

# BEREGNING AF VANDRET- OG LODRET BELASTEDE, MUREDE VÆGFELTER MED ÅBNINGER

## 1. Indledning

Murværksnormen DS 414:2005 giver ikke specifikke beregningsmetoder for en række praktisk forekomne konstruktioner som fx vandret- og lodret belastede murede vægfelter med åbninger eller vægfelter med delvis indspænding, etc.

I dette notat gennemgås metoder, som anvendes hos Teknologisk Institut, Murværk og som foreslås anvendt hos rådgivende ingeniører i forbindelse med projekteringen, således at projekteringsgrundlaget kan blive det samme over hele landet.

Dette notat skal ikke ses som en lærebog i anvendelse af brudlinieteorien eller Ritterformlen. Disse metoder forudsættes kendt. Dette notat tager udgangspunkt i de praktiske problemer, der opstår under projekteringen, når forholdene ikke er som forudsat og beskrevet i murværksnormen. Notatet skal ses som en hjælp, når bæreevnen er svær at eftervise, og man derfor ikke kan gøre en række konservative forudsætninger, som gør konstruktionen enklere at beregne.

Kombinationsvægsproblematikken er ikke beskrevet i dette notat. Dvs. det forudsættes som oftest, at kræfterne er fordelt mellem for- og bagmur og at de aktuelle kræfter er relateret til den betragtede vange.

Som grundlæggende lærebog i murværkskonstruktioner kan tillige anbefales:

Kompendium om murværkskonstruktioner  
Ingeniørhøjskolen i Århus, Byggeteknisk Afdeling  
Grete Bukh  
År: 2002  
E-mail: [iha@iha.dk](mailto:iha@iha.dk)

Litteraturreferencer er angivet i kantet parentes eventuelt med forfatterinitialer. Eks. [GRB] for ovenstående.

## 1.1 Indholdsfortegnelse

1.	Indledning	1
1.1	Indholdsfortegnelse	2
1.2	Anvendte symboler og tilhørende enheder	8
2.	Beregning af et vandret belastet vægfelt	11
2.1	Understøtningsforhold	11
2.1.1	Vandrette understøtninger	11
2.1.1.1	Soklen	12
2.1.1.1.1	Optagelse af de vandrette reaktioner gennem pappen	15
2.1.1.1.2	Tagfod	17
2.1.1.2.1	Optagelse af de vandrette reaktioner gennem remmen	17
2.1.1.3	Etageadskillelse	19
2.1.1.3.1	Optagelse af de vandrette reaktioner gennem binderne	20
2.1.2	Lodrette understøtninger	20
2.1.2.1	Hjørner	21
2.1.2.2	Tværgående vægge og stålsøjler uden dilatationsfuge	23
2.1.2.3	Tværgående vægge og stålsøjler med dilatationsfuge	27
2.1.2.4	Optagelse af vandrette reaktioner i stålsøjle	27
2.1.2.5	Optagelse af vandrette reaktioner i tværgående vægfelter	27
2.2	Ækvivalent vandret last	29
2.3	Udbøjninger	32
2.3.1	Stålsøjle i hulmur. Understøttet i toppen	32
2.3.1.1	Beregningsmodel. Alternativ I	33
2.3.1.2	Beregningsmodel. Alternativ II	35
2.3.2	Rammer i hulmur. Ikke understøttet i toppen	37
2.3.3	Stålsøjler i læmure. Ikke understøttet i toppen	41
2.4	Geometri. Angivelse af længder og højder	43
2.4.1	Længde	43
2.4.2	Højde	43
2.5	Bæreevne baseret alene på bøjningstrækspændinger om liggefuge	44
2.5.1	Når konsekvensen af et brud er lille	44
2.5.2	Når sikkerheden er stor	46
2.6	Små tværsnit	47
3.	Beregning af et lodret belastet vægfelt	48
3.1	Reduktion af søjlelængden pga. lodrette understøtninger	48
3.1.1	Lodret belastede vægfelter understøttet med stålsøjle.	
	Alternativ beregningsmodel	54
3.1.1.1	Uddybning af brudforløb	55
3.1.1.2	Beregning	56
3.2	Excentriciteter ( $e_0$ )	59
3.2.1	Excentricitet af betondæk med udstøbning	65
3.3	Planhedsafvigelse ( $e_5$ )	72
3.4	Vægfelter uden åbninger	72
3.5	4-sidet understøttet vægfelt med 1 åbning	72

3.6	Vægfelter med 2 eller flere åbninger og 3-sidet understøttede vægfelter med 1 eller flere åbninger	75
3.7	Efterspændt murværk	79
3.7.1	Beskrivelse af løsning	80
3.7.1.1	Tekniske specifikationer	80
3.7.1.2	Løsning i top	81
3.7.1.3	Løsning i bund	82
3.7.2	Dimensionering af efterspændte vægge	82
3.7.2.1	Lodret last	83
3.7.2.2	Excentricitet	83
3.7.2.3	Vægbredde	83
3.7.2.4	Placering af stang	84
3.7.2.5	Belastningstidspunkt	84
3.8	Præfabrikerede forspændte teglelementer	85
3.8.1	Indledning	85
3.8.2	Overordnet beskrivelse af koncept	85
3.8.2.1	Udlægning af sten	85
3.8.2.2	Udstøbning	85
3.8.2.3	Hærdning og lagring	85
3.8.2.4	Samlinger	85
3.8.3	Kontrolklasse	87
3.8.4	Styrkeparametrene	87
3.8.4.1	Elasticitetsmodul	87
3.8.4.2	Trykstyrke	88
3.8.4.3	Bøjningstrækstyrke om liggefuge	88
3.8.4.4	Bøjningstrækstyrke om studsuge	89
3.8.4.5	Friktion	89
3.8.4.6	Kohæsion	89
3.8.4.7	Forankringsstyrke af indstøbte bindere	90
3.8.5	Beregningsprincipper og partialkoefficienter	90
3.8.5.1	Armeringen	90
3.8.5.2	Lastberegning	90
3.8.5.3	Tværbelastede vægge	90
3.8.5.4	Lodret belastede vægge	90
3.8.5.5	Vægge vandret belastet i eget plan	94
3.8.5.6	Teglbjælker	94
4.	Husets totale stabilitet	98
4.1	Indledning	98
4.2	Fordeling af laster. Statisk bestemt system	99
4.3	Fordeling af laster. Statisk ubestemt system. Centralt afstivende	100
4.4	Fordeling af laster. Statisk ubestemt system. Excentrisk afstivende	102
4.5	Åbninger i de stabiliserende vægfelter	103
5.	Skivevirkning af den enkelte væg	105
5.1	Indledning	105
5.2	Statiske forhold for stabiliserende vægge	105

5.3	Stabiliserende vægge med flanger	106
5.4	Udstrækning af flanger	107
5.5	Åbninger	108
5.6	Kapacitet af samling	108
5.7	Forskydningskapacitet	110
5.8	Forhold ved understøtning	108
5.8.1	Glidning ved fugtspærren	111
5.8.2	Glidningssikring	112
5.8.3	Væltning	114
5.9	Forankring af skiver	115
5.9.1	Eksempel på forankring af skiver med efterspændt murværk	116
5.9.2	Undersøgelse af glidningsforhold	117
5.9.3	Undersøgelse af væltning	117
5.10	Forhold ved toppen	118
5.11	Forhold i selve væggen	119
6.	Buer	120
6.1	Indledning	120
6.2	Tryklinie og trykzone	123
6.2.1	Forudsætninger	123
6.2.2	Beregninger af tryklinie og trykzone	124
6.3	Spændingsbestemmelse	125
6.4	Optagelse af vandrette reaktioner	128
7.	Teglbjælker	135
7.1	Indledning	135
7.2	Beregningsmodel	135
7.3	Analyse af model ift. forsøg	139
7.4	Fugtspærrens betydning for teglbjælkens bæreevne	140
7.5	Forankring/vederlag	142
7.5.1	Præfabrikerede tegloverliggere	142
7.5.2	Fugearmering	143
7.6	Udkragede teglbjælker	143
8.	Trådbindere	145
8.1	Indledning	145
8.2	Bindertyper	145
8.3	Beregningsprocedure	145
8.4	Differensbevægelse	147
8.5	Forhåndsdeformation	148
8.6	Binderlængde	150
8.7	Forankringsstyrke for bindere	151
8.8	Materialeparametre	153
8.9	Anvendelsesområder	153
8.10	Binderplacering ved lodrette hjørner uden dilatationsfuger	154
8.10.1	Beregningsmodel	155
8.10.2	Symmetrisk hjørne	155
8.10.3	Asymmetrisk hjørne mht. $r$	156
8.10.4	Øvre grænse for $b$	157

8.11	Skader	157
8.12	Specielle anvendelser af bindere	158
9.	Ikke-rektangulære, bøjningspåvirkede tværsnit	159
9.1	Indledning	159
9.2	Hovedsagelig bøjningspåvirkede konstruktioner. Generel teori	160
9.3	U-tværsnit. Bøjningspåvirkning	160
10.	Armeret murværk	166
10.1	Indledning	166
10.2	Definitioner og beskrivelser	166
10.2.1	Vandret armering	166
10.2.2	Lodret armering	167
10.3	Beregningsprocedurer	168
11.	Konsoller, ankre, mm.	169
11.1	Indledning	169
11.2	Konsoller	169
11.2.1	Indledning	169
11.2.2	Indlæggelse af dilatationsfuger	170
11.2.2.1	Vandrette dilatationsfuger	170
11.2.2.2	Lodrette dilatationsfuger	170
11.3	Ankre, mm.	171
11.3.1	Indledning	171
11.3.2	Forskydningspåvirkning gennem ankre	172
11.3.3	Træk- og trykpåvirkning gennem ankre	172
11.3.3.1	Udtræk af sten, hvori ankeret er placeret.	172
11.3.3.2	Momentbrud i vægfeltet	173
11.3.3.3	Samlet bæreevne af et vægfelt påvirket af en enkeltlast vinkelret på vægplanen	176
12.	Praktisk branddimensionering af murede konstruktioner	177
13.	Miljøklasser	178
13.1	Indledning	178
13.2	Valg af miljøklasse	178
13.3	Mørtler	179
13.4	Mursten	179
13.5	Stålprofiler, bindere, konsoller, plader, mm.	180
14.	Styrkeparametre	182
14.1	Indledning	182
14.2	Vedhæftning	182
14.3	Trykstyrke og elasticitetsmodul	183
14.3.1	Trykstyrken	183
14.3.2	Elasticitetsmodulet	186
14.4	Bøjningstrækstyrke om liggefuge, bøjningstrækstyrke om studsuge og kohæsion	188
14.4.1	Bestemmelse af bøjningstrækstyrker	189
14.4.2	Bestemmelse af kohæsionen	189
14.4.3	Anvendelse af fugeknækkermetoden til bestemmelse af $f_{ilk}$	195
14.4.4	Bestemmelse af $f_{tsk}$ som funktion af $f_{ilk}$ , $f_b$ og $f_{mor,t}$	196

14.4.5	Kohæsionen	199
14.4.6	Bestemmelse af alle vedhæftningsparametre vha. fugeknækkeren	199
14.5	Trækstyrke af murværk vinkelret på studsfugen	200
14.5.1	Brudfigur 1. Brud gennem stenene	200
14.5.1.1	Brudkapacitet af sten	201
14.5.1.2	Brudkapacitet af studsfuger	201
14.5.1.3	Brudkapacitet af liggefuger	202
14.5.1.4	Samlet kapacitet. Brud igennem sten	202
14.5.2	Brudfigur 2. Brud alene gennem fugerne	202
14.5.2.1	Brudkapacitet i studsfuger	202
14.5.2.2	Brudkapacitet fra kohæsion i liggefuger	203
14.5.2.3	Brudkapacitet fra liggefuger	203
14.5.2.4	Samlet kapacitet. Brud gennem fuger	203
14.5.3	Samlet kapacitet. Begge brudformer betragtes	203
14.5.3.1	Trækstyrke vinkelret på studsfuger for murværk påvirket af lodret last	204
14.6	Poisson's forhold	205
14.7	Friktionen	206
14.7.1	Friktion i mørtelfuge	206
14.7.2	Friktion i mørtelfuge på fugtspærre	207
15.	Stivhed og sejhed af murværk. Dilatationsfuger	209
15.1	Indledning	209
15.2	Definition af stivhed og sejhed	209
15.2.1	Stivheden	210
15.2.2	Sejheden	210
15.3	Praktisk eksempel. Sætning	211
15.3.1	Mulighed I. Væggen "svæver" over fundamentet	211
15.3.2	Væggen undergår en tvangsdeformation	216
15.3.3	"Post - peak sejhed"	219
15.4	Temperaturbetingede deformationer	221
15.5	Bestemmelse af $\delta_v$ i praksis	227
15.6	Placering af dilatationsfuger i praksis	228
15.6.1	Indledning	228
15.6.2	Hjørner og Z-forløb	229
15.6.3	Symmetriske vægfelter	230
15.6.4	Asymmetriske vægfelter	231
15.6.5	Placering af dilatationsfuge ved vinduer	231
15.6.6	Synlig/ikke synlig dilatationsfuge. Æstetiske forhold	232
15.6.7	Skader ved dilatationsfuger	233
16.	Europæiske normer	233
16.1	Indledning	233
16.2	Aktuelle standarder	233
16.3	Nationale forhold i EC6-1-1	247
16.4	CE-mærkning	247
16.4.1	Lovkrav	248
16.4.2	Dokumentation af overensstemmelse	248

16.4.3	Harmonisering af krav	250
16.4.4	Andre former for mærkning	250
16.4.5	CE-mærkning og producenter	251
16.4.6	CE-mærkning og leverandører	253
16.4.7	CE-mærkning og rådgivere	253
16.4.8	CE-mærkning og de udførende	255
16.4.9	CE-mærkning og bygherrer	255
17.	Litteraturliste	256

## 1.2 Anvendte symboler og tilhørende enheder

$A_a$	Armeringsarealet ( $\text{mm}^2$ )
$A_{\text{Binder}}$	Arealet dækket af én binder ( $\text{m}^2$ )
$\text{AntUS}$	Antal understøtninger som et reelt tal, når et 4-sidet, lodret belastet, delvist understøttet vægfelt betragtes
$A_{\text{max}}$	Maksimal vægstørrelse når bæreevnen alene skal baseres på bøjningstrækspændinger i liggefugen (m)
$a_{\text{bind}}$	Indbyrdes afstand mellem bindere (m)
$a_{\text{kolonne}}$	Afstanden mellem binderkolonnerne (mm)
$a_{\text{række}}$	Afstanden mellem binderrækkerne (mm)
$\alpha_D$	Vinkeldrejningen af vederlagsfladen ved dækket
$\alpha_V$	Vinkeldrejningen af vederlagsfladen ved toppen af muren
$b_{\text{eff}}$	Effektiv bredde af vægfelt (m)
$B_a$	Placeringen af den enkelte binder (m)
$B_{\text{vand}}$	Bæreevne af binder (kN)
$b$	Bredden af en strimmel murværk (m)
$c$	Parameter anvendt til udvikling af et operationelt udtryk for lodret belastede, delvist understøttede vægfelte
$c_d$	Den regningsmæssige kohæsion (MPa)
$c_k$	Den karakteristiske kohæsion (MPa)
$d$	Differensbevægelsen (mm) Nytteøjden (mm)
$E_{0k,\text{murværk}}$	Trykelasticitetsmodul for murværk (MPa)
$E_{bk,\text{murværk}}$	Bøjningselasticitetsmodul for murværk (MPa)
$E_{0k,\text{stålsøjle}}$	Elasticitetsmodul for stålsøjle (MPa)
$E_{\text{dæk}}$	Dækkets elasticitetsmodul (MPa)
$e_{0,\text{bund}}$	Excentriciteten af reaktionen i bunden af et vægfelt (mm)
$e_{0,\text{top}}$	Excentriciteten af lasten i toppen af et vægfelt (mm)
$e_5$	Excentriciteten stammende fra den betragtede vægkonstruktions mulige afvigelse fra den plane form (mm)
$e_{\text{res}}$	Resulterende excentricitet (mm)
$e_s$	Udbøjningen af en stålsøjle (mm)
$e_t$	Væggens samlede udbøjning (mm)
$\varepsilon_d$	Den resulterende differensbøjning til bestemmelse af differensbevægelse
$F$	Fikspunkt på væggen der regnes at ligge fast (til bestemmelse af $d$ ) (m)
$F_b$	Binderkapaciteten for den enkelte binder (N)
$F_{\text{bøj}}$	Reaktionen ud for bøjlen ved udstøbt dæksamling (kN)
$F_{\text{for}}$	Forspændingskraft i forspændt murværk (kN)
$f_{\text{ld}}$	Den regningsmæssige bøjningstrækstyrke om liggefugen (MPa)
$f_{\text{lk}}$	Den karakteristiske bøjningstrækstyrke om liggefugen (MPa)
$f_{\text{tsd}}$	Den regningsmæssige bøjningstrækstyrke om studsfulgen (MPa)
$f_{\text{tsk}}$	Den karakteristiske bøjningstrækstyrke om studsfulgen (MPa)
$f_{\text{yd}}$	Armerings regningsmæssige flydespænding (MPa)
$\gamma_F$	Partialkoefficient på laster



$\gamma_M$	Partialkoefficient for materialeparametre
$h$	Højde af konstruktionen (m)
$h_e$	Nytteøjden for betontværsnit (mm)
$h_A, h_B, h_C$	Delhøjde af et vægfelt (m)
$h_s$	Søjlelængden for et aktuelt vægfelt, eventuelt delvist understøttet og evt. med åbninger (m)
$h_{4s}$	Søjlelængde for et 4-sidet understøttet vægfelt (m)
$h_{3s}$	Søjlelængde for et 3-sidet understøttet vægfelt (m)
$h_{3s, højre}$	Søjlelængden for et 3-sidet understøttet vægfelt til højre for åbning (m)
$h_{3s, venstre}$	Søjlelængden for et 3-sidet understøttet vægfelt til venstre for åbning (m)
$h_{2s}$	Søjlelængde for et 2-sidet understøttet vægfelt (normalt lig $h$ ) (m)
$h_{dør}$	Højden af en dør (m)
$h_{vindue}$	Højden af et vindue (m)
$I_1$	Stivheden af den tværgående væg ( $\text{mm}^3$ )
$I_2, I$	Stivheden af den understøttede væg ( $\text{mm}^3$ )
$I_{stålsøjle}$	Inertimomentet af en stålsøjle ( $\text{mm}^3$ )
$I_{dæk}$	Dækkets inertimoment ( $\text{mm}^3$ )
$i$	Indspændingsgrad ved understøtning
$k$	Parameter anvendt til udvikling af et operationelt udtryk for lodret belastede, delvist understøttede vægfelder
$k_{etage}$	Den aktuelle etage, hvorpå vægfeltet er placeret
$\kappa$	Krumningen ( $\text{m}^{-1}$ )
$l$	Længden af et vægfelt/dæk (m)
$l_{lysn}$	Den fri afstand i vægfeltet (m)
$l_{vederlag}$	Længde på vederlagsfladerne (mm)
$M$	Det ydre moment (kNm)
$M_{fs}$	Det indre moment omkring studsfugen (kNm)
$m$	Det ydre moment (kNm/m)
$m_{di}$	Det indre moment fra en delvis indspænding (kNm/m)
$m_{fl}$	Det indre moment omkring liggefugen (kNm/m)
$m_{fs}$	Det indre moment omkring studsfugen (kNm/m)
$m_{fl, 2s}$	Det indre moment omkring liggefugen for et 2-sidet understøttet vægfelt (kNm/m)
$N$	Den regningsmæssige lodrette last på et vægfelt (kN/m)
$n$	Antallet af nødvendige brudlinier uden bøjningstrækstyrke i fuld bredde, før et brud er muligt
$n_{nødv}$	Det nødvendige antal bindere pr. arealenhed
$u$	Udbøjning af væg (mm)
$\mu_{d,p}$	Regningsmæssig friktion ved pap
$\mu_{d,t}$	Regningsmæssig friktion ved rem
$P, P_L$	Den regningsmæssige lodrette last på et vægfelt (kN/m)
$P_{aktiv}$	En parameter der er 0 eller 1, når vægfeltet hhv. kun er belastet af egenvægt eller af en mindre lodret last
$P_{højre}$	Den lodrette last på et vægfelt til højre for en åbning (kN/m)
$P_{i=1}$	Den lodrette last svarende til $i = 1$ ved den vandrette understøtning (kN/m)

$P_{\text{venstre}}$	Den lodrette last på et vægfelt til venstre for en åbning (kN/m)
$P_v$	Vandret reaktion på dæk fra lodret last på væg i udbøjjet tilstand (kN/m)
$p$	Parameter anvendt til udvikling af et operationelt udtryk for lodret belastede, delvist understøttede vægfelder
$p_r$	Samlet regningsmæssig last på dæk
$Q_{\text{vand}}$	Den vandrette reaktion (kN/m)
$q, q_u$	Den vandrette last eller den vandrette kapacitet af vægfeltet (kN/m <sup>2</sup> )
$q_{i=}$	Den vandrette kapacitet ved forskellige indspændingsgrader (kN/m <sup>2</sup> )
$q_f$	Vindlastens andel på formuren (kN/m <sup>2</sup> )
$q_s$	Vindlastens andel på stålsøjlen (kN/m <sup>2</sup> )
$q_b$	Vindlastens andel på bagmuren (kN/m <sup>2</sup> )
$q_{\text{ækv}}$	Den ækvivalente vandrette last, når Ritterformlen skal anvendes (kN/m <sup>2</sup> )
$q_{\text{reak}}$	Reaktion som linielast fra pladefelt (kN/m)
$R_{\text{vand}}$	Den vandrette modstandsevne ved understøtning med pap (kN/m)
$r_1$	Reduktionsfaktor ved 3- eller 4-sidet fuldt understøttet, lodret belastet vægfelt
$r_2$	Reduktionsfaktor ved 3- eller 4-sidet delvist understøttet, lodret belastet vægfelt
$r_3$	Reduktionsfaktor for et vægfelt med åbninger betragtet som 3-sidet understøttet
$r_4$	Reduktionsfaktor for et vægfelt med åbninger betragtet som 4-sidet understøttet
$r_{\text{vægfelt med åbninger}}$	Den samlede reduktionsfaktor for et vægfelt med åbninger
$S_f$	Relativ stivhed for formur
$S_s$	Relativ stivhed for stålsøjle
$S_b$	Relativ stivhed for bagmur
$\rho$	Rumvægt af murværket (kN/m <sup>3</sup> )
$\sigma$	Den aktuelle spænding (MPa)
$T_{\text{vand}}$	Den vandrette modstandsevne ved understøtning med tagrem (kN/m)
$t_{\text{dæk}}$	Dækkets tykkelse (mm)
$t$	Tykkelsen af den betragtede væg (mm)
$u_{\text{revne}}$	Udbøjningen hvor væggen revner
$u_{\text{stålsøjle}}$	Udbøjning af en stålsøjle (mm)
$w$	Jævn fordelt reaktion mellem mur og stålsøjle (kN/m)
$W$	Modstandsmomentet (mm <sup>3</sup> )
$W_s$	Modstandsmomentet af stålsøjle (mm <sup>3</sup> )
$x$	Geometrisk ubekendt (mm)
$x_{\text{ækv}}$	Den ækvivalente vandrette placering af et vindue (m)
$x_{\text{vindue}}$	Den vandrette placering af et vindue fra en lodret understøtning (m)

## 2. Beregning af et vandret belastet vægfelt

Et vandret og lodret belastet vægfelt gennemregnes først ved hjælp af brudlinieteori-  
en, således at der kan tages hensyn til eventuelle åbningers indflydelse på bæreevne-  
kapaciteten og kraftfordelingen.

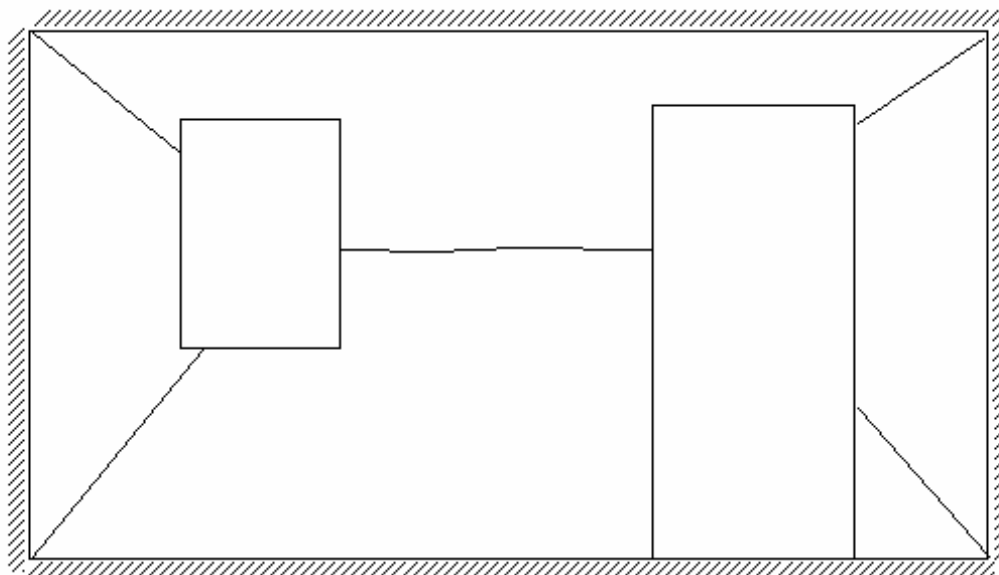


Fig. 2.1 Brudlinier for vægfelt med åbninger. Opstalt

Ved anvendelse af brudlinieteori kan der i nogle tilfælde være tvivl om understøt-  
ningsforholdene, som derfor er uddybet i det efterfølgende afsnit.

### 2.1 Understøtningsforhold

#### 2.1.1 Vandrette understøtninger

Nederste vandrette understøtning er normalt soklen. Øverste vandrette understøtning  
er normalt tagkonstruktionen. Såfremt der regnes på et flere etagers byggeri, kan den  
vandrette understøtning være en etageadskillelse.

## 2.1.1.1 Soklen

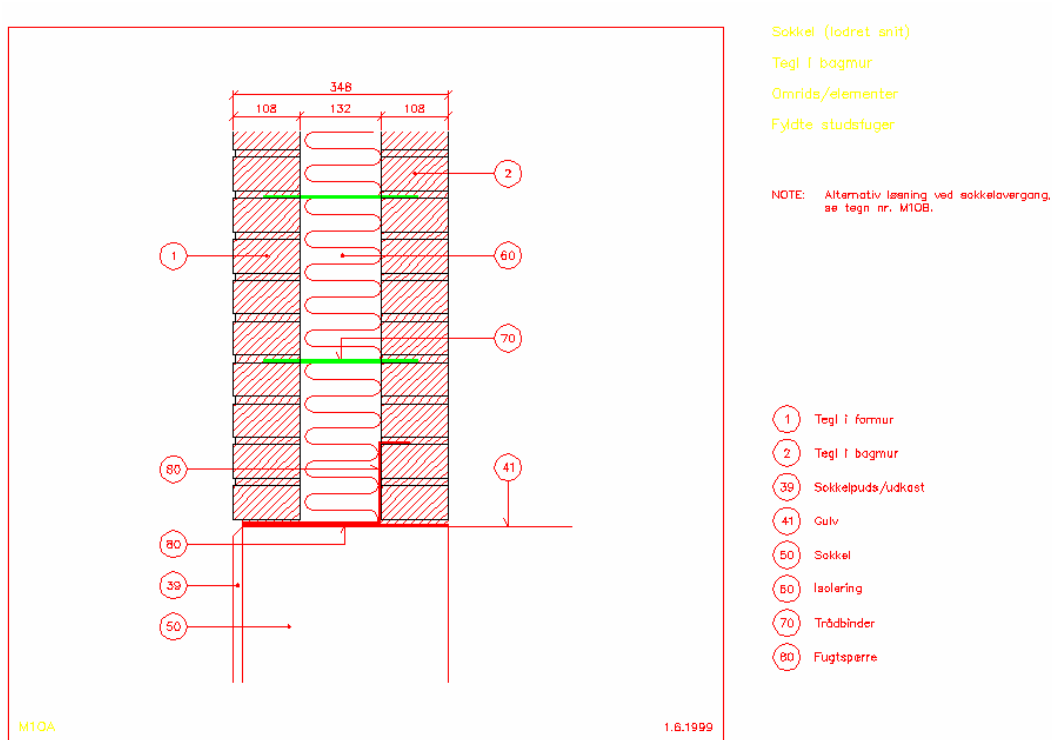


Fig. 2.1.1 Sokkel. Lodret snit. Fra ”Mur- og tagdetaljer til AutoCAD”

Soklen regnes normalt som simpelt understøttet, idet der ikke kan overføres noget moment ved pappet.

Såfremt vægfeltet er påvirket af en lodret last, vil der dog opstå en form for delvis indspænding ved understøtningen, idet den lodrette reaktion vil flytte sig fra centerlinien og blive til gunst for konstruktionen. Denne form for delvis indspænding kan medtages ved beregningen af både for- og bagmur. Excentriciteten til gunst er omtalt i murværksnormen, DS 414:2005, annek A og er benævnt  $e_{0,bund}$ .

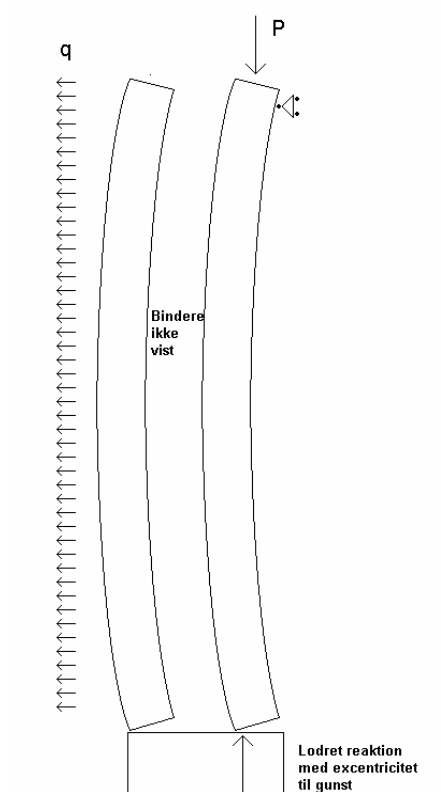


Fig. 2.1.2 Lodret last medfører en excentrisk reaktion til gunst. Lodret snit

Situationen er illustreret med et eksempel.

Den regningsmæssige lodrette last (P) er:

$$P = 15,9 \text{ kN/m}$$

Lasten regnes, iht. murværksnormen DS 414:2005, anneks A, virkende til gunst med en excentricitet ( $e_{0,bund}$ ) på:

$$\frac{t}{6} = \frac{108 \text{ mm}}{6} = 18 \text{ mm}$$

hvor

t er tykkelsen af den betragtede væg

Momentet fra den delvise indspænding ( $m_{di}$ ) fås herefter til:

$$m_{di} = 15,9 \times 0,018 = 0,286 \text{ kNm/m}$$

Brudmomentet omkring den vandrette liggefuge i vægfeltet ( $m_{fl}$ ) fås til:

$$\begin{aligned} m_{fl} &= \left(\frac{1}{6}\right) \times t^2 \times f_{td} \\ &= \left(\frac{1}{6}\right) \times 0,108^2 \times 0,147 \\ &= 0,286 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

hvor  $f_{td}$  er den regningsmæssige bøjningstrækstyrke om liggefugen. Værdien for  $f_{td}$  er fremkommet på følgende måde, hvor typiske værdier er anvendt:

$$\begin{aligned} f_{td} &= \frac{f_{tlk}}{\gamma_M} \\ &= \frac{0,25 \text{ MPa}}{1,70} \end{aligned}$$

hvor

$f_{tlk}$  er den karakteristiske bøjningstrækstyrke  
 $\gamma_M$  er partialkoefficienten

Heraf ses, at i det viste eksempel vil der med en lodret last på 15,9 kN/m optræde et moment fra den delvise indspænding, som svarer til en indspændingsgrad ( $i$ ) på:

$$i = 1,0$$

Såfremt den lodrette last var større end 15,9 kN ( $P > 15,9 \text{ kN/m}$ ) ville indspændingsgraden ( $i$ ) være uændret. Dvs.

$$i = 1,0$$

Såfremt den lodrette last var mindre end 15,9 kN ( $P < 15,9 \text{ kN/m}$ ) ville indspændingsgraden ( $i$ ) kunne bestemmes proportionalt:

$$i = \frac{P}{P_{i=1}}$$

hvor

$P$  er den aktuelle last mindre end  $P_{i=1}$   
 $P_{i=1}$  er lasten svarende til  $i = 1$

Fortsættes med samme eksempel og regnes med:

$$P = 5 \text{ kN/m}$$

fås:

$$i = \frac{5}{15,9} = 0,31$$

Anvendes et edb-program til beregning af brudlinieteorien, hvor det kun er muligt at angive  $i = 0$  eller  $i = 1$  (svarende til henholdsvis simpel understøttet eller indspændt), gennemregnes begge tilfælde med  $i = 0$  og  $i = 1$ , og den endelige bæreevne ( $q_{i=0,31}$ ) proportioneres herimellem, idet der regnes med retlinet afhængighed.

For eksempel:

$$\begin{aligned} q_{i=0,0} &= 1,14 \text{ kN/m}^2 \\ q_{i=1,0} &= 1,48 \text{ kN/m}^2 \\ q_{i=0,37} &= (1,14 + (1,48-1,14) \times 0,31) \text{ kN/m} \\ &= 1,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

#### 2.1.1.1.1 Optagelse af de vandrette reaktioner gennem pappen

På den sikre side kan regnes, at al lasten optages gennem de vandrette reaktioner som illustreret nedenstående.

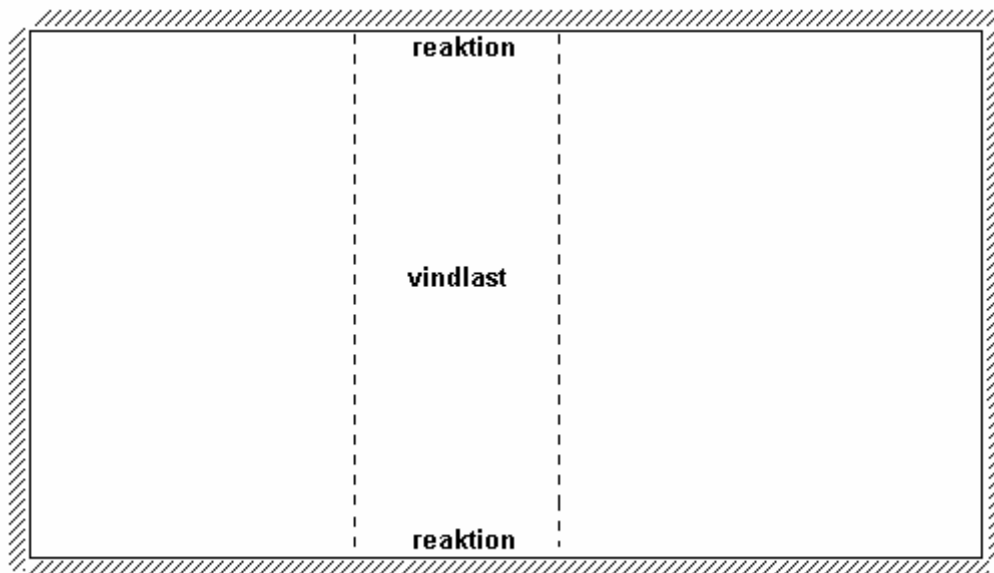


Fig. 2.1.3 Optagelse af vandrette reaktioner. Opstalt

Uligheden, der skal opfyldes er angivet nedenstående:

$$Q_{\text{vand}} < R_{\text{vand}}$$
$$\frac{1}{2} \times q \times h < \rho \times h \times \mu_{\text{d,p}}$$

hvor

$Q_{\text{vand}}$  er den vandrette påvirkning pr. længdeenhed ved understøtningen  
 $R_{\text{vand}}$  er den vandrette modstandsevne af pappen pr. længdeenhed  
 $q$  er den vandrette (typisk vind) regningsmæssige fladelast (på den aktuelle vange)  
 $h$  er højden af konstruktionen  
 $\rho$  er rumvægten af konstruktionen  
 $\mu_{\text{d,p}}$  er den regningsmæssige friktionskoefficient mellem pap og murværk

Heraf fås at:

$$\frac{q}{2\mu_{\text{d,p}}} < \rho$$

Indsættes typiske værdier fås:

$$\frac{0,5 \text{ kN/m}^2}{2 \times 0,34} < 1,9 \text{ kN/m}^2$$
$$0,74 \text{ kN/m}^2 < 1,9 \text{ kN/m}^2$$

Ovenstående rumvægt er for massive sten, som normalt anvendes i formuren i form af blødstrøgne sten. Det ses, at med typiske værdier er der en kraftig bæreevnereserve.



## 2.1.1.2 Tagfod

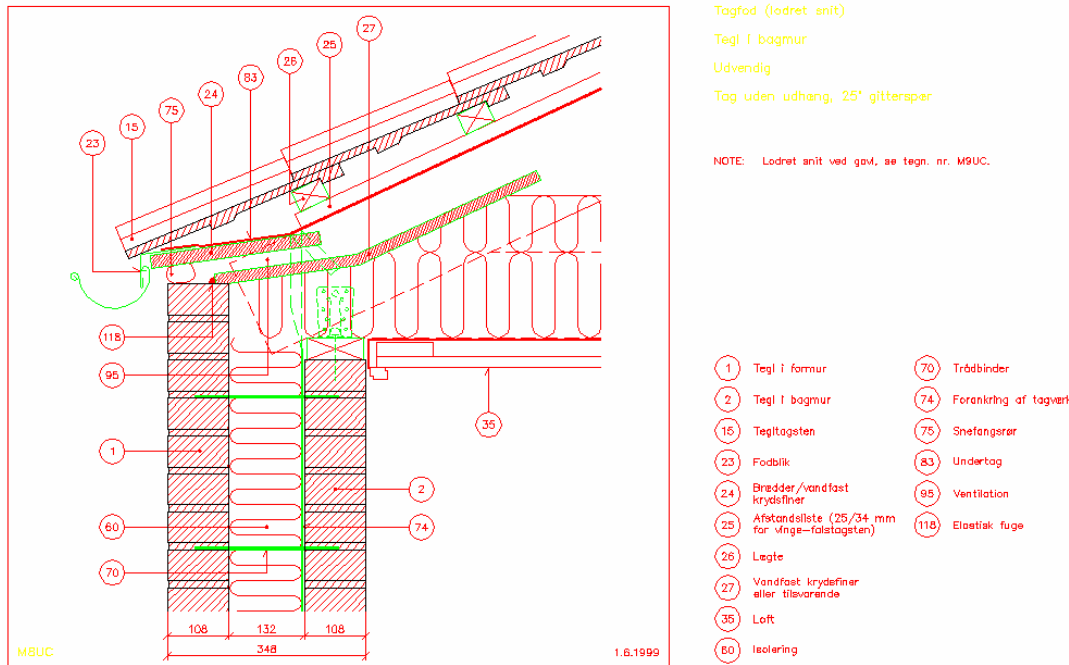


Fig. 2.1.4 Tagfod. Lodret snit. Fra "Mur- og tagdetaljer til AutoCAD"

Ved tagfoden skal den vandrette understøtning ved for- og bagmur normalt altid regnes som simpel, idet der ikke er mulighed for at overføre noget moment videre i konstruktionen.

### 2.1.1.2.1 Optagelse af de vandrette reaktioner gennem remmen

Reaktionen optages normalt gennem tagremmen, der fører kræfterne videre til tagkonstruktionen. Her er der flere kritiske elementer, der skal tages i betragtning ved projekteringen og de statiske beregninger.

Stivheden af tagkonstruktionen skal være tilstrækkelig, således at det er tagkonstruktionen, der understøtter muren overfor vandrette kræfter og ikke omvendt. Tagkonstruktionens stivhed behandles ikke i dette notat.

Remmen skal kunne overføre de aktuelle kræfter. Dette kan opnås på 2 måder.

Såfremt remmen ikke er forankret i muren skal egenvægten af taget i alle lasttilfælde have en størrelse, der sikrer, at friktionen mellem rem og murværk er større end den aktuelle vandrette reaktion.

Uligheden, der skal opfyldes, er angivet nedenstående:

$$Q_{\text{vand}} < T_{\text{vand}}$$

$$\frac{1}{2} \times q \times h < P \times \mu_{\text{d,t}}$$

hvor

$Q_{\text{vand}}$  er den vandrette påvirkning pr. længdeenhed

$T_{\text{vand}}$  er den vandrette modstandsevne af taget/remmen pr. længdeenhed

$q$  er den vandrette (typisk vind) regningsmæssige fladelast (både på for- og bagmur)

$h$  er højden af konstruktionen

$P$  den mindste regningsmæssige lodrette last pr. længdeenhed (typisk egenvægt – maksimalt sug på taget)

$\mu_{\text{d,t}}$  er den regningsmæssige friktionskoefficient mellem rem og murværk

Heraf fås at:

$$\frac{\frac{1}{2} \times q \times h}{\mu_{\text{d,t}}} < P$$

Indsættes typiske værdier fås

$$\frac{\frac{1}{2} \times 1,0 \text{ kN/m}^2 \times 3,0 \text{ m}}{0,34} < P$$

$$4,4 \text{ kN/m} < P$$

Som regningsmæssig friktionskoefficient mellem rem og murværk er skønsmæssigt anvendt samme værdi som mellem pap og murværk.

I ”runde” tal fås at:

$$5,0 \text{ kN/m} < P$$

før en forankring af tagremmen, under normale forhold, kan undlades.

Såfremt den lodrette last ikke er tilstrækkelig, skal tagremmen forankres fx med bolte. Denne samling er kritisk, og ved tilsynet skal det sikres, at boltene ikke indbores før murværket er hærdnet, således at de øverste skifter ikke slås løs.

### 2.1.1.3 Etageadskillelse

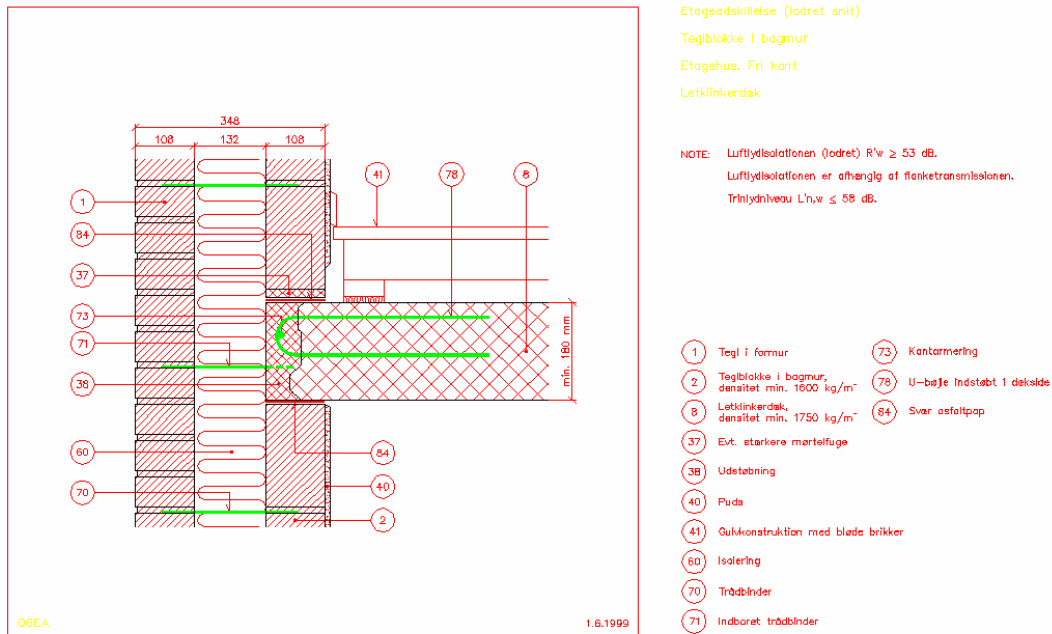


Fig. 2.1.5 Vandret understøtning ved etageadskillelse. Lodret snit. Fra ”Mur- og tagdetaljer til AutoCAD”

Den vandrette understøtning af formuren opnås gennem den vandrette binderrække ud for dækket.

Ved beregning af formuren kan den vandrette understøtning regnes for indspændt, idet momenterne kan overføres til det hosliggende vægfelt.

Ved beregning af bagmuren vil understøtningsforholdene være som beskrevet under afsnittet om soklen (afsnit 2.1.1.1). Dvs. såfremt der er væsentlige lodrette laster på vægfeltet, kan den vandrette understøtning regnes for indspændt.

### 2.1.1.3.1 Optagelse af de vandrette reaktioner gennem binderne

Selve etageadskillelsen har næppe de store problemer med at optage den relative ringe vandrette reaktion. Antallet af bindere skal dog dimensioneres således, at reaktionen kan overføres fra formuren til etageadskillelsen. Situationen er illustreret med et eksempel. Reaktionen på binderrækken stammer fra det underliggende vægfelt og et eventuelt overliggende vægfelt. (Talværdier fra eksempel i afsnit 2.1.1.1.1 anvendes).

$$\begin{aligned} Q_{\text{vand}} &= \frac{1}{2} \times q \times h + \frac{1}{2} \times q \times h \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times 0,5 \text{ kN/m}^2 \times 3,0 \text{ m} \\ &= 1,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Forankringsevnen af en binder indboret i beton kan ses på relevante producenters hjemmesider. Den regningsmæssige kapacitet, når der tages hensyn til differensbevægelse og forhåndsdeformation, bestemmes eksempelvis til (se afsnit 8 mht. dimensionering af binderne):

$$B_{\text{vand}} = 0,4 \text{ kN}$$

Heraf ses, at en binderafstand ( $a_{\text{bind}}$ ) kan bestemmes til:

$$\begin{aligned} a_{\text{bind}} &= \frac{0,4}{1,5} \text{ m} \\ &= 0,266 \text{ m} \end{aligned}$$

I murværksnormen DS 414:2005, afsnit 6.2.14 (4)P, rettelsesblad (af 2006.09.27) står der, at ved understøtninger, langs huller og ved dilatationsfuger, skal binderrækken udføres med en maksimal indbyrdes afstand på 400 mm. Afstanden bliver dog max. 266 mm i dette eksempel.

### 2.1.2 Lodrette understøtninger

Lodrette understøtninger kan bestå af hjørner, tværgående vægge eller stålsøjler. Disse elementer er beskrevet i det følgende.

## 2.1.2.1 Hjørner

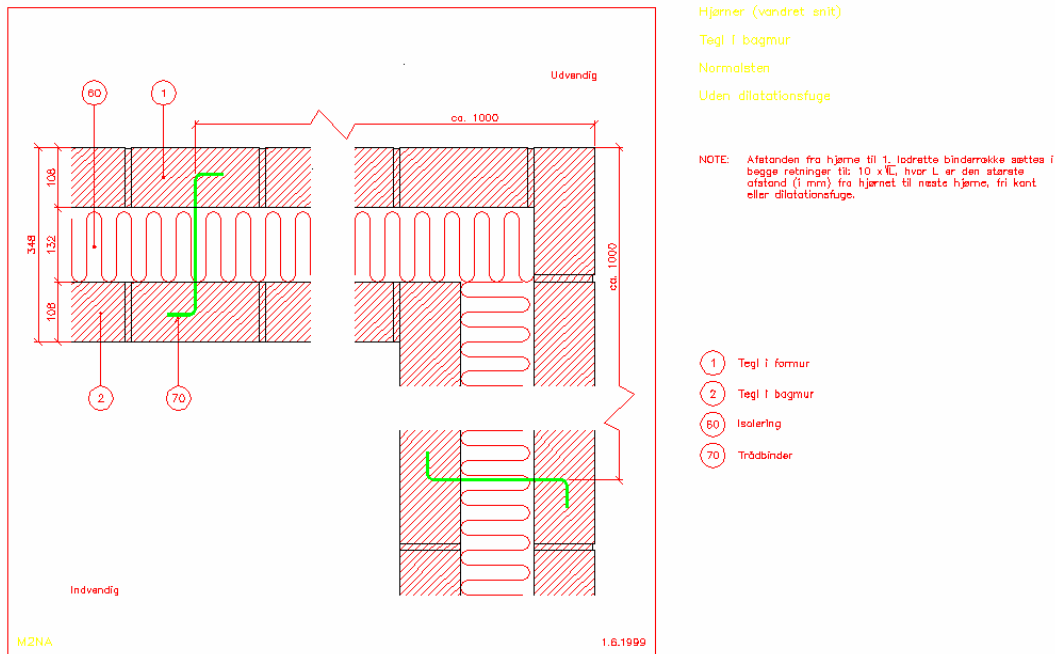


Fig. 2.1.6 Typisk hjørne uden dilatationsfuge. Vandret snit. Fra "Mur- og tagdetaljer til AutoCAD"

Hjørner uden dilatationsfuger regnes normalt som en simpel understøtning, idet den kritiske vindbelastning typisk er sug på den betragtede væg og dermed tryk på den vinkelrette væg, hvilket medfører, at hjørnet ikke er stift mht. rotation. I øvrigt vil hjørner ofte være muret med stående fortanding, hvorfor momenter ikke kan (må) overføres (jf. murværksnormen DS 414:2005, pkt. 6.2.2. (3)P).

Såfremt vægfelterne, der tilsammen udgør hjørnet, er påvirket af laster i samme retning, eksempelvis et hydrostatisk tryk, kan der regnes med fuld indspændingsgrad ved hjørnet.

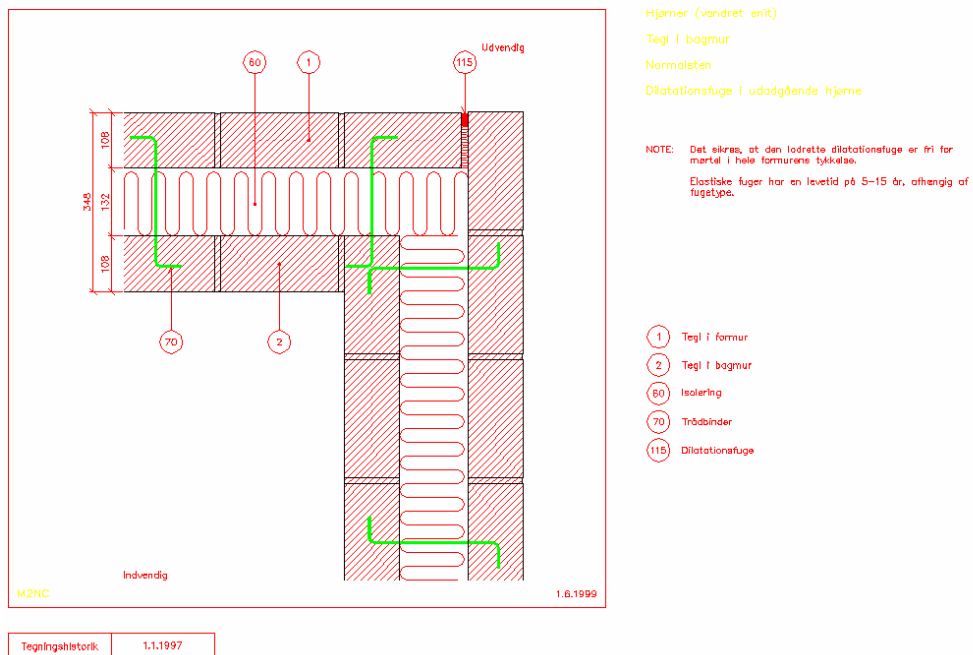


Fig. 2.1.7 Typisk hjørne med dilatationsfuge. Vandret snit. Fra "Mur- og tagdetaljer til AutoCAD"

Hjørner med dilatationsfuger regnes normalt som simpelt understøttede, idet dilatationsfugen ikke giver mulighed for overførslen af noget moment.

## 2.1.2.2 Tværgående vægge og stølsøjler uden dilatationsfuge

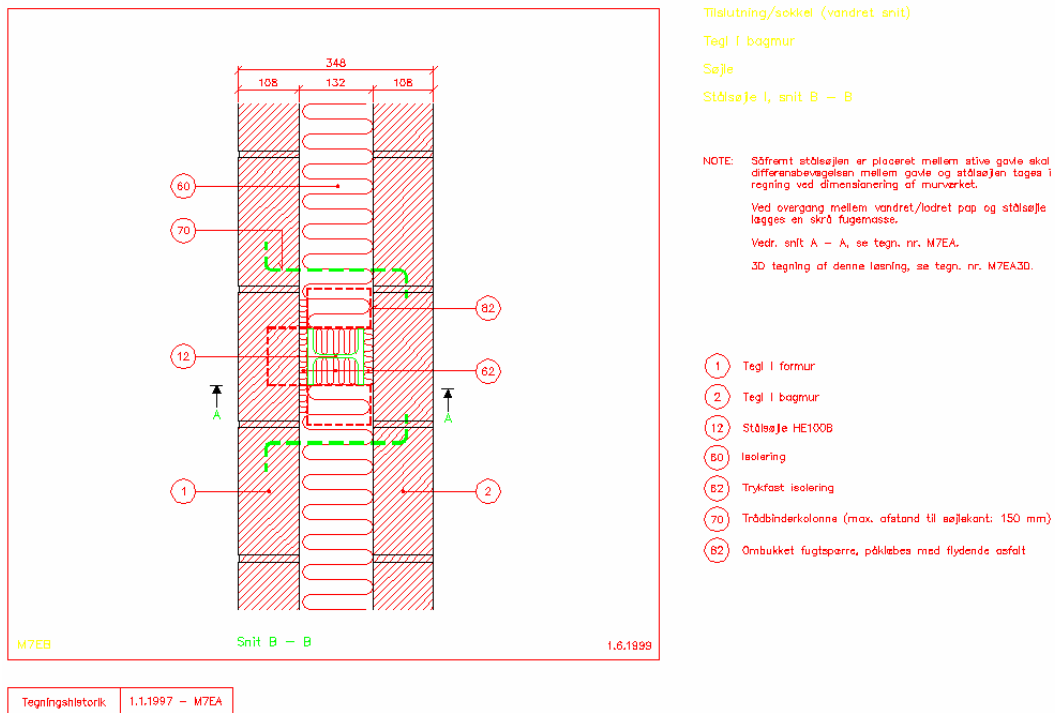


Fig. 2.1.8 Stølsøjle. Vandret snit. Fra ”Mur- og tagdetaljer til AutoCAD”

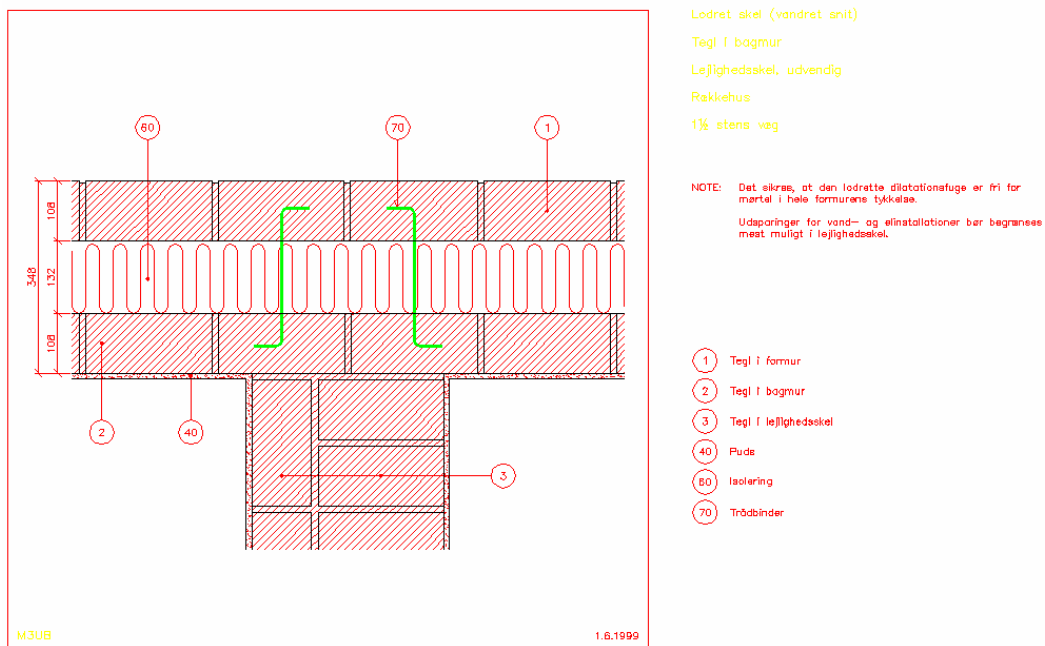


Fig. 2.1.9 Tværgående væg. Vandret snit. Fra ”Mur- og tagdetaljer til AutoCAD”

Tværgående vægge og stålsøjler uden dilataionsfuge kan normalt regnes som en indspændt understøtning, idet momentet kan overføres til den hosliggende væg.

Såfremt der i den hosliggende væg fx er en døråbning, der gennembryder næsten hele facaden tæt på den lodrette understøtning, skal indspændingsgraden i nogle tilfælde reduceres. Dette forhold er gennemgået i det efterfølgende.

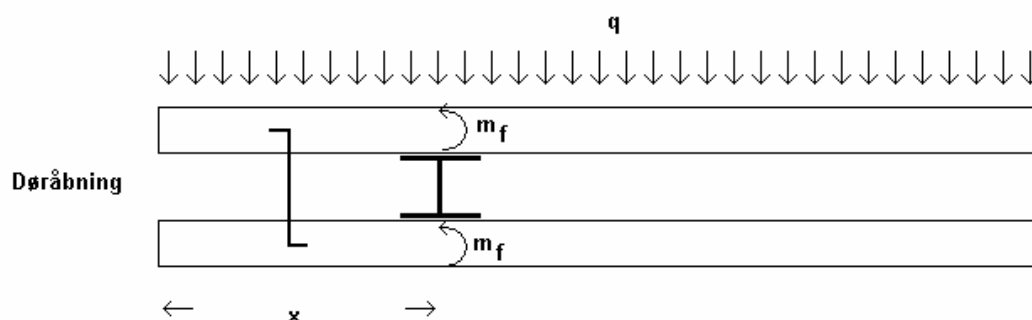


Fig. 2.1.10 Åbninger nær en indspændt understøtning. Vandret snit

På den sikre side forudsættes, at åbningen er gennemgående og at vægfeltet ikke er forankret i top og bund. Betragtes ligevægten omkring den lodrette understøtning fås:

$$\frac{1}{2} \times q \times h \times x^2 > 2 \times m_{fs} \times h$$

hvor

$m_{fs}$  er momentet pr. længdeenhed omkring studsfugen

$x$  er den vandrette afstand fra den lodrette understøtning til åbningen

$x$  kunne i princippet regnes et stykke ind i åbningen, idet der fra selve døren tillige vil komme et bidrag til ligevægten (gennem befæstigelse). Det er dog på den sikre side blot at regne  $x$  som afstanden til åbningen.

Isoleres  $x$  fås:

$$x^2 > \frac{4 \times m_{fs}}{q}$$

$$x > 2 \sqrt{\left( \frac{m_{fs}}{q} \right)}$$

Sættes fx

$$q = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{tsk} = 0,5 \text{ MPa}$$

$$\gamma_M = 1,70$$

og



$$\begin{aligned}
m_{fs} &= \frac{\left(\frac{1}{6}\right) \times 108^2 \times 0,5}{1,70} \\
&= 572 \text{ Nmm/mm} \\
&= 0,572 \text{ kNm/m}
\end{aligned}$$

fås:

$$\begin{aligned}
x &> 2\sqrt{\left(\frac{m_{fs}}{q}\right)} \\
&> 2\sqrt{\left(\frac{0,572}{1,0}\right)} \\
&> 1,51 \text{ m}
\end{aligned}$$

Dvs. er afstanden til åbningen større end 1,51 m, kan der regnes med fuld indspænding i den lodrette understøtning med de i eksemplet anvendte værdier.

Er afstanden mellem 0 og 1,51 regnes med en indspændingsgrad proportionalt med afstanden i anden potens.

Er afstanden fx 1,0 kan der regnes med en indspændingsgrad (i) på:

$$\begin{aligned}
i &= \left(\frac{1,0}{1,51}\right)^2 \\
&= 0,44
\end{aligned}$$

Består åbningen af et vindue, som langt fra gennemskærer hele vægfeltet i højden, må der foretages en ”ingeniørmæssig vurdering”. Et eksempel:

Et vindue er placeret i en væg med følgende parametre:

$$\begin{aligned}
h_{\text{vindue}} &= 1,2 \text{ m} \\
h &= 3,0 \text{ m} \\
x_{\text{vindue}} &= 1,0 \text{ m}
\end{aligned}$$

hvor

$h_{\text{vindue}}$  er højden af vinduet  
 $x_{\text{vindue}}$  er den vandrette placering af vinduet fra den lodrette understøtning

dvs. vinduet er placeret 1,0 m fra den lodrette understøtning. Her kan fx regnes:

$$\begin{aligned}
 x_{\text{ækv}} &= \left( \frac{x_{\text{vindue}} \times h_{\text{vindue}} + h \times (h - h_{\text{vindue}})}{h} \right) \\
 &= \left( \frac{1,0 \times 1,2 + 3,0 \times (3,0 - 1,2)}{3,0} \right) \\
 &= 2,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

hvor  $x_{\text{ækv}}$  er den ækvivalente vandrette afstand til den lodrette understøtning, såfremt vinduet var i fuld højde. I det aktuelle eksempel ses at:

$$x_{\text{ækv}} > 1,4 \text{ m}$$

hvorved understøtningen kan regnes for indspændt. Se efterfølgende fig. for illustration.

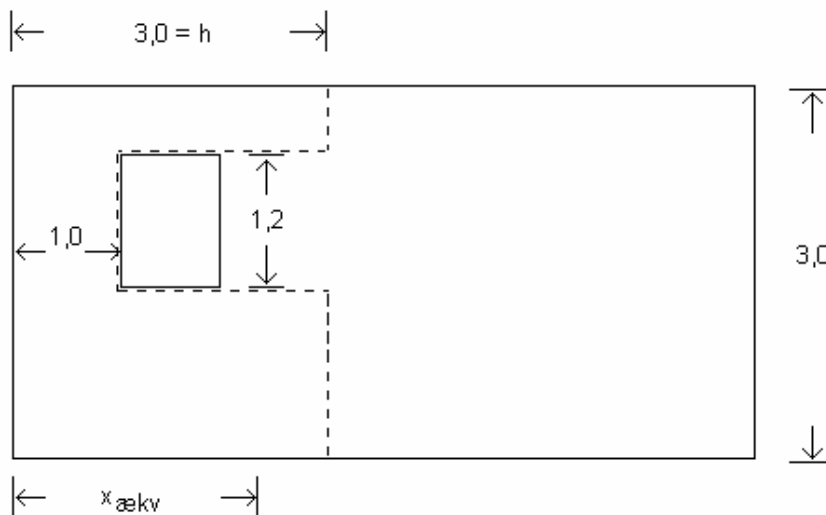


Fig. 2.1.11 Bestemmelse af  $x_{\text{ækv}}$

### 2.1.2.3 Tværgående vægge og stålsøjler med dilatationsfuge

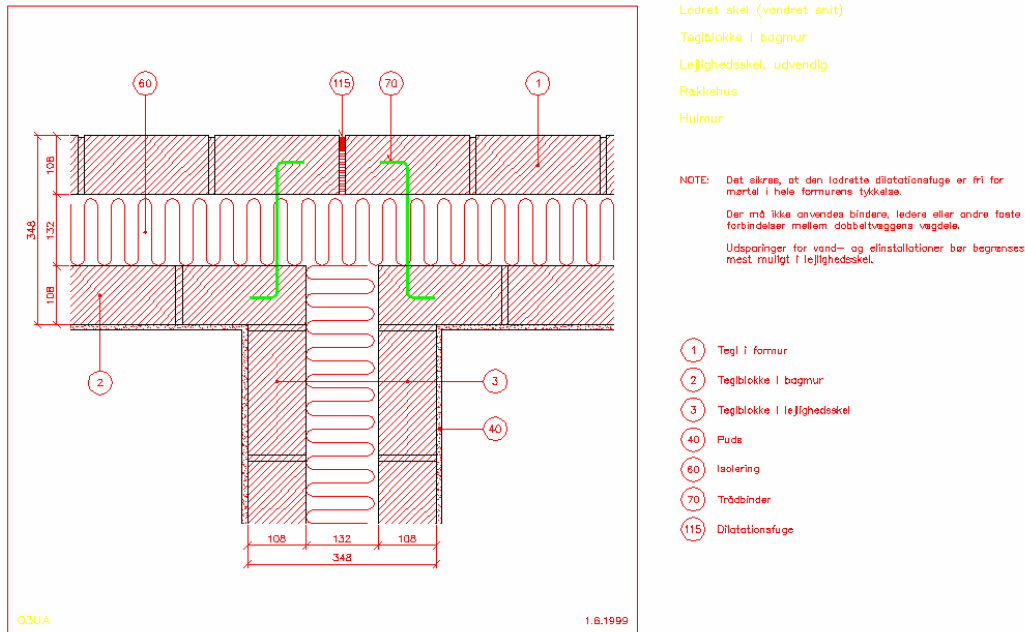


Fig. 2.1.12 Lodret understøtning med dilatationsfuge. Fra "Mur- og tagdetaljer til AutoCAD"

Ved anvendelse af dilatationsfuger ved de lodrette understøtninger skal der regnes med en simpel understøtning, idet der ikke kan overføres noget moment til nabofelterne via en dilatationsfuge. Det ses endvidere, at ovenstående detalje blot er et specialtilfælde af situationerne gennemgået i foregående afsnit 2.1.2.2, nemlig hvor  $x = 0$  medførende en indspændingsgrad på 0.

### 2.1.2.4 Optagelse af vandrette reaktioner i stålsøjle

Dette forhold er relateret til udbøjningen og er behandlet i afsnit 2.3.

### 2.1.2.5 Optagelse af vandrette reaktioner i tværgående vægfelter

Hvis det tværgående vægfelt har en vis størrelse er der normalt ikke noget problem mht. optagelse af de vandrette reaktioner.

(3I - stivhedskravet som er beskrevet i murværksnormen, DS 414:2005, afsnit 6.4 (8) er ikke relateret til vandret belastede vægfelter, men er et stabilitetskrav relateret til beregninger efter Ritterformlen (emnet er behandlet i afsnit 3.1)).

I det følgende gennemregnes et eksempel med et tværgående vægfelt med en ringe udstrækning påvirket af vandrette reaktioner.

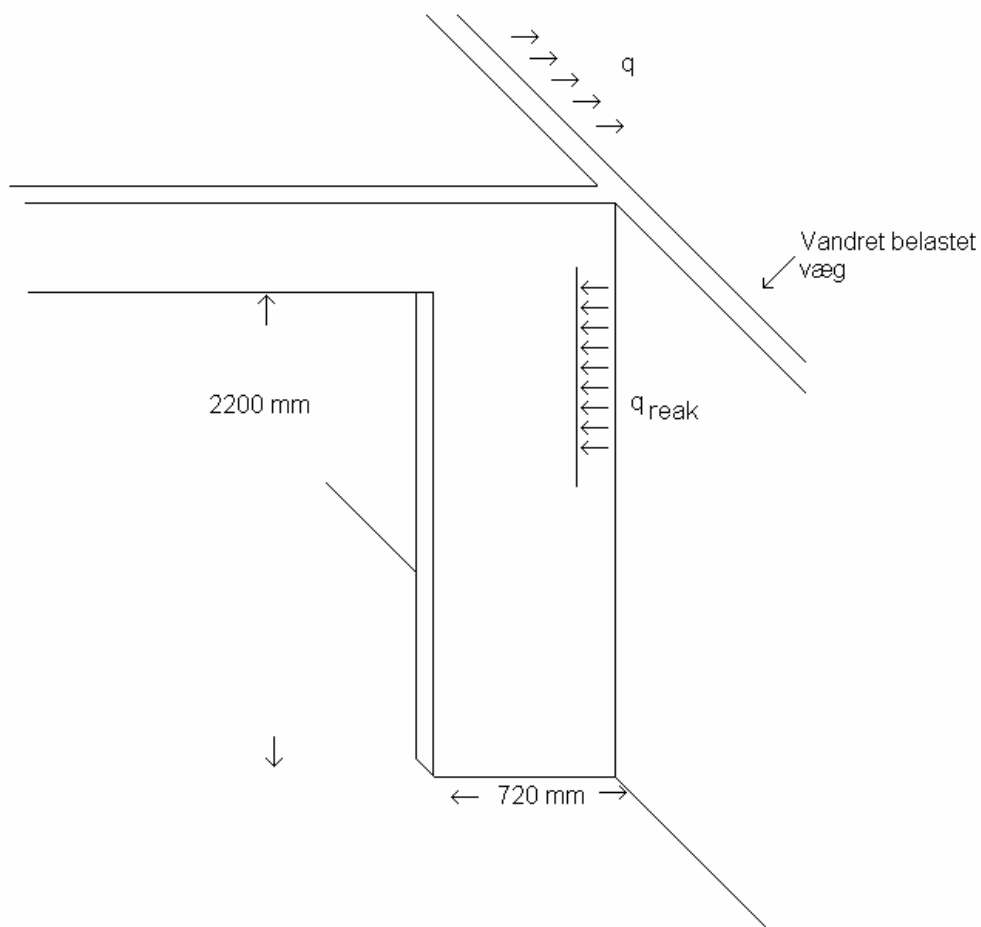


Fig. 2.1.13 Tværgående vægfelt med ringe udstrækning

Som vandret reaktion på den lodrette understøtning anvendes her konservativt samme udtryk som i afsnit 2.1.1.1.1.

I dette eksempel anvendes værdierne:

$$\begin{aligned}
 q &= 0,9 \text{ kN/m}^2 \\
 h &= 2,8 \text{ m} \\
 q_{reak} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q \times h \\
 q_{reak} &= 2 \times \frac{1}{2} \times 0,9 \text{ kN/m}^2 \times 2,8 \text{ m} \\
 &= 2,52 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Den viste tværvæg har ingen lodret last.

$$\begin{aligned}
\sigma &= \frac{M}{W} \\
\sigma &= \frac{\left(\frac{1}{8}\right) \times q_{\text{reak}} \times h_{\text{dør}}^2}{W} \\
\sigma &= \frac{\left(\frac{1}{8}\right) \times 2,52 \times 2,2^2 \times 10^6}{\left(\frac{1}{6}\right) \times 108 \times (720 + 108)^2} \\
\sigma &= 0,12 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

hvor

$\sigma$  er den aktuelle spænding

$M$  er momentet

$W$  er modstandsmomentet af tværvæggen

$h_{\text{dør}}$  er højden af døren/tværvæggen

Denne værdi skal således være mindre end  $f_{\text{ld}}$  som tidligere er sat til:

$$\begin{aligned}
f_{\text{ld}} &= \frac{0,25}{1,70} \\
&= 0,147 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

Det ses, at en tværvæg på 3 sten udover hulturen og med en højde på 2,2 m har tilstrækkelig bæreevne mht. den vandrette reaktion med de i dette eksempel anvendte værdier.

## 2.2 Ækvivalent vandret last

Ækvivalent vandret last er et begreb, som er nødvendigt at indføre, når et vægfelt både er lodret og vandret belastet.

Problematikken er, at tværlastens størrelse skal reguleres, når vægfeltet dimensioneres som et lodret belastet vægfelt, idet vægfeltet her kun betragtes som en 2-sidet understøttet søjle. Det vil sige en søjle understøttet foroven og forneden.

Tværlasten skal opdeles, så en del af tværlasten er relateret til de ”lodrette søjler” og den resterende del af tværlasten er relateret til de ”vandrette bjælker”.

Ved beregning af den 2-sidet understøttede søjle skal således kun den del af tværlasten, som er relateret til de ”lodrette søjler”, medtages, da det kun er den del, der har indflydelse på den betragtede søjle. Dette er illustreret på efterfølgende figur.

En del af de  
vandrette laster føres til:

de vandrette understøtninger

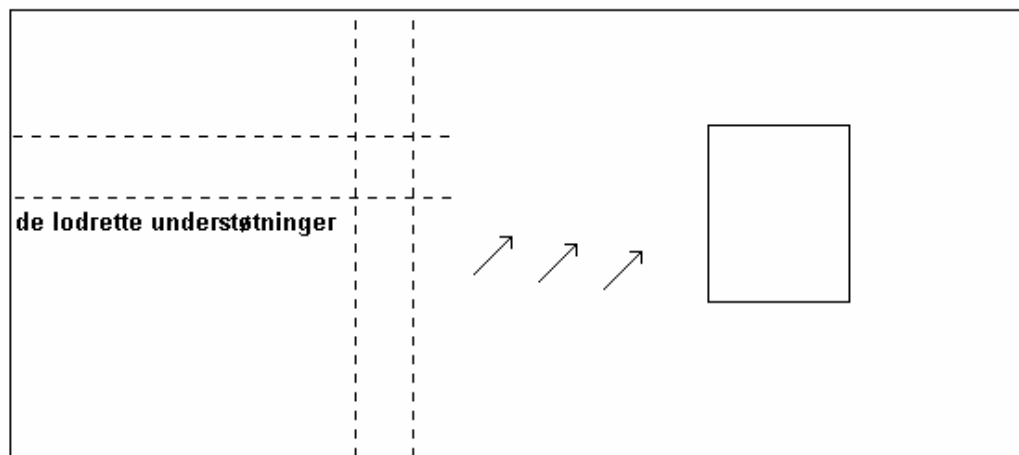


Fig. 2.2.1 Illustration af ækvivalent vandret last. En del af lasten kan henføres til de "lodrette søjler" og en del af lasten til de "vandrette bjælker"

Modstandsevnen overfor vandret last beregnes vha. brudlinieteorien, som tager hensyn til lodrette understøtninger og åbninger.

Modstandsevnen overfor lodret last og dermed søjlevirkning beregnes vha. "Ritterformlen", hvor der ikke tages direkte hensyn til huller, lodrette understøtninger, mm. I "Ritterformlen" betragtes alene en 2-sidet understøttet søjle påvirket af lodret last samt eventuelt en tværlast.

Den ækvivalente vandrette last bestemmes på følgende måde:

Ved den aktuelle beregning af vægfeltet ud fra brudlinieteorien, hvor der tages hensyn til lodrette understøtninger og eventuelle åbninger fås følgende samhørende værdier:

$q_u$ :	Bæreevnekapaciteten som vandret last (vindlast) som funktion af de aktuelle værdier af $P$ , $m_{fl}$ og andre inddata. ( $\text{kN/m}^2$ )
$P$ :	Den aktuelle lodrette last ( $\text{kN/m}$ )
$m_{fl}$ :	Det aktuelle brudmoment om liggefugen. Værdien for $m_{fl}$ kan bestemmes som:
$m_{fl}$ :	$\left(\frac{1}{6}\right) \times \left(f_{ud} + \frac{P}{t}\right) \times t^2$ ( $\text{kNm/m}$ )

Betragtes en tilsvarende 2-sidet simpel understøttet søjle fås, at værdien for  $q_u$  vil give følgende moment:

$$m_{fl,2s} = \left(\frac{1}{8}\right) \times q_u \times h^2$$

Momenterne omkring liggefugen skal dog være lige store i de 2 situationer, da det er den samme konstruktion og lastfordeling, der betragtes ud fra 2 forskellige modeller. Dette opnås ved at introducere den ækvivalente vandret last ( $q_{\text{ækv}}$ ) bestemt ved:

$$q_{\text{ækv}} = \left(\frac{m_f}{m_{f,2s}}\right) \times q$$

hvor  $q$  er den faktiske last, ikke at forveksle med  $q_u$  som var bæreevnekapaciteten

For vægfeltet uden huller vil  $q_{\text{ækv}}$  altid være mindre end  $q$ . For vægfeltet med åbninger kan  $q_{\text{ækv}}$  være større end  $q$ , idet åbningerne kan medføre relative store momenter i det tiloversblevne tværsnit. Det skal her understreges, at tværlasten ikke skal forøges yderligere, når vægfeltet ønskes beregnet som lodret belastet vægfelt. Dvs. den horisontale last, som eventuelle vinduer afleverer på vægfeltet gennem monteringsbeslag, er inkluderet i  $q_{\text{ækv}}$ .

Systematikken illustreres ved hjælp af et eksempel.

Et vægfelt som angivet i figur 2.2.1 betragtes. Følgende regningsmæssige parametre anvendes:

Længde:	6,0 m
Højde:	2,8 m
Tykkelse:	108 mm
Understøtning:	simpel langs alle 4 kanter
Åbnings størrelse:	$1,212 \times 1,212 \text{ m}^2$
placering	3,5 m vandret og 1,0 m lodret til nederste venstre hjørne
$q$	0,5 kN/m <sup>2</sup>
$P$	30 kN/m
$f_{td}$	0,125 MPa
$f_{tsd}$	0,375 MPa

Heraf fås:

$$m_{fl}: \left(\frac{1}{6}\right) \times \left(f_{td} + \frac{P}{t}\right) \times t^2$$

0,783 kNm/m

Ved en brudlinieberegning fås en regningsmæssig bæreevne ( $q_u$ ):

$$q_u: \quad 1,08 \text{ kN/m}^2$$

hvilket betyder, at bæreevnen mht. vandret påvirkning er tilstrækkelig, idet  $q$  var sat til  $0,5 \text{ kN/m}^2$ .

Såfremt en væg med simpelt lodret spænd påvirket af  $q_u$  betragtes fås:

$$m_{fl,2s} = \left(\frac{1}{8}\right) \times q_u \times h^2 \\ 1,06 \text{ kNm/m}$$

For at der skal være overensstemmelse mellem den faktiske last og de faktiske momenter reduceres den faktiske last ( $q$ ) med faktoren  $m_{fl}/m_{fl,2s}$ , hvorved fås:

$$q_{\text{ækv}}: \quad \left(\frac{0,783}{1,06}\right) \times 0,5 \text{ kN/m}^2 \\ 0,37 \text{ kN/m}^2$$

Dvs. af den faktiske last på  $0,5 \text{ kN/m}^2$  regnes  $0,37 \text{ kN/m}^2$  optaget via de "lodrette søjler" og  $0,13 \text{ kN/m}^2$  via de "vandrette bjælker".

Når vægfeltet gennemregnes som et lodret belastet vægfelt, skal det således regnes påvirket af en lodret og vandret last ( $P$  og  $q_{\text{ækv}}$ ) på:

$$P: \quad 30 \text{ kN/m} \\ q_{\text{ækv}}: \quad 0,37 \text{ kN/m}^2$$

## 2.3 Udbøjninger

I murværksnormen, DS 414:2005, afsnit 6.6.3 (6)P er nævnt at: "Udbøjningen af lodrette understøtninger, der afstiver hovedsagelig bøjningspåvirkede pladefelter, må ikke være så stor, at den giver anledning til vandrette revner i murværket".

Dette betyder oversat, at stålsøjler indsat i murværk ikke må være så slappe, at murværket revner ved normal påvirkning.

Denne problematik er mest relevant for 348 mm hulmure, hvor der er begrænset plads til stålsøjler.

I det følgende betragtes 2 ofte forekomne situationer.

### 2.3.1 Stålsøjle i hulmur. Understøttet i toppen

En stålsøjle i hulmuren er vist i fig. 2.1.8. Denne forudsættes simpelt understøttet i top og bund. Stålsøjlen er normalt en HE100B for en 348 mm mur, idet denne dimension giver plads til cirka 15 mm trykfast isolering på begge sider af vangerne.



Stålsøjlen kan dog også udføres som en HE120B, såfremt der mod bagvæggen anvendes pap og mod formuren trykfast isolering. Det kan dog, ved anvendelse af denne dimension, være nødvendigt at tildanne enkelte sten omkring stålsøjlen.

Såfremt der er problemer med stivheden kan en HE100M eller andet M-profil anvendes. Stivheden (og vægten) er cirka det dobbelte for M profiler i forhold til B profiler. M-profiler er ikke lagervarer, men kan normalt leveres i løbet af få uger.

Stålsøjler anvendes ofte ved større vægfelter eller når der i vægfelterne forekommer store åbninger.

### 2.3.1.1 Beregningsmodel. Alternativ I

Stålsøjlen regnes at optage hele reaktionen, og det undersøges hvorvidt udbøjningen er acceptabel.

Anvendes den tekniske elasticitetsteori, kan et ”groft” udtryk for udbøjningen, ved hvilken væggen revner ( $u_{revne}$ ), angives:

$$\begin{aligned}
 u_{revne} &= \left(\frac{1}{10}\right) \times \kappa \times h^2 \\
 &= \left(\frac{1}{10}\right) \times M \times h^2 \\
 &= \frac{\left(\frac{1}{10}\right) \times M \times h^2}{E_{bk,murværk} \times I_2} \\
 &= \frac{\left(\frac{1}{10}\right) \times W \times f_{tlk} \times h^2}{0,5 \times E_{0k,murværk} \times I_2} \\
 &= \frac{\left(\frac{1}{10}\right) \times 2 \times f_{tlk} \times h^2}{0,5 \times E_{0k,murværk} \times t} \\
 &= \frac{\left(\frac{2}{5}\right) \times f_{tlk} \times h^2}{E_{0k,murværk} \times t}
 \end{aligned}$$

hvor

$\kappa$  er krumningen af murværket

$E_{bk,murværk}$  er bøjningselasticitetsmodul for murværket

$I_2$  er Inertimomentet af den understøttede væg

I udtrykket er anvendt, iht. murværksnormen DS 414:2005, Anneks B (3):

$$E_{bk,murværk} = 0,5 \times E_{0k,murværk}$$

Som eksempel anvendes følgende værdier:

$$\begin{aligned}f_{tk} &= 0,25 \text{ MPa} \\h &= 3000 \text{ mm} \\E_{0k,murværk} &= 2000 \text{ MPa} \\t &= 108 \text{ mm}\end{aligned}$$

Heraf fås:

$$\begin{aligned}u_{revne} &= \frac{\left(\frac{2}{5}\right) \times 0,25 \times 3000^2}{2000 \times 108} \\&= 4,2 \text{ mm}\end{aligned}$$

Betragtes en stålsøjle (HE100B) med den tidligere bestemte last fås:

$$\begin{aligned}Q_{vand} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q \times h \\Q_{vand} &= 2 \times \frac{1}{2} \times 1,0 \text{ kN/m}^2 \times 3,0 \text{ m} \\&= 3,0 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}u_{stålsøjle} &= \frac{\left(\frac{5}{384}\right) \times Q_{vand} \times h^4}{E_{0k,stålsøjle} \times I_{stålsøjle}} \\&= \frac{\left(\frac{5}{384}\right) \times 3,0 \times 3000^4}{210.000 \times 4,5 \times 10^6} \\&= 3,3 \text{ mm}\end{aligned}$$

hvor

$u_{stålsøjle}$  er udbøjningen af stålsøjlen  
 $I_{stålsøjle}$  er inertimomentet af stålsøjlen

I beregningerne er der en del usikkerhedsmomenter, så det er næppe nødvendigt at beregne resultatet med 4 betydende cifre.

Stålsøjlen er normalt delvis indspændt i fundamentet, hvilket forøger stivheden ift. den antagne simple understøtning. Dette virker til gunst for muren.

Muren skal undergå en vis flytning, før kræfterne overføres i fuld udstrækning til stålsøjlen, hvilket virker til ugunst for muren.

Fra formeludtrykket ses at:

$$\begin{array}{ll} u_{\text{stålsøjle}} & \propto h^4 \\ u_{\text{revne}} & \propto h^2 \end{array}$$

hvor  $\propto$  betyder proportional med.

Dette betyder, at for  $h > 3,0$  m vil der i praksis opstå problemer, da stålsøjlen reelt er for slap og den efterfølgende viste brudform vil optræde.

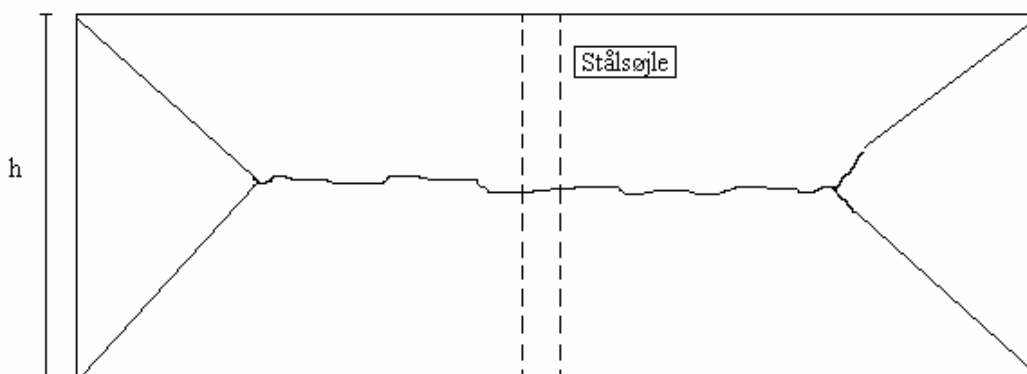


Fig. 2.3.1 Stivhed af stålsøjle er utilstrækkelig

Der kan naturligvis bevidst anvendes stålsøjler der er for slappe. Ved beregning af et sådant vægfelt skal den ovenfor viste brudfigur anvendes. Her kan så regnes med en reaktion fra stålsøjlen, som giver et bidrag til det ydre arbejde (som er modsat bidraget fra lasten).

### 2.3.1.2 Beregningsmodel. Alternativ II

Kræfterne regnes fordelt mellem de 3 indgående bygningsdele (se efterfølgende figur).

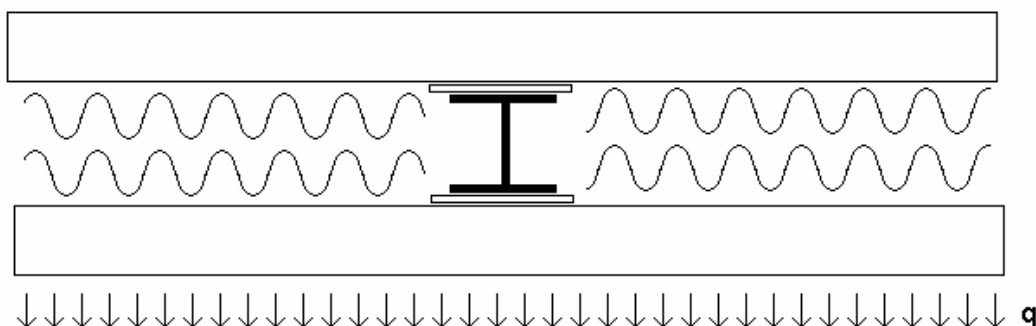


Fig. 2.3.2 Stålsøjle i hulmur (bindere ikke vist)

Bredden for den murede del, der optager lasten i kombination med stålsøjlen ( $b_{\text{eff}}$ ), kan for større vægfelter sættes til:

$$b_{\text{eff}} = \frac{h}{2}$$

hvor

$h$  er højden

I det følgende anvendes indekserne:

f: formur  
s: stålsøjle  
b: bagmur

De relative stivheder ( $s_i$ ) bestemmes:

$$s_f = \frac{(EI)_f}{[(EI)_f + (EI)_s + (EI)_b]}$$

$$s_s = \frac{(EI)_s}{[(EI)_f + (EI)_s + (EI)_b]}$$

$$s_b = \frac{(EI)_b}{[(EI)_f + (EI)_s + (EI)_b]}$$

og den samlede vindlast ( $q$ ) fordeles herefter:

$$q_f = s_f \times q$$

$$q_s = s_s \times q$$

$$q_b = s_b \times q$$

På baggrund af de fundne relative laster beregnes spændingerne ( $\sigma$ ) i for- og bagmur og stålsøjle på sædvanlig vis, under forudsætning af, at vægfeltet er 2-sidet understøttet.

Såfremt:

$$\sigma_f \leq f_{td}$$

$$\sigma_b \leq f_{td}$$

$$\sigma_s \leq f_{yd}$$

er bæreevnen tilstrækkelig.

Såfremt:

$$f_{td} < \sigma_f < f_{tk} \times \gamma_f \quad \text{og/eller}$$

$$f_{td} < \sigma_b < f_{tk} \times \gamma_f$$

konkluderes, at bæreevnen ikke kan baseres på for- og/eller bagmuren, idet spændingerne er større end de regningsmæssigt tilladelige. Endvidere konkluderes, at da spændingerne er mindre end de karakteristiske bøjningstrækstyrker multipliceret med partialkoefficienten (typisk på vindlasten), fremkommer der ikke revner i anvendelsesgrænsetilstanden.

Stålsøjlen dimensioneres i dette tilfælde for egen relative last og lasten fra den/de vægdele, der ikke har tilstrækkelig bæreevne. Er det begge vægfeltet, der ikke har tilstrækkelig bæreevne bliver:

$$q_s = 1,0 \times q$$

Såfremt:

$$\begin{aligned} f_{tk} \times \gamma_f &< \sigma_f \text{ og/eller} \\ f_{tk} \times \gamma_f &< \sigma_b \end{aligned}$$

er der risiko for revner i for- og/eller bagmur i anvendelsesgrænsetilstanden, hvilket er i modstrid med kravet angivet i murværksnormen, DS 414:2005, afsnit 6.6.3 (6)P.

### 2.3.2 Rammer i hulmur. Ikke understøttet i toppen

Murede vægfeltet kan være understøttet af stålrammer, der ikke er vandret understøttet i toppen af vægfeltet.

Dette er fx tilfældet med halbyggeri, hvor relativt eftergivelige stålrammer understøtter den murede facade.

Dette er sjældent noget problem mellem stålrammerne, idet de normalt er lige eftergivelige, da murværket blot står og vipper på soklen. Se efterfølgende figur.

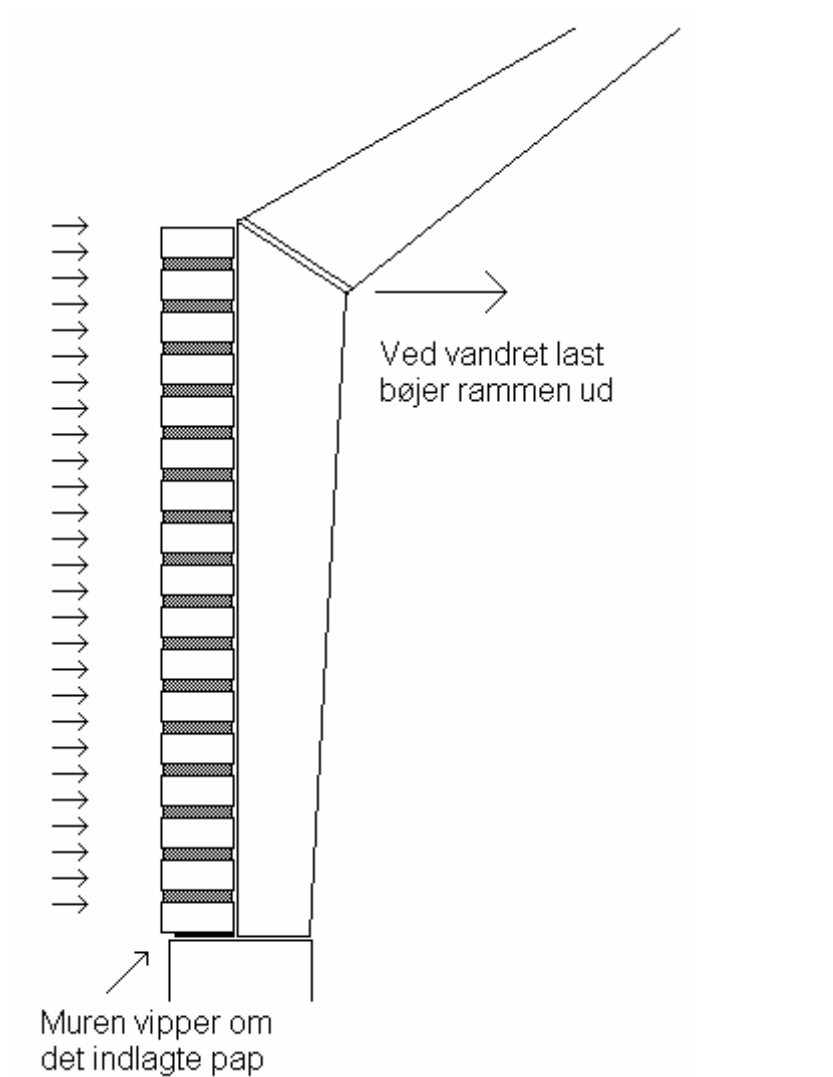


Fig. 2.3.3 Murværk understøttet af bevægelige stålrammer (murens forankring til stålrammen er ikke vist)

Problemet opstår eventuelt ved gavlen, der udgør en relativ stiv understøtning og som medfører, at der kommer differensbevægelser i det vandrette plan mellem de lodrette understøtninger.

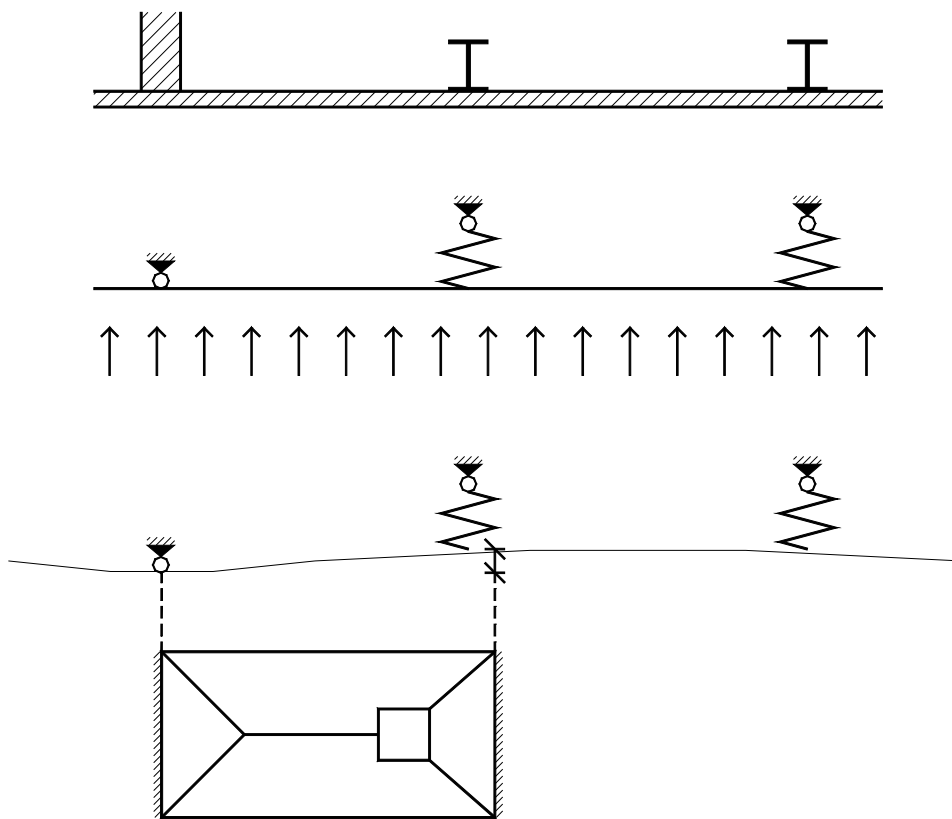


Fig. 2.3.4 Ueftergivelig lodret understøtning i kombination med eftergivelige.

I det følgende udvikles en enkel formel til undersøgelse af forholdene for vægfeltet mellem gavlen og den første eftergivelige understøtning mht. optagelse af understøtningernes differensbevægelser.

Den øverste vandrette strimmel af vægfeltet betragtes som en bjælke indspændt i begge ender.

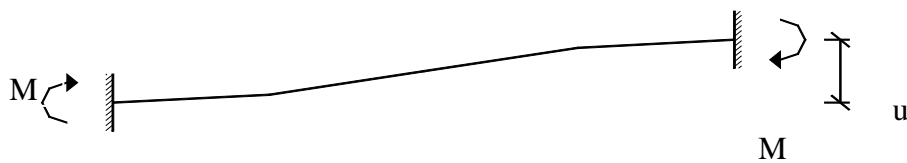


Fig. 2.3.5 Strimmel af vægfelt. Vandret snit

Dette giver et maksimalt moment (M) på:

$$M = \frac{u \times 6 \times E_{bk,murværk} I}{l^2}$$

Dette skal sammenholdes med det indre moment ( $M_{fl}$ ) som er:

$$M_{fl} = \frac{1}{6} \times b \times t^2 \times f_{tsk}$$

hvor

b er bredden af den betragtede strimmel  
u er udbøjningen i toppen af stålsøjlen eller rammen  
l er længden af vægfeltet

og

$$I = \frac{1}{12} \times b \times t^3$$

Heraf fås:

$$\begin{aligned} M_{fl} &> M \\ \frac{1}{6} \times b \times t^2 \times f_{tsk} &> \frac{u \times 6 \times E_{bk,murværk} \times \left(\frac{1}{12}\right) \times b \times t^3}{l^2} \\ u &< \frac{f_{tsk} \times l^2}{(3 \times E_{bk,murværk} \times t)} \end{aligned}$$

Formlen er på den sikre side, idet der ved understøtningerne normalt ikke er fuld indspænding.

Et eksempel:

Udbøjningen af en stålramme er på baggrund af de karakteristiske laster bestemt til 5 mm.

Afstanden mellem gavl og første stålramme er:

$$\begin{aligned} l &= 3 \text{ m} \\ f_{tsk} &= 0.5 \text{ MPa} \\ E_{bk,murværk} &= 2400 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Heraf fås:

$$5 \text{ mm} < \frac{0.5 \times 3000^2}{(3 \times 2400 \times 108)}$$

$$5 \text{ mm} < 5.8 \text{ mm} \quad \text{ok!}$$



Såfremt uligheden ikke var opfyldt, ville det have været nødvendigt at gøre længden af vægfeltet større.

Såfremt uligheden ikke kan løses (da  $l$  bliver for stor) indlægges lodret dilatationsfuge mellem gavlfacade og facade, og der etableres en ramme ved gavlen.

### 2.3.3 Stålsøjler i læmure. Ikke understøttet i toppen

For læmure anlægges samme betragtning som i afsnit 2.3.1, hvor det analyseres, om deformationerne har en størrelse, der medfører, at murværket revner.

Her anlægges dog en mere generel betragtning (som principielt også kunne anvendes for forholdene i afsnit 2.3.1).

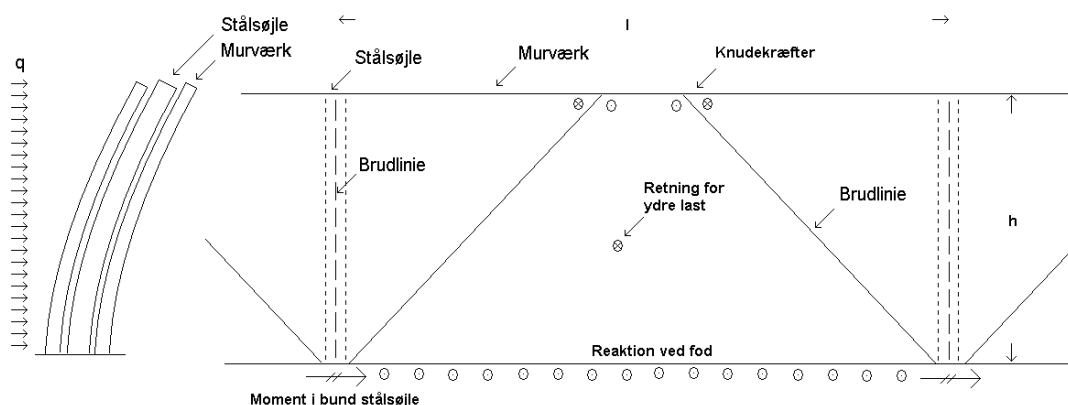
Revner opstår principielt ved en given krumning af murværket. Denne beregnes som:

$$\begin{aligned}
 \kappa_{\text{murværk, revne}} &= \frac{M}{E_{\text{bk,murværk}} \times I_2} \\
 &= \frac{W \times f_{\text{tlk}}}{0,5 \times E_{0k,\text{murværk}} \times I_2} \\
 &= \frac{2 \times f_{\text{tlk}}}{0,5 \times E_{0k,\text{murværk}} \times t} \\
 &= \frac{2}{11.500 \times t} \\
 &= 1,61 \times 10^{-6} \times \text{mm}^{-1}
 \end{aligned}$$

Her er anvendt følgende udtryk angivet i Murværksnormen DS 414:2005, Anneks B, B.1 (3):

$0,5 \times E_{0k,\text{murværk}} / f_{\text{tlk}} = 11.500$ . Endvidere er  $t$  sat til 108 mm

Forholdene ved en læmur er illustreret på efterfølgende figur.



Figur 2.3.6. Principielle, statiske forhold omkring en læmur understøttet af stålsøjler

Det forudsættes at:

- stålsøjlen og murværket har identisk udbøjningsfigur i området omkring stålsøjlen. Dette vil normalt være tilfældet, når konstruktionen er udført med trykfast isolering og bindere.
- murværket er simpelt understøttet ved den vandrette understøtningslinie i bund.
- afstanden mellem stålsøjlerne er konstant. Afstanden er benævnt "l" på figuren.

Krumningen af stålsøjlen bestemmes på tilsvarende vis til:

$$\begin{aligned} \kappa_{\text{stålsøjle}} &= \frac{M}{E_{\text{stål}} \times I} \\ &= \frac{1/2 \times q \times l \times h^2}{E_{\text{stål}} \times I} \end{aligned}$$

$$\text{Sættes } \kappa_{\text{stålsøjle}} = \kappa_{\text{murværk, revne}}$$

ses, at for en given værdi af q (typisk vindlasten) og I (inertimomentet af stålsøjlen) kan en maksimal værdi af  $l \times h^2$  bestemmes, hvor der således ikke opstår revner i murværket.

I nedenstående tabeller er samholdende værdier for forskellige stålsøjler, vindlast og  $l \times h^2$  bestemt.  $E_{\text{stål}}$  sættes til 200.000 MPa.

Tabel 2.3.1. Maksimal værdi af  $l \times h^2$  for læmure (2×108 mm) som funktion af vindlast og stålprofil

HE – B profil	Inertimoment (×10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup> )	q = 1,0 kN/m <sup>3</sup>	q = 2,0 kN/m <sup>3</sup>
		l×h <sup>2</sup> (m <sup>3</sup> )	
100	4,5	2,9	1,4
120	8,64	5,6	2,8
140	15,1	9,7	4,9
160	24,9	16,0	8,0
180	38,3	24,7	12,3
200	57	36,7	18,4
220	80,9	52,1	26,0
260	149,2	96,1	48,0
300	251,7	162,1	81,0

Der kan interpoleres mellem værdierne. Eksempel. Stålsøjler for en havemur med l = 4,0 m og h = 2,0 m ønskes bestemt. Den regningsmæssige vindlast er bestemt til: 1,0 kN/m<sup>2</sup>. Det forudsættes her, at murværket mellem søjlerne har tilstrækkelig bæreevne. Det fås:  $l \times h^2 = 16 \text{ m}^3$ . Det ses, at stålsøjlerne skal udføres som HE 160 B.

Principielt skal spændingerne i profilerne også undersøges. Disse er normalt lave, da stivhedskravet for murværk som regel er dimensionsgivende. For tilfældene i tabellen er spændingerne: 16-48 MPa.

## 2.4 Geometri. Angivelse af længder og højder

### 2.4.1 Længde

Et vægfeltets længde ( $l$ ) kan bestemmes efter følgende sædvanlige anvendte udtryk:

$$l = l_{\text{lysn}} + l_{\text{vederlag}}$$

hvor

$l_{\text{lysn}}$  er den fri afstand i vægfeltet

$l_{\text{vederlag}}$  er længden af vederlagsfladerne

Forholdet er illustreret efterfølgende:

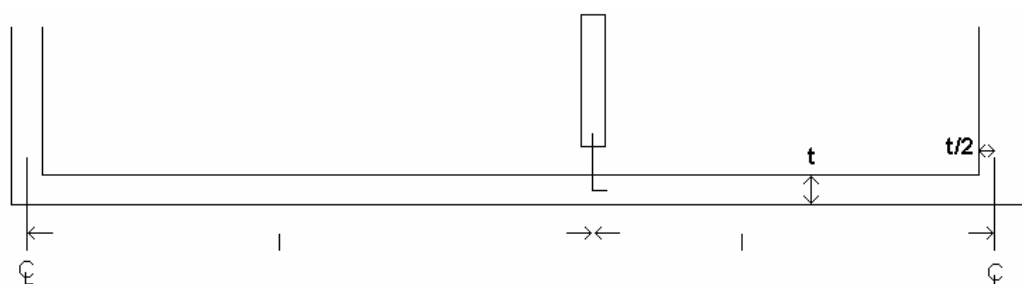


Fig. 2.4.1 Bestemmelse af effektiv længde

Dvs. fungerer en tværgående 108 mm bred væg som understøtning, skal ( $l$ ) regnes fra centerlinien af denne væg (54 mm fra lysningskant).

Er tværvæggen bredere end væggen den skal understøtte, fx hhv. 168 mm og 108 mm, regnes længden dog kun som svarende til den smalleste vægs centerlinie. (Dvs. 54 mm).

### 2.4.2 Højde

Højden indgår som parameter ved beregning af vægfeltet som et lodret belastet vægfelt og forholdene herfor betragtes.

I murværksnormen DS 414:2005, afsnit 6.4 (8) angives, at søjlelængden sættes lig den fri afstand mellem momentnulpunkterne. Når der nu er tale om en delvis indspænding ved understøtningerne som beskrevet i afsnit 2.1.1.1 kunne den faktiske højde sættes mindre end etagehøjden, såfremt murværksnormen DS 414:2005 tekst skulle følges stringent. En fornuftig indgangsvinkel vil være, at sætte højden ( $h$ ) lig afstanden mellem dæk underkant og sokkel overkant, som illustreret efterfølgende.

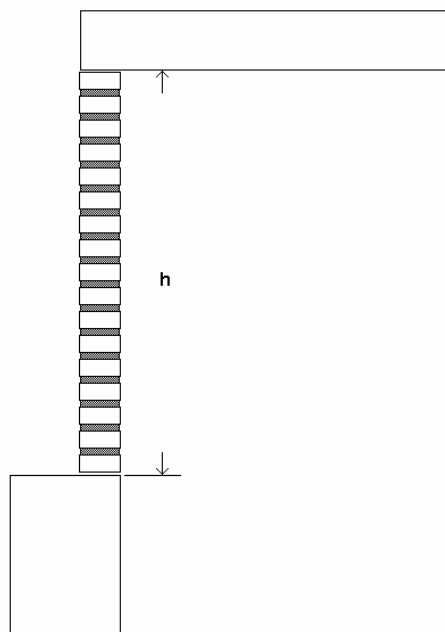


Fig. 2.4.2 Bestemmelse af effektiv højde

Såfremt formuren er understøttet af en binderrække ved etageadskillelsen, regnes den effektive højde hertil.

## 2.5 Bæreevne baseret alene på bøjningstrækspændinger om liggefuge

### 2.5.1 Når konsekvensen af et brud er lille

I murværksnormen, DS 414:2005, 6.6.3 (5) angives som vejledende tekst, at bæreevnen af vægfelter kun må baseres på bøjningstrækspændinger om liggefuger alene, såfremt konsekvensen af et eventuelt brud er lille.

Dette forhold er indført for at imødegå en eventuel mangelfuld udførelse, hvor der fx fejlagtigt er indlagt pap i en liggefuge i fuld væglængde og tykkelse. I sådanne tilfælde kræver murværksnormen, at der skal være bæreevnereserve i form af en lodret understøtning med dertil hørende skrå brudlinier i brudsituationen.

Når det sædvanlige mn-diagram betragtes, svarer dette til, at bæreevnen baseret på bøjningstrækstyrker er intervallet mellem den punkterede og fuldt optrukne linie, mens bæreevnen baseret på trykspændingen er mellem x-aksen og den punkterede linie.

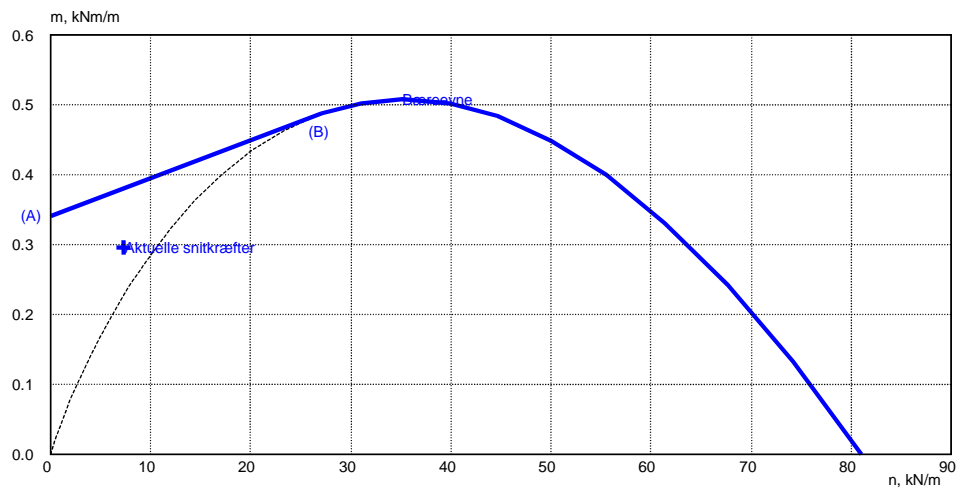


Fig. 2.5.1 Bæreevne baseret på bøjningstrækstyrker i liggefuge alene

En hulmur med lodret last på bagmuren alene kan godt udformes uden lodrette sideunderstøtninger, selvom formurens bæreevne er baseret på bøjningstrækstyrker i liggefugen alene. Der tages hensyn til den forøgede risiko i forbindelse med lastfordelingen (se murværksnormen, DS 414:2005, annek B, afsnit B.3) ved at ansætte bøjningselasticitetsmodulet af formuren til halvdelen af det normale, nemlig  $0,25 E_{0k}$ .

Hvornår konsekvensen af brud er lille, er ret subjektivt og en ”ingeniørmæssig” vurdering kan variere fra gang til gang. Murværksnormen angiver som vejledning en række eksempler:

- mindre vægfelter mellem muråbninger
- indvendige, ikke bærende skillevægge
- murkroner

Det vurderes her, at antallet af liggefuger, der skal have mistet bøjningstrækstyrken før et brud indtræffer, tillige er aktuelt. Forholdet er illustreret på nedenstående figur.

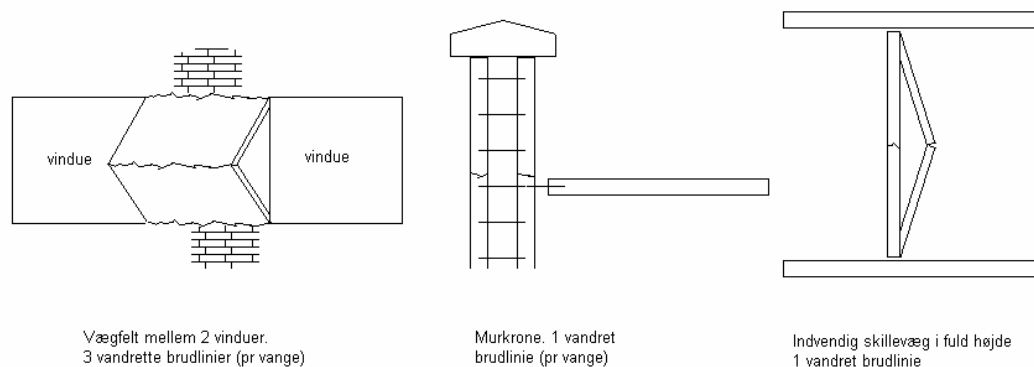


Fig. 2.5.2 Antal nødvendige liggefuger uden bøjningstrækstyrke før et brud er muligt

En række parametre skal vurderes, når konsekvensen og risikoen for brud skal vurderes og sammenholdes med størrelsen af vægfeltet.

Et forslag til maksimal vægstørrelse ( $A_{\max}$ ) når bæreevnen alene skal baseres på bøjningstrækspændinger i liggefugen er angivet efterfølgende:

$$A_{\max} = 2 \text{ m}^2 \times (3 - k_{\text{etage}}) \times (n) \times (2 - P_{\text{aktiv}})$$

hvor

$k_{\text{etage}}$  er den aktuelle etage, hvorpå vægfeltet er placeret med følgende værdier:

stuen	$\rightarrow k_{\text{etage}} = 0$
1. etage	$\rightarrow k_{\text{etage}} = 1$
$\geq 2$ . etage	$\rightarrow k_{\text{etage}} = 2$

$n$  er antallet af nødvendige brudlinier uden bøjningstrækstyrke i fuld bredde, før en brudmekanisme er mulig

$P_{\text{aktiv}}$  er 0 eller 1, når vægfeltet hhv. er belastet af en mindre lodret last og egenvægt eller kun af egenvægt

Størrelsen på  $A_{\max}$  regnes uafhængig af, om det er en enkeltvæg eller en hulmur. Konsekvensen ved brud af en hulmur kan siges at være dobbelt så stor som en enkeltvæg, men til gengæld er risikoen for at der forekommer 2 liggefuger, der begge ingen bæreevne har i samme niveau, væsentlig mindre.

Eksempler:

- et vægfelt mellem 2 vinduer i stueetagen i et ikke-bærende murværk bestående af en hulmur kan være:  $2 \times (3-0) \times 3 \times (2-0) = 18 \text{ m}^2$  (her regnes med en mindre lodret last fra det overliggende murværk)
- en hulmur ved 4. etage mellem en dør i fuld højde og en dilatationsfuge kan være:  $2 \times (3-2) \times 1 \times (2-1) = 2 \text{ m}^2$  (her regnes kun med murens egenvægt)
- en murkrone i 2. etages højde som vist på figuren kan være:  $2 \times (3-2) \times 1 \times (2-0) = 4 \text{ m}^2$  (her regnes med en mindre lodret last fra murkronen)

### 2.5.2 Når sikkerheden er stor

I Murværksnormen, DS 414:2005 er indføjet et nyt punkt 6.6.3 (7) med teksten ”For konstruktioner, hvor sikkerheden er stor, kan bæreevnen alene baseres på bøjningstrækspændinger i liggefugen. Som eksempel på konstruktioner, hvor dette kan være tilfældet kan nævnes: Monolitiske konstruktioner, hvor  $h_s/t_d \leq 15$ ”

Monolitiske konstruktioner er vægge der typisk er 365-410 mm tykke og isolerende i sig selv, således at de ikke skal udformes med for- og bagmur, isolering og bindere.

Ved opførelse af normalt byggeri med en etagehøjde på 2,6-3,0 m har væggene en kraftig bæreevnereserve. Disse vægge kan normalt uden problemer udføres uden

stålsøjler eller tværvægge, når bæreevnen baseres på bøjningstrækstyrkerne i liggefugerne (alene), hvilket nu er blevet tilladt iht. rettelsesblad af 2006.09.27.

## 2.6 Små tværsnit

I murværksnormen, DS 414:2005, afsnit 6.2.3 er indført en reduktionsfaktor for små tværsnit. Reduktionsfaktoren gælder alle styrkeparametrene og skal anvendes enten:

- når  $A \leq 0,1 \text{ m}^2$  for byggesten med et indmuringsmål  $\leq 0,05 \text{ m}^2$ . Dvs. fx mursten i normalformat  $108 \times 240 \text{ mm}$ , som har et indmuringsmål på  $0,026 \text{ m}^2$
- når  $n \leq 2$  for byggesten med et indmuringsmål  $> 0,05 \text{ m}^2$ . Dvs. fx blokke med en længde på 500 eller 600 mm og en bredde på 100 mm eller derover.

hvor

A er det regningsmæssige murværkstværsnit  
n er antallet af byggesten

Reduktionsfaktoren er i de 2 tilfælde hhv.:

$$\begin{aligned} R_1 &= 0,7 + 3 \times A \\ R_2 &= 0,7 + 0,15 \times n \end{aligned}$$

hvor

$R_1$  og  $R_2$  er de 2 reduktionsfaktorer

I afsnittet er endvidere angivet, at det regningsmæssige murværkstværsnit mindst skal være  $0,025 \text{ m}^2$ . Dvs. enten 1 mursten med målene:  $108 \times 240 \text{ mm}$  eller  $\frac{1}{2}$  blok med målene:  $100 \times 250 \text{ mm}$ .

For disse 2 murværkstværsnit med minimumsmålene vil reduktionsfaktoren hhv. blive:

$$\begin{aligned} R_1 &= 0,7 + 3 \times 0,026 \\ &= 0,778 \\ R_2 &= 0,7 + 0,15 \times 0,5 \\ &= 0,775 \end{aligned}$$

Dvs. ved beregning af en muret søjle mellem 2 vinduer med en bredde på  $108 \times 240 \text{ mm}$  og styrkeparametrene:

$$\begin{aligned} E_{0k} &= 2400 \text{ MPa} \\ f_{cnk} &= 6,4 \text{ MPa} \end{aligned}$$

skal der regnes med følgende formelle parametre:

$$\begin{aligned} E_{0k} &= 2400 \text{ MPa} \times 0,778 \\ &= 1867 \text{ MPa} \\ f_{cnk} &= 6,4 \text{ MPa} \times 0,778 \\ &= 4,98 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Reglen er indført for at tage hensyn til, at en sjusket udførelse, med fx manglende fugeudfyldning, er mere kritisk ved små tværsnit.

### 3. Beregning af et lodret belastet vægfelt

#### 3.1 Reduktion af søjlelængden pga. lodrette understøtninger

Søjlelængden kan normalt reduceres, når vægfeltet har lodrette understøtninger. Det kan forekomme lidt forvirrende, at de lodrette understøtninger både kan reducere de vandrette laster (fra  $q$  til  $q_{\text{ækv}}$  (se afsnit 2.2)) og samtidig reducere søjlelængden.

De 2 forhold har dog ikke meget med hinanden at gøre. Reduktionen af lasten skyldes, at en del af de vandrette laster overføres til de lodrette understøtninger, mens reduktionen i søjlelængden skyldes, at de lodrette understøtninger, fx i form af tværvægge, giver en forøget stivhed af vægfeltet, som reducerer søjlevirkningen i vægfeltet. Denne reduktion foretages, iht. murværksnormen DS 414:2005, afsnit 6.4 (8), formelt ved at reducere søjlelængden efter følgende udtryk:

$$h_{4s} = \frac{h_{2s}}{1 + \left(\frac{h_{2s}}{l}\right)^2} \quad \text{for } l \geq h_{2s}$$

$$= \frac{l}{2} \quad \text{for } l < h_{2s}$$

$$h_{3s} = \frac{h_{2s}}{1 + \left(\frac{h_{2s}}{3l}\right)^2} \quad \text{for } l \geq \frac{h_{2s}}{3}$$

$$= \frac{3 \times l}{2} \quad \text{for } l < \frac{h_{2s}}{3}$$

hvor

$h_{4s}$  er søjlelængden for det 4-sidet understøttede vægfelt  
 $h_{3s}$  er søjlelængden for det 3-sidet understøttede vægfelt  
 $h_{2s}$  er søjlelængden for det 2-sidet understøttede vægfelt  
( $h_{2s}$  er normalt lig væghøjden  $h$  (jf. afsnit 2.4.2))  
 $l$  er vægfeltets længde

Ovenstående formelsæt forudsætter dog, at stivheden af de lodrette understøtninger er 3 gange så stor som stivheden af den væg som den forudsættes at understøtte. Dette er i murværksnormen DS 414:2005 beskrevet som:

$$I_1 \geq 3 \times I_2$$

hvor

$I_1$  er stivheden af den betragtede tværgående væg  
 $I_2$  er stivheden af den understøttede væg



Når stivheden i murværksnormen DS 414:2005, beskrives som  $I_1$  eller  $I_2$  menes der i virkeligheden  $(EI)_1$  eller  $(EI)_2$ . Dette forhold er relevant, såfremt der benyttes lodrette understøtninger af andre materialer end murværk (fx en stålsøjle). Forholdene er illustreret efterfølgende med et eksempel.

En stålsøjle er indsat som lodret understøtning for en for- og bagmur som vist i fig. 2.1.8. I dette tilfælde regnes med følgende materialeparametre:

$E_{ok,murværk}$	= 2.400 MPa
$t$	= 108 mm
$E_{ok,stålsøjle}$	= 210.000 MPa
Type	= HE100B

$(EI)_{Stålsøjle}$  bestemmes til:

$$\begin{aligned} (EI)_{Stålsøjle} &= 210.000 \times 4,5 \times 10^6 \\ &= 9,45 \times 10^{11} \end{aligned}$$

Det ønskes bestemt, hvor langt et vægfelt stålsøjlen kan give maksimal understøttelse for mht. stabilitet. Dvs. ved hvilken længde "x" af murfeltet er stivheden af stålsøjlen netop lig med  $3 \times$  stivheden af det betragtede vægfelt. Det fås:

$$\begin{aligned} (EI)_{Stålsøjle} &= 3 \times (EI)_{murværk} \\ &= 3 \times 2400 \times \left( \frac{1}{12} \right) \times x \times 108^3 \\ &= 7,56 \times 10^8 \times x \end{aligned}$$

Indsættes værdien for  $EI_{stålsøjle}$  og isoleres x fås:

$$x = 1250 \text{ mm}$$

Dvs. en stålsøjle HE100B kan understøtte cirka 1250 mm vægfelt mht. lodret last på bagvæggen, såfremt der skal regnes med fuld reduktion i søjlelængden.

Bemærk, at kun den lodret belastede bagmur betragtes.

En alternativ beregningsmodel for stålsøjler i hulmure er beskrevet i afsnit 3.1.1.

Såfremt stivheden af de tværgående vægge (eller stålsøjler) ligger i intervallet:

$$1 \times I_2 < I_1 < 3 \times I_2$$

kan der, iht. murværksnormen DS 414:2005, stadig regnes med en vis reduktion i søjlelængden. I 6.4 (9) angives, at reduktionen kan sættes til:

$$\frac{1}{2} \times \left( \frac{I_1}{I_2} - 1 \right) \times \text{reduktionen svarende til fuld stivhed.}$$

Betragtes fx en 3-sidet understøttet væg hvor:

$$\begin{aligned}h_{2s} &= 3000 \text{ mm} \\ I_1 &= 2,5 \times 10^9 \\ I_2 &= 1,0 \times 10^9 \\ l &= 4000 \text{ mm}\end{aligned}$$

fås følgende søjlelængde ved fuld reduktion:

$$\begin{aligned}h_{3s} &= \frac{h_{2s}}{\left(1 + \left(\frac{h_{2s}}{3l}\right)^2\right)} && \text{for } l \geq \frac{h_{2s}}{3} \\ &= \frac{3000}{\left(1 + \left(\frac{3000}{3 \times 4000}\right)^2\right)} \\ &= 2824 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dvs. en reduktion på:

$$3000 - 2824 \text{ mm} = 176 \text{ mm}$$

I det aktuelle tilfælde, med begrænset stivhed, fås en reduktion på:

$$\frac{1}{2} \times \left(\frac{I_1}{I_2} - 1\right) \times 176 \text{ mm} = 132 \text{ mm}$$

Dvs. en søjlelængde på:

$$\begin{aligned}h_{3s} &= 3000 - 132 \\ &= 2868 \text{ mm}\end{aligned}$$

Såfremt vægfeltet er 4-sidet understøttet og de 2 tværvægge ikke har samme stivhedsgrad ift. til de vægfelter de understøtter, kan normens udtryk ikke umiddelbart anvendes. En alternativ indgangsvinkel, hvor begrebet understøtningsgrader introduceres, må anvendes.

Meningen med reduktionsudtrykket i murværksnormen DS 414:2005, 6.4 (9) er, at alle tværvægge med en relativ stivhed  $I_1/I_2$  større end 1 skal medføre en reduktion af den regningsmæssige søjlelængde, men således at:

- en tværvæg, hvis relative stivhed er større end eller lig med 3, er fuldt afstivende og giver fuld reduktion af den regningsmæssige søjlelængde
- en tværvæg, hvis relative stivhed er mindre end eller lig med 1, er ikke afstivende og giver ingen reduktion af den regningsmæssige søjlelængde
- en tværvæg, hvis relative stivhed er mellem 3 og 1, er delvis afstivende og medfører en reduktion af den regningsmæssige søjlelængde, der varierer lineært mellem fuld og ingen reduktion.

Hvis den aktuelle væg har to afstivende vægge med hver sin relative stivhed mellem 1 og 3, hvordan bestemmes så den resulterende reduktionsfaktor. Et problem her er, at der er to forskellige sæt formler for 4-sidet, hhv. 3-sidet understøttede vægge.

En operativ metode til at komme om ved problemet er introduceret i det følgende.

Det aktuelle vægfelt er enten 2-sidet, 3-sidet eller 4-sidet understøttet. For et 4-sidet understøttet vægfelt gælder ét sæt formler for reduktionsfaktoren  $r_1 = h_{4s}/h_{2s}$ , og for et 3-sidet understøttet vægfelt gælder et andet sæt formler for reduktionsfaktoren  $r_1 = h_{3s}/h_{2s}$ .

Antallet af understøtninger for den aktuelle væg regnes i reelle tal i stedet for heltal. En tværvæg med en relativ stivhed på 3 eller derover giver 1,0 understøtning. En tværvæg med en relativ stivhed på 1 eller derunder giver 0,0 understøtning. En tværvæg med en relativ stivhed på mellem 1 og 3 giver  $r_2$  understøtning, hvor  $r_2 = (I_1/I_2 - 1)/2$ . For et vægfelt med en eller to tværvægge summeres antallet af understøtninger. Idet top og bund altid giver 1 hver, bliver antallet af understøtninger (AntUs) et reelt tal mellem 2,0 og 4,0.

Formlerne i murværksnormen DS 414:2005 (8) for reduktionsfaktoren  $r_1$  er bragt på en fælles form, dvs. angivet som et udtryk med følgende egenskaber:

- Udtrykkets værdi  $r_1$  kan beregnes for alle reelle værdier af AntUs mellem 2,0 og 4,0
- $r_1$  bliver altid = 1,0 for AntUs = 2,0.
- $r_1$  får den korrekte værdi efter 6.4 (8) for AntUs = 3,0 og for AntUs = 4,0.
- $r_1$  er en jævnt fortløbende funktion af AntUs uden spring eller knæk.

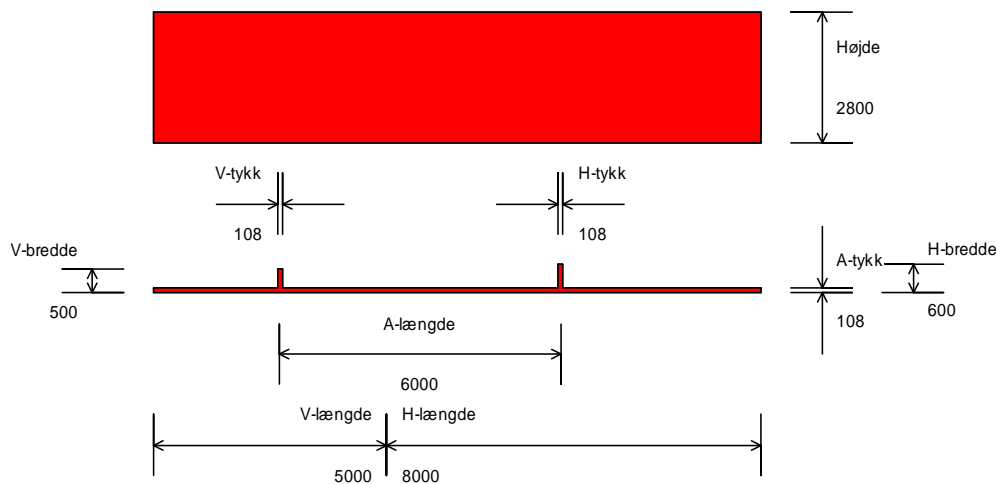
Dette er opnået med følgende udtryk, gennem indførelse af hjælpe størrelserne  $c$ ,  $p$  og  $k$ .

$$\begin{aligned} c &= \text{AntUs} - 2 \\ p &= \frac{(c^2 + c)}{6} \\ k &= \frac{p h_{2s}}{1} \end{aligned}$$

$$r_1 = \frac{1}{(1+k^2)} \quad \text{for } k \leq 1$$

$$r_1 = \frac{1}{(2k)} \quad \text{for } k > 1$$

Disse lidt udviklede udtryk er nok kun relevante at anvende ifm. udviklingen af et regneark eller et decideret edb-program til beregning af lodret belastede, delvist understøttede vægfelter. Systematikken illustreres med et eksempel.



Figur 3.1.1 Lodret belastet vægfelt med små tværvægge

Et vægfelt er understøttet af 2 tværvægge med ringe udstrækning (se ovenstående figur for geometri og placering). De angivne tværvægge kunne naturligvis repræsentere en eller to stålsøjler. Tværvæggene regnes at skulle understøtte yderligere 7 m vægfelt end det betragtede 6 m vægfelt.

Den betragtede tværvæg kunne være en mur af samme type som angivet i eksempel i afsnit 2.1.2.5 og vist på fig. 2.1.13.

Højden (h) regnes til

$$h = 2800 \text{ mm}$$

Stivhederne bestemmes til:

$$I_{1,\text{venstre}} = \left(\frac{1}{12}\right) \times 108 \times 500^3$$

$$= 1,125 \times 10^9$$

$$\begin{aligned} I_{1,højre} &= \left(\frac{1}{12}\right) \times 108 \times 600^3 \\ &= 1,944 \times 10^9 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{2,venstre} &= \left(\frac{1}{12}\right) \times 5000 \times 108^3 \\ &= 0,525 \times 10^9 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{2,højre} &= \left(\frac{1}{12}\right) \times 8000 \times 108^3 \\ &= 0,840 \times 10^9 \end{aligned}$$

Det ses at:

$$\frac{I_{1,venstre}}{I_{2,venstre}} = 2,14 < 3$$

$$\frac{I_{1,højre}}{I_{2,højre}} = 2,31 < 3$$

Hvorved begge understøtninger er delvist indspændte og iht. ovenstående formelsæt bestemmes understøtningsgraderne  $r_2$  på følgende måde:

$$\begin{aligned} r_{2, venstre} &= \frac{\frac{I_{1,venstre}}{I_{2,venstre}} - 1}{2} \\ &= 0,57 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r_{2, højre} &= \frac{\frac{I_{1,højre}}{I_{2,højre}} - 1}{2} \\ &= 0,66 \end{aligned}$$

Antallet af understøtninger for hele vægfeltet bliver:

$$\begin{aligned} \text{AntUs} &= 2 + 0,57 + 0,66 \\ &= 3,23 \end{aligned}$$

Anvendes hjælpefunktionerne fås:

$$\begin{aligned}c &= 3,23 - 2 \\ &= 1,23 \\ p &= \frac{(1,23^2 + 1,23)}{6} \\ &= 0,457 \\ k &= 0,457 \times \frac{2800}{6000} \\ &= 0,2133 \\ r_1 &= \frac{1}{(+0,2133^2)} \\ &= 0,96\end{aligned}$$

hvoraf fås at:

$$\begin{aligned}h_s &= 0,96 \times 2800 \text{ mm} \\ &= 2678 \text{ mm}\end{aligned}$$

hvor  $h_s$  er søjlelængden for det aktuelle delvist understøttede vægfelt.

### 3.1.1 Lodret belastede vægfelter understøttet med stålsøjle. Alternativ beregningsmodel

Denne beregningsmodel er et alternativ til den traditionelle indgangsvinkel beskrevet i foregående afsnit, hvor alene forholdet mellem stivhederne af den understøttede og understøttende væg/stålsøjle betragtes.

Der regnes her kun med lodret belastning på den ene vange.

Beregningsmodellen er kun gældende for smalle vægge, som her defineres som vægfelter med en bredde ( $b$ ) på maksimalt:

$$\begin{aligned}b &= 2 \times 8 \times t \\ &= 16 \times t\end{aligned}$$

hvor

$t$  er tykkelsen på vægfeltet.

Følgende konstruktion betragtes:

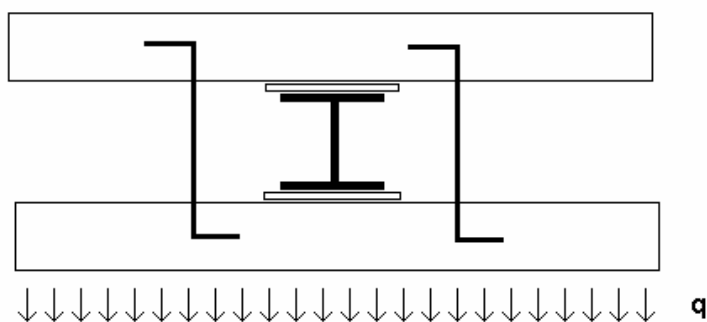


Fig. 3.1.2 Stålsøjle i hulmur

Efterfølgende viste brudforløb antages.

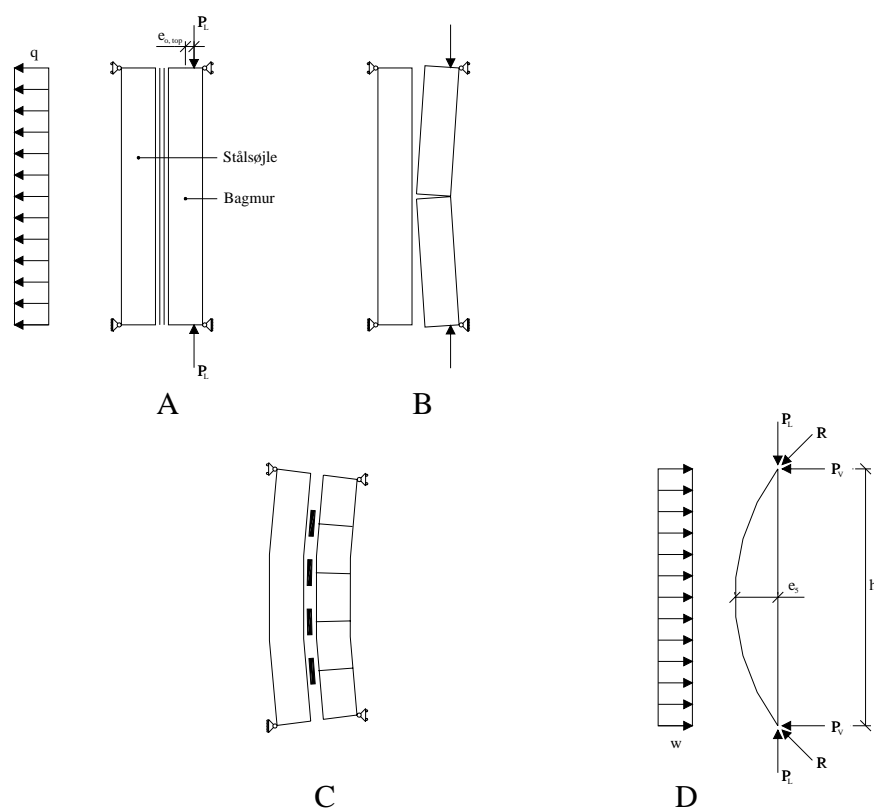


Fig. 3.1.3. Brudforløb for lodret belastet vægfelt understøttet med stålsøjle

### 3.1.1.1 Uddybning af brudforløb

Fig. A. Væggen regnes påvirket af en excentrisk virkende lodret last  $P_L$ .

Fig. B. Er bagvæggen i sig selv instabil overfor den lodrette last, vil den blive fastholdt midt på stålsøjlen.

Fig. C. Er vægdelene stadig instabile overfor den lodrette last vil de være fastholdte i en række punkter i højden.

Fig. D. Antages, at væggen er fastholdt løbende i hele væghøjden fås den viste kraftfordeling.

w er den jævnt fordelte reaktion mellem væggen og stålsøjlen, der sikrer, at vægfeltet er stabilt. Denne udveksling foregår i praksis gennem den trykfaste isolering og eventuelt de nærliggende binderkolonner.

Ved understøtningerne optræder der tillige en vandret reaktion (benævnt  $P_v$  i fig. 3.1.3), der sikrer, at den resulterende påvirkning (R) forløber tangentielt til det udbøjede vægfelt.

Væggens samlede udbøjning ( $e_t$ ) består af en række delbidrag.

$e_5$  er excentriciteten stammende fra den betragtede vægkonstruktions mulige afvigelse fra den plane form. Dvs. planhedsafvigelsen.

$e_{0,top}$  er den resulterende excentricitet for lasten øverst på væggen.

$e_s$  er udbøjningen af stålsøjlen på baggrund af lasterne w og q.

$e_{0,top}$  klinger af ned gennem konstruktionen, og i bunden optræder der typisk en excentricitet som er til gunst for konstruktionen. Som en konservativ betragtning regnes  $e_{0,top}$  dog til samme værdi i hele højden.

### 3.1.1.2 Beregning

w bestemmes på sædvanlig vis:

$$\left(\frac{1}{8}\right) \times w \times h^2 = P_L \times e_t$$
$$w = \frac{8 \times P_L \times e_t}{h^2}$$

Fremgangsmåden illustreres med et eksempel.



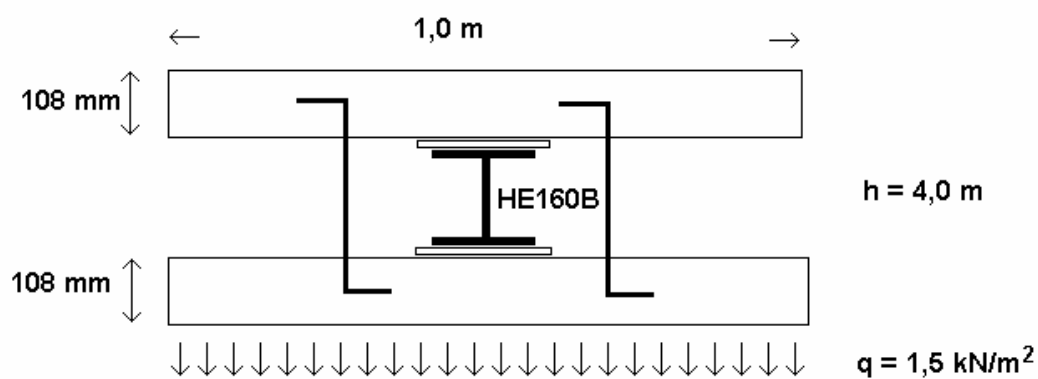


Fig. 3.1.4 408 mm hulmur påvirket af lodret last på bagvæggen

Givne parametre:

$$\begin{aligned}
 P_L &= 80 \text{ kN/m} \\
 e_s &= 10 \text{ mm} \\
 e_{0,\text{top}} &= 15 \text{ mm (virkende i begge retninger)}
 \end{aligned}$$

Indledningsvis skønnes

$$e_s = 5 \text{ mm}$$

hvorved fås:

$$\begin{aligned}
 e_t &= 5 + 10 + 15 \\
 &= 30 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

og derved:

$$\begin{aligned}
 w &= \frac{8 \times P_L \times e_t}{h^2} \\
 &= \frac{8 \times 80 \times 30}{4000^2} \\
 &= 0,012 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 1,2 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Dvs. den samlede vandrette last på stålsøjlen bliver:

$$\begin{aligned}
 w + q &= 1,2 + 1,5 \\
 &= 2,7 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

De 2 binderkolonner skal optage denne last. Såfremt der er bindere pr 3. skifte skal kapaciteten af den enkelte binder ( $B_{\text{vand}}$ ) være:

$$\begin{aligned} B_{\text{vand}} &= 2,7 \text{ kN/m}^2 \times \frac{1,0 \text{ m}}{(5 \times 2)} \\ &= 0,27 \text{ kN} \\ &= 270 \text{ N} \end{aligned}$$

Beregning af bindere er beskrevet i afsnit 8. Den nødvendige kapacitet vil normalt være til stede ved anvendelse af 4 mm bindere.

Udbøjningen af den aktuelle stålsøjle bestemmes på sædvanlig vis:

$$\begin{aligned} e_s &= \left( \frac{5}{384} \right) \times (w + q) \times \frac{h^4}{(EI)_s} \\ &= \left( \frac{5}{384} \right) \times 2,7 \times 1,0 \times \frac{4000^4}{(2 \times 10^5 \times 24,9 \times 10^6)} \\ &= 1,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

Det ses, at  $e_s$  er mindre end den skønnede værdi, hvorefter konkluderes, at beregningen er konservativ.

Spændingen i stålsøjlen ( $\sigma_s$ ) bestemmes:

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \left( \frac{1}{8} \right) \times (w + q) \times \frac{h^2}{W_s} \\ &= \left( \frac{1}{8} \right) \times 2,7 \times 1,0 \times \frac{4000^2}{311 \times 10^3} \\ &= 17 \text{ MPa} \\ &< f_{yd} \end{aligned}$$

Her er

$W_s$  modstandsmomentet af stålsøjlen

Da der ikke er søjlevirkning i vægfeltet, skal alene undersøges, hvorvidt trykspændingen i vægfeltet ( $\sigma_b$ ) er mindre end den regningsmæssige tilladelige trykspænding.

Dvs.

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{80 \times 1,0}{(108 - 2 \times 15)} \\ &= 1,02 \text{ MPa} \\ &< f_{cnd} \end{aligned}$$

### 3.2 Excentriciteter ( $e_0$ )

Excentriciteten  $e_0$  er den resulterende excentricitet af lasten på toppen af væggen eller af reaktionen i bunden. I murværksnormen DS 414:2005, annek A er disse 2 værdier benævnt  $e_{0,top}$  og  $e_{0,bund}$ .

$e_{0,bund}$  er omtalt i afsnit 2.1.1.1.

$e_{0,top}$  skal i omtalte annek beregnes ud fra en trekantformet spændingsfordeling i vederlagsfladen til ugunst. Denne vejledende spændingsfordeling skal dog behandles kritisk, hvad efterfølgende eksempel illustrerer.

På en muret væg er et gennemgående stift betondæk placeret. Under projekteringen skal den rådgivende ingeniør afgøre, hvorvidt en vederlagsplade i form af et lag PF2000 pap skal lægges i fuld bredde eller i smal bredde. Se efterfølgende figur for illustration.

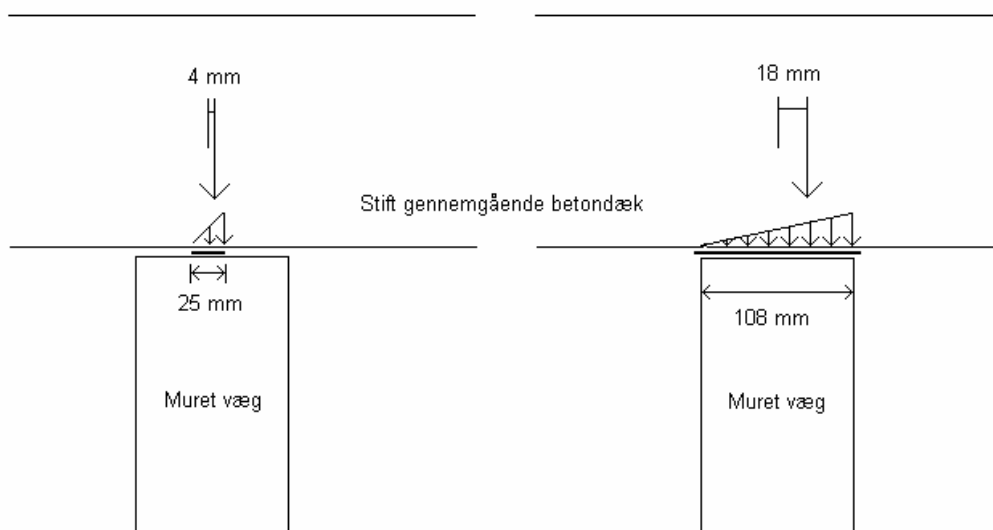


Fig. 3.2.1 Stift betondæk på muret væg med forskellig bredde vederlagsplade

Anvendes murværksnormens regel om trekantformet spændingsfordeling til ugunst ses, at der opnås mindst excentricitet og dermed størst bæreevne ved anvendelse af et vederlag i smal bredde (her angivet som 25 mm bredde). I realiteten bliver bæreevnen for denne konstruktion størst, når der anvendes et vederlag i fuld bredde, idet der bliver en vis indspænding i toppen pga. det stive dæk. Situationen er illustreret på efterfølgende figur. Forholdene ses at være identisk med forholdene ved fundamentet som illustreret på figur 2.1.2.

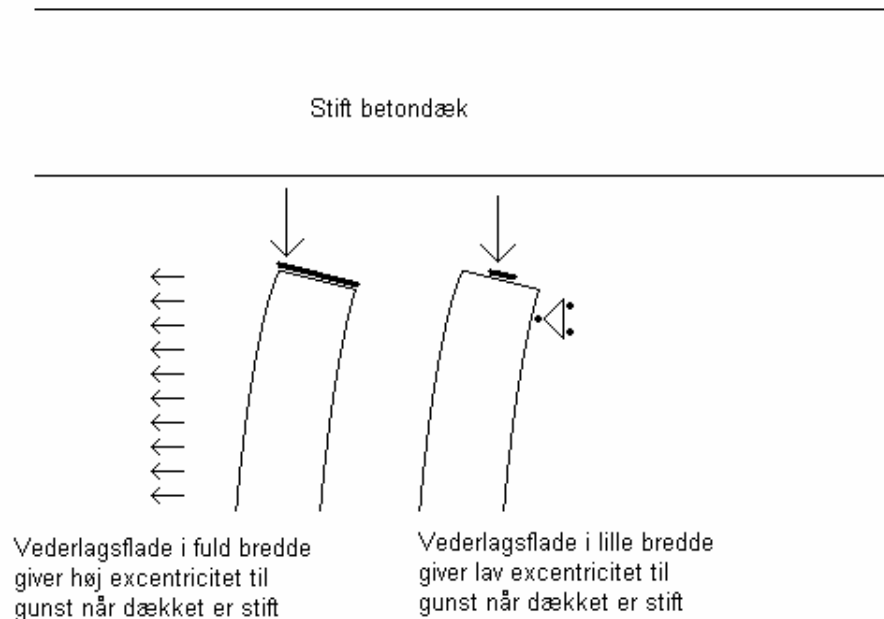


Fig. 3.2.2 Excentricitet for murede vægge med forskellige bredde af vederlag påvirket af stift betondæk

Det ses her, at ved ukritisk anvendelse af murværksnormens vejledning kan en højere regningsmæssig bæreevne opnås ved at gøre den reelle bæreevne mindre. Dette forhold må siges at være ret uheldigt.

Forsøg viser, at en konstruktion, som påvirker den murede væg, ”uendelig stiv”, hvilket svarer til, at rotationen af understøtningen i brudsituationen er 0, kan der konservativt regnes med en excentricitet til gunst på  $t/3$ , såfremt vederlagsfladen er i fuld bredde. (I virkeligheden nærmer excentriciteten sig  $t/2$ , idet reaktionen afleveres helt ude på kanten af konstruktionen).

Dvs. for en 108 mm muret væg vil en beregning efter murværksnormen DS 414:2005 med en gennemgående betonplade give en excentricitet på 18 mm til ugunst, mens den reelle værdi mindst er 36 mm til gunst.

Den til gunst virkende værdi på  $t/3$  anvendes fx ved beregning af efterspændt murværk, hvor topbeslaget fungerer som en uendelig stiv plade.

Problemstillingen er relativt kompliceret, idet forholdene er det stik modsatte for et relativt slapt dæk, hvor en lille vederlagsflade sikrer, at excentriciteten til ugunst ikke bliver alt for stor. Se efterfølgende figur.

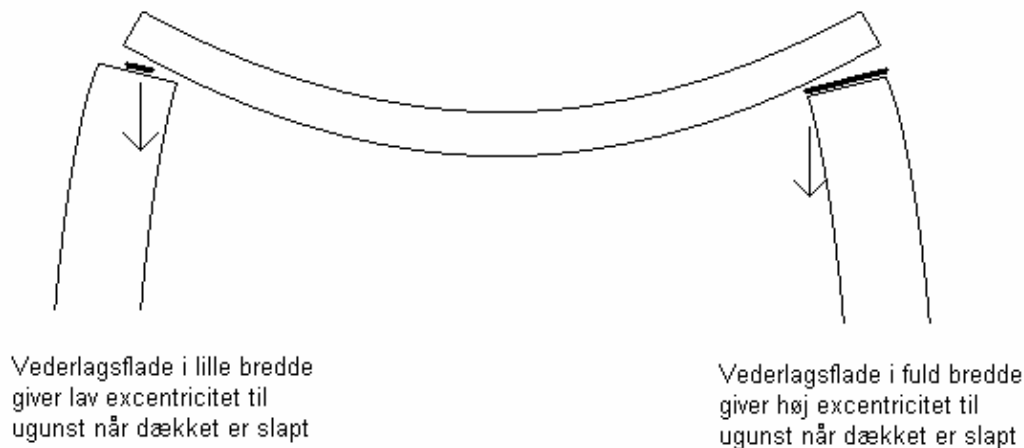


Fig. 3.2.3 Excentricitetsforhold for et slapt dæk

Udtrykkene i Anneks A, i murværksnormen DS 414:2005 er relateret til en situation med slappe dæk.

For at sikre at vederlagsfladerne projekteres og indlægges med en bredde, der både er optimal i beregningerne og i det praktiske byggeri, må formelsættet udvides således, at det tager hensyn til stivheden af dækkene. I det følgende er opstillet et formeludtryk, der angiver excentriciteten som funktion af dækkets stivhed og væggenes geometri.

Det helt afgørende for om excentriciteten virker til gunst eller ugunst i brudøjeblikket er, om vinkeldrejningen af vederlagsfladen ved dækket ( $\alpha_D$ ) er større eller mindre end vinkeldrejningen af vederlagsfladen ved toppen af væggen ( $\alpha_V$ ). Se efterfølgende figur.

Dvs.

$$\begin{array}{lll}
 \alpha_D & = \alpha_V & \rightarrow e_0 = 0 \\
 \alpha_D & > \alpha_V & \rightarrow e_0 > 0 \text{ (ugunst regnes her positiv)} \\
 \alpha_D & < \alpha_V & \rightarrow e_0 < 0 \text{ (gunst regnes her negativ)}
 \end{array}$$

(Ugunst og positiv er værdiladet forskelligt, men anvendes her for at holde en konsistent linie til edb-programmet Murværksprojektering.)

Formelsættet skal naturligvis udformes konservativt mht. bestemmelse af  $\alpha_V$  og  $\alpha_D$ .

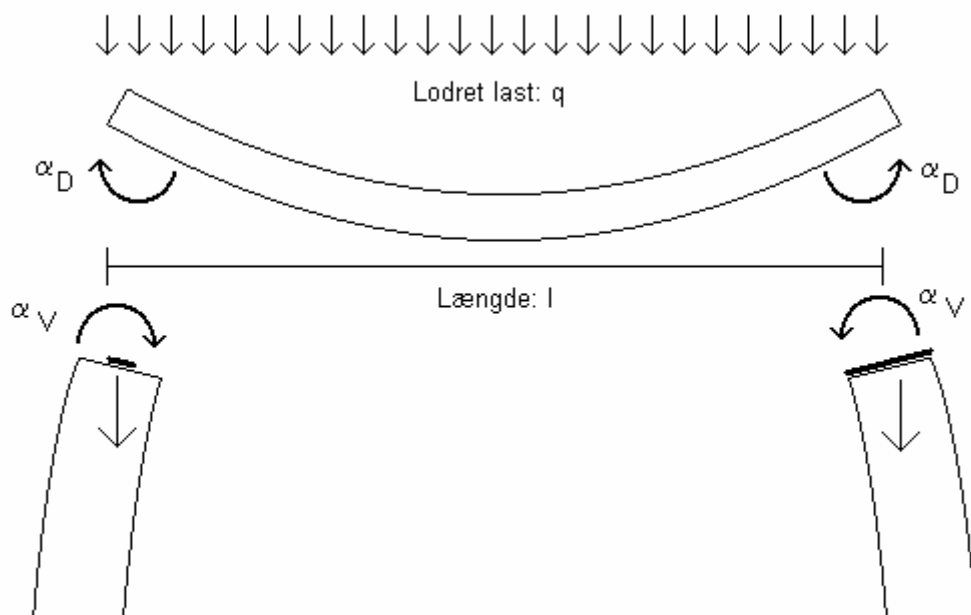


Fig. 3.2.4 Rotation af dæk og væg i vederlagsflade i brudøjeblikket

$\alpha_D$  beregnes enkelt ud fra den tekniske elasticitetsteori. For et simpelt understøttet dæk fås:

$$\alpha_D = \left( \frac{1}{24} \right) \times \frac{q \times l^3}{E_{dæk} I_{dæk}}$$

Her regnes "l" lig afstanden mellem understøtningernes centerflader. En eventuel variation herfra regnes negligibel.

Endvidere er

$E_{dæk}$  dækkets elasticitetsmodul (her bør anvendes nedre karakteristiske værdi (5%-fraktil))

$I_{dæk}$  dækkets inertimoment

Det skal her understreges, at beregningen skal foretages i brudsituationen for væggen. Heraf følger, at q er den regningsmæssige last og  $E_{dæk} I_{dæk}$  evt. skal bestemmes i den revnede situation. Der vil således være stor forskel på slapt armerede og forspændte dæk, idet forspændte dæk ofte er urevnede umiddelbart indtil brud.

$\alpha_V$  beregnes ud fra brudsituationen, som illustreret i efterfølgende figur.

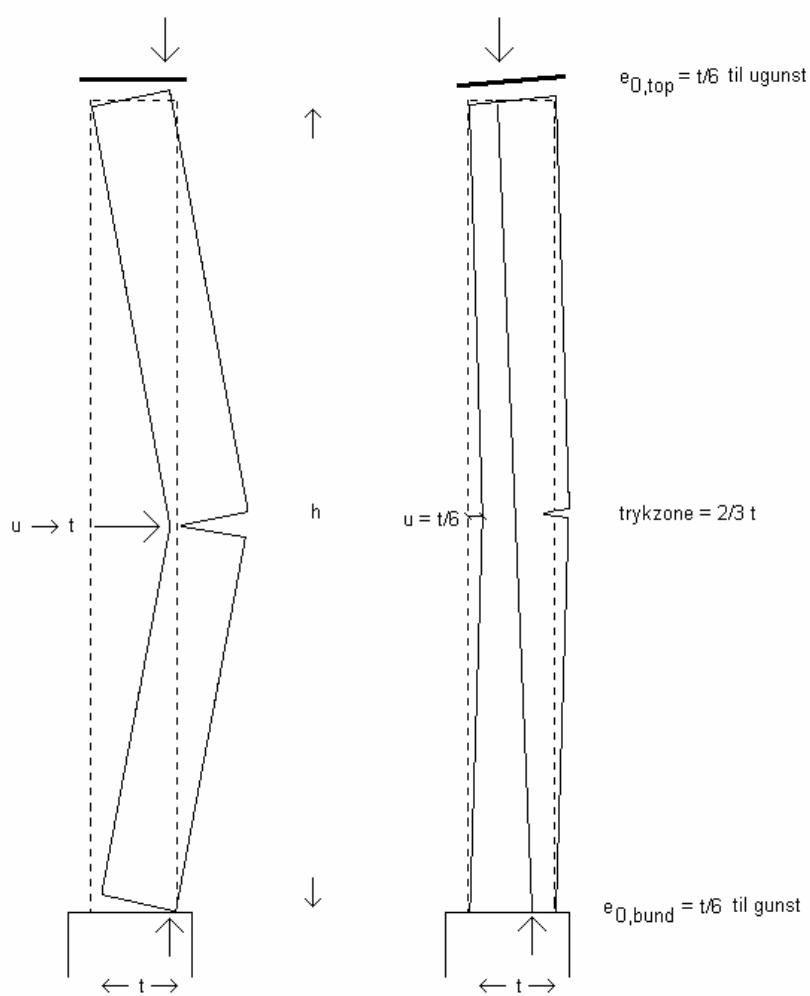


Fig. 3.2.5 Vinkeldrejning af vederlagsfladen i brudøjeblikket

Vægfelterne regnes at bryde som illustreret. Dvs. som 2 stive enheder og med en revne i midten af vægfeltet.

Ved forsøg med stive vederlagsplader observeres en udbøjning  $u \rightarrow t$ , hvor bæreevnen stadig er intakt og hvor en reversibel proces er mulig. Dette svarer til at

$$\alpha_v = \frac{t}{\left(\frac{h}{2}\right)} = \frac{2t}{h}$$

Denne værdi er dog for optimistisk at anvende i praktisk byggeri.

Betragtes konservativt situationen vist til højre på figuren fås:

$$\alpha_v = \frac{t/6}{h/2}$$

$\alpha_v$	$= \frac{t}{3h}$
------------	------------------

Parametrene er konservative idet:

- $e_{0,\text{bund}}$  er valgt til  $t/6$  til gunst, som er den vejledende værdi i murværksnormen DS 414:2005. Denne vil sædvanligvis være større jf. figur til højre.
- $e_{0,\text{top}}$  er valgt til  $t/6$  til ugunst, som er den vejledende værdi i murværksnormen DS 414:2005. Denne vil sædvanligvis være mere gunstig jf. diskussion i dette notat.
- Trykzonebredden er valgt til  $2/3 t$ , hvilket er mest ugunstig.

Indsættes typiske værdier:

$$\begin{aligned} t &= 108 \text{ mm} \\ h &= 3000 \text{ mm} \end{aligned}$$

fås:

$$\alpha_v = 0,012$$

$\alpha_v$  skulle bestemmes som  $\arctan(t/3 \times h)$ , men for små størrelser er værdierne stort set identiske, så denne øvelse undlades.

Dvs. for normalt forekomne vægge ( $t=108$  mm, højde op til 3600 mm) kan regnes:

$$\alpha_v = 0,01$$

Nedenstående er angivet et forslag til bestemmelse af topexcentriciteten  $e_0$ , der er mere korrekt end det i murværksnormen, DS 414:2005 angivne.

Slappe dæk ( $\alpha_d \geq \alpha_v$ ):

Her antages normens værdi:  $e_0 = t/6$  til **ugunst**

Stive dæk:

For  $\alpha_d \ll \alpha_v$  ved en mellem understøtning (se ex. figur 3.2.1):

Her antages:  $e_0 = t/6$  til **gunst**

For  $\alpha_d < 1/2\alpha_v$  ved en sideunderstøtning (se ex. figur 3.2.4):

Her antages:  $e_0 = 0$

For  $1/2\alpha_v < \alpha_d < \alpha_v$  ved en sideunderstøtning (se ex. figur 3.2.4):

Her antages, at der interpoleres mellem  $e_0 = 0$  og  $e_0 = t/6$  til **ugunst**

For andre situationer end de ovenstående beskrevne må forholdene vurderes.



Et eksempel:

Et dæk, der spænder 5 m mellem 2 facader og hviler af på hele vederlagsfladen, betragtes. Øvrige parametre:

$$\begin{aligned}\alpha_v &= 0,01 \\ q &= 5,0 \text{ kN/m}^2 \\ t_{\text{dæk}} &= 200 \text{ mm} \\ E_{\text{dæk}} &= 5000 \text{ MPa} \\ t &= 108 \text{ mm}\end{aligned}$$

hvor

$t_{\text{dæk}}$  er dækkets tykkelse

Indsættes værdierne i udtrykket for  $\alpha_D$  fås:

$$\begin{aligned}\alpha_D &= \left(\frac{1}{24}\right) \times \frac{5 \times 5000^3}{\left[5000 \times \left(\frac{1}{12}\right) \times 1000 \times 200^3\right]} \\ &= 0,00781\end{aligned}$$

Heraf ses at:

$$\alpha_v > \alpha_D \text{ (dermed er dækket stift)}$$

$\alpha_d$  er beliggende i intervallet:

$$\begin{aligned}\frac{1}{2}\alpha_v &< \alpha_d < \alpha_v \\ 0,005 &< \alpha_d < 0,01\end{aligned}$$

Her er  $t/6 = 18 \text{ mm}$

Værdien for  $e_0$  bestemmes ved interpolation til:  $e_0 = t/11$

### 3.2.1 Excentricitet af betondæk med udstøbning

I afsnit 3.2 blev de generelle forhold omkring excentriciteter og rotationsstivheder behandlet. I dette afsnit behandles en ofte anvendt samling bestående af en teglstensvæg, hvorpå et beton- eller letklinkerdæk hviler af ved hjælp af en række knaster. Omkring knaster og væg er der udstøbt en betonsamling. Samlingen er eventuelt påvirket af en overliggende væg. Imellem dækkene er indlagt bøjlearmering, og i udstøbningen er indlagt kantarmoring. (Se efterfølgende figur).

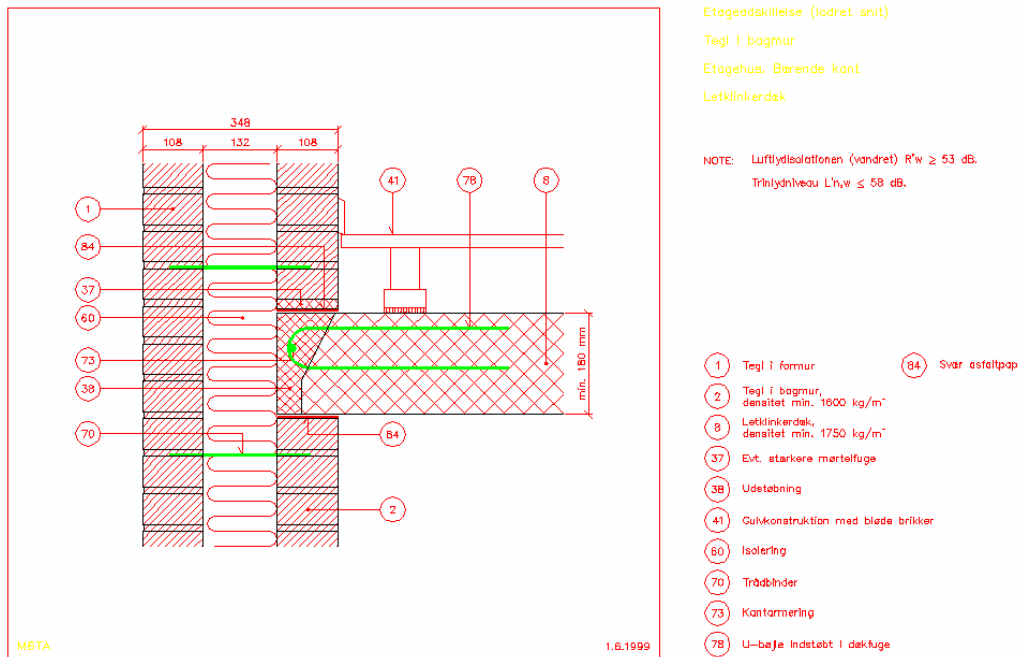
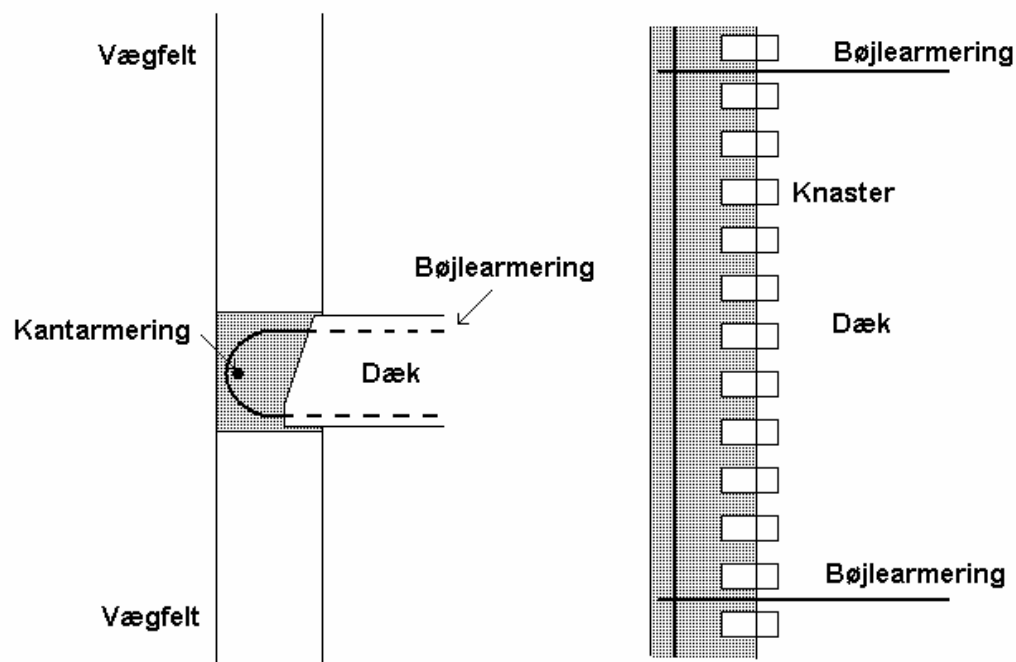


Fig. 3.2.6 Betondæk med udstøbning. Fra "Mur- og tagdetaljer til AutoCAD"

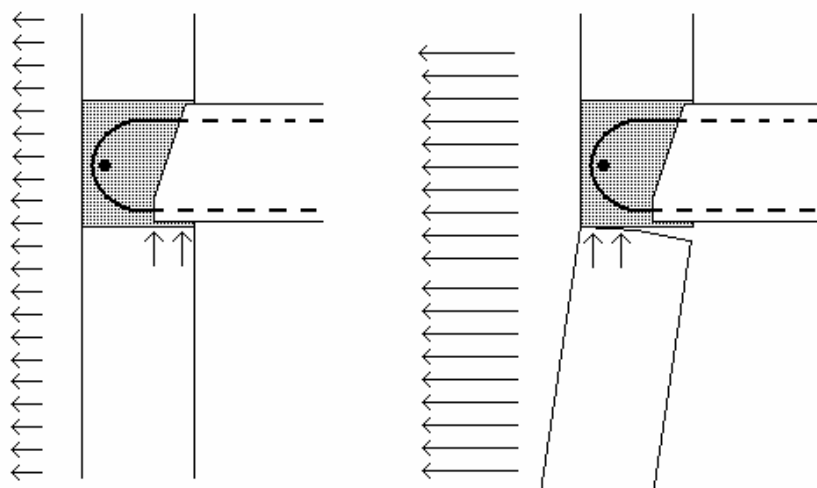
Principskitse af samlingen er vist på efterfølgende figur:



Figur 3.2.7 Betondæk med udstøbning. Principskitse

Samlingen er behandlet i murværksnormen DS 414:2005, annek A, som er vejledende. Her angives, at vederlagstrykket alene forekommer under betondækket. Dette er korrekt i monteringsfasen, men betragtes brudsituationen i den færdige konstruktion ses, at betragtningen er særdeles konservativ (se efterfølgende figur).

**Excentricitet til gunst, såfremt samlingen har tilstrækkelig kapacitet**



Figur 3.2.8 Betondæk med udstøbning. Brudsituation

Afgørende for samlingens stivhed er naturligvis om udstøbningen, de indlagte bøjler og kantarmeringen har tilstrækkelig kapacitet til at overføre de aktuelle kræfter, hvilket er et beregningsteknisk spørgsmål, her illustreret med et eksempel.

Et eksempel:

På en 4 m høj bredstensvæg er et 250 mm huldæk oplagt som vist. Geometri i henhold til figuren.

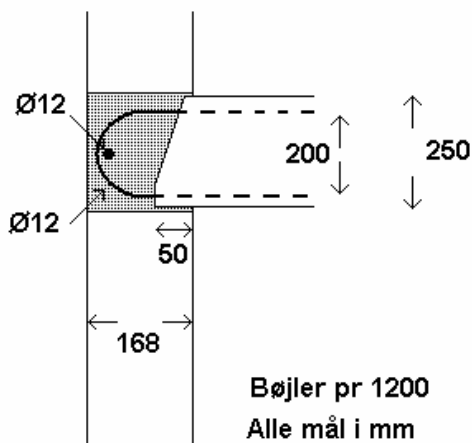


Fig. 3.2.9 Betondæk med udstøbning. Et eksempel

Yderligere parametre:

$$\begin{aligned}f_{yd} &= 184 \text{ MPa} \\q &= 5,23 \text{ kN/m}^2 \\l &= 8,0 \text{ m} \\E_{dæk} &= 12.000 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Her er

$$\begin{aligned}f_{yd} &\text{ armeringens regningsmæssige flydespænding} \\p_r &\text{ den samlede regningsmæssige last på dækket} \\l &\text{ dækkets spændvidde} \\E_{dæk} &\text{ elasticitetsmodul for dækket}\end{aligned}$$

(Elasticitetsmodul regnes formelt at inkludere "hullerne" i huldækket med hensyn til beregning af stivheden.)

Indledningsvis bestemmes den resulterende excentricitet som beskrevet i afsnit 3.2, under forudsætning af, at dæk og udstøbning virker sammen som et stift hele.

$$\begin{aligned}\alpha_v &= \frac{t}{3h} \\&= \frac{168}{3 \times 4000} \\&= 0,014\end{aligned}$$

Som angivet i afsnit 3.2 regnes konservativt

$$\alpha_v = 0,01$$

$\alpha_D$  beregnes til:

$$\begin{aligned}\alpha_D &= \frac{\left(\frac{1}{24}\right) \times q \times l^3}{(E_{dæk} \times I_{dæk})} \\&= \frac{\left(\frac{1}{24}\right) \times 5,23 \times 8000^3}{\left(12000 \times \left(\frac{1}{12}\right) \times 1000 \times 250^3\right)} \\&= 0,00714\end{aligned}$$

$\alpha_d$  er beliggende i intervallet:

$$\begin{aligned}\frac{1}{2}\alpha_v &< \alpha_d < \alpha_v \\0,005 &< \alpha_d < 0,01\end{aligned}$$

Her er  $t/6 = 28 \text{ mm}$

Værdien for  $e_0$  bestemmes ved interpolation til:  $e_0 = 12 \text{ mm}$ . Dvs. i brudøjeblikket regnes spændingsfordelingen som vist efterfølgende:

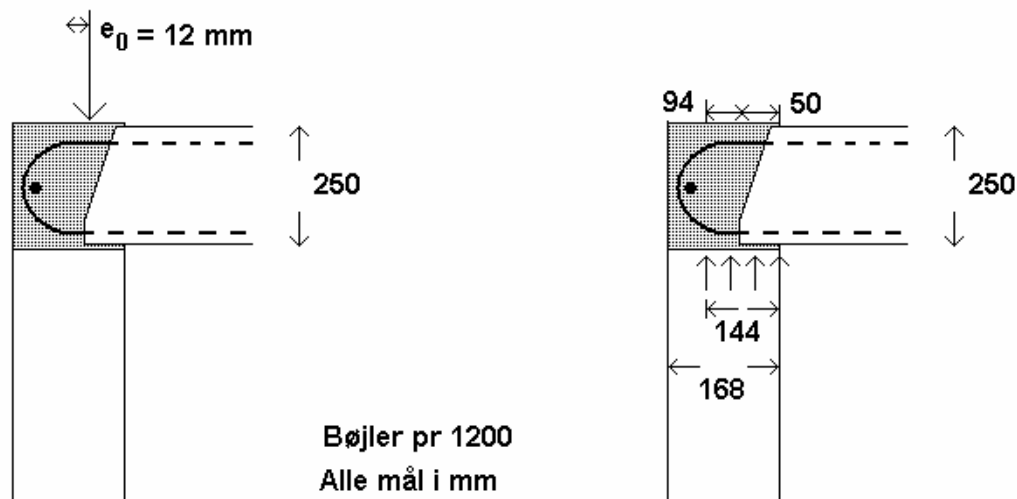


Fig. 3.2.10 Betondæk med udstøbning. Spændingsfordeling

Kun den del af lasten, der ligger uden for knasterne, regnes at skulle overføres af udstøbning og armering.

Den samlede reaktion ( $P$ ) bestemmes til:

$$\begin{aligned} P &= 8 \times \frac{5,23}{2} \\ &= 20,92 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Lasten ( $p_{uds}$ ) som bøjlerne og udstøbningen skal dimensioneres for:

$$\begin{aligned} p_{uds} &= \frac{94}{144} \times 20,92 \\ &= 13,66 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Denne dimensionering er en ren betonberegning, som derfor kun foretages sporadisk. Dvs. kun armeringspændinger undersøges.

Imellem bøjlerne regnes lasten optaget ved ren bjælkevirkning (se efterfølgende figur).

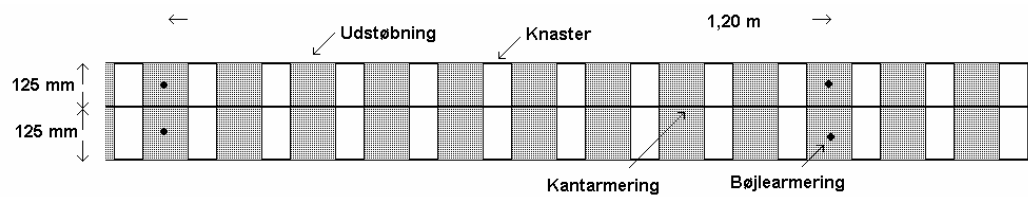


Fig. 3.2.11 Betondæk med udstøbning. Optagelse af last mellem bøjler

Momentet (M) fås til:

$$\begin{aligned}
 M &= \frac{1}{16} \times p_{uds} \times l^2 \\
 &= \left( \frac{1}{16} \right) \times 13,66 \times 1200^2 \\
 &= 1,23 \times 10^6
 \end{aligned}$$

Nyttehøjden ( $h_e$ ) sættes til

$$\begin{aligned}
 h_e &= 0,9 \times 125 \\
 &= 112,5
 \end{aligned}$$

Kraften i armeringen ( $F_a$ ) bestemmes til:

$$\begin{aligned}
 F_a &= \frac{M}{h_e} \\
 &= \frac{1,23 \times 10^6}{112,5} \\
 &= 10,93 \times 10^3
 \end{aligned}$$

Spændingerne i armeringsstålet ( $\sigma_a$ ) fås herefter til:

$$\sigma_a = \frac{F_a}{A_a}$$

hvor

$A_a$  er armeringsarealet

$$\begin{aligned}
 \sigma_a &= \frac{10,93 \times 10^3}{\pi \times 6^2} \\
 &= 97 \text{ MPa} \\
 &< f_{yd}
 \end{aligned}$$

Ved bøjlerne fås lasten ( $F_{\text{bøj}}$ ):

$$\begin{aligned} F_{\text{bøj}} &= 13,66 \times 1,2 \\ &= 16,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momentet ( $M$ ) bestemmes til:

$$\begin{aligned} M &= \frac{16,4 \times 10^3 \times 94}{2} \\ &= 0,771 \times 10^6 \end{aligned}$$

$h_e$  bestemmes til:

$$\begin{aligned} h_e &= 0,9 \times 225 \\ &= 203 \end{aligned}$$

Kraften i armeringen ( $F_a$ ) bestemmes til:

$$\begin{aligned} F_a &= \frac{M}{h_e} \\ &= \frac{0,771 \times 10^6}{203} \\ &= 3,8 \times 10^3 \end{aligned}$$

Spændingerne i armeringsstålet ( $\sigma_a$ ) fås herefter til:

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \frac{F_a}{A_a} \\ &= \frac{3,8 \times 10^3}{(\pi \times 6^2)} \\ &= 34 \text{ MPa} \\ &< f_{yd} \end{aligned}$$

Heraf ses, at den udstøbte samling har tilstrækkelig bæreevne til at overføre en del af kræfterne i brudsituationen svarende til den aktuelt bestemte excentricitet.

### 3.3 Planhedsafvigelse (e<sub>5</sub>)

Planhedsafvigelsen er murens pilhøjde regnet fra forbindelseslinien mellem toppunkt og fodpunkt. Dvs. afvigelsen kan måles ved at placere en retskede på muren.

Den maksimalt tilladelige planhedsafvigelse er i murværksnormen, DS 414:2005, afsnit 7.5.2.2 sat til 10 mm. Dette betyder ikke, at man som rådgiver skal forudsætte at den er 10 mm. Værdien kan sættes til 5 mm eller  $h/500$ , blot værdien angives i projektet materialet og kontrolleres på byggepladsen.

Planhedsafvigelsen har stor indflydelse på bæreevnen, hvilket betyder, at værdien med fordel kan optimeres under projekteringen.

### 3.4 Vægfelter uden åbninger

Vægfelter uden åbninger, påvirket af lodret last, kan være 2-, 3- eller 4-sidet understøttet forudsat, at 2 understøtninger er i top og bund. Disse konstruktionstyper er enkle at gennemregne, idet murværksnormens formler for reduktion i søjlehøjde (som angivet i afsnit 3.1) umiddelbart kan anvendes. Andre parametre, som skal anvendes ifm. beregning efter Rittermetoden giver sig selv.

### 3.5 4-sidet understøttet vægfelt med 1 åbning

I de fleste vægfelter med åbninger vil der forekomme en strimmel vægfelt uden sideunderstøtninger. Dette er dog ikke tilfældet for et 4-sidet understøttet vægfelt med 1 åbning som illustreret efterfølgende.

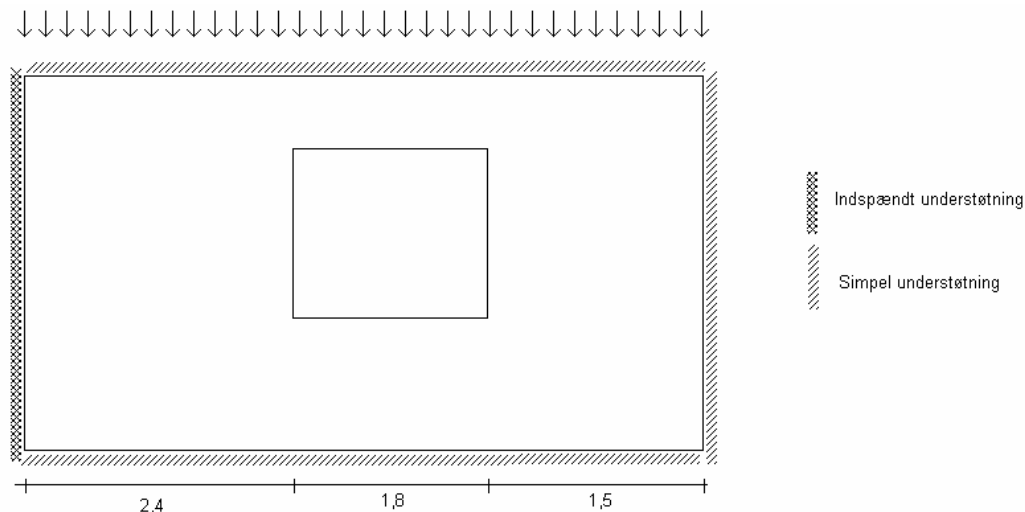


Fig. 3.5.1 4-sidet understøttet vægfelt med 1 åbning

I henhold til murværksnormen DS 414:2005, Anneks C (6) skal ”vægfelter med huller dimensioneres ved at fordele last på hullet med en halv last på hver side af hul-



let". Dette er i praksis kun aktuelt for den lodrette last, idet der ved bestemmelse af den "ækvivalente vandrette last" (se afsnit 2.2) tages hensyn til åbningen.

Ovenstående vægfelt beregnes enklest ved at betragte vægfelterne på hver side af åbningen som et 3-sidet understøttet vægfelt. Er det umiddelbart logisk hvilket vægfelt der er hårdest belastet, kan dette betragtes som det dimensionsgivende, i modsat fald må de begge gennemregnes.

Beregningen er illustreret med et eksempel, hvor værdierne angivet i figur 3.5.1 anvendes. Endvidere regnes med følgende parametre:

$$\begin{aligned} h_{2s} &= 3000 \text{ mm} \\ P &= 23 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Lasten på hver side af vinduet fordeles på begge vægfelte

$$\begin{aligned} P_{\text{venstre}} &= 23 \text{ kN/m} \times \frac{\left(2,4 + \frac{1,8}{2}\right)}{2,4} \\ &= 31,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{højre}} &= 23 \text{ kN/m} \times \frac{\left(1,5 + \frac{1,8}{2}\right)}{1,5} \\ &= 36,8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Det kan måske forekomme lidt på den usikre side at fordele lasten fra overliggerne jævnt over det undersøgte tværsnit. I virkeligheden vil spændingsfordelingen være som vist på efterfølgende figur med de største spændinger nær åbningen, som er den del af vægfeltet der bøjer ud ved trykpåvirkningen.

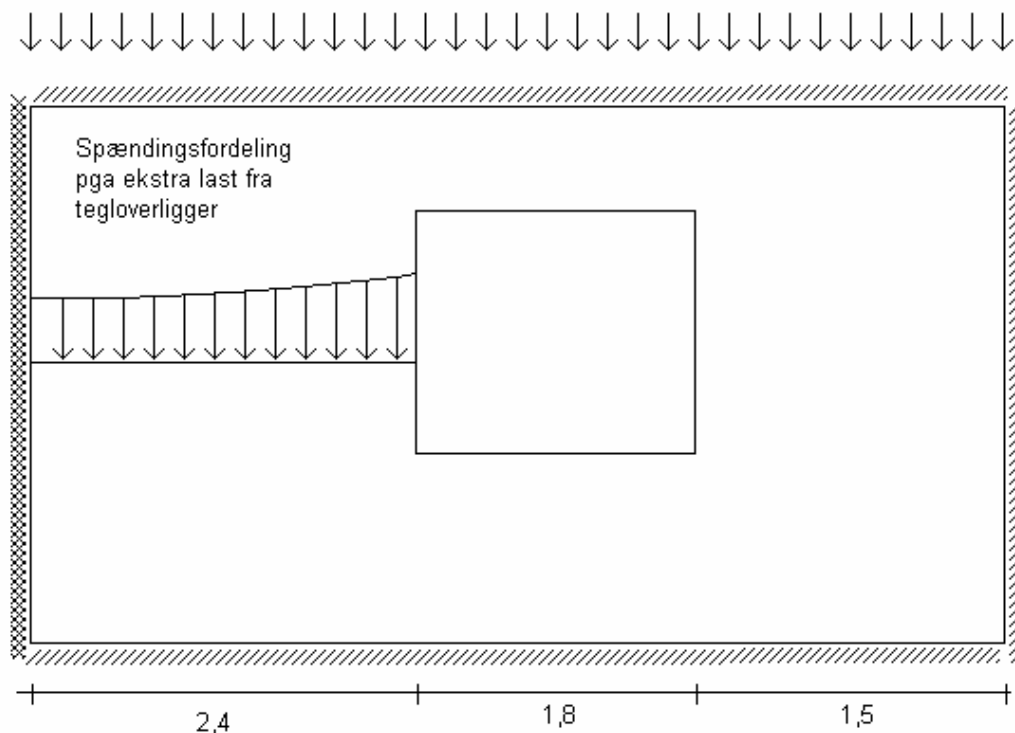


Fig. 3.5.2 Spændingsfordeling

Dette forhold regnes dog opvejet af, at vægfeltet regnes som en fri kant i hele højden, og at den afstivende effekt fra overliggeren mod udbøjning vinkelret på væggens plan ikke tages i regning. Denne afstivende effekt bliver naturligvis mindre ved tegloverliggerer med ringe højde, men samtidig er det begrænset hvor store ekstra belastninger, der samtidig kan komme fra en lav overligger, og modellen regnes på den baggrund realistisk.

Såfremt vægfeltet ved siden af vinduet er længere end højden af vægfeltet bør lasten kun fordeles ud på en vandret strækning svarende til højden.

Regnes eksempelvis længden af den venstre side til 3,4 m (og ikke 2,4 m som vist på figur) og højden til 3,0 m fås følgende værdi for  $P_{\text{venstre}}$ :

$$\begin{aligned}
 P_{\text{venstre}} &= 23 \text{ kN/m} \frac{3,0 + \left(\frac{1,8}{2}\right)}{3,0} \\
 &= 29,9 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

virkende på hele strækningen (3,4 m).

Søjlelængden for de 2 vægfeltet fås til:

$$\begin{aligned}
 h_{3s,venstre} &= \frac{h_{2s}}{\left(1 + \left(\frac{h_{2s}}{3l}\right)^2\right)} && \text{for } l \geq \frac{h_{2s}}{3} \\
 &= \frac{3000}{\left(1 + \left(\frac{3000}{3 \times 2400}\right)^2\right)} \\
 &= 2556 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{3s,højre} &= \frac{h_{2s}}{\left(1 + \left(\frac{h_{2s}}{3l}\right)^2\right)} && \text{for } l \geq \frac{h_{2s}}{3} \\
 &= \frac{3000}{\left(1 + \left(\frac{3000}{3 \times 1500}\right)^2\right)} \\
 &= 2077 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

For alle praktisk forekomne tilfælde vil den lavere søjlelængde for højre vægfelt give væsentlig højere bæreevne sammenlignet med det venstre vægfelt. Den relativt større belastning betyder mindre i denne sammenhæng.

Gennemregningen vha. Ritterformlen foretages på sædvanlig vis og er ikke vist her.

Det ses på figuren, at venstre understøtning er indspændt, mens højre understøtning er simpel. Reduktionsformlerne i murværksnormen DS 414:2005 er gældende for simple understøtninger, og den indspændte understøtning udgør en bæreevnereserve, der nok er for kompliceret at medtage i en beregning. Ved en overordnet vurdering af en konstruktion, hvor bæreevnen er 100% udnyttet, kan indspænding af en lodret understøtning dog indgå i en samlet overordnet sikkerhedsvurdering af konstruktionen.

### 3.6 Vægfeltet med 2 eller flere åbninger og 3-sidet understøttede vægfeltet med 1 eller flere åbninger

Ved beregning af vægfeltet med 2 eller flere åbninger eller et 3-sidet understøttet vægfelt med 1 eller flere åbninger, vil der være en strimmel murværk som er 2-sidet understøttet på en del af højden mellem 2 åbninger eller 1 åbning og en fri kant. Dette er illustreret efterfølgende.

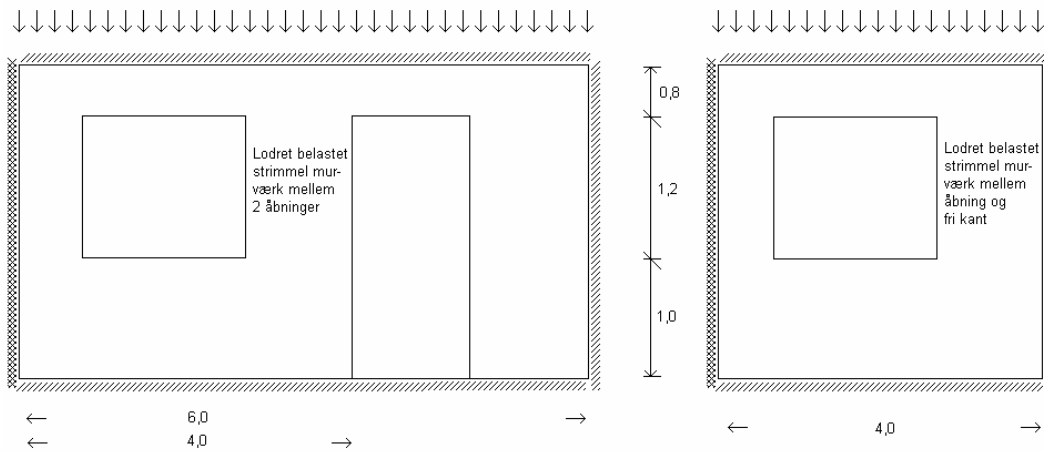


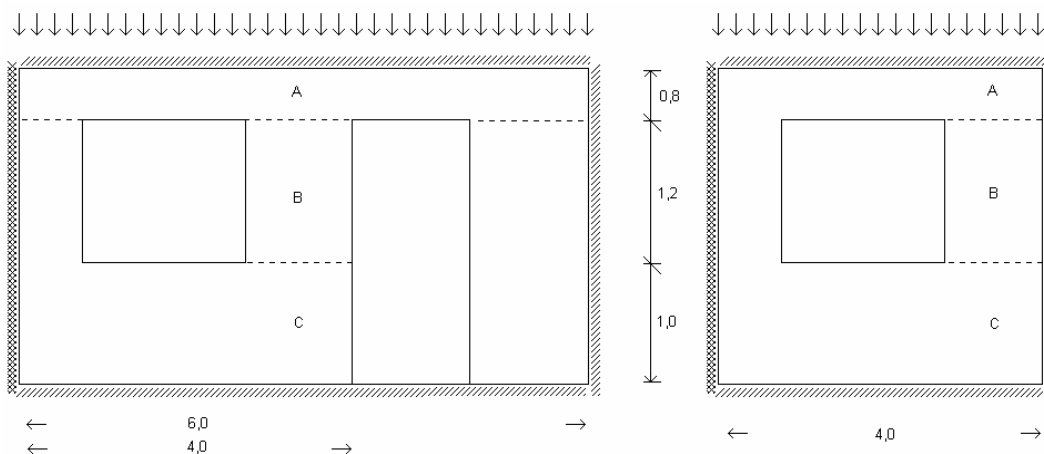
Fig. 3.6.1 Forskellige tilfælde af lodret belastet murværk med en strimmel murværk 2-sidet understøttet på en del af højden

Ved dimensionering af vægfeltet vil murværket omkring denne strimmel normalt udgøre det dimensionsgivende område af væggen.

En enkel måde at beregne bæreevnen af vægfeltet på er blot at antage, at søjlelængden sættes lig med etagehøjden og påsætte en forøget lodret belastning pga. åbningerne. Alternativt kan bæreevnen beregnes efter følgende metode.

Betragtes det 4-sidet understøttede vægfelt i figur 3.6.1 ses, at de lodrette understøtninger i den udbøjede tilstand har en vis stabiliserende effekt på det betragtede midterområde.

Vægfeltet opdeles i et vægfelt A, B og C som illustreret på fig. 3.6.2.



Figur 3.6.2 Opdeling af vægfelt til beregning af søjlelængde

Vægfelt A's udbøjningsfigur vil svare til udbøjningsfiguren for et tilsvarende 4-sidet understøttet vægfelt uden åbninger. Det vurderes, at delhøjden af vægfeltet kan reduceres med en reduktionsfaktor  $r_4$  hvor

$$r_4 = \frac{h_{4s}}{h_{2s}}$$

Reduktionsfaktoren  $r_4$  er bestemt ud fra murværksnormen DS 414:2005 afsnit 6.4 (8), hvor  $h_{4s}/h_{2s}$  angiver reduktionsfaktoren pga. de lodrette afstivninger.

Vægfelt B's udbøjningsfigur vil svare til et vægfelt uden sideunderstøtninger, hvor reduktionsfaktoren  $r_2$  tilsvarende er 1,0.

Vægfelt C's udbøjningsfigur vil svare til et 3-sidet understøttet vægfelt med en vandret længde svarende til afstanden fra den venstre lodrette understøtning til døren. Det vurderes, at delhøjden af vægfeltet kan reduceres med en faktor  $r_3$  hvor

$$r_3 = \frac{h_{3s}}{h_{2s}}$$

Reduktionsfaktoren  $r_3$  er tilsvarende bestemt ud fra murværksnormen DS 414:2005 afsnit 6.4 (8).

Anvendes ovenstående udtryk med de angivne værdier fås, når murværksnormen DS 414:2005 udtryk for  $r_3$  og  $r_4$  anvendes:

$$r_4 = \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{3}{6}\right)^2\right)} = 0,80$$

$$r_3 = \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{3}{3 \times 4}\right)^2\right)} = 0,94$$

Den samlede søjlehøjde kan nu bestemmes:

$$h_A = 0,80 \times 0,8 = 0,64 \text{ m}$$

$$h_B = 1,0 \times 1,2 = 1,2 \text{ m}$$

$$h_C = 0,94 \times 1,0 = 0,94 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} h_s &= h_A + h_B + h_C \\ &= 2,78 \text{ m} \end{aligned}$$

Det ses, at den samlede reduktionsfaktor ( $r_{\text{vægfelt med åbninger}}$ ) bliver:

$$\begin{aligned} r_{\text{vægfelt med åbninger}} &= \frac{2,78}{3,0} \\ &= 0,93 \end{aligned}$$

Betragtes figuren til højre fås tilsvarende:

$$\begin{aligned} r_3 &= \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{3}{3 \times 4}\right)^2\right)} \\ &= 0,94 \end{aligned}$$

(Værdien er relevant for vægfelt A og C)

Den samlede søjlehøjde kan nu bestemmes:

$$\begin{aligned} h_A &= 0,94 \times 0,80 \\ &= 0,75 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_B &= 1,0 \times 1,2 \\ &= 1,2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_C &= 0,94 \times 1,0 \\ &= 0,94 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_s &= h_A + h_B + h_C \\ &= 2,89 \text{ m} \end{aligned}$$

Det ses, at den samlede reduktion ( $r_{\text{vægfelt med åbninger}}$ ) bliver:

$$\begin{aligned} r_{\text{vægfelt med åbninger}} &= \frac{2,89}{3,0} \\ &= 0,96 \end{aligned}$$

Med den fundne søjlehøjde og de forøgede laster pga. åbninger gennemregnes konstruktionen vha. Rittermetoden. Dette gennemgås ikke her.

Det ses, at metoden er konsistent med grænsetilfældene; dvs. når vinduerne bliver etagehøje, bliver søjlelængden af et vægfelt herimellem tilsvarende lig etagehøjden.

Det skal her gentages, at søjlereduktionsfaktorerne angivet i murværksnormen DS414:2005 ikke tager hensyn til en eventuel indspænding i de lodrette og vandrette

understøtninger. Disse indspændinger påvirker naturligvis bæreevnen, men konservativt antages alle understøtninger simple.

### 3.7 Efterspændt murværk

I moderne byggeri består murværket normalt af 2 adskilte vanger på 108 mm, hvor bageste vange typisk er påvirket af et let tag, der i brudsituationen ikke giver nogen stabiliserende lodret last. Dette forhold betyder, at murværket ofte skal optage vindbelastninger alene ved hjælp af bøjningstrækstyrker.

For at afhjælpe dette problem er konceptet ”efterspændt murværk” udviklet. Konceptet efterspændt murværk kan kort beskrives ved:

- at murværket påføres en stabiliserende trykkraft, der giver større bæreevne, idet murværkets trykstyrke er markant større end bøjningstrækstyrken
- når der i murværket introduceres trykspændinger, der forøger bæreevnen overfor vandrette belastninger, bliver murværket en del af den bærende konstruktion, og på den måde udnyttes murværket optimalt ift. anvendelse af fx stålsøjler.
- Ud over at optage vandrette kræfter vinkelret på vægplanen giver det efterspændte system tillige en mulighed for at forankre tagkonstruktionen og forøge kapaciteten mht. vandrette påvirkninger i væggens eget plan (skivevirkning).

Problemet med den manglende tværbæreevne er traditionelt løst ved at indsætte stålsøjler i hulmuren. Der er dog en række problemer med stålsøjler som beskrevet nedenstående, der gør udvikling af nye koncepter nødvendige.

- Fugtspærren gennembrydes ved fundamentoverkant i hele hulmurens tykkelse med risiko for fugtskader til følge.
- Stålsøjler er generelt relativt slappe, hvilket betyder, at for etagehøjder  $> 3.0$  m er en HE 100 B stålsøjle stort set virkningsløs, selv når den er understøttet både foroven og forneden.
- Stålsøjlen er i praksis nogle gange kun ”indspændt” i fundamentet og fri i toppen, hvilket gør den næsten virkningsløs ved alle normale etagehøjder.
- Stålsøjlen skal beskyttes mod korrosion svarende til 200-300  $\mu\text{m}$  galvanisering pga. den kraftige miljøpåvirkning ved forsiden af hulmuren. I praksis observeres skader i form af lodrette revner i formuren pga. korroderende stålsøjler. Korrosionen betyder, at stålmaterialet udvides en faktor 6-10, og vil derfor medføre en kraftig påvirkning af formuren, da stålsøjlen i sagens natur udfylder hele hulrummet.

Det er Teknologisk Institut, Murværks vurdering, at stålsøjler alt i alt giver anledning til flere skader end de forhindrer.

Endvidere finder arkitekter ikke stålsøjler æstetiske på trods af, at de ikke er synlige, da murens geometri og former ikke korrekt afspejler de statiske forhold og murens egen bæreevne. Efterspændt murværk udnytter murens egen bæreevne og dermed vil arkitekter formodentlig finde løsningen en anelse mere æstetisk.

### 3.7.1 Beskrivelse af løsning

Systemet består normalt af en Ø15 stang, der placeres midt i hulmuren og efterspændes, når formuren er muret op. Kræfterne overføres som trykkræfter gennem fundamentet og gennem et UNP profil med en anlægsbredde på 320 mm for 348 mm hulmure. Her-ved dannes en tryk-påvirket "skjult" pille i for- og bagmuren.

På UNP-profilet er pålimet trykudlignende neoprenstrimler med en bredde på 90 mm.

Den mindste vandrette afstand til fri kant parallelt med vægplanen fra UNP-profilets kant er 74 mm. Minimumslængden for vægfeltet, hvor systemet kan anvendes, bliver dermed 468 mm (2 sten).

Opspændingen regnes at foregå efter minimum 3 dage, således at murværket har opnået minimum den halve styrke.

Opspændingen foretages med hydraulisk donkraft.

#### 3.7.1.1 Tekniske specifikationer

Stang	: Ø15 MacAlloy ST stang med diverse spændeskiver, møtrikker og muffesamling. Styrkeparametre: $f_{yk} = 1080$ MPa
Forankring i beton	: Bundplade i stål. 120×120×30 mm
Profil i top	: UNP 320
Neoprenstrimler	: Tykkelse = 4 mm, shore = 70. Fladedimensioner: 320 × 90 mm
Korrosionsbeskyttelse	: Topbeslag galvaniseret. Resten korrosionsbeskyttet til aggressivt miljø



### 3.7.1.2 Løsning i top

Nedenstående er stilistisk vist, hvorledes efterspændt murværk udføres ved vægoverkant.

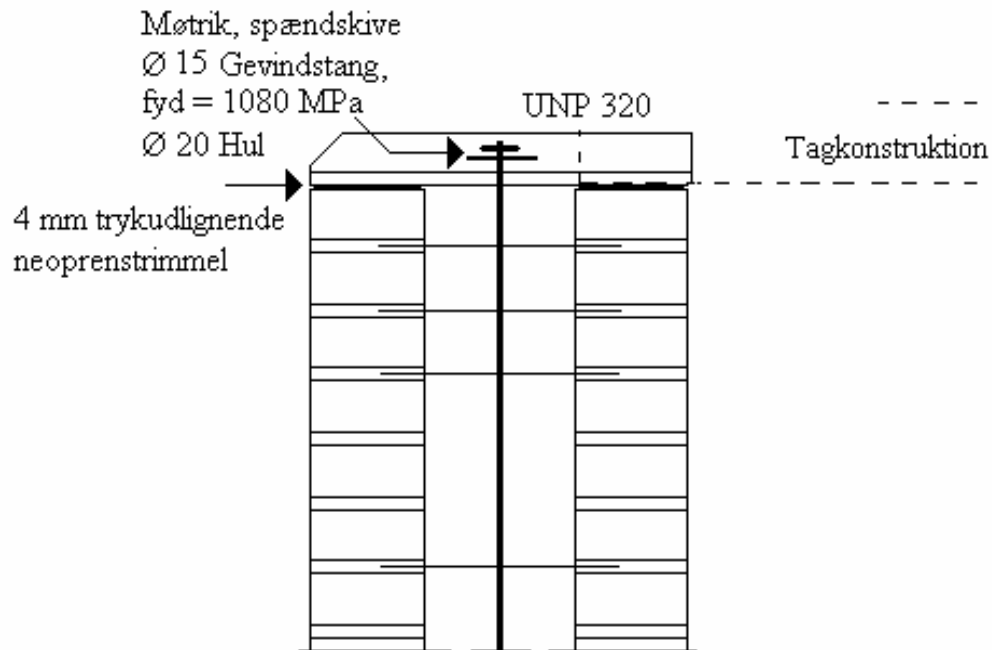


Fig. 3.7.1 Efterspændt murværk. Løsning ved vægoverkant

### 3.7.1.3 Løsning i bund

Nedenstående er stilistisk vist, hvorledes efterspændt murværk udføres ved fundamentet.

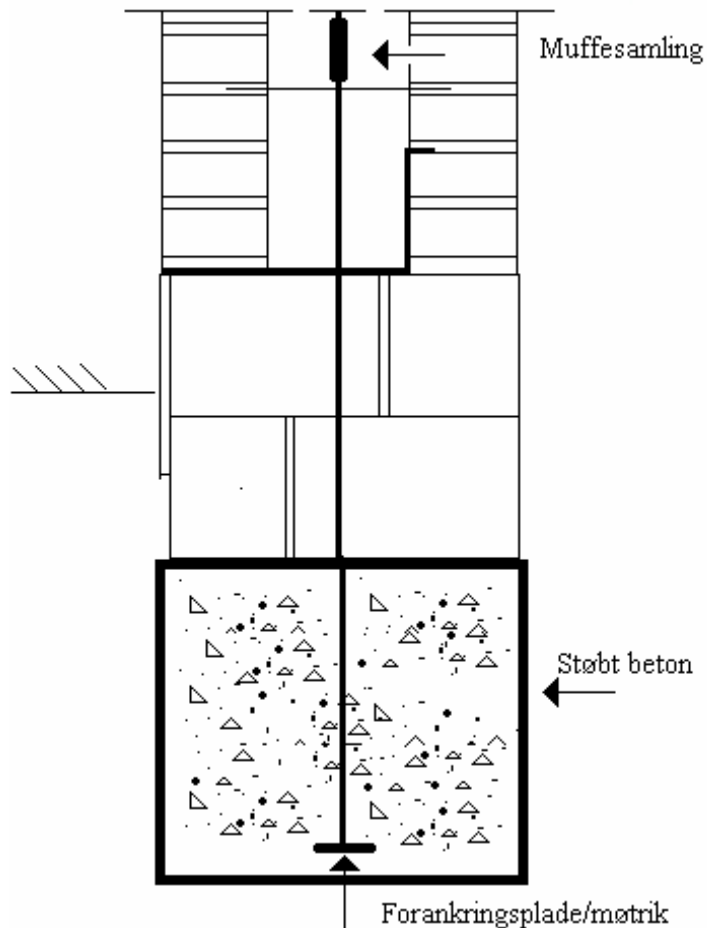


Fig. 3.7.2 Efterspændt murværk. Løsning ved fundament

### 3.7.2 Dimensionering af efterspændte vægge

Efterspændte kombinationsvægge dimensioneres i det store hele som lodret belastede vægfelter. Specielle forhold er beskrevet efterfølgende.

(En række forhold er ikke uddybet i denne lærebog. En total gennemgang af konceptet "Efterspændt murværk" kan ses i rapporten: "Efterspændte kombinationsvægge, oktober 1999, Teknologisk Institut, Murværk").

### 3.7.2.1 Lodret last

Variationen i den lodrette last er afhængig af bagvægstypen. I projekt materialet foreskrives en opspændingskraft  $P$  (f.eks.  $P = 85 \text{ kN}$ ), og ved projekteringen regnes med nedenstående interval af normalkraften.

Kombinationsvæg bestående af formur af tegl og bagvæg af:

- Tegl :  $0.80 \times P \rightarrow 1.10 \times P$
- Porebeton :  $0.75 \times P \rightarrow 1.15 \times P$
- Letklinkerbeton :  $0.70 \times P \rightarrow 1.10 \times P$

Variationen skyldes forskellige forhold som beskrevet nedenstående:

- For bagvægge af letbeton forekommer der et initial og fugtbetinget svind.
- Formuren undergår løbende deformationer pga. temperatursvingninger
- Belastningen giver anledning til krybning

Stangens dimensioner og elasticitetsmodul er valgt således, at ovenstående forhold har mindst effekt. En stang som den valgte med et lille tværsnit, lavt elasticitetsmodul og høj trækstyrke vil naturligvis have størst mulighed for at optage væggenes bevægelser, uden at kraften i stangen ændres markant.

Selv ved en maksimal last på  $100 \text{ kN}$  vil der ikke opstå relaksation i den beskrevne stang.

### 3.7.2.2 Excentricitet

Pga. udformningen af beslaget kan der regnes med en indspænding i toppen af vægfeltet. Det vil sige, at excentriciteten ( $e_0$ ) kan regnes at virke til gunst. Størrelsen på  $e_0$  må højst være  $1/3$  af vægtykkelsen og ikke større end 2 gange excentriciteten i vægfeltet.

F.eks. for en  $108 \text{ mm}$  væg kan  $e_0 = -36 \text{ mm}$ , når den resulterende excentricitet i selve vægfeltet er større end  $18 \text{ mm}$ .

### 3.7.2.3 Vægbredde

Bredden af den trykpåvirkede væg kan sættes til højden. Det vil sige, at der fx efterspændt pr.  $8 \text{ m}$  i et vægfelt med en højde på  $2,80 \text{ m}$ , regnes der med en trykpåvirket pille på  $2,80 \text{ m} \times 2,80 \text{ m}$ .

#### **3.7.2.4 Placering af stang**

Normalt placeres stangen i midten, således at for- og bagmur får samme efterspændingskraft.

Konstruktionen kan eventuelt optimeres, såfremt stangen placeres forskudt fra midterplanen. Normalt leveres topbeslaget med et ekstra hul, 45 mm forskudt fra centerplanen. Forskydning af stangen fra midterplanen er normalt relevant, når der anvendes forskellige materialer i for- og bagmur. Fx tegl i formur og porebeton i bagmur. Her vil en forskydning mod formuren være gunstig pga. teglets høje trykstyrke ift. porebeton.

#### **3.7.2.5 Belastningstidspunkt**

Konstruktionen må normalt ikke efterspændes før 3 døgn efter opmuringen. For svage sten og mørtler kan en dimensionering af vederlaget ved opspændingstidspunktet være nødvendig. Informationer vedrørende styrkeudvikling af murværk kan ses på <http://www.mur-tag.dk>

## **3.8 Præfabrikerede forspændte teglelementer**

### **3.8.1 Indledning**

Præfabrikerede forspændte teglelementer er endnu ikke udbredt, men i løbet af nogle år forventes det, at en større del af byggeriet vil blive udført med præfabrikerede elementer fremstillet fuldautomatisk på fabrik. Elementerne bliver leveret både med slap transportarmering og som forspændte i lodret retning.

Såfremt elementerne er slapt armeret alene med transportarmering, skal de beregnes som sædvanligt opmurede, uarmerede vægfelter.

Såfremt elementerne er forspændte, skal beregningerne og styrkeparametrene modificeres som angivet i dette afsnit.

### **3.8.2 Overordnet beskrivelse af koncept**

#### **3.8.2.1 Udlægning af sten**

Ved hjælp af robot lægges sten til bagvæg i rette forbandt og med åbninger i vandret liggende stålform. Stenene er med 2 huller á 32 mm i diameter således, at når væggen udformes i halvstensforbandt, fremkommer der et gennemgående hul i lodret retning, der kan armeres.

#### **3.8.2.2 Udstøbning**

Når stenene er lagt og slap eller forspændt armering indlagt, udstøbes væggen med lind mørtel. Dvs. alle gennemgående, lodrette huller og alle studs- og liggefuger mellem stenene udfyldes med mørtel i den vandrette form.

#### **3.8.2.3 Hærdning og lagring**

Efter den støbte væg har lagret i 1 døgn afformes denne og stilles til yderligere hærdning i lagerhal.

#### **3.8.2.4 Samlinger**

Samlinger mellem elementer udføres normalt enten som bøjlesamlinger, som kendes fra betonelementindustrien, eller som forandede samlinger, der er relevante, hvis samlinger ønskes udført i forbandt (fx ved synlige, udadgående hjørner).

De 2 samlingstyper er vist efterfølgende.

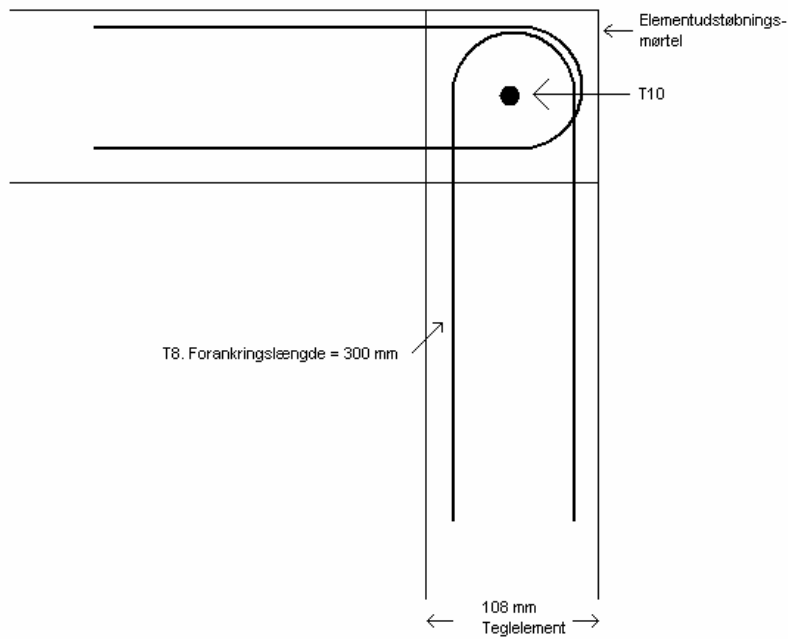


Fig. 3.8.1 Bøjlesamling

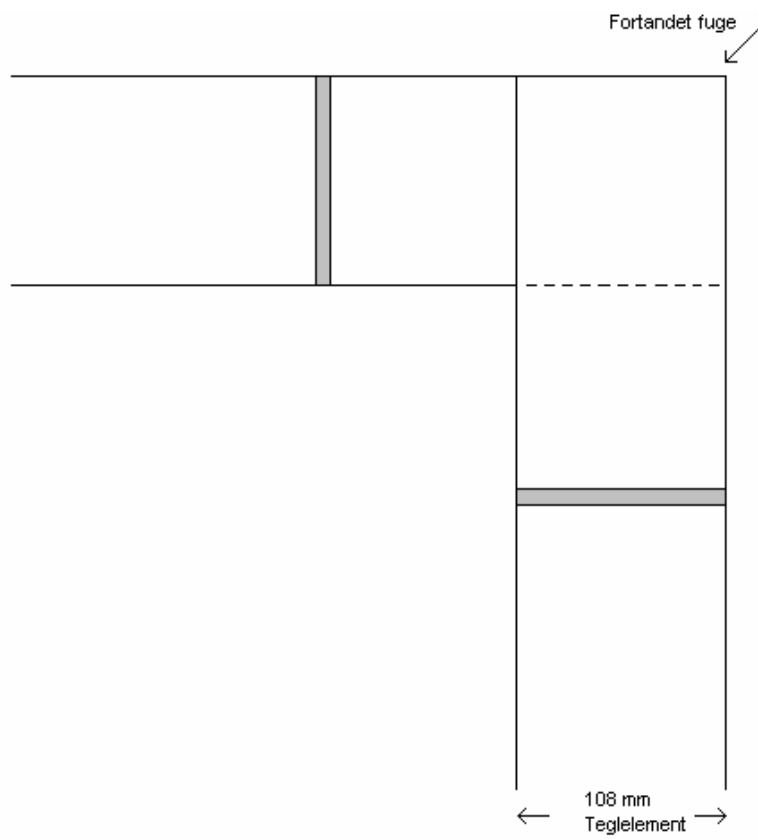


Fig. 3.8.2 Fortandet samling

### 3.8.3 Kontrolklasse

Der skelnes mellem lempet, normal og skærpet kontrol.

Udføres konstruktionen i skærpet kontrol, kan partialkoefficienten reduceres. Murværk opføres sædvanligvis ikke i skærpet kontrol, men for teglelementer kan det være oplagt at opføre byggeriet under skærpet kontrol, idet kontrollen i en række situationer (alligevel) foretages på fabrikken under bedre forhold end på byggepladsen.

Relevante krav til skærpet kontrol ses på: <http://www.mur-tag.dk>

### 3.8.4 Styrkeparametrene

Opspændingen får indflydelse på de formelle styrkeparametre som beskrevet i dette afsnit. Til at illustrere metodikken forudsættes anvendt en opspændingskraft på 60 kN/m. En opspændingskraft af denne størrelse svarer til en normalspænding i en 108 mm væg på:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{for}} &= \frac{60}{108} \\ &= 0,56 \text{ MPa}\end{aligned}$$

I det følgende benævner indeks "a" styrkeparametre for det armerede, forspændte teglelement. Den permanente forspænding i murværket benævnes  $\sigma_{\text{for}}.$

Der tages udgangspunkt i typiske talværdier. Der regnes endvidere med normal sikkerhedsklasse og skærpet kontrol, hvilket giver partialkoefficienterne på:

- 1,33 for armeret murværks trykstyrke og elasticitetskoefficient
- 1,52 for bøjningsstyrker og kohæsion
- 1,24 for friktion

#### 3.8.4.1 Elasticitetsmodul

$E_{0k}$  måles iht. EN 1052-1 i intervallet  $0,05-0,35 \times$  brudstyrken. Brudstyrken for teglelementer skønnes til 7,6 MPa, hvilket betyder, at den aktuelle forspænding er  $0,073 \times$  brudspændingen. Denne værdi er så lav, at der ikke regnes med nogen reduktion af elasticitetsmodulet pga. den krumme arbejdslinie. Dvs.:

$$E_{0k,a} = E_{0k}$$

Tilsvarende fås den regningsmæssige værdi til:

$$E_{0d,a} = E_{0d}$$

### 3.8.4.2 Trykstyrke

Trykstyrken reduceres med opspændingskraften. Da opspændingskraften er til ugunst, skal reduktionen foretages i den regningsmæssige tilstand. Dvs.

$$f_{cnd,a} = f_{cnd} - \sigma_{forsp}$$

eller

$$f_{cnk,a} = f_{cnk} - \gamma_m \times \sigma_{forsp}$$

hvor

$\gamma_m$  er den aktuelle partialkoefficient på trykstyrken

I det aktuelle tilfælde fås:

$$\begin{aligned} f_{cnk,a} &= f_{cnk} - \gamma_m \times \sigma_{forsp} \\ &= 7,6 \text{ MPa} - 1,33 \times 0,56 \text{ MPa} \\ &= 6,86 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Denne reduktion medfører tillige, at den faktiske reduktion i elasticitetsmodulet som følge af den krumme arbejdsrelation bliver taget i regning ved beregning af  $E_{0k}$  som fx  $1000 \times f_{cnk}$ .

For lodret belastede vægfelter skal reduktionen af  $f_{cnk}$  dog foretages under hensyntagen til normalkraftens excentricitet. Se afsnit 3.8.5.4.

### 3.8.4.3 Bøjningstrækstyrke om liggefuge

Bøjningstrækstyrken om liggefugen forøges formelt pga. forspændingskraften:

$$f_{tld,a} = f_{tld} + \sigma_{forsp}$$

eller

$$f_{tlk,a} = f_{tlk} + \gamma_m \times \sigma_{forsp}$$

hvor

$\gamma_m$  er den aktuelle partialkoefficient på bøjningstrækstyrken

Her skønnes

$$f_{tlk} = 0,33 \text{ MPa}$$

hvorved fås:

$$\begin{aligned} f_{tlk,a} &= 0,33 + 1,52 \times 0,56 \text{ MPa} \\ &= 1,18 \text{ MPa} \end{aligned}$$



Forholdet er beskrevet i DS 414:2005, afsnit 6.6.3, punkt (7).

Den her behandlede bøjningstrækstyrke om liggefugen svarer til det urevnede tilfælde. Momentkapaciteten i det revnede tilfælde, som svarer til flydning i armeringen og trykbrud i trykzonen, vil givetvis være større.

#### 3.8.4.4 Bøjningstrækstyrke om studsfuge

Bestemmelsen af  $f_{tsk,a}$  kan foretages ud fra Tabel G.4d i DS 414:2005. Her skal indgangsparameteren  $f_{tlk} + 0,25\sigma$ , som angivet i normen, anvendes (og ikke  $f_{tlk,a}$ ). En uddybende forklaring på faktoren  $0,25\sigma$  kan ses i pjecen TEGGL 24. I det aktuelle tilfælde fås følgende indgangsparameter:

$$f_{tlk} + 0,25\sigma = 0,33 + 0,25 \times 0,56 = 0,47 \text{ MPa}$$

Hvilket for en sten med stenklasse  $f_b = 20 \text{ MPa}$  giver:

$$f_{tsk,a} = 0,76 \text{ MPa}$$

Det ses endvidere, at  $f_{tsk,a} < f_{tlk,a}$  hvilket er usædvanligt for murede konstruktioner, men som naturligvis skyldes forspændingen.

#### 3.8.4.5 Friktion

Værdierne for  $\mu_k$  er universelle og uafhængig af den valgte mørtel, sten og forspænding. Værdierne kan fx aflæses i DS 414:2005, tabel E.4.

#### 3.8.4.6 Kohæsion

$c_k$  er kohæsionen i liggefugen. Denne kan, pga. forspændingen, regnes formelt forøget. Følgende udtryk kan anvendes

$$c_{d,a} = c_d + \mu_d \times \sigma$$

Bestemmelse af  $c_{k,a}$  bliver lidt kompliceret pga. at friktion og kohæsion har forskellige partialkoefficienter. For det aktuelle tilfælde fås:

$$c_{d,a} = \frac{0,33}{1,52} + \frac{0,6}{1,24} \times 0,56$$

$$= 0,49 \text{ MPa}$$

$$c_{d,a} \leq 1,5 \text{ MPa iht. DS 414:2005, afsnit 6.7 (2)}$$

$$c_{k,a} = 0,49 \times 1,52 = 0,75 \text{ MPa}$$

### 3.8.4.7 Forankringsstyrke af indstøbte bindere

Forankringsstyrken af de indstøbte bindere kan fx ses i DS 414, 5. udg., tabel G.6, hvor der er angivet en sammenhæng mellem mørteltrykstyrken ( $f_{mor,c}$ ) og forankringsstyrken ( $F_{forankr}$ ). Bemærk, at der i den nye murværksnorm DS 414:2005 ikke er angivet en tilsvarende sammenhæng. I teglelementer vil der i praksis optræde en større forankringsstyrke pga. forspændingen. Denne kan ikke bestemmes teoretisk, men må bestemmes ved forsøg. Disse forsøg er ikke foretaget, men er dog givetvis heller ikke nødvendige i forbindelse med den praktiske projektering, idet de i tabel G.6 angivne værdier er tilstrækkelige.

## 3.8.5 Beregningsprincipper og partialkoefficienter

### 3.8.5.1 Armeringen

Både armeringen og murværket skal i princippet dimensioneres, men da armeringen er placeret i midten vil de sædvanlige belastninger i form af tryk- og momentpåvirkning enten aflaste armeringen eller medføre uændrede spændinger.

Dvs. at den kraftigste påvirkning af armeringen forekommer under opspændingen og er en produktionsteknisk problemstilling. Ved den praktiske projektering skal armeringen således ikke betragtes, med mindre forholdene i det revnede tilfælde analyseres.

### 3.8.5.2 Lastberegning

Ved beregning af lasterne skal en større rumvægt end sædvanligt murværk medregnes. Værdierne opgives af producenten.

### 3.8.5.3 Tværbelastede vægge

Anvendes styrkeparametrene bestemt i afsnit 3.8.4 kan en beregning vha. brudlinieteorien direkte foretages.

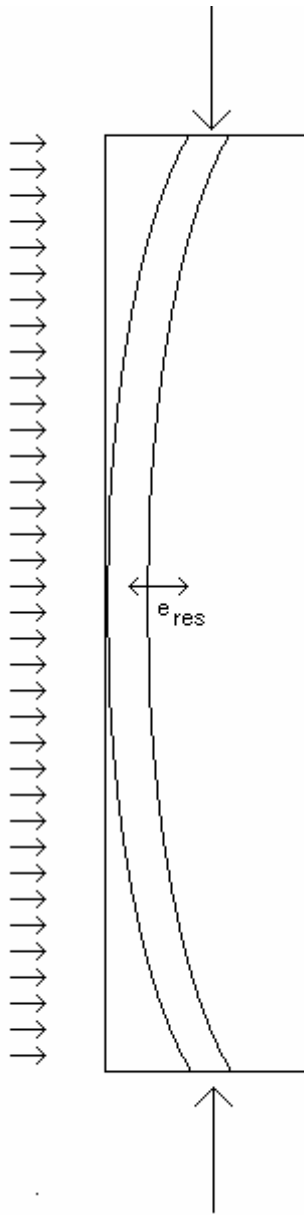
Med den aktuelle forspænding vil bruddet omkring den vandrette akse være sejt.

Omkring den vandrette akse vil bruddet derimod være skørt. Derfor bør en brudlinieberegning foretages med styrkeparametre svarende til den urevnede tilstand.

### 3.8.5.4 Lodret belastede vægge

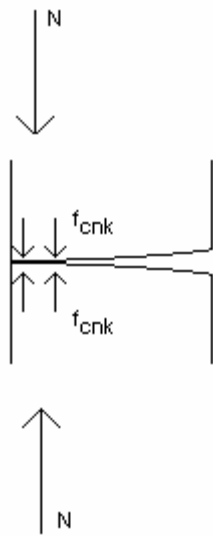
En forspænding bidrager ikke til søjleeffekten, da den i sagens natur ikke bidrager til momentforøgelsesfaktoren i den udbøjede tilstand.

Ved beregning af en lodret påvirket, forspændt konstruktion skal der foretages enkelte modifikationer som angivet i det følgende.



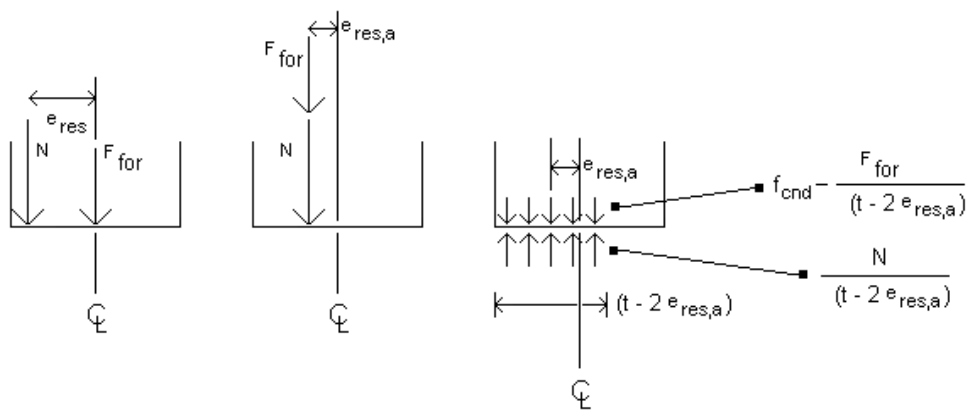
Figur 3.8.3 Lodret belastet uarmeret væg. Trykforløb

I det sædvanlige tilfælde med en lodret belastet, uarmeret væg vil trykzonen forløbe som vist ovenstående. I det revnede tilfælde vil udstrækningen af revnen forløbe fra kanten til trykzonen som vist på efterfølgende figur.



Figur 3.8.4 Spændingsfordeling i det revnede tilfælde for et armeret vægfelt.

Benævnes forspændingskraften ( $F_{for}$ ) fås følgende situation, hvor  $F_{for}$  ikke bidrager til søjleeffekten.



Figur 3.8.5 Lodret last suppleret med en forspændingskraft

Trykbuen i midtørtværsnittet beskrives med parametrene  $N$ ,  $e_{res}$ . Tværsnittet vil således være påvirket af en samlet lodret kraft  $N + F_{for}$  i afstanden  $e_{res,a}$  som kan bestemmes til:

$$e_{res,a} = \frac{N \times e_{res}}{(N + F_{for})}$$

Denne samlede lodrette kraft  $N + F_{for}$  udmærker sig ved, at  $N$  bidrager til søjlevirkningen, mens  $F_{for}$  ikke bidrager til søjlevirkningen, og derfor kan bidragene ikke adderes i en beregning.

Problemstillingen løses ved at reducere  $f_{cnd}$  med et bidrag svarende til den trykspænding som  $F_{for}$  introducerer i det reducerede areal (se figur 3.8.5, billede 3) og beregne konstruktionen på sædvanlig vis for kombinationen ( $N$ ,  $e_{res,a}$ ).

Et eksempel:

Lodret last ( $N$ )	: 30 kN/m
Forspænding ( $F$ )	: 60 kN/m
Trykstyrke ( $f_{cnk}$ )	: 7,6 MPa

$$e_{res} = 34 \text{ mm}$$

På baggrund af forspændingen reduceres  $e_{res}$ .

$$\begin{aligned} e_{res,a} &= \frac{N \times e_{res}}{(N + F)} \\ &= \frac{30 \text{ kN} \times 34 \text{ mm}}{(30 \text{ kN} + 60 \text{ kN})} \\ &= 11 \text{ mm} \end{aligned}$$

Den regningsmæssige trykstyrke bestemmes til:

$$\begin{aligned} \frac{f_{cnk}}{\gamma_m} - \frac{F}{(t - 2 \times e_{res,a})} \\ \frac{7,6}{1,33} - \frac{60}{(108 - 2 \times 11)} \\ = 5,02 \text{ MPa} \end{aligned}$$

### 3.8.5.5 Vægge vandret belastet i eget plan

Ved beregning af forspændte vægge som skiver ved hjælp af edb-programmet Murværksprojektering skal der, når der anvendes afstivende flanger, tages hensyn til, at programmet forudsætter samlinger, hvor styrken alene er etableret vha. 4 mm bindere i en række fuger. Kapaciteten af den beregnede samling, vil derfor normalt være meget lav, hvilket vil sige, at beregningen for teglelementer normalt vil være på den sikre side.

I praksis bør der ved beregningen varieres på parametrene relateret til den faktiske samling, således at kapaciteten af samlingen i beregningen så vidt mulig er ækvivalent med den faktisk beregnede kapacitet af teglelementernes samling. Dette forhold er ikke uddybet her.

### 3.8.5.6 Teglbjælker

Såfremt teglelementer udføres med større åbninger skal den over åbningen fremkomne teglbjælke beregnes. For teglelementer vil det være oplagt at anvende toparmering, såfremt momentbæreevnen ikke er tilstrækkelig.

Til beregning af momentkapaciteten anvendes trykstyrken vinkelret på studsfugen. Her vil det således være mest relevant at anvende  $f_{cnk}$  som indgangsparameter og ikke  $f_{cnk,a}$ , idet forspændingen er i lodret retning. Trykstyrken vinkelret på studsfugen bestemmes iht. DS 414:2005 som  $0.5 \times f_{cnk}$ .

I de praktiske beregninger kan  $f_{cnk,a}$  dog anvendes, dels fordi reduktionen af trykstyrken i praksis er minimal og dels fordi den 2-aksede spændingstilstand vil give en forøgelse af trykstyrken.

Ved beregning af teglbjælker generelt, forøges kohæsionen formelt op til en faktor 4 for høje teglbjælker, idet der i liggefugen fremkommer en normalspænding til gunst, når trykbuen har en vis vinkel. Ved beregning af  $c_{k,a}$  for lodret forspændte teglbjælker (beskrevet i afsnit 3.8.4.6) er det samme fænomen til gunst, der gør sig gældende. I det følgende undersøges om  $c_{k,a}$  stadig er relevant at anvende som indgangsparameter for lodret forspændte teglbjælker.

Ved forsøg er eftervist, at faktoren  $2 \times d/a_v$ , som den formelle forøgelse af kohæsionen for teglbjælker som funktion af højden, er konservativ. Denne værdi anvendes derfor normalt som forøgelsesfaktor:

hvor

$d$  er nyttehøjden

$a_v$  er forskydningsforholdet ( $M/Q$ )

Følgende lastsituation undersøges:

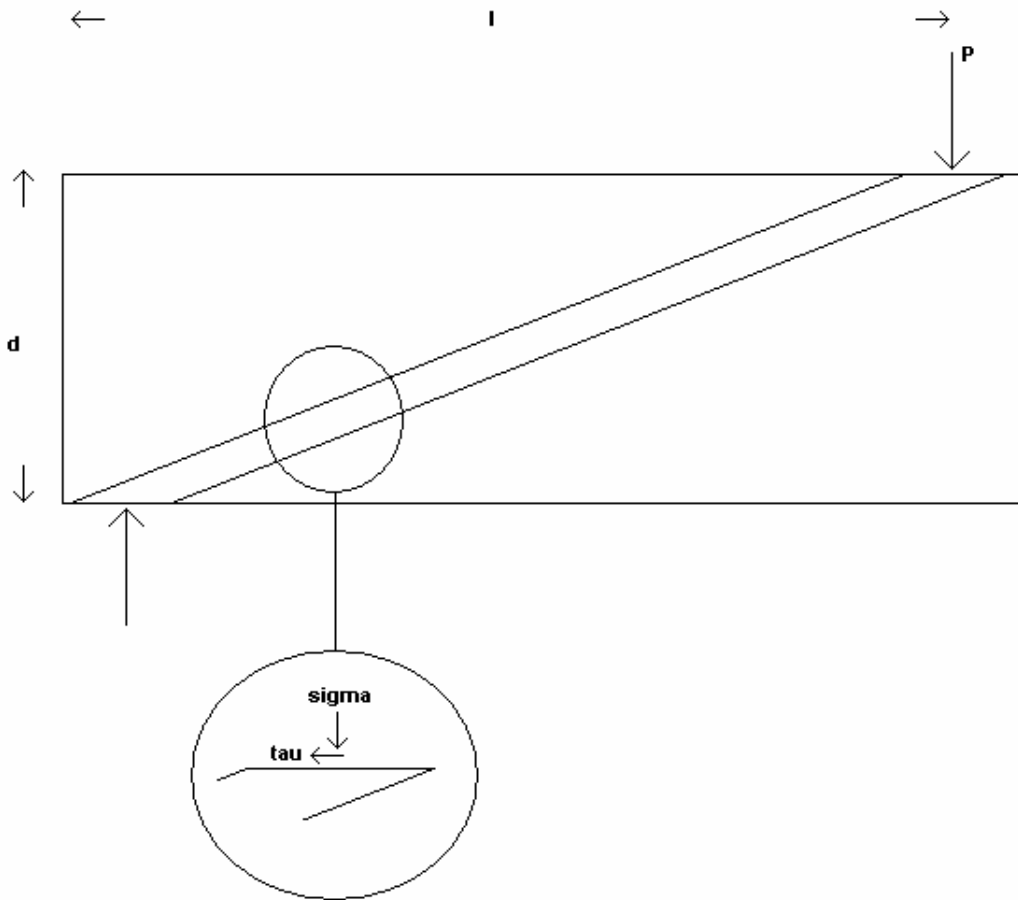


Fig. 3.8.6 Trykzone for teglbjælke påvirket af 2 symmetrisk placerede enkeltkræfter

Kræfterne regnes at løbe i en trykzone som indikeret på ovenstående skitse.

$$\begin{aligned}
 a_v &= \frac{M}{Q} \\
 &= \frac{P \times l}{P} \\
 &= l
 \end{aligned}$$

Forholdene i liggefugen betragtes. Der fås følgende relation mellem  $\sigma$  og  $\tau$ .

$$\tau = \left( \frac{1}{d} \right) \times \sigma \quad (1)$$

Brudkriteriet for fugen er:

$$\begin{aligned}\tau &= c + \mu \times \sigma \\ &= c + \mu \times \left(\frac{d}{l}\right) \times \tau\end{aligned}$$

Isoleres  $\tau$  fås:

$$\tau = \left( \frac{1}{\left(1 - \mu \left(\frac{d}{l}\right)\right)} \right) \times c$$

I udtrykket i beregningsmodellen anvendes forøgelsesfaktoren  $2d/l$ . Sættes

$$\mu \cong 1/2$$

fås følgende 2 sammenlignelige udtryk:

$$\tau = \left( \frac{1}{\left(1 - 1/2 \left(\frac{d}{l}\right)\right)} \right) \times c \quad (2)$$

$$\tau = \frac{2d}{l} \times c \quad (3)$$

hvor

- (2) er det teoretisk korrekte udtryk mens
- (3) er det normalt anvendte udtryk

Det undersøges, om det praktisk anvendte udtryk altid er mindre end det teoretisk korrekte udtryk, hvilket vil betyde, at det praktisk anvendte udtryk er konservativt.



2d/l sættes indledningsvis lig x. Herved fås:

$$\begin{aligned} \frac{1}{(1-0.25x)} &\geq x \\ \frac{4}{(4-x)} &\geq x \\ \frac{(4-x)}{4} &\leq \frac{1}{x} \\ 4x-x^2 &\leq 4 \\ -x^2+4x-4 &\leq 0 \\ -(x-2)^2 &\leq 0 \end{aligned}$$

Det ses, at uligheden er opfyldt, hvorved konkluderes, at det normalt anvendte udtryk er konservativt ift. det teoretisk udledte udtryk.

Betragtes situationen med den lodrette forspændte teglbjælke fås, idet (1) anvendes:

$$\sigma_{\text{eff}} = \left(\frac{d}{l}\right) \times \tau + \sigma_{\text{forssp}}$$

Brudkriteriet for fugen er

$$\begin{aligned} \tau &= c + \mu \times \sigma_{\text{eff}} \\ &= c + \mu \times \left( \left(\frac{d}{l}\right) \times \tau + \sigma_{\text{forssp}} \right) \\ &= c + \mu \times \sigma_{\text{forssp}} + \mu \times \left(\frac{d}{l}\right) \times \tau \\ \tau \times \left(1 - \mu \left(\frac{d}{l}\right)\right) &= c + \mu \times \sigma_{\text{forssp}} \\ \tau &= \left[ \frac{1}{\left(1 - \mu \left(\frac{d}{l}\right)\right)} \right] \times [c + \mu \times \sigma_{\text{forssp}}] \end{aligned}$$

Det ses, at leddet i den 1. kantede parentes svarer til (2) hvor udtrykket (3) var den konservative anvendte værdi samt at leddet i den 2. kantede parentes svarer til udtrykket for  $c_{k,a}$  bestemt i 3.8.9.

Heraf konkluderes, at der ved beregning af teglbjælker kan regnes med den forøgede værdi  $c_{k,a}$  bestemt i 3.8.4.6 eventuelt formelt forøget ved høje teglbjælker med faktoren  $2d/a_v$ .

I praksis vil de normmæssige begrænsninger på 1,5 MPa og  $k_m \times f_b$  for forskydnings-spændingerne udgøre den reelle begrænsning.