



HÆFTE #2

BÆREEVNE OG STABILITET

For væg- og dækelementer i letbeton

FORORD

Dette hæfte omhandler beregning og anvendelse af letbetonelementer fremstillet af letbeton med porøse tilslag af leca-klinker.

Anvisningen omfatter letbetonelementer med densiteter i området 1350 – 2000 kg/m³, i trykstyrker fra 6 til 15 MPa. I søjler og bjælker kan trykstyrken være højere, hvis der anvendes almindelig beton.

Almindelig beton beregnes efter Eurocode 2 /3/.

Letbetonelementer anvendes til bærende og ikke-bærende vægge i enhver form for byggeri, til både småhuse og etagebyggeri, såvel som bolig-, institutions- som erhvervsbyggeri.

Dette hæfte er tænkt som vejledende information for arkitekter og ingeniører, der er ansvarlige for den egentlige projektering. Hæftet kan således ikke danne grundlag for noget juridisk ansvar. Uddybende information kan indhentes ved henvendelse til producenter af letbetonelementer.

UDGIVER

Hæfte 2 er udgivet af Letbetonelementgruppen under Betonelement-Foreningen, DI Byggeri.

01-2023

INDHOLDSFORTEGNELSE

1. Generelle oplysninger	3
2. Lodret last	8
3. Lodret og vandret last	13
4. Dækelementer	15
5. Det generelle statiske system	18
6. Skivebygningers stabilitet	19
7. Samlinger og detaljer	27
8. Referencer	36

1. GENERELLE OPLYSNINGER

1.1 FORUDSÆTNINGER

Følgende normer, standarder og vejledninger er gældende - inklusiv DK NA'erne for /1/ til /4/:

- /1/ EUROCODE 0: Projekteringsgrundlag
 - DS/EN 1990: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner.
- /2/ EUROCODE 1: Last på bærende konstruktioner
 - DS/EN 1991-1-1: Generelle laster – Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger.
 - DS/EN 1991-1-2: Generelle laster – Brandlast
 - DS/EN 1991-1-3: Generelle laster – Snelast
 - DS/EN 1991-1-4: Generelle laster – Vindlast
- /3/ EUROCODE 2: Betonkonstruktioner
 - DS/EN 1992-1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner
 - DS/EN 1992-1-2: Generelle regler – Brandteknisk dimensionering.
- /4/ EUROCODE 6: Murværkskonstruktioner
 - DS/EN 1996-1-1: Generelle regler for armeret og uarmeret murværk.
 - DS/EN 1996-1-2: Generelle regler – Brandteknisk dimensionering.
- /5/ DS/EN 1520: Præfabrikerede armerede elementer af letbeton med lette tilslag og åben struktur med bærende eller ikke-bærende armering
- /6/ EN 1520 DK NA; Nationalt annekse for DS/EN 1520
- /7/ DS/INF 168: Supplerende vejledning ved brug af DS/EN 1520, Præfabrikerede armerede elementer af letbeton med lette tilslag og åben struktur

Endvidere er anvendt oplyste værdier fra hæfter udgivet af Letbetonelementgruppen under Betonelement-Foreningen, DI Byggeri og fra producenter og leverandørers deklarationer.

Dette hæfte #2 omhandler normal konsekvensklasse og normal kontrolklasse.

1.2 VAREDEKLARATION

Varedeklarationen for letbetonelementer baseres på DS/EN 1520 /5/, ligesom elementerne skal være CE-mærkede. Elementerne leveres med følgende oplysninger:

A. Mærkning af elementerne eventuelt i kode:

- producent (navn eller mærke, samt adresse)
- elementtype og nummer
- produkttype (trykstyrke, densitet, tykkelse)
- produktionsdato

- CE-mærke med certifikatets og tredjepartskontrollens numre angivet, samt en reference til DS/EN 1520 /5/.

Mærkningen foretages på elementerne hvis muligt, men er dette ikke muligt, så angives disse oplysninger på følgesedler. Mærkningen kan foretages i kode, dersom følgesedler, tegninger og deklarationer angiver de nødvendige informationer for at fortolke koden.

B. Varedeklaration fra elementproducenten

Deklarationen skal omfatte de nødvendige egenskaber for anvendelse og skal foruden fortolkning af eventuel kodebetegnelse og oplysning om elementernes alder ved tidligste anvendelsestidspunkt indeholde:

- måltolerancer for højde, bredde og tykkelse
- letbetonens tørdensitet deklareret enten som en densitetsklasse eller som en middelværdi
- letbetonens trykstyrke deklareret højst lig den nedre karakteristiske værdi svarende til 5 %-fraktilen

samt eventuelt

- letbetonens elasticitetsmodul deklareret som en middelværdi
- letbetonens bøjningstrækstyrke, som deklarerer højst lig med den nedre karakteristiske værdi svarende til 5 %-fraktilen
- elementstyrke og tilhørende lastexcentricitet deklareret højst lig den nedre karakteristiske værdi svarende til 5 %-fraktilen.

Som alternativ til deklarerede værdier kan refereres til værdier, beregnet iflg. DS/EN 1520 /5/.

1.3 MATERIALEVÆRDIER

Elementerne leveres med følgende standardegenskaber:

- Karakteristisk trykstyrke
- Middeldensitet

og eventuelt

- Karakteristisk bøjningstrækstyrke
- Middel elasticitetsmodul
- Maksimal fugtindhold ved levering

Som eksempel styrkeklasse 10 (LAC 10/1800)

- Deklareret trykstyrke $f_{ck} = 10,0 \text{ MPa}$

- Deklareret bøjningstrækstyrke⁽¹⁾ $f_{tk} = 1,74 \text{ MPa}$
- Middeldensitet = 1800 kg/m^3
- Middelelasticitetsmodul $E_{cm}^{(1)} = 14400 \text{ MPa}$
- Maksimal fugtindhold ved levering = 10 %

Note 1): Bøjningstrækstyrken og middelelasticitetsmodulet er her beregnet iflg. formlerne i DS/EN 1520, afsnit 4.2.4 og 4.2.6 /5/.

Der anvendes partialkoefficienter fra det nationale annex /6/, som er angivet nedenfor for normal kontrolklasse:

Konstruktioner, in-situ arbejde	
Styrker og E-moduler i armering ¹⁾	$\gamma_c = 1,20$
Vedhæftning af armering i letbeton ¹⁾	$\gamma_c = 1,70$
Forskydningsstyrke i fuger	$\gamma_c = 1,70$
Kohæsion	$\gamma_c = 1,70$
Friktionskoefficienter	$\gamma_c = 1,30$
Præfabrikerede elementer, beregning	
Trykstyrker og E-modul i armeret letbeton	$\gamma_c = 1,40$
Trykstyrker og E-modul i uarmeret letbeton	$\gamma_c = 1,55$
Bøjningstrækstyrker i letbeton	$\gamma_c = 1,60$
Styrker og E-moduler i armering ¹⁾	$\gamma_s = 1,20$
Præfabrikerede elementer, funktionsprøvning	
Funktionsprøvning med sejt brud ²⁾	$\gamma_m = 1,20$
Funktionsprøvning med skørt brud ²⁾	$\gamma_m = 1,40$

Tabel 1. Partialkoefficienter for styrkeegenskaber

Note 1) i tabel 1: Dette gælder for styrker, E-modul og vedhæftning i armering, trådbindere og andre indborede eller indstøbte forankringsmidler.

Note 2) i tabel 1: Dette gælder for funktionsprøvning af letbetonelementer, samlinger med brud i letbetonen, trådbindere og forankringsmidler med brud i letbetonen.

Elementer påvirket af tværlast antages at have et sejt brud, hvis mindst en af følgende forudsætninger er opfyldt:

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

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

BRAND

Elementernes brandmodstandsevne kan bestemmes som angivet i vores hæfte 9 "Brandmodstandsevne for vægge og dæk af letklinkerbeton" /10/.

LYDVÆGGE

Lyd vægge behandles detaljeret i vores hæfte 3 "Lydisolering" /8/.

BJÆLKE- OG SØJLEELEMENTER

Armerede bjælker og søjler kan indstøbes i elementerne i en styrkeklasse, der afhænger af de enkelte fabrikkers leveringsprogram.

FORESKREVNE VÆGTYKKELSER

100 - 120 - 150 - 180 - 200 - 220 - 240 mm.

TOLERANCER

Informationer om tolerancer og overfladespecifikationer henvises til Dansk Byggeri: www.tolerancer.dk/11/

STANDARDARMERING

Alle vægelementer leveres med en standardtransportarmring normalt bestående af 1 net i midten samt supplerende armering omkring vinduer og døre.

1.4 ANVENDELSESOMRÅDER

Letbetonelementer anvendes til følgende:

Bærende og ikke bærende bagmure og skillevægge. Bagmurelementer indgår i facader med en formur af tegl eller anden beklædning. Elementerne kan fra fabrik være forsynet med trådbindere og vindues- og dørhuller.

Letbetonelementer beregnes efter DS/EN 1520 /5/ med tilhørende nationalt anneks /6/ og DS/INF 168 /7/.

Bjælker over døre og vinduer med større spænd eller søjler med små dimensioner kan udføres i almindelig beton og beregnes efter Eurocode 2 /3/.

1.5 LASTTILFÆLDE

Letbetonelementer skal undersøges for lastkombinationer i anvendelses- og brudgrænsetilstanden.

1.6 VINDLAST PÅ HUSE

Vindlasten bestemmes som kvasistatisk respons i henhold til DS/EN 1991-1-4, vindlast /2/. Normen åbner mulighed for at udregne vindlasten F_w i kN enten ved brug af kraftkoefficienter c_f efter udtrykket:

$$F_w = c_s c_d \cdot \sum c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$$

eller ved brug af udvendigt og indvendigt overfladetryk w_e og w_i , samt evt. vindstrygning langs ru overflader med friktionskoefficient c_{fr} efter udtrykket:

$$F_w = c_s c_d \cdot \sum w_e \cdot A_{ref} + \sum w_i \cdot A_{ref} + c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{fr}$$

hvor

$c_s c_d$ er en konstruktionsfaktor = 1,0 for bygningshøjde $z < 15$ m

c_f er en kraftformfaktor for en bygningsform

$q_p(z_e)$ er det maksimale hastighedstryk (= $c_e(z) \cdot q_b$) i kPa

$c_e(z)$ er en eksponeringsfaktor, afhængig af hus-højde og terræn

q_b er basishastighedstrykket (= $\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$)

v_b er basisvindhastigheden - i Danmark normalt 24 m/sek. I en randzone langs Jylland vestkyst dog 27 m/sek

A_{ref} er referenceareal for den aktuelle overflade i m²

w_e er vindtrykket (= $q_p(z_e) \cdot c_{pe}$) på ydre overflader i kPa

w_i er vindtrykket (= $q_p(z_i) \cdot c_{pi}$) på indre overflader i kPa

c_{pe} er koefficienten for udvendige trykforhold

c_{pi} er koefficienten for indvendigt trykforhold

c_{fr} er en friktionskoefficient for den ydre overflade

A_{fr} er arealet af den udvendige overflade parallel med vinden.

Den sidste formel for F_w vælges, blandt andet fordi metoden ligger tæt på den gamle "DS410-metode.

Anvendelsen af formlen beskrives i følgende procedure:

- Basisvindhastigheden bestemmes.
 $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 24 = 24$ m/sek
- Referencehøjde z_0 bestemmes ud fra en af de 4 terrænkategorier I, II, III og IV, se tabel 2 (side 6).
- Basishastighedstrykket udregnes som $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$
- Referencehøjder z_e med tilhørende profiler for hastighedstryk $q_p(z_e)$ bestemmes, se figur 1 (side 6).
- Det maksimale hastighedstryk bestemmes som $q_p(z_e) = c_e(z) \cdot q_b$, hvor $c_e(z)$ er angivet på figur 2 (side 6) som funktion af bygningshøjden z og terrænkategorien.
- Koefficienter for udvendige trykforhold c_{pe} bestemmes, se tabel 3 (side 7).
- Vindtrykket for ydre overflader udregnes som $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$
- Koefficient for indvendigt trykforhold c_{pi} bestemmes, se figur 4 (side 7).
- Vindtrykket for indre overflader udregnes som $w_i = q_p(z_e) \cdot c_{pi}$
- Referencearealerne for udvendige og indvendige overflader A_{ref} beregnes.
- Friktionskoefficient for ydre overflade bestemmes, se tabel 4 (side 7).
- Udvendigt friktionsareal A_{fr} beregnes.
- Vindlasten F_w i kN bestemmes ved indsættelse i formlen nedenfor:

$$F_w = c_s c_d \cdot \sum w_e \cdot A_{ref} + \sum w_i \cdot A_{ref} + c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{fr}$$

I figur 5 (side 7) er den karakteriske vindlast i kPa, F_w/A_{ref} afbildet som funktion af hushøjden z i m, med $z < 15$ m for forskellige værdier af trykkoefficienterne $c_{pe} + c_{pi}$. Basisvindhastigheden v_b er sat til 24 m/sek, og der er valgt terrænkategori II, landbrugsland med $z_0 = 0,05$ m.

