



AALBORG UNIVERSITY
DENMARK

Aalborg Universitet

Sammenligning af normer for betonkonstruktioner 1949 og 2006

Munch-Andersen, Jørgen; Nielsen, Jørgen

Publication date:
2007

Document Version
Også kaldet Forlagets PDF

[Link to publication from Aalborg University](#)

Citation for published version (APA):

Munch-Andersen, J., & Nielsen, J. (2007). Sammenligning af normer for betonkonstruktioner 1949 og 2006. Aalborg: Statens Byggeforskningsintitut, Aalborg Universitet.

General rights

Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.

- ? Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
- ? You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain
- ? You may freely distribute the URL identifying the publication in the public portal ?

Take down policy

If you believe that this document breaches copyright please contact us at vbn@aub.aau.dk providing details, and we will remove access to the work immediately and investigate your claim.

Sammenligning af normer for betonkonstruktioner 1949 og 2006

Jørgen Munch-Andersen og Jørgen Nielsen, SBI, 2007-01-21

Afdelingen for Byggeteknik og
DesignJørgen Munch-Andersen
Jørgen Nielsen

Formål

Dette notat beskriver og sammenligner normkravene til betonkonstruktioner i henhold til DS 411:1949 og DS 410:1945 med DS 411:1999 med senere tillæg, herefter betegnet 'DS411:2006' samt DS 409:2006 og DS 410:1998 med tillæg 1, herefter betegnet 'DS 410:2006'; se i øvrigt referencer.

Formålet er at vurdere udviklingen i de samlede sikkerhedskrav til betonkonstruktioner med fokus på høje bygninger.

Notatet tjener er udarbejdet i forbindelse med vurdering af sikkerheden af højhuse i Rødovre (Munch-Andersen og Nielsen, 2007).

21. jan. 2007

Journal nr. 721-072

Metode

For at kunne sammenligne flere normsæts krav må man undersøge

- hvordan materialestyrker fastsættes
- hvilke beregningsmodeller der anvendes til at bestemme bæreevnen af konstruktionselementer ud fra materialestyrken
- hvorledes laster er fastsat
- hvorledes sikkerhedsfaktorer (partialkoefficienter) på last og styrke vælges
- hvorledes laster kombineres.

Normerne fra 40'erne var uændrede indtil 1956, hvor der kom tillæg til de to relevante normer. Det er reglerne før tillæggene, der behandles i det følgende.

Dengang var normsystemet baseret på tilladelige spændinger og laster, der var fastsat så de ligger tæt op ad hvad vi i dag kalder karakteristiske laster.

Den tilladelige spænding svarer i princippet til en regningsmæssig styrke, men i stedet for partialkoefficienter på både last og styrke var sikkerheden alene placeret på styrkesiden.

En sammenligning af normsæt kan kun ske ved at se på konkrete typiske lastkombinationer. I 40'erne fremgik lastkombinationerne, dengang kaldet belastningskombinationer, af DS 411:1949. Der var dengang ikke nogen norm der modsvarer DS 409:2006.

Betonstyrke og beregningsmodeller

*DS 411:1949**Fastlæggelse af betonstyrke*

Betonstyrken fastsattes efter 1949-betonnormen noget anderledes end i dag. Man tog udgangspunkt i middelværdien af målte styrker σ og beregnede en tilladelig spænding r ved hjælp af en reduktionsfaktor på denne middelværdi. Denne reduktion skal modsvare såvel forskellen på middelværdi og karakteristisk værdi som partialkoefficienterne på både styrke og last; herunder sikkerhedsklasse, modelusikkerhed og brudform etc. Den tilladelige

ge spænding kan derfor ikke umiddelbart sammenlignes med de regningsmæssige betonstyrker vi i dag angiver.

Trykstyrken blev bestemt ved forsøg med enten terninger med sidelængden 200 mm eller med armerede 2 m lange bjælker med højde 65 mm og bredde 90 mm. De målte styrke betegnes henholdsvis σ_T og σ_B . Det antages implicit i normen at

$$\sigma_T = 0,8 \sigma_B. \quad (1)$$

Den tilladelige trykspænding betegnes r_0 og den tilladelige bøjningstrykspænding r_b . Normen angiver, at man kan sætte

$$r_0 = 0,8 r_b \quad (2)$$

Kontrol

Normen har to kontrolklasser for udførelsen, normal kontrol og skærpet kontrol. I skærpet kontrolklasse kan man anvende højere betonstyrker og reduktionsfaktoren er lidt mindre end ved normal kontrol.

