

DS/EN 1992-1-1 DK NA:2017

Nationalt anneks til

Eurocode 2: Betonkonstruktioner – Del 1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner

Forord

Dette nationale anneks (NA) er en revision af DS/EN 1992-1-1 DK NA:2013 og erstatter dette fra 2017-05-04. I en overgangsperiode frem til 2017-08-01 kan såvel dette NA som det tidligere gældende NA anvendes. Der er foretaget faglige ændringer i afsnittene 4.4.1.2(5) (note indført), 4.4.1.2(7), 5.8.6(7), 6.2.5(2), 6.2.5(6), 6.3.2(6) (fire første afsnit indført), 7.3.2(1)P (tredje afsnit indført), 8.4.4, 9.2.1.2(3), 9.6.3(1), 9.6.4, 9.10.1(1), 9.10.2.1(1), 9.10.2.4(1), 9.10.2.5(1) og (2), C.1(1) (første afsnit indført), C.3(1)P (første afsnit indført) og anneks 2 er udgået.

Tidligere udgaver af og tillæg til dette NA samt en oversigt over samtlige NA'er kan findes på www.eurocodes.dk.

Dette NA fastsætter betingelserne for anvendelsen af EN 1992-1-1 i Danmark for byggeri efter byggeloven eller byggelovgivningen. Andre parter kan sætte dette NA i kraft med en henvisning hertil.

Et nationalt anneks indeholder nationale bestemmelser, dvs. nationalt gældende værdier eller valgte metoder. Annekset kan endvidere indeholde supplerende, ikke-modstridende information.

I dette NA er angivet:

- Oversigt over mulige nationale valg og punkter, hvortil der er supplerende information
- Nationale valg
- Supplerende, ikke-modstridende information.

2017-05-02: Der er dd. foretaget rettelse af dato i linje 2 fra 2017-06-01 til 2017-05-04.

Oversigt over mulige nationale valg samt supplerende information

Nedenstående oversigt viser de steder, hvor nationale valg er mulige, og hvilke informative annekser, der er gældende/ikke gældende. Endvidere er det angivet, til hvilke punkter der er givet supplerende information. Supplerende informationer findes sidst i dette nationale annekst.

Punkt	Emne	Nationalt valg ¹⁾	Supplerende information
1.2.2	Andre referencestandarder		Supplerende information
2.3.1.4(2)	Forspænding		Supplerende information
2.3.3(3)	Betons deformation	Uændret	
2.4.2.1(1)	Partialkoefficient for last forårsaget af svind	Uændret	
2.4.2.2(1)	Partialkoefficienter for forspænding	Uændret	
2.4.2.2(2)	Partialkoefficienter for forspænding	Nationalt valg	
2.4.2.2(3)	Partialkoefficienter for forspænding	Uændret	
2.4.2.3(1)	Partialkoefficient for udmattelseslast	Uændret	
2.4.2.4(1)	Partialkoefficienter for materialer	Nationalt valg	
2.4.2.4(2)	Partialkoefficienter for materialer	Uændret	
2.4.2.5 (2)	Partialkoefficienter for materialer til fundamenter	Nationalt valg	
3.1.1(1)P	Generelt		Supplerende information
3.1.2(2)P	Styrke	Uændret	
3.1.2(4)	Styrke	Nationalt valg	
3.1.3(2)	Elastisk deformation	Nationalt valg	
3.1.4(2)	Krybning og svind		Supplerende information
3.1.6(1)P	Regningsmæssig trykstyrke og trækstyrke	Uændret	
3.1.6(2)P	Regningsmæssig trykstyrke og trækstyrke	Uændret	
3.2.1(1)P	Generelt		Supplerende information
3.2.2(3)P	Egenskaber	Uændret	Supplerende information
3.2.7(2)	Beregningsforudsætninger	Nationalt valg	
3.3.1	Generelt		Supplerende information
3.3.4(5)	Sejhedsegenskaber	Uændret	
3.3.6(7)	Beregningsforudsætninger	Uændret	
4.2	Miljøforhold	Nationalt valg	
4.4.1.2(3)	Minimumdækklag, c_{min}	Nationalt valg	
4.4.1.2(5)	Minimumdækklag, c_{min}	Nationalt valg	
4.4.1.2(6)	Minimumdækklag, c_{min}	Uændret	
4.4.1.2(7)	Minimumdækklag, c_{min}	Nationalt valg	Supplerende information
4.4.1.2(8)	Minimumdækklag, c_{min}	Uændret	
4.4.1.2(13)	Minimumdækklag, c_{min}	Uændret	
4.4.1.3(1)P	Tillæg ved dimensionering for tolerancer	Nationalt valg	
4.4.1.3(3)	Tillæg ved dimensionering for tolerancer	Nationalt valg	



Punkt	Emne	Nationalt valg ¹⁾	Supplerende information
4.4.1.3(4)	Tillæg ved dimensionering for tolerancer	Uændret	
5.1.3(1)P	Lasttilfælde og lastkombinationer	Nationalt valg	
5.2(1)	Geometriske imperfektioner		Supplerende information
5.2(5)	Geometriske imperfektioner	Uændret	
5.5(4)	Lineær elastisk analyse med begrænset omlejring	Uændret	
5.6.1(3)P	(Plastisk analyse) Generelt		Supplerende information
5.6.3(4)	Rotationsbæreevne	Uændret	
5.8.3.1(1)	Slankhedskriterium for enkeltstående konstruktionsdele	Uændret	
5.8.3.3(1)	Globale 2.-ordens-effekter i bygninger	Uændret	
5.8.3.3(2)	Globale 2.-ordens-effekter i bygninger	Uændret	
5.8.5(1)	Beregningsmetoder	Nationalt valg	
5.8.6(3)	Generel metode	Nationalt valg	
5.8.6(7)	Generel metode		Supplerende information
5.10.1(6)	Generelt	Nationalt valg	
5.10.2.1(1)P	Maksimal forspændingskraft	Uændret	
5.10.2.1(2)	Maksimal forspændingskraft	Uændret	
5.10.2.2(4)	Begrænsning af betonspænding	Uændret	
5.10.2.2(5)	Begrænsning af betonspænding	Uændret	
5.10.3(2)	Forspændingskraft	Uændret	
5.10.8(2)	Virkninger af forspænding i brudgrænsetilstande	Nationalt valg	
5.10.8(3)	Virkninger af forspænding i brudgrænsetilstande	Nationalt valg	
5.10.9(1)P	Virkninger af forspænding i anvendelsesgrænsetilstande og udmattelsesgrænsetilstande	Nationalt valg	
6.2.1(2)	Generel procedure for eftervisning		Supplerende information
6.2.2(1)	Konstruktionsdele, der ikke regningsmæssigt kræver forskydningsarmering	Nationalt valg	
6.2.2(6)	Konstruktionsdele, der ikke regningsmæssigt kræver forskydningsarmering	Nationalt valg	Supplerende information
6.2.3(2)	Konstruktionsdele, der regningsmæssigt kræver forskydningsarmering	Nationalt valg	
6.2.3(3)	Konstruktionsdele, der regningsmæssigt kræver forskydningsarmering	Nationalt valg	
6.2.4(4)	Forskydning mellem krop og flanger i T-tværsnit	Nationalt valg	
6.2.4(6)	Forskydning mellem krop og flanger	Uændret	

Punkt	Emne	Nationalt valg ¹⁾	Supplerende information
	i T-tværsnit		
6.2.5(1)	Forskydning i støbeskel		Supplerende information
6.2.5(2)	Forskydning i støbeskel		Supplerende information
6.2.5(6)	Forskydning i støbeskel		Supplerende information
6.3.2(6)	Fremgangsmåde ved dimensionering		Supplerende information
6.4.3(6)	Beregning af gennemlokning	Uændret	
6.4.4(1)	Gennemlokningsbæreevne af plader og søjlefundamenter uden forskydningsarmering	Uændret	
6.4.5(1)	Forskydning i støbeskel	Uændret	
6.4.5(3)	Gennemlokningsbæreevne af plader og søjlefundamenter med forskydningsarmering	Uændret	
6.4.5(4)	Gennemlokningsbæreevne af plader og søjlefundamenter med forskydningsarmering	Nationalt valg	
6.5.2(2)	Trykstænger	Nationalt valg	
6.5.4(4)	Knudepunkter	Nationalt valg	
6.5.4(6)	Knudepunkter	Nationalt valg	
6.8.4(1)	Metode til eftervisning af armeringsstål og forspændingsstål	Uændret	
6.8.4(5)	Metode til eftervisning af armeringsstål og forspændingsstål	Uændret	
6.8.6(1)	Andre eftervisninger	Uændret	
6.8.6(3)	Andre eftervisninger	Uændret	
6.8.7(1)	Eftervisning af beton under tryk- eller forskydningspåvirkning	Uændret	
7.2(2)	Spændingsbegrænsning	Uændret	
7.2(3)	Spændingsbegrænsning	Uændret	
7.2(5)	Spændingsbegrænsning	Uændret	
7.3.1(5)	Generelle betragtninger	Nationalt valg	
7.3.2(1)P	Minimumarmering		Supplerende information
7.3.2(3)	Minimumarmering		Supplerende information
7.3.2(4)	Minimumarmering	Uændret	
7.3.4(1)	Beregning af revnevidder		Supplerende information
7.3.4(3)	Beregning af revnevidder	Nationalt valg	
7.3.4(4)	Beregning af revnevidder		Supplerende information
7.4.2(2)	Tilfælde, hvor beregninger kan udelades	Uændret	
8.2(2)	Armeringsafstand	Uændret	
8.3(2)	Tilladte dorndiametre for opbøjede stænger	Uændret	Supplerende information
8.4.1(2)	Generelt		Supplerende information
8.4.2(2)	Forankringsstyrke		Supplerende information
8.4.3(2)	Basisforankringslængde		Supplerende information



Punkt	Emne	Nationalt valg ¹⁾	Supplerende information
8.4.4	Regningsmæssig forankringslængde		Supplerende information
8.6(2)	Forankring med svejste stænger	Nationalt valg	
8.7.3	Stødlængde		Supplerende information
8.8(1)	Supplerende regler for stænger med stor diameter	Uændret	
8.9	Bundtet armering		Supplerende information
9.2.1.1(1)	Minimum- og maksimumarmering	Nationalt valg	
9.2.1.1(3)	Minimum- og maksimumarmering	Uændret	
9.2.1.2(1)	Andre konstruktionsudformningsregler	Uændret	
9.2.1.2(3)	Andre konstruktionsudformningsregler		Supplerende information
9.2.1.4(1)	Forankring af undersidearmering ved en endeunderstøtning	Uændret	
9.2.2(4)	Forskydningsarmering	Uændret	
9.2.2(5)	Forskydningsarmering	Nationalt valg	
9.2.2(6)	Forskydningsarmering	Uændret	
9.2.2(7)	Forskydningsarmering	Uændret	
9.2.2(8)	Forskydningsarmering	Uændret	
9.3.1.1(3)	Generelt	Uændret	
9.5.2(1)	Længdearmering	Uændret	
9.5.2(2)	Længdearmering	Uændret	
9.5.2(3)	Længdearmering	Uændret	
9.5.3(3)	Tværarmering	Uændret	
9.6.2(1)	Lodret armering	Uændret	
9.6.3(1)	Vandret armering	Uændret	Supplerende information
9.6.4	Tværarmering		Supplerende information
9.7(1)	Høje bjælker	Uændret	
9.8.1(3)	Pælefundamenter	Uændret	
9.8.2.1(1)	Generelt	Uændret	
9.8.3(1)	Trækbjælker	Uændret	
9.8.3(2)	Trækbjælker	Nationalt valg	
9.8.4(1)	Søjlefundament på klippe	Uændret	
9.8.5(3)	Borede pæle	Uændret	
9.10.1 (1)	Trækforbindelser, Generelt		Supplerende information
9.10.2.1(1)	Dimensionering af trækforbindelser, Generelt		Supplerende information
9.10.2.2(2)	Periferi-trækforbindelser	Nationalt valg	
9.10.2.3(3)	Interne trækforbindelser	Nationalt valg	
9.10.2.3(4)	Interne trækforbindelser	Nationalt valg	
9.10.2.4(1)	Vandrette trækforbindelser til søjler og/eller vægge		Supplerende information
9.10.2.4(2)	Vandrette trækforbindelser til søjler og/eller vægge	Nationalt valg	



Punkt	Emne	Nationalt valg ¹⁾	Supplerende information
9.10.2.5(1)	Lodrette trækforbindelser		Supplerende information
9.10.2.5(2)	Lodrette trækforbindelser		Supplerende information
9.10.3(3)	Kontinuitet og forankring af trækforbindelser		Supplerende information
11.3.5(1)P	Regningsmæssig trykstyrke og trækstyrke	Nationalt valg	
11.3.5(2)P	Regningsmæssig trykstyrke og trækstyrke	Nationalt valg	
11.3.7(1)	Indesluttet beton	Uændret	
11.6.1(1)	Konstruktionsdele, der ikke regningsmæssigt kræver forskydningsarmering	Nationalt valg	
11.6.1(2)	Konstruktionsdele, der ikke regningsmæssigt kræver forskydningsarmering	Uændret	
11.6.2(1)	Konstruktionsdele, der regningsmæssigt kræver forskydningsarmering	Nationalt valg	
11.6.4.1(1)	Gennemlokningsbæreevne af plader eller søjlefundamenter uden forskydningsarmering	Uændret	
12.3.1(1)	Beton: supplerende projekteringsforudsætninger	Nationalt valg	
12.6.3(2)	Forskydning	Uændret	
Anneks A	Ændring af partialkoefficienter for materialer	Ikke gældende	
C.1(1)	Generelt	Nationalt valg	Supplerende information
C.1(3)	Generelt	Uændret	
C.3(1)P	Bøjelighed		Supplerende information
E.1(2)	Generelt	Nationalt valg	
F.1(4)	Generelt		Supplerende information
Anneks G	Samvirkning mellem jord og konstruktion	Ikke gældende	
Anneks H	Globale 2.-ordens-effekter	Ikke gældende	
Anneks I	Beregning af paddehattedæk og afstivende vægge	Ikke gældende	
Anneks J	Armeringsudformningsregler for særlige tilfælde	Ikke gældende	
Anneks I	Beregning af visse søjler støbt på stedet		Supplerende information

1)

Uændret: Anbefalingen i eurocoden følges.