Maksimalt vindtryk på ydervægge

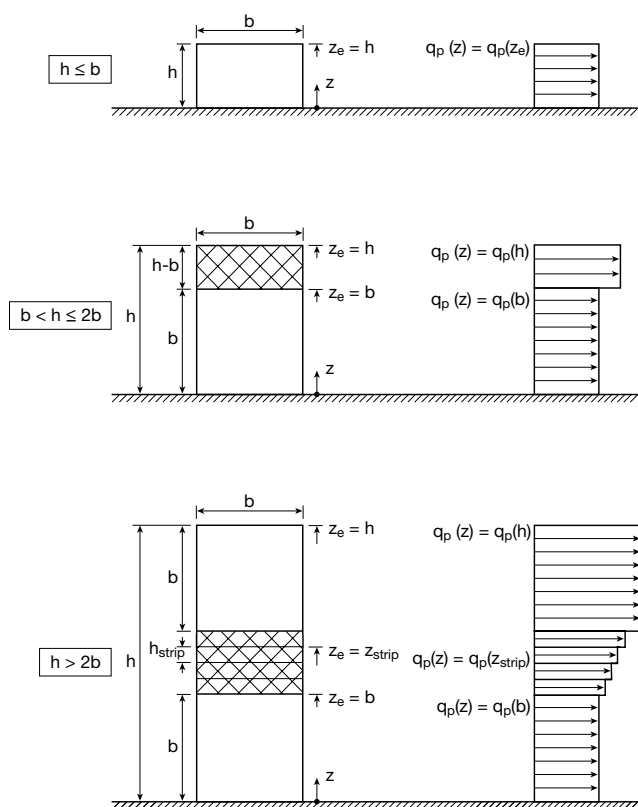
$$c = c_{pe} + c_{pi} = 1,2 + 0,2 = 1,4$$

Middel vindtryk på ydervægge

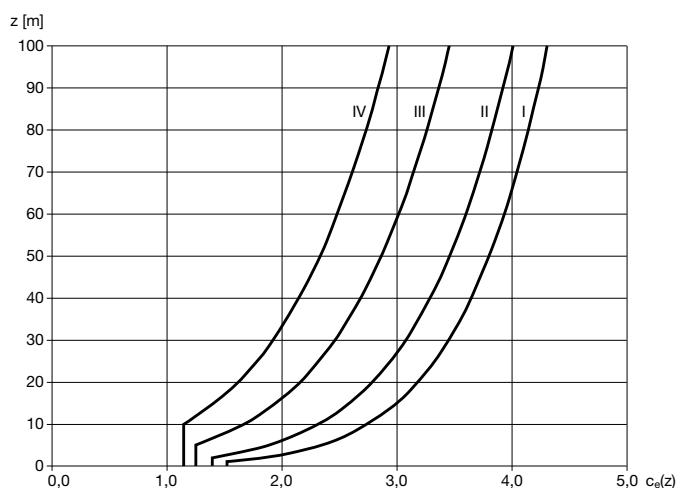
$$c = c_{pe} + c_{pi} = 0,8 + 0,3 = 1,1$$

Ved stabilitetsberegninger

$$c = \Sigma c_{pe} = 0,7 + 0,3 = 1,0$$



Figur 1. Referencehøjder z_e afhængig af bygningens højde h og bredden b , og med tilhørende variation af hastighedstryk $q_p(z)$, iflg. DS/EN 1991-1-4, figur 7.4 /2/.

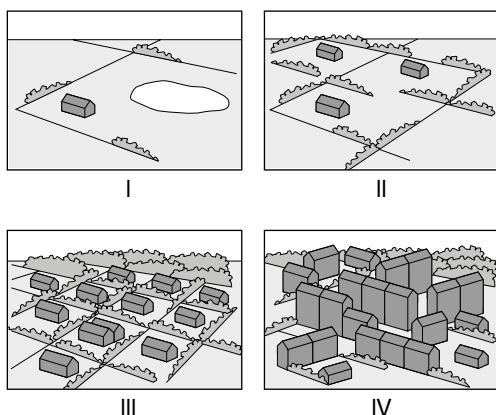


Figur 2. Eksponeringsfaktor c_e iflg. DS/EN 1991-1-4, figur 4.2 /2/

Terrænklasse	z_0 m	$z_{min.}$ m
I Søer eller flade og vandrette områder med kun spredt bevoksning og uden forhindringer samt kystområder eksponeret til åbent hav.	0,01	1
II Områder med lav bevoksning såsom græs, og med enkelte forhindringer (træer, bygninger), hvor indbyrdes afstande er større end 20 gange højden af forhindringerne.	0,05	2
III Områder med regulær bevoksning, og med bygninger eller enkelte forhindringer, hvor indbyrdes afstande er mindre end 20 gange højden af forhindringerne (fx i landsbyer, forstadsbebyggelser og skovområder).	0,3	5
IV Områder, hvor mindst 15 % af arealet er bebygget med bygninger, hvis gennemsnitshøjde er større end 15 m.	1,0	10

Tabel 2. Terrænkategorier og terrænpaametre, iflg Eurocode DS/EN 1991-1-4, tabel 4.1 /2/.

Note: Terrænkategorieme er illustreret på figur 3.



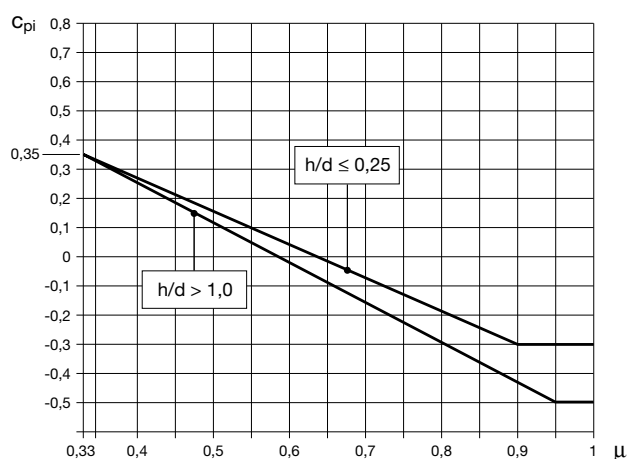
Figur 3.
Illustration af overfladens ruhed for de 4 terrænkategorier: I, II, III og IV, iflg DS/EN 1991-1-4, annek A /2/.

Overflade	Friktionskoefficient c_{fr}
Glat	0,01
Ru	0,02
Meget ru	0,04

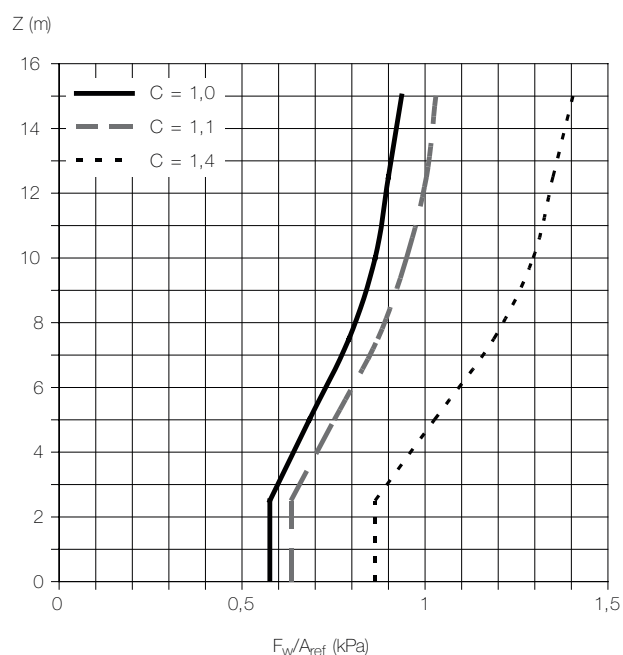
Tabel 4. Friktionskoefficienter c_{fr} for overflader på vægge, brystninger og tage, iflg DS/EN 1991-1-4, tabel 7.10 /2/.

Zone	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Tabel 3. Anbefalede værdier for udvendige trykkoefficienter c_{pe} for lodrette vægge i rektangulære bygninger, iflg DS/EN 1991-1-4, tabel 7.1 /2/.



Figur 4. Indvendige trykkoefficienter c_{pi} for ensformigt fordelte åbninger, som funktion af åbningsforholdet μ og af h/d , hvor h er bygningens højde og d er dybden, iflg DS/EN 1991-1-4, figur 7.13 /2/.



Figur 5. Karakterisk værdi F_w/A_{ref} i kPa for $c = 1,0$ hhv $1,1$ og $1,4$ som funktion af bygningshøjden z for $z \leq 15$ m. Basisvindhastighed 24 m/sek og terrænkategori II.

2. LODRET LAST

2.1 VEDERLAGSTRYK

Vederlagstrykket kontrolleres i henhold til DS/INF 168 /7/.

Maksimal regningsmæssig vederlagsbæreevne:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_m} \cdot f_{ck} \cdot b a k_1$$

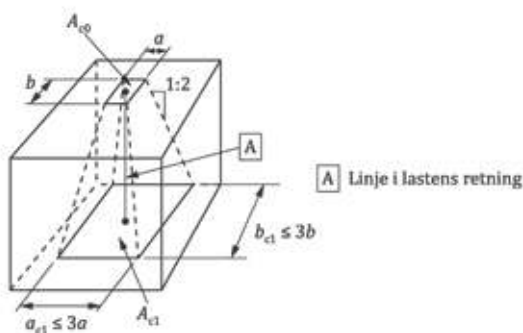
hvor

$$k_1 = 0,2 + 0,6 \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}$$

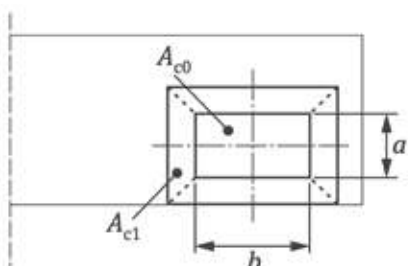
idet $\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}$ højst må regnes til 3

hvor

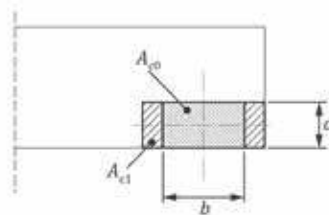
- f_{ck} er letbetonens karakteristiske trykstyrke
- a er vederlagets dybde vinkelret på væggens plan, se figur 6.1
- b er vederlagets bredde parallelt med væggens plan, se figur 6.1
- A_{c0} er det effektive lejeareal lig $a \cdot b$
- A_{c1} er det centralt beliggende areal, som fremkommer ved ligelig fordeling af den lodrette last under 1:2, jf. figur 6.1 og figurene 6.2 til 6.4
- k_1 er en faktor, som beregnes jf. ovenstående formel
- γ_m er partialkoefficienten på trykstyrken.



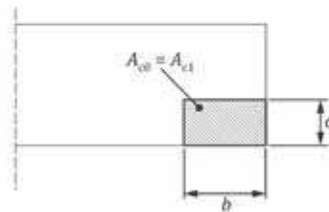
Figur 6.1 Fordeling af koncentreret last



Figur 6.2 Symmetrisk 4-sidig lastfordeling for last placeret med afstand til kanter baseret på afstanden til nærmeste kantafstand



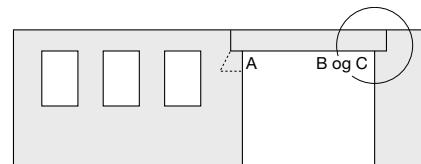
Figur 6.3 Symmetrisk 2-sidig lastfordeling for last placeret langs en kant baseret på afstanden til nærmeste kantafstand



Figur 6.4 Angiver last placeret langs to kanter

EKSEMPEL 2.1: VEDERLAGSTRYK

En bjælke med tykkelsen $t = 120$ mm lægges af på 200 mm vederlag på en bagmur som vist på figur 7. Bjælken og væggen er begge udført i LAC 10/1800.



- A. Fordeling af lodret last
- B. Vederlagstryk
- C. Afskælningsbrud

Figur 7. Bjælke understøttet på vægge

Det skal vises at bjælkens reaktion på 20 kN med en ekscentricitet på 25 mm kan overføres til væggen uden risiko for brud fra vederlagstryk. Vi finder

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$a = t - 2e = 120 - 2 \cdot 25 = 70 \text{ mm} \Rightarrow$$

$$A_{c0} = a \cdot b = 70 \cdot 200 = 14000 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = A_{c1} \Rightarrow$$

$$k = 0,2 + 0,6 \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} = 0,8$$

Dette indsættes i formelen for maksimalt vederlagsbæreevne, idet der regnes med normal kontrolklasse.

$$R_d = \frac{f_{ck}}{\gamma_m} \cdot b \cdot a \cdot k_1 = \frac{10}{1,55} \cdot 200 \cdot 70 \cdot 0,8$$

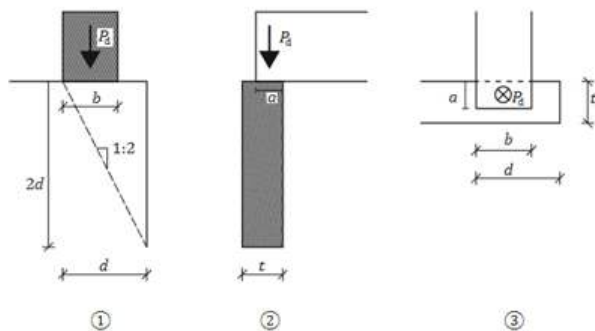
$$= 72,2 \cdot 10^3 \text{ N} = 72,2 \text{ kN} > 20 \text{ kN}$$

Bæreevnen ved vederlagstryk er således tilstrækkelig.

2.2 AFSKALNINGSBRUD

Afskalningsbrud kontrolleres i henhold til DS/INF 168 /7/.

For bjælker vinkelret ind på en væg skal det eftervises, at der ikke opstår afskalningsbrud i en flade med hældning 1:2 som angivet i nedenstående figur: Lastfordeling ved afskalningsbrug i vederlag.



Den regningsmæssige lodrette last P_d må ikke overstige den regningsmæssige bæreevne V_d , der beregnes som

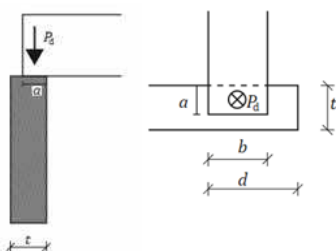
$$V_d = 4d \cdot t \cdot \frac{f_{t,flk}}{\gamma_m} + f_{yk} (2A_v + A_L) \frac{\mu_k}{\gamma_m}$$

hvor

- d er afstanden til væggenes kant, uafhængigt af b
- t er vægtykkelsen, uafhængigt af a
- a er vederlagsdybden vinkelret på væggenes plan, se ovenstående figur
- b er vederlagsbredden parallelt med væggenes plan, se ovenstående figur
- A_v er arealet af den vandrette armering, der krydser brudfladen
- A_L er arealet af den lodrette armering, der krydser brudfladen
- $f_{t,flk}$ er letbetonens deklarerede bøjningstrækstyrke
- f_{yk} er armeringens flydespænding, svarende til kapaciteten af den forankrede armering på begge sider af brudfladen
- μ_k er friktionskoefficienten, som sættes til 0,75
- γ_m er partialkoefficienten på bøjningstrækstyrken

EKSEMPEL 2.2: AFSKALNINGSBRUD

Det skal eftervises, at der ikke sker afskalningsbrud i væggen under bjælken i følgende situation.



$P_d = 100 \text{ kN}$
 $a = 150 \text{ mm}$
 $b = 220 \text{ mm}$
 $t = 220 \text{ mm}$
 $d = 250 \text{ mm}$

Tværmittet er uarmeret.