Ved skærpet kontrol blev middelbetonstyrken bestemt på basis af 6 forsøg med prøveemner udstøbt med den planlagte recept. Ved skærpet kontrol foreskrev DS 411:1949 også, at der skulle være kvalificeret tilsyn og at råmaterialer skulle kontrolleres med regelmæssige mellemrum. Armeringens egenskaber skulle kontrolleres for hver 100 eller 150 stk armeringsstænger.

Desuden skulle betonstyrken kontrolleres ved 3 prøveemner pr. 150 m³ beton. Middelværdien må ikke være mindre end den værdi, der er forudsat ved projekteringen og ingen enkeltværdi må ligge mere end 15% under den forudsatte værdi. Det er ikke beskrevet, hvem der skal foranledige kontrollen eller godkende resultatet, så det har formentlig været op til entreprenøren.

Ved normal kontrol skulle styrkerne også kontrolleres ved 3 prøver, men der er ikke krav til hyppigheden.

Armeret beton

Ved normal kontrol kan man sætte

$$r_b = 0,25 \sigma_B = 0,3125 \sigma_T, \text{ dog højst } 75 \text{ kg/cm}^2 \quad (3)$$

(svarende til $r_0 = 0,25 \sigma_T$, dog højst 60 kg/cm²)

Ved skærpet kontrol kan man sætte

$$r_b = 0,26 \sigma_B = 0,325 \sigma_T \text{ hvis } \sigma_T < 240 \text{ kg/cm}^2 \text{ (} \sigma_B < 300 \text{ kg/cm}^2 \text{)} \quad (4a)$$

(svarende til $r_0 = 0,26 \sigma_T$ hvis $\sigma_T < 240 \text{ kg/cm}^2$)

og derefter

$$r_b = [78 + 0,19(\sigma_B - 300)] \text{ kg/cm}^2 = [78 + 0,2375(\sigma_T - 240)] \text{ kg/cm}^2, \quad (4b)$$

dog højst 90 kg/cm²
(svarende til $r_0 = [62,4 + 0,19(\sigma_T - 240)] \text{ kg/cm}^2$, dog højst 72 kg/cm²)

(100 kg/cm² = 9,8 MPa)

Uarmeret beton

Man bestemmer først trykstyrken r_0 i stedet for bøjningstrykstyrken r_b .

Ved normal kontrol kan man sætte

$$r_0 = 0,143 \sigma_T, \text{ dog højst } 30 \text{ kg/cm}^2 \quad (5)$$

og ved skærpet kontrol

$$r_0 = 0,167 \sigma_T, \text{ dog højest } 45 \text{ kg/cm}^2 \quad (6)$$

Beregningsmodel for bæreevne

Bæreevnen som funktion af betontrykstyrken beregnes med en beregningsmodel. I DS 411:1949 er angivet, at trykspændingen for en uarmeret væg lodret belastet væg af tykkelsen b og højden l højest må være

$$r_s = \left(\frac{12b}{l} \right)^2 r_0 = \delta r_0 \quad (7)$$

For en 200 mm tyk og 2,8 m høj væg bliver reduktionsfaktoren på trykstyrken $\delta = 0,735$.

For en armeret væg må betonspændingen højest være (formel omskrevet til nutidige symboler)

$$r_s = \frac{1}{1+10^{-4} \lambda^2} r_0 = \delta f_{cd} \quad \text{hvor } \lambda^2 = 12 \left(\frac{l}{b} \right)^2 \quad (8)$$

Reduktionsfaktoren for den ovenfor betragtede væg bliver $\delta = 0,810$

DS 411:2006 og DS 409:2006

Referencen for betonstyrken er i dag trykstyrken f_c for en 150 x 300 mm cylinder. Det antages at styrken er LogN-fordelt og baseret på erfaring sættes variationskoefficienten for den målte betonstyrke til 15%. På basis af disse antagelser bestemmes en karakteristisk betonstyrke, der er defineret som 5%-fraktilen i LogN-fordelingen (se A.5 i DS 409:2006).