Ikke gældende: Anneks er ikke gældende

Nationalt valg: Der er foretaget et nationalt valg.

Nationale valg

2.4.2.2(2) Partialkoefficienter for forspænding

Følgende værdi skal anvendes: $\gamma_{p,unfav} = 1,2$.

2.4.2.4(1) Partialkoefficienter for materialer

Partialkoefficienter angivet i tabel 2.1Na NA benyttes for brudgrænsetilstande ved vedvarende og midlertidige dimensioneringstilstande.

Tabel 2.1Na NA - Partialkoefficienter for materialer i brudgrænsetilstande ved vedvarende og midlertidige dimensioneringstilstande

Konstruktioner, alment

Betons trykstyrke og E-modul i armeret beton	$\gamma_c = 1,45 \gamma_0 \gamma_3$
Betons trykstyrke og E-modul i uarmeret beton ³	$\gamma_c = 1,60 \gamma_0 \gamma_3$
Betons trækstyrke ⁴	$\gamma_c = 1,70 \gamma_0 \gamma_3$
Slap armerings styrke	$\gamma_s = 1,20 \gamma_0 \gamma_3$
Spændarmerings styrke	$\gamma_s = 1,20 \gamma_0 \gamma_3$

Præfabrikerede elementer, beregning¹⁾

Betons trykstyrke og E-modul i armeret beton	$\gamma_c = 1,40 \gamma_0 \gamma_3$
Betons trykstyrke og E-modul i uarmeret beton ³	$\gamma_c = 1,55 \gamma_0 \gamma_3$
Betons trækstyrke ⁴	$\gamma_c = 1,60 \gamma_0 \gamma_3$
Slap armerings styrke	$\gamma_s = 1,20 \gamma_0 \gamma_3$
Spændarmerings styrke	$\gamma_s = 1,20 \gamma_0 \gamma_3$

Præfabrikerede elementer, funktionsprøvning¹⁾

Funktionsprøvning med sejt brud ²⁾	$\gamma_M = 1,20 \gamma_0 \gamma_3$
Funktionsprøvning med skørt brud	$\gamma_M = 1,40 \gamma_0 \gamma_3$

1): Partialkoefficienten for præfabrikerede elementer kan anvendes, såfremt elementerne er omfattet af en harmoniseret produktstandard eller underlagt en 3.-parts-overvågning i henhold til DS/EN 13369, annek E.

2): Præfabrikerede elementer påvirket af tværlast antages at have et sejt brud, hvis mindst en af følgende forudsætninger er opfyldt:

- Det dokumenteres ved måling, at armeringen flyder ved brud
- Før brud er der et udpræget jævnt fordelt revnemønster svarende til den påsatte last
- Før brud er der en udbøjning, der overstiger 3/200 af spændvidden.

Alle andre brudformer betragtes som skøre brud. Brud i præfabrikerede elementer påvirket af normalkræfter skal altid betragtes som skøre brud.

3): Partialkoefficienten for betons trykstyrke og E-modul γ_c i uarmeret beton gælder for konstruktioner, der ikke indeholder minimumarmering svarende til reglerne i denne norm. Minimumarmeringsreglerne kan ændres, såfremt det ved forsøg dokumenteres, at svigttypen ikke ændres i forhold til det, der gælder for den konstruktion, der overholder minimumarmeringsreglerne i eurocoden.

4): Partialkoefficienten for betonens trækstyrke γ_c anvendes i de tilfælde, hvor bruddet i betonen er betinget af et trækbrud, og/eller hvor konstruktionen ikke rummer minimumarmering. For ikke-forskydningsarmerede bjælker og plader



samt ved gennemlokning kan forskydningsbruddet regnes at være et trykbrud. For uarmerede konstruktioner, støbeskel, hvor der ikke er minimumarmering, og ved forankring/stød regnes bruddet at være et trækbrud.

Partialkoefficienterne er fastlagt i overensstemmelse med det nationale anneks til DS/EN 1990, anneks F, hvor $\gamma_0\gamma_M = \gamma_0 \gamma_1 \gamma_2 \gamma_3 \gamma_4$, idet:

- γ_0 benyttes for konstruktionsdele, der indgår i geotekniske konstruktioner, jf. DS/EN 1990, tabel A1.2(B+C) og anneks F
- γ_1 tager hensyn til svigttypen
- γ_2 tager hensyn til usikkerhed relateret til beregningsmodel
- γ_3 tager hensyn til omfang af kontrol
- γ_4 tager hensyn til variationen i styrkeparameteren eller bæreevne.

Ved fastlæggelse af γ_1 er de i tabel 2.1Nb NA angivne svigttyper anvendt.

Tabel 2.1Nb NA - Forudsatte svigttyper ved fastlæggelse af γ_1

Konstruktioner alment og præfabrikerede elementer, beregning

Betons trykstyrke og E-modul i armeret beton	<i>Varslet brud uden bæreevnereserve</i>
Betons trykstyrke og E-modul i uarmeret beton	<i>Uvarslet brud</i>
Betons trækstyrke	<i>Uvarslet brud</i>
Armeringsstyrke	<i>Varslet brud uden bæreevnereserve</i>

Præfabrikerede elementer, funktionsprøvning

Funktionsprøvning med sejt brud	<i>Varslet brud uden bæreevnereserve</i>
Funktionsprøvning med skørt brud	<i>Uvarslet brud</i>

Tabel 2.1Nc NA angiver værdier for γ_3 afhængigt af kontrolomfanget.

Tabel 2.1Nc NA - γ_3 i afhængighed af kontrolomfang

Kontrolklasse	Skærpet	Normal	Lempet
γ_3	0,95	1,0	1,10

Følgende partialkoefficient benyttes for brudgrænsetilstande ved ulykkesdimensioneringstilstande $\gamma_M = 1,0$.

Ved eftervisning af udmattelse for vedvarende dimensioneringstilstande anvendes partialkoefficienterne i tabel 2.1Na NA multipliceret med 1,1 for værdierne $\gamma_{C,fat}$ og $\gamma_{S,fat}$.

Lempet kontrolklasse må ikke anvendes til konstruktioner i høj konsekvensklasse.

De bestemmelser, herunder kontrolomfang, der knytter sig til de enkelte kontrolklasser, er fastlagt i DS/EN 1990 DK NA, DS/EN 13670 og DS 2427.



2.4.2.5(2) Partialkoefficienter for materialer til fundamenter

Følgende værdi skal anvendes: $k_f = 1,0$.

3.1.2(4) Styrke

Værdien af k_f bestemmes ud fra dokumenterede sammenhænge for betons styrke på bestemmelsestidspunktet og dens styrke ved 28 døgn.

3.2.7(2) Beregningsforudsætninger

Metode b, svarende til en vandret øvre linje, benyttes.

For ε_{uk} anvendes værdien $\varepsilon_{uk} = A_{gt}$, svarende til definitionen i DS/EN 10080.

4.2 Miljøforhold

Eksponeringsklasserne defineret i DS/EN 206-1 er gengivet i DS/EN 1992-1-1, tabel 4.1.

Bygningsdele henføres til eksponeringsklasserne angivet i tabel 4.1. En bygningsdel kan være udsat for flere af de i tabel 4.1 nævnte påvirkninger, hvorfor de miljømæssige forhold, bygningsdelen udsættes for, kan være beskrevet ved en kombination af eksponeringsklasser.

Eksponeringsklasserne henføres til miljøklasser som angivet i DS 2426 og gengivet i tabel 4.1 NA. Der anvendes fire miljøklasser: passiv, moderat, aggressiv og ekstra aggressiv, der benævnes P, M, A og E.

Der anvendes den højeste miljøklasse, svarende til rangordningen P, M, A og E.

For de enkelte bygningsdele kan der for de enkelte eksponerede overflader differentieres i eksponeringsklasserne alt efter miljøpåvirkningerne.

Tabel 4.1 NA – Normativ gruppering af eksponeringsklasser i miljøklasser:

Miljøklasse	Passiv	Moderat	Aggressiv	Ekstra aggressiv
Omfatter følgende eksponeringsklasser i henhold til DS/EN 206-1	X0	XC2	XD1	XD2
	XC1	XC3	XS1	XD3
		XC4	XS2	XS3
		XF1	XF2	XF4
		XA1	XF3	XA3
		XA2		

NOTE - Eksempler på, hvilke miljøklasser de enkelte bygningsdele på den sikre side normalt bør henregnes til, er følgende:

- Til passiv miljøklasse må almindeligvis henregnes følgende bygningsdele:
 - konstruktioner i indendørs tørt miljø
 - jorddækkede fundamenter i lav og normal konsekvensklasse.
- Til moderat miljøklasse må almindeligvis henregnes følgende bygningsdele:
 - funderingspæle
 - fundamenter delvis over terræn

- jorddækkede fundamenter i høj konsekvensklasse
- udvendige vægge og facader
- udvendige søjler
- udvendige bjælker med konstruktivt beskyttet overside
- altanbrystninger
- installationskanaler
- ingeniørgange
- elevatorgruber.
- Til aggressiv miljøklasse må almindeligvis henregnes følgende bygningsdele:
 - udvendige dæk
 - udvendige bjælker uden konstruktivt beskyttet overside
 - støttemure
 - lyskasser
 - udvendige trapper
 - kælderydervægge delvis over terræn
 - kanaler, funderingspæle og gruber i moderat aggressivt grundvand
 - konstruktionsdele i moderat aggressivt grundvand.
- Ekstra aggressiv miljøklasse bør overvejes for følgende bygningsdele:
 - altangange, altanplader og altankonsoller
 - parkeringsdæk
 - svømmebade
 - brosjøler
 - kantbjælker på broer
 - marine konstruktioner, fx splashzonen
 - kanaler, funderingspæle og gruber i stærkt aggressivt grundvand
 - konstruktionsdele i stærkt aggressivt grundvand.

Eksemplerne kan afviges, såfremt det via eksponeringsklasserne i tabel 4.1 og sammenhængen til miljøklasserne i tabel 4.1 NA kan godtgøres, at der kan henføres til en lavere miljøklasse. Eksponeringen af en betonrand kan ske såvel gennem den aktuelle overflade som gennem andre overflader af bygningsdelen.

4.4.1.2(3) Minimumdæklag, c_{min}

For cirkulære foringsrør til efterspændte konstruktioner er den øvre grænse for $c_{min,b}$ 65 mm.

4.4.1.2(5) Minimumdæklag, c_{min}

Konstruktionsklasser anvendes ikke.

Dæklag ved skærpet og normal kontrolklasse skal mindst være som angivet i tabel 4.4N NA for slap armering i overensstemmelse med DS/EN 10080 og som angivet i tabel 4.5N NA for forspændingsstål i overensstemmelse med DS/EN 10138.

Ved lempet kontrol skal de foreskrevne dæklag forøges med 5 mm.

