nationella bilaga.
2.4.7.3.4.1(1)P	ANM 1: Dimensioneringssätt, som skall användas vid dimensionering.	Vid dimensionering av plattgrundläggningar, pålgrundläggningar, förankringar och stödkonstruktioner används dimensioneringssätt 2. Vid dimensionering av slänter och totalstabilitet används dimensioneringssätt 3. (Jämför punkt 3.)
2.4.7.4(3)P	Värden för partialkoefficienterna vid normalt varaktiga och tillfälliga dimensioneringsfall i ekvationen (2.8)	Använd värden i tabell A.15(FI) – A.16(FI) presenterade i denna nationella bilaga.
2.4.7.5(2)P	Värden för partialkoefficienterna vid normalt varaktiga och tillfälliga dimensioneringsfall i ekvationerna (2.9 samt 2.9b).	Använd värden i tabell A.17(FI) presenterade i denna nationella bilaga.
2.4.8(2)	Partialkoefficienternas värden i bruksgränstillstånd.	Använd värdet 1,0.
2.4.9(1)P	Tillåtna värden för fundamentets förskjutningar.	I denna nationella bilaga presenteras inte tillåtna värden. Vägledande gränsvärden presenteras i RakMK:s avsnitt B3 (2004) punkter 4.1.5 och 4.1.6.
2.5(1)	Sedvanliga och i regel konservativa regler.	Se ovan punkt 2.1(8)P samt denna nationella bilagas punkt 6.1.
7.6.2(8)P	Värden för korrelationskoefficienterna ξ_1 och ξ_2 .	Använd värden i tabell A.9 (FI) presenterade i denna nationella bilaga.
7.6.2.2(14)P	Värden för partialkoefficienterna γ_b , γ_s och γ_t .	Använd, beroende på påltyp, värden i tabellerna A.6(FI), A.7(FI) och A.8(FI), presenterade i denna nationella bilaga.
7.6.2.3(4)P	Värden för partialkoefficienterna γ_b , och γ_s .	Använd, beroende på påltyp, värden i tabellerna A.6(FI), A.7(FI) och A.8(FI), presenterade i denna nationella bilaga.
7.6.2.3(5)P	Värden för korrelationskoefficienterna ξ_3 och ξ_4 .	Använd värden i tabell A.10(FI), presenterade i denna nationella bilaga.
7.6.2.3(8)	Värdet för modellkoefficienten, som korregerar partialkoefficienterna γ_b och γ_s .	Modellkoefficienten i bruk är för friktionspålar minst 1,60. Modellkoefficienten för kohesions- pålar är $\geq 1,95$ vid långvarig och $\geq 1,40$ vid kortvarig belastning.
7.6.2.4(4)P	Värden för partialkoefficienten γ_t och korrelationskoefficienterna ξ_5 och ξ_6 .	Använd för partialkoefficienten γ_t , beroende på påltyp, värden i tabellerna A.6(FI), A.7(FI) och A.8(FI) presenterade i denna nationella bilaga. Använd för korrelationskoefficienterna ξ_5 och ξ_6 , värden i tabell A.11(FI) presenterade i denna nationella bilaga.
7.6.3.2(2)P	Värdet för partialkoefficienten $\gamma_{s,t}$.	Använd för partialkoefficienten $\gamma_{s,t}$ beroende på påltyp värden i tabellerna A.6(FI), A.7(FI) och A.8(FI) presenterade i denna nationella bilaga.
7.6.3.2(5)P	Värden för korrelationskoefficienterna ξ_1 och ξ_2 .	Använd värden i tabell A.9 (FI) presenterade i denna nationella bilaga.
7.6.3.3(3)P	Värdet för partialkoefficientens $\gamma_{s,t}$.	Använd för partialkoefficienten $\gamma_{s,t}$ beroende på påltyp värden i tabellerna A.6(FI), A.7(FI) och A.8(FI) presenterade i denna nationella bilaga.
7.6.3.3(4)P	Värden för korrelationskoefficienterna ξ_3 och ξ_4 .	Använd värden i tabell A.10(FI), presenterade i denna nationella bilaga.
7.6.3.3(6)	Värdet för modellkoefficienten, som korregerar partialkoefficienten $\gamma_{s,t}$.	Värdet för modellkoefficienten är både vid kortvarig och vid långvarig belastning minst 1,60.
8.5.2(2)P	Värdet för partialkoefficienten γ_a .	Använd värden i tabell A.12 (FI) presenterade i denna nationella bilaga.
8.5.2(3) ANM	Värdet för korrelationskoefficienten ξ_a .	Inget separat värde anges åt korrelationskoefficienten ξ_a i denna nationella bilaga
8.6(4)	Värdet för modellkoefficienten.	I denna nationella bilaga anges inget värde åt modellkoefficienten.
11.5.1(1)P	Värden för partialkoefficienterna.	Använd värden i tabellerna A.3 (FI), A4(FI) och A14(FI) presenterade i denna nationella bilaga.