Til dette eksempel beregnes bøjningstrækstyrken f_{tk} ud fra den deklarerede trykstyrke (10 MPa) og densitet (1800 kg/m³) iflg. DS/EN 1520 /5/ som:

$$f_{t,flk} = 0,42 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \eta_1$$

$$= 0,42 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot (0,4 + 0,6\rho / 2200), \text{ for } \rho > 1400$$

$$= 0,42 \cdot 10^{2/3} \cdot (0,4 + 0,6 \cdot 1800 / 2200) = 1,74 \text{ MPa}$$

$$V_d = 4d \cdot t \cdot \frac{f_{t,flk}}{\gamma_m} + f_{yk} (2A_v + A_L) \frac{\mu_k}{\gamma_m}$$

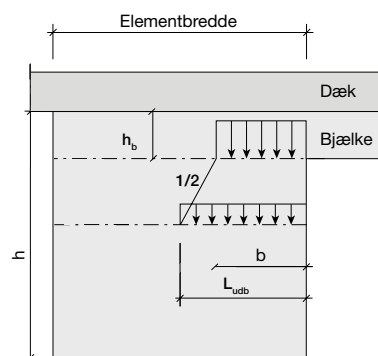
Belastningen P_d må ikke overstige kapaciteten V_d .

$$V_d = 4 \cdot 250 \cdot 220 \cdot \frac{1,74}{1,6} + 0 = 239 \text{ kN} > 100 \text{ kN}$$

Det ses, at styrken er tilstrækkelig.

2.3 FORDELING AF LODRET LAST

Ved kontrol af væggenes bæreevne, kan der ved bjælkevederlag, regnes med en udbredelse af lasten, under en vinkel på 1:2, svarende til udbredelsesvinklen for koncentreret last og afskalning i DS/INF 168. Udbredelsen kan regnes så den fordeler sig ned til det snit, hvor bæreevnen skal kontrolleres for max. momentpåvirkning.



Figur 9. Fordeling af koncentreret last.

EKSEMPEL 2.3: FORDELING AF LODRET LAST

I eksemplet som vist på figur 7, fordeler lasten sig, som vist på figur 9. I det aktuelle tilfælde er elementhøjden $h = 2,8 \text{ m}$, og højden på bjælken er 300 mm. De forudsættes i dette eksempel, at den største momentpåvirkning ligger i $h/3$ -dele fra overkant væg. Da vederlagsdybden var 200 mm, kan der ved dette snit regnes med, at lasten har fordelt sig over en bredde på

$$L_{uds} = b + 1/2 (h/3 - h_b) = 200 + 1/2 (2800/3 - 300)$$

$$= 516 \text{ mm}$$

2.4 EXCENTRICITETER

Ved undersøgelse af bæreevnen af trykpåvirkede konstruktioner med fast knudepunktsfigur kan bestemmelse af faktisk forekommende excentriciteter i henhold til DS/INF 168's vejledning /7/ begrænses til bestemmelse af de i vederlagene optrædende excentriciteter samt den største excentricitet i konstruktionens midterste trediedel.

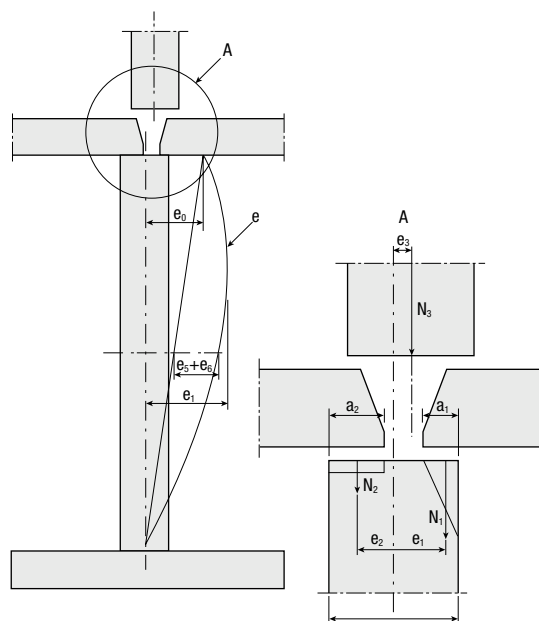
For de almindelig forekommende tilfælde, kan excentriciteterne bestemmes som angivet i de 3 efterfølgende eksempler, hvor der anvendes følgende betegnelser for excentriciteterne:

- e_0 er den resulterende excentricitet for lasten øverst på væggen.
- e_1 og e_2 er excentriciteter for normalkræfter fra dæk eller bjælker, der hviler direkte på væggen. Afhængigt af hvad der er ugunstigst, regnes kræfterne angribende i enten vederlagsfladernes tredjedelsskæringspunkter svarende til trekantformet spændingsfordeling med størst spænding langs vægkens kant eller i vederlagsfladernes midtpunkt svarende til ensformig spændingsfordeling.
- e_3 er excentricitet fra mulig forskydning af midterplanen for væggen eller søjlen i overliggende etage.
- e_4 er excentricitet fra indspændingen af dæk eller bjælker.
- e_5 er excentricitet stammende fra den betragtede vægkonstruktions mulige afvigelse fra den plane form.
- e_6 er excentricitet hidrørende fra eventuel tværpåvirkning, fx vindlast, jordtryk og temperaturdifferencer.
- e_t er den største excentricitet på den midterste tredjedel af væggen.

For de nævnte delbidrag til den samlede excentricitet gælder, at kun væsentlige bidrag bør medtages.

EKSEMPEL 2.4.1 EXCENTRICITETER FRA FRIT OPLAGTE DÆK ELLER BJÆLKER

I eksemplet, som er vist på figur 10, beregnes excentriciteterne som vist nedenfor:



Figur 10. Excentriciteter fra frit oplagte dæk eller bjælker samt udsnit af A.

Dækkene forudsættes at være simpelt understøttede, a_2 er den foreskrevne vederlagsdybde og a_1 den minimalt tilladte. Normalkraften $N_1 \geq N_2$

$$e_1 = \frac{t}{2} - \frac{1}{3} = a_1$$

$$e_2 = \frac{t}{2} - \frac{1}{2} = a_2$$

e_3 er min 10 mm

e_4 er 0 mm (ingen indspænding).

e_5 er max (5 mm; $h/500$), hvor h er elementhøjden

Excentriciteten foroven i væggen er da

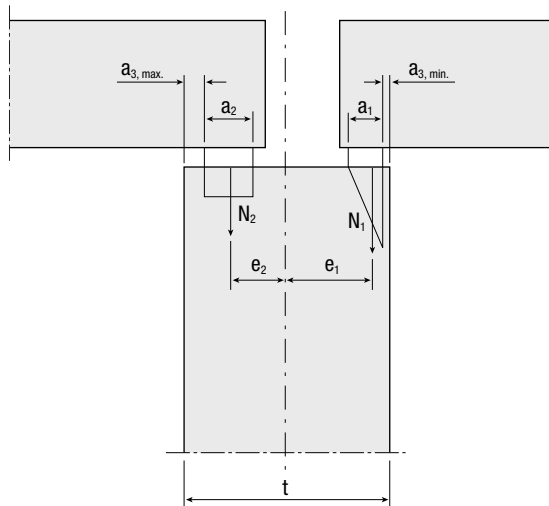
$$e_0 = \frac{1}{N_1 + N_2 + N_3} (e_1 N_1 - e_2 N_2 + e_3 N_3) + e_4$$

Excentriciteten på den midterste tredjedel af væggen bliver da

$$e_t = \frac{2}{3} e_0 + e_5 + e_6$$

EKSEMPEL 2.4.2 EXCENTRICITETER FRA DÆK OG BJÆLKER OPLAGT MED LEJEPLADER

I eksemplet, som er vist på figur 11, beregnes excentriciteterne som vist nedenfor:



Figur 11. Dæk og bjælker med lejeplader.

Idet $N_1 > N_2$ findes

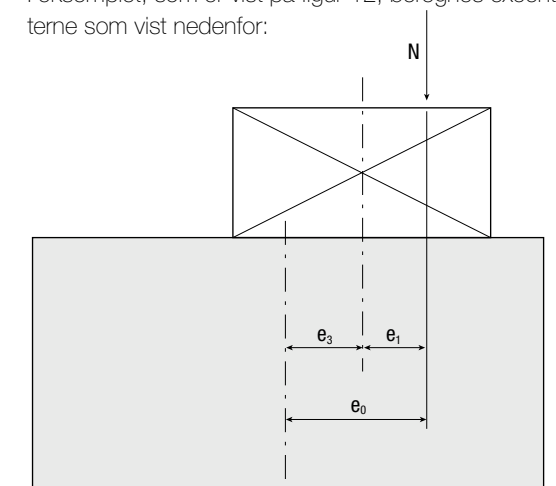
$$e_1 = \frac{t}{2} - a_{3,min.} - \frac{1}{3} a_2$$

$$e_2 = \frac{t}{2} - a_{3,max.} - \frac{1}{2} a_2$$

I øvrigt som i eksempel 2.4.1.

EKSEMPEL 2.4.3 EXCENTRICITETER FRA EN LANGSGÅENDE TAGREM

I eksemplet, som er vist på figur 12, beregnes excentriciteterne som vist nedenfor:



Figur 12. Langsgående tagrem.

$$e_0 = e_1 + e_2$$

hvor

e_1 er 1/6 af remmens bredde

e_2 er den tilstræbte afstand mellem vægmidte og midte af rem + 10 mm (tolerancen for placering af rem).

I øvrigt som i eksempel 2.4.1.

2.5 LODRET BÆREEVNE VÆGGE

Den lodrette bæreevne afhænger dels af letbetonelementets styrke og dels af den excentricitet, hvorved den lodrette last angriber.

Bæreevnen kan beregnes efter to forskellige metoder:

1. Ud fra deklareret materialestyrke.

2. Ud fra deklareret elementstyrke (gælder i forbindelse med fabrikker, der deklarerer elementstyrken. Anvendes normalt ikke, og er ikke medtaget i nærværende hæfte).

Materialestyrken bestemmes ved trykprøvning af udsavede prøvelegemer.

Den lodrette bæreevne bestemmes ud fra udtrykket:

$$R_d = k_s \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_m} \cdot A_c$$

hvor

f_{ck} er letbetonens deklarerede trykstyrke

A_c er den trykpåvirkede del af tværsnittet, der kan sættes til $A_c = b(t - 2e_t)$

k_s er søjlefaktoren, som sættes til:

$$k_s = \frac{1}{1 + 12 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{E_{cm} \cdot \pi^2} \right) \cdot \left(\frac{l_s}{t_s - 2e_t} \right)^2}$$

l_s er søjlens fri længde.

t_s	er den regningsmæssige søjletykkelse, der sættes til væggens nominelle tykkelse, dersom tolerancerne på tykkelsen ikke overskrider +/- 5 mm. Overskrides disse tolerancegrænser, sættes t_s lig med den nominelle tykkelse minus den deklarerede tolerance.
e_t	er den største excentricitet på den midterste tredjedel af væggen.
E_{cm}	er middelværdien af elasticitetsmodulet.
t	er den regningsmæssige vægtykkelse.
γ_m	er partialkoefficienten på betonens trykstyrke.

Slankhedsforholdet skal derudover overholde kravet

$$\frac{l_s}{t_s} \leq 35$$

hvor t_s sættes til t for en massiv væg.

Nominel vægtykkelse t (mm)	Maksimal væghøjde l_s (m)
100	3,4
120	4,1
150	5,2
180	6,2
200	6,9
220	7,6
240	8,3

Tabel 5. Maksimal væghøjde.

2.6 BEREKNING AF TRE- OG FIRESIDIGT UNDERSTØTTEDE VÆGGE

Søjlelængden l_s kan reduceres med en faktor β for tre- og firesidigt simpelt understøttede vægge med lodret last, således som det er gjort i DS/INF 168 /7/ og angivet i tabel 6.

L/b	β -faktor	β -faktor
 Varierende	 $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{L}{3b}\right)^2}$	 $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{L}{b}\right)^2} \quad \text{for } b \geq L$ $\beta = \frac{b}{2L} \quad \text{for } b < L$

Tabel 6. Faktor β som funktion af understøtningsbetingelser (s = simpelt understøttet rand og f = fri rand), feltets højde L og bredde b.

$$N_d$$

$$b_e \cdot t$$

2.7 VINDUES- OG DØRBJÆLKER

Vinduesbjælken støbes med armeringen indstøbt i letbeton eller i almindelig beton, mens den øvrige del af elementet støbes i letbeton.

Ved større vinduesåbninger støbes bjælkerne normalt som et separat element, med armeringen indstøbt i letbeton eller i almindelig beton. Indstøbte og separate bjælker udført i letbeton kan dimensioneres ved en af følgende to metoder:

- Beregning iflg. DS/EN 1520, Anneks A /5/.
- Testning, dvs. løbende prøvning iflg. DS/EN 1520, Anneks B /5/. Dette anvendes normalt ikke og er ikke medtaget i dette hæfte.

Normalt forløber armeringen 300 mm ind over vederlag, uanset om der benyttes indstøbte eller separate bjælker. Den nødvendige længde fastlægges ved kontrol af afskalning, maksimalt vederlagstryk og den krævede forankring.

Armeringens forankring dokumenteres som angivet i DS/EN 1520, afsnit 5.4.2 /5/, ved en af følgende tre måder:

- Beregning vha. forankringslængden iht. DS/INF 168, afnit 3 /7/
- Anvendelse af et af eksemplerne på forsvarlig forankring.
- Fuldskalaprøvning, som viser at forankringen er tilstrækkelig.

Indstøbte eller separate bjælker i almindelig beton kan dimensioneres og forankringen eftervises iflg. Eurocode 2 /3/.

3. LODRET OG VANDRET LAST

3.1 LODRET OG VANDRET BÆREEVNE

Uarmerede vægelementer dimensioneres iht. hæfte 8 "Dimensioneringsprincipper for uarmerede vægelementer for væg- og dækelementer i letbeton" /14/.