De angivne værdier er baserede på en forventet levetid på mindst 50 år med forventet vedligeholdelse.

NOTE: Hvis den forventede levetid er kortere eller længere kan lempeligere eller strengere krav være nødvendige, jf. DS/EN 206.

Tabel 4.4N NA – Krav til minimumdæklag, $c_{\min,dur}$, med hensyn til holdbarhed af slap armeringsstål i overensstemmelse med DS/EN 10080

Miljøklasse	Minimumdæklag mm
Ekstra aggressiv	40 mm
Aggressiv	30 mm
Moderat	20 mm
Passiv	10 mm

Tabel 4.5N NA – Krav til minimumdæklag, $c_{\min,dur}$, med hensyn til holdbarhed af forspændingsstål i overensstemmelse med DS/EN 10138

Miljøklasse	Førspændt armering ikke-bundtet mm	Efterspændt armering i foringsrør mm
Ekstra aggressiv	40 mm	50 mm
Aggressiv	30 mm	40 mm
Moderat	20 mm	35 mm
Passiv	10 mm	30 mm

4.4.1.2(7) Reduktion af minimumdæklag ved anvendelse af rustfri armering

For konstruktionsdele, der ikke er henført til eksponeringsklasserne XS3, XF4 og XA3, kan $\Delta c_{dur,st}$ sættes til $\Delta c_{dur,st} = c_{\min,dur} - 10$ mm ved anvendelse af rustfrit stål, der ikke er svejst, og som ved indstøbning opfylder den kemiske sammensætning angivet i tabel 4.6 NA.

Tabel 4.6 NA - Krav til kemisk sammensætning af rustfrit armering.

Miljøklasse	C %	PREN-værdi
Ekstra aggressiv	$\leq 0,08$	$\geq 23,0$
Moderat og aggressiv	$\leq 0,08$	$\geq 17,5$



NOTE 1: PREN-værdien beregnes efter formlen: $Cr + 3,3 Mo + 16 N$ jf. DS/EN 10088-1: 2005

NOTE 2: Eksempler på legeringer, der opfylder kravene i tabel 4.6 NA, er angivet i tabel 4.7 NA.

Tabel 4.7 NA – Legeringer iht. DS/EN 10088-1, der opfylder kravene i tabel 4.6 NA.

Miljøklasse	1.4301	1.4401	1.4429	1.4436	1.4362	1.4571	1.4462
Ekstra aggressiv		X	X	X	X	X	X
Moderat og aggressiv	X	X	X	X	X	X	X

NOTE 3: Sikring af den rustfri virkning ved indstøbning stiller krav til bearbejdning, herunder sikring imod forurening via det udstyr der anvendes for bearbejdningen.

4.4.1.3(1)P Tillæg ved dimensionering for tolerancer

Tolerancetillægget ΔC_{dev} bør normalt ikke vælges mindre end 5 mm i normal og skærpet kontrolklasse, og 10 mm i lempet kontrolklasse.

4.4.1.3(3) Tillæg ved dimensionering for tolerancer

Situationen er dækket af bestemmelserne i 4.4.1.3(1)P.

5.1.3(1)P Lasttilfælde og lastkombinationer

NOTE - Beregning af kontinuerte bjælker og plader på basis af plasticitetsteorien kan ske ved eftervisning af, at hvert fag kan optage påvirkninger svarende til maksimal last på hele faget og minimal last på hele faget, når der i begge tilfælde regnes med de fulde værdier af de valgte indspændingsmomenter.

Indspændingsmomenter vælges mellem elasticitetsteoriens værdier og en tredjedel heraf. For kontinuerte bjælker og plader med tilnærmelsesvis lige store fag og jævnt fordelt last kan eftervisning af indspændingsmomenternes placering i forhold til elasticitetsteoriens værdier udelades, hvis de vælges således, at der ved indspændinger og mellemunderstøtninger armeres for et indspændingsmoment, der numerisk er mindst 1/3 og højst det dobbelte af de dimensionsbestemmende momenter i tilstødende fag.

5.2.1(P) Geometriske imperfektioner

Se supplerende information.

5.6.1(3)P (Plastisk analyse) Generelt

Se supplerende information.

5.8.5(1) Beregningsmetoder

Følgende forenkede metode skal anvendes: (a) Metode baseret på nominal stivhed.

5.8.6(3) Generel metode

Følgende værdi skal anvendes: $\gamma_{cE} = \gamma_c$, jf. tabel 2.1Na NA.

5.10.1(6) Generelt

Følgende metode skal anvendes: Metode A.

5.10.8(2) Virkninger af forspænding i brudgrænsetilstande

Følgende værdi skal anvendes: $\Delta\sigma_{p,ULS} = 0$.



5.10.8(3) Virkninger af forspænding i brudgrænsetilstande

Følgende værdier skal anvendes: $\gamma_{\Delta P, \text{sup}} = \gamma_{\Delta P, \text{inf}} = 1,0$.

5.10.9(1)P Virkninger af forspænding i anvendelsesgrænsetilstande og udmatelsesgrænsetilstande

Følgende værdier skal anvendes: $r_{\text{sup}} = r_{\text{inf}} = 1,0$.

6.2.2(1) Konstruktionsdele, der ikke regningsmæssigt kræver forskydningsarmering

v_{min} er bestemt ved:

$$v_{\text{min}} = \left(\frac{0,051}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

6.2.2(6) Konstruktionsdele, der ikke regningsmæssigt kræver forskydningsarmering

Værdien af v findes efter supplerende informationer til 5.6.1(3)P.

6.2.3(2) Konstruktionsdele, der regningsmæssigt kræver forskydningsarmering

Hvis der anvendes klasse B- og klasse C-stål iht. annek C i EN1992-1-1, gælder følgende:

Betontykkets hældning θ med længdeaksen vælges således, at

$$\tan \frac{\alpha}{2} \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad (6.7a \text{ NA})$$

Anvendes afkortet armering, vælges

$$\tan \frac{\alpha}{2} \leq \cot \theta \leq 2,0 \quad (6.7b \text{ NA})$$

Den øvre grænse for $\cot \theta$ sikrer normalt mod dannelse af uacceptable forskydningsrevner i anvendelsestilstanden for slapt armerede bjælker og plader. Grænserne for trykhældningerne kan overskrides, når forholdene taler for det. $\cot \theta$ kan øges ved fuldt forspændte konstruktioner, hvor forskydningsrevner normalt ikke giver problemer.

Klasse A-stål iht. annek C i DS/EN 1992-1-1 kan anvendes til optagelse af forskydningspåvirkningen, hvis der er sikret tilstrækkelig deformationskapacitet til, at forskydningsbruddet kan udvikles som forudsat i forskydningsberegningen. Dette kan regnes at være tilfældet, hvis der for $\cot \theta$ anvendes den værdi, der medfører, at den samlede beregningsmæssige armering for konstruktionen udgør et minimum. For statisk bestemte bjælker, der alene er påvirket af forskydning (V), vridning (T) og bøjning (M), og hvor der anvendes lodrette bøjler ($\alpha = 90^\circ$), kan for $\cot \theta$ anvendes værdierne $1 \leq \cot \theta \leq 2$, hvis $T \leq 0,1V$, hvor T er i kNm, og V i kN.

6.2.3(3) Konstruktionsdele, der regningsmæssigt kræver forskydningsarmering

Værdien for v_1 efter supplerende informationer i 5.6.1(3)P.

6.2.4(4) Forskydning mellem krop og flanger



Den anbefalede værdi skal anvendes, hvis der anvendes klasse B- og klasse C-stål iht. anneks C i DS/EN 1992-1-1.

Klasse A-stål iht. anneks C i DS/EN 1992-1-1 kan anvendes, hvis der er sikret tilstrækkelig deformationsbæreevne. Dette kan regnes at være tilfældet, hvis der for $\cot\theta$ anvendes den værdi, der medfører, at den samlede beregningsmæssige armering for flangekonstruktionen udgør et minimum.

6.2.5(1) Forskydning i støbeskel

Se tillige supplerende information.

6.4.5(4) Gennemlokningsbæreevne af plader og søjlefundamenter med forskydningsarmering

Følgende værdi skal anvendes: $k = 2,0$.

6.5.2(2) Trykstænger

Følgende værdi skal anvendes: $0,6 \nu' = \nu$ efter supplerende informationer i 5.6.1(3)P.

6.5.4(4) Knudepunkter

Følgende værdier skal anvendes: $k_2 = k_3 = 1,0$ og $\nu' = \nu$ efter supplerende informationer i 5.6.1(3)P.

6.5.4(6) Knudepunkter

Følgende værdi skal anvendes: $k_4 = 1,0$, hvilket er på den sikre side. Værdien afhænger af tværtrykket.

7.3.1(5) Generelle betragtninger

De anbefalede værdier for relevante miljøklasser er anført i tabel 7.1 NA.

Tabel 7.1 NA - Anbefalede maksimale værdier af beregnede revnevidder w_{\max} (mm)

Miljøklasse	Slap armering	Spændarmering
Ekstra aggressiv	0,2 mm	0,1 mm
Aggressiv	0,3 mm	0,2 mm
Moderat	0,4 mm	0,3 mm

8.6(2) Forankring med svejste stænger

Anvendt værdi for F_{wd} skal være dokumenteret ved forsøg og opfylde normens foreskrevne sikkerhedsniveau, samtidig med at det skal være dokumenteret, at armeringens egenskaber efter svejsning fortsat opfylder de krav, der i denne norm er foreskrevet for armeringens egenskaber.

NOTE - Se tillige anneks C.1(1).

9.2.1.1(1) Minimum- og maksimumarmering

I høje bjælkekroppe indlægges en jævnt fordelt armering over bjælkekroppens sider og parallelt med bjælkeaksen. Armeringsforholdet bør mindst være det samme som for bøjlearmering, jf. punkt 9.2.2(5).

9.2.2(5) Forskydningsarmering



Følgende værdi skal anvendes:

$$\rho_{w,\min} = \frac{(0,063 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} \quad (9.5N \text{ NA})$$

9.8.3(2) Trækbjælker

Følgende værdi skal anvendes: q_1 fastsættes under hensyntagen til komprimeringsudstyret.

9.10.2.2(2) Periferi-trækforbindelser

Følgende værdi skal anvendes: Værdien af q_1 skal som minimum være 7,5 kN/m for normal konsekvensklasse, og 15 kN/m for høj konsekvensklasse.

Trækkraften $F_{tie,per}$ sættes som minimum til den karakteristiske værdi 40 kN for normal konsekvensklasse, og 80 kN for høj konsekvensklasse. Begrænsningen q_2 anvendes ikke i Danmark.

9.10.2.3(3) Interne trækforbindelser

Følgende værdi skal anvendes: Trækkraft $F_{tie,int}$ sættes lig med en karakteristisk værdi på 15 kN/m for normal konsekvensklasse, og 30 kN/m for høj konsekvensklasse.

9.10.2.3(4) Interne trækforbindelser

Følgende værdi skal anvendes: Værdien af q_3 sættes til 15 kN/m for normal konsekvensklasse, og 30 kN/m for høj konsekvensklasse. F_{tie} skal som minimum være 40 kN for normal konsekvensklasse, og 80 kN for høj konsekvensklasse. Begrænsningen q_4 anvendes ikke i Danmark.

9.10.2.4(2) Vandrette trækforbindelser til søjler og/eller vægge

Følgende værdi skal anvendes: For normal konsekvensklasse sættes værdien af trækkraften $f_{tie, fac}$ til 15 kN/m i toppen af væggen, og 0 kN/m i bunden af væggen. $F_{tie, col}$ sættes til værdien 80 kN i toppen af søjlen, og 0 kN i bunden af søjlen.

I høj konsekvensklasse sættes værdien af trækkraften $f_{tie, fac}$ til 30 kN/m i toppen og i bunden af væggen. $F_{tie, col}$ sættes til værdien 160 kN i toppen og i bunden af søjlen.

11.3.5(1)P Regningsmæssig trykstyrke og trækstyrke

Følgende værdi skal anvendes: $\alpha_{lcc} = 1,0$.

11.3.5(2)P Regningsmæssig trykstyrke og trækstyrke

Følgende værdi skal anvendes: $\alpha_{lct} = 1,0$.

11.6.1(1) Konstruktionsdele, der ikke regningsmæssigt kræver forskydningsarmering

$V_{l,\min}$ er bestemt ved:

$$v_{l,\min} = \left(\frac{0,044}{\gamma_c} \right) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

11.6.2(1) Konstruktionsdele, der regningsmæssigt kræver forskydningsarmering

Følgende værdi skal anvendes:



$$v_1 = \left(0,4 + 0,6 \frac{\rho}{2200} \right) v \quad (11.6.6N NA)$$

hvor v er i overensstemmelse med supplerende informationer i 5.6.1(3)P.