Partialkoefficienter och korrelationskoefficienter i brottgränstillstånd som skall användas i Finland

Tabell A.1(FI) – Lasters partialkoefficienter (γ_F) (EQU)

Jmf. med tabell A1.2(A)(FI) i NA/EN 1990:2002

Last	Beteckning	Värde
Permanent:		
Ogynnsam ^a	$\gamma_{G;dst}$	1,1 K_{FI}
Gynnsam ^b	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Varierande:		
Ogynnsam ^a	$\gamma_{Q;dst}$	1,5 K_{FI}
Gynnsam ^b	$\gamma_{Q;stb}$	0

^a Vältande last

^b Stabiliserande last

K_{FI} beror på tillförlitlighetsklass enligt tabell B2 i SFS-EN1990 på följande sätt:

i tillförlitlighetsklass RC3 $K_{FI} = 1,1$

i tillförlitlighetsklass RC2 $K_{FI} = 1,0$

i tillförlitlighetsklass RC1 $K_{FI} = 0,9$

Konsekvensklasser CC3 - CC1 som klargör tillförlitlighetsklasserna anges i tabell B1(FI):
Specifikation av konsekvensklasser i den nationella bilagan till SFS-EN 1990.

Beteckningarna i denna nationella bilaga anges i standarden SFS-EN 1997-1:2004 punkt 1.6 och standard SFS-EN 1990:2002 punkt 1.6.

Förklaring: Jordtryck räknas i detta gränstillstånd som vilotryck.

Tabell A.2(FI) – Jordparametrars partialkoefficienter (γ_M) (EQU)

Jordparameter	Beteckning	Värde
Skjuvmotståndsvinkel ^a (”Frikionsvinkel”)	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Effektiv kohesion	$\gamma_{c'}$	1,25
Odränerad skjuvhållfasthet	γ_{cu}	1,5
Enaxlig tryckhållfasthet	γ_{qu}	1,5
Volymvikt	γ_{γ}	1,0

^a Med denna säkerhetskoefficient delas $\tan \phi'$

Tabell A.3(FI) – Lasters (γ_F) eller lastinverkans (γ_E) partialkoefficienter (STR/GEO)

Jmf. serie A1 med tabell A1.2(C)(FI) och serie A2 med tabell A1.2(C)(FI) i NA/EN 1990:2002

Last	Beteckning	Serie	
		A1	A2
Permanent:			
Ogynnsam			
(Formel 6.10a)		1,35 K_{FI}	
(Formel 6.10b)	$\gamma_{G_{kj,sup}}$	1,15 K_{FI}	
(Formel 6.10)			1,0 K_{FI}
Gynnsam			
(Formel 6.10a)		0,9	
(Formel 6.10b)	$\gamma_{G_{kj,inf}}$	0,9	
(Formel 6.10)			1,0
Variabel:			
Ogynnsam			
(Formel 6.10b)	γ_Q	1,5 K_{FI}	
(Formel 6.10)			1,3 K_{FI}
Gynnsam		0	0

Anm.1: Som dimensioneringsschema kan saken uttryckas så att som lastkombination används den mest ogynnsamma av följande uttryck:

$$1,15 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{formel 6.10b})$$

$$1,35 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} \quad (\text{formel 6.10a})$$

K_{FI} beror på tillförlitlighetsklass enligt tabell B2 i bilaga B till SFS-EN1990 på följande sätt:

i tillförlitlighetsklass RC3 $K_{FI} = 1,1$

i tillförlitlighetsklass RC2 $K_{FI} = 1,0$

i tillförlitlighetsklass RC1 $K_{FI} = 0,9$

Konsekvensklasser CC3 - CC1 som klargör tillförlitlighetsklasserna anges i tabell B1(FI):
Specifikation av konsekvensklasser i den nationella bilagan till SFS-EN 1990.