Det antages yderligere at variationskoefficienten for beregningsmodellen er 15%. (Beregningsmodellen omsætter betonstyrken til bæreevne af fx en bjælke). I DS 409:2006, afsnit 6.3.5.3 er beskrevet, hvorledes partialkoefficienten på bæreevner bestemmes som et produkt af 5 delpartialkoefficienter:

- γ_4 afhænger af usikkerheden på den målte betonstyrke
- γ_2 afhænger af usikkerheden på beregningsmodellen
- γ_0 afhænger af sikkerhedsklassen
- γ_1 afhænger af svigtformen
- γ_3 afhænger af kontrolomfanget ved udførelsen

Delpartialkoefficienter på sikkerhedsklasse, svigtform og kontrolomfang ved udførelse er vurderingsparametre, der ikke er fastsat på basis af statistiske forhold.

Tabel A viser sammenhængen mellem variationskoefficienten på betonstyrken og den regningsmæssige styrke, der kan anvendes ved beregning af bæreevnen.

Tabel A. Regningsmæssig bæreevne for armeret beton i forhold til middelstyrken som funktion af variationskoefficienten på betonstyrken. Variationskoefficienten for beregningsmodellen er sat til 15% i alle tilfælde. Værdierne gælder for normal sikkerhedsklasse, varslet brud uden reserve og normal kontrol.

Variationskoefficient på betonstyrken	Karakteristisk betonstyrke, $f_{c,k}$ i forhold til mid-delværdi	Delpartialkoefficient for betonstyrke, γ_4	Delpartialkoefficient for beregningsmodel, γ_2	Regningsmæssig bæreevne, $f_{c,d}$ i forhold til middelværdi
10%	85%	1,20	1,15	61%
15%	78%	1,25*	1,15*	54%
20%	72%	1,30	1,15	48%
25%	66%	1,35	1,15	43%
30%	61%	1,40	1,15	38%

* DS 411, tillæg 2006, angiver afrundet γ_4 * $\gamma_2 = 1,45$, mens produktet af de to værdier i DS 409 giver 1,44.

For uarmeret beton skal desuden benyttes $\gamma_1 = 1,1$ for uvarslet brud.

Beregningsmodel for bæreevne

Når $f_{c,k}$ højst er 25 MPa gælder at betontrykspændingen i både armerede og uarmerede lodret belastede vægge højst må være

$$\sigma_{crd} = \frac{1}{1 + 10^{-4} \lambda^2} f_{cd} = \delta f_{cd} \quad \text{hvor } \lambda^2 = 12 \left(\frac{l}{b} \right)^2 \quad (9)$$

Det ses at formlen er identisk med (8). For en 200 mm tyk og 2,8 m høj væg fås derfor igen reduktionsfaktoren $\delta = 0,810$.

Sammenligning af 1949 og 2006

Omregning af trykstyrker

Ifølge Beton-Bogen (Herholdt, 1985) kan terningestyrken σ_T for kantlængden 200 mm omregnes til referencecylinderstyrken f_c ved at multiplicere med 0,88. DS 411, tabel V 8.1.1 tillader dog kun 0,75. Forskellen skyldes formentlig at Beton Bogens værdi er en middelværdi, og at normen angiver en forsigtig værdi. I det følgende sættes faktoren til 0,8 således at middelværdien bestemmes som

$$f_c = 0,8 \sigma_T \quad (10)$$

Den tilladelige trykspænding efter (3) kan derfor også udtrykkes

$$r_0 = 0,25 f_c / 0,8 = 0,3125 f_c \quad (11)$$

altså 31% ved sammenligning med tabel A.

Antages det eksempelvis at der i et projekt efter DS 411:1949 er foreskrevet en beton med $\sigma_T = 240 \text{ kg/cm}^2$ svarer det til en middelt cylinderstyrke på $f_c = 0,8 \cdot 240 = 192 \text{ kg/cm}^2 = 18,8 \text{ MPa}$.

For at beregne en regningsmæssig værdi må man kende variationskoefficienten på betonstyrken. For datidens beton må forventes en højere variationskoefficient end i dag, mens modelusikkerheden vil være den samme da beregningsmodellen er den samme. Kan variationskoefficienten på betonstyrken sættes til 20% ses ved hjælp af tabel A at den nutidige regningsmæssige bæreevne af en armeret konstruktion udført med en beton der op-

fylder $\sigma_T = 240 \text{ kg/cm}^2$ bliver $f_{c,d} = 48\% \cdot 18,8 \text{ MPa} = 9,0 \text{ MPa}$. Er variationskoefficienten 25% bliver $f_{c,d} = 43\% \cdot 18,8 \text{ MPa} = 8,1 \text{ MPa}$.