12.3.1(1) Beton: Supplerende projekteringsforudsætninger

Følgende værdi skal anvendes: $\alpha_{cc,pl}$ og $\alpha_{ct,pl}$ sættes til 1,0.

C.1(1) Generelt

Armeringens udsvingsstyrke, udtrykt ved udmattelsesegenskaber, skal dokumenteres. For coils i udrettet tilstand og hæftesvejst armering til konstruktioner, hvor armeringen overvejende påvirkes af statisk last, er producentens dokumentation tilstrækkelig.

Dokumentation af udsvingsstyrken kan alternativt ske, ved at udsvingsstyrken $R_{0/+p}$ bestemmes for 2×10^6 cykler med en stødfri påvirkning af en given form og vekslende mellem R_0 og $R_{0/+p} = 1/3$ af den for styrkeklassen gældende karakteristiske værdi for øvre flyde- eller 0,2-%-spænding.

Udsvingsstyrketesten er en vikarierende test, der har til formål at sikre, at armeringsstålet ikke rummer kær, sprøde zoner m.m. Da det er en dynamisk test af armeringen, kan testen også for de angivne testværdier anvendes som dokumentation for armeringens udmattelsesegenskaber. For dynamisk påvirkede betonkonstruktioner, hvor armeringens påvirkninger ligger uden for de angivne testværdier, skal den projekterende foreskrive supplerende udmattelsestest i forhold til antal cykler og spændvidde, således at de supplerende test dokumenterer armeringens udmattelsesstyrke i forhold til de aktuelle påvirkninger af armeringen.

E.1(2) Generelt

Eksponeringsklasser er i 4.2 placeret i miljøklasser. For disse miljøklasser stilles for armeret beton krav til minimumværdi af foreskrevet f_{ck} således:

Miljøklasse	Minimumværdi af foreskrevet f_{ck} MPa
Ekstra aggressiv	40
Aggressiv	35
Moderat	25
Passiv	12



Supplerende (ikke-modstridende) information

1.2.2 Andre referencestandarder

DS/EN 206-1, Beton - Del 1: *Specifikation, egenskaber, produktion og overensstemmelse* skal i Danmark anvendes i sammenhæng med DS 2426, *Beton - Materialer - Regler for anvendelse af EN 206-1 i Danmark*.

DS/EN 13670, *Udførelse af betonkonstruktioner* skal i Danmark anvendes i sammenhæng med DS 2427, *Udførelse af betonkonstruktioner - Regler for anvendelse af DS/EN 13670 i Danmark*.

For armering med glat overflade gælder DS/EN 10025-1, *Varmvalsede produkter af konstruktionsstål - Del 1: Generelle tekniske leveringsbetingelser*, og DS/EN 10025-2, *Varmvalsede produkter af konstruktionsstål - Del 2: Tekniske leveringsbetingelser for ulegerede konstruktionsstål*.

Indtil DS/EN 10138 foreligger, anvendes prEN10138, *Prestressing steels*.

2.3.1.4(2) Forspænding

For ikke-injicerede kabler og kabler lagt i olie eller lignende skal de beregningsmetoder, der benyttes, reflektere, at der ikke kan overføres forskydningskræfter mellem armering og beton.

Ikke-injicerede kabler tillades ikke, hvor der er risiko for korrosion eller frostskafer, pga. indtrængende vand eller skadelige væsker.

3.1.1(1)P Generelt

Nedknust beton skal opfylde kravene til tilslag i henhold til DS/EN 206-1 og DS 2426. Nedknust beton skal opdeles i sten- og sandfraktion.

Nedknust beton fra ren kilde må anvendes som tilslag i beton i passiv miljøklasse op til styrkeklasse C30/37. Den nedknuste beton må maksimalt udgøre 20 % af stenfraktionen og 10 % af sandfraktionen.

NOTE - Ved nedknust beton fra ren kilde forstås beton, ekskl. armering, der alene indeholder materialer, der kan henføres til nugældende eller tidligere gældende standarder og normer for betonkonstruktioner.

Nedknust beton fra ekstra ren kilde må anvendes som tilslag i beton i passiv miljøklasse op til den nedknuste betons oprindelige styrkeklasse. Den nedknuste beton må maksimalt udgøre 10 % af stenfraktionen og 10 % af sandfraktionen.

NOTE - Ved nedknust beton fra ekstra ren kilde forstås beton, ekskl. armering, der dels er produceret i henhold til gældende normer og standarder, og dels er produceret på det samme produktionssted, hvor det genanvendes.

3.1.3(2) Elastisk deformation

Danske betoner iht. DS 2426 kan normalt regnes at svare til betoner med kvartsittilslag.



3.1.4(2) Krybning og svind

For konstruktioner, hvor krybningen ikke har afgørende indflydelse på konstruktionens statiske virkemåde, kan som en tilnærmelse slutkrybetallet $\varphi(\infty, t_0)$ sættes til 3. Eksempler på konstruktioner, hvor krybningen har en afgørende indflydelse på den statiske virkemåde, er forspændte konstruktioner og stabilitet af søjler og vægge.

3.2.1(1)P Generelt

CE-mærkning og certificering

Armeringsstål skal enten være CE-mærket eller produceret iht. kravene i DS/EN 10080, anneks ZA, og produktionen/produktet skal være certificeret svarende til kravene i anneks ZA i den pågældende standard. Såfremt produktet ikke er CE-mærket, skal certificeringsorgan og prøvningslaboratorium være akkrediteret til den pågældende standard af et akkrediteringsorgan, der er med i European co-operation for Accreditations multilateral Agreement for det pågældende område.

Coils leveret i henhold til DS/EN 10080 skal efter retning certificeres svarende til kravene i DS/EN 10080 for de egenskaber, der ændrer sig ved retning, i henhold til kravene for udrettet materiale i DS/EN 10080.

Anvendelse af rustfri armering i forbindelse med brug af Eurocode 2

Rustfri armering, der er certificeret i overensstemmelse med BS 6744, styrkeklasse 500 MPa, kan anvendes i overensstemmelse med DS/EN 1992-1-1.

Anvendelse af armeringsstål med profileret overflade

Såfremt armeringsstål med profileret overflade med opmålt f_p opfylder kravene til f_R for armeringsstål med ribbet overflade, kan armeringsstål med profileret overflade anvendes på lige fod med armeringsstål med ribbet overflade i henhold til Eurocode 2.

Anvendelse af armeringsstål med glat overflade

Såfremt de krav, der er angivet i nærværende DK NA for armeringsstål med glat overflade, er opfyldt, kan armeringsstål med glat overflade anvendes i henhold til Eurocode 2.

Armeringsstål med glat overflade skal være produceret som konstruktionsstål i henhold til DS/EN 10025-2 eller som armeringsstål iht. DS/EN 10080.

Konstruktionsstål iht. DS/EN 10025-2 skal være af typerne S235, S275 eller S355 og være deklareret med et inspektionscertifikat 3.1 iht. DS/EN 10204.

3.2.2(3)P Egenskaber

Den nedre grænse på 400 MPa gælder ikke armeringsstål med glat overflade.

Såfremt der for armering med glat overflade regnes med overførelse af kræfter ved vedhæftning mellem beton og armering, må armeringen ikke have en karakteristisk flydespænding, der overstiger 250 MPa.



3.3.1 Generelt

CE-mærkning og certificering

Spændarmering skal enten være CE-mærket eller produceret iht. kravene i FprEN 10138-1 annekts ZA, og produktionen/produktet skal være certificeret svarende til kravene i annekts ZA i den pågældende standard. Såfremt produktet ikke er CE-mærket, skal certificeringsorgan og prøvningslaboratorium være akkrediteret til den pågældende standard af et akkrediteringsorgan, der er med i European co-operation for Accreditations multilateral Agreement for det pågældende område.

Anvendelse af spændarmering certificeret efter anden standard end DS/EN 10138-1 i forbindelse med brug af Eurocode 2

Spændarmering med et Zulassungscertifikat kan accepteres på lige fod med spændarmering certificeret i henhold til FprEN 10138-serien.

5.2(1)P Geometriske imperfektioner

For bygninger, hvor det afstivende system udgøres af dækskiver og stabiliserende vægge eller hermed ækvivalente gittersystemer, kan følgende angivne simplificerede regler anvendes.

Den overordnede virkning af geometriske imperfektioner håndteres ved at dimensionere bygningen for ækvivalente horisontale laster, der angriber i de enkelte dækskivers tyngdepunkt. Lasten fastlægges iht. DS/EN 1992-1-1, 5.2(8) formel (5.4), idet $(N_b - N_a)$ erstattes af den lodrette last, der virker på den aktuelle dækskive.

Den vandrette last skal i vedvarende dimensioneringstilstande regnes virkende samtidig med vindlast. Ved undersøgelse af bygningers stabilitet kan det for hver af de vindretninger der undersøges, antages, at lasten fra geometriske imperfektioner virker i samme retning som vindlasten.

For seismiske dimensioneringstilstande skal den vandrette last fra imperfektioner regnes at virke samtidig med den seismiske last. Det gælder, at den vandrette last fra imperfektioner virker i samme retning som den seismiske last.

Den særlige undersøgelse, svarende til figur 5.1 c1) og c2) i DS/EN 1992-1-1, 5.2(8), der gælder for modsatrettede skævheder af enkeltstående lodrette bærende bygningsdele over to etager, kan erstattes af en dimensionering af de lodrette bærende bygningsdele svarende til en vandret forsætning mellem bygningsdelene i etagerne. Forsætningen skal mindst sættes til $\Delta e = h \Theta_1$, hvor h er etagehøjden, og $\Theta_1 = 1/200$. Dette svarer til, at imperfektionerne optages ved momentvirkning i de lodrette bærende bygningsdele, og at der ikke optræder separate snitkræfter i det overordnede stabiliserende system.

5.6.1(3)P (Plastisk analyse) Generelt - Almene bestemmelser

Ved snitkraftbestemmelsen kan man anvende plasticitetsteorien med sædvanligt anerkendte tilnærmelser.



Anvendelse af plasticitetsteorien forudsætter, at konstruktionen har tilstrækkelig flydeevne, dvs. flydning i armeringen udvikles væsentligt inden andre brudformer, som fx instabilitet, afslutter et påbegyndt sejt brud. Ved anvendelse af plasticitetsteorien kan en eftervisning af flydeevnens tilstrækkelighed udelades, hvis følgende betingelser er opfyldt:

- Den bestemte snitkraftfordeling afviger ikke for stærkt fra snitkraftfordelingen svarende til anvendelse af elasticitetsteorien. En nøjagtig beregning af snitkraftfordelingen svarende til elasticitetsteorien er ikke påkrævet. Det vil i almindelighed være tilstrækkeligt at anvende et kvalificeret skøn eller simple tilnærmelsesmetoder. For nedreværdiløsninger kan følgende princip benyttes: Benævnes armeringsarealet knyttet til en plastisk løsning i et punkt af konstruktionen A_{SP} og armeringsarealet knyttet til den elastiske løsning i samme punkt af konstruktionen A_{SE} , kan ovennævnte regnes opfyldt, såfremt det for alle punkter i konstruktionen gælder, at $1/3 A_{SE} \leq A_{SP} \leq 3 A_{SE}$. Den elastiske løsning kan regnes at svare til den plastiske løsning, hvor den samlede beregningsmæssige armering for konstruktionen udgør et minimum.
- Konstruktionen er normalt armeret, dvs. krav til minimum armering er opfyldt, og armeringen flyder ved brud.
- Der anvendes alene anvendes klasse B- og klasse C-stål iht. anneks C i DS/EN 1992-1-1.
- Der anvendes en arbejdscurve for armeringen, hvor der ikke regnes med spændings-tilvækster efter punktet svarende til flydespændingen. Såfremt der anvendes en arbejdscurve, hvor der regnes med spændingstilvækster efter punktet svarende til flydespændingen, skal såvel ligevægts- som kompatibilitetsbetingelser være opfyldt.
- Brudgrænsetilstanden er ikke betinget af instabilitet.

En tilfredsstillende virkemåde af konstruktionen i anvendelses- og brudgrænsetilstanden kan betinge, at der anvendes en armeringsudformning, der tager højde for snitkraftfordelingen, hvor der ikke er benyttet omfordeling. Anvendes eksempelvis en plastisk løsning, hvor der beregningsmæssigt ses bort fra vridningsmomenter, skal armeringen være således udformet, at den tilgodeser de virkeligt optrædende vridningsmomenter, fx ved at der i bjælker anvendes lukkede bøjler som forskydningsarmering, og at der i plader ved frie rande lukkes med U-bøjler.

