

BEF Bulletin no. 4

Huldæk og brand

Udarbejdet af:

Jesper Frøbert Jensen

ALECTIA A/S



Betonelement-Foreningen, september 2013

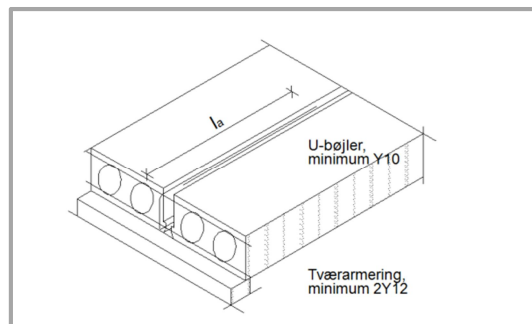
Indholdsfortegnelse

1.1	1. Konstruktive forudsætninger	3
1.2	2. Beregning af temperaturforhold og styrkereduktioner.....	3
1.3	3. Bestemmelse af bøjningsbæreevnen under brand	4
1.4	4. Bestemmelse af forskydningsbæreevnen under brand	6

1 Konstruktive forudsætninger

Som udgangspunkt for beregningsprincipperne gennemgået i det efterfølgende gælder sædvanlig dansk praksis, hvilket indebærer at:

- a. Huldækelementerne oplægges direkte med fuldt vederlag på faste understøtninger af beton eller stål.
- b. Der indlægges fugearmering i længdefuger mellem dæk svarende til at der i nederste halvdel af dækkonstruktionen ligger mindst ét K10 jern, der er fuldt forankret ved etagekrydset og er ført mindst $l_a = 1,5$ m vandret ind mellem dækelementerne.
- c. Der indlægges tværarmering i form af stringerarmering i etagekrydsene svarende til mindst 2 stk. K12 jern.
- d. Fugearmering i dækskiverne har en karakteristisk styrke på mindst $f_{yk} = 500$ MPa.
- e. Der anvendes ikke udragende liner i huldækelementerne.
- f. Etagekryds udstøbes med beton.



2 Beregning af temperaturforhold og styrkereduktioner

Ved beregning af temperaturforholdene anvendes som udgangspunkt temperaturprofil svarende til det i DS/EN 1992-1-2 DK NA:2011 for énsidigt påvirket tværsnit.

For huldækket anvendes dette temperaturprofil direkte i zonen fra huldækkets underside og op til niveauet $a_{50\%}$ over undersiden. Jævnfør Annex G i huldækstandarden DS/EN 1168 svarer dette niveau til den højde over huldækkets underside, hvor bredden af kanalerne netop udgør 50% af huldækkets bredde. For niveauer over $a_{50\%}$ regnes på den sikre side med en retlinet temperaturfordeling mellem den beregnede temperatur i niveauet a_w , $\Theta(a_{50\%})$, og en temperatur på huldækkets overside, der sættes til $\min\{\Theta(a_{50\%}); 160^\circ\text{C}\}$.

Temperaturen i betonen i trykzonen vil variere; men det kan ved momentberegning uden væsentlig fejl og på den sikre side antages, at betonens temperatur i trykzonen svarer til temperaturen midt i dækelementet.

Ved beregningen af betonens temperatur i linernes forankringszone over vederlagsdybden, a , anvendes ligeledes en retlinet temperaturfordeling, hvor der ved lejets forkant regnes med temperaturen i linernes niveau, γ_p , over huldækkens underside ude i faget; medens der ved huldækkets ende regnes med en temperatur svarende til temperaturen i en dybde a fra den eksponerede overflade i en betonvæg.

På baggrund af de beregnede temperaturforhold fastlægges styrkereduktionsfaktorerne som følger:

- for beton iht. DS/EN 1992-1-2 DK NA:2011, 3.2.2.1(1)P, Figur 1 NA
- for fugearmerings 0,2%-spænding iht. DS/EN 1992-1-2 DK NA:2011, 3.2.3(5)
- for forspændingsliners arbejdslinje iht. DS/EN 1992-1-2, 3.2.4(2)

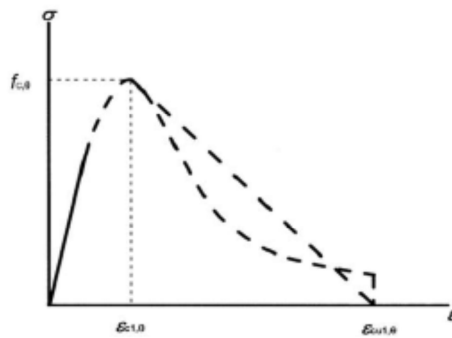
Jævnfør DS/EN 1992-1-2 DK NA:2011, 3.2.4(2) anvendes i Danmark spændarmering af Klasse B.

I DS/EN 1992-1-2 DK NA:2011, Annex B er anført, at armeringens 2,0%-spænding ikke må benyttes, hvis konstruktionsdelens deformationer medfører bl.a. sammentrykning og ødelæggelse af underliggende brandadskillende vægge. For hovedarmeringen i dæk har dette sjældent mening, fordi alene den termiske nedbøjning af de revnede dæk under brand normalt vil være langt større end de bevægelser, der kan optages i toppen af brandadskillende vægge. Dette gælder ved sædvanlig dimensionering både for huldæk og for pladsstøbte jernbetondæk allerede, når spændvidderne overstiger 10-15 gange dæktykkelsen.

3 Bestemmelse af bøjningsbæreevnen under brand

Bestemmelse af momentkapaciteten for huldæk sker ud fra de grundlæggende materialeegenskaber angivet DS/EN 1992-1-2.

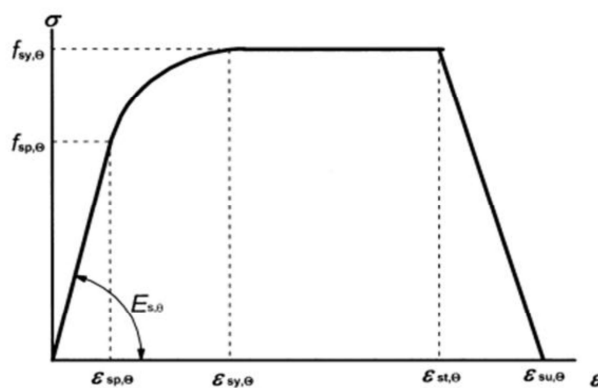
Betonen antages at have en krum arbejdslinje, som vist nedenfor på figur 3.1 fra DS/EN 1992-1-2. Ved momentberegning anvendes arbejdskurven op til $\varepsilon_{c1,\theta}$, som er toppunktet. Toppunktet af betonens arbejdslinje givet ved $f_{c,\theta}$ og $\varepsilon_{c1,\theta}$ afhænger af temperaturen.



Interval	Spænding $\sigma(\theta)$
$\epsilon \leq \epsilon_{c1,\theta}$	$\frac{3\epsilon f_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c1,\theta}}\right)^3\right)}$
$\epsilon_{c1,\theta} < \epsilon \leq \epsilon_{cu1,\theta}$	Der bør anvendes en faldende gren ved numerisk beregning. Lineære eller ikke-lineære modeller er tilladt.

Figur 3.1 – Matematisk model for arbejdslinjer for beton under tryk ved forhøjede temperaturer

Linernes arbejdslinje ved forhøjede temperaturer er vist på nedenstående Figur 3.3 fra DS/EN 1992-1-2.



Interval	Spænding $\sigma(\theta)$	Tangentmodul
$\epsilon_{sp,\theta}$	$\epsilon E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\epsilon_{sp,\theta} \leq \epsilon \leq \epsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + (b/a)[a^2 - (\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon)}{a[a^2 - (\epsilon - \epsilon_{sy,\theta})^2]^{0,5}}$
$\epsilon_{sy,\theta} \leq \epsilon \leq \epsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\epsilon_{st,\theta} \leq \epsilon \leq \epsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta} [1 - (\epsilon - \epsilon_{st,\theta}) / (\epsilon_{su,\theta} - \epsilon_{st,\theta})]$	-
$\epsilon = \epsilon_{su,\theta}$	0,00	-
Parameter *)	$\epsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta}$ $\epsilon_{sy,\theta} = 0,02$ $\epsilon_{st,\theta} = 0,15$ $\epsilon_{su,\theta} = 0,20$ Klasse A armering: $\epsilon_{st,\theta} = 0,05$ $\epsilon_{su,\theta} = 0,10$	
Funktioner	$a^2 = (\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon_{sp,\theta})(\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta})$ $b^2 = c(\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	

*) Værdier for parametrene $\epsilon_{p,\theta}$ og $\epsilon_{pu,\theta}$ for armeringsstål kan tages fra tabel 3.3. Klasse A-armering er defineret i annek C i EN 1992-1-1.

Figur 3.3 – Matematisk model for arbejdslinjer for armerings- og forspændingsstål ved forhøjede temperaturer (notationer for forspændingsstål "p" i stedet for "s")

Ved bestemmelse $f_{py,\theta}$ anvendes $\beta = 0,9$, som angivet i DS/EN 1992-1-2.

Den krumme arbejdskurve for betonen, den ikke lineære arbejdskurve for armeringen og afhængigheden af temperaturen, θ , medfører, at momentkapaciteten må bestemmes ved iteration.

Beregning kan ske ved at anvende nulliniedybden som iterationsparameter. Først opstilles ligningen for projektionsligevægt i tværsnittet som funktion af nulliniedybden under antagelse af plan tøjningstilstand, og med tøjningen i armeringen sat til $\varepsilon_{py,\theta} = 0,02$. Derefter kontrolleres, at den herved iterativt fundne ligevægtsløsning svarer til en tøjning i betonens yderste fiber i trykzonen på højst er $\varepsilon_{c1,\theta}$. Er dette ikke opfyldt, udføres ny iterativ bestemmelse af nulliniedybden, nu under antagelse af at tøjningen i betonens yderste fiber i trykzonen netop er $\varepsilon_{c1,\theta}$.

4 Bestemmelse af forskydningsbæreevnen under brand

Huldækstandarden DS/EN 1168 anfører i Annex G en metode til beregning af huldækkonstruktioners forskydningsbæreevne under standardbrandforløb.

Beregningsmodellen tager blandt andet hensyn til, hvorledes huldækkene indbygges i konstruktionen, og hvorledes fugearmeringen anordnes. Bemærk vedrørende fugearmeringen, at Annex G forudsætter $f_{yk} = 500$ MPa. Dette betyder i praksis, at fugearmeringens altid skal vælges med en karakteristisk flydespænding, der opfylder dette krav; medens omvendt en større karakteristisk styrke end dette ikke tages i regning for fugearmeringens vedkommende.

For spændlinernes vedkommende indgår faktorerne η_{p2} og η_1 i beregningerne iht. DS/EN 1992-1-2, 8.10.2.3. Hermed bliver $\eta_{p2} = 1,2$ da der efter dansk praksis anvendes liner som forspændingsarmering i huldæk. For faktoren η_1 kan der for huldækkonstruktioner udført efter sædvanlig dansk praksis regnes med værdien $\eta_1 = 1,0$ i brandtilfældet. Dette skyldes især, at tværarmeringen i etagekrydsene under branden inducerer en forspænding på tværs af huldækelementernes vederlagszoner, fordi denne tværarmering søger at modvirke tværudvidelsen af huldækkene, når disse udvides som følge af temperaturstigningen. Denne gunstige effekt for spændlinernes forankring i huldækelementet er velkendt, og det er i Annex G af samme grund understreget i afsnit G.3.4, at brandforsøg med huldæk altid skal udføres med randforhold svarende til den aktuelle udførelse i praksis.

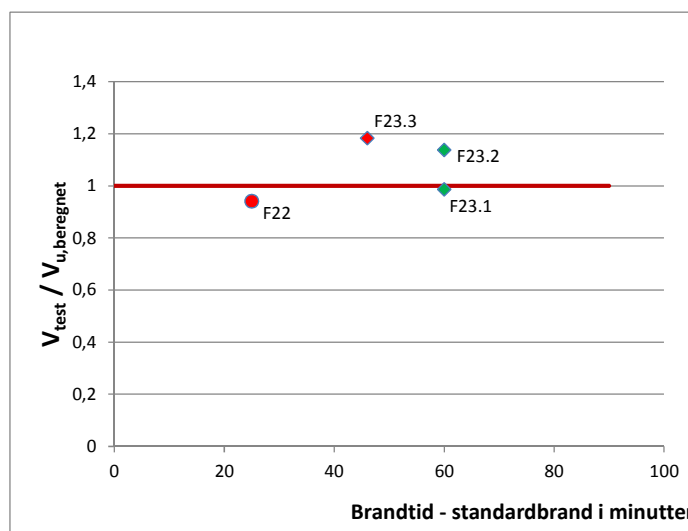
Det sidstnævnte betyder, at hvis en huldækkonstruktion vælges udført uden at opfylde betingelserne for gængs dansk praksis, så bør der ikke regnes med en værdi større end svarende til $\eta_1 = 0,7$ i brandtilfældet.

Beregningsmetoden er understøttet af en række forsøg, der er beskrevet EN 1168 Annex G Background Document, udarbejdet af CEN TC 229 / WG1 / TG1 / AdHoc Group Fire i februar 2010.

Specielt vedrørende huldækkonstruktioner udført efter dansk praksis har Betonelement-Foreningen bidraget med resultater fra 4 forsøg, der kan resumeres således:

Test ID		F.22	F.23.3	F.23.2	F.23.1
Time	(min)	25	46	60	60
Support, a	(mm)	65	65	65	65
Slab thickness	(mm)	265	265	265	265
Web thickness, bw	(mm)	236	249	249	249
a_50%	(mm)	65	65	65	65
Concrete section area, Ac	(mm ²)	182000	182000	182000	182000
Mean cylinder strength, fcm	(MPa)	63	63	63	63
Prestressed steel area, Ap	(mm ²)	930	930	930	930
Prestressed steel diameter, dp	(mm)	12,5	12,5	13	13
Distance prestressed steel, yp	(mm)	40	40	40	40
mean stress in tendons, sp	(MPa)	930	930	930	930
Joint reinforcement area, As	(mm ²)	79	79	79	79
Anchorage parameters	h_p2	1,2	1,2	1,2	1,2
	h_1	1,0	1,0	1,0	1,0
	a_2	0,19	0,19	0,19	0,19
Distance joint reinforcement, ys	(mm)	80	80	80	80
Joint reinforcement strength, fyk	(MPa)	500	500	500	500
Test results		F.22	F.23.3	F.23.2	F.23.1
Vu,fi - test	(kN)	70,0	88,0	82,5	71,5
Vu,fi - BEF recalculation	(kN)	74,4	74,4	72,5	72,5

Til disse forsøg skal bemærkes, at forsøgene F.23.2 og F.23.1 blev standset efter 60 minutter, og således ikke mundede ud i brud. Forsøgsværdierne er for disse to forsøg således på den sikre side. Endvidere skal det noteres, at belastningsarrangementet ved forsøg F.22 viste sig uhensigtsmæssigt og førte til direkte lastkoncentration på elementernes kantribber og heraf følgende gennemløkningsbrud. Som det ses af både tabellen og af nedenstående figur bekræfter forsøgene alligevel, at beregningsmodellen anvendt med de valgte parametersæt er velegnet for huldækkonstruktioner udført efter gængs dansk praksis.



Hvor huldæk lægges af på fleksible understøtninger og specielt hvor vederlaget er i bunden af bjælken (typisk hatprofiler i stål eller LB-bjælker), kan der opstå risiko for tvangskræfter i huldækket. Ved vederlag på fleksible understøtninger anbefales derfor, med mindre andet er eftervist, at der projekteres med en udstøbning ind i dækkets kanaler i en længde fra vederlaget svarende til dækkets højde. Samtidig bør der ved bestemmelse af forskydningsbæreevnen i brandtilfældet ikke benyttes værdi større end svarende til $\eta_1 = 0,7$ jævnfør det tidligere nævnte.

Endelig skal det i bemærkes, at hvis den fleksible understøtning ikke er udformet, så huldækkets vederlagszone i det væsentlige har samme beskyttelse mod opvarmning som ved understøtning på en betonvæg, så skal betonens temperatur i linernes forankringszone bestemmes svarende til de aktuelle forhold.