Beteckningarna i denna nationella bilaga anges i standard SFS-EN 1997-1:2004 punkt 1.6 och standard SFS-EN 1990:2002 punkt 1.6.

Anm. 2: Se även standarderna SFS-EN 1992 - SFS-EN 1999 för värden på partialkoefficient γ att använda för tvångsförskjutnings- eller tvångsdeformationstillstånd.

Anm. 3: Karakteristiska värden för alla permanenta laster från samma orsak multipliceras med partialkoefficienten $\gamma_{G,sup}$, om lastens totalinverkan är ogynnsam och med partialkoefficienten $\gamma_{G,inf}$, om lastens totalinverkan är gynnsam. Till exempel kan alla laster på grund av konstruktionens egen tyngd anses orsakade av samma skäl; detta gäller även i fråga om olika material.

Anm. 4: Se även tabellerna A1.2(B)FI och A1.2(C)FI i den nationella bilagan till standard SFS 1990.

Tabell A.4(FI) – Jordparametrars partialkoefficienter (γ_M) (STR/GEO)

Jordparameter	Beteckning	Värde	
		M1	M2
Skjuvmotståndsvinkel ^a ("Frikionsvinkel")	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Effektiv kohesion	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Odränerad skjuvhållfasthet	γ_{cu}	1,0	1,5
Enaxlig tryckhållfasthet	γ_{qu}	1,0	1,5
Volymvikt	γ_{γ}	1,0	1,0

^a Med denna säkerhetskoefficient delas $\tan \phi'$

Tabell A.5(FI) – Partialkoefficienter (γ_R) för plint- och plattgrunders hållbarhet

Hållfasthet	Beteckning	Serie R2
Bärlighet	$\gamma_{R,v}$	1,55
Glidning	$\gamma_{R,h}$	1,1

Tabell A.6(FI) – Partialkoefficienter (γ_R) för undanträngande pålars hållfasthet

Hållfasthet	Beteckning	Serie R2
Spets	γ_b	1,20
Mantel (tryck)	γ_s	1,20
Total-/sammanlagd (tryck)	γ_t	1,20
Dragen mantel:		
- kortvarig belastning	$\gamma_{s,t}$	1,35
- långvarig belastning	$\gamma_{s;t}$	1,40

Tabell A.7(FI) – Partialkoefficienter (γ_R) för grävda pålars hållfasthet

Hållfasthet	Beteckning	Serie R2
Spets	γ_b	1,20
Mantel (tryck)	γ_s	1,20
Total-/sammanlagd (tryck)	γ_t	1,20
Dragen mantel:		
- kortvarig belastning	$\gamma_{s,t}$	1,35
- långvarig belastning	$\gamma_{s;t}$	1,50

Tabell A.8(FI) – Partialkoefficienter (γ_R) för CFA-pålars hållfasthet

Hållfasthet	Beteckning	Serie R2
Spets	γ_b	1,20
Mantel (tryck)	γ_s	1,20
Total-/sammanlagd (tryck)	γ_t	1,20
Dragen mantel:		
- kortvarig belastning	$\gamma_{s,t}$	1,35
- långvarig belastning	$\gamma_{s;t}$	1,40

Tabell A.9(FI) – Korrelationskoefficienter ξ för att härleda karakteristiskt värde ur statistiska provbelastningar (n – antal provbelastade pålar)^{a,b}

ξ for n =	1	2	3/50 %	4	5/100%
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

^a Tabellvärden gäller tryckta pålar.

^b Vid dimensionering av dragna pålar multipliceras tabellens (A.9(FI)) värden med värdet 1,4.