Plastisk omfordeling af den nødvendige armering, fx ved anvendelse af $\cot\theta$, jf. 6.2.3(2), 6.2.4(4), 6.3.2(2) og anneks F(4) i EN 1992-1-1, fordrer, at der benyttes klasse B- eller klasse C-stål iht. anneks C i EN 1992-1-1.

For præfabrikerede elementer kan, såfremt elementerne er omfattet af en harmoniseret produktstandard eller underlagt en 3.-parts-overvågning i henhold til DS/EN 13369, anneks E, anvendes klasse B-stål, hvor $\epsilon_{uk} \geq 5,0 \%$ er erstattet af $\epsilon_{uk} \geq 3,3 \%$.



En tilfredsstillende virkemåde af konstruktionen i anvendelsesgrænsetilstanden kan betinge, at den bestemte snitkraftfordeling ikke afviger væsentligt fra snitkraftfordelingen bestemt ved anvendelse af elasticitetsteorien med revnet tværsnit.

Hvor lasten og dermed snitkræfterne er betinget af konstruktionens deformationsevne, fx ved jordtrykspåvirkede konstruktioner, bør konstruktionens deformationsevne vurderes. Speciel opmærksomhed henledes på deformationsevnenes indflydelse på størrelsen af fx forskydningskræfter og reaktioner ved vederlag. For konstruktioner, hvor lasten er større i anvendelsesgrænsetilstanden end i brudgrænsetilstanden, fx ved visse jordtrykspåvirkede konstruktioner, bør anvendelsestilstanden altid vurderes.

Beregningsmetoder, plane spændingstilstande

For plane spændingstilstande kan fx plasticitetsteoriens nedreværdimetoder, stringermetoden, gitteranalogien og inddeling i homogene spændingsfelter benyttes.

Stringermetoden

- I stringermetoden simplificeres en plan spændingstilstand, ved at alle normalspændinger optages i stringere, mens forskydningsspændingerne optages i de rektangulære forskydningsfelter mellem stringerne. Forskydningsfelternes udstrækning defineres som stringernes centerafstand. Krydsningspunkterne mellem stringerne benævnes knuder. Stringernes bredde bør maksimalt være 20 % af bredden af det tilstødende forskydningsfelt, der har den mindste udstrækning vinkelret på stringerens længderetning.
- Til optagelse af træk i stringerne ilægges den fornødne armering. Variationen i trækstringerens kraft bør ikke være større end svarende til, at stringerkraften, over en strækning svarende til forankringslængden, vokser fra nul til den regningsmæssige flydekraft. Trykspændingen i stringerne bør ikke overstige $v f_{cd}$, hvor effektivitetsfaktoren kan sættes til $v = v_m$, idet der kan regnes med normalt armeret tværsnit. Kraften i trykarmeringen må ikke regnes større end den regningsmæssige trykkraft, der kan optages i betonen. Hvis armeringen regnes at optage en større kraft end halvdelen af den regningsmæssige kraft, der kan optages i betonen, må der ikke benyttes overlappingsstød.
- Armeringsareal og betontrykkets størrelse i forskydningsfelterne beregnes efter formlerne i annek F. Betontrykket kontrolleres ved anvendelse af effektivitetsfaktoren angivet nedenfor. Det er en forudsætning for metodens gyldighed, at forskydningsarmeringen er effektivt forankret i stringerne. Såfremt forskydningsarmering udelades, skal stringerne og knuderne knyttet til de pågældende forskydningsfelter beregnes efter reglerne, der gælder for gitteranalogien.

Effektivitetsfaktoren

Ved brudberegninger af armeret beton anvendes en effektiv regningsmæssig betontrykstyrke $v f_{cd}$, hvor v er effektivitetsfaktoren.



Medmindre andet er anført, gælder de angivne værdier for effektivitetsfaktoren i dette afsnit, under forudsætning af en armering, der mindst svarer til minimumarmering.

Er kravet til minimumarmering ikke opfyldt, benyttes v bestemt ved:

$$v = \frac{2}{\sqrt{f_{ck}}} \quad (f_{ck} \text{ i MPa}) \quad (5.100 \text{ NA})$$

Værdien bestemt ved (5.100 NA) udgør altid en nedre grænse for værdien af v .

Efterfølgende forudsætter, at påvirkningerne henføres til et ortogonalt koordinatsystem, som er sammenfaldende med armeringsretningerne.

Rene påvirkninger

Ren tryknormalspænding

Effektivitetsfaktoren for rent tryk betegnes v_n og er bestemt ved:

$$v_n = \begin{cases} 1,0 & \text{såfremt normalspændingen er fremkaldt af en normalkraftpåvirkning} \\ v_m & \text{såfremt normalspændingen er fremkaldt af trykket fra en bøjningspåvirkning} \end{cases}$$

Effektivitetsfaktoren v_m er bestemt ved:

$$v_m = 0,97 - \frac{f_{yk}}{5000} - \frac{f_{ck}}{300}, \text{ dog ikke mindre end } 0,6 \quad (f_{ck} \text{ og } f_{yk} \text{ i MPa}) \quad (5.101 \text{ NA})$$

For tværsnit, der er normalt armeret mht. bøjningsmomentet, kan dog benyttes:

$$v_m = 0,98 - \frac{f_{ck}}{500}, \text{ dog ikke mindre end } 0,6 \quad (f_{ck} \text{ i MPa}) \quad (5.102 \text{ NA})$$

Ved kombineret normalkraft og bøjning benyttes en vægtet gennemsnitsværdi for v_n , idet der vægtes mellem værdierne knyttet til ren normalkraft og ren bøjning.

Ren forskydning

Effektivitetsfaktoren for ren forskydning betegnes v_v og er bestemt ved:

$$v_v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200}, \text{ dog ikke mindre end } 0,45 \quad (f_{ck} \text{ i MPa}) \quad (5.103 \text{ NA})$$

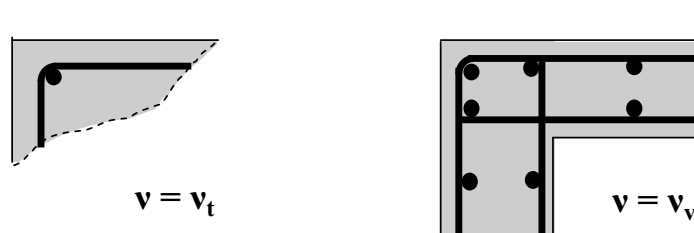
Værdien for v_v gælder også for bjælker i de tilfælde, hvor der anvendes skrå armering som forskydningsarmering.

v_v gælder, hvor forskydningen er fremkaldt af en forskydningspåvirkning. Såfremt forskydningen er fremkaldt af en vridningspåvirkning, betegnes effektivitetsfaktoren v_t og er bestemt ved:

$$v_t = 0,7 \left(0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \right) \quad (f_{ck} \text{ i MPa}) \quad (5.104 \text{ NA})$$

Ved ren forskydning fremkaldt af både en ydre forskydningskraftpåvirkning og ydre vridningspåvirkning benyttes en vægtet gennemsnitsværdi af v_v og v_t , idet der vægtes mellem værdierne knyttet til ren forskydning og ren vridning.

For vridningspåvirkede tværsnit, hvor de enkelte delvægge, som det tyndvæggede tværsnit er opbygget af, er armeret med lukkede bøjler langs periferien og jævnt fordelt langsgående armering i begge sider, kan v_t sættes til v_v . Dette gælder også for armerede plader, såfremt disse er forskydningsarmeret langs vridningspåvirkede rande.

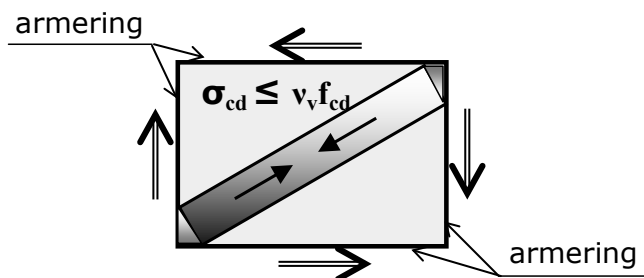


Figur 5.100 NA - Effektivitetsfaktorer ved ren vridning

For plastiske beregningsudtryk for bæreevnen af ikke-forskydningsarmerede konstruktionsdele kan værdien af effektivitetsfaktoren hæves under hensyntagen til buevirkningens gunstige virkninger på betonens styrke.

Kombinerede påvirkninger ved plane spændingstilstande

For trykstænger, der medvirker ved optagelse af forskydningskræfter, fx i gitteranalogien, må effektivitetsfaktoren højst sættes til $v = v_v$.



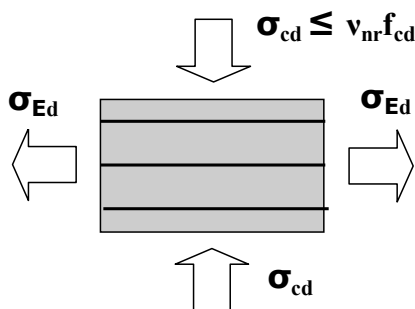
Figur 5.101 NA - Effektivitetsfaktor for trykstænger, der medvirker ved forskydningsoptagelse

For knudepunkter, fx ved gitteranalogien og ved vederlag, kan effektivitetsfaktoren generelt sættes til $\nu = 0,8$. For knudepunkter, hvor der ikke føres armering gennem knuden, og spændingen i knuden alene er fremkaldt af et ydre tryk, kan effektivitetsfaktoren dog sættes til $\nu = 1,0$.

Såfremt der vinkelret på en tryknormalspænding virker en træknormalspænding, fremkaldt af en træknormalkraft eller et bøjningsmoment, betegnes effektivitetsfaktoren ν_{nr} og er bestemt ved:

$$\nu_{nr} = \nu_n - 0,2 \frac{\sigma_{Ed}}{\rho f_{yd}} \quad (\sigma_{Ed} \text{ og } f_{yd} \text{ i MPa}) \quad (5.105 \text{ NA})$$

hvor σ_{Ed} er den ydre regningsmæssige træknormalspænding, og ρf_{yd} er den regningsmæssige trækstyrke vinkelret på trykretningen.



Figur 5.102 NA - Effektivitetsfaktoren ved tryk kombineret med et tværgående træk

For kombinerede forskydnings- og normalspændingspåvirkninger kan på den sikre side anvendes effektivitetsfaktoren svarende til ren forskydning. Alternativt kan betontrykket sikres ved opfyldelse af følgende betingelser:

$$\sigma_{Edx} \geq -f_{cdx} \quad (5.106 \text{ NA})$$

$$\sigma_{Edy} \geq -f_{cdy} \quad (5.107 \text{ NA})$$

$$\tau_{Edxy}^2 \leq (f_{cdx} + \sigma_{Edx})(f_{cdy} + \sigma_{Edy}) \quad (5.108 \text{ NA})$$

$$|\tau_{Edxy}| \leq \frac{1}{2} f_{cdv} \quad (5.109 \text{ NA})$$

hvor

σ_{Edx} , σ_{Edy} og τ_{Edxy} er de ydre påvirkninger, regnet positiv som træk.



f_{cdv} er den effektive regningsmæssige trykstyrke ved ren forskydning, dvs. enten $f_{cdv} = v_v f_{cd}$, $f_{cdv} = v_t f_{cd}$ eller en vægtet af værdi af $v_v f_{cd}$ og $v_t f_{cd}$ alt efter den ydre påvirkning.

f_{cdx} og f_{cdy} er det pågældende punkts regningsmæssige trykstyrke i henholdsvis x- og y-retningen, idet betonens bidrag i formlerne (5.106 NA) og (5.107 NA) højst må sættes til $v_{nf} f_{cd}$, mens det i formel (5.108 NA) højst må sættes til $v_n f_{cd}$.

For plader med små armeringsforhold, dvs. $(\rho f_{yd}/f_{cd})$ mindre end ca. 0,1, kan effektivitetsfaktoren sættes til $v = v_m$ ved beregning af momentpåvirkningerne, dvs. der kan ses bort fra vridningens indflydelse på effektivitetsfaktoren.

5.8.6(7) Generel metode

Ved beregning af stabilitetsbæreevnen skal der tages hensyn til udførelsestolerancer, geometriske imperfektioner, se 5.2, og 2. ordens bidrag fra udbøjningen. Ved beregning skal summen af de nævnte bidrag overholde 6.1(4).