Efter 1949-normen var den tilladelige trykspænding $r_0 = 0,25 \cdot 240 = 60 \text{ kg/cm}^2 = 5,9 \text{ MPa}$.

Afhængigt af om variationskoefficienten er 20% eller 25% er forholdet $f_{c,d}/r_0 = 1,53$ eller $1,37$. Forholdet kunne ses som det der er til overs til forskellen på lastfastsættelsen, men der er andre forskelle på normerne der også skal dækkes af dette forhold. Det gælder vurderingsparametre som kontrol med udførelsen, forskellen på armeret og uarmeret beton og sikkerhedsklassen.

Vurderingsparametre

Uvarslet brud (uarmeret beton)

Ved normal kontrol var den tilladelige spænding for armeret beton i forhold til uarmeret beton $0,25/0,143 = 1,75$ efter DS 411:1949. Udtrykt i statistiske termer har man i 1949 implicit forventet en langt højere variationskoefficient på uarmeret beton end på armeret beton. I DS 411:2006 divideres styrken blot med $\gamma_1 = 1,1$ for at kompensere for uvarslet brud. Det skal nævnes at forholdet mellem styrken af armeret og uarmeret beton efter DS 411:1998 var $2,5/1,65 = 1,52$.

Skærpet kontrol

Når der under udførelsen anvendes skærpet kontrol tillader både 1949- og 2006-normen, at den tilladelige spænding henholdsvis den regningsmæssige styrke øges. I 1949 blev omregningsfaktoren fra terningstyrken for armeret beton øget fra 0,25 ved normal kontrol til 0,26 ved skærpet kontrol, svarende til et forhold på 0,96 (op til $\sigma_T = 240 \text{ kg/m}^2$, ved største tilladelige styrke ($\sigma_T = 290 \text{ kg/m}^2$) er forholdet 1,0, se (4b)). Delpartialkoefficienten er i dag $\gamma_3 = 0,95$, uanset styrken. Forskellen er lille, men 1949-normen er lidt mere forsigtig for høje styrker, hvilket antyder at man forventer større variationskoefficient, ved det der dengang blev betragtet som høje styrker.

For uarmeret beton blev omregningsfaktoren i 1949-normen øget fra 0,143 ved normal kontrol til 0,167 ved skærpet kontrol, svarende til et forhold på 0,86, altså en noget større forøgelse end i dag. Man kan tolke det som at man forventede at variationskoefficienten på betonstyrken blev reduceret en del ved skærpet kontrol.

Den samlede korrektion for uarmeret beton og skærpet kontrol var i 1949 $1,75 \cdot 0,86 = 1,51$ mens den i 2006 er $1,1 \cdot 0,95 = 1,05$. Efter 1998-normen får man $1,52 \cdot 0,95 = 1,44$, altså ret tæt på værdien i 1949.

Sikkerhedsklasse

I 1949 anvendte man ikke sikkerhedsklasser. Hvis man betragter bygninger, der i dag ville blive henført til høj sikkerhedsklasse skal de regningsmæssige styrker reduceres med $\gamma_0 = 1,1$.

Samlet betydning af vurderingsparametre

Tabel B resumerer effekten af forskellige kombinationer af uarmeret beton, skærpet kontrol og høj sikkerhedsklasse i forhold til en reference for hvert normsæt som er valgt som armeret beton, normal kontrol og normal sikkerhedsklasse, markeret med 1 i tabellen. Værdier for 1998-normerne er medtaget til sammenligning.

Tabel B. Samlet ændring i "partialkoefficient" i forhold til referencebæreevnen for armeret beton, normal kontrol og normal sikkerhedsklasse for et givet normsæt.

	1949	1998	2006	
Sikkerhedsklasse	-	normal	normal	høj
Armeret beton:				
Normal kontrol	1	1	1	1,1
Skærpet kontrol	0,96 – 1,00	0,95	0,95	1,05
Uarmeret beton:				
Normal kontrol	1,75	1,52	1,1	1,21
Skærpet kontrol	1,51	1,44	1,05	1,15

Bæreevne

Beregningsmodellerne for bæreevnen af trykpåvirkede vægge ses kun at afvige for uarmerede vægge, hvor 1949-normen giver en lidt mindre bæreevne end 2006-normen. For en 200 mm tyk og 2,8 m høj væg er bæreevnen reduceret med faktoren $0,735/0,810 = 0,91$.