Tabell A.10(FI) – Korrelationskoefficienter ξ för att härleda karakteristiskt värde ur grundundersökningar (n – antal provprofiler)

ξ for n =	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,85	1,77	1,73	1,69	1,65	1,62	1,60
ξ_4	1,85	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40

Tabell A.11(FI) – Korrelationskoefficienter ξ för att härleda karakteristiska värden ur dynamiska slagprov^{a,b,c,d,e} (n – antal provade pålar)

ξ for n	= eller >2	=>5	=>10/50 %	=>15	=>20/100 %
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

- a Tabellens ξ -värden gäller för användning av dynamisk provbelastning (dynamic impact test).
- b ξ -värden kan multipliceras med referenskoefficienten 0,9 om signalanpassning används (signal matching).
- c ξ -värden multipliceras med modellkoefficienten 1,1 om påslagningsformel används och den skenbara elasticiteten i pålens ände mäts under slaget.
- d ξ -värden multipliceras med modellkoefficienten 1,2 om påslagningsformel används och den skenbara elasticiteten i pålens ände inte mäts under slaget.
- e I fall det finns pålar av olika slag i grunden så behandlas grupperna av lika pålar för sig när pålarnas antal n bestäms.

Förklaring: ξ -värden kan multipliceras med värdet 0,9 även utan signalanpassning om pålarna stöder sig mot berg på ett säkert sätt och pålens hållbarhet närmast beror på dess konstruktiva hållfasthet.

För konstruktioner som är tillräckligt stela och hållfasta för att överföra laster från "svaga" pålar till "starka" pålar kan koefficienterna ξ_5 och ξ_6 divideras med värdet 1,1.

Med antalet n avses när det gäller geoteknisk hållfasthet antal mätningar av pålar eller andel mätta pålar av totala antalet pålar (50 %, 100 %) som är gjord på likadana pålar i likadana grundförhållanden. Efter antal eller procentandel väljs det som ger den minsta korrelationskoefficienten.

Användning av påslagningsformel förutsätter att formeln tidigare kunnat konstateras tillförlitlig under ifrågasvarande förhållanden och att pålningsmaskinen är kalibrerat under förhållanden som råder på ifrågasvarande byggplats.

Tabell A.12(FI) – Partialkoefficienter (γ_R) för förspända ankare

Hållfasthet	Beteckning	Serie R2
Tillfällig	$\gamma_{a,t}$	1,25
Permanent	$\gamma_{a,p}$	1,50

Tabell A.13(FI) – Partialkoefficienter (γ_R) för stödkonstruktioners hållfasthet

Hållfasthet	Beteckning	Serie R2
Bärighet	$\gamma_{R,v}$	1,55
Glidmotstånd	$\gamma_{R,h}$	1,1
Jordens hållfasthet	$\gamma_{R,e}$	1,5

Tabell A.14(FI) – Partialkoefficienter (γ_R) för slänter och totalstabilitet

Hållfasthet	Beteckning	Serie R3
Jordens hållfasthet	$\gamma_{R,e}$	1,0

Tabell A.15(FI) – Lasters partialkoefficienter (γ_F) (UPL)

Last	Beteckning	Värde
Permanent:		
Ogynnsam ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,1 K_{FI}
Gynnsam ^b	$\gamma_{G,stab}$	0,9
Variabel:		
Ogynnsam ^a	$\gamma_{Q,dst}$	1,5 K_{FI}

^a Vältande last

^b Stabiliserande last

Tabell A.16(FI) – Partialkoefficienter för jordparametrar och bärförmåga (UPL)

Jordparameter	Beteckning	Värde
Skjuvmotståndsvinkel ^a (”Friktionsvinkel”)	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Effektiv kohesion	$\gamma_{c'}$	1,25
Odränerad skjuvhållfasthet	γ_{cu}	1,5
Hållbarhet för dragen påle	$\gamma_{s,t}$	1,5
Hållbarhet för ankare	γ_a	1,5

^a Med denna säkerhetsfaktor delas $\tan \phi'$

Tabell A.17(FI) – Lasters partialkoefficienter (γ_F) (HYD)

Last	Beteckning	Värde
Permanent:		
Ogynnsam ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,35 K_{FI} (gynnsamma grundförhållanden)
- ” -	”	1,8 K_{FI} (ogynnsamma grundförhållanden)
Gynnsam ^b	$\gamma_{G,stab}$	0,9
Variabel:		
Ogynnsam ^a	$\gamma_{Q,dst}$	1,5 K_{FI}
^a	Vältande last	
^b	Stabiliserande last	