Det eftervises, at de regningsmæssige trækantspændinger opfylder betingelsen:

$$\sigma_{ld} = -\frac{N_d}{b_e \cdot t} + \frac{6N_{cr}}{N_{cr} - N_d} \cdot \frac{N_d \cdot e_t}{b_e \cdot t^2} \leq \frac{1}{\gamma_{tm}} \cdot f_{tk}$$

og at de regningsmæssige trykkantspændinger opfylder betingelsen:

$$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{b_e \cdot t} + \frac{6N_{cr}}{N_{cr} - N_d} \cdot \frac{N_d \cdot e_t}{b_e \cdot t^2} \leq \frac{1}{\gamma_{cm}} \cdot f_{ck}$$

hvor

N_d er den regningsmæssige normalkraft

N_{cr} er den regningsmæssige kritiske normalkraft bestemt efter udtrykket i afsnit 2.5 ($N_{cr} = R_{sd}$) og $e_t = e_5$

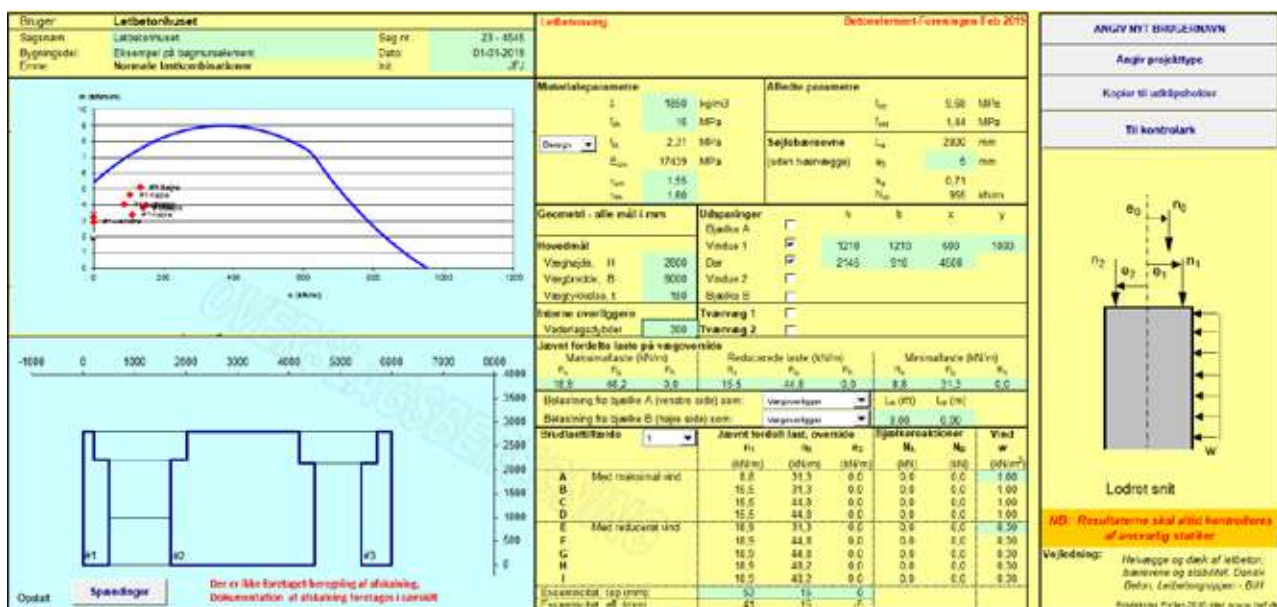
e_t er den største excentricitet på den midterste tredjedel af væggen.

$f_{t,flk}$ er letbetonens deklarerede bøjningstrækstyrke.

γ_{cm} er partialkoefficienten for trykstyrken.

γ_{tm} er partialkoefficienten for bøjningstrækstyrken.

Bæreevne af elementer med både lodret og vandret last kan bestemmes ved hjælp af beregningsprogrammet på Betonelement-Foreningens hjemmeside.



3.2 SØJLER OG VÆGSØJLER

I særlige tilfælde er det muligt at få indstøbt søjlearmering i letbetonelementerne og derved få indbygget en søjle i væggen. Alternativt kan en løs søjle benyttes.

Søjlerne kan udføres i letbeton og dimensioneres iflg. DS/EN 1520, Anneks A /5/, hvorved der kan laves et M-N diagram. Alternativt kan søjlerne udføres i almindelig beton og dimensioneres iflg. Eurocode 2 /3/.

3.3 TRÅDBINDERE

I Eurocode 6 – Murværkskonstruktioner – DS/EN 1996-1-1: Generelle regler for armeret og uarmeret murværk /4/, står der i kapitel 3.8.2 følgende om trådbindere:

- trådbindere skal være i overensstemmelse med EN 845-1 /9/

og i kapitel 6.5 blandt andet følgende:

- det mindste antal trådbindere pr arealenhed, n_t , bør findes af ligning $n_t > W_{Ed}/F_d$ hvor W_{Ed} er den regningsmæssige værdi af vandret last pr. arealenhed, og hvor F_d er en trådbinders regningsmæssige tryk- eller trækstyrke.

Der skal dog iht det Nationale Anneks /6/ mindst anbringes 1-2 trådbindere pr m^2 .

Generelt gælder, at der ved beregning af trådbindere skal tages hensyn til følgende:

- udtræksstyrke i formur
- differensbevægelser mellem for- og bagmur
- forhåndsdeformation af trådbinder ved indbygning
- fri binderlængde
- udtræksstyrke i letbetonelementet – deklareret af producenten.

I letbetonelementer kan normalt anvendes Ø4 mm rustfaste trådbindere med $f_{yk} = 600$ MPa.

Det anbefales, at der ved murafslutninger i 2.-øverste eller i 3.-øverste fuge anbringes en ekstra række tætsiddende trådbindere med maksimal afstand 300 mm. Ligeledes bør der om alle større huller og gennemføringer udføres effektive forbindelser mellem for- og bagmur med tætsiddende trådbindere med maksimal afstand på 300 mm.

4. DÆKELEMENTER

4.1 FORUDSÆTNINGER OG VAREDEKLARATION

Beregningen af dækelementer følger de forudsætninger, som er refereret til i afsnit 1.1 for vægelementer, ligesom varedeklarationen følger reglerne for vægelementer, som forklaret i afsnit 1.2.

4.2 MATERIALEVÆRDIER

Elementerne produceres som lyddæk og leveres med samme standardegenskaber deklareret som væggene, dvs:

- Karakteristisk trykstyrke
- Middeldensitet

og eventuelt

- Karakteristisk bøjningstrækstyrke
- Middel elasticitetsmodul
- Maksimal fugtindhold ved levering.

Lyddæk fremstilles som massive dækelementer med samme betonkvalitet, typisk med materialeværdierne:

- Middeldensitet = 1750 eller 2000 kg/m³
- Deklareret trykstyrke $f_{ck} = 18$ MPa
- Deklareret bøjningstrækstyrke $f_{tk} = 2,5$ MPa

FORESKREVNE DÆKTYKKELSER

140 – 180 – 200 – 220 – 240 – 260 – 280 mm.

FORESKREVNE DÆKBREDDER

600 og 1200 mm.

FORESKREVNE DÆKLÆNGDER

Op til 7200 mm.

TOLERANCER

Længde: +/- 8 mm

Bredde: +/- 2 mm

Bredde paselementer: +/- 10 mm

Tykkelse: +/- 5 mm

Yderligere informationer om tolerancer og overfladespecifikationer henvises til Dansk Byggeri: www.tolerancer.dk.

4.3 MOMENTBÆREEVNE

Momentbævnen bestemmes for det normalt-armerede tværsnit som:

$$M_{ud} = (1 - \frac{1}{2}\omega) \cdot d \cdot A_s \cdot f_{yd}$$

hvor

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / (b \cdot d \cdot f_{cd})$$

og hvor

A_s er trækarmringens areal

b er elementbredden

d er den effektive højde til armeringen

f_{cd} er betonens regningsmæssige trykstyrke

f_{yd} er trækarmringen regningsmæssige flydespænding

EKSEMPEL 4.3: MOMENTBÆREEVNE

Et lyddækelement har en bredde 1200 mm, lysvidde på 6000 mm og en vederlagsdybde 65 mm og er udført i LAC 18/2000 med en tykkelse på 220 mm. Elementet er armeret med 10 Ø12 mm armeringsstænger med $f_{yk} = 500$ MPa og et dæklag på 10 mm, udført med en tolerance på +5 mm.

Elementet bærer sin egenlast g , en karakteristisk bunden last g_f på 0,25 kN/m² fra et trægulv på strøer og en bevægelig karakteristisk nyttelast q på 1,5 kN/m² fra bolig. Egenlasten g beregnes ud fra den deklarerede middeldensitet på 2000 kg/m³.

Den dimensionsgivende last er derfor

$$q = g + g_f + 1,5q_2$$

$$= 20 \cdot 0,22 + 0,25 + 1,5 \cdot 1,5 = 6,9 \text{ kN/m}^2$$

og det maksimale moment bliver derfor

$$M_{max} = 1/8 q b L^2 = 1/8 \cdot 7,1 \cdot 1,2 \cdot (6,0 + 0,065)^2 = 39,2 \text{ kNm}$$

Eftervisningen af bæreevnen starter med at bestemme

$$f_{yd} = 500 / 1,2 = 417 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 18 / 1,40 = 12,9 \text{ MPa}$$

$$A_s = 10\pi(12 / 2)^2 = 1131 \text{ mm}^2$$

$$d = 220 - 10 - 5 - 12 / 2 = 199 \text{ mm}$$

$$\omega = \frac{1131 \cdot 417}{1200 \cdot 199 \cdot 12,9} = 0,153$$

hvorefter brudmomentet bestemmes som

$$M_{ud} = (1 - 1/2 \cdot 0,153) \cdot 199 \cdot 1131 \cdot 417 \\ = 86,6 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 86,6 \text{ kNm}$$

Da brudmomentet er større end det maksimale moment er bæreevnen tilstrækkelig.

4.4 FORSKYDNINGSBÆREEVNE

Forskydningsbæreevnen bestemmes som:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd1}; V_{Rd2})$$

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} k(1,2 + 40\rho) b d$$

$$V_{Rd2} = \eta_1 b z v f_{cd}/2$$

$$\tau_{Rd} = 0,125 f_{tk}/\gamma_c$$

$$k = 1,6 - d \geq 1$$

$$\rho = A_s/(b d) \leq 0,02$$

$$z = 0,9 d$$

$$\eta_1 = \frac{0,40 + 0,60\rho}{2000} \text{ for } \rho > 1400$$

hvor

A_s er arealet af længdearmeringen

b er bredden af elementet

d er elementets effektive højde (dybde), i meter

z er den indre momentarm som kan sættes til 0,9 d

v er effektivitetsfaktoren, der skal regnes til 0,6

EKSEMPEL 4.4 FORSKYDNINGSBÆREEVNE

Det monolitiske dækelement fra eksempel 4.3 har en 400 mm bred udsparring ved vederlaget, ligesom 4 af de 10 armeringsjern er afkortede. Det resterende tværsnit er

således kun 800 mm bredt og armeret med 6 Ø12mm armeringsjern. Betonens karakteristiske bøjningstrækstyrke er deklareret til 2,73 MPa som skulle være tilstrækkelig til at sikre forskydningsbæreevnen. Vi bestemmer den maksimale forskydningskraft ved vederlaget til

$$V = qbL / 2 = 7,1 \cdot 1,2 \cdot (6,0 + 0,065) / 2 = 25,8 \text{ kN}$$

Herefter bestemmes parametre til brug ved eftervisning af forskydningsbæreevnen

$$\tau_{Rd} = 0,125 \cdot 2,73 / 1,6 = 0,21 \text{ MPa}$$

$$k = 1,6 - 0,199 = 1,40$$

$$\rho_1 = \frac{6\pi (12 / 2)^2}{800 \cdot 199} = 0,00426$$

$$z = 0,9 \cdot 199 = 179 \text{ mm}$$

$$\eta_1 = 0,4 + 0,6 (1800/2200) = 0,89$$

og forskydningsbæreevnen kan derefter bestemmes som

$$V_{Rd1} = 0,21 \cdot 1,40 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00426) \cdot 800 \cdot 199$$

$$= 64,1 \cdot 10^3 \text{ N} = 64,1 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,89 \cdot 800 \cdot 179 \cdot 0,6 \cdot 12,9 / 2$$

$$= 493,7 \cdot 10^3 \text{ N} = 493,7 \text{ kN} \Rightarrow$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd1}; V_{Rd2}) = 64,1 \text{ kN}$$

Bæreevnen er derfor 64,1 kN og er således tilstrækkelig.

4.5 NEDBØJNINGER

Nedbøjningen u i et simpelt understøttet dækelement med spænd L , belastning q og stivhed EI findes til:

$$u = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot b \cdot L^4}{EI}$$

hvor EI kan beregnes for det urevne tværsnit af formlerne:

$$EA = E_c \cdot b \cdot h + E_s \cdot A_s$$

$$ES = \frac{1}{2} E_c \cdot b \cdot h^2 + E_s \cdot d \cdot A_s$$

$$\eta = ES / EA$$

$$EI_u = \frac{1}{3} E_c \cdot b \cdot h^3 + E_s \cdot d^2 \cdot A_s - \eta^2 \cdot EA$$

hvor E_s er armeringens E-modul ($2 \cdot 10^5$ MPa) og E_c er betonens middelelasticitetsmodul (kan deklareret eller beregnes iflg DS/EN 1520, afsnit 4.3.6). For det revnede tværsnit bestemmes EI af formlerne:

$$\alpha = E_s / E_c$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\beta = \alpha \rho \left(\sqrt{\frac{2}{\alpha \rho}} + 1 - 1 \right)$$

$$EI_r = \frac{1}{6} \beta^2 (3 - \beta) \cdot E_c \cdot b \cdot d^3$$

Ved deformationsberegninger regnes et element traditionelt helt revnet eller helt urevnet, da dette letter beregningerne en del. Dette er dog en kraftig forenkling, idet der jo ikke er det maksimale moment overalt i elementet og der derfor kan være situationer, hvor elementet er delvist revnet og derfor har væsentlig mindre nedbøjninger end hvad der kan estimeres for et fuldt revnet element.

EKSEMPEL 4.5 NEDBØJNINGER

Det monolitiske dækelement i eksempel 4.3 har en deklareret middelelasticitetsmodul på 21600 MPa og er i anvendelsestilstanden belastet med egenlast, last fra trægulv og strøer og 50 % af den karakteristiske nyttelast i boligen, dvs

$$q = g + q_1 + 0,5q_2$$

$$= 20 \cdot 1,04 \cdot 0,22 + 0,25 + 0,5 \cdot 1,5 = 5,6 \text{ kN/m}^2$$

Elementet regnes revnet, og vi bestemmer derfor parametrene

$$\alpha = 2 \cdot 10^5 / 21600 = 9,3$$

$$\rho = \frac{10\pi(12/2)^2}{1200 \cdot 199} = 0,00474$$

$$\beta = 9,3 \cdot 0,00474 \left(\sqrt{\frac{2}{9,3 \cdot 0,00474}} + 1 - 1 \right) = 0,256$$

$$EI_r = \frac{1}{6} 0,256^2 (3 - 0,256) \cdot 21600 \cdot 1200 \cdot 199^3$$

$$= 6,122 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

hvorefter nedbøjningen kan beregnes som

$$u = \frac{5}{384} \cdot \frac{5,6 \cdot 10^{-3} \cdot 1200 \cdot (6000 + 65)^4}{6,122 \cdot 10^{12}}$$

$$= 19,3 \text{ mm} = L / 314$$

Denne nedbøjning er indenfor de normalt tilladelige grænser og kan derfor accepteres.

4.6 VEDERLAG

Ved montage af dækelementer skal det sikres at der anvendes mindst det (ende-)vederlag, som kræves iflg. Elementdeklarationen. Dette er for danske dækelementer normalt 55 mm som i projekteringen sættes til minimum 65 mm aht. produktions og montagetolerancer.

De koncentrerede kræfter der opstår i de understøttende vægelementer skal dog også checkes som vist i afsnit 2, da der ved brug af vægelementer med lave styrker kan opstå et krav om øget vederlagsdybde.

5. DET GENERELLE STATISKE SYSTEM

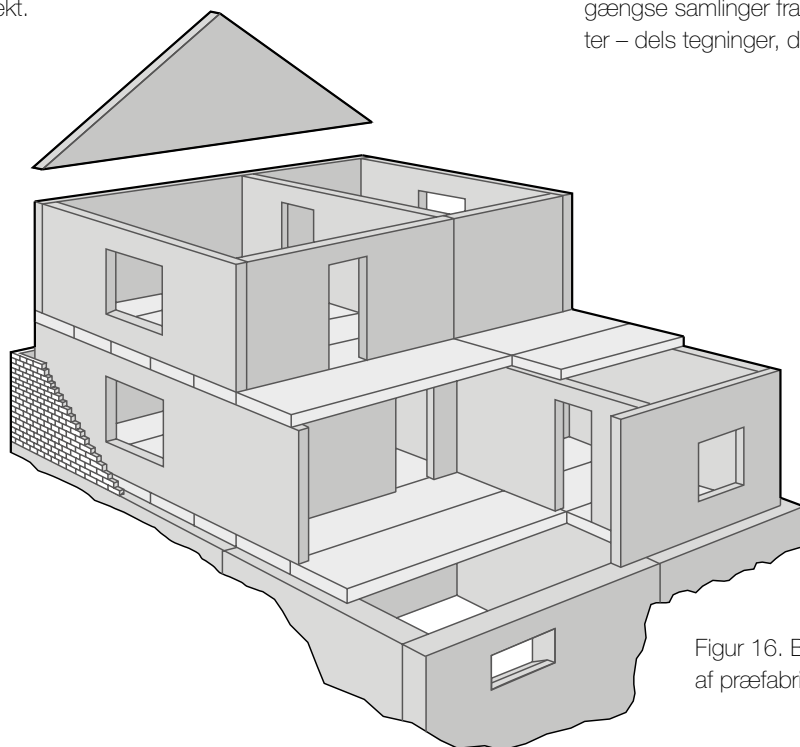
Bygningskonstruktioner skal kunne modstå alle relevante statiske påvirkninger – dels fra de primære lovbundne laster, dels fra krav til konstruktionens robusthed for bygninger.

For betonbaserede bygninger gælder, at pladsstøbte konstruktioner altid vil have så stor indre sammenhæng, at de ovenfor nævnte laster vil kunne optages.

Såfremt betonbaserede bygninger opføres af elementer, er det afgørende, at de statisk aktive elementer – og samlingerne mellem dem – kan optage og overføre de aktuelle snitkræfter i den statiske bygningsstruktur. Dette vil sikre, at elementkonstruktionen virker omtrent så monolitisk som den pladsudførte konstruktion.

De fleste boligbyggerier opføres som skivekonstruktioner, hvor dæk- og vægelementer sammenbygges på en sådan måde, at hele bygningens dæk- og vægkonstruktioner kan virke som statisk samvirkende skiver. Normalt sikres dette ved at udforme dæk og vægges sidekanter med en vis ruhed, således at forskydningskræfter kan overføres i samlingerne dæk-dæk, væg-væg og dæk-væg – dels forskydende kræfter i elementernes plan – dels vinkelret på deres plan. Endvidere kan der være tale om, at element-samlingerne skal optage træk- og trykpåvirkninger.

Et vigtigt punkt i en statisk dokumentation af bygningsstrukturer er derfor at skabe klarhed over de ydre lasters gang i konstruktionen – fra angrebepunkterne videre til elementer og samlinger, og herfra videre til fundamenter og jord. En sådan detaljeret beskrivelse af lastgangen – lastnedføringen – er helt afgørende for at den videre statiske analyse bliver korrekt.



I en elementkonstruktion skal den projekterende have et indgående kendskab til elementers statiske ydeevne, samt et overblik over gængse samlingsteknikker og de tilhørende styrke- og stivhedsforhold.

Normalt vil standardiserede betonelementers bæreevner for lodret skivelast og for vandret pladelast være angivet i producentkataloger – hvorimod ydeevnen for vandret skivelast normalt skal beregnes af den projekterende, eller bestemmes ved forsøg.

Den statiske ydeevne for gængse samlinger mellem betonelementer vil kunne findes i lærebøger og håndbøger, samt i visse tilfælde i konstruktionsnormerne – dette gælder f.eks. for samlinger betragtet som støbeskel: f.eks. et glat, jævnt, ru eller fortandet støbeskel. Tegninger af disse standardiserede samlinger vil ofte også være indeholdt i producentkataloger.

I hæfte 1 fra Letbetonelementgruppen under Betonelement-Foreningen DI Byggeri er såvel letbetonvægge som -dæk beskrevet med blandt andet hoveddimensioner og materialestyrker. Langs dækkenes ikke-bærende sidekanter er der anordnet en fortandet geometri, som er i stand til at optage forskydningskræfter såvel i skiveplanen som vinkelret derpå; langs væggenes vandrette sidekanter og langs dækkenes sidekanter langs det bærende vederlag anordnes elementkanten normalt med en jævn afslutning. De omtalte elementkanter kan armeres, f.eks. med indstøbte strittere, således at forskydningsbæreevnen kan øges.

Sidst i dette hæfte 2 er der udarbejdet et afsnit med nogle gængse samlinger fra elementbyggeri med letbetonelementer – dels tegninger, dels bæreevner.

Figur 16. Bygningskonstruktion sammensat af præfabrikerede letbetonelementer.

6. SKIVEBYGNINGERS STABILITET

6.1 LAST I SKIVESYSTEMER

Vandrette laster på bygninger, fra vind- eller masselast, føres normalt fra ydervæggene til dækkonstruktionerne, som for disse laster virker som vandrette skiver.

Dækskiverne viderefører efter gængse fordelingsmetoder disse vandrette laster til stabiliserende konstruktioner, f.eks. diagonalkryds, indspændte søjler, rammer eller vægskiver.

Disse stabiliserende konstruktioner, f.eks. vægskiverne, fører herefter de vandrette laster videre til kælderkonstruktioner, fundamenter og jord.

6.2 DÆKSKIVER, STATISKE MODELLER

Det viste statiske system på figur 17 med trækband T og trykbue C, er betinget af, at dæksidefugerne kan optage de langsgående forskydningskræfter.

Trækband T og trykbue C på figur 18 kan etableres, såfremt dækfugen over den langsgående bjælke kan optage forskydningen; ellers må systemet T og C1 & C2 anvendes.

Den udkragede dækskive i figur 19 beregnes med tryklinie C og trækstringer T.

De 2 afstivende kerner på figur 20 medfører de viste trykzoner C, som kan etableres med en virksom trækstringer T langs dækskivens rand.

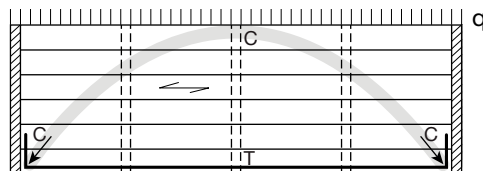
6.3 DÆKSKIVE, TYPISK PLAN

Dækelementerne vist på figur 21 spænder mellem husets facader og en langsgående bjælke, og husets tværstabilitet sikres af gavlene.

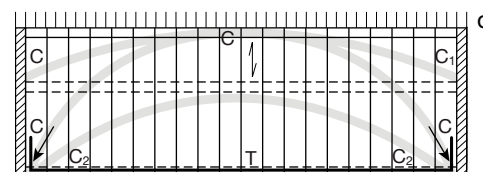
Moment og forskydningskræfter i dækskiven udregnes efter gængse metoder, og optages af dækelementerne, dækfugerne og fugearmeringen.

I de fleste tilfælde er dækelementernes hovedarmering tilstrækkelig til at kunne virke som dækskivens forskydningsarmering. Den statiske virkning af huller i dækskiven for trappe eller elevator bedømmes f.eks. efter stringermetoden.

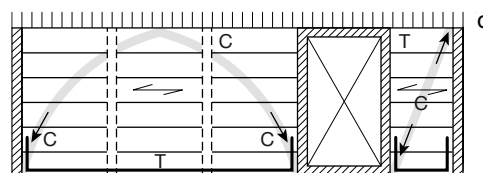
T er trækstringer, C er trykzone og U er U-bøjler.



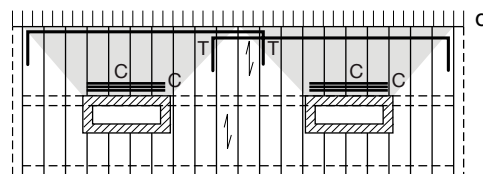
Figur 17. Dækskive, afstivende gavle, tværbjælker.



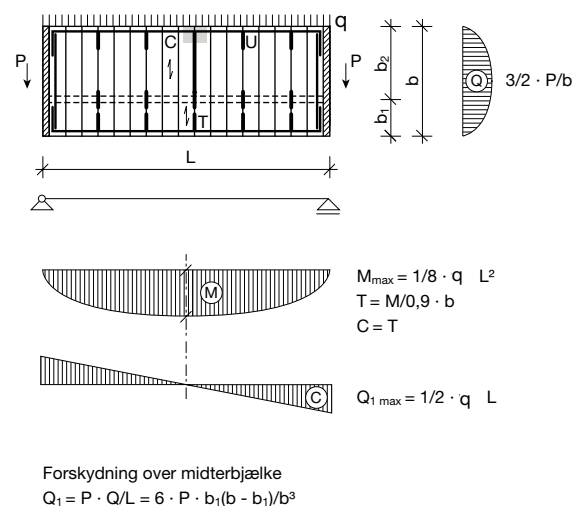
Figur 18. Dækskive, afstivende gavle, længdebjælker.



Figur 19. Dækskive, afstivende gavle og kerne.



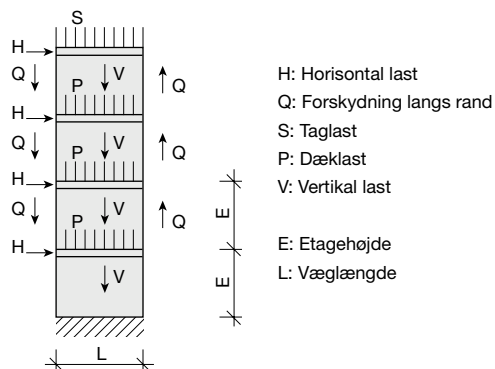
Figur 20. Dækskive, afstivende kerner.



Figur 21. Dækskive som vist i figur 18.

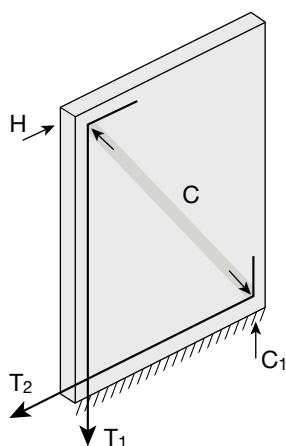
6.4 VÆGSKIVER, GENERELT

Beregning af afstivende vægskiver omfatter en statisk bedømmelse af den samlede vægkonstruktion, og af de enkelte vægelementer og deres samlinger.



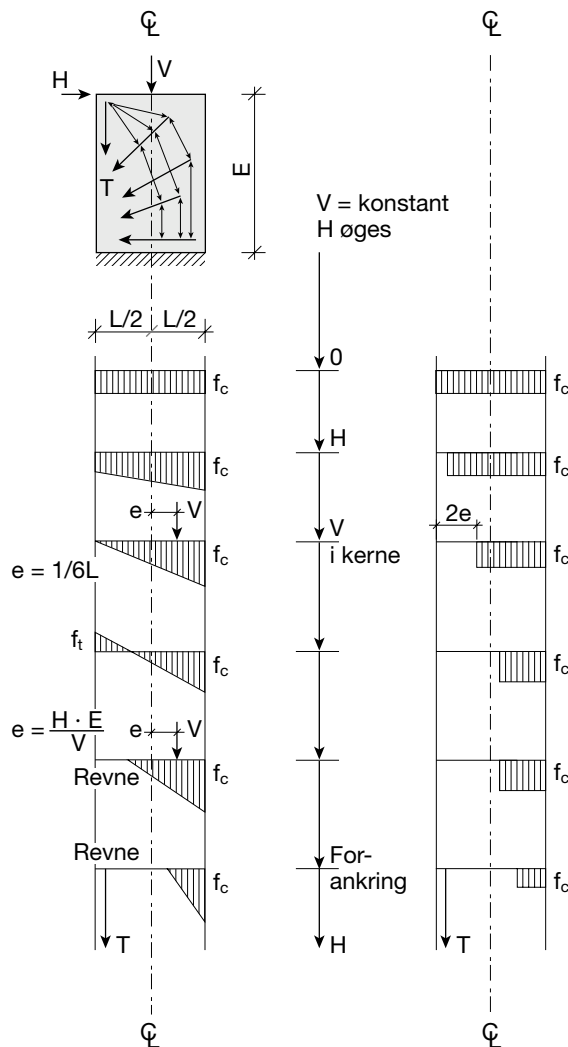
Figur 22. Opstalt af vægkonstruktion med påsatte ydre kræfter og en evt. understøtning langs de lodrette rande. (Værdierne af H og Q kan variere fra etage til etage).

6.5 VÆGELEMENTER, UNDERSTØTNING



Figur 23. Isometri af vægskiveelement.

Vægskiveelementet på figur 23 er understøttet langs nederste rand og påvirket af horisontallasten H. Denne H-last optages af en trykstringer C, som muliggøres af trækstringerne T_1 & T_2 .



Figur 24. Opstalt af vægskive med principielle spændingsfordelinger i skivens vandrette understøtning; til venstre vist elastisk, til højre plastisk.

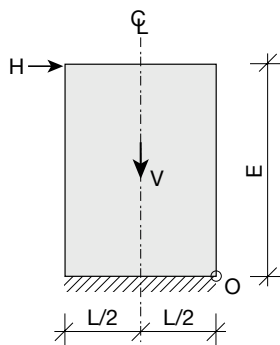
Vægskiven i figur 25 fastholdes kun langs den nederste rand.

Vertikal-lasten V holdes konstant, mens horisontal-lasten H øges fra 0 til H_{max} .

H optages via trykstringere og et armeringssystem T, fx som indlagte trækzoner eller fordelt som jævnt placeret netarmering.

6.6 VÆGSKIVER, STABILITET GENERELT

Vægskivernes generelle stabilitet kan vurderes ved at kontrollere for væltning og glidning, kontrollere normalkraftens placering eller ved at lave en grafisk vurdering af kræfternes nedføring.



Figur 25. Væltning og glidning.

Stabiliserende moment > væltende moment:

$$V \cdot L/2 > H \cdot E \Rightarrow V > 2 \cdot H \cdot E/L$$

Forskydningskapacitet > forskydende kraft

$$\mu V > H$$

Overholdes disse krav er stabiliteten i orden.

Vægskiven vist i figur 26 er påvirket af den lodrette last:

$$V = v \cdot L$$

og af følgende vandrette laster:

$$H_1 = h_1 \cdot L \text{ og}$$

$$H_2 = h_2 \cdot E$$

Disse laster medfører snitkræfterne V, M og H i skivens understøtningsflade:

$$V = v \cdot L$$

$$M = H_1 \cdot E + H_2 \cdot E/2 = (H_1 + \frac{1}{2} \cdot H_2) \cdot E$$

$$H = H_1 + H_2$$

I det ækvivalente kraftsystem fås:

$e = M/V < L/2$, er træksforankring T nødvendig,

$e = M/V > L/2$, er træksforankring T nødvendig.

Uden træksforankring ($e < L/2$) fås:

$$\text{Lodret projektion: } f_c = V / (a \cdot t)$$

$$\text{Kraftsystem og geometri: } a = 2 \cdot (L/2 - e) = L - 2 \cdot MW$$

$$\text{Vandret projektion: } H = \mu \cdot V = \mu \cdot (f_c \cdot a \cdot t)$$

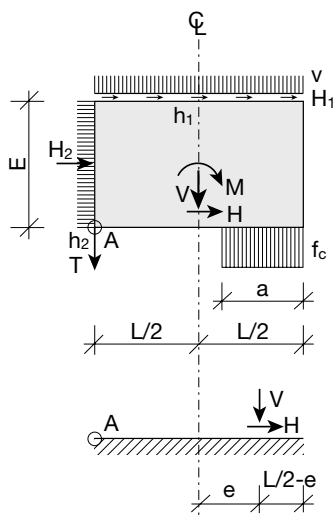
Med træksforankring ($e > L/2$) fås:

$$\text{Lodret projektion: } V = f_c \cdot a \cdot t - T$$

$$\text{Moment om A: } M + V \cdot L/2 = f_c \cdot a \cdot t \cdot (L - a/2)$$

$$\text{Vandret projektion: } H = \mu \cdot (f_c \cdot a \cdot t)$$

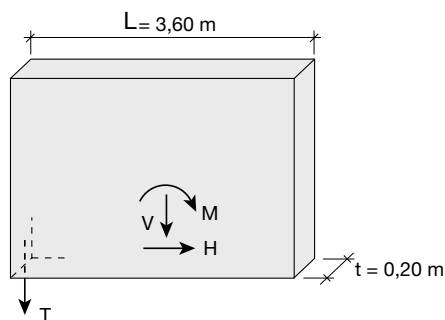
6.7 VÆGSKIVER, LASTER OG REAKTIONER



Figur 26. Opstalt af vægskive med ydre laster, snitkræfter og reaktioner i oprindeligt og i ækvivalent kraftsystem.

EKSEMPEL 6: STABILITET AF VÆGSKIVE

En vægskive af letbeton som vist på figur 27 har tykkelse 200 mm, højde 2,6 m og længde 3,6 m. Væggen opstilles i et byggeri på en betonfuge, hvorfor der ikke kan regnes at overføre trækkrefter mellem væg og sokkel. Den regningsmæssige trykspænding i samlingen væg-fuge-sokkel kan sættes til 2,0 MPa (svarende til styrken af en Leca-blok).



Figur 27. Isometri af væggen med geometri og med pile for snitkræfter V, M og H, og for evt. forankring T.

Risiko for glidning, vederlagsspændinger og eventuel forankringskraft T langs væggens sidekant skal kontrolleres i følgende 2 belastningssituationer:

Situation 1:

$$V = 158,8 \text{ kN}$$

$$M = 86,5 \text{ kNm} \Rightarrow \mu_{\text{nedv}} = H/V = 0,09$$

$$H = 14,2 \text{ kN}$$

Situation 2:

$$V = 58,8 \text{ kN}$$

$$M = 128,8 \text{ kNm} \Rightarrow \mu_{\text{nedv}} = H/V = 0,48$$

$$H = 28,4 \text{ kN}$$

Væggen er således sikret imod glidning dersom μ overstiger de 0,48. Er dette ikke tilfældet anvendes normalt glidningsbeslag eller stålprofiler, indstøbt i de underliggende konstruktionsdele, som fx. fundamentet.

Vederlagsspændinger, plastisk fordeling af vederlagsspændinger (situation 1):

$$e = M/V = 86,5/158,8 = 0,54 \text{ m} \Rightarrow$$

$$a = 2(L/2 - e) = 2(3,6/2 - 0,54) = 2,52 \text{ m}$$

$$f_{\text{pl}} = V/A_{\text{eff}} = 158,8 \cdot 10^3 / (200 \cdot 2520) = 0,32 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{pl}} = H/A_{\text{eff}} = 14,2 \cdot 10^3 / (200 \cdot 2520) = 0,03 \text{ Mpa}$$

Vederlagsspændinger, elastisk fordeling af vederlagsspændinger (situation 1):

$$f_{\text{el}} = V/A \pm M/W = 158,8 \cdot 10^3 / (200 \cdot 3600)$$

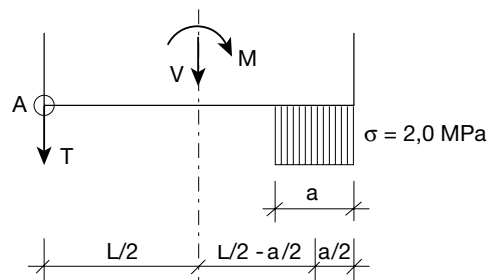
$$\pm 86,5 \cdot 10^6 / (1/6 \cdot 200 \cdot 3600^2) = 0,22 \pm 0,20 = \begin{cases} 0,42 \text{ MPa} \\ 0,02 \text{ MPa} \end{cases}$$

Ved kontrol af om der skal anvendes forankring T, checkes excentriciteten (situation 2):

$$e = M/V = 128,8/58,8 = 2,19 \text{ m}$$

$$> L/2 = 3,6/2 = 1,80 \text{ m} \Rightarrow$$

Der skal således etableres forankring T.



Figur 28. Opstalt af skivens nederste del med pile for V, M og T, samt længderne x og L, og spændingen σ .

Lodret projektion giver

$$V = f \cdot t \cdot a - T$$

Moment om A giver

$$M + V \cdot L/2 = f \cdot t \cdot a (L - a/2) \Leftrightarrow a^2 - 7200 \cdot x + 1173 \cdot 10^3 = 0 \Rightarrow x = 167 \text{ mm}$$

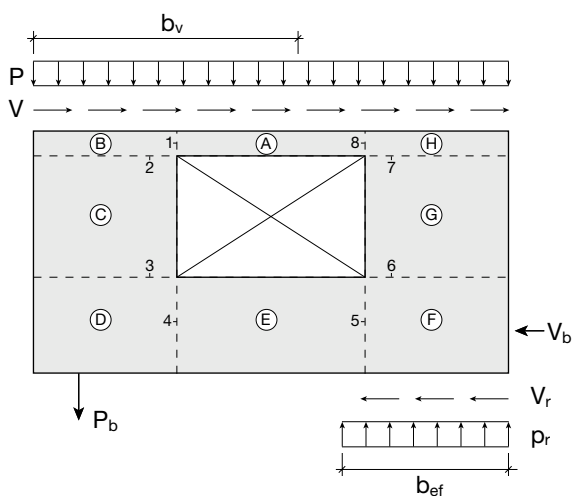
Som leder til beregning af T som

$$T = 8 \text{ kN} (\approx A_s = 40 \text{ mm}^2)$$

Det er f.eks. muligt at lade en del af den vandrette eller lodrette kraft blive overført til naboelementet, som ofte kan have en tilstrækkelig vægt og lodret last til at sikre stabiliteten.

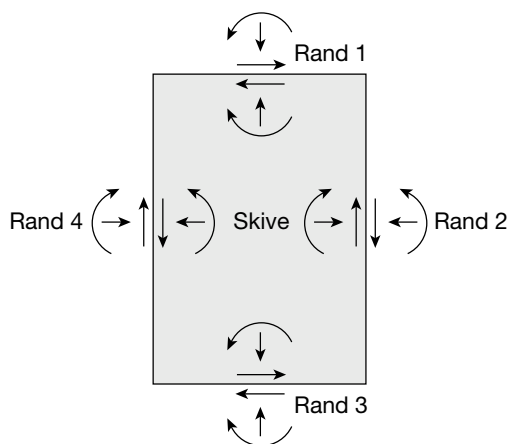
6.8 BEREGNING AF SKIVESTABILITET I LETBETONELEMENT

Bæreevnen af et vægelements evne til at overføre kræfter i elementets egen plan (skivevirkning) kan verificeres ved at opdele en væg med et eller flere vindues eller dørhuller i rektangulære skiveelementer og i bjælkelementer som angivet i DS/INF 168.



Figur 29. Vægskive med vindueshul opdelt i skiveelementer B til G. Element A er en bjælke.

De ydre kræfter og reaktioner ledes således igennem skive- og bjælkeelementerne på en statisk tilladelig måde (ligevægtene skal være sikrede), hvorefter hvert elements bæreevne eftervises, som angivet i DS/EN 1520 /5/.



Figur 30. Skiveelement med rande.

Skiveelementets bæreevne eftervises ved:

$$R = \max(R_1, R_3) + \max(R_2, R_4) \leq 1$$

hvor R_1 og R_3 og tilsvarende R_2 og R_4 er udnyttelsesgraden ved to modstående sider af skiveelementet.

Udnyttelsesgraden R_i ved rand nr i af skiveelementet bestemmes som

$$R_i = V_i / V_{ird} + M_i / M_{ird}$$

hvor

- V_i er forskydningskraften ved rand i
- M_i er momentet ved rand i
- V_{ird} er forskydningsbæreevnen af snittet ved rand i, beregnet som angivet i DS/EN 1520 /5/
- M_{ird} er momentbæreevnen af snittet ved rand i beregnet som angivet i DS/EN 1520 /5/

$$M_{ird} = \phi(1 - \frac{1}{2} \phi) h^2 \cdot t \cdot f_{cd}$$

$$\phi = (A_s \cdot f_{yd} + N_i) / (h \cdot t \cdot f_{cd})$$

hvor

- A_s er trækarmringens tværsnitsareal, hvilket normal kan sættes til 1/3 af armeringen på tværs af snittet
- h er højden eller længden af snit i
- N_i er tryknormalkraften på tværs af snit i. (Er N_i negativ er der træk over snittet og beregningsmodellen ændres eller der ilægges ekstra armering).
- t er tykkelsen af elementet

Bjælkeelementets bæreevne eftervises på sædvanlig vis, enten baseret på producentens deklaration eller på en beregning iht. DS/EN 1520 /5/ eller iht. DS/EN 1992-1-1 /3/, hvis bjælken er udført af almindelig beton.

6.9 ROBUSTHED AF KONSTRUKTIONER

Der kan sikres den nødvendige robusthed i et byggeri ved anvendelse af reglerne i DS/INF 168 som angiver følgende to eksempler på sikring af robusthed:

EKSEMPEL 1:

For etagebyggerier i CC2 med en maksimal højde på 12 m til øverste etagedæk over terræn eller spændvidde af etagedæk over 7,5 m, og hvor bygningens hovedkonstruktion består af sammenhængende vægge og dæk, kan kravet i EN1990 med tilhørende nationalt annekst DS/NA1990 om vurdering af robustheden normalt anses for imødekommet, såfremt følgende konstruktive regler er opfyldt:

- Etageadskillelser skal være armerede svarende til en karakteristisk last på 15 kN/m i hver retning.
- Langs omkredsen af hver etageadskillelse skal der være anordnet en randarmering, som er i stand til at optage en karakteristisk last på 40 kN. Randarmeringen skal være forankret til etageadskillelsen, således at forskydningskræfter kan overføres.
- Vægge, der indgår i det konstruktive system, skal der i toppen være etableret forankringer til etageadskillelserne, som er i stand til at optage en karakteristisk last på 15 kN/m.

EKSEMPEL 2:

For småhuse samt traditionelle bygninger med sammenhængende plader og skiver i CC2 med 1-2 etager og spændvidder af etagedæk under 7,5 m vil robustheden normalt være sikret ved udformning af konstruktionerne i henhold til DS/EN1520 /5/ med tilhørende nationalt annekst DS/NA1520, samt DS/INF 168 /7/.

DOKUMENTATION AF ROBUSTHED

Robustheden for byggerier med letbetonelementer skal dokumenteres iht. kravene Eurocode 0 med tilhørende danske annekst.

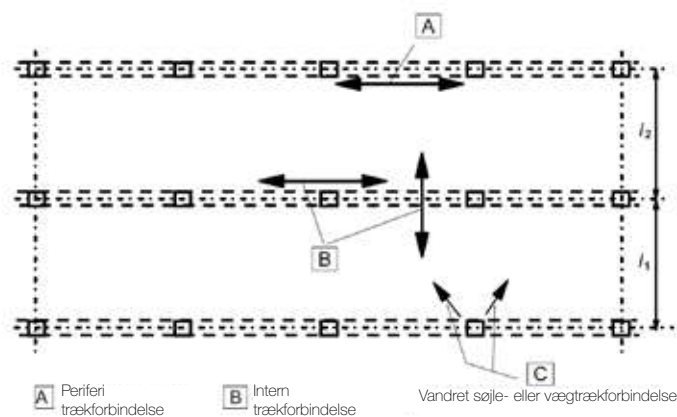
For dokumentation i CC1 og CC2 kan de følgende principper følges. Principperne er angivet i DS/INF 168 og er gældende for traditionelt skivebyggeri.

For byggerier i CC3 skal der laves en robusthedsdokumentation iht. Eurocode 0 med tilhørende NA.

Bemærk at der i letbetonnormerne ikke angives specifikke principper for robusthedsdokumentationen i CC3. Det er op til den projekterende at fastsætte de krav som skal overholdes for at bygningen vurderes at være tilstrækkeligt robust.

ROBUSTHEDSPRINCIPPER FOR CC1 OG CC2

Følges de viste principper vil det normalt være tilstrækkeligt for at sikre den fornødne sammenhæng i konstruktionen.



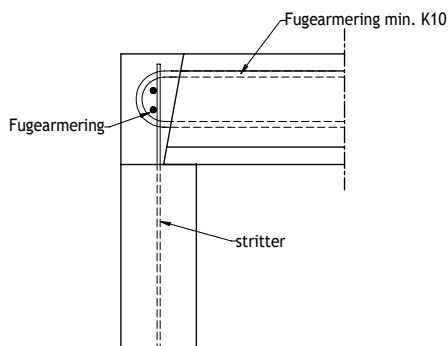
Figur 31. Trækforbindelser

PERIFERI TRÆKFORBINDELSER

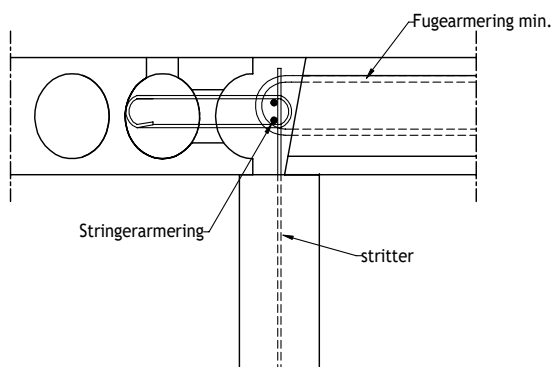
Langs omkredsen af hver etageadskillelse skal der ligge en randarmering som er i stand til at optage en karakteristisk last på 40 kN. Randarmeringen skal være forankret til etageadskillelsen, således at forskydningskræfterne kan overføres.

Kravet overholdes ved at ilægge 2 K12 som randarmering. (bemærk at det skal betragtes som minimumsarmering og der kan være andre statiske krav som kræver at der ilægges yderligere armering)

I længdefugerne kan randarmeringen normalt regnes forankret ved at ilægge en K10 bøjle. I siden på dækkene etableres hammerhoveder hvor der normalt ilægges en K10 bøjle pr. 1200 mm som sikre forankringen af randarmeringen.



Figur 32. Detalje af periferi trækforbindelse



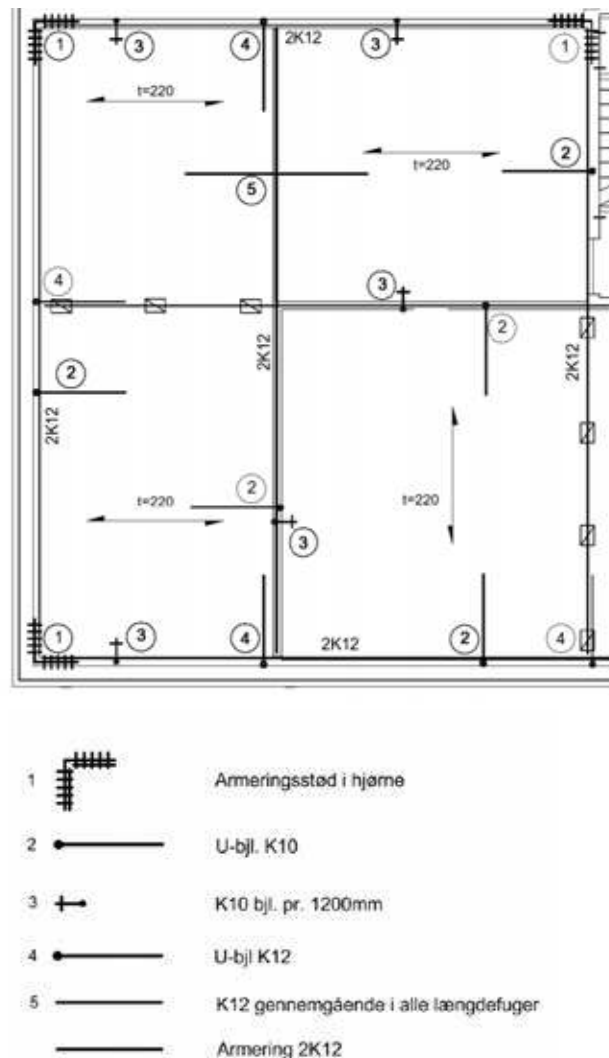
Figur 33. Detalje af intern trækforbindelse

INTERNE TRÆKFORBINDELSER

Etageadskillelser skal være armeret svarende til en karakteristisk last på 15 kN/m i hver retning.

Trækforbinderlser laves kontinuerte over hele deres længde og bør være forankret til periferi-trækforbindelserne i hver ende. Trækforbinderlserne kan grupperes ved eller i bjælker, vægge eller andre passende positioner.

Kravet kan normalt overholdes ved at ilægge en K12 over mellemunderstøtninger



Figur 34. Eksempel på fugearmeringsplan

VANDRETTE TRÆKFORBINDELSER

I vægge, som indgår i det konstruktive system, skal der i etableres forankringer til etageadskillelsen som er i stand til at optage en karakteristisk last på 15 kN/m.

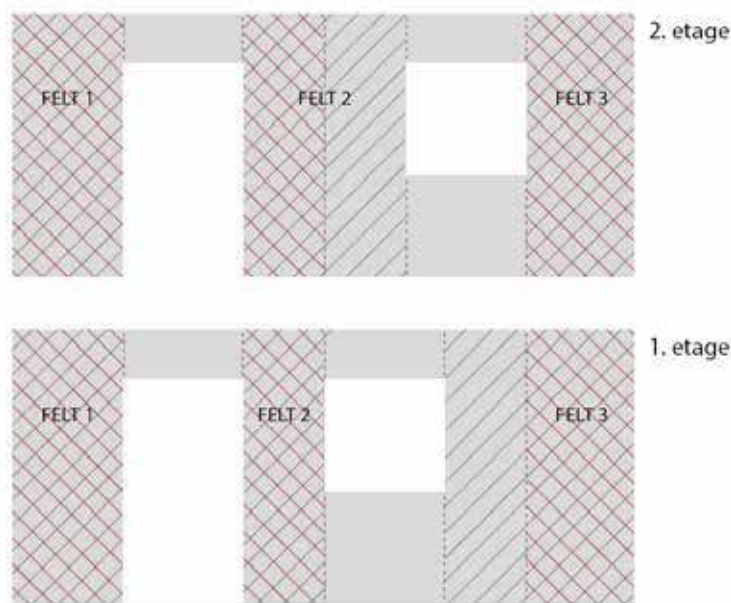
Bemærk. at der ikke kan benyttes større ståldimensioner end 8 mm i letbeton. Stritterene leveres bukkede og skal rettes ud af montage-entreprenøren.

6.10 STABILITETSHÅNDTERING

Kun massive vægfeltet kan indgå i det stabiliserende system.

Den mest simple betragtning er alene at indregne ens arealer, som står lige oven over hinanden. Dette er illustreret med rødt i figur 35.

Er disse vægfeltet ikke stabile i sig selv, indregnes de massive vægfeltet i deres fulde længde, inden der vælges forankringsanordninger. Dette er illustreret med grå skravering i figur 35. Hvor forankring viser sig nødvendigt, skal dette fortrinsvis sikres med kontravægt fra naboelementer via samlinger.

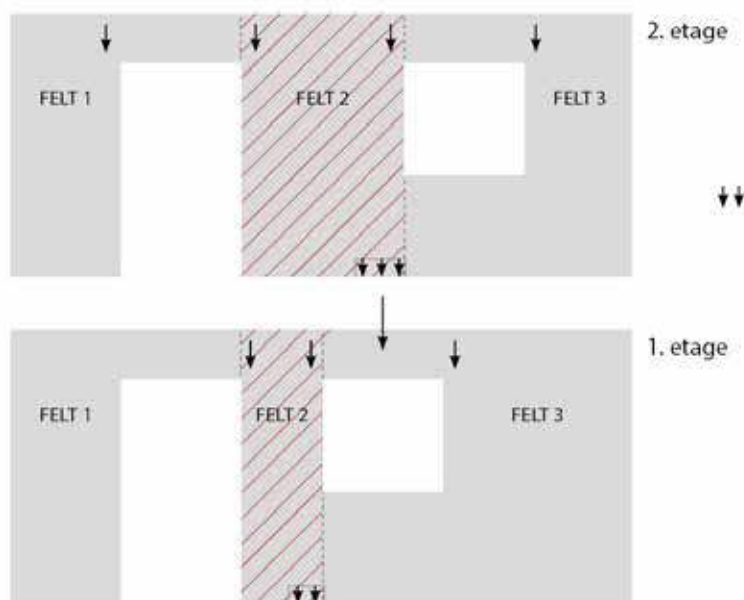


Figur 35. Princip for udvælgelse af stabiliserende vægfeltet

På figur 36 illustreres princippet for lastgange FELT 2 - i filfældet hvor de massive vægfeltet er indregnet i deres fulde længde.

Trykfoden på FELT 2 på 2. etage afleverer sin last på bjælken over underliggende vindue, som fordeler lasten ud til hvert sit vægfelt, under hensynstagen til trykfodens placering på bjælken.

FELT 2 på 1. etage tildeles derfor kun en andel af ovenstående resultant, hvor den resterende del føres til FELT 3.



Figur 36. Princip for lastgange i stabiliserende vægfeltet med forskellig længde

7. SAMLINGER OG DETALJER

7.1 SAMLINGER GENERELT

Samlinger imellem to eller tre elementer, der opbygges ved udstøbning af samlingen og med anvendelse af mekanisk forankring på tværs af fugen kan beregnes som angivet i DS/INF 168 /7/, idet den tværgående armerings flydekraft erstattes af styrken af det mekaniske forankringsmiddel på tværs af fugen. Denne styrke er i en række tilfælde angivet i afsnit 7.2.

Skiveforskydningsstyrken i glat og fortandede fuger beregnes som beskrevet i DS/INF 168, afsnit 5 /7/.

Den regningsmæssige forskydningsbæreevne i uarmerede og armerede fuger er givet ved:

$$V_d = \frac{C_k}{\gamma_m} A_b + \frac{\mu_k}{\gamma_m} (f_{yk} A_s + N_d)$$

hvor

C_k og μ_k er faktorerne for kohæsion og friktion, der afhænger af fugetypen

N_d er den regningsmæssige normalkraft vinkelret på fugen

A_b er fugens areal. For fuger med fortanding er arealet defineret som tværsnitsarealet af tænder på samme side af fugen, og i snit parallelt med dette, idet snittet kan placeres ved roden af de tænder, som ønskes undersøgt.

A_s er arealet af armering, som skærer fugen, med tilstrækkelig forankring på begge sider af fugens sider.

f_{yk} er den karakteristiske armeringsspænding. Hvor armeringen ikke er forankret til flydning, indregnes den aktuelle karakteristiske spænding iht. DS/INF 168 afnit 3 pkt. (3).

γ_m er partialkoefficienterne for henholdsvis kohæsion, friktion og letbetonens trykstyrke

Bemærk at ru støbeskel kun kan anvendes efter aftale med den enkelte elementleverandør.

Fugetype	μ_k	C_k MPa
Glat	0,1	$0,05 \cdot f_{ck}^{0,5}$
Ru	0,3	$0,2 \cdot f_{ck}^{0,5}$
Fortandet	0,4	$0,4 \cdot f_{ck}^{0,5}$

7.2 FORANKRINGER OG SAMLINGER

På side 28 - 34 er angivet eksempler på almindeligt anvendte samlingstyper.

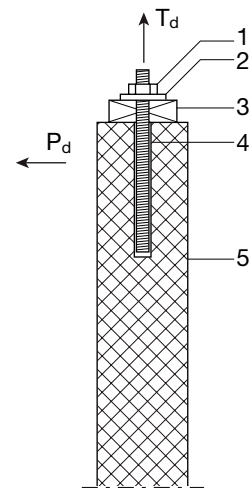
Styrkerne er baserede på formler fra DS/EN1520 /5/ og fra oplysninger i leverandørs deklarationer /12/.

Andre bolte, ankre, søm, samlingstyper og styrker kan også anvendes, dersom der foreligger en dokumentation af samlingens styrke. Denne dokumentation kan være baseret på DS/EN 1520 /5/ eller på en prøvning, typisk foretaget på vegne af en leverandør /12/ af ankre, klæbeankre el.lign. eller en brancheprovning /13/. Dokumentationen af en sådan prøvning skal omfatte en rapportering af de testede samlings styrker og tilhørende densiteter, trykstyrker og dæklag, således at en deklareret, karakteristisk styrke kan gøres betinget af et mindste dæklag og en mindste trykstyrke og evt andre parametre, som begrænser dokumentationens omfang og anvendelsen af de deklarerede styrker.

FIGUR 37 (LODRET SNIT)

Benyttes der klæbeanker skal bæreevnerne T_d og P_d oplyses af leverandøren.

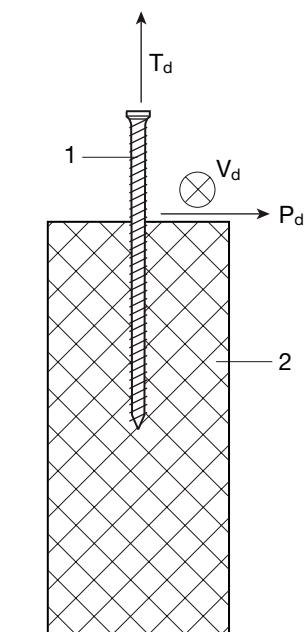
1. Møtrik
2. Plade
3. Rem
4. Klæbeanker
5. Letbetonvæg



FIGUR 38 (VANDRET SNIT)

Benyttes der betonskrue eller -bolte skal bæreevnerne T_d , V_d og P_d oplyses af leverandøren.

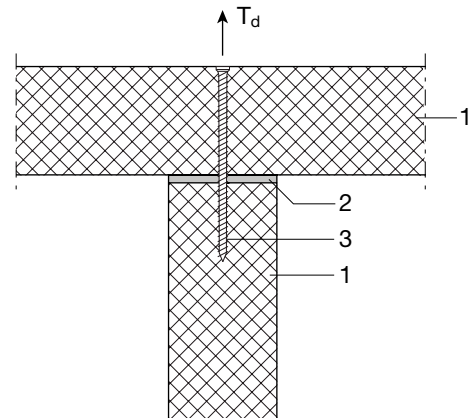
1. Betonskrue eller betonbolt
2. Letbetonvæg



FIGUR 39 (VANDRET SNIT)

Bæreevnen kan bestemmes som beskrevet for fig. 38.

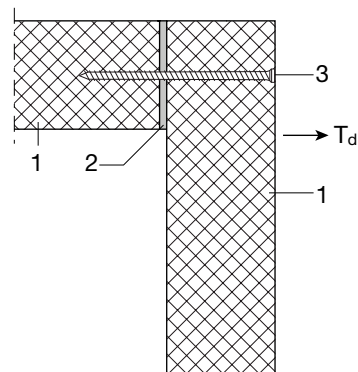
1. Letbetonvæg
2. Limmørtel
3. Betonskrue eller betonbolt



FIGUR 40 (VANDRET SNIT)

Bæreevnen kan bestemmes som beskrevet for fig. 38.

1. Letbetonvæg
2. Limmørtel
3. Betonskrue eller betonbolt



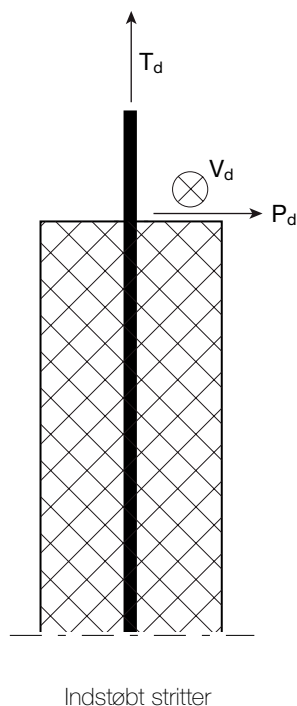
FIGUR 41 (VANDRET SNIT)

Benyttes der en Ø8 stritter med en indstøbningslængde på 400 mm med krog i S235 kvalitet med mindst 40 mm dæklag kan bæreevnerne T_d , V_d og P_d iflg. /13/ sættes til værdierne nedenfor for vægge med tykkelse t .

Strittere	Trykstyrke MPa	
	10	15
P_d ($t = 100$ mm)	1,4 (2,3)	2,1 (3,5)
P_d ($t = 120$ mm)	1,4 (2,3) *)	2,1 (3,5) *)
V_d ($t = 100$ mm)	3,9 (6,7)	5,9 (10,0)
V_d ($t = 120$ mm)	4,4 (7,4)	6,6 (11,2)
T_d ($t = 100$ mm)	2,1 (3,6)	3,1 (5,3)
T_d ($t = 120$ mm)	2,9 (5,0)	4,4 (7,4)

*) Reducerede stritter-længde

Regningsmæssig bærevne af strittere, kN.
(Karakteristiske styrker i parentes).

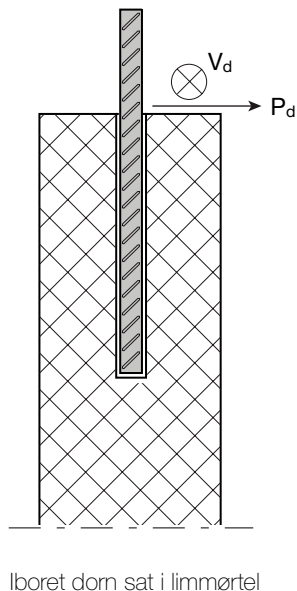


FIGUR 42 (VANDRET SNIT)

Benyttes der en Ø12 mm dorn i KS550 kvalitet og en forankringslængde på mindst 100 mm og et mindste dæklag på 45 mm kan bæreevnerne V_d og P_d iflg. /13/ sættes til værdierne nedenfor for vægge med mindst 100 mm tykkelse.

Dorn	Trykstyrke MPa	
	10	15
P_d (Ø12)	1,2 (2,1)	1,8 (3,1)
V_d (Ø12)	3,0 (5,1)	4,5 (7,6)

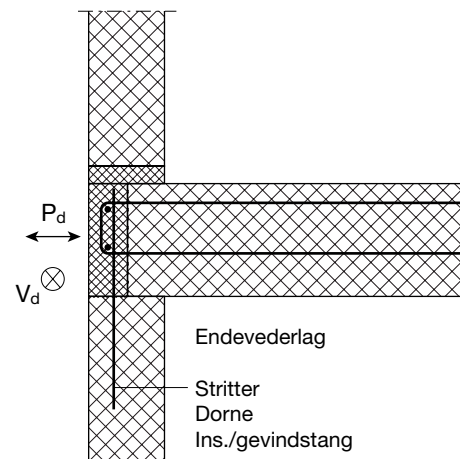
Regningsmæssig bærevne af dorne, kN.
(Karakteristiske styrker i parentes).



FIGUR 43 LODRET SNIT I SAMLING IMELLEM DÆK OG VÆG VED ENDEVEDERLAG

Der anvendes mindst 150 mm vægtykkelse iht. dæklagskrav på kantarmeringen, ligesom der anvendes mindst 2 Ø8 KS550 armeringsstænger som kantarmering og bøjle Ø6 i S235.

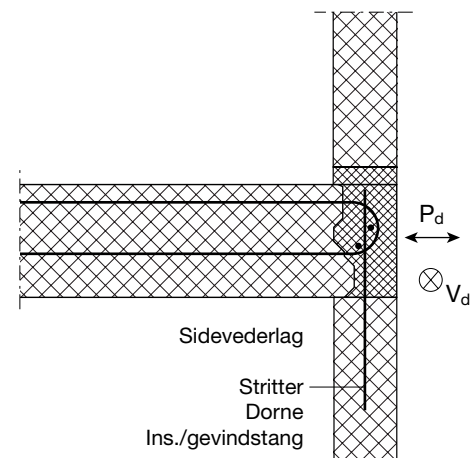
Bæreevnerne kan bestemmes som beskrevet fig. 41.



FIGUR 44 LODRET SNIT I SAMLING IMELLEM DÆK OG VÆG VED SIDEVEDERLAG

Der anvendes mindst 120 mm vægtykkelse iht. dæklagskrav på kantarmeringen, ligesom der anvendes mindst 2 Ø8 KS550 armeringsstænger som kantarmering og bøjle Ø6 i S235.

Bæreevnerne kan bestemmes som beskrevet fig. 41.

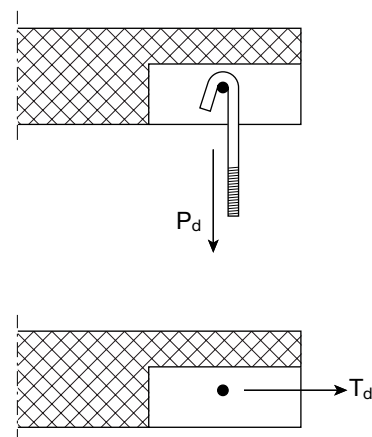


FIGUR 45 (VANDRET SNIT)

Benyttes der en SE-samling med Ø10 krogbøjle i KS550 kvalitet, mindst 35 mm dæklag og en mindste afstand imellem bøjlerne på 350 mm kan bæreevnerne T_d , V_d og P_d iflg. /13/ sættes til værdierne nedenfor for vægge med mindst 100 mm tykkelse.

	Trykstyrke MPa	
Krogbøjle	10	15
P_d (Ø10)	2,5 (4,3)	3,0 (5,1)
T_d (Ø10)	3,0 (5,1)	4,5 (7,7)

Regningsmæssig bæreevne af SE-bøjler, kN.
(Karakteristiske styrker i parentes).



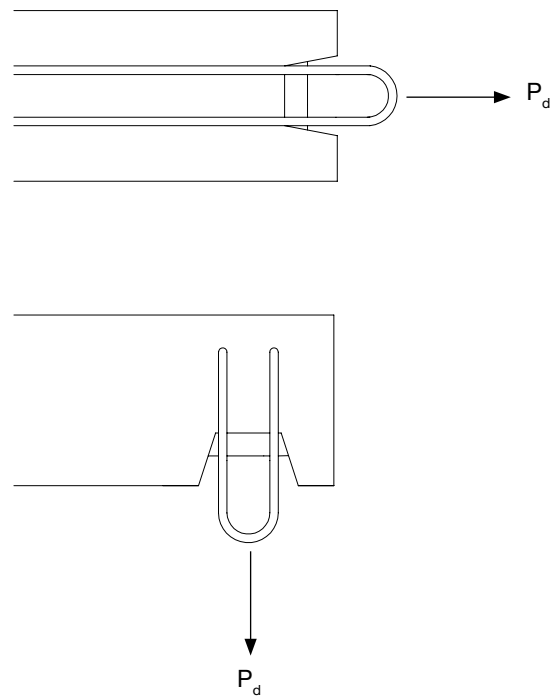
FIGUR 46 (VANDRET SNIT)

Anvendes der Ø6 mm bøjler i S235 kvalitet med mindst 50 mm afstand fra center af bøjle til elementkant kan der iflg /13/ regnes med følgende bæreevner:

Bøjle	Trykstyrke MPa	
	10	15
P_d (Ø6)	3,8 (6,5)	4,7 (8,0)

Regningsmæssig bæreevne af bøjler, kN.
(Karakteristiske styrker i parentes).

Bøjlerne skal have en indbyrdes afstand på mindst 300 mm, ligesom bøjlerne skal forankres med krog.





8. REFERENCER

- /1/ EUROCODE 0: Projekteringsgrundlag
- DS/EN 1990: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner
- /2/ EUROCODE 1: Last på bærende konstruktioner
- DS/EN 1991-1-1: Generelle laster – Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger
 - DS/EN 1991-1-2: Generelle laster – Brandlast
 - DS/EN 1991-1-3: Generelle laster – Snelast
 - DS/EN 1991-1-4: Generelle laster – Vindlast
- /3/ EUROCODE 2: Betonkonstruktioner
- DS/EN 1992-1-1: Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner
 - DS/EN 1992-1-2: Generelle regler – Brandteknisk dimensionering
- /4/ EUROCODE 6: Murværkskonstruktioner
- DS/EN 1996-1-1: Generelle regler for armeret og uarmeret murværk
 - DS/EN 1996-1-2: Generelle regler – Brandteknisk dimensionering
- /5/ DS/EN 1520: Præfabrikerede armerede elementer af letbeton med lette tilslag og åben struktur med bærende eller ikke-bærende armering
- /6/ EN 1520 DK NA; Nationalt annekset for DS/EN 1520
- /7/ DS/INF 168: Supplerende vejledning ved brug af DS/EN 1520, Præfabrikerede armerede elementer af letbeton med lette tilslag og åben struktur
- /8/ Hæfte 3 "Lydisolering for væg- og dækelementer i letbeton" udgivet af Letbetonelementgruppen under Betonelement-Foreningen, DI Byggeri.
- /9/ DS/EN 845-1 "Forskrift for hjælpekomponenter til murværk - Del 1: Murbindere, trækbånd, bjælkesko og vederlagskonsoller".
- /10/ Hæfte 9 "Brandmodstandsevne for vægge og dæk af letklinkerbeton", udgivet af Letbetonelementgruppen under Betonelement-Foreningen, DI Byggeri.
- /11/ "Hvor går grænsen? www.tolerancer.dk udgivet af DI Byggeri.
- /12/ "HILTI. Letklinkerbeton", Hilti Danmark A/S, juni 2003.
- /13/ "Notat om udtræksstyrker og beregning af samlinger imellem vægelementer", BIH, 25 Oktober 2008.
- /14/ Hæfte 8 "Dimensioneringsprincipper for uarmerede vægelementer for væg- og dækelementer i letbeton" udgivet af Letbetonelementgruppen under Betonelement-Foreningen, DI Byggeri.

FÅ RÅD OG VEJLEDNING



Mange byggeprojekter kan med fordel realiseres med elementer af letbeton. Kontakt derfor en af producenterne for råd og vejledning på et tidligt stadie i projektet, så du får den bedste løsning til dit byggeri.

SEKRETARIAT

Betonelement-Foreningen, DI Byggeri
Letbetonelementgruppen
H. C. Andersens Blvd. 18
1553 København V
Telefon: 3377 3377
betonelementforeningen@di.dk
www.danskindustri.dk/brancher/di-byggeri

ELEMENTPRODUCENTER

EXPAN
Ribevej 45
6650 Brørup
Telefon: 7637 7000
post@expan.dk
www.expan.dk

EXPAN
Purhusvej 6, Linå
8600 Silkeborg
Telefon: 7637 7000
post@expan.dk
www.expan.dk

EXPAN
Bækgårdsvej 74
4140 Borup
Telefon: 7637 7000
post@expan.dk
www.expan.dk

EXPAN
Snavevej 23
5471 Søndersø
Telefon: 7637 7000
post@expan.dk
www.expan.dk

Heidelberg Materials Precast Denmark A/S
Mads Clausensvej 58
6360 Tinglev
Telefon: 7217 1000
info@heidelbergmaterials.dk
www.precast.heidelbergmaterials.dk

Gandrup Element A/S
Teglværksvej 35
9362 Gandrup
Telefon: 9654 3800
ge@gandrupelement.dk
www.gandrupelement.dk

Leth Beton A/S
Rishøjvej 26
7755 Bedsted Thy
Telefon: 9794 5511
post@lethbeton.dk
www.lethbeton.dk

thomas praefab Østervrå A/S
Høngårdsvej 30
9750 Øster Vrå
Telefon: 9895 1300
praefa@praefa.dk
www.thomas-gruppe.dk

Niss Sørensen & Søn A/S
Drosselvej 9, Balling
7860 Spøttrup
Telefon: 9756 4222
nes@nssas.dk
www.nssas.dk

SAMARBEJDSPARTNERE

Aalborg Portland
Rørdalsvej 44, Postboks 165
9100 Aalborg
Telefon: 9816 7777
sales@aalborg-portland.dk
www.aalborg-portland.dk



assisting.dk_012023



Scan og besøg vores site

Letbetonelementgruppen under Betonelement-Foreningen, DI Byggeri
H.C. Andersens Blvd. 18, 1553 København V

Tlf. 3377 3377

betonelementforeningen@di.dk

www.danskindustri.dk/medlemsforeninger/foreningssites/dansk-beton/betonelement-foreningen