Der er ikke taget hensyn til excentricitet og vandret last på væggen, hvilket vil reducere bæreevnen i begge tilfælde. For høje bygninger, hvor trykspændingen vil være dominerende, vil reduktionen dog være lille.

Tabel C viser en samlet oversigt over hvilken andel den tilladelige spænding henholdsvis den regningsmæssige styrke udgør af middelcylinderstyrken i de forskellige tilfælde i tabel B. I hvert felt for 2006-normen repræsenterer det første tal værdien, hvis variationskoefficienten for betonstyrken er 20% og det andet tal værdien, hvis variationskoefficienten for betonstyrken er 25%. For uarmeret beton efter 1949-normen er desuden vist effekten af forskellen i beregningsmodellen for trykpåvirkede vægge.

 Tabel C. Den tilladelige spænding henholdsvis den regningsmæssige styrke i forhold til middelcylinderstyrken f_c . For 2006-normen repræsenterer det første tal værdien hvis variationskoefficienten for betonstyrken er 20% og det andet hvis den er 25%.

	1949	2006	
Sikkerhedsklasse	-	normal	høj
Armeret beton,			
Normal kontrol	31%	48% / 43%	44% / 39%
Skærpet kontrol	33 – 31%	51% / 45%	46% / 41%
Uarmeret beton			
Normal kontrol	18%*0,91*=16%	44% / 39%	40% / 35%
Skærpet kontrol	21%*0,91*=19%	46% / 41%	42% / 37%

* Faktoren 0,91 er korrektion for forskel i beregningsmodellen for uarmerede, trykpåvirkede vægge.

Laster og lastkombinationer

Vindlast

1945

I lastnormen DS 410:1945 skelnes ikke mellem terrænkategorier.

På de nederste 30 m er $q = 80 \text{ kg/m}^2 = 0,784 \text{ kN/m}^2$, for bygninger under 6 m dog kun 50 kg/m^2 . For bygninger over 30 m er $q = [80 + 1,6(h - 30)] \text{ kg/m}^2$, idet hastighedstrykket kun øges over 30 m med en trekantformet tilægslast.

For fx $h=40$ m bliver $q = 96 \text{ kg/m}^2 = 0,941 \text{ kN/m}^2$. Den middellast, der giver samme moment om bygningsbasis, kan bestemmes som

$$q_{40, \text{middel}} = (0,784 \cdot 40 \cdot 20 + \frac{1}{2}(0,941 - 0,784) (40 - 30) \cdot 36,67) / (40 \cdot 20) = 0,820 \text{ kN/m}^2.$$

Den samlede formfaktor for luv og læ side er $C = 1,0 + 0,2 = 1,2$. Lasten er resumeret i tabel D.

Tabel D. Vindlast efter DS 410:1945

Bygningshøjde	6 – 30 m	40 m
q , kN/m ²	0,784	0,820
$q_v = C q$, kN/m ²	0,941	0,984

2006

Lasten er identisk før og efter udgivelsen af 2006-tillægget til DS 410:1998. Vindlasten beskrives for terrænkategori II (landbrugsland).

Vindlasten over hele fladen fastsættes som funktion af bygningshøjden, se tabel E. For store flader kan vindlasten reduceres med en konstruktionsfaktor, der afhænger af bygningens højde og bredde. I tabellen er angivet værdien for en 10 m bred bygning. Der er ikke taget hensyn til mulige dynamiske effekter for bygninger over 20 m højde, men betydningen skønnes at være lille.

Den samlede formfaktor for luv og læ side er $C = 0,7 + 0,3 = 1,0$. Lasten er resumeret i tabel E.

Tabel E. Karakteristisk vindlast efter DS 410:2006 (uændret fra 1998)

Bygningshøjde	10 m	20 m	30 m	40 m
q_k , kN/m ²	0,847	1,011	1,113	1,189
C_d	0,94	0,93	0,92	0,92
$q_v = C_d C q_k$, kN/m ²	0,80	0,94	1,02	1,09

Den normmæssige karakteristiske vindlast på bygningerne er således kun ændret beskedent fra 1949 til 2006. For en 40 meter høj bygning vil momentet ved fundament som følge af vindtrykket være øget med ca. 10%.

Snelast

Snelast har ingen væsentlig betydning for høje bygningers sikkerhedsforhold.

Nyttelast for bolig

1945

For bolig og kontor er nyttelasten fastsat til $200 \text{ kg/m}^2 = 1,96 \text{ kN/m}^2$ (nedsat til 150 kg/m^2 for bolig i 1959).

Etagerreduktionsfaktoren fremgår af tabel F, hvor også den samlede last for antallet af etager er givet.

Tabel F. Nyttelast efter DS 410:1945

Antal etager	2	4	6	7	14
Etagerreduktionsfaktor	1,00	0,93	0,82	0,75	0,75
Samlet last, kN/m ²	3,9	7,3	9,6	10,3	20,6

2006

For bolig er nyttelasten $1,5 \text{ kN/m}^2$ for én etage, $0,5 \cdot 1,5 = 0,75$ på følgende etager. Etagereduktionsfaktoren og den samlede last fremgår af tabel G.

Tabel G. Karakteristisk nyttelast efter DS 410:2006

Antal etager	2	4	6	7	14
Etagereduktionsfaktor	0,75	0,625	0,583	0,571	0,536
Samlet last, kN/m^2	2,25	3,75	5,25	5,75	11,25

Den samlede last i tabellen gælder når etagelasten er dominerende. Når den er ikke-dominerende er det lastkombinationsfaktoren $\psi = 0,5$ der anvendes, uanset etageantallet.

Egenlast

Der er ikke ændret på principperne for fastsættelse af egenlaste fra 1945 til 2006. Dog er der i 1945-normen ikke nogen faktor der reducerer virkningen af egenlasten når den er til gunst.

Vandret masselast

Denne last virker ikke samtidig med vindlast, og vil som regel kun være større end vindlasten i en lang bygnings længderetning.

1945 - 1998

Fra 1945 til og med 1998-normen har den vandrette masselast været fastsat til 1,5% af den samlede lodrette last. Bortset fra forskellen i nyttelasten vil masselasten være ens for alle disse normer.

2006

Den vandrette masselast er fortsat 1,5%, men virkningen er reduceret væsentligt, fordi den nu betragtes som en ulykkeslast. Det betyder at partialkoefficienten på både last og styrke sættes til 1,0. Den kan dog fortsat være dimensionsgivende for længdevæggene i større bygninger.

Lastkombinationer

1945/1949

Efter DS 411:1949 skulle husbygningkonstruktioner undersøges for følgende lastkombinationer, idet R betyder bæreevnen:

$$a1: G + Q_{\text{nytte}} + Q_{\text{sne}} < R$$

$$a2: G + Q_{\text{vind}} < R$$

$$b: G + Q_{\text{nytte}} + Q_{\text{sne}} + Q_{\text{vind}} < 1,25 R$$

$$a1*: G + 1,5(Q_{\text{nytte}} + Q_{\text{sne}}) < 1,8 R$$

$$a2*: G + 1,5 Q_{\text{vind}} < 1,8 R$$

$$b*: G + 1,5(Q_{\text{nytte}} + Q_{\text{sne}} + Q_{\text{vind}}) < 1,25 \cdot 1,8 R = 2,25 R.$$

I lastkombination b ses at, man i stedet for lastkombinationsfaktorer har øget styrken, når vind kombineres med andre variable laster.

De sidste 3 kombinationer mærket med * kan ses som en tilnærmelse til til partialkoefficientmetoden. $a2^*$ er blandt andet relevant for trækspændingen i vindsiden af en bygning som primært stabiliseres af egenlasten.

Man kan i *-lastkombinationerne anvende styrken for armeret beton også for uarmeret beton, hvilket dog ingen betydning har for høje bygninger.

Side 9 af 12

2006

Efter DS 409:2006 er de relevante lastkombinationer for almindelige bygninger:

$$2.A1: G + 1,5(Q_{nytte} + 0,3 Q_{sne} + 0,3 Q_{vind}) < R$$

$$2.A2: G + 1,5(Q_{vind} + 0,5 Q_{nytte}) < R$$

$$2.A3: 0,9 G + 1,5(Q_{nytte} + 0,3 Q_{sne} + 0,3 Q_{vind}) < R$$

$$2.A4: 0,9 G + 1,5Q_{vind} < R$$

$$2.B: 1,2 G < R$$

Bemærk at Q_{nytte} fastsættes forskelligt, når den er dominerende og ikke-dominerende last, se afsnittet om nyttelast for boliger ovenfor.

I kombination 2.A3 og 2.A4, der er relevante når egenlasten er til gunst, skal faktoren 0,9 i høj sikkerhedsklasse ændres til 0,82.

Eksempel

Der betragtes en 40 m høj og 9 m bred bygning af beton med bærende tværvægge, altangange på begge sider og 14 etager.

Egenlasten sættes til 150 kN/m^2 ved bygningsbasis inkl. bidrag fra lette vægge mv.

Momentet fra vindlasten regnes optaget elastisk således at den lodrette reaktion ved facaden i læsiden fra vindlasten bliver $\frac{1}{2} \cdot 40^2 \cdot q_{\text{vind}} / (9^2/6) = 59,3 \cdot q_{\text{vind}}$. Der ses bort fra snelasten, der er forsvindende i forhold til de øvrige laster.

Lasten angives pr m^2 af bygningen og skal ganges med lastbredden og divideres med vægtykkelsen for at bestemme trykspændingen i betonen.

1945/1949

Når egenlasten er dominerende i forhold til nyttelasten vil kun lastkombinationerne a_1 , a_2 og a_2^* være af betydning, den sidste for træk i vindsiden ved vindlast.

Med de laster der er bestemt ovenfor kan den lodrette lastvirkning for en 40 m høj og 9 m bred bygning i den nederste etage skønnes.

$a_1 \quad 150 + 20,6 =$	171 kN/m^2
$a_2 \quad 150 + 0,984 \cdot 59,3 = 150 + 58 =$	208 kN/m^2
$a_2^* \quad 150 - 1,5 \cdot 0,984 \cdot 59,3 = 150 - 87 =$	$63 \text{ kN/m}^2 > 0$

De største trykspændinger optræder i læsiden for kombination a_2 , hvor vindlastens bidrag er ca 28% af den samlede last. Af kombination a_2^* ses at egenlastens bidrag er væsentligt større end vindlastens, så der ikke er behov for lodret forankring i vindsiden for at kunne optage vindlasten, når man betragter bygningen som et hele.

2006

Der regnes i høj sikkerhedsklasse. Med samme forudsætninger som ovenfor findes:

$2.A1 \quad 150 + 1,5(11,25 + 0 + 0,3 \cdot 1,09 \cdot 59,3) = 150 + 17 + 29 =$	196 kN/m^2
$2.A2 \quad 150 + 1,5(1,09 \cdot 59,3 + 0,5 \cdot 14 \cdot 1,5) = 150 + 97 + 16 =$	263 kN/m^2
$2.A4 \quad 0,82 \cdot 150 - 1,5 \cdot 1,09 \cdot 59,3 = 123 - 97 =$	$26 \text{ kN/m}^2 > 0$
$2.B \quad 1,2 \cdot 150 =$	180 kN/m^2

I den dimensionsgivende lastkombination 2.A2 udgør den regningsmæssige vindlasts bidrag til den samlede regningsmæssige last ca 37%. Den samlede karakteristiske last er i den kombination $150 + 65 + 11 = 225 \text{ kN/m}^2$, altså næsten samme værdi som kombination a_2 efter de gamle normer. Vindlastens andel af den samlede karakteristiske last er 29%.

Af kombination 2.A4 ses ved sammenligning med a_2^* ovenfor at kravet til sikring mod væltning er skærpet en del. Der er dog fortsat en reserve på 26 kN/m^2 så bygningen er stabil også efter de nugældende normer..

Sammenligning

For eksemplet ovenfor er lastvirkningen i de hårdest trykpåvirkede elementer efter 2006-normerne i forhold til 1945/1940-normerne øget med faktoren

263/208 = 1,26, primært fordi der nu er partialkoefficient på de variable laster.

For armeret beton, skærpet kontrol og $\sigma_T = 270 \text{ kg/cm}^2$ er den tilladelige spænding i henhold til DS 411:1949 32% af f_c , se tabel C.

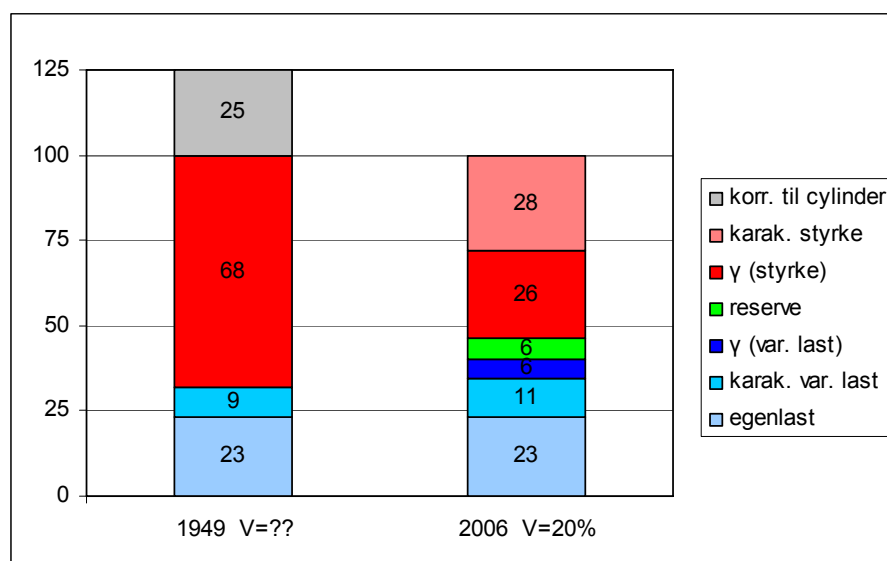
Hvis variationskoefficienten på betonstyrken er 20% er den regningsmæssige styrke efter 2006-normerne i høj sikkerhedsklasse 44% af f_c i henhold til tabel C. Styrken er altså øget med faktoren $46/32 = 1,44$.

Styrkeforøgelsen i forhold til lastforøgelsen er således $1,44/1,26 = 1,14$. Denne faktor udtrykker, at 2006-normerne stiller lidt mindre krav til konstruktionen end normerne fra 1940'erne, således der er en bæreevnereserve på 14%.

Hvis variationskoefficienten på betonstyrken er 25% vil styrkeforøgelsen reduceres til $41/32 = 1,28$. Dette reducerer bæreevnereserven til 2% så de to normsæt da stiller næsten samme krav til hovedkonstruktionen i høje betonbygninger.

For uarmeret beton er styrkeforøgelsen væsentlig større. Selv uden hensyntagen til forskellen på beregningsmodel for trykbelastede vægge bliver styrkeforøgelsen omkring 2, se tabel C. Bæreevnereserven bliver over 50%.

Figur H viser hvorledes middelbetonstyrken udnyttes dels til at optage lasterne, dels til sikkerhed.



Figur 1. Hvis et "typisk" højhus opført efter 1949-normen netop udnytter den tilladelige spænding fuldt ud vil egenlasten udgøre 23% af middelcylinderstyrken f_c . Under normmæssig storm øges spændingen med 9% til 32% af middelstyrken (lyseblå felter). De resterende 68% skal dække usikkerhed på styrken, beregningsmodeller og laster (rødt felt). Terningstyrken σ_T er 25% større end f_c (gråt felt).

Hvis bygningen vurderes efter 2006-normer vil egenlasten uændret udgøre 23% af f_c , mens den karakteristiske værdi af de variable laster (vind+nytte) er øget fra 9 til 11%, blandt andet fordi nyttelasten nu indgår i den afgørende lastkombination. Partialkoefficienten på den variable last (mørkeblå felt) udgør 6%. Når variationskoefficienten på betonstyrken sættes til 20% medgår der $28+26 = 54\%$ for at komme fra middelscylinderstyrke til regningsmæssig styrke (røde felter). Til rest bliver en bæreevnereserve på 6% af f_c (grønt felt).

Referencer

Dansk Standard (1945): *Dansk Ingeniørforenings normer for bygningskonstruktioner. 1 Belastningsforskrifter*. DS410, 1945.

Dansk Standard (1949): *Dansk Ingeniørforenings normer for bygningskonstruktioner. 2 Beton- og jernbetonkonstruktioner*. DS411, 1949.

Dansk Standard (1998): *Norm for last på konstruktioner*. DS 410:1998 inkl. DS 410/Till.1:2006.

Dansk Standard (1999): *Norm for betonkonstruktioner*. DS 411:1999 inkl. DS 411/Till.1:2004, DS 411/Till.2:2005 og DS 411/Till.3:2006.

Dansk Standard (2006): *Norm for projektering af konstruktioner*. DS 409:2006.

Herholdt,A.D. et al. (red.) (1985): *Beton-Bogen*. Cementfabrikkernes tekniske oplysningskontor, 2.udgave.

Munch-Andersen,J. & Nielsen,J. (2007): *Om sikkerheden af højhuse i Rødovre*. SBI, 21. jan 2007.