

9. Beregning af komplekse tværsnit

9.1 Reference

Ved komplekse tværsnit forstås: Ikke-rektangulære, bøjnings- og trykpåvirkede tværsnit, som illustreret efterfølgende:

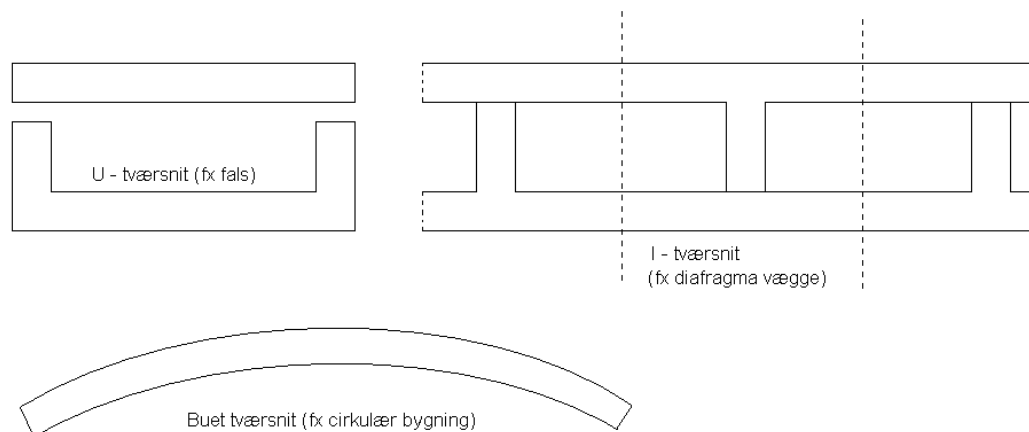


Fig. 9.1.1 Eksempler på ikke-rektangulære tværsnit

De fleste formeludtryk, edb-programmer, beregningsmodeller, etc. er udviklet til rektangulære tværsnit, hvilket normalt betyder, at der enten foretages konservative forsimplinger, når de ikke-rektangulære tværsnit skal beregnes, eller at konstruktioner udføres alene med rektangulære delelementer, idet rådgivere er klar over, at denne vej er enkel og farbar.

En konservativ forsimples kan fx være, at der ses bort fra falsene i det U-tværsnit, der typisk optræder mellem 2 døråbninger, således at kun den rektangulære del af tværsnittet betragtes.

Disse beregningsmæssige forsimplinger er naturligvis uhensigtsmæssige, idet murværkets styrke netop er, at det enkelt kan udformes med andre tværsnitstyper end det rektangulære.

Emnet "Beregning af komplekse tværsnit" er behandlet her: <http://www.murtag.dk/index.php?id=632>, hvor en del af værktøjet er et regneark til bestemmelse af det ækvivalente tværsnit.

9.2 Komplekst tværsnit i dele af højden

Denne problemstilling illustreres med et eksempel.

Såfremt 2 åbninger ikke har fals i hele højden og dermed ikke udgør et U-tværsnit i hele højden, skal kurven for momentforløbet sammenlignes med kurven for momentkapaciteten som illustreret på efterfølgende figur.

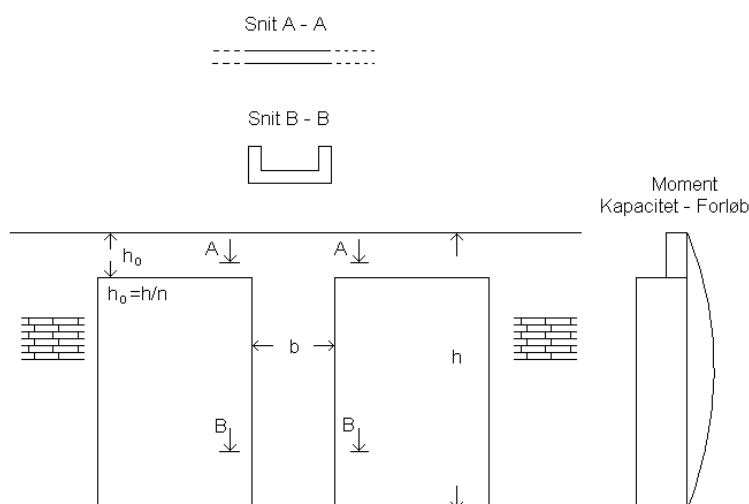


Fig. 9.3.2 Momentforløb for tværsnit uden fals i hele højden

For at eftervise at bæreevnen i hele højden er tilstrækkelig, skal kurven for momentkapaciteten indhulle kurven for momentforløbet. Denne beregning kan være lidt omstændelig, men kan udføres generelt som vist i det efterfølgende.

I snittet, hvor momentet er maksimalt, antages, at bæreevnen netop er tilstrækkelig. Bæreevnen er her bestemt ud fra den ækvivalente tykkelse svarende til U-tværsnittet.

Det vil sige:

$$f_{xd1} \times w = M_{\max}$$

eller

$$f_{xd1} \times (1/6) \times L \times t_{\text{ækv},w}^2 = (1/8) \times q_d \times h^2 \quad (2)$$

hvor M_{\max} er det maksimale moment på momentkurven.

Ændring af tykkelsen regnes at forekomme i afstanden h/n fra understøtningen. Det ønskes bestemt ved hvilken værdi af n bæreevnen netop er tilstrækkelig for tykkelsen t .

Momentforløbet i afstanden a fra understøtningen kan udtrykkes på følgende måde:

$$M(a) = \frac{1}{2} \times q \times a \times (h - a)$$

Indsættes

$$a = h/n$$

fås:

$$M\left(a = \frac{h}{n}\right) = \left(\frac{1}{8}\right) \times q \times h^2 \times \left[4 \times \frac{(n-1)}{n^2}\right]$$

eller

$$f_{\text{xdl}} \times \left(\frac{1}{6}\right) \times L \times t^2 = \left(\frac{1}{8}\right) \times q \times h^2 \times \left[4 \times \frac{(n-1)}{n^2}\right] \quad (3)$$

Ligningssystemet i (3) divideres op i ligningssystemet i (2) hvorefter fås:

$$\left(\frac{t}{t_{\text{ækv,w}}}\right)^2 = 4 \times \frac{(n-1)}{n^2}$$

eller

$$n^2 \times \left(\frac{t}{t_{\text{ækv,w}}}\right)^2 - 4 \times (n-1) = 0$$

Ligningssystemet løses med hensyn til n hvoraf fås:

$$n = \left(\frac{t_{\text{ækv,w}}}{t}\right)^2 \times \left[2 + 2 \times \sqrt{1 - \left(\frac{t}{t_{\text{ækv,w}}}\right)^2}\right] \quad (4)$$

Dvs. n er direkte afhængig af $t_{\text{ækv,w}}/t$, hvilket betyder, at kendes $t_{\text{ækv,w}}$ og t, kan n umiddelbart bestemmes.

Et eksempel:

$$t_{\text{ækv,w}}/t = 1,2$$

giver ved indsættelse i (4):

$$n = 4,47$$

Dvs. i dette eksempel for et vægfelt med en højde på 3,0 m, kan falsen være afbrudt i en afstand fra øverste (og nederste) understøtning på:

$$\begin{aligned} h/n &= 3000/4,47 \\ &= 671 \text{ mm} \end{aligned}$$

Er ovenstående opfyldt, er bæreevnen i området uden de forstærkende vanger tilstrækkelig, såfremt bæreevnen i tværsnittet med de forstærkende vanger er tilstrækkelig.

I tabel 5.1 i EN 1996-1-1 er angivet parameteren:

$$\rho_t = \frac{t_{ef}}{t} \left(= \frac{t_{\text{ækv},w}}{t} \right)$$

Værdierne i tabel 5.1 er fundet ved at bestemme den ækvivalente tykkelse baseret på inertimomentet I ($t_{\text{ækv},I}$). Værdierne kan genskabes via regnearket angivet i <http://www.mur-tag.dk/index.php?id=632>, når kun den effektive tykkelse baseret på I betragtes.

10. Armeret murværk

10.1 Indledning

At forstærke murværk med indlagte materialer, der kan optage træk, er en gammel foreteelse. Træ indlagt i lerstensvægge er en arabisk tradition for at skabe skiver, der kan give udkragede bygningsdele. Metalklamper til samling af sten har været anvendt i det gamle Grækenland [OVA].

I Danmark anvendes armeret murværk hovedsageligt i forbindelse med teglbjælker og kældervægge af letklinkerblokke. Teglbjælker er dog ikke behandlet i dette afsnit. Der henvises specifikt til afsnit 7.

I kritiske og kraftigt belastede elementer kan liggefugearmering anvendes som forstærkende element.

Emnet ”armeret murværk” er omfattende behandlet i [LGH].

10.2 Definitioner og beskrivelser

10.2.1 Vandret, slap armering

Vandret armering i teglmurværk består normalt af armeringssystemer indlagt i liggefugen. De 2 hyppigst anvendte armeringssystemer til teglmurværk er vist stilistisk nedenstående.

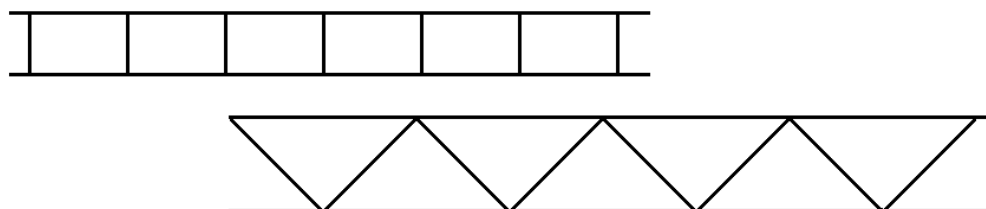


Fig. 10.2.1 Liggefugearmering. Stigarmering og zigzagarmering

Vandret armering i letklinkerblokmurværk til kældervægge består normalt af armeringsstænger enten indlagt i fugen eller i fordybninger i blokkene, der efterfølgende er udstøbt (se efterfølgende figur).

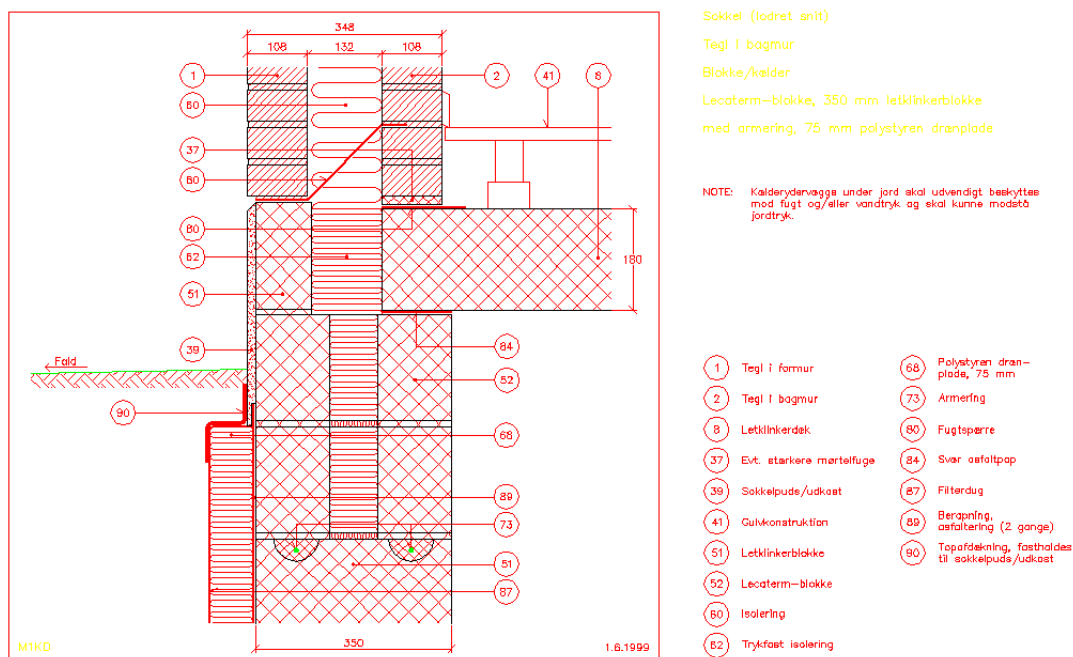


Fig. 10.2.2 Letklinkerblokmurværk til kældervægge med armering

10.2.2 Lodret, slap armering

Lodret armering udføres som oftest i teglblokke eller teglmursten med 2 lodrette huller (se efterfølgende figur). Når teglblokkene (eller murstenene) opmures i halvstensforbandt fremkommer der et gennemgående, lodret hul, hvori armeringen kan placeres efter en grundig oprensning. Herefter kan der foretages en udstøbning således, at der sikres sammenhæng mellem armering og murværk.

Proceduren er lidt omstændelig, bl.a. pga. oprensning efter opmuringen og inden støbningen.

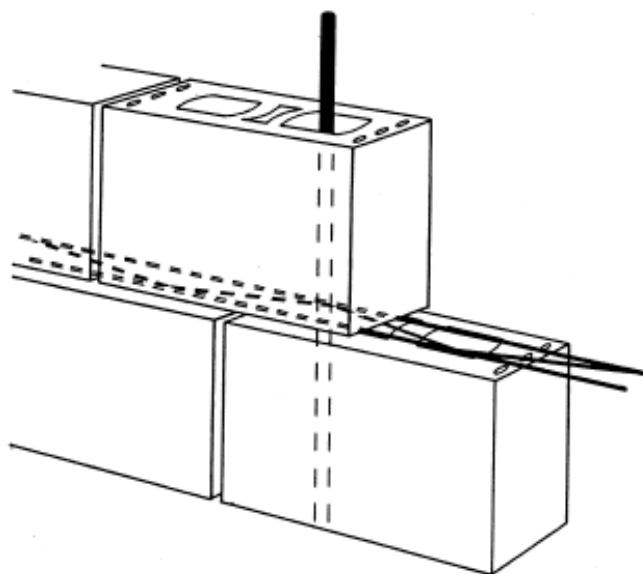


Fig. 10.2.3 Blokmurværk med 2 huller opmuret i halvstensforbandt. Fra [OVA2]

10.3 Beregningsprocedurer

Beregningsprocedurerne er i store træk de samme som for jernbeton, der er beskrevet i flere udmærkede lærebøger og derfor ikke gentages her. (Se dog Afsnit 7, Teglbjælker).

Beregningsprocedurerne er endvidere beskrevet i EN 1996-1-1.

11. Konsoller

11.1 Indledning

Konsoller anvendes typisk i byggeri med større vinduespartier, hvor formuren hænges op i en betonbagmur, der normalt er en del af et søjle/bjælke-system (se efterfølgende figur).

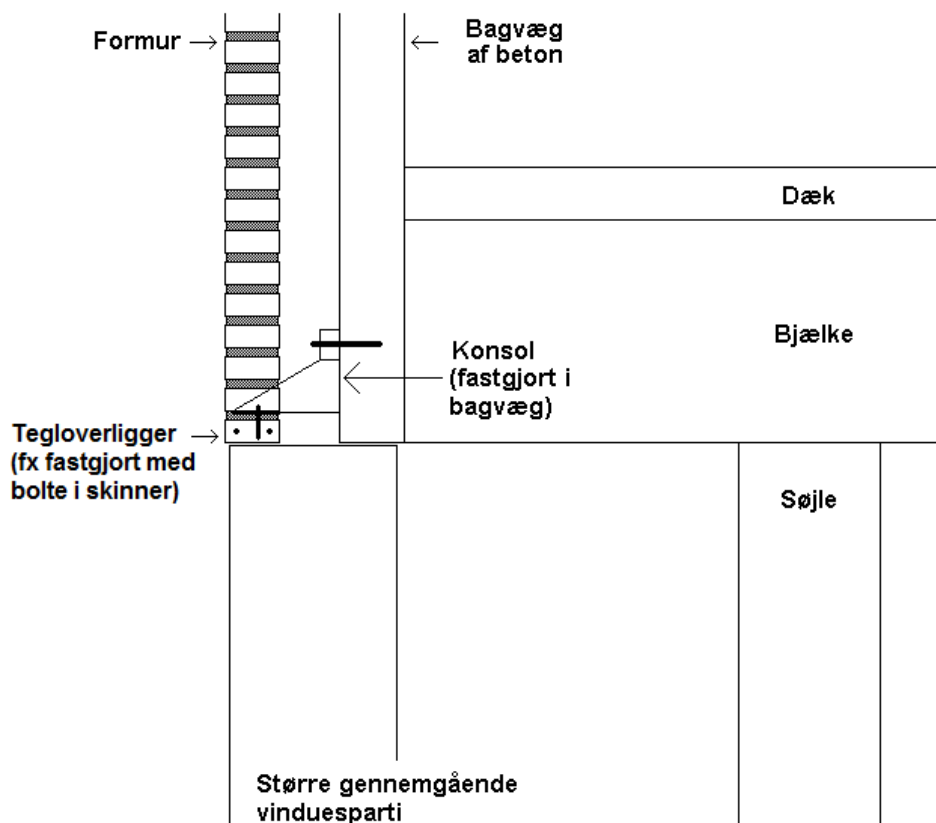


Fig. 11.1.1 Skalmur monteret på konsoller ophængt på betonbagmur. Fugtspærre og isolering ikke vist

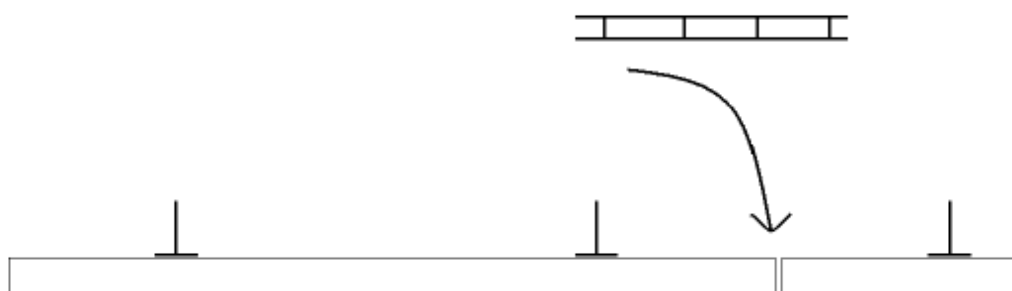
Dimensionering af selve konsollen er sjældent et område, man som rådgivende ingeniør bliver involveret i, idet producenten som oftest har udfærdiget enkle tabeller. *Obs: Dog skal man være opmærksom på om de "deklarerede" værdier/bæreevner for konsollerne er karakteristiske eller regningsmæssige.*

11.2 Stød i overliggere



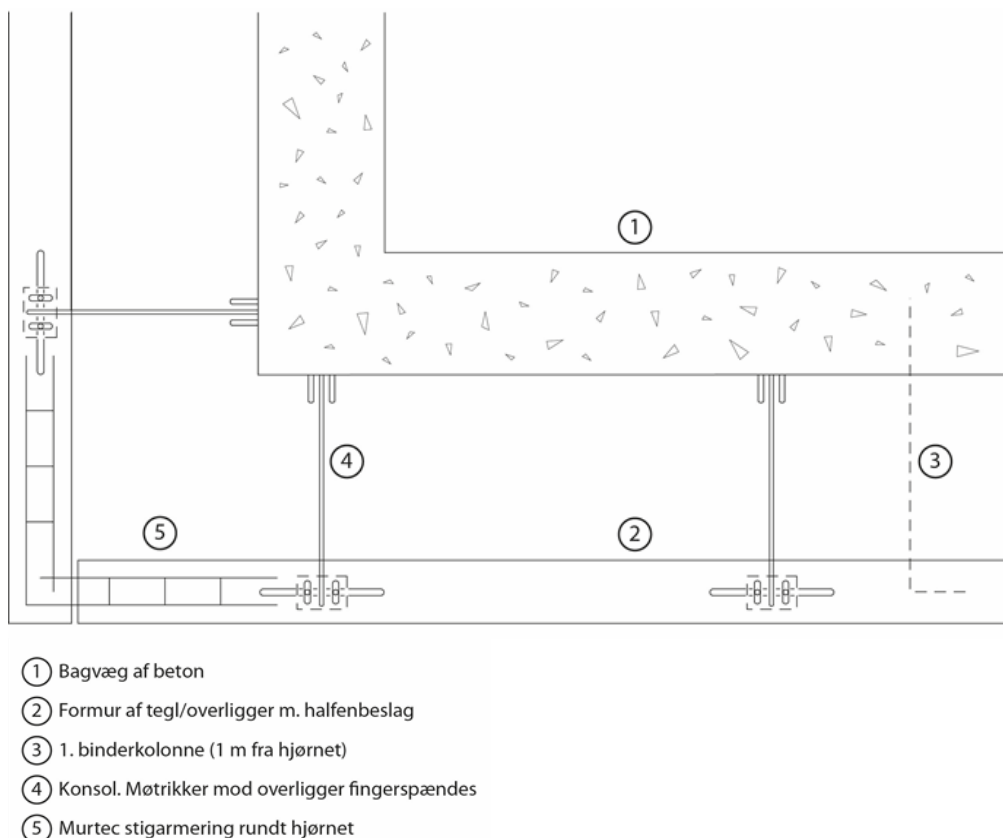
Figur 11.2.1 Ophængning i konsol, hvor bolte ikke er hårdt spændte (bevægelsesmulighed)

Når konstruktionen udføres med stød forskudt fra konsol, som vist på nedenstående figur, indlægges fugearmering i stødet således, at der ikke initieres revner i det pågældende snit og der bliver en vis sammenhæng i konstruktionen.



Figur 11.2.2. Stød i konsol i flugten

Armering af stød i hjørnet ses på efterfølgende figur.



Figur 11.2.3. Stød i konsol i hjørnet

11.3 Armering af hjørnet

Såfremt hjørnet er opbygget med konsoller, hvor der ikke er bevægelsesmuligheder vinkelret på væggen plan, bliver væggen fikseret over for hjørnets bevægelser hidrørende fra bagvæggens svind og formurens temperaturbetingede bevægelser (de fleste anvendte konsoller er opbygget på denne måde).

Denne problematik svarer til binderkolonner (for) tæt på hjørnet. Med konsoller er det i mange tilfælde ikke muligt at placere 1. konsol 1,0 m fra hjørnet af bagvæggen, da konsollen dermed bliver for kraftigt belastet, hvorfor hjørnet (i bunden, hvor det er fastholdt) må armeres. Dette gøres enklest ved at indlægge stigarmøring i:

- 1. skifte som vist på ovenstående figur
- 3. eller 4. skifte, når murværket er ”fri” over konsollen
- 8. skifte
- 16. skifte, i alt 4 L-stykker.

Længde af armering i hver flugt:

Største værdi af: 2 x den udkragede længde eller til 2. konsol.

Med den aktuelle armering kan hjørnet optage rimelige store bevægelser. Placering af de øverste 3 L-stykker armering er vist på efterfølgende figur:



Figur 11.3.1. Armering til optagelse af bevægelser i hjørnet

11.4 Afstande mellem konsoller

Her skal 2 forhold undersøges: Bæreevne af selve konsollen og bæreevnen af teglbjælkerne mellem konsollerne. Såfremt opmuringen ønskes foretaget uden midlertidige understøtninger gælder følgende regler:

Tabel 11.1. Maksimum understøtningsafstand (m)

Tegloverligger	Murværkets højde incl. overligger		
	4 skifter	15 skifter	+45 skifter
1 skifte	1,0	0,9	0,8
2 skifte	2,0	1,6	1,2
3 skifter (selvbærende)	2,6	2,2	1,6

Tabellerne er gældende for:

- KC 50/50/700 eller stærkere
- Forspændte overliggere og bjælker.
Forspænding iht. Dansk Murstenskontrols bestemmelser.

Tabellen dækker: Moderat til stærkt sugende sten (minutsugning $\geq 2,0 \text{ kg/m}^2$). For svagt sugende sten reduceres afstandene med 25 %.

Såfremt afstanden mellem konsoller er lig med eller mindre end ovenstående værdier, kan teglbjælken opmures uden midlertidig understøtning.

De selvbærende bjælker må ikke mellemunderstøttes, og de aktuelle længder er maksimal længder.

Bemærk: Ovenstående er ikke en dimensioneringstabel i den hærtnede tilstand. Teglbjælken skal naturligvis beregnes på sædvanlig vis, såfremt der påføres yderligere last efter hærtning.

Momentbæreevne af teglbjælken over konsollerne kan forøges, såfremt der indlægges liggefugearmoring i øverste eller næstøverste skifte af teglbjælken.

Tabellerne kan også anvendes ved bestemmelse af minimumsafstande for den midlertidige understøtning ved opmuring af teglbjælker.

11.5 Indlæggelse af dilatationsfuger

Indlæggelse af dilatationsfuger er et område, der under projekteringen skal ofres stor opmærksomhed på, når der anvendes konsoller, idet fejlagtige eller manglende indlagte dilatationsfuger med overvejende sandsynlighed vil resultere i revner.

Inden for denne disciplin er der ingen partialkoefficienter, der kan redde fejl og forglemmelser.

11.5.1 Vandrette dilatationsfuger

Anvendes konsoller på steder, hvor der er murværk både over og under konsollen, skal der indlægges en dilatationsfuge umiddelbart under konsollen således, at det underliggende murværks differensbevægelse kan optages i denne dilatationsfuge (se efterfølgende figur).

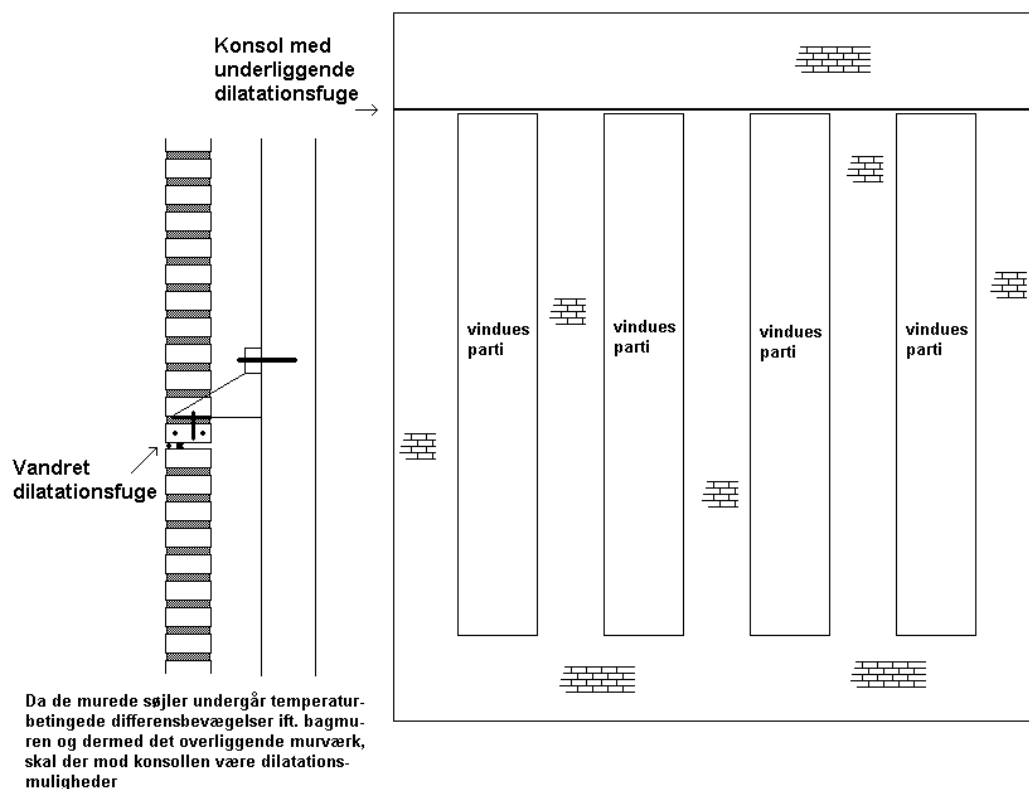


Fig. 11.5.1 Indlæggelse af vandrette dilatationsfuger

11.5.2 Lodrette dilatationsfuger

Betragtes samme type konstruktion som i fig. 11.5.1, men med en bredere, muret søjle kan det være mere hensigtsmæssigt at udforme konstruktionen med lodrette dilatationsfuger og afbryde konsollerne ved vinduesåbningerne som vist på efterfølgende figur.

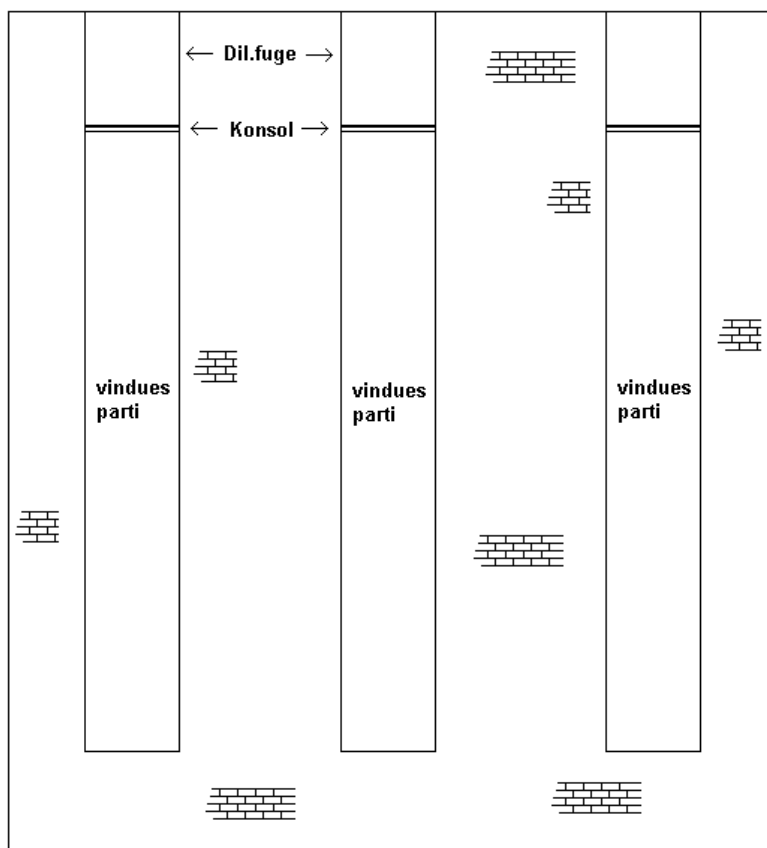


Fig. 11.5.2 Indlæggelse af lodrette dilatationsfuger

Generelt ses, at området over konsollen skal adskilles fra det øvrige murværk, hvor bevægelserne er større.

I nogle byggerier er dilatationsfuger undladt og de kritiske områder armeret med liggefugearmering. Dette er ikke en anbefalelsesværdig løsning for store bevægelser i væggen plan, idet revnerne ikke udebliver, men blot bliver fordelt over en længere strækning og større revner bliver fordelt på flere mindre revner.

11.6 Differensbelastning

Kraftigt belastede konsoller undergår en deformation. Er der u hensigtsmæssige spring i belastningen, bør overgangen mellem ringe/kraftig belastet murværk armeres med stigarmering pr. 2.-4. skifte afhængig af geometri og statik.

På nedenstående billede er et aktuelt revnebillede angivet, hvor denne problemstilling ikke var løst hensigtsmæssigt.

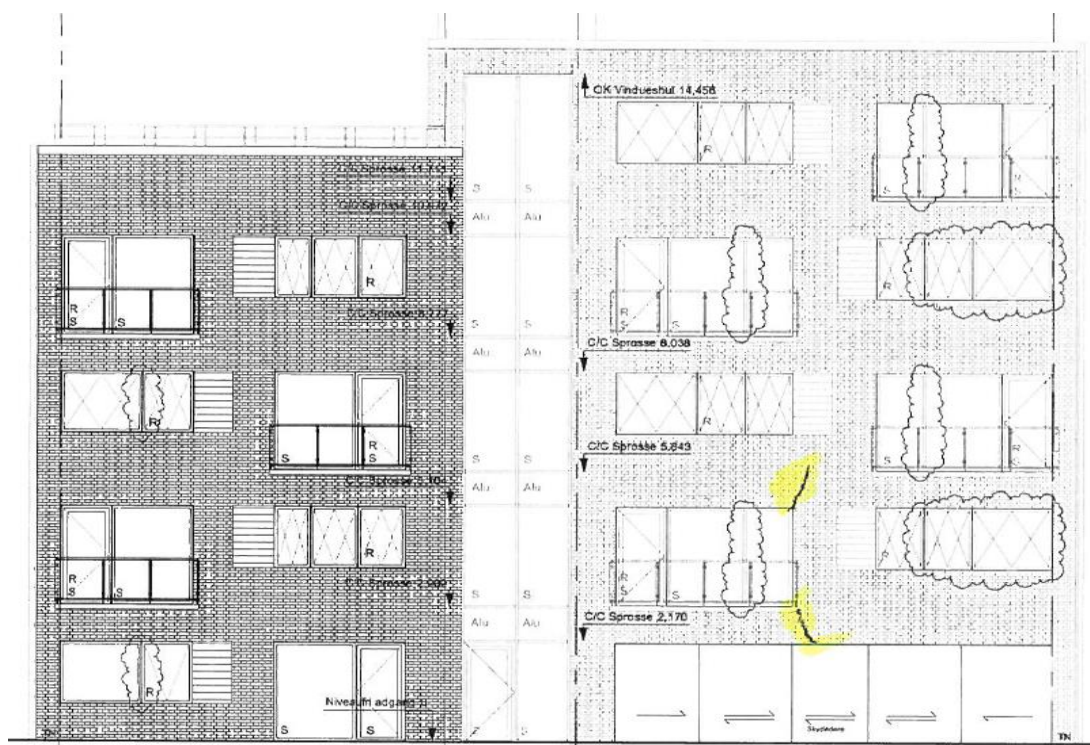


Fig. 11.6.1 Muligt revnebillede ved varierende belastninger over åbning

12. Ankre

12.1 Indledning

Ankre, ekspansionsbolte, karmskruer etc. har alle til formål at overføre kræfter vinkelret på vægplanen (træk eller tryk) eller parallelt med vægplanen (forskydning). I dette afsnit benævnes alle typer som ankre, idet forholdene på mange områder er identiske.

I det følgende forudsættes, at ankrene er indboret i selve byggestenen og ikke i fugen, da forankring i fugen ofte ikke er tilstrækkelig.

Selve styrken af samlingen mellem stenen og ankrene er normalt fastlagt ved forsøg og deklareret af producenten, da det ikke er praktisk muligt at beregne styrken ud fra teoretiske modeller alene.

12.2 Forskydningspåvirkning gennem ankre

Dette forhold er fx relevant ved forankring af en tagrem til en stabiliserende væg, som påvirkes af kræfter i eget plan (skivevirkning) og er behandlet i afsnit 5.

12.3 Træk- og trykpåvirkning gennem ankre

Denne påvirkning bliver rent statisk en enkeltkraft, som påvirker vægfeltet. Et eventuelt brud i pladen kan enten være et lokalt forskydningsbrud umiddelbart rundt om ankeret eller et større brud repræsenterende et momentbrud. De 2 brudformer er betragtet efterfølgende.

12.3.1 Udtræk af sten hvori ankeret er placeret

Det antages, at bruddet optræder ved, at stenen, hvori ankeret er placeret, trækkes ud af konstruktionen.

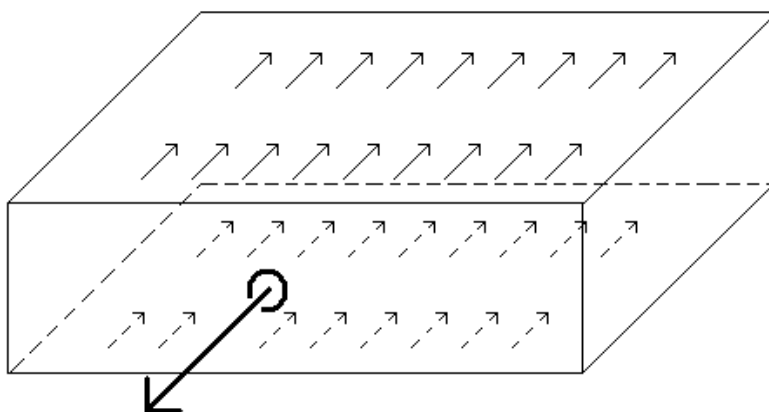


Fig. 12.3.1 Lokalt brud i murværk som følge af træk eller trykpåvirkede ankre

Antages endvidere, at ligevægten opretholdes på baggrund af kohæsionen i liggefugerne, idet der ses bort fra bidraget fra kohæsionen i studsfugerne, fås følgende udtræksstyrke af én sten, hvor der ikke er noget friktionsbidrag (P_{sten}):

$$\begin{aligned} P_{\text{sten}} &= 2 \times 108 \times 228 \times f_{\text{vd}0} \\ &= 49248 \text{ mm}^2 \times f_{\text{vd}0} \end{aligned}$$

Indsættes fx

$$f_{\text{vd}0} = 0,1 \text{ MPa}$$

fås følgende værdi for P_{sten}

$$P_{\text{sten}} = 4,9 \text{ kN}$$

Dvs. når ankre er deklareret med en regningsmæssig udtræksstyrke i ovennævnte størrelsesorden, skal forholdene lokalt i murværket undersøges.

Ankeret kan naturligvis være placeret excentrisk i den aktuelle sten, hvilket vil medføre en excentrisk påvirkning af stenen med de på efterfølgende figur viste reaktioner til følge. Det vurderes dog, at bæreevnen for et excentrisk placeret anker ikke er mindre end udtrykket angivet ovenfor.

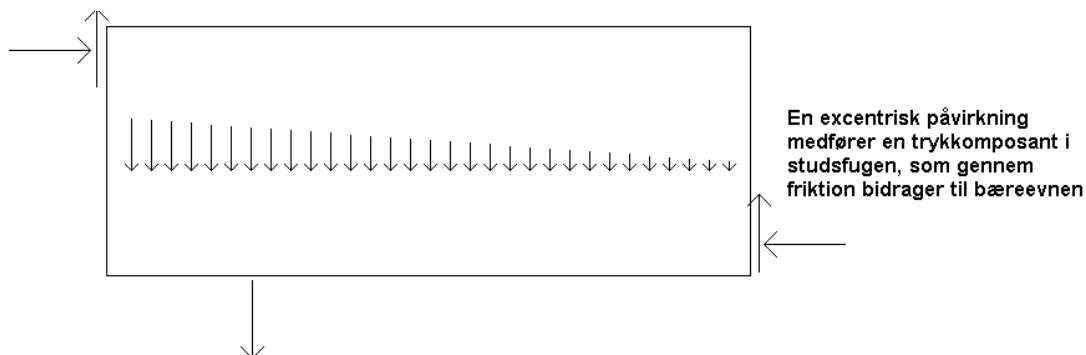


Fig. 12.3.2 Excentrisk placeret anker. Vandret snit

12.3.2 Momentbrud i vægfeltet

Brudfiguren for et sædvanligt 4-sidet, simpelt understøttet vægfelt påvirket af en enkeltkraft kan være som vist efterfølgende.

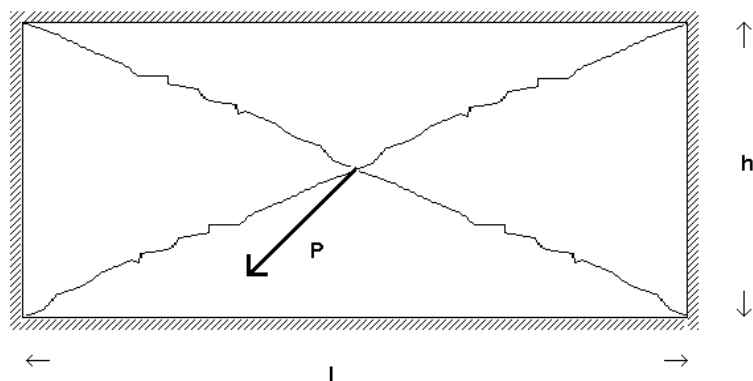


Fig. 12.3.3 Brudfigur for vægfelt påvirket af enkeltkraft

Opstilles arbejdslikningen fås:

$$A_y = P \times \delta$$

$$A_i = 2 \times m_{f1} \times l \times \left(\frac{\delta}{\left(\frac{h}{2} \right)} \right) + 2 \times m_{f2} \times h \times \left(\frac{\delta}{\left(\frac{l}{2} \right)} \right)$$

hvor

A_y er det ydre arbejde

A_i er det indre arbejde

P er enkeltlasten

δ er enhedsflytningen parallelt med lasten

m_{f1} er brudmomentet pr længdeenhed omkring liggefugen

m_{f2} er brudmomentet pr længdeenhed omkring studsfulgen

h højden af vægfeltet

l længden af vægfeltet

Sættes

$$A_y = A_i$$

fås:

$$P \times h \times l = 4 \times (m_{f1} \times l^2 + m_{f2} \times h^2)$$

$$P = \frac{4 \times (m_{f1} \times l^2 + m_{f2} \times h^2)}{h \times l}$$

Et typisk vægfelt betragtes. Her sættes:

$$\begin{aligned} l &= 2 \times h \\ m_{f1} &= 2 \times m_{f2} \end{aligned}$$

hvoraf fås:

$$P = 12 \times m_{f1}$$

Det bemærkes, at bæreevnen er uafhængig af h og l . Dvs. bæreevnen er den samme, uanset om vægfeltet er 2 m eller 8 m langt.

Den regningsmæssige værdi for m_{f1} for en 108 mm teglstensvæg kan fx være:

$$\begin{aligned} m_{f1} &= (1/6) \times 108^2 \times 0,125 \\ &= 243 \text{ Nmm/mm} \end{aligned}$$

hvoraf fås, at den regningsmæssige værdi for P bliver:

$$\begin{aligned} P &= 12 \times 243 \text{ Nmm/mm} \\ &= 2916 \text{ N} \end{aligned}$$

Er der tale om en hulmur, hvor bæreevnen af de 2 vanger er ens, bliver den samlede bæreevne naturligvis det dobbelte, her benævnt P_{hulmur} .

$$\begin{aligned} P_{\text{hulmur}} &= 2 \times 2916 \text{ N} \\ &= 5,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Såfremt enkeltlasten ikke er placeret midt på vægfeltet vil bæreevnen forøges, hvilket vil sige, at en forudsat central placering er konservativ.

En anden geometrisk mulig brudfigur er illustreret på efterfølgende figur.

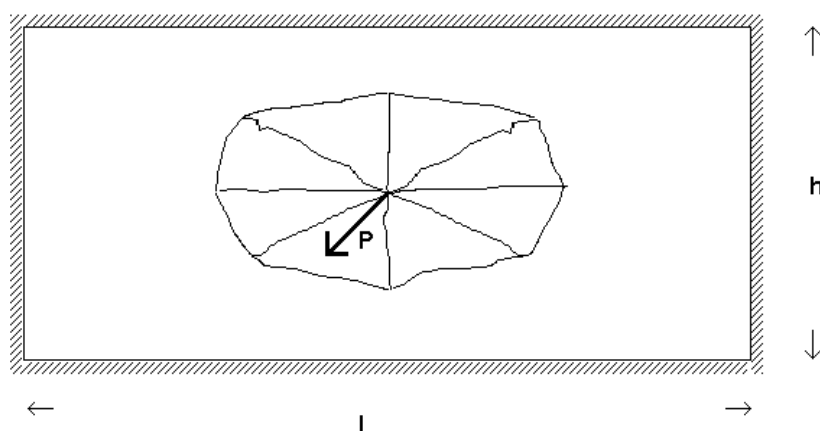


Fig. 12.3.4 Geometrisk mulig brudfigur for pladefelt påvirket af enkeltkraft.

Denne brudfigur giver mindre bæreevne, såfremt de negative brudmomenter, her benævnt m_{f1} og m_{f2} , er væsentlig mindre end de positive brudmomenter. Dette er ikke tilfældet for murværk, hvor de negative og positive momenter normalt altid er identiske. Dvs. brudfiguren i fig. 12.3.3 er den relevante at anvende.

(Det bemærkes, at den optimale brudfigur er optegnet som en ellipse for at indikere, at brudmomentet om studsfulgen normalt er større end brudmomentet om liggefugen. Såfremt brudmomenterne om de 2 akser er ens, bliver den optimale brudfigur en cirkel).

12.3.3 Samlet bæreevne af et vægfelt påvirket af en enkeltlast vinkelret på vægplanen

Betragtes de 2 brudformer under ét ses, at ankre indsat i en hulmur typisk vil have en udtræksstyrke på

$$P_{\text{sten}} = 4,9 \text{ kN}$$

hvorimod hele væggenes bæreevne er:

$$P_{\text{hulmur}} = 5,8 \text{ kN}$$

Disse værdier er ikke alverden. For vægfelte længere nede i konstruktionen, hvor der er en permanent egenvægt til gunst, vil der tillige være tale om et friktionsbidrag, der på sædvanlig vis kan bidrage til styrkeparametrene.

I de tilfælde, hvor der er modhold langs de lodrette understøtninger, fx i form af en anden væg, kan konstruktionen dimensioneres som en bue, der normalt giver væsentlig større bæreevne. Tykkelsen af trykstringeren kan sættes til $0,1 \times t$. Udstrækning af buen parallelt med vægplanen kan fx sættes til t . Buen er illustreret efterfølgende.

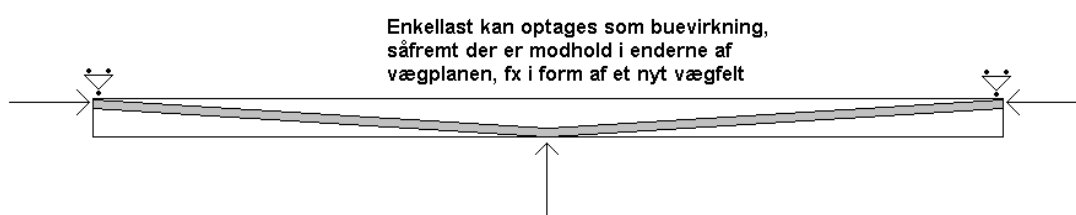


Fig. 12.3.5 Optagelse af enkeltkræfter ved hjælp af buevirkning. Vandret snit

Et beregningseksempel er ikke vist her, da beregningen er enkel.

13. Praktisk branddimensionering af murede konstruktioner

Pr. 1/1-2008 er de nye europæiske normer introduceret, herunder EN 1996-1-2, Murværkskonstruktioner – Brandteknisk dimensionering. Mht. anvendelse af denne norm henvises til www.mur-tag.dk, sektionen ”Brand”.

14. Eksponeringsklasser

Vedrørende forhold omkring eksponeringsklasser, herunder miljøpåvirkning, korrosionsbehandling af stålsøjler, valg af sten/mørtler, etc. henvises til www.mur-tag.dk.

15. Styrkeparametre

15.1 Indledning

De styrkeparametre, der specifikt anvendes i forbindelse med projektering af murværk og som er angivet i EN 1996-1-1, er:

- Trykstyrken (f_k)
- Elasticitetsmodulet (E_{0k})
- Bøjningstrækstyrke om liggefuge (f_{xk1})
- Bøjningstrækstyrke om studsuge (f_{xk2})
- Kohæsion (f_{vk0})

Parametrene er angivet med indeks "k", som angiver, at der er tale om karakteristiske værdier. De statistiske forhold vedrørende bestemmelse af karakteristiske og regningsmæssige værdier gennemgås ikke i dette skrift, idet der ikke er tale om begreber specifikt relateret til murværk.

Styrkeparametre relateret til armeret murværk er ikke beskrevet i denne lærebog.

Udover ovenstående nævnte styrkeparametre, er følgende styrkeparametre behandlet i dette afsnit: Friktion (μ_k), trækstyrke af murværk vinkelret på studsugen (f_{isrk}) og Poisson's forhold (ν).

15.2 Vedhæftning

Trykstyrken og elasticitetsmodulet er relateret til en spændingssituation, hvor der ikke forekommer træk i nogen af de to hovedspændingsretninger.

Bøjningstrækstyrkerne og kohæsionen er relateret til en spændingssituation, hvor der forekommer træk i en af de to hovedspændingsretninger.

For at der kan forekomme trækspændinger i murværk er det nødvendigt, at der er en vis vedhæftning i fugen, idet vedhæftningen netop er defineret ved, at fugen er i stand til at optage trækspænding i en vilkårlig retning.

15.3 Trykstyrke og elasticitetsmodul

Styrkeparametrene trykstyrke og elasticitetsmodul behandles begge i dette afsnit, idet de 2 parametre traditionelt bestemmes med samme prøvningsmetode.

15.3.1 Trykstyrken

For at trykstyrken kan siges at være realistisk bestemt, skal h/b-forholdet have en størrelse således, at en brudmekanisme frit kan udvikles. Bruddet i skøre materialer kan sædvanligvis repræsenteres ved Coulombs brudbetingelse, som er illustreret efterfølgende ved hjælp af Mohrs cirkel. Forholdene for et homogent skørt materiale er illustreret.

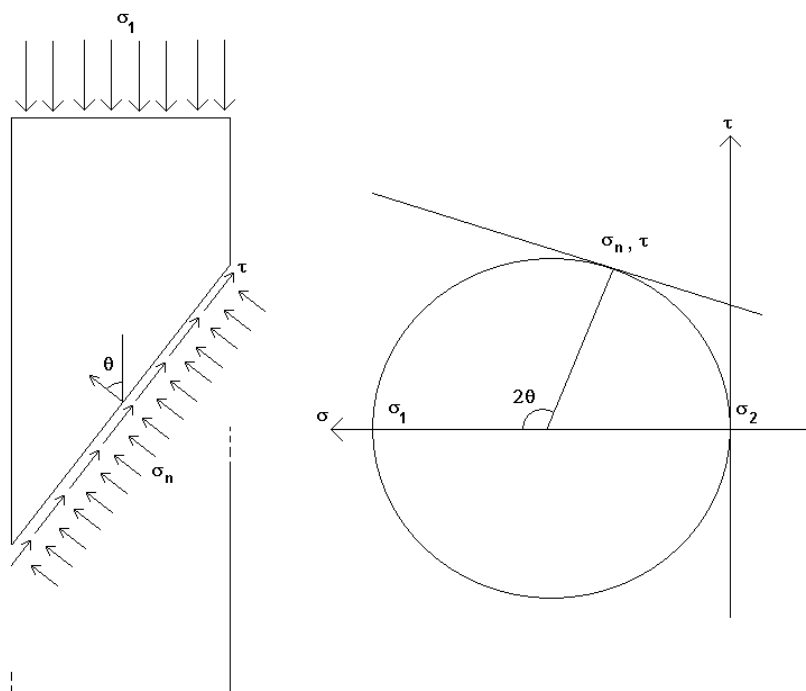


Fig. 15.3.1 Brudbetingelse for skøre materialer illustreret vha. Mohrs cirkel

Bruddet i skøre materialer opstår som forskydningsbrud i det snit, hvor brudbetingelsen:

$$\tau = \mu_d \times \sigma_n + f_{vd0}$$

først optræder.

Ved en trykpåvirkning som den ovenstående angivne kan det vises, at bruddet opstår under en vinkel:

$$\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\alpha_u}{2}$$

hvor

$$\alpha_u \text{ er friktionsvinklen. Dvs. } \tan(\alpha_u) = \mu$$

Den karakteristiske værdi for μ (μ_k) angives i DS/INF 167, Tabel 3, at ligge i intervallet $[0,6-2,0]$ afhængig af, om den virker til gunst eller ugunst.

Skal prøvelegemets nødvendige h/b-forhold bestemmes, skal der tages udgangspunkt i en høj værdi for μ .

$\mu = 2,0$ vælges som en konservativ værdi. Heraf fås:

$$\begin{aligned}\alpha_u &= 63,4^\circ \\ \theta &= 45^\circ + 63,4^\circ/2 \\ \theta &= 76^\circ\end{aligned}$$

Det nødvendige h/b-forhold fås af:

$$\begin{aligned}\tan(\theta) &= 76^\circ \\ h/b &= 4,01\end{aligned}$$

For en væg med en bredde på 108 mm bliver antallet af nødvendige skifter (n):

$$\begin{aligned}n &= 4,01 \times 108/66,7 \\ &= 6,5 \\ &= 7 \text{ skifter (idet der kun opmures med hele} \\ &\quad \text{skifter)}\end{aligned}$$

I den europæiske standard for bestemmelse af trykstyrke og elasticitetsmodul EN 1052-1 angives, at prøvelegemernes højde/bredde-forhold skal være:

$$h/b = 3 - 15$$

Den øvre begrænsning er medtaget for at undgå, at der opstår søjlevirkning i prøvelegemerne. Hvorfor intervallet skal være så stort, fortaber sig lidt i det uvisse. Fra dansk side er der indført nogle mere stringente krav, fx at højden for prøvelegemer med en bredde på 108 mm skal være 600 mm (9 skifter), således at en eventuel variation i styrkerne pga. højden på prøvelegemerne ikke giver anledning til en uhenigtsmæssig optimering (skitse af den ny prøvningsprocedure er vist fig. 15.3.4).

I EN 1996-1-1 bestemmes trykstyrken for sædvanligt murværk (dvs. murværk, som ikke er opmuret med tyndfugemørtel) efter følgende formeludtryk:

$$f_k = K \times f_b^\alpha \times f_m^\beta$$

hvor

f_k er murværkets trykstyrke
 K er en konstant, som er afhængig af om det er hulsten eller massive sten
 f_b er stentrykstyrken
 α er en konstant
 f_m er mørteltrykstyrken
 β er en konstant.

For sædvanligt murværk er følgende koefficienter gældende:

$$f_k = K \times f_b^{0,7} \times f_m^{0,3}$$

hvor

$$K = \begin{aligned} &= 0,55 \text{ for massive sten (Gruppe 1)} \\ &= 0,45 \text{ for hulsten (Gruppe 2)} \end{aligned}$$

Værdierne 0,7 og 0,3 er fundet ud fra en række forsøg foretaget i de enkelte lande, der deltager i det europæiske samarbejde. At koefficienterne sammenlagt giver nøjagtig 1,0 skyldes, at udtrykket bevidst er udformet således, at det er matematisk elegant og medfører, at konstanten K ikke optræder med en ”skæv enhed” som fx $\text{MPa}^{0,056}$. Skulle konstanterne α og β alene være bestemt og optimeret ud fra forsøgsværdierne ville summen være svagt mindre end 1,0.

I øvrigt er trykstyrken en ret overvurderet parameter. Der er sjældent problemer med trykstyrken, da de fleste nutidige murværkskonstruktioner er mindre byggeri med let tag og derfor ikke påvirket af kræfter, der medfører større trykspændinger. Styrkeparametre, der er afhængige af vedhæftningsstyrken (se afsnit 15.4), er derimod væsentligt mere kritiske for moderne byggeri. Den overdrevne interesse for trykstyrken stammer givetvis fra en tid, da murede huse var større og mere monumentale med tunge tagkonstruktioner og fra en tid med rene kalkmørtler, hvor bæreevnen alene skulle baseres på (små) trykstyrker og hvor vedhæftningen var nul.

15.3.2 Elasticitetsmodulet

Elasticitetsmodulet er i DS/INF 167 afsnit 3.7.2 (2) angivet som værende en karakteristisk værdi. I EN 1996-1-1 er værdien angivet som en middelværdi, men da elasticitetsmodulet er en styrkeparameter, er det i Danmark valgt at lade denne være karakteristisk på samme måde som de øvrige styrkeparametre.

Elasticitetsmodulet bestemmes ved at måle prøvelegemets sammentrykning under en given afstand som funktion af den påførte kraft (afstanden er 400 mm efter metoden angivet i fig. 15.3.3).

Teoretisk er det begyndelseselasticitetsmodulet, der ønskes bestemt, men i praksis er det nødvendigt at bestemme en sekant-hældning på kurven. Bestemmelse af sekant-hældningen kan ikke foretages fra værdien $(\sigma, \varepsilon) = (0,0)$, idet et nulpunkt under forsøgsudførelsen er svært at definere, idet lejefladerne i starten ikke ligger helt an mod prøvelegemet, og forskellige urenheder mellem lejeflader og prøvelegeme skal ”knuses”, før arbejdslinjen viser et brugbart resultat.

En større forsøgsrække foretaget i nordisk regi [NOR] har eftervist, at en rimelig fornuftig værdi at anvende som begyndelseselasticitetsmodul (E) er:

$$E = \frac{\sigma_{0,35\text{brud}} - \sigma_{0,05\text{brud}}}{\varepsilon_{0,35\text{brud}} - \varepsilon_{0,05\text{brud}}}$$

Dvs. sekanthældningen mellem 0,05 og 0,35 af prøvelegemets brudværdi. Det faktiske forløb af arbejdslinjen er illustreret i efterfølgende figur.

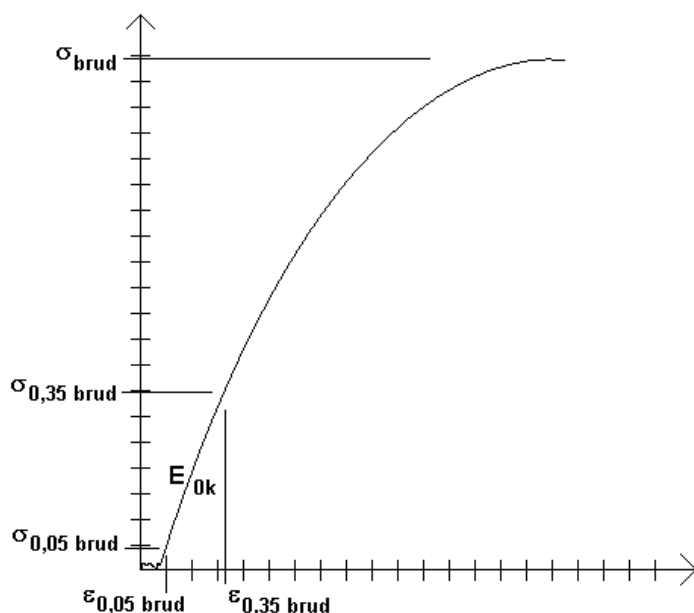


Fig. 15.3.2 Forsøgsmæssig forløb af arbejdskurve

Når sekanthældningen gennem punkterne $(\sigma_{0,35\text{brud}}, \epsilon_{0,35\text{brud}})$ og $(\sigma_{0,05\text{brud}}, \epsilon_{0,05\text{brud}})$ er kendt, kunne værdien nemt multipliceres med en faktor der korrigerede den fundne værdi til E , idet arbejdskurven generelt kan tilnærmes med en parabolisk funktion.

Dette har man fra normudvalgets side foreløbig valgt ikke at gøre, og den manglende korrektion må betragtes som en ekstra mindre sikkerhed der pr. automatik er indlagt. Såfremt en høj elasticitetsmodul er til ugunst, giver den manglende korrektion dog en usikkerhed på E .

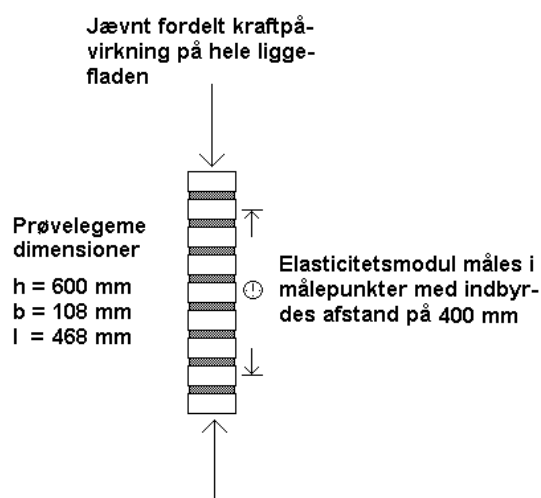


Fig. 15.3.3 Bestemmelse af trykstyrke og elasticitetsmodul. Metode efter EN 1052-1.

15.3.3 X-bor

Ved projektering af om- og tilbygninger er der ofte behov for at bestemme trykstyrken af det eksisterende murværk. Bestemmelse af trykstyrker i ældre murværk foretages nemmest ved at bestemme sten- og mørteltrykstyrke separat og derefter udregne murværkets trykstyrke efter de gængse formler i EN 1996-1-1 (se afsnit 15.3.1).

Stentrykstyrken (f_b) bestemmes ved at udtage en repræsentativ mængde sten og få trykprøvet disse.

Trykstyrken af mørtlen (f_m) bestemmes vha. et X-bor, der måler trykstyrken af en mørtelfuge på stedet. Værktøjet er udviklet af Teknologisk Institut og er inspireret af vingeboret, som bruges til geotekniske undersøgelser.



Fig. 15.3.4 X-bor til bestemmelse af mørtlens trykstyrke

Man måler ved at banke X-boret ind i fugen og dreje det rundt med en momentnøgle med slæbeviser. Modstanden i fugen i brudøjeblikket kan da aflæses.

Fordelen ved metoden er, at man ret hurtigt på stedet kan måle brudstyrken af mørtlen i flere punkter, hvorved der opnås et bredere kendskab til styrkeværdierne i det aktuelle murværk.

Til beregning af mørteltrykstyrken anvendes middelværdien af vridningsmomentet pr. mm indbanket bor. Denne parameter er benævnt $m_{v,m}$.

Forsøg viser, at værdien er uafhængig af trykspændingen (dvs. antal etager).

Trykstyrken af mørtlen findes som: $3,2 \times m_{v,m}$.

Størrelsen f_m bestemmes iht. DS/INF 167 som:

$f_m = \frac{1}{2} \times \text{mørteltrykstyrken for kalkrige mørtler}$

$f_m = \text{mørteltrykstyrken for cementrige mørtler}$

Her defineres kalkrige mørtler som mørtler, hvor kalk udgør 50 % eller mere af bindemiddelmængden, og cementrige mørtler som mørtler, hvor cement udgør mere end 50 % af bindemiddelmængden.

Da målingen foretages på det faktiske byggeri kan partialkoefficienten reduceres med en faktor 0,9. Dvs. for udførelse i normal kontrolklasse fås:

$$\gamma_m = 0,9 \times 1,6 = 1,44$$

15.4 Bøjningstrækstyrke om liggefuge, bøjningstrækstyrke om studsuge og kohæsion

Bøjningstrækstyrkerne anvendes i forbindelse med bestemmelsen af tværbæreevnen for vægfelter som beskrevet i afsnit 2. Dvs. ved dimensionering af vægfelter hovedsageligt påvirket af vindlast. Denne dimensionering er ofte kritisk, og derfor er en korrekt ansættelse af styrkeparametrene væsentlig.

Kohæsionen anvendes i forbindelse med dimensionering af stabiliserende vægge (skiver) som beskrevet i afsnit 5.7 og teglbjælker som beskrevet i afsnit 7.2. Når styrkeparameteren betegnes som kohæsionen og ikke forskydningsstyrken hænger dette sammen med, at i EN 1996-1-1 er forskydningsstyrken f_{vd} defineret som:

$$f_{vd} = f_{vd0} + \mu_d \times \sigma$$

Dvs. forskydningsstyrken udgøres hermed af 2 bidrag. Kohæsionen og friktionen. Kohæsionen kunne mere korrekt benævnes den initiale forskydningsstyrke, men her er den kortere benævnelse ”kohæsion” valgt.

Både bøjningstrækstyrke om liggefuge, bøjningstrækstyrke om studsuge og kohæsion er behandlet i dette kapitel, idet de alle er afhængige af vedhæftningen mellem sten og mørtel.

Vedhæftningen kan populært beskrives som ”hvor godt stenene er limet sammen af mørtlen” eller lidt mere teknisk ”evnen til at optage trækspændinger i en vilkårlig retning”.

De 3 styrkeparametre repræsenterer netop bæreevnen over for en spændingssituation, hvor der forekommer træk i en af de to hovedspændingsretninger.

Bestemmelse af de 3 styrkeparametre skal i princippet foretages ud fra 3 forskellige prøvningsmetoder.

15.4.1 Bestemmelse af bøjningstrækstyrker

Metoden til bestemmelse af bøjningstrækstyrkerne om ligge- og studsugen er illustreret på efterfølgende figur. Prøvningen er benævnt minivægsforsøg. Metoden går i al sin enkelthed ud på, at minivæggene påvirkes i 4.-delspunkterne således, at snitkræfterne på den midterste halvdel af vægfeltet er et konstant moment, dvs. uden forskydningskræfter.

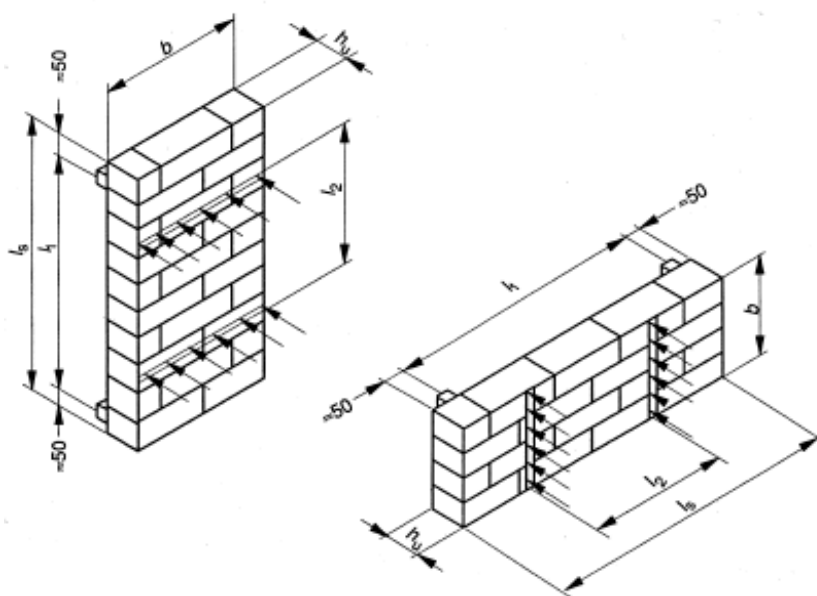


Fig. 15.4.1 Bestemmelse af bøjningstrækstyrker om ligge- og studsuge.
EN 1052-2.

Metoden er beskrevet i den europæiske standard EN 1052-2 og har været anvendt i Danmark og flere europæiske lande (bl.a. England) i en årrække.

Metoden er i fig. 15.4.1 vist for mursten. For blokke anvendes principielt samme metode.

15.4.2 Bestemmelse af kohæsionen

Metoden til bestemmelse af kohæsionen har ikke tidligere været standardiseret, så her har flere forskellige, mere eller mindre opfindsomme, metoder været anvendt.

Der har hidtil ikke været meget fokus på kohæsionen, og i tidligere danske normer blev kohæsionen angivet som en regningsmæssig værdi (f_{vd0}) på:

$$f_{vd0} = 0,1 \text{ MPa}$$

Værdien var derfor ens, uanset om beregningen gjaldt en kritisk skivestabilitet for et 8-etagers byggeri eller en garage.

Dette forhold var naturligvis ikke holdbart og stred imod den gængse normopfattelse, hvor styrkeparametre deklarerer som karakteristiske og reduceres ved division med en partialkoefficient, som er afhængig af sikkerheds- og kontrolklasse.

Forholdet blev ændret i 1998, hvor kohæsionen bliver deklareret som en karakteristisk værdi på linje med andre styrkeparametre.

Før introduktionen af de europæiske normer blev kohæsionen bestemt ud fra den tyske prøvningsmetode med den mundrette benævnelse "Haftscherfestigkeitprüfung, DIN 18555, Teil 5". Metoden er illustreret på efterfølgende figur.

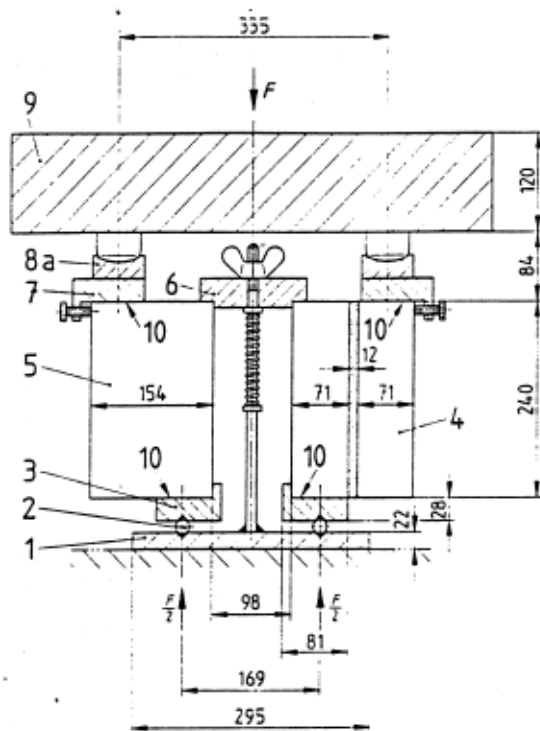


Fig. 15.4.2 Tysk metode til bestemmelse af kohæsionen. Haftscherfestigkeitprüfung, DIN 18555, Teil 5

Det ses, at der ved prøvningen introduceres et moment i liggefugen, hvilket gør bestemmelsen af kohæsionen svagt fejlagtig.

Metoderne er nu gennem det europæiske samarbejde blevet standardiseret og er beskrevet i EN 1052-3, som er illustreret på efterfølgende figur.

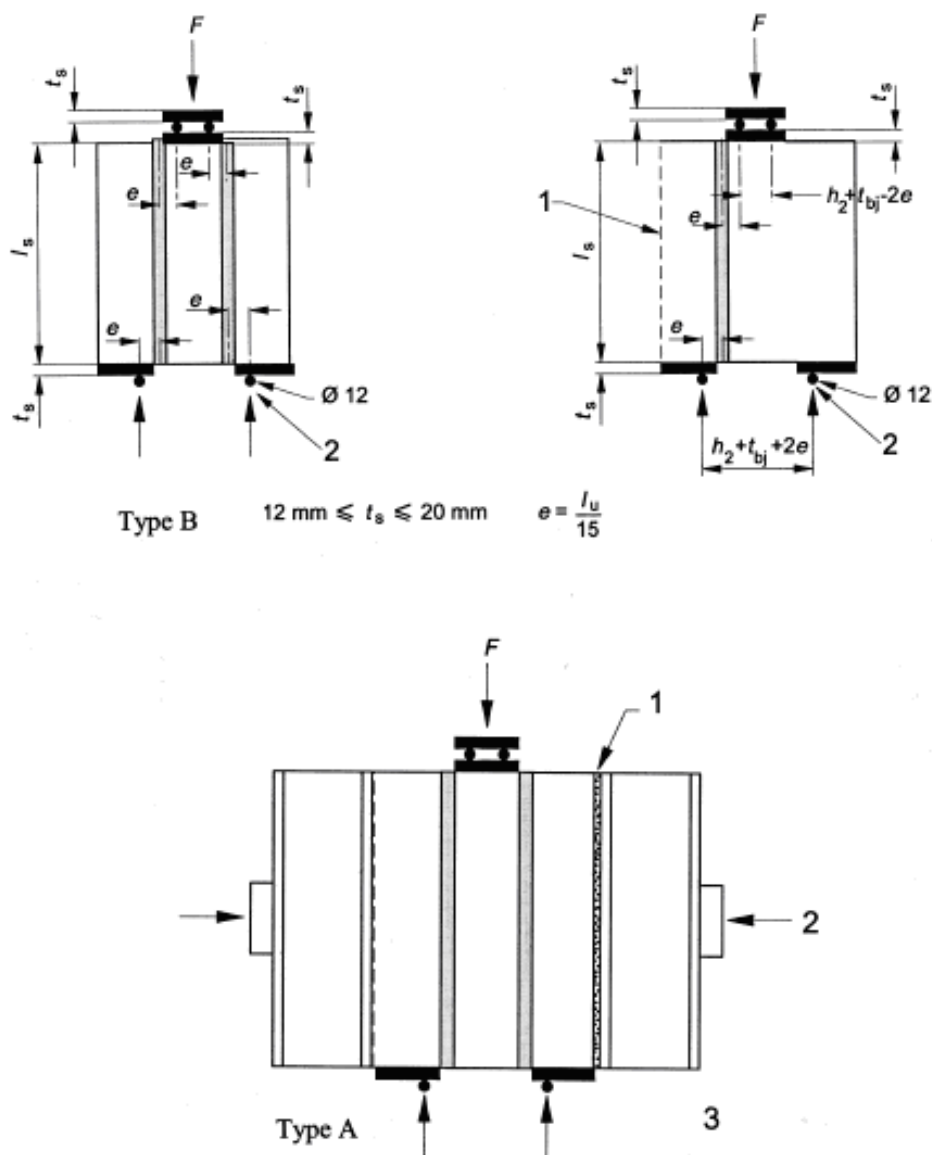


Fig. 15.4.3 Bestemmelse af kohæsion efter EN 1052-3, Prøvningsmetoder

Som det ses på ovenstående figur er der flere muligheder for bestemmelse af kohæsionen. Type B er bestemmelse af kohæsionen uden introduktion af normalspændinger, hvorimod der i den nederste metode (Type A) er mulighed for introduktion af normalspændinger.

Også i disse metoder introduceres der fra de ydre kræfter et moment i liggefugen, som giver svagt fejlagtige resultater.

Anvendes type A til bestemmelse af f_{vk0} påsættes der normalkræfter af forskellig størrelse således, at en ret linje mod punktet $(\sigma, \tau) = (0, f_{vk0})$ kan bestemmes. Metoden foreskriver, at der skal foretages målinger med mindst 3 varierende normalkræfter. Ved denne metode bliver murværkets friktionsvinkel tillige bestemt.

Standarden (EN 1052-3) foreskriver, at de karakteristiske styrker bestemmes på følgende måder:

$$\begin{aligned} f_{v0k} &= 0,8 \times f_{v0} \\ \tan(\alpha_k) &= 0,8 \times \tan(\alpha) \\ \tan(\alpha_k) &= \mu_k, \end{aligned}$$

hvor μ_k er den karakteristiske friktion.

Dvs. de sædvanlige indgangsvinkler ved bestemmelse af karakteristiske værdier, hvor fx spredningen bliver taget i betragtning, bliver her ”bypassset” i prøvningsstandard. Systematikken fra prøvningsstandarden er vist på efterfølgende figur.

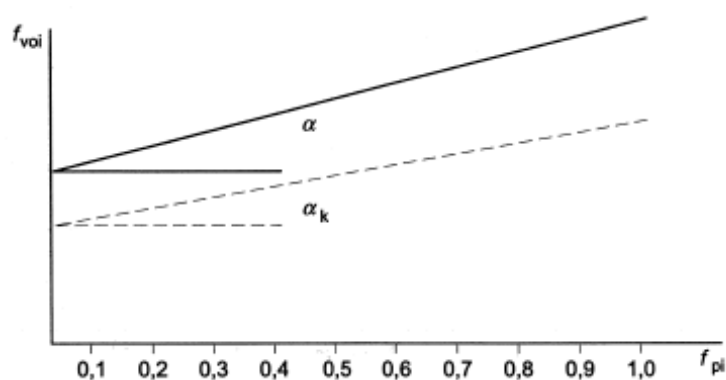


Fig. 15.4.4 Bestemmelse af kohæsionen efter EN 1052-3.
Resultatbehandling

I en større forsøgsrække udført på SBi [KFH] i 1998 blev efterfølgende viste forsøgsudstyr anvendt. Det ses, at der i denne metode ikke introduceres et ydre moment, idet kraftpåvirkningen er placeret centralt over fugen. Metoden har dog nogle ulemper, fx er den noget tidskrævende, idet fladerne skal planslibes og prøvningsudstyret skal pålimes fladerne.

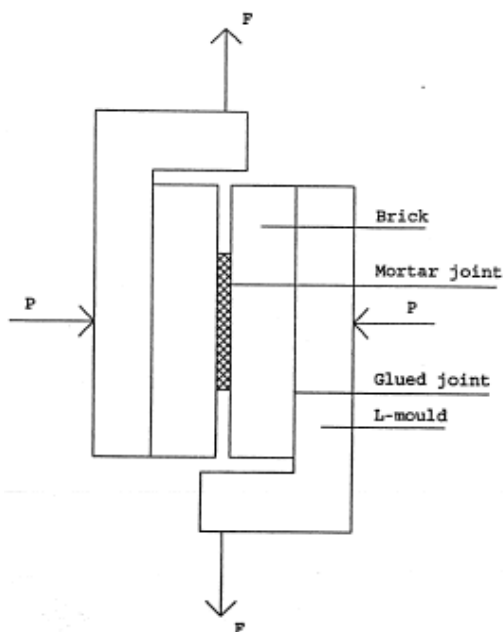


Fig. 15.4.5 Bestemmelse af kohæsionen efter "2L-metoden"

Som alternativ til EN 1052-3 blev metoden illustreret i efterfølgende figurer analyseret. Analysen er beskrevet i rapporten "Investigation of different methods for determining the initial shear strength for masonry", Teknologisk Institut, Murværk og Byggekomponenter. Det ses, at der i denne metode ikke introduceres noget moment i liggefugen, idet kraften er centreret over liggefugen.

Analysen viser, at anvendes denne metode, hvor de sekundære trækspændinger i høj grad er elimineret, forøges middelværdien af f_{vk0} med 33 % og variationskoefficienten reduceres med 33 %, hvilket giver en forøgelse af f_{vk0} på ca. 50 %, såfremt der ved bestemmelse af f_{vk0} tages hensyn til spredningen.

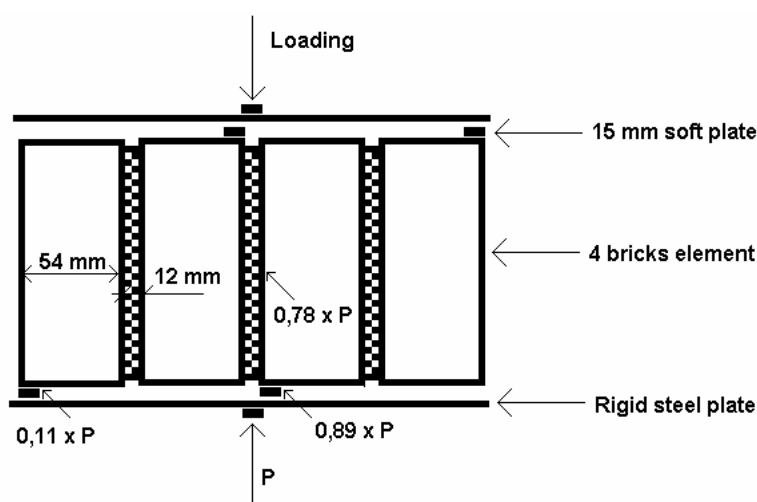


Fig. 15.4.6 Bestemmelse af kohæsionen for mursten

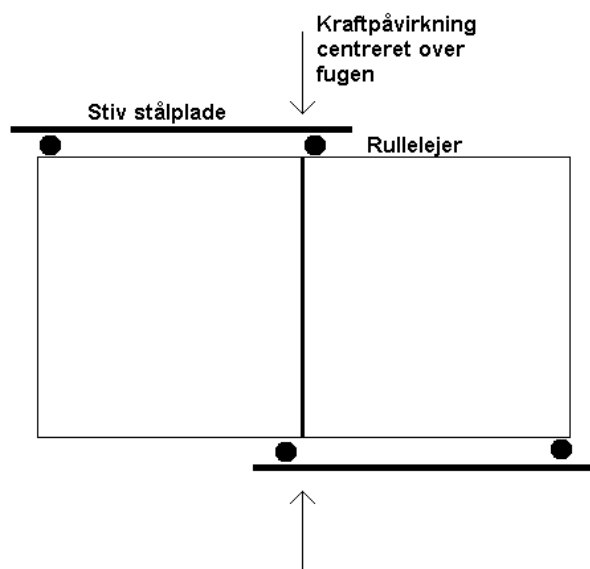


Fig. 15.4.7 Bestemmelse af kohæsionen for blokke

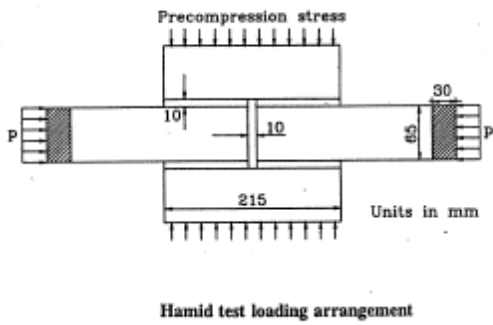
Denne metode er enkel og ikke særlig tidskrævende, idet prøvelegemet blot kan monteres i en almindelig trykpresse.

Studier af de forskellige metoder til bestemmelse af forskydningsstyrken er foretaget ved hjælp af Finite element beregninger (FEM) af J.R. Riddington, K.H. Fong og P. Jukes [JRR].

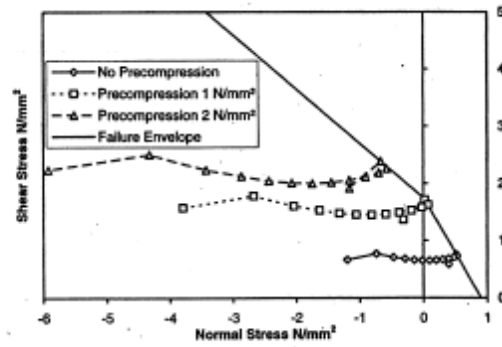
Forskydningsforsøgene vist i fig. 15.4.6 og 15.4.7 blev dog ikke analyseret.

Problemstillingen ved forskydningsforsøgene er, at brudspændinger typisk kun optræder i et enkelt punkt på brudfladen, hvorimod spændingerne i de øvrige punkter er langt fra brudspændingen. Dette betyder, at der i dette punkt kan opstå en revne (afhængig af sejheden af materialet), med en ny spændingstilstand til følge i det reducerede tværsnit, der typisk vil resultere i et progressivt brud.

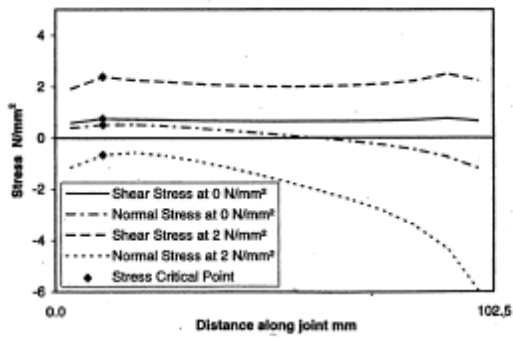
Afbildes forholdene ved hjælp af Mohrs cirkel, svarer dette til, at ét punkt er sammenfaldende med Coulombs brudbetingelse, mens de resterende punkter ligger langt fra. Forholdet er illustreret på efterfølgende figur.



Hamid test loading arrangement



Hamid test:element stresses shown relative to the failure envelope



Hamid test:stress distributions along joint

Fig. 15.4.8 FEM-analyse af forskydningsforsøg

Her er som eksempel angivet en metode benævnt ”Hamid-testen”.

Spændingen langs brudfladen, bestemt ved FEM-analysen er angivet for forskellige normalspændinger, og forskellige steder på brudfladen er punktet nærmest Coulombs brudbetingelse beregnet. Det ses, at brudbetingelsen kun opstår i ét punkt, hvorimod de andre øvrige undersøgte punkter langs brudfladen er langt fra brudbetingelsen.

Når ikke alle punkter på brudfladen er nær Coulombs brudbetingelse, betyder dette, at fundne brudspændinger, som normalt bestemmes ved at fordele prøvelegemets brudstyrke over hele brudfladen, bliver for lave. I realiteten ses der da også store afvigelser i den beregnede brudspænding, når samme sten/mørtel-kombination afprøves med forskellige metoder. De forsøgsprocedurer, der giver de højeste værdier, må antages at have en spændingsfordeling langs brudtværsnittet, der ligger nær brudbetingelsen og er derfor mest korrekte.

Den optimale situation vil naturligvis være, at spændingsfordelingen var identisk over hele brudfladen, således at alle punkter langs brudfladen lå på eller var rimelig nær Coulombs brudbetingelse.

I artiklen konkluderes endvidere:

At den teoretisk bedste metode er Hofmann/Stöckl-testen, som dog kræver et så komplekst forsøgsapparat, at den i realiteten er uanvendelig til praktiske gøremål.

Triplet-metoden, som er standard iht. EN 1052-3 (se fig. 15.4.3), er ligeså god/dårlig som de andre undersøgte metoder.

15.4.3 Anvendelse af fugeknækkermetoden til bestemmelse af f_{kk1}

Både metoderne til bestemmelse af bøjningstrækstyrkerne og kohæsionen er særdeles omkostningskrævende pga. de store prøvelegemer og komplicerede opstillinger, hvilket har medført, at forskningen inden for sammenhængen mellem vedhæftning og materialeparametre har været særdeles sparsom.

For at minimere prøvningsomkostningerne omkring forsøg vedrørende vedhæftning, blev der på Teknologisk Institut, Murværk i perioden 1994-1998 igangsat et større udredningsarbejde med henblik på at udvikle enklere forsøgsprocedