

Helvægge og dæk af letbeton

Bæreevne og stabilitet

HÆFTE NR.
OKT. 2009

2



dansk  beton

LETBETONELEMENTGRUPPEN – BIH

Indholdsfortegnelse

1. Generelle oplysninger	3-7
1.1 Forudsætninger	3
1.2 Varedeklaration	3
1.3 Materialeleværdier	3-4
1.4 Anvendelsesområder	4
1.5 Lasttilfælde	5
1.6 Vindlast på huse	5-7
2. Lodret last	8-14
2.1 Vederlagstryk	8
2.2 Afskalningsbrud	9
2.3 Fordeling af lodret last	9
2.4 Excentriciteter	10-11
2.5 Lodret bæreevne	12-13
2.6 Vindues- og dørbjælker	14
3. Lodret og vandret last	15-18
3.1 Lodret og vandret bæreevne	15-17
3.2 Søjler og vægskiver	17
3.3 Bagmurselementer uden lodret last	17-18
3.4 Trådbindere	18
4. Dækelementer	19-21
4.1 Forudsætninger og varedeklaration	19
4.2 Materialeleværdier	19
4.3 Momentbæreevne	19-20
4.4 Forskydningsbæreevne	20
4.5 Nedbøjninger	21
4.6 Vederlag	21
5. Det generelle statiske system	22
6. Skivebygningers stabilitet	23-28
6.1 Lastgang i skivesystemer	23
6.2 Dækskiver, statiske modeller	23
6.3 Dækskive, typisk plan	23
6.4 Vægskiver, generelt	24
6.5 Vægelementer, understøtning	24
6.6 Vægskiver, stabilitet generelt	25
6.7 Vægskiver, laster og reaktioner	25-26
6.8 Beregning af skivestabilitet i letbetonelement	27
6.9 Robusthed af konstruktioner	28
7. Samlinger og detaljer	29-36
7.1 Samlinger generelt	29
7.2 Forankringer og samlinger	29
7.3 Robusthed	29
- Detaljer	30-36
8. Referencer	37
9. Virksomhederne bag BIH	39

Forord

Nærværende projekteringsanvisning omhandler beregning og anvendelse af letbetonelementer fremstillet af letbeton med porøse tilslag af Leca-klinker.

Anvisningen omfatter letbetonelementer med densiteter i området 900 – 2000 kg/m³, i trykstyrker fra 3,5 til 15 MPa. I søjler og bjælker kan trykstyrken gå op til 20 MPa eller højere, dersom der anvendes let konstruktionsbeton eller beton.

Let konstruktionsbeton er en beton med lukket struktur, fremstillet med lette tilslag. Denne beton og 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- og erhvervsbyggeri.

Det forudsættes, at brugeren af projekteringsanvisningen har den fornødne tekniske indsigt, samt har kendskab til Eurocodes og Europæiske produktstandarder med tilhørende nationale dokumenter og kan vurdere de fremkomne resultater.

Den nærværende 5. udgave er en ajourføring med hensyn til DS/EN 1520 /5/, det tilhørende nationale annex /6/ og til DS/INF 168:2008 /7/, idet der dog er indført et afsnit 4, dæk, med hovedvægt lagt på beregning af dækelementer og et kapitel 5 med generel statik.

Det er valgt, at bæreevnediagrammer kun bringes for en betontype, mens diagrammerne for de øvrige betontyper kan genereres ved brug af de Excel-regneark, der er placerede på BIH's hjemmeside på <http://www.bih.dk/>. Regnearkene udfyldes med bøjningstrækstyrker og E-modules, som kan beregnes ud fra trykstyrke og densitet, mens der henvises til producenter for deklarerede værdier.

Samlingseksemplerne er blevet suppleret med nye samlingstyper.

Projekteringsanvisningen er udarbejdet af:

Docent (MSO), Lic.Tech. Per Goltermann, DTU-Byg og Lektor, akademiingeniør Per Kjærbye, DTU-Byg.

Anvisningen er udarbejdet 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.

1.1 Forudsætninger

I projekteringsanvisningen er anvendt følgende normer, standarder og vejledninger:

- /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: CEN-standard for præfabrikerede armerede elementer af letklinkerbeton med åben struktur, udgave august 2004.
- /6/ EN 1520 DK NA:2008; Nationalt annekst for DS/EN 1520, udgave 2008.
- /7/ DS/INF 168: Supplerende vejledning ved brug af DS/EN 1520, Præfabrikerede armerede elementer af letbeton med lette tilslag og åben struktur, udgave august 2008.

Endvidere er anvendt oplyste værdier fra BIH's hæfter og fra producenter og leverandørers deklARATIONER.

Nærværende projekteringsanvisning 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 trediepartskontrollens 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 for anvendelsen nødvendige egenskaber og skal foruden fortolkning af eventuel kodebetegnelse og oplysning om elementernes alder ved tidligste anvendelsestidspunkt indeholde:

- måltolerancer for højde, bredde og tykkelse
- letbetonens tør densitet 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 deklareret 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 Materialeleværdier

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

1. Generelle oplysninger

- Deklareret bøjningstrækstyrke⁽¹⁾ $f_{tk} = 1,75 \text{ MPa}$
- Middeldensitet = 1800 kg/m^3
- Mideleleasticitetsmodul $E_{cm}^{(1)} = 14400 \text{ MPa}$
- Maksimal fugtindhold ved levering = 10 %

Note 1): Bøjningstrækstyrken og mideleleasticitsmodulet er her beregnet iflg. formlerne i DS/EN 1520, afsnit 4.3.4 og 4.3.6 /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 BIH's hæfte 9 "Helvægge og dæk af letklinkerbeton. Brandmodstandsevne for vægge og dæk af letklinkerbeton" /10/.

Lydvægge

Lydvægge behandles detaljeret i BIH's hæfte 3 "Helvegselementer, 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

Tykkelse : +/- 5 mm

Højde og længde: +/- 8 mm

Yderligere informationer om tolerancer og overfladespecifikationer kan findes i "Hvor går grænsen" /11/

Standardarmering

Alle vægelementer leveres med en standardtransportarmering bestående af mindst 1 net i midten Ø 4/250 samt armering omkring vinduer og døre.

1.4 Anvendelsesområder

Letbetonelementer anvendes til følgende:

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

Af hensyn til svindet bør der ikke anvendes letbetonelementer med længde over ca. 6 m. Ved vægge længere end 6 m tages der hensyn til svindet, afhængigt af betontypen og konstruktionsdelens udformning.

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

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

1.5 Lasttilfælde

Letbetonelementer skal principielt undersøges i en række lastkombinationer i anvendelses- og brudtilstanden, hvor vindlasten normalt er dimensionsgivende, men der skal foretages en vurdering af masselasten.

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:

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

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 kraftkoefficient for en bygningsform
$q_p(z_e)$	er det maksimale hastighedstryk (= $c_e(z) \cdot q_b$) i kPa
$c_e(z)$	er en "exposure" faktor, afhængig af hushøjde 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 m ²
w_e	er vindtrykket (= $q_p(z_e) \cdot c_{pe}$) på ydre overflader i kPa
w_i	er vindtrykket (= $q_p(z_e) \cdot c_{pi}$) 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:

- a) Basisvindhastigheden bestemmes.

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 24 = 24 \text{ m/sek}$$

- b) Referencehøjde z_0 bestemmes ud fra en af de 4 terrænkategorier I, II, III og IV, se tabel 2 (side 6).
- c) Basishastighedstrykket udregnes som $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$
- d) Referencehøjder z_e med tilhørende profiler for hastighedstryk $q_p(z_e)$ bestemmes, se figur 1 (side 6).
- e) 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.
- f) Koefficienter for udvendige trykforhold c_{pe} bestemmes, se tabel 3 (side 7).
- g) Vindtrykket for ydre overflader udregnes som $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$
- h) Koefficient for indvendigt trykforhold c_{pi} bestemmes, se figur 4 (side 7).
- i) Vindtrykket for indre overflader udregnes som $w_i = q_p(z_e) \cdot c_{pi}$
- j) Referencearealerne for udvendige og indvendige overflader A_{ref} beregnes.
- k) Friktionskoefficient for ydre overflade bestemmes, se tabel 4 (side 7).
- l) Udvendigt friktionsareal A_{fr} beregnes.
- m) 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

$$c = c_{pe} + c_{pi} = 1,2 + 0,3 = 1,5$$

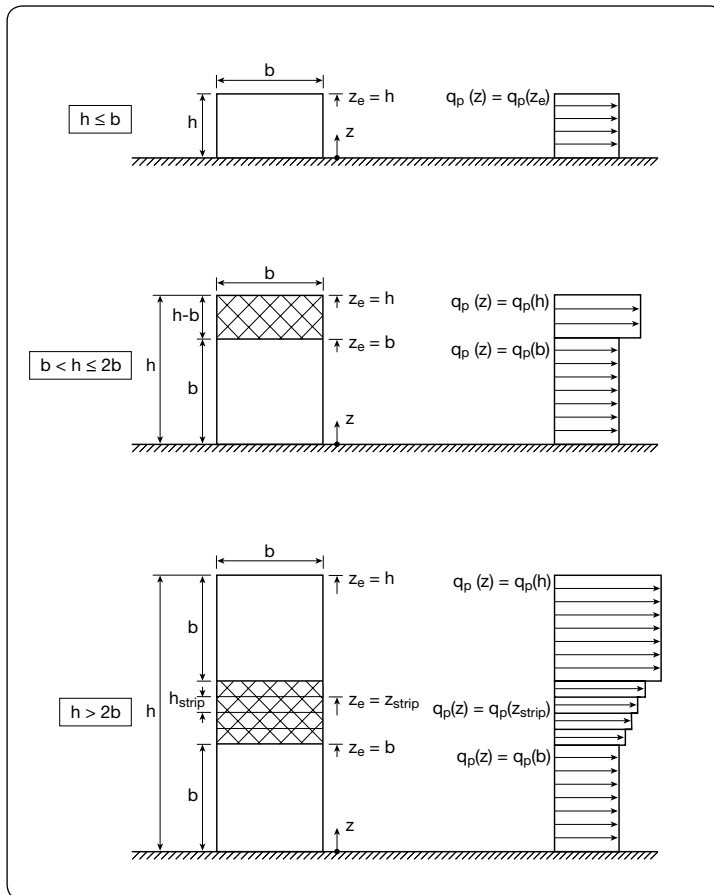
Middel vindtryk på ydervægge

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

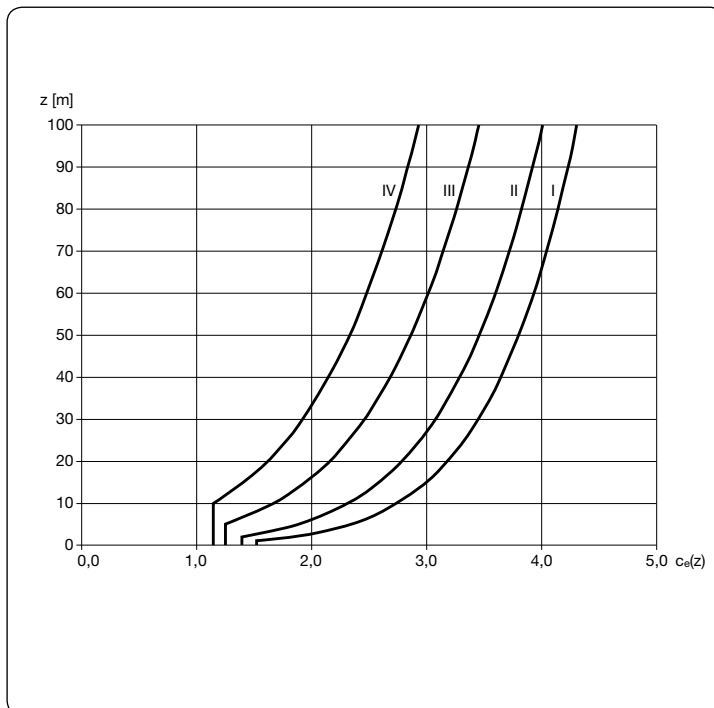
Ved stabilitetsberegninger

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

1. Generelle oplysninger



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

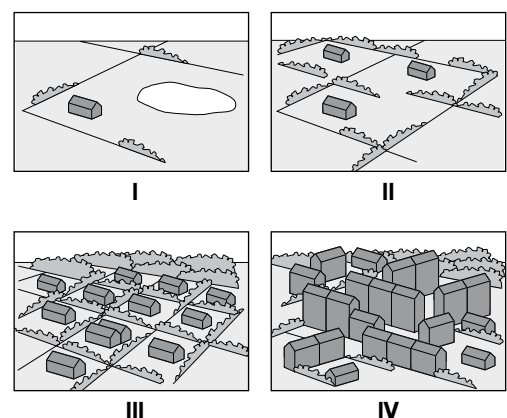


Figur 2. Eksponeringsfaktor c_e iflg. DS/EN 1991-1-4, figur 4.2 /2/.

Terrænklasse	z_0 m	$z_{min.}$ m
I Søer eller flade og vandrette områder med kun spredt bevoksning og uden forhindringer.	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 terrænparametre, iflg Eurocode DS/EN 1991-1-4, tabel 4.1 /2/.

Note: Terrænkategoriene 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, anneks A /2/.

1. Generelle oplysninger

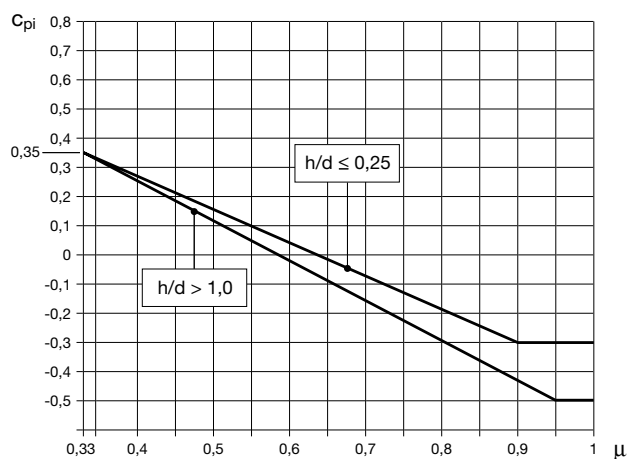
Zone	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

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

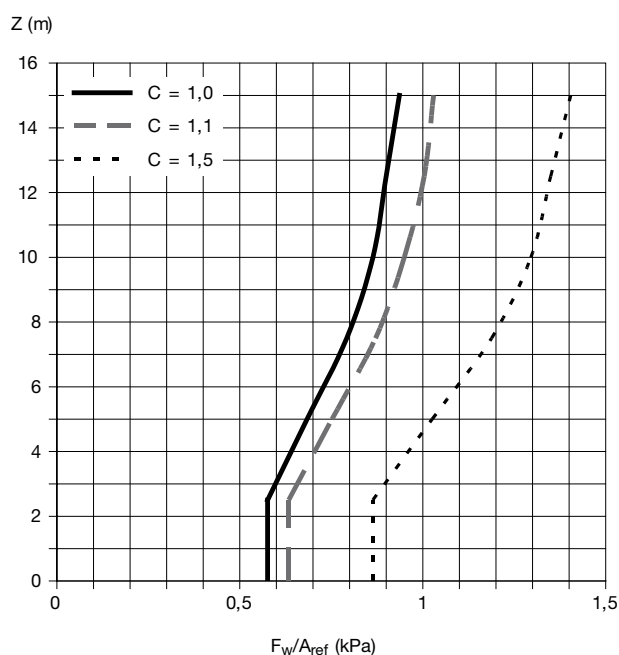
Tabel 4. Friktionskoefficienter c_{fr} for overflader på vægge, brystninger og tage, iflg DS/EN 1991-1-4, tabel 7.10 /2/.

Overflade	Friktionskoefficient c_{fr}
Glat	0,01
Ru	0,02
Meget ru	0,03

Figur 4. Indvendige trykkoeficienter 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 $1,5$ som funktion af bygningshøjden z for $z \leq 15$ m. Basisvindhastighed 24 m/sek og terrænkategori II.



2. Lodret last

2.1 Vederlagstryk

Maksimal regningsmæssig vederlagsbæreevne:

$$R_d = \frac{f_{c,kant}}{\gamma_m} \cdot b_e \cdot a_e \cdot k = f_d \cdot b_e \cdot a_e \cdot k$$

hvor

$$k = 0,2 + 0,6 \sqrt{A_2 / A_1}$$

idet A_2 / A_1 ikke sættes højere end 5

og

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_m$$

hvor

f_{ck} er den deklarerede karakteristiske styrke

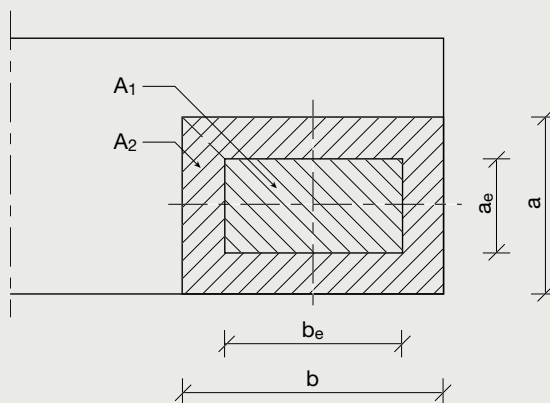
$f_{c,kant}$ er letbetonens trykstyrke ved kanten af væg-elementet. Fabrikkerne deklarerer $f_{c,kant} = f_{ck}$

a_e er vederlagets dimension vinkelret på væg-gens plan. Ved effektiv udstøbning af vederlagsfugen kan a_e sættes lig $t - 2e_0$

A_1 er det effektive lejeareal lig $a_e \cdot b_e$

A_2 er det centralt belastede areal, som fremkommer ved ligelig fordeling af den lodrette last under 1:2, $a \cdot b$

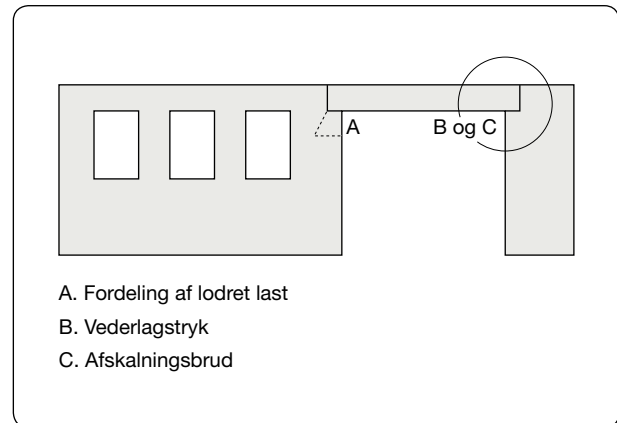
γ_m er partialkoefficienten på trykstyrken.



Figur 6. Vederlagstryk og dets fordeling.

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.



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

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

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

$$A_1 = a \cdot b = 200 \cdot 70 = 14000 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = a_e \cdot b_e = A_1 \Rightarrow$$

$$k = 0,2 + 0,6 \sqrt{A_2 / A_1} = 0,8$$

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

$$f_{c,kant} = f_{ck}$$

$$R_d = \frac{f_{c,kant}}{\gamma_m} \cdot b_e \cdot a_e \cdot k = \frac{10}{1,55} \cdot 200 \cdot 70 \cdot 0,8$$

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

Bæreevnen ved vederlagstryk er således tilstrækkelig.

2.2 Afskalningsbrud

Det skal eftervises, at der ikke opstår afskalningsbrud i en flade med hældning 1:2.

Ved dimensionering for spaltekræfter og afskalningsbrud kan letbetonens træk- og forskydningsstyrke sættes lig $0,5 \cdot f_{tk}$, hvor

f_{tk} er letbetonens deklarerede bøjningstrækstyrke

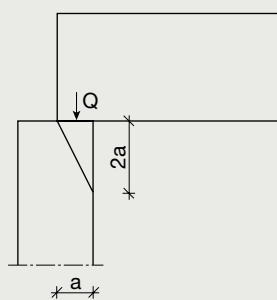
Den regningsmæssige forskydningspænding må i brudfladen ikke overskride τ_d

$$\tau_d = 0,5 \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_{tm}}$$

hvor

γ_{tm} er partialkoefficienten på bøjningstrækstyrken

$$\tau = \frac{2 \cdot Q}{5 \cdot a \cdot b} \leq \tau_d$$



Figur 8. Lastfordeling ved kontrol af afskalningsbrud.

Eksempel 2.2: Afskalningsbrud

Det skal eftervises, at der ikke sker afskalningsbrud i væggen under bjælken i eksempel 2.1.

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

$$\begin{aligned} f_{tk} &= 0,42 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \eta_1 = 0,42 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot (0,4 + 0,6\rho / 2200) \\ &= 0,42 \cdot 10^{2/3} \cdot (0,4 + 0,6 \cdot 1800 / 2200) = 1,75 \text{ MPa} \end{aligned}$$

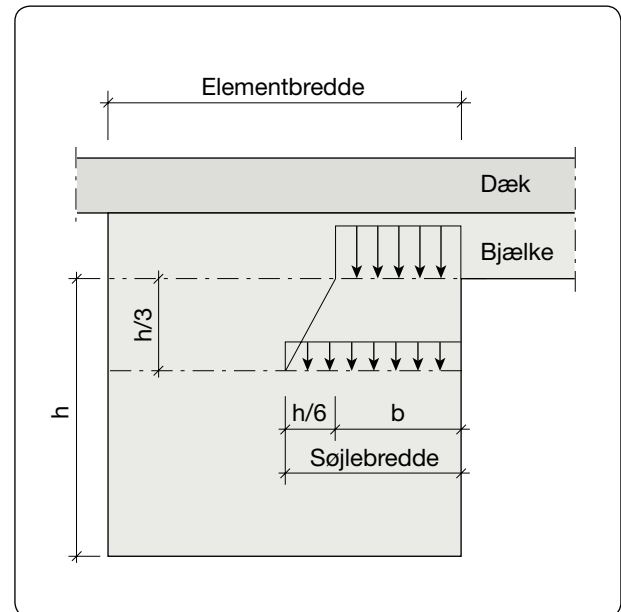
Forskydningspændingen τ beregnes og det kontrolleres at den ligger under den regningsmæssige forskydningsstyrke τ_d , dvs

$$\tau = \frac{2Q}{5 \cdot a \cdot b} = \frac{2 \cdot 20 \cdot 10^3}{5 \cdot 200 \cdot 120} = 0,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_d = 0,5 \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_{tm}} = 0,5 \cdot \frac{1,75}{1,60} = 0,55 \text{ MPa}$$

Det ses at styrken er tilstrækkelig.

2.3 Fordeling af lodret last



Figur 9. Fordeling af koncentreret last.

Eksempel 2.3: Fordeling af lodret last

Reaktionen fra bjælken på figur 7 kan fordeles over en vis bredde af væggen. I det aktuelle tilfælde er den totale højde af væggen 2,8 m og højden af bjælken er 300 mm, hvilket betyder at højden h fra vederlagsniveau til foden af væggen beregnes som

$$h = 2800 - 300 = 2500 \text{ mm}$$

Da vederlagsdybden var 200 mm, kan den lodrette last maksimalt fordeles over en bredde på

$$\text{Søjlebredde} = h / 6 + b = 2800 / 6 + 200 = 666 \text{ mm}$$

Dette forudsætter dog at afstanden b_{pille} imellem vindue og elementkant er større end de 666 mm, ellers skal søjlebredden reduceres til b_{pille} .

2. Lodret last

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.

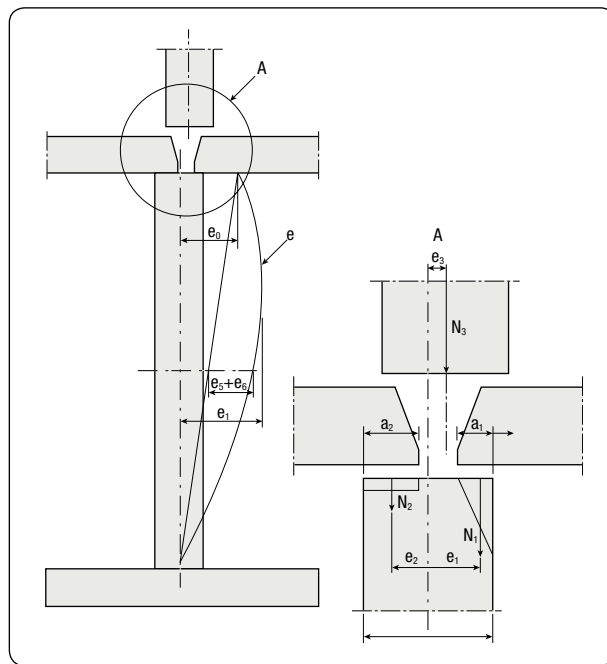
For de almindelig forekommende tilfælde, kan excentriciteterne bestemmes som angivet i de 3 efterfølgende eksempler, hvor der anvendes følgende betegnelser for excentriciteterne:

- 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 tredjedelspunkter svarende til trekantformet spændingsfordeling med største spænding langs væggens 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.

Idet dækkene forudsættes at være simpelt understøttede, a_2 er den foreskrevne vederlagsdybde og a_1 den minimalt tilladte, findes når $N_1 \geq N_2$

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

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

e_3 er min 10 mm

e_4 er 0 mm (ingen indspænding).

e_5 er min 5 mm

Excentriciteten foroven i væggen er da

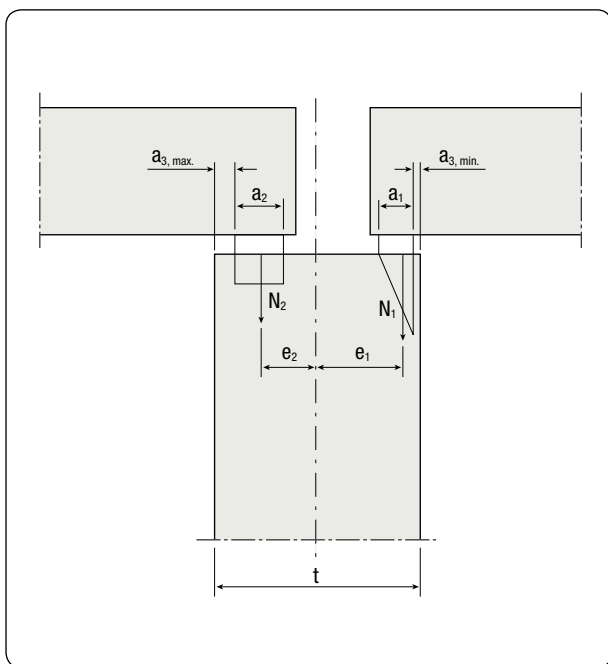
$$e_0 = \frac{1}{N_1 + N_2 + N_3} (e_1 N_1 - e_2 N_2 + e_3 N_3) + e_4$$

Excentriciteten på den midterste trediedel 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.

Ilidet $N_1 > N_2$ findes

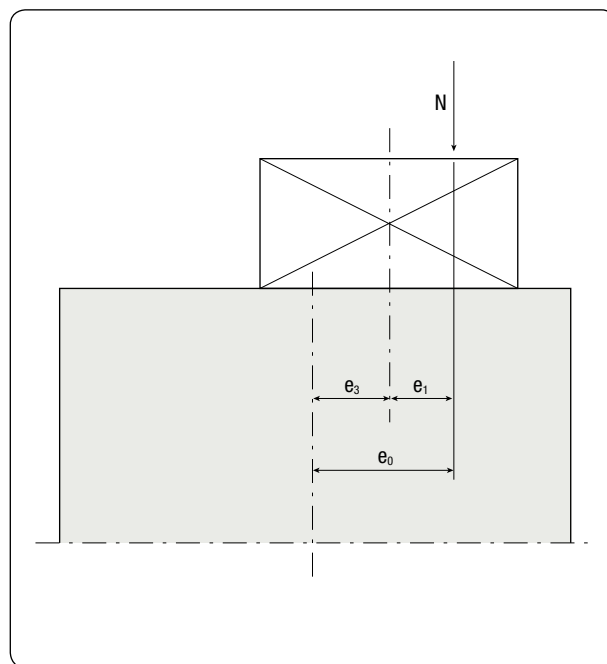
$$e_1 = \frac{t}{2} - a_{3, \min.} - \frac{1}{3} a_1$$

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

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.

$$e_0 = e_1 + e_3$$

hvor

e_1 er 1/6 af remmens bredde

e_3 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. Lodret last

2.5 Lodret bæreevne

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 $A_c = b_e (t - 2e_t)$

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 væggenes 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 resulterende excentricitet i tykkelsesretningen.

E_{cm} er middelværdien af elasticitetsmodulet.

t er den regningsmæssige vægtykkelse.

γ_m er partialkoefficienten på betonens trykstyrke.

Den lodrette regningsmæssige bæreevne i kN pr. m væg kan for forskellige vægtykkelser og væghøjder bestemmes ved hjælp af diagram 1 (side 13).

Diagrammet genereres for den aktuelle beton ved Excel-regnearket, som downloades fra BIH's hjemmeside og er for LAC 10/1800 vist nedenfor som eksempel. For andre væghøjder kan der interpoleres mellem de enkelte kurver

Slankhedsforholdet skal derudover overholde kravet

$$\frac{l_s}{t_s} \leq 38$$

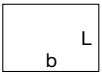
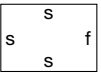
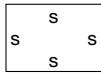
hvor t_s sættes til t for en massiv væg.

Nominal vægtykkelse t (mm)	Maksimal væghøjde l_s (m)
100	3,80
120	4,56
150	5,70
180	6,84
200	7,60
220	8,36
240	9,12

Tabel 5. Maksimal væghøjde.

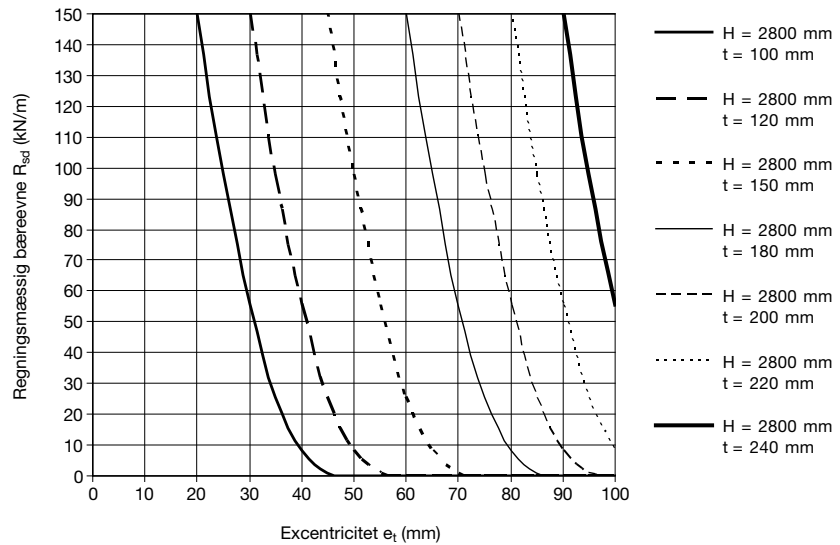
Beregning af tre- og firesidigt understøttede vægge

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	$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{L}{3b} \right)^2}$	$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{L}{b} \right)^2}$ for $b \geq L$ $\beta = \frac{b}{2L}$ 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 .

Diagram 1. Lodret bæreevne R_{sd} (vist for LAC 10/1800).



Eksempel 2.5: Lodret bæreevne

Et letbetonelement: En langsgående skillevej med tykkelse $t = 150$ mm, højde $L = 3,5$ m og bredde $b = 4,0$ m belastes lodret med en linielast på $q = 20$ kN/m med en ekscentricitet på $e_t = 30$ mm. Væggen er simpelt understøttet foroven og forneden og ved den ene ende af tværvægge, således at væggen er tresidigt understøttet. Væggen er udført i LAC 10/1800.

Faktoren β beregnes som

$$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{L}{3b}\right)^2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{3500}{3 \cdot 4000}\right)^2} = 0,92$$

således at søjlelængden bliver

$$l_s = L \cdot \beta = 3500 \cdot 0,92 = 3220 \text{ mm}$$

Til brug for bæreevneberegningen skal middelelasticitetsmodulet E_{cm} bestemmes iflg DS/EN 1520 (hvis producenten ikke allerede har deklareret det) som

$$E_{cm} = 10000 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \eta_2 = 10000 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot (\rho / 2200)^2$$

$$= 10000 \cdot 10^{1/3} \cdot (1800 / 2200)^2 = 14400 \text{ MPa}$$

hvorefter søjlefaktoren beregnes som

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

$$= \frac{1}{1 + 12 \cdot \left(\frac{10}{14400 \cdot \pi^2}\right) \cdot \left(\frac{3220}{150 - 2 \cdot 30}\right)^2} = 0,48$$

og bærevnen pr m bestemmes som

$$R_d = k_s \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_m} (t_s - 2e_t)$$

$$= 0,48 \cdot \frac{10}{1,55} (150 - 2 \cdot 30) = 279 \text{ N/mm} = 279 \text{ kN/m}$$

hvilket er langt over den aktuelle belastning på 20 kN/m.

Opdelt element: Af hensyn til transport og produktion deles elementet nu i to dele, hver med bredden 2,0 m. Det ene element vil naturligvis være tresidigt understøttet og have en lidt højere bæreevne end vi lige har beregnet, men det andet element skal beregnes som enkeltspændt, idet det kun er simpelt understøttet i top og bund. Vi gennemfører derfor de samme beregninger igen, blot vil

$$l_s = L = 3500 \text{ mm} \Rightarrow$$

$$k_s = \frac{1}{1 + 12 \cdot \left(\frac{10}{14400 \cdot \pi^2}\right) \cdot \left(\frac{3500}{150 - 2 \cdot 30}\right)^2} = 0,44$$

og bærevnen pr bredde bestemmes som

$$R_d/b = k_s \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_m} (t_s - 2e_t)$$

$$= 0,44 \cdot \frac{10}{1,55} (150 - 2 \cdot 30) = 255 \text{ N/mm} = 255 \text{ kN/m}$$

hvilket stadigvæk er langt over den aktuelle belastning på 20 kN/m.

2. Lodret last

2.6 Vindues- og dørbjælker

Ved vinduesåbninger med bredde under 2,0 m støbes elementet normal som et sammenhængende element. Vinduesbjælken støbes med armeringen indstøbt i letbeton, let konstruktionsbeton eller i ordinær 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, let konstruktionsbeton eller i ordinær 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 200 mm ind over vederlag, uanset om der benyttes indstøbte eller separate bjælker.

Den nødvendige længde fastlægges ved vurdering af risikoen for afskalning, maksimalt vederlagstryk og af 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.
- Anvendelse af et af eksemplerne på forsvarlig forankring.
- Fuldskalaprovning, som viser at forankringen er tilstrækkelig.

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

3. Lodret og vandret last

3.1 Lodret og vandret bæreevne

Det eftervises, at de regningsmæssige trækantspændinger opfylder betingelsen:

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

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 ($N_{cr} = R_{sd}$), idet excentriciteten sættes lig e_{cr}

e_{cr} er lig med letbetonelementets afvigelse fra planform, normalt sat til 5 mm.

e_t er excentriciteten bestemt ud fra såvel lodret som vandret last.

f_{tk} er letbetonens deklarerede bøjningstrækstyrke.

γ_{cm} er partialkoefficienten for trykstyrken.

γ_{tm} er partialkoefficienten for bøjningstrækstyrken.

M_v er moment fra vindlast.

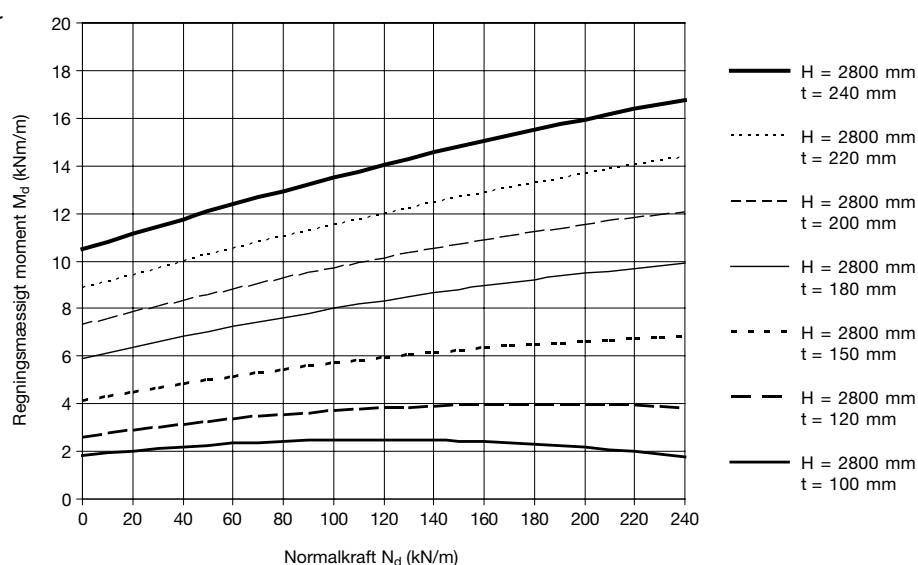
M_d er det regningsmæssige moment, hvor

$$M_d = N_d \cdot e + M_v = e_t \cdot N_d$$

Bæreevne af elementer med både lodret og vandret last kan bestemmes ved hjælp af nedenstående diagram 2. Diagrammet genereres for den aktuelle beton ved Excel-regnearket, som downloades fra foreningens hjemmeside og er for LAC 10/1800 vist nedenfor som eksempel.

Diagram 2. M-N diagram for væg (LAC 10/1800).

Kurverne gælder for regningsmæssige laster i brudgrænsetilstanden. Elementerne er understøttet foroven og forneden.



3. Lodret og vandret last

Eksempel 3.1: Lodret og vandret bæreevne

Letbetonelement uden åbninger: Et bagmurselement med højden $L = 2,8$ m og elementtykkelse $t = 120$ mm er simpelt understøttet foroven og forneden og belastes med en lodret last $N = 15$ kN/m med 25 mm excentricitet samt en tværlast q på $1,0$ kN/m². Væggen er udført i LAC10/1800 med en deklareret bøjningstrækstyrke f_{tk} på $1,75$ MPa og et middelelasticitetsmodul E_{cm} på 14400 MPa.

Det samlede moment fra den lodrette og vandrette last og den samlede excentricitet beregnes som

$$M_0 = N_d \cdot e_N + 1/8 \cdot q \cdot L^2$$

$$15 \cdot 25 + 1/8 \cdot 1,0 \cdot 10^{-3} \cdot 2800^2$$

$$= 1355 \text{ Nmm/mm} = 1,36 \text{ kNm/m}$$

Opslag i diagram 2 (side 15) viser at væggen kan bære lastkombinationen $N = 15$ kN/m og $M = 1,36$ kNm/m.

Alternativt kan bæreevnen eftervises ved beregning som vist nedenfor.

Den kritiske normalkraft N_{cr} beregnes for en excentricitet e_{cr} på 5 mm som angivet i afsnit 2.5, dvs

$$k_s = \frac{1}{1 + 12 \cdot \left(\frac{10}{14400 \cdot \pi^2} \right) \cdot \left(\frac{2800}{120 - 2 \cdot 5} \right)^2} = 0,65 \Rightarrow$$

$$N_{cr} = k_s \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_m} (t_s - 2e_{cr}) = 0,65 \cdot \frac{10}{1,55} (120 - 2 \cdot 5)$$

$$= 461 \text{ N/mm} = 461 \text{ kN/m}$$

Den samlede excentricitet beregnes som

$$e_t = M_0 / N_d = 1355 / 15 = 90,3 \text{ mm}$$

hvorefter spændingerne i de to sider af elementet skal bestemmes og kontrolleres

$$\sigma_{td} = -\frac{N_d}{b_e \cdot t} + \frac{6N_{cr}}{N_{cr} - N_d} \cdot \frac{N_d \cdot e_t}{b_e \cdot t^2} \quad (\text{træk})$$

$$= -\frac{15 \cdot 10^3}{1000 \cdot 120} + \frac{6 \cdot 461}{461 - 15} \cdot \frac{15 \cdot 10^3 \cdot 90,3}{1000 \cdot 120^2} = 0,46 \text{ MPa}$$

$$\leq \frac{f_{tk}}{\gamma_m} = \frac{1,75}{160} = 1,09 \text{ MPa}$$

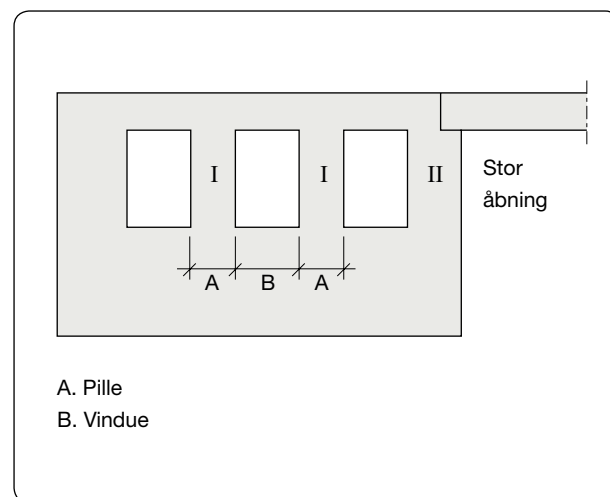
$$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{b_e \cdot t} + \frac{6N_{cr}}{N_{cr} - N_d} \cdot \frac{N_d \cdot e_t}{b_e \cdot t^2} \quad (\text{tryk})$$

$$= \frac{15 \cdot 10^3}{1000 \cdot 120} + \frac{6 \cdot 461}{461 - 15} \cdot \frac{15 \cdot 10^3 \cdot 90,3}{1000 \cdot 120^2} = 0,71 \text{ MPa}$$

$$\leq \frac{f_{ck}}{\gamma_m} = \frac{10}{1,55} = 6,45 \text{ MPa}$$

Det ses, at bæreevnen er tilstrækkelig, da de beregnede spændinger ligger under de regningsmæssige styrker.

Letbetonelement med åbninger: Bagmurselementet ændres, så der er vindueshuller i elementet som vist på figur 13. Vindueshullerne er $0,61$ m brede og afstandene imellem hullerne (pillebredden) er $0,59$ m.



Figur 13. Bagmurselement med vindueshuller.

Det antages at der indbygges en søjle i vægpillen nærmest den store åbning (II på Figur 13), da denne modtager lodret og vandret last fra et stort område og samtidig har et lille tværsnit.

De andre vægpillen (I på Figur 13) skal bære lasten fra en lastbredde b på en reduceret bredde b_{red} , som svarer til pille-bredden, dvs

$$b = 0,61 / 2 + 0,59 + 0,61 / 2 = 1,20 \text{ m}$$

$$b_{red} = 0,59 \text{ m}$$

Snit udfor vinduerne undersøges og det ses, at den lodrette last pr bredde, det samlede moment fra den

lodrette og vandrette last og den samlede excentricitet beregnes som

$$N_d = 15 \cdot \frac{b}{b_{red}} = 15 \cdot \frac{1,20}{0,59}$$

$$= 30,51 \text{ N/mm} = 30,51 \text{ kN/m}$$

$$M_0 = N_d \cdot e_N + 1/8 \cdot q \cdot \frac{b}{b_{red}} \cdot L^2$$

$$= 30,51 \cdot 25 + 1/8 \cdot 1,0 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1,20}{0,59} \cdot 2800^2$$

$$= 2756 \text{ Nmm/mm} \sim 2,75 \text{ kNm/m}$$

Opslag i diagram 2 viser, at væggen kan bære lastkombinationen $N = 30,51 \text{ kN/m}$ og $M = 2,75 \text{ kNm/m}$

Alternativt kan bæreevnen eftervises ved beregning af spændingerne i de to sider af elementet skal bestemmes og kontrolleres

$$\sigma_{td} = -\frac{N_d}{b_e \cdot t} + \frac{6N_{cr}}{N_{cr} - N_d} \cdot \frac{N_d \cdot e_t}{b_e \cdot t^2} \quad (\text{træk})$$

$$= -\frac{30,51 \cdot 10^3}{1000 \cdot 120} + \frac{6 \cdot 461}{461 - 30,51} \cdot \frac{30,51 \cdot 10^3 \cdot 90,3}{1000 \cdot 120^2} = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\leq \frac{f_{tk}}{\gamma_m} = \frac{175}{1,55} = 1,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{b_e \cdot t} + \frac{6N_{cr}}{N_{cr} - N_d} \cdot \frac{N_d \cdot e_t}{b_e \cdot t^2} \quad (\text{tryk})$$

$$= \frac{30,51 \cdot 10^3}{1000 \cdot 120} + \frac{6 \cdot 461}{461 - 30,51} \cdot \frac{30,51 \cdot 10^3 \cdot 90,3}{1000 \cdot 120^2} = 1,48 \text{ MPa}$$

$$\leq \frac{f_{ck}}{\gamma_m} = \frac{10}{1,60} = 6,45 \text{ MPa}$$

Det ses, at bæreevnen er tilstrækkelig.

3.2 Søjler og vægsøjler

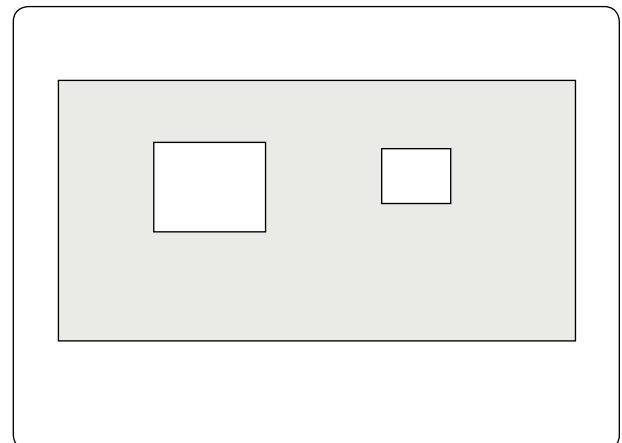
I særlige tilfælde er det muligt at få indstøbt søjlearmering i letbetonelementerne og derved få indbygget en søjle i væggen. Alternativt kan en løs søjle benyttes.

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 let konstruktionsbeton eller ordinær beton og dimensioneres iflg. Eurocode 2 /3/.

3.3 Bagmurselementer uden lodret last

I det efterfølgende vises beregning af den vandrette bæreevne af vægge bestående af hele elementer med dør og vindueshuller uden hensynstagen til evt. lodret last (dvs. vægge udsat for vindlast og hvor den lodrette last er så lille at der kan ses bort fra denne).

Beregning af elementer med mindre vindueshuller:



Figur 14. Letbetonelement med vindueshuller.

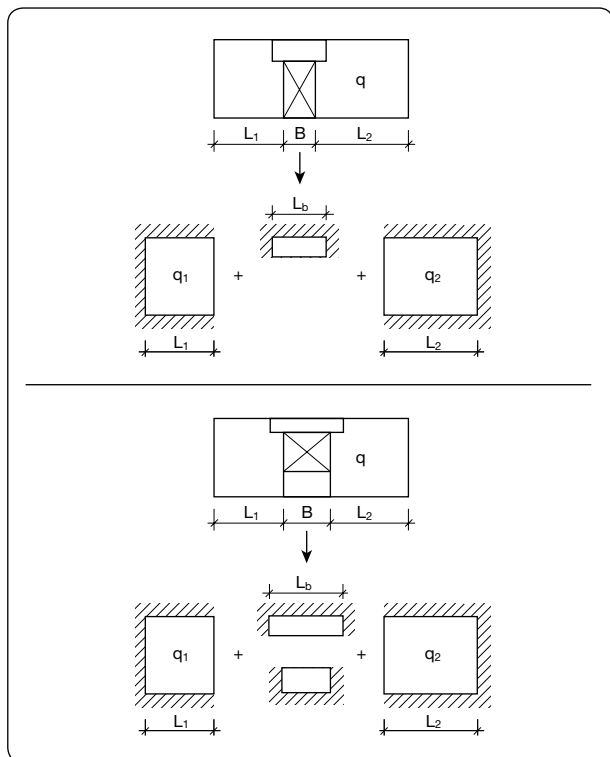
For elementer støbt som et sammenhængende element og med mindre vindueshuller, placeret i den midterste del af elementet kan bæreevnen i forhold til en væg uden huller beregnes tilnærmest ved multiplicering med en reduktionsfaktor:

$$R_d = 1 - 2 \cdot \frac{A_0}{A}$$

Beregning af elementer med døre eller selvstændige vinduesbjælker:

Elementerne opdeles i 2 tresidigt understøttede elementer. Lasten fra dør- eller vindueshul fordeles som en linie-last med 50 % på hver side af hullet - se fig. 15 side 18.

3. Lodret og vandret last



Figur 15. Opdeling af letbetonelement i dele.

Tilnærmet kan elementerne dog beregnes som 2 tre-sidigt understøttede elementer med længderne L_1 og L_2 , som udsættes for de jævnt fordelte laster

$$q_1 = q \cdot (1 + 0,7 \cdot \frac{B}{L_1})$$

og

$$q_2 = q \cdot (1 + 0,7 \cdot \frac{B}{L_2})$$

Eksempel 3.3: Bagmurselement uden lodret last

Et bagmurselement uden lodret last er belastet af en vindlast q på tværs. Beregnes bæreevnen q af væggen fra eksempel 3.1, hvor højden er $L = 2,8$ m, tykkelsen er $t = 120$ mm og den deklarerede bøjningstrækstyrke er $1,75$ MPa, så finder vi

$$M = 1/8 \cdot q \cdot b \cdot L^2$$

$$\sigma_{td} = \frac{6M}{b \cdot t^2} \leq f_{td} = \frac{f_{tk}}{\gamma}$$

som kan omformuleres til

$$M \leq f_{td} \cdot b \cdot t^2 / 6 = \frac{1,75}{1,60} \cdot 120^2 / 6 = 2625 \text{ Nmm/mm} \Rightarrow$$

$$q = 8M / L^2 \leq 8 \cdot 2625 / 2800^2$$

$$= 2,67 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}^2 = 2,67 \text{ kN/m}^2$$

Hvis der anvendes bagmurselementer med vindueshuller af normal størrelse reduceres bæreevnen i forhold til hullernes størrelse. I tilfældet med et bagmurselement på Figur 14 (side 17), som er 4 m bredt og har to vindueshuller med dimensionerne 1,2 m gange 1,0 m og 0,6 m gange 0,6 m kan vi bestemme arealet af væggen (A) og af hullerne (A_0) som

$$A = 2,8 \cdot 4,0 = 11,2 \text{ m}^2$$

$$A_0 = 1,2 \cdot 1,0 + 0,6 \cdot 0,6 = 1,56 \text{ m}^2 \Rightarrow$$

$$R_d = 1 - 2 \cdot \frac{1,56}{11,2} = 0,72$$

hvorefter bæreevnen bestemmes til

$$q = 2,67 \cdot 0,72 = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

3.4 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 – deklareres 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.

4.1 Forudsætninger og varedeklaration

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

4.2 Materialeleværdier

Elementerne produceres som lyddæk eller letdæk og leveres med samme standardegenskaber deklareret som væggen, dvs:

- Karakteristisk trykstyrke
- Middeldensitet

og eventuelt

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

Lyddæk

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

- Middeldensitet = 1750 eller 2000 kg/m³
- Deklareret trykstyrke $f_{ck} = 18$ MPa
- Deklareret bøjningstrækstyrke $f_{tk} = 1,9$ MPa.

Letdæk

Letdæk fremstilles som et sandwichelement med 3 lag beton i tværsnittet, typisk med materialeleværdierne:

- Middeldensitet i top og bundlag = 1500 kg/m³
- Middeldensitet i mellemlag = 650 kg/m³
- Deklareret trykstyrke i top og bundlag $f_{ck} = 15$ MPa
- Deklareret trykstyrke i mellemlag $f_{ck} = 2$ MPa
- Deklareret bøjningstrækstyrke i mellemlag $f_{tk} = 0,5$ MPa.

Foreskrevne dæktykkelser

140 – 160 – 180 – 200 – 220 – 240 – 260 – 280 mm.

Foreskrevne dækbredder

600 - 1200 mm.

Foreskrevne dæklængder

Op til 7200 mm.

Tolerancer

Længde: +/- 8 mm

Bredde: +/- 2 mm

Bredde påselementer: +/- 10 mm

Tykkelse: +/- 5 mm

Yderligere informationer om tolerancer og overfladespecifikationer kan findes i "Hvor går grænsen" /11/.

4.3 Momentbæreevne

Momentbæevnen bestemmes for det normalt-armerede tværsnit som:

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

hvor

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

og hvor

A_s er trækarmeringens areal

b er elementbredden

d er den effektive højde til armeringen

f_{cd} er betonens regningsmæssige trykstyrke

f_{yd} er trækarmeringen regningsmæssige styrke

Ved letdæk skal top lagets trykstyrke anvendes og det skal sikres at den plastiske del af trykzonen ikke overstiger top lagets tykkelse (d_{toplag}), altså

$$\omega < d_{toplag} / d$$

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

4. Dækelementer

fra bolig. Egenlasten g beregnes ud fra den deklarerede middeldensitet på 2000 kg/m^3 med et tillæg på 4 % for forventet fugtindhold. Den dimensionsgivende last er derfor

$$q = g + g_f + 1,5q_2 \\ = 20 \cdot 1,04 \cdot 0,22 + 0,25 + 1,5 \cdot 1,5 = 7,1 \text{ kN/m}^2$$

og det maksimale moment bliver derfor

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

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:

$$V_{Rd} = \tau_{Rd} k(1,2 + 40\rho) b d < b z v f_{cd}/2$$

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

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

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

$$z = 0,9 d$$

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 2,75 MPa som skulle være tilstrækkelig til at sikre forskydningsbæreevnen.

Vi bestemmer den maksimale forskydningskraft ved vederlaget til

$$V = q b L / 2 = 6,8 \cdot 1,2 \cdot (6,0 + 0,055) / 2 = 24,7 \text{ kN}$$

Herefter bestemmes parametre til brug ved eftervisning af forskydningsbæreevnen

$$\tau_{Rd} = 0,125 \cdot 2,75 / 1,6 = 0,21 \text{ MPa}$$

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

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

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

og forskydningsbæreevnen kan derefter bestemmes som

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

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

$$V_{Rd} \leq 800 \cdot 179 \cdot 0,6 \cdot 12,9 / 2$$

$$= 554,2 \cdot 10^3 \text{ N} = 554,2 \text{ kN} \Rightarrow$$

$$V_{Rd} < 64,1 \text{ kN}$$

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 urevnede 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 deklareres 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 nytte-last 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

$$u = \frac{5}{384} \cdot \frac{5,6 \cdot 10^{-3} \cdot 1200 \cdot (6000 + 55)^4}{6,122 \cdot 10^{12}} \\ = 19,2 \text{ mm} = L / 315$$

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 pladsstøbt 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 vigtigt, 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 elementsamlingerne 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.

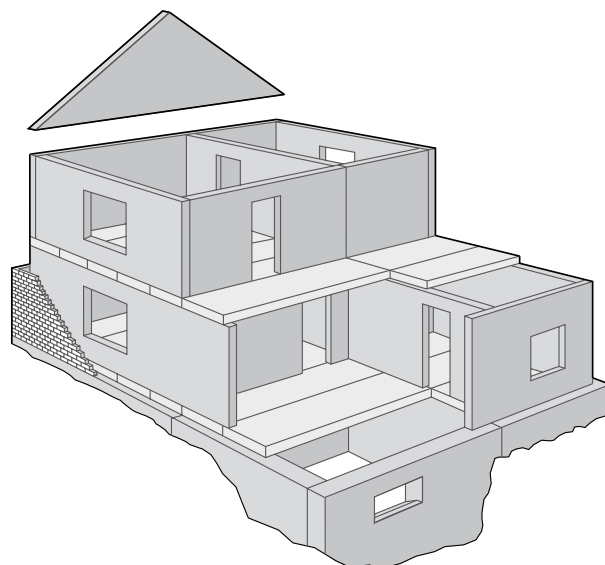
I en elementkonstruktion skal den projekterende have et indgående kendskab til elementers statiske ydeevne, samt et overblik over gængse samlingsteknikker og de tilhørende styrke- og stivhedsforhold.

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 fx for samlinger betragtet som støbeskel: fx et glat, jævnt, ru eller fortandet støbeskel. Tegninger af disse standardiserede samlinger vil ofte også være indeholdt i producentkataloger.

I Letbetonelementgruppen – BIH's hæfte 1 er såvel letbetonvægge som -dæk beskrevet med blandt andet hoveddimensioner og materialestyrker samt kantgeometri. 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 eller en ru afslutning. De omtalte elementkanter kan armeres, fx med indstøbte bøjler eller indskruede armeringer i indstøbte inserts, 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.

6.1 Lastgang 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, fx diagonal kryds, indspændte søjler, rammer eller vægskiver.

Disse stabiliserende konstruktioner, fx 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 højre side 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

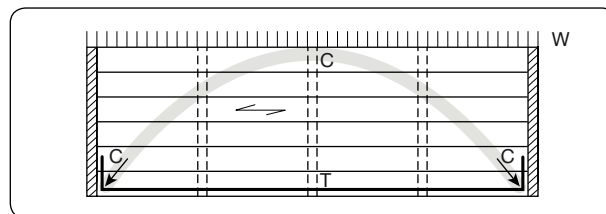
Dækelementerne vist på figur 21 spænder mellem husets facader og en langsgående bjælke, og husets tværstabilitet sikres af gavlene.

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

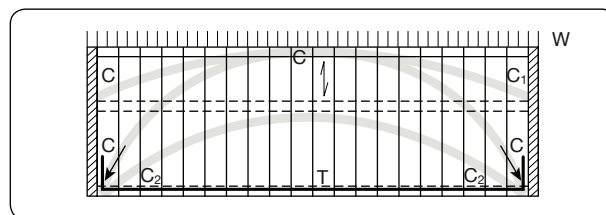
I de fleste tilfælde er dækelementernes hovedarmering tilstrækkelig til at kunne virke som dækskivens forskydningsarmering.

De statiske virkning af huller i dækskiven for trappe eller elevator bedømmes fx efter stringermetoden.

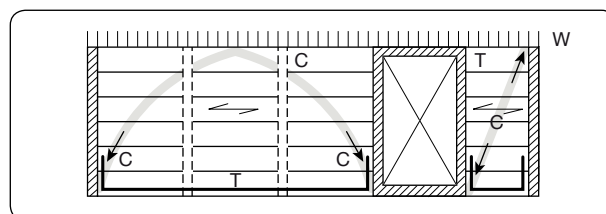
T er trækstringer, C er trykzone og U er U-bøjler.



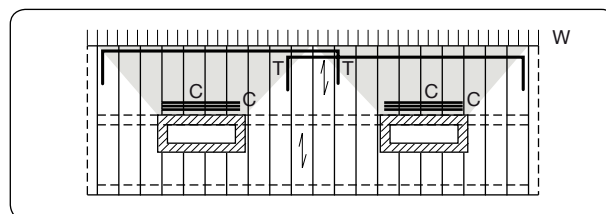
Figur 17. Dækskive, afstivende gavle, tværbjælker.



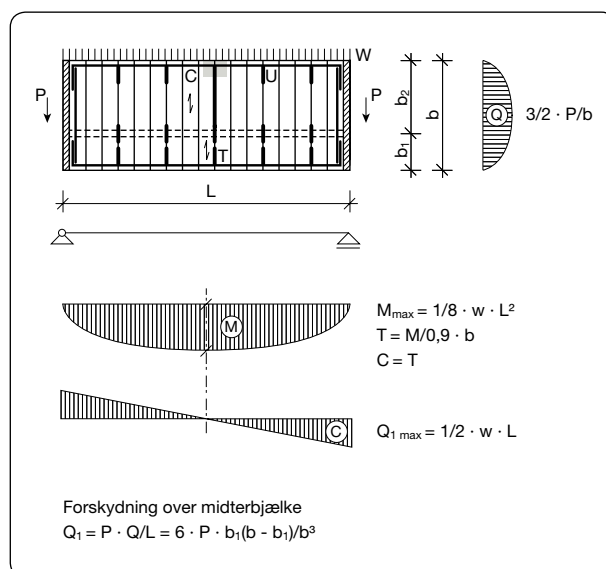
Figur 18. Dækskive, afstivende gavle, længdebjælker.



Figur 19. Dækskive, afstivende gavl og kerne.



Figur 20. Dækskive, afstivende kerner.

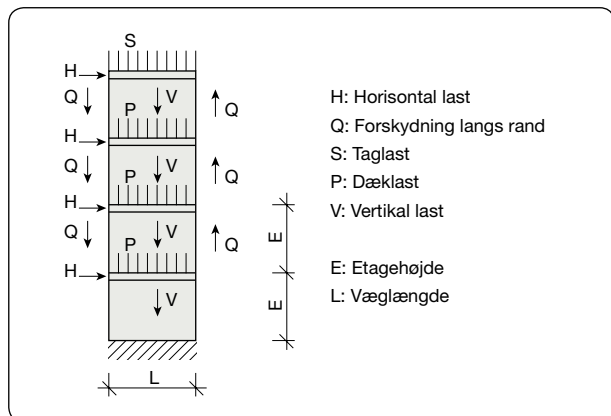


Figur 21. Dækskive som vist i figur 19.

6. Skivebygningers stabilitet

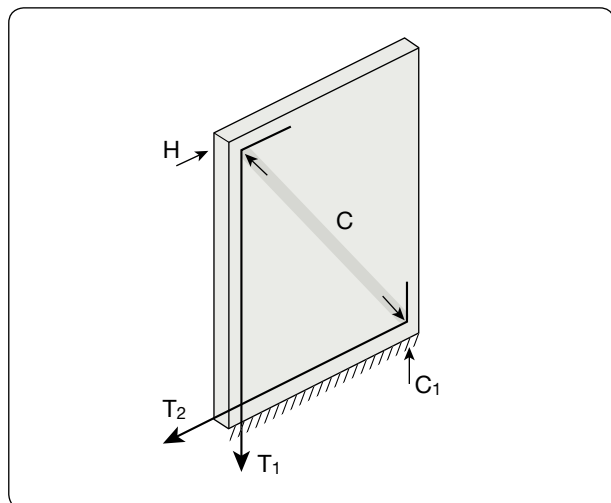
6.4 Vægskiver, generelt

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



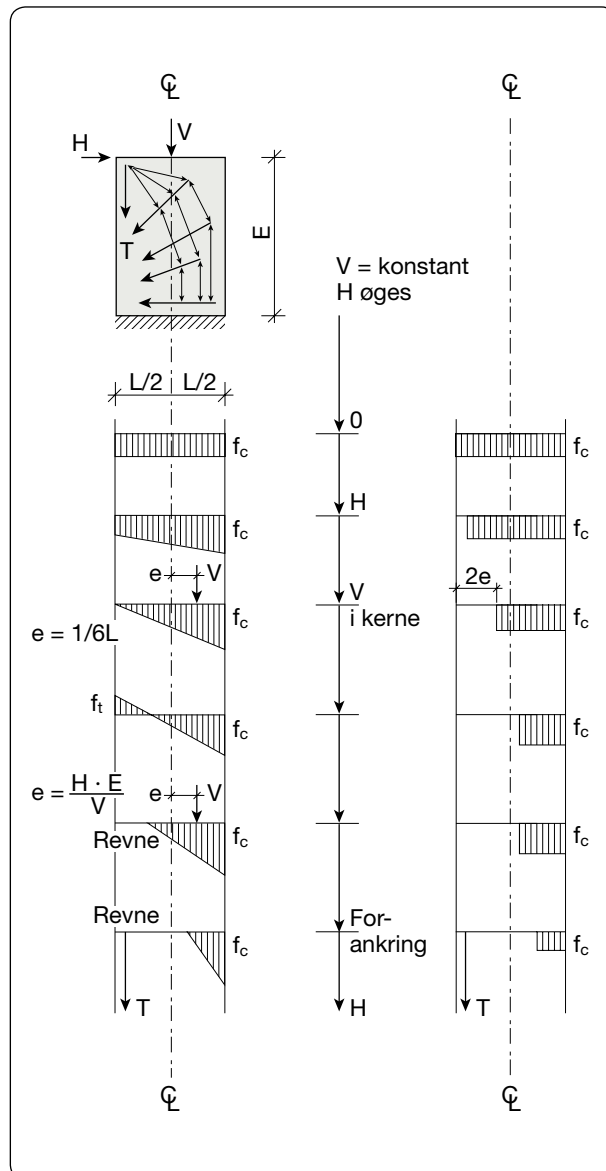
Figur 22. Opstalt af vægkonstruktion med påsatte ydre kræfter og en evt. understøtning langs de lodrette rande. (Værdierne af H og Q kan variere fra etage til etage).

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.

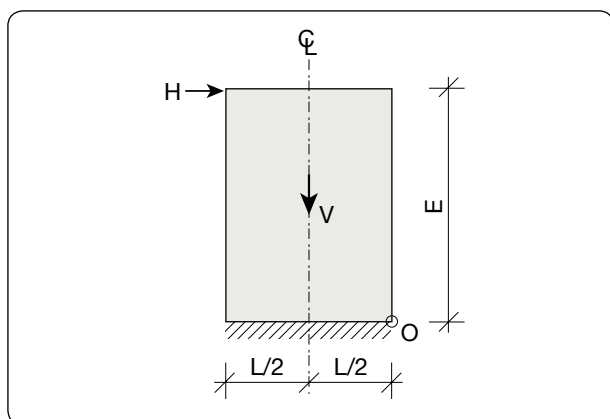
Vægskiven i figur 25 fastholdes kun langs den nederste rand.

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 normal-kraftens 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 trækforankring T unødvendig,

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

Uden trækforankring ($e < L/2$) fås:

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

Kraftsystem og geometri: $a = 2 \cdot (L/2 - e) = L - 2 \cdot M/V$

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

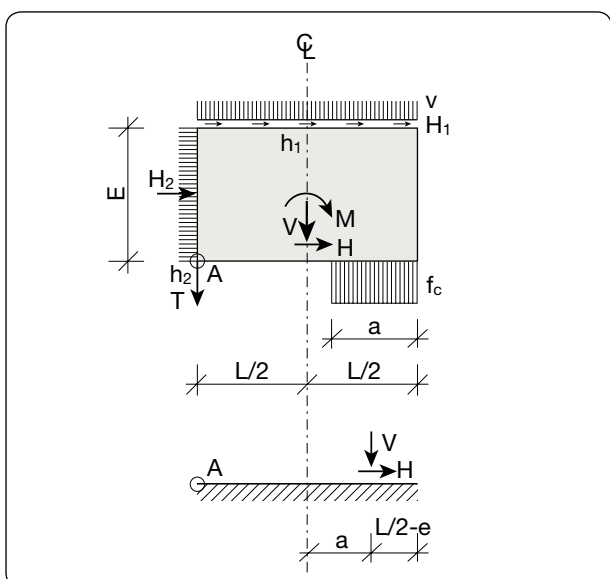
Med trækforankring ($e > L/2$) fås:

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

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

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

6.7 Vægskiver, laster og reaktioner

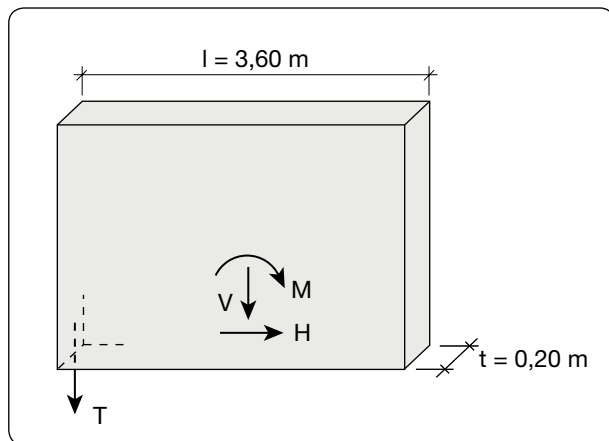


Figur 26. Opstalt af vægskive med ydre laster, snitkræfter og reaktioner i oprindeligt og i ækvivalent kraftsystem.

6. Skivebygningers stabilitet

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 trækkræfter 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:

$$\begin{aligned} V &= 158,8 \text{ kN} \\ M &= 86,5 \text{ kNm} \quad \Rightarrow \quad \mu_{\text{nodv}} = H/V = 0,09 \\ H &= 14,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Situation 2:

$$\begin{aligned} V &= 58,8 \text{ kN} \\ M &= 128,8 \text{ kNm} \quad \Rightarrow \quad \mu_{\text{nodv}} = H/V = 0,48 \\ H &= 28,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

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):

$$\begin{aligned} e &= M/V = 86,5/158,8 = 0,54 \text{ m} \Rightarrow \\ L_{\text{eff}} &= 2(L/2 - e) = 2(3,6/2 - 0,54) = 2,52 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{\text{pl}} &= V/A_{\text{eff}} = 158,8 \cdot 10^3 / (200 \cdot 2520) = 0,32 \text{ Mpa} \\ t_{\text{pl}} &= H/A_{\text{eff}} = 14,2 \cdot 10^3 / (200 \cdot 2520) = 0,03 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

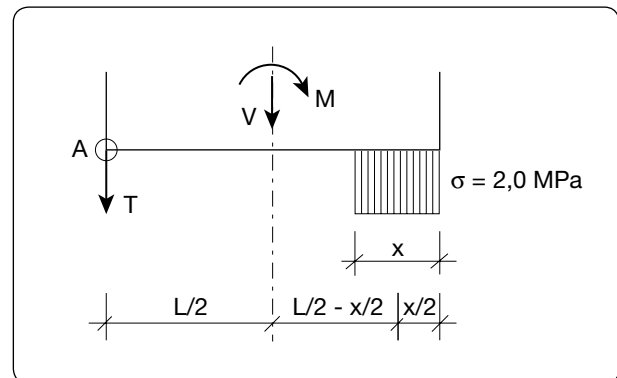
Vederlagsspændinger, elastisk fordeling af vederlagsspændinger (situation 1):

$$\begin{aligned} f_{\text{el}} &= V/A \pm M/W = 158,8 \cdot 10^3 / (200 \cdot 3600) \\ &\pm 86,5 \cdot 10^6 / (1/6 \cdot 200 \cdot 3600^2) = 0,22 \pm 0,20 = \begin{cases} 0,42 \text{ MPa} \\ 0,02 \text{ MPa} \end{cases} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} e &= M/V = 128,8/58,8 = 2,19 \text{ m} \\ &> L/2 = 3,6/2 = 1,80 \text{ m} \Rightarrow \end{aligned}$$

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

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

Moment om A giver

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

Som leder til beregning af T som

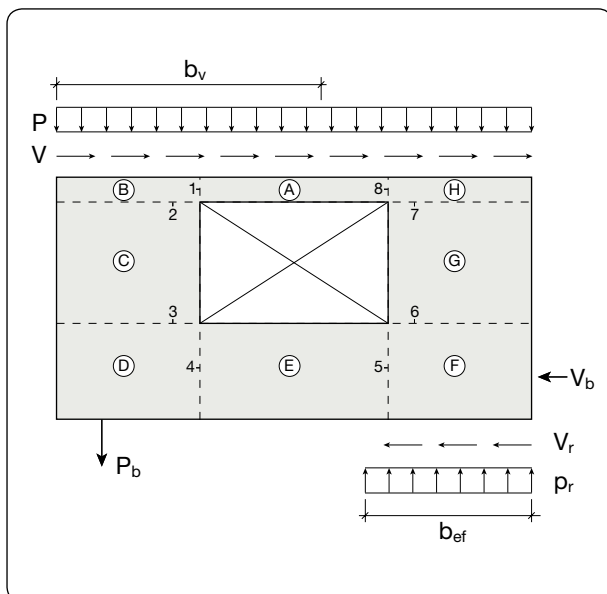
$$T = 8 \text{ kN} (\approx A_s = 40 \text{ mm}^2)$$

I praksis kan forankringen T fx. ske ved et vindtrækbånd ført til fundament eller ved fugearmring ført til fundament.

En anden mulighed er 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.

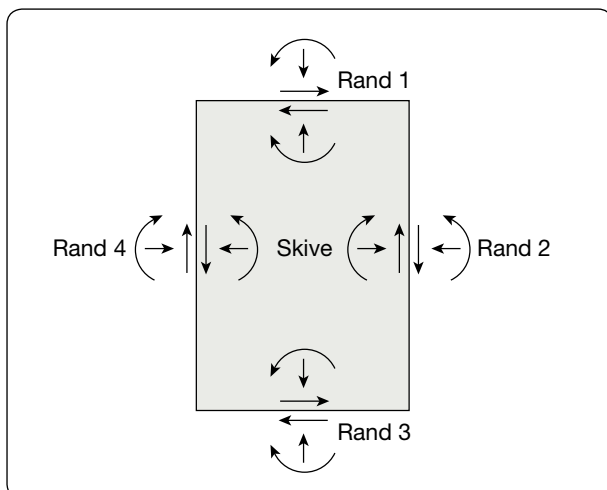
6.8 Beregning af skivestabilitet i letbetonelement

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 /7/.



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/ for forskydning i en bjælke

M_{ird} er momentbæreevnen af snittet ved rand i beregnet som angivet i DS/EN 1520 /5/ for bøjning i en bjælke

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

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

hvor

A_s er trækarmeringens 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/.

6. Skivebygningers stabilitet

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 normal sikkerhedsklasse med 3-5 etager 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.
- Længs 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 normal sikkerhedsklasse 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/.

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 7.1.

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

A_s er arealet af forankringsemnet (bøjle, anker el.lign.) på tværs af fugen, der deltager i forskydningskraftoptagelsen.

f_{yd} er den regningsmæssige værdi af forankringsemnets trækflydespænding eller den regningsmæssige 0,2-styrke, $f_{0,2d}$

f_{cd} er den regningsmæssige værdi af letbetonens henholdsvis fugebetonens trykstyrke.

L er den effektive længde af fugen, hvilket for en ru fuge kan sættes til længden af fugen, men for en fortandet fuge sættes til summen af de effektive tandlængder.

t_{ef} er den effektive tykkelse af fugen, hvilket for en ru fuge kan sættes til tykkelsen af fugen, en for en fortandet sættes til tændernes dimension i elementets tykkelsesretning.

og hvor leddet

$$\Phi_d = \frac{A_s f_{yd}}{L \cdot t_{ef} \cdot f_{cd}}$$

erstattes af leddet

$$\Phi_d = \min.\left(\frac{A_s f_{yd}}{L \cdot t_{ef} \cdot f_{cd}}, T_d\right)$$

hvor

T_d er styrken af forankringsemnet vinkelret på fugens plan.

Skiveforskydningsstyrken i glatte fuger kan (med den foreliggende dokumentations) kun udnyttes ved anvendelse af prøvning, ved udnyttelse af dornvirkningen i samlingerne (V_d -styrken som angivet i afsnit 7.2) eller ved anvendelse af bøjler som angivet nedenfor, idet DS/INF 168 /7/ ikke angiver friktionskoefficienter for glatte fuger.

Anvendes der Ø6 mm bøjler i S235 kvalitet med krog og mindst 50 mm afstand fra center af bøjle til elementkant kan der iflg. BIH's notat om trækstyrker m.v. /13/ regnes med følgende bæreevne af den urevnede fuge

$$V_d = 35 \text{ kN/m}$$

idet der anvendes elementer med en trykstyrke på mindst $f_{ck} = 10 \text{ MPa}$ og middeldensitet på mindst 1800 kg/m^3 , udstøbningsbeton med $f_{ck} \geq 6,5 \text{ MPa}$, et låsejern, mindst Ø8 og en maksimal afstand imellem bøjlerne på 1,1 m.

7.2 Forankringer og samlinger

På side 30 - 36 er angivet eksempler på almindeligt anvendte samlingstyper.

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

Detaljerne er beskrevet på BIH's hjemmeside <http://www.bih.dk/>.

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 samlingers 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.

7.3 Robusthed

Ved robusthedsberegning foretages beregning af laster og styrker med karakteristiske værdier. Der kan i disse beregninger alene medtages styrkerne af de mekaniske forbindelser og af armeringen.

7. Samlinger og detaljer

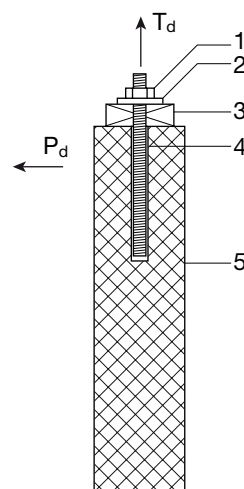
Figur 31 (lodret snit)

Benyttes der et Hilti-anker, type Hit HY 150 kan bæreevnerne T_d og P_d iflg. /12/ sættes til værdierne (i kN) nedenfor for vægge med mindst 100 mm tykkelse og centralt monterede ankre.

	Trykstyrke MPa
Anker	10
P_d (M8)	3,5 (5,9)
P_d (M10)	3,5 (5,9)
P_d (M12)	3,5 (5,9)
T_d (M8)	4,5 (7,6)
T_d (M10)	5,5 (9,3)
T_d (M12)	6,9 (11,7)

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

De opgivne styrker gælder for ankre med en mindste forankringsdybde f på 70 mm (sættedybde 70 mm). Styrken skal dog kontrolleres for brud i remmen iht. Eurocode 5. Dette brud er ikke vurderet og kan lede til lavere bæreevner af samlingen, afhængig af trækvaliteten.



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

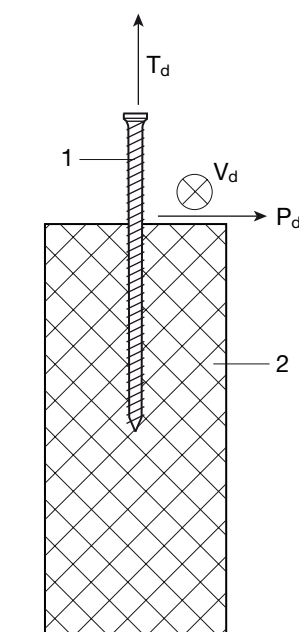
Figur 32 (vandret snit)

Benyttes der en skrue Hilti HUS-H 7,5 (forboring med 6 mm bor) eller 12,5 (forboring med 10 mm bor) kan bæreevnerne T_d , V_d og P_d iflg. /13/ sættes til værdierne nedenfor for vægge med mindst 100 mm tykkelse og centralt monterede ankre, med mindst 45 mm dæklag og mindst 300 mm indbyrdes afstand.

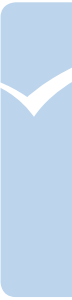
	Trykstyrke MPa	
Skrue	10	15
P_d (M7,5)	1,9 (3,2)	2,3 (3,9)
P_d (M12,5)	1,5 (2,5)	1,8 (3,1)
V_d (M7,5)	0,6 (1,1)	0,9 (1,6)
V_d (M12,5)	0,7 (1,2)	1,0 (1,7)
T_d (M7,5)	2,2 (3,8)	3,3 (5,6)
T_d (M12,5)	1,6 (2,7)	2,4 (4,1)

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

De opgivne styrker gælder for ankre med en mindste forankringsdybde f på 70 mm (sættedybde 70 mm).



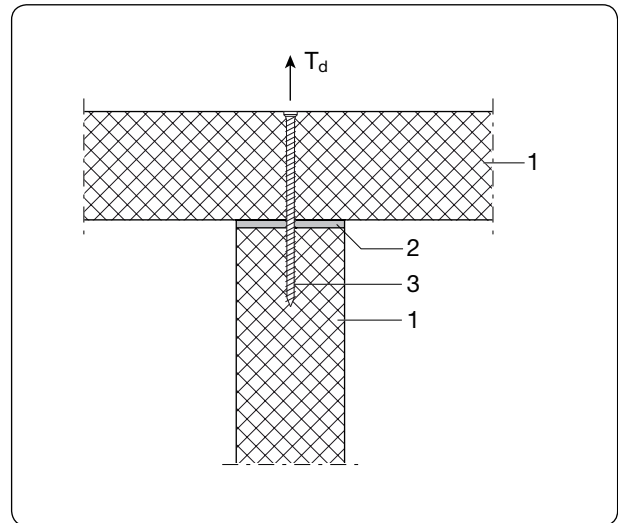
1. HUS-skrue
2. Letbetonvæg



Figur 33 (vandret snit)

Bæreevnen kan bestemmes som beskrevet for fig. 32.

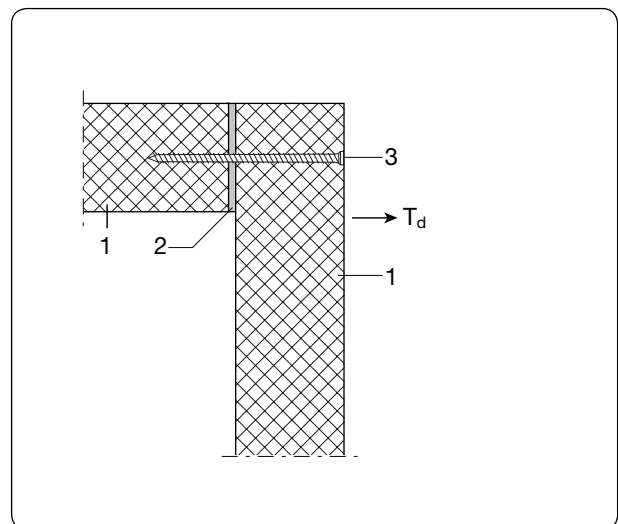
1. Letbetonvæg
2. Limmørtel
3. HUS-skrue



Figur 34 (vandret snit)

Bæreevnen kan bestemmes som beskrevet for fig. 32.

1. Letbetonvæg
2. Limmørtel
3. HUS-skrue

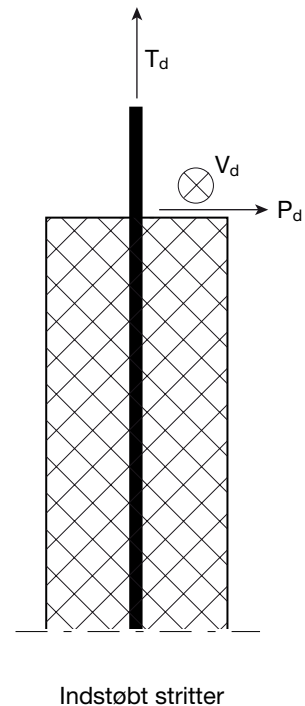


Figur 39 (vandret snit)

Benyttes der en Ø8 stritter med 400 mm længde og 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)

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

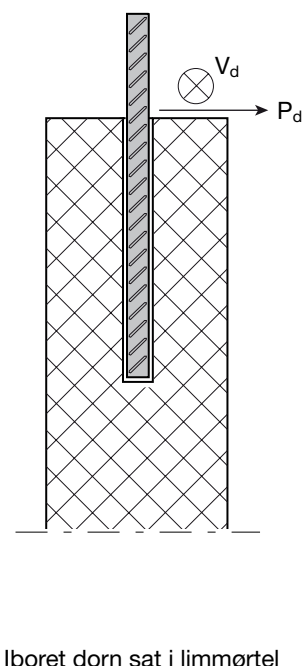


Figur 40 (vandret snit)

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 (Ø12,5)	1,2 (2,1)	1,8 (3,1)
V_d (Ø12,5)	3,0 (5,1)	4,5 (7,6)

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



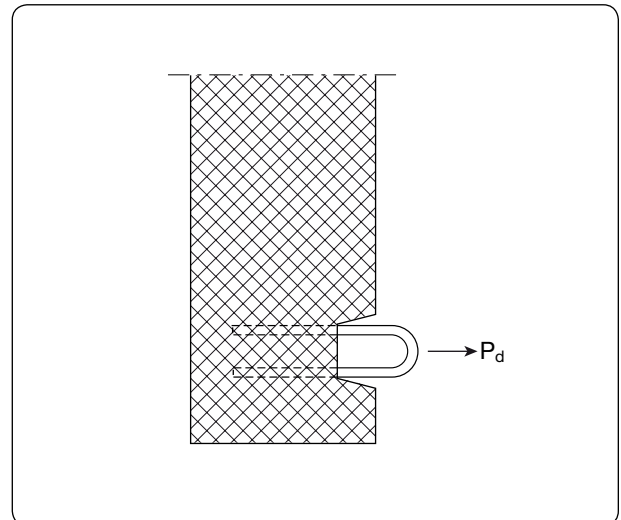
Figur 44 (vandret snit)

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:

	Trykstyrke MPa	
Bøjle	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 500 mm, ligesom bøjlerne skal forankres med krog.



Figur 45 (vandret snit)

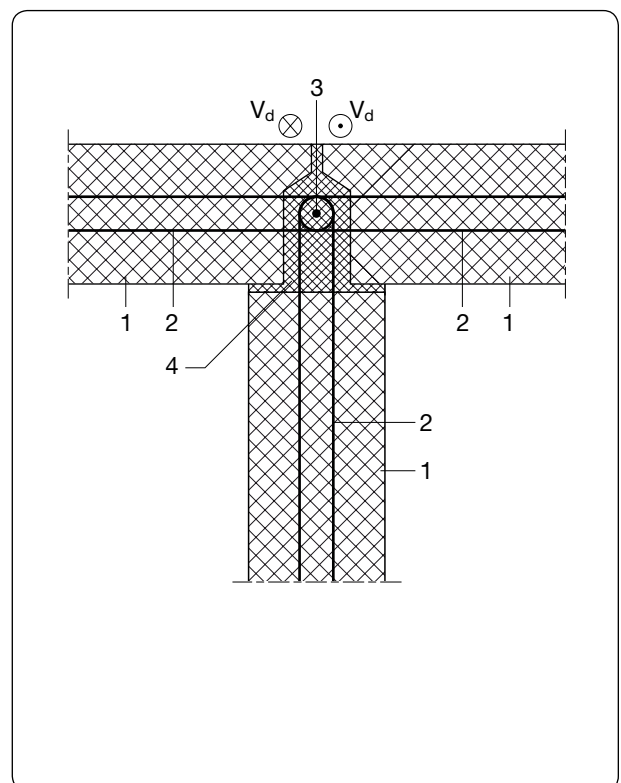
Bæreevnen V_d (i kN/m) for glatte fuger iflg. /13/ ansættes til:

	Trykstyrke MPa	
Bøjleafstand	10	15
900 mm	4,2 (7,2)	5,2 (8,9)
600 mm	6,4 (10,8)	7,8 (13,3)
500 mm	7,6 (13,0)	9,4 (16,0)

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

Det er her forudsat at fugen er udstøbt med C25 og at der er anvendt Ø6 mm bøjler i S235, forankret i letbetonvæggen med krog.

1. Letbetonvæg
2. U-bøjle
3. Låsejern
4. Fugebeton

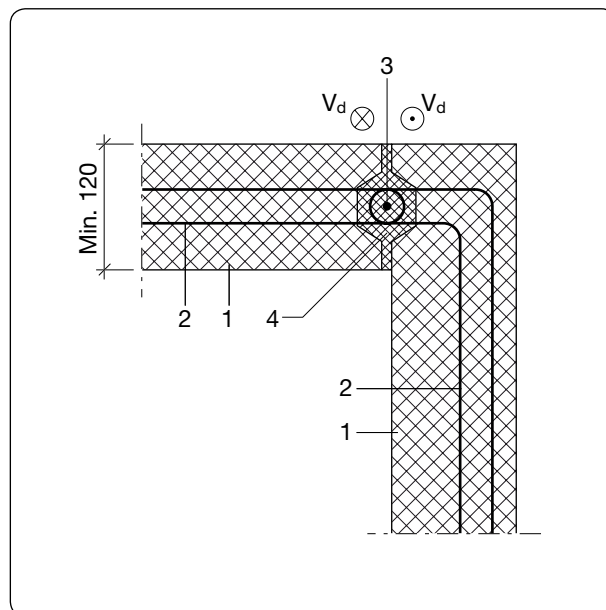


7. Samlinger og detaljer

Figur 46 (vandret snit)

Bæreevnen kan bestemmes som ovenfor og med de samme forudsætninger.

1. Letbetonvæg
2. U-bøjle
3. Låsejern
4. Fugebeton

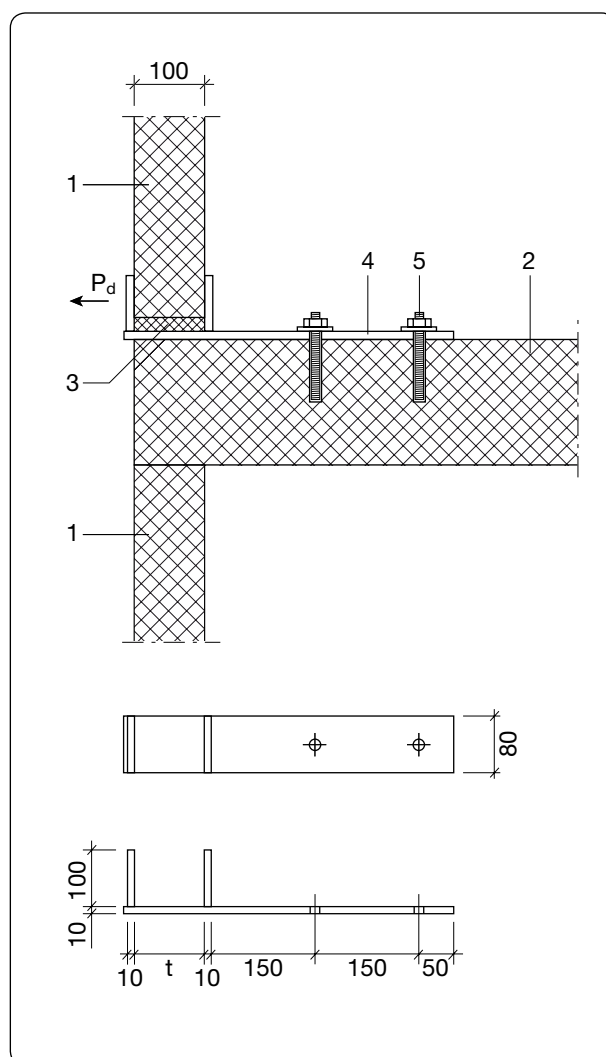


Figur 47 (lodret snit)

Benyttes der to M12 klæbeankre med 105 mm forankringslængde, sættes P_d til 9,4 kN regningsmæssig eller 16,0 kN karakteristisk styrke /4/ for dæk med trykstyrker over 10 MPa.

Vægelementet skal dog eftervises for styrke mod afskalning.

1. Letbetonvæg
2. Letklinkerdæk/betondæk
3. Understøbning
4. Fodbeslag
5. M12 bolt





- /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: CEN-standard for præfabrikerede armerede elementer af letklinkerbeton med åben struktur, udgave august 2004.
- /6/ EN 1520 DK NA:2008; Nationalt annekse for DS/EN 1520, udgave 2008.
- /7/ DS/INF 168: Supplerende vejledning ved brug af DS/EN 1520, Præfabrikerede armerede elementer af letbeton med lette tilslag og åben struktur, udgave august 2008.
- /8/ BIH's hæfte 3 "Helvægselementer, Lydisolering"
- /9/ DS/EN 845-1 "Forskrift for hjælpekomponenter til murværk - Del 1: Murbindere, trækbånd, bjælkesko og vederlagskonsoller".
- /10/ BIH, Hæfte 9 " Helvægge og dæk af letklinkerbeton. Brandmodstandsevne for vægge og dæk af letklinkerbeton", April 2005.
- /11/ "Hvor går grænsen ?. Elementer af letklinkerbeton. Tolerancer og overfladespecifikation", Dansk Byggeri, 2007.
- /12/ "HILTI. Letklinkerbeton", Hilti Danmark A/S, juni 2003.
- /13/ "Notat om udtræksstyrker og beregning af samlinger imellem vægelementer", BIH, 25 Oktober 2008.



SEKRETARIAT

Dansk Beton Letbetonelementgruppen - BIH

Nørre Voldgade 106
Postboks 2125
1015 København K
Telefon: 72 16 00 00
Telefax: 72 16 00 38
sekretariatet@bih.dk
www.bih.dk

ELEMENTPRODUCENTER

EXPAN

Skomagervej 11 C
7100 Vejle
Telefon: 7637 7000
Telefax: 7637 7001
post@expan.dk
www.expan.dk

EXPAN

Ribevej 45
6650 Brørup
Telefon: 7637 7000
Telefax: 7637 7301
post@expan.dk
www.expan.dk

EXPAN

Askhøjvej 6, Linå
8600 Silkeborg
Telefon: 7637 7000
Telefax: 7637 7201
post@expan.dk
www.expan.dk

EXPAN

Bækgårdsvej 74
4140 Borup
Telefon: 7637 7000
Telefax: 7637 7101
post@expan.dk
www.expan.dk

EXPAN

Snavevej 23
5471 Søndersø
Telefon: 7637 7000
Telefax: 7637 7501
post@expan.dk
www.expan.dk

Gandrup Element A/S

Teglværksvej 35
9362 Gandrup
Telefon: 9654 3800
Telefax: 9654 3810
ge@gandrupelement.dk
www.gandrupelement.dk

Gandrup Element A/S

Kærmindevej 3-5
6580 Vamdrup
Telefon: 7693 9000
Telefax: 7693 9019
ge@gandrupelement.dk
www.gandrupelement.dk

Give Elementfabrik A/S

Hjortsvangen 19
7323 Give
Telefon: 7670 1540
Telefax: 7573 2503
ge@elementer.dk
www.elementer.dk

Leth Beton A/S

Rishøjvej 26
7755 Bedsted Thy
Telefon: 9794 5511
Telefax: 9794 5757
post@lethbeton.dk
www.lethbeton.dk

Præfa-Byg

v/O.J. Beton A/S
Høngårdsvej 30
9750 Øster Vrå
Telefon: 9895 1300
Telefax: 9895 1725
praefa@praefa.dk
www.praefa.dk

Niss Sørensen & Søn A/S

Drosselvej 9, Balling
Postboks 19
7860 Spøttrup
Telefon: 9756 4222
Telefax: 9756 4614
nes@nssas.dk
www.nssas.dk

Tinglev Elementfabrik A/S

Mads Clausensvej 58
6360 Tinglev
Telefon: 7217 1000
Telefax: 7217 1001
tinglev@te.dk
www.te.dk

SAMARBEJDSPARTNERE

Saint-Gobain Weber A/S

Randersvej 75, Hinge
8940 Randers SV
Telefon: 7010 1025
Telefax: 8742 7205
weber@weber.dk
www.weber.dk

Aalborg Portland

Rørdalsvej 44, Postboks 165
9100 Aalborg
Telefon: 9816 7777
Telefax: 9810 1186
sales@aalborg-portland.dk
www.aalborg-portland.dk

INTERESSEMEDLEMMER

fibo intercon A/S

Herningvej 4
6920 Videbæk
Telefon: 9717 1666
Telefax: 9717 1175
info@fibointercon.com
www.fibointercon.com

Aalborg Portland

Rørdalsvej 44, Postboks 165
9100 Aalborg
Telefon: 9816 7777
Telefax: 9810 1186
sales@aalborg-portland.dk
www.aalborg-portland.dk

Convi ApS

Louisevænget 7
5270 Odense N
Telefon: 6618 2026
Telefax: 6618 2043
convi@convi.dk
www.convi.dk

CPT A/S

Concrete Plant Technology
Bygmestervej 8
5600 Fåborg
Telefon: 6265 2070
Telefax: 6265 2080
hk@cpt-as.dk
www.cpt-as.dk

HALFEN VmbH

Naverland 2
2600 Glostrup
Telefon: 3536 2099
Telefax: 3526 2099
halfen@mail.dk
www.halfen.dk

Et komplet byggesystem til hele råhuset

Helvægge og dæk af letbeton giver arkitektonisk frihed til at skabe spændende og sundt byggeri med kort byggetid og god økonomi. Skræddersyet efter individuelle ønsker og ideer og med mulighed for valgfrit facadeudtryk.

Med et rationelt byggesystem opbygges det råhus, som danner den miljørigtige og stabile kerne i byggeriet.

Du kan få leveret helvægge af letbeton til både bagmure, skillevægge, lejlighedsskel og kældervægge. Som bærende vægge kan helvægge af letbeton anvendes i alle sikkerhedsklasser - også over 5 etager.

Letbetondæk fremstilles til både tagdæk og etageadskillelse - og i forskellige typer afhængig af lydkrav, spændvidde og bæreevne.

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.

Dansk Beton
Letbetonelementgruppen - BIH
Postboks 2125
1015 København K
Tlf.: 7216 0000
www.bih.dk