6.2.1(2) Generel procedure for eftervisning

Under hensyntagen til virkningen af spændarmering, der bøjes op i forskydningszonen, er forskydningsbæreevnen bestemt ved:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} + V_{pd} \quad (6.100 \text{ NA})$$

hvor V_{pd} er kraftkomponenten vinkelret på længdeaksen af bæreevnen af den opbøjede spændarmering.

V_{pd} kan ikke antage større værdi end svarende til udnyttelse af spændarmeringen til den regningsmæssige flydespænding eller 0,2%-spænding. Kraften fastsættes i øvrigt under hensyntagen til forankringsbæreevnen samt lokal knusning og spaltning af betonen ved armeringsbukninger.

Anvendelse af opbøjet længdearmering som forskydningsarmering i bjælker kræver, at der samtidig anvendes bøjler, og at bøjlearmeringen mindst svarer til minimumarmeringen.

6.2.2(6) Konstruktionsdele, der ikke regningsmæssigt kræver forskydningsarmering

Indflydelse af en eventuel buevirkning ved understøtninger kan indregnes ved forskydningsstyrken $\beta V_{Rd,c}$, hvor faktoren β , der indregner indflydelsen af en eventuel buevirkning ved understøtninger, er bestemt ved $\beta = 2,0d/x \leq 5$, hvor x er afstanden fra understøtningens kant til det betragtede snit. En nedre grænseværdi for faktoren er $\beta = 1$. Anvendelse af værdier for β større end 1 kræver, at der benyttes direkte understøtning, og at armeringen er tilstrækkeligt forankret ved understøtningen.

For strækningen $x \leq 2,0d$ kan effekten af buevirkningen kombineres med beregningen for forskydningsarmerede bjælker og plader, idet der regningsmæssigt kræves ilagt forskydningsarmering efter (6.8) for de tværsnit, hvor $V_{Ed} > \beta V_{Rd,c}$.

Den forskydningsarmeringsintensitet, der kræves, hvor $V_{Ed} \geq \beta V_{Rd,c}$, skal videreføres helt til understøtning.



Ovennævnte regler må ikke anvendes i sammenhæng med 6.2.1(8).

6.2.5(1) Forskydning i støbeskel

For fortandet støbeskel regnes støbeskellets areal at være arealet af fortandingen. Tandarealet er defineret som tværsnitsarealet af tænder på samme side af støbeskellet og i snit parallelt med dette. Snittet kan placeres ved roden af de tænder, som ønskes undersøgt. Såfremt betonstyrken er den samme på begge sider af støbeskellet, er det det mindste areal, der er afgørende for styrken.

Minimumarmering for støbeskel er bestemt ved:

$$\rho = \frac{0,02f_{cd} - \sigma_n}{f_{yd} \sin \alpha} \quad (6.101 \text{ NA})$$

Når støbeskellet er holdt effektivt sammen via en minimumarmering, kan de for c og μ angivne værdier regnes gældende. I modsat fald skal værdierne for c og μ fastsættes med forsigtighed.

6.2.5(2) Forskydning i støbeskel

I glatte støbeskel regnes med kohæsionkoefficient $c = 0,025$.

6.2.5(6) Forskydning i støbeskel

For støbeskel, hvor armeringen gennem støbeskellet består af parvis overlappende U-bøjler, fx fuger mellem præfabrikerede betonelementer, bestemmes U-bøjlernes regningsmæssige styrke som den mindste af følgende værdier:

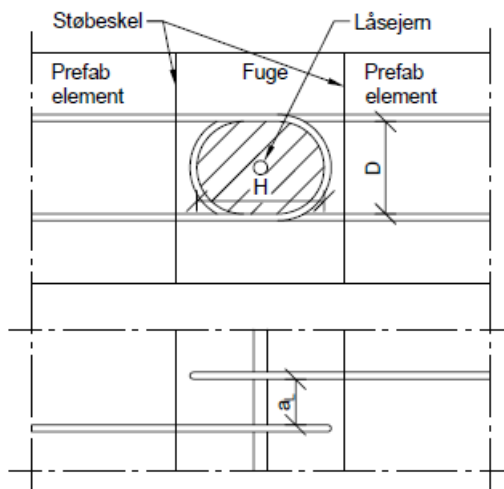
- Armeringens regningsmæssige flydekraft.
- Styrken af U-bøjlernes forankring i fugebetonen beregnet ved anvendelse af reglerne for effekten af indesluttet beton, jf. DS/EN 1992-1-1, 3.1.9 og som angivet nedenfor.
- Forskydningsbæreevnen af den indesluttede fugebeton i et plant snit mellem U-bøjlerne som angivet nedenfor.

Betonens styrke beregnes under hensyntagen til betonens sammensætning, svarende til størrelsen af D_{maks} , som er den største nominelle kornstørrelse for tilslag, jf. DS/EN 206-1.

Styrken af U-bøjlernes forankring bestemmes under indregning af tværtrykket, σ_2 . Dette tryk regnes fordelt over arealet indesluttet af U-bøjlerne, og resultanten af dette tryk kan ikke overstige låsejernets regningsmæssige kapacitet under hensyntagen til de aktuelle forankringsforhold. U-bøjlerne antages placeret som angivet i figur 6.100 NA. D angiver diameteren af den dorn, som armeringen bukket over. Kravene til H og a_L er:

$$0,75D \leq H \leq 1,3D$$

$$a_L \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 4\phi \\ 50 \text{ mm} \end{array} \right.$$



Figur 6.100 NA – Placering af U-bøjlerne med angivelse af H, D og a.

Betonsammensætning hvor $D_{\text{maks}} > 4 \text{ mm}$

For indesluttet beton anvendes DS/EN 1992-1-1, 3.1.9, for beregning af den tilladelige værdi af $f_{cd,c}$, dvs.

$$f_{cd,c} = f_{cd} \left(1,0 + 5,0 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad \text{for } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad (6.102 \text{ NA})$$

$$f_{cd,c} = f_{cd} \left(1,125 + 2,5 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad \text{for } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad (6.103 \text{ NA})$$

Spændingen er fordelt over arealet ϕD .

Forskydningsbæreevnen, fordelt over arealet af den indesluttede beton mellem U-bøjlerne, er bestemt ved:

$$\tau_{Rd} = f_{cd} \left(0,22 + 0,89 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad \text{for } \sigma_2 \leq 0,33 f_{ck} \quad (6.105 \text{ NA})$$

$$\tau_{Rd} = f_{cd} \left(0,36 + 0,47 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad \text{for } \sigma_2 > 0,33 f_{ck} \quad (6.106 \text{ NA})$$

Betonsammensætning hvor $D_{\text{maks}} \leq 4 \text{ mm}$

For indesluttet beton gælder brudbetingelsen for betonsammensætning, hvor $D_{\text{maks}} > 4 \text{ mm}$, med efterfølgende angivne ændringer.

For indesluttet beton er den tilladelige værdi for $f_{cd,c}$ for $\sigma_2 > 0,85 f_{ck}$ begrænset til:

$$f_{cd,c} = f_{cd} \left(2,4 + \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad (6.107 \text{ NA})$$



Forskydningsbæreevnen, fordelt over arealet af den indesluttede beton mellem U-bøjlerne, er for $\sigma_2 > 1,79 f_{ck}$ begrænset til :

$$\tau_{Rd} = 1,2 f_{cd} \quad (6.108 \text{ NA})$$

NOTE: Hvor krav til anvendelse af beregningsmetoden ikke er opfyldt, kan gitteranalogien benyttes.

6.3.2(6) Fremgangsmåde ved dimensionering

Reglerne i 6.3.2(4)-(5) gælder ikke kombineret V, T, N og M, men alene betontryk ved kombineret V og T.

For kombineret V, T, N og M gælder følgende regler.

Påvirkningerne kan optages, hvis det gælder:

$$\sum \left(\frac{S_{Ed}}{S_{Rd}} \right) \leq 1$$

hvor S_{Ed} er de enkelte regningsmæssige snitkraftpåvirkninger, mens S_{Rd} er bæreevnerne svarende til de enkelte snitkraftpåvirkninger virkende alene. Såfremt den til forskydningen benyttede længdearmring, udover hvad bøjningen kræver, er til stede, jf. 6.2.3, skal M og V ikke indsættes på samme tid i ovennævnte formel, men der gennemføres to uafhængige undersøgelser for M og V optrædende særskilt.

Ved beregning af tværsnit med kombinerede påvirkninger kan alternativt regnes med et effektivt tværsnit analogt til det, der gælder for ren vridning, idet tykkelsen af de enkelte delvægge tilpasses de aktuelle påvirkninger.

De regningsmæssige snitkræfter, der påvirker tværsnittet, omregnes efter elastiske eller plastiske metoder til normal- og forskydningsspændinger i det effektive tværsnit.

Til bestemmelse af den nødvendige armering og størrelsen af betontrykkene i det effektive tværsnit benyttes beregningsmetoden for plan spændingstilstand angivet i annek F.

Den efter annek F bestemte armering kan ændres til et andet statisk ækvivalent armeringsarrangement, forudsat at der tages hensyn til virkningerne af denne ændring i områder nær bjælkeender og huller.

For et vilkårligt punkt i det effektive tværsnit kontrolleres, som angivet i annek F, at $\sigma_{cd} \leq v f_{cd}$, idet der for v henvises til 5.6.1(3)P.

7.3.2(1)P Minimumarmering

Som et alternativ kan efterfølgende angivne anvendes.

Uanset beregning kan overholdelse af et bestemt revneviddekrav forde, at der benyttes en mindste armering, der er større end minimumarmeringen. Denne armering benævnes mindste armering for kontrol af revnevidder. Den normale minimumarmering sikrer en kontrolleret revnedannelse.



For betonen i den virkelige konstruktion kan den spænding, for hvilken betonen revner være mindre end f_{ctm} , der er middelværdien af betons trækstyrke målt ved prøvning af standardiserede prøvelegemer. Årsagen hertil er fx virkningen af betonens håndtering under udførelse og hærkning, forskellige geometriske og armeringsmæssige udformninger samt lastvirkninger som fx svind, krybning og temperatur. Der kan ikke gives præcise informationer for, hvornår de første revner optræder. Erfaringsmæssigt sker det for betonspændinger på $0,5\sqrt{0,1f_{ck}}$

For konstruktioner, hvor det er af afgørende betydning, at et bestemt revneviddekrav ikke må overskrides, fx vandtætte konstruktioner, bør der som minimum i de konstruktionsdele, der kan være udsat for rent træk, ilægges armeringsforholdet:

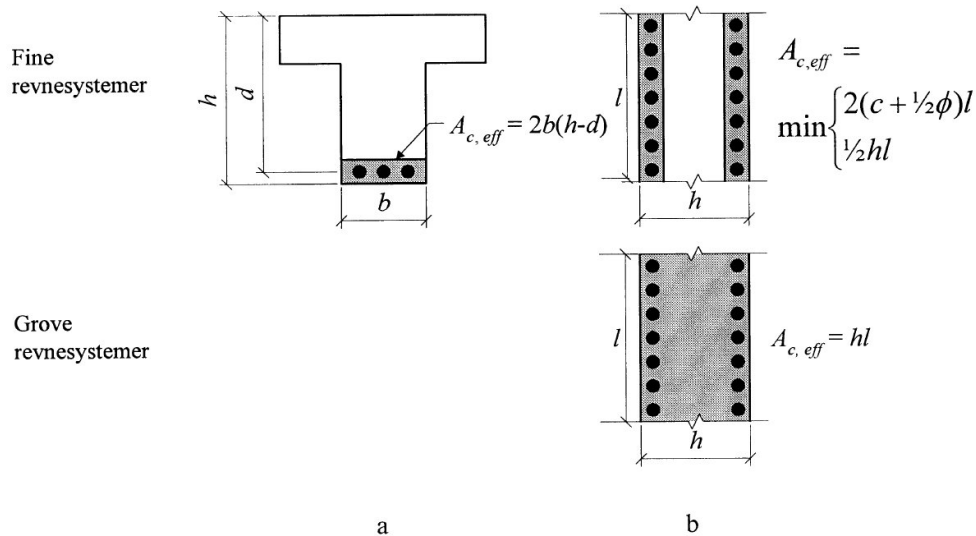
$$\rho = \sqrt{\frac{\phi f_{ct,eff}}{4E_{sk} k w_k}} \quad (7.100 \text{ NA})$$

hvor ϕ er diameteren af de anvendte armeringsstænger, $f_{ct,eff}$ er betonens effektive trækstyrke, der kan sættes til $0,5\sqrt{0,1f_{ck}}$, hvor f_{ck} er cylinderstyrken i MPa, og w_k er den maksimalt tilladelige revnevidde. Formlen gælder for armering, der opfylder normens krav til armering med ribbet eller profileret overflade. Såfremt der anvendes armering med glat overflade, multipliceres udtrykket med $\sqrt{2}$. For det fine revnesystem sættes $k = 1$, mens der for det grove revnesystem anvendes $k = 2$.

Størrelsen af det effektive trækareal $A_{c,eff}$ afhænger af, hvilket revnesystem der betragtes.

For en konstruktion påvirket til bøjning eller bøjning med normalkraft er $A_{c,eff}$ det største betonareal, hvis tyngdepunkt falder sammen med trækarmoringens tyngdepunkt, se figur 7.100 NA.

For tværsnit udsat for rent træk er $A_{c,eff}$ for det fine revnesystem summen af det største betonareal, hvis tyngdepunkt falder sammen med armeringens tyngdepunkt. For det grove revnesystem er $A_{c,eff}$ hele trækarealet, se figur 7.100 NA.



Figur 7.100 NA – Effektive trækarealer ved beregning af revnevidder

Ovennævnte krav til armeringen finder især anvendelse i de tilfælde, hvor en konstruktion, eller dele heraf, i større eller mindre grad er fastholdt over for svind og/eller temperaturtøjninger, og hvor der ikke er udført fuger til hindring af revnedannelsen, eller hvor en eventuel efterfølgende reparation af enkeltstående revner med store revnevidder er uacceptabel.

7.3.2(3) Minimumarmering

Udtrykket $(h-x)/3$ gælder alene for plader og forspændte konstruktionsdele, hvor højden af trækzonen kan være lille.

7.3.4(1) Beregning af revnevidder

Formlen (7.8) gælder beregning af revnevidder knyttet til det fine revnesystem. For det grove revnesystem kan revnevidden regnes bestemt ved (7.8), idet $A_{c,eff}$ fastsættes som angivet i figur 7.100 NA, og højresiden multipliceres med $1/2$.

7.3.4(3) Beregning af revnevidder

Følgende værdi skal anvendes: $k_3 = 3,4(25/c)^{2/3}$ (c i mm).

7.3.4(4) Beregning af revnevidder

For tøjningen anvendes værdien:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})_y + (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})_z \quad (7.101 \text{ NA})$$

hvor $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})_y$ og $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})_z$ er tøjningen i armeringen i henholdsvis y - og z -retningen. Tension stiffening kan tages i regning ved anvendelse af (7.9) for hver af de to retninger.

θ kan beregnes som angivet, såfremt armeringen er fastlagt på basis af en elastisk løsning eller en optimal plastisk løsning. I andre tilfælde er θ bestemt ved udtrykket:

$$\frac{\tau_{Ezy}}{\rho_z} \cot^4 \theta + \frac{\sigma_{Ez}}{\rho_z} \cot^3 \theta - \frac{\sigma_{Ey}}{\rho_y} \cot \theta - \frac{\tau_{Ezy}}{\rho_y} = 0 \quad (7.102 \text{ NA})$$

8.3(2) Tilladte dorndiametre for opbøjede stænger

Det er tilladt at anvende mindre bukkediametre, såfremt dette er dokumenteret ved en bøjeprovning iht. DS/EN 10080. Bukkediameteren sættes for $\phi \leq 16$ mm til 1,33 gange den ved bøjningsprovning opnåede værdi, og for $\phi > 16$ mm til 1,16 gange den ved bøjningsprovning opnåede værdi. Mindre værdier end de i tabel 8.1N angivne må kun anvendes, hvis det ved projekteringen er dokumenteret, at de angivne værdier ikke giver anledning til lokal knusning af betonen.

For armeringsstål med glat overflade gælder:

Det tilladte mindste forhold for D/ϕ , hvor D er den indvendige diameter (bukkediameter), som armeringsstænger med diameter ϕ må bukkes med, er 2 for armeringsstænger med $\phi \leq 12$ mm og 3 for armeringsstænger med $\phi > 12$ mm. De anførte bukkediametre tager kun sigte på, hvad armeringsstålet kan tåle.

Tilbagebukning af stål iht. DS/EN 10025-2 er tilladt for $\phi \leq 12$ mm, hvis den oprindelige bukkediameter D er mindst 2 gange minimumbukkediameteren. I alle andre tilfælde skal armeringens egenskaber eftervises efter tilbagebukning.

Ovennævnte gælder bukning i kold tilstand, der må finde sted for temperaturer, der ikke er lavere end -5 °C.

8.4.1(2) Generelt

Forankringsmetoderne gælder ikke for armeringsstål med glat overflade.

8.4.2(2) Forankringsstyrke

Reglerne gælder ikke armeringsstål med glat overflade.

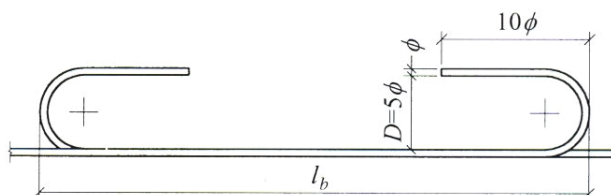
8.4.3(2) Basisforankringslængde

Forankringslængden, svarende til at armeringen kan bære fuld last, benævnes l_b .

For armeringsstål med glat overflade henvises til kravet i 3.2.2(3)P vedrørende maksimal tilladelig spænding i armeringen ved forankring og stød.

Efterfølgende regler gælder for armering med glat overflade.

Hvis den nominelle diameter er større end 10 mm, skal armeringen være forsynet med kroge, som skal være udformet som vist i figur 8.100 NA. Forankringslængden l_b beregnes fra den på armeringen vinkelrette linje, som tangerer krogen udvendigt, se figur 8.100 NA.



Figur 8.100 NA - Kroge ved forankring og stød

Den regningsmæssige basisforankringsstyrke f_{bd} er bestemt ved:

$$f_{bd} = \frac{60}{\kappa} \frac{\gamma_s}{\gamma_c} \frac{f_{ctk}^2}{f_{yk}} \left[\left(\frac{c_s}{\phi} \right) \cdot \left(\frac{c_c}{\phi} \right) + \Lambda + \Delta r \right] \quad (8.100NA)$$

hvor γ_c er partialkoefficienten for beton, γ_s er partialkoefficienten for armering, og κ afhænger af armeringens overfladestruktur.

For $\left(\frac{c_s}{\phi} \right)$, $\left(\frac{c_c}{\phi} \right)$, Λ og Δr henvises til efterfølgende.

Udtrykket gælder for $\phi \leq 32$ mm.

For glat armering med $\phi > 10$ mm med kroge anvendes $\kappa = 2$, og for glat armering med $\phi \leq 10$ mm anvendes $\kappa = 3$.

Ved ensartet forhold over hele forankringslængden og spændingen σ_s i armeringen bestemmes den

aktuelle forankringslængde $l_{b,net}$ af $\frac{l_{b,net}}{\phi} = \frac{\sigma_s}{4f_{bd}}$

Ved beregning af forankringsbæreevnen forudsættes forholdene at være ens over den aktuelle forankringslængde. Såfremt dette ikke er tilfældet, opdeles i delstrækninger med ensartede forhold, og forankringsbæreevnen beregnes for hver af disse delstrækninger. Den samlede forankringsbæreevne beregnes som summen af forankringsbæreevnerne af de enkelte delstrækninger.

Bæreevnen af den enkelte delstrækning med længden l er $\pi\phi l f_{bd}$.

c_s er bredden parallelt med betonoverfladen, som den forankrede armeringsstang har til rådighed, dvs. summen af den halve afstand, $\frac{1}{2} s$, til naboarmering, der forankres, eller afstanden til randen c_c .

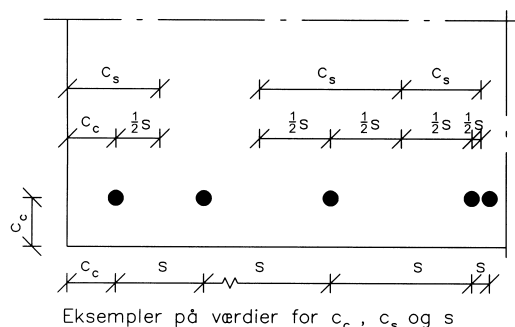
For $\left(\frac{c_s}{\phi} \right) > 12$ sættes $\left(\frac{c_s}{\phi} \right) = 12$ og for $\left(\frac{s}{\phi} \right) > 12$ sættes $\left(\frac{s}{\phi} \right) = 12$, se figur 8.101 NA.

For bjælker kan sættes $\left(\frac{c_s}{\phi} \right) = \frac{b}{\phi n_{sp}}$, hvor b er bjælkebredden, og n_{sp} er antallet af arme-

ringsstænger i samme lag, der forankres, under forudsætning af at kravene til $\left(\frac{c_s}{\phi} \right)$, $\left(\frac{s}{\phi} \right)$ og $\left(\frac{c_c}{\phi} \right)$ overholdes.

c_c er mindste afstand fra fri overflade til centrumarmeringsstang, se figur 8.101 NA. For $\left(\frac{c_c}{\phi} \right) > 6$

sættes $\left(\frac{c_c}{\phi} \right) = 6$.

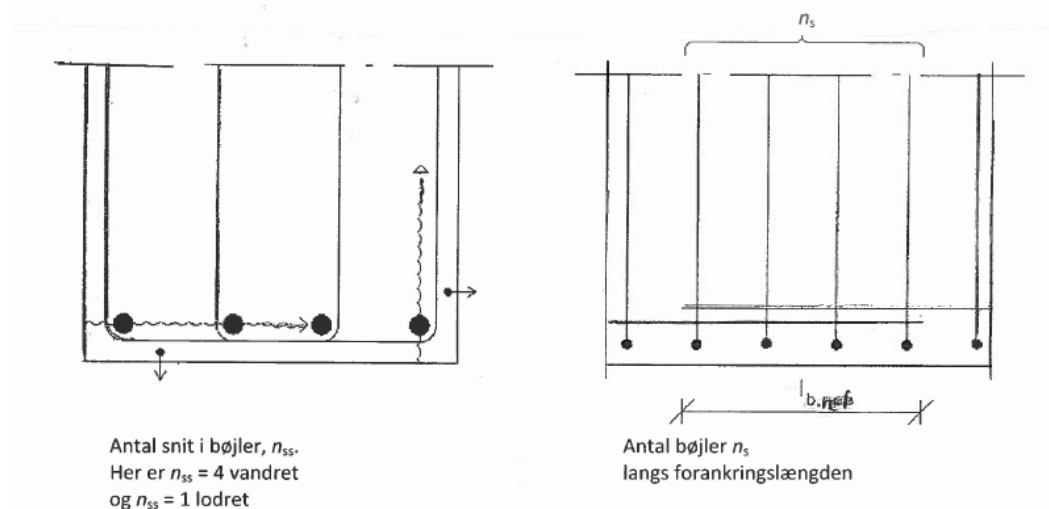


Figur 8.101 NA - Definition af geometriske parametre

Λ er tværarmeringsforholdet givet ved:

$$\Lambda = \frac{n_s n_{ss}}{10 n_{sp}} \left(\frac{\phi_t}{\phi} \right)^2 \frac{f_{yd}}{f_{ctk}} \leq 1,3 \frac{f_{ck}}{f_{ctk}} \quad (8.101 \text{ NA})$$

hvor ϕ_t er diameteren på bøjlearmeringen vinkelret på randen, f_{yd} er den regningsmæssige flydespænding for bøjlerne, og n_s er antallet af bøjler langs forankringslængden, som omslutter de n_{sp} stænger, der forankres. Bøjlen skal for at kunne regnes virksom for den pågældende armerings forankringsbæreevne ligge inden for afstanden c_s . n_{ss} angiver antal snit i bøjler, se figur 8.102 NA.



Figur 8.102 NA - Definition af antal snit i bøjler og antal af bøjler

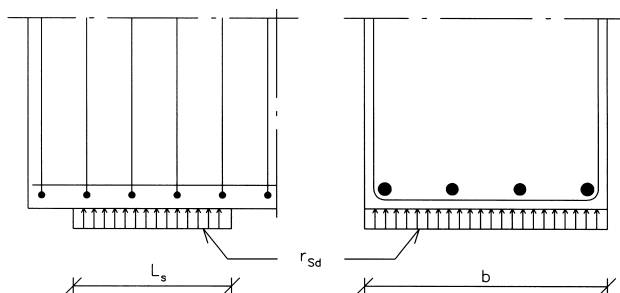
For forankring af en trækpåvirket armeringsstang må der ikke benyttes mindre forankringslængder end $10 \phi_{\eta K}$, der dog ikke må regnes mindre end 100η mm. η tager hensyn til, om det er forankring eller stød, og $\eta = 1$ anvendes for forankring, og $\eta = 2$ for stød.

For forankring af en trykpåvirket armeringsstang må der ikke benyttes mindre forankringslængder end $15 \phi_{\eta\kappa}$, der dog ikke må regnes mindre end 150η mm.

Ved vederlag kan et gunstigt bidrag fra tværtryk medregnes. Tillægget Δr er bestemt ved

$$\Delta r = 0,06 \frac{L_s}{\phi} \left(\frac{c_s}{\phi} \right) \frac{r_{sd}}{f_{ctk}} \quad (8.102 \text{ NA})$$

hvor r_{sd} er den ydre regningsmæssige reaktionspænding (tværtryk), og L_s og b er lejepladens størrelse i henholdsvis bjælkeaksens retning og vinkelret herpå, se figur 8.103 NA. Tværtrykket r_{sd} må ikke regnes større end $0,7 f_{cd}$. Ved medtagelse af effekten for tværtryk kan c_s/ϕ ikke regnes større end 3.



Figur 8.103 NA - Tværtryk ved vederlag

Ved forankringer og stød af træk- og trykarmering i randzoner skal der ilægges tilstrækkelig tværarmering. Tværarmeringen skal ligge i længdearmeringens dæklag for at være effektiv og kan fx bestå af bøjler. Tværarmeringen skal fordeles jævnt over forankrings- eller stødlængden.

Ved forankringer og stød af længdearmering i bjælker og lignende konstruktionselementer bør der forefindes en tværarmering jævnt fordelt over forankrings- eller stødlængden, der opfylder kravet

$$n_s \geq \frac{l_{b,net}}{55} \frac{\phi}{\phi_t^2} \quad (8.103 \text{ NA})$$

eller udtrykt ved tværarmeringsforholdet

$$\Lambda \geq \frac{1}{550} \frac{f_{yd}}{f_{ctk}} \frac{n_{ss}}{n_{sp}} \frac{l_{b,net}}{\phi} \quad (8.104 \text{ NA})$$

hvor f_{yd} er den regningsmæssige flydespænding for tværarmeringen.



Bøjler, der er regnet udnyttet som forskydningsarmering, kan også udnyttes som tværarmering.

Ved armering med små bukkediametre anbefales det at indlægge tværgående armering for at forebygge spaltebrud.

Svejste net af glat armering skal forankres og stødes som ikke-svejst armering.

8.4.4 Regningsmæssig forankringslængde

Normalt dokumenteres kravet til forskydningsstyrker af svejsninger ikke, jf. punkt C.1(1) Generelt. Medmindre denne styrke er dokumenteret for den anvendte armering, skal $\alpha_4 = 1,0$ anvendes.

Reglerne gælder ikke for armering med glat overflade. Der henvises til 8.4.3(2).

8.7.3 Stødlængde

Reglerne gælder ikke for armering med glat overflade. Der henvises til 8.4.3(2).

8.9 Bundtet armering

Reglerne gælder ikke for armering med glat overflade.

9.2.1.2(3) Andre konstruktionsudformningsregler

Tillige gælder reglerne angivet i 9.5.3(6).

9.6.3(1), Vandret armering

Lukning af armering kan udelades ved rande ved væggender i de tilfælde, hvor væggens duktilitet, statiske virkemåde og utilsigtede lastvirkninger ikke betinger en lukning af armeringen.

Eksempler, hvor ovennævnte krav er opfyldt, er vægge, hvor virkning af svind og temperatur er negligeabelt og:

- vægge alene er påvirket af normalkraft, bøjning samt forskydning ud af planet
- stabiliserende vægge, hvor vridningsmomenter er negligeable, og hvor optagelse af skivefor skydningskræfter, og dertil knyttede laster og reaktioner, sker i zoner, indenfor hvilke den beregningsmæssige og/eller konstruktive vandrette armering er tilstrækkeligt forankret.

9.6.4 Tværarmering

Reglerne gælder generelt ved anvendelse af armeringsnet som trykarmering, fx også i plader.

9.10.1(1), Trækforbindelsessystemer, Generelt

Reglerne i 9.10 angiver minimumskrav til en konstruktions trækforbindelser. Reglerne gælder i sammenhæng med DS/EN 1990 DK NA, Anneks E, Robusthed.

DS/EN 1992-1-1, 9.10 og DS/EN 1990 DK NA, Anneks E, skal begge være opfyldt for sikring af den fornødne robusthed.

Reglerne gælder ikke i sammenhæng med ulykkeslast.



Reglerne gælder alene hovedkonstruktionen.

9.10.2.1(1), Dimensionering af trækforbindelser, Generelt

Den iht. DS/EN 1992-1-1, 9.10, krævede armering er en minimumarmering, der kan beregnes ved hjælp af beregningsmetoderne angivet i normen. Lastvirkninger, som fx trykspændinger, må ikke regnes til gunst. Kohæsion kan regnes aktiv ved støbeskel, dvs. hvor beton er støbt mod beton.

9.10.2.4(1), Vandrette trækforbindelser til søjler og/eller vægge

Reglen gælder bærende søjler og vægge beliggende såvel ved rand som i konstruktionens indre.

For de bærende søjler/vægge, der ikke føres kontinuert gennem en dækkonstruktion, og hvor de vandrette trækforbindelser er ført ind i dækkonstruktionen, gælder for snitfladen mellem dækkonstruktion og søjler/vægge, at der kan overføres en vandret kraft af samme størrelse som den krævede styrke af de vandrette trækforbindelser. For bærende søjler vil dette være opfyldt, såfremt der i snitfladen er anordnet en lodret trækforbindelse, der kan optage en trækraft svarende til:

- Lodret trækforbindelse gennem snitflade i form af et støbeskel: $1,5 \cdot F_{tie,col}$
- Lodret trækforbindelse gennem andre typer af snitflade: $2,5 \cdot F_{tie,col}$

Reglen gælder under forudsætning af, at der ikke optræder hulrum i etagekrydset, og resultanten af den lodrette trækforbindelse er placeret nogenlunde centralt i arealet for snitfladen, der mindst bør være $0,03 \text{ m}^2$ for normal konsekvensklasse og mindst $0,05 \text{ m}^2$ for høj konsekvensklasse.

9.10.2.5(1), Lodrette trækforbindelser og 9.10.2.5(2), Lodrette trækforbindelser

Regler i DS/EN 1992-1-1, 9.10.2.5 gælder for bygværker henført til CC3 og CC3+.

For bygværker, hvor der i henhold til DS/EN 1990 DK NA, Anneks E, regnes med svigt i en begrænset del af konstruktionen, gælder angivne regler uændret.

For søjler og vægge, der er dimensioneret som nøgleelementer i overensstemmelse med DS/EN 1990 DK NA, Anneks E, vil lodrette kontinuerte trækforbindelser være tilstrækkelige, såfremt de kan optage trækkræfterne:

- Lodret trækforbindelse i søjle: 240 kN
- Lodret trækforbindelse i væg: 30 kN/m

De angivne lodrette trækforbindelser skal være forankret i fundamenterne.

9.10.3(3) Kontinuitet og forankring af trækforbindelser

Der kan benyttes stød i armeringen i fuger mellem præfabrikerede enheder, såfremt stødet i selve fugen mindst er omgivet af et dæklag svarende til armeringens diameter. Dæklaget må ikke være mindre end den maksimale tilslagsstørrelse og skal altid mindst være 10 mm.

C.1(1) Generelt

Krav til bøjelighed, frem-/tilbagebøjning, angivet for stænger og udrettet armering gælder også for stænger i svejste net.



Kravet for forskydningsstyrke, jf. krav til F_w i DS/EN 10080, er ikke gældende. Overholdelse af de i denne norm angivne krav til armeringens egenskaber kan normalt ikke regnes opfyldt, samtidig med at kravet til forskydningsstyrke skal være overholdt. Værdi for forskydningsstyrke F_w kan angives, såfremt det kan dokumenteres, at armeringen efter svejsning fortsat opfylder i denne norm stillede krav til armeringens egenskaber.

Hæftesvejst armering med nominal diameter ϕ skal ved bøjeprovning kunne bøjes 60° om en dorn, hvis diameter D fremgår af tabel C100 NA.

Tabel C.100 NA – Bøjeprovning for hæftesvejst armering

	Hæftesvejst armeringsstål	
	Krav til dorndiameter D	
Armeringens diameter ϕ	$\phi \leq 12$ mm	$\phi > 12$ mm
Ribbestål og overfladeprofileret stål	4ϕ	8ϕ
Glat armeringsstål	2ϕ	3ϕ

Bøjeprovningen foretages over svejsestedet med svejsningen i trækzonen. Prøvestykker af hæftesvejst armeringsstål må efter prøvningen ikke udvise brud eller revner i grundmaterialet, hvorimod hel eller delvis løsning af tværstangen ved brud i svejsemetal eller smeltelinje (fusion line) kan accepteres. Bedømmelsen sker visuelt.

Annekset gælder armeringsstål med ribbet overflade. Annekset gælder, undtagen for krav til forankring, flydespændingsområde og bøjelighed, også for armeringsstål med glat overflade iht. DS/EN 10080 og DS/EN 10025-2.

Glatte stænger af varmvalset ulegeret konstruktionsstål af typerne S235, S275 og S355 iht. DS/EN 10025-2 er egnede. Egenskaberne fremgår af DS/EN 10025-2. Kravene i DS/EN 10025-2 skal være opfyldt.

Den karakteristiske værdi af flydespændingen antages at være lig med den i DS/EN 10025-2 angivne minimumværdi for flydespænding for den aktuelle type.

Armering med glat overflade iht. DS/EN 10080 skal have egenskaber iht. annekset undtagen mht. overfladegeometri og flydespændingsområde. Karakteristisk flydespænding f_{yk} skal være mindre end 500 MPa.

C.3(1)P Bøjelighed

Afsnittet gælder for alle produktformer, dvs. rette stænger, stænger udrettet fra coils og for stænger i svejste net.

Afsnittet gælder kun for armeringsstål efter DS/EN 10080. Ved prøvning af bukkeegnethed af armering med glat overflade udgår tabel 4 af DS/EN 10080 og erstattes af følgende:

Et armeringsstål med nominal diameter ϕ skal ved bøjeprovning kunne bøjes 180° om en dorn, hvis diameter D er lig med ϕ for armeringsstænger med $\phi \leq 12$ mm og lig med 2ϕ for armeringsstænger



med $\varnothing > 12$ mm. Prøvestykket må efter prøvningen ikke udvise brud eller revner. Bedømmelsen skal ske visuelt uden brug af optiske instrumenter.

For stål iht. DS/EN 10025-2 kræves, ud over identifikationskontrol, ikke yderligere prøvning.

NOTE - En tilbagebøjningsprøvning er en prøvning, hvor stangen bøjes 90 grader og derefter tilbagebøjes 20 grader. Det er ikke det samme som en udretning af stangen, og en bestået tilbagebøjningsprøvning er således ikke en dokumentation for, at armeringen kan anvendes til 90 graders bøjning og efterfølgende udretning.

F. 1(4)

Såfremt der anvendes klasse A-stål, skal armeringen bestemmes ved anvendelse af (F.2)-(F.7). Anvendes klasse B- eller klasse C-stål, må (F.8)-(F.10) benyttes.



Annex 1

Beregning af visse søjler støbt på stedet

I husbygning kan armerede søjler, der er støbt i ét med bjælker eller plader, beregnes som centralt belastede, idet der tages hensyn til excentrisk last ved en forøgelse af søjlens normalkraft. Den tilnærmede beregning kan ske under forudsætning af

- at $\lambda < 90$, idet søjlens fri længde regnes lig med søjlens skaftlængde
- at søjlen ikke påvirkes af væsentlige momenter og indgår i en konstruktion med fast knudepunktsfigur og med almindeligt anvendte dimensioner
- at den regningsmæssige totallast fra det dæk, der ligger umiddelbart over den pågældende søjle, multipliceres med
 - a) en faktor 2, når søjlen belastes ensidigt i to retninger af bjælker eller plader
 - b) en faktor 1,25, når søjlen belastes af gennemgående bjælker eller gennemgående plader. For at bjælke eller plade skal kunne regnes gennemgående, må den på de to sider af søjlen have tilnærmelsesvis samme stivhed. I modsat fald regnes som anført under a) henholdsvis c).
 - c) en faktor 1,5 for alle øvrige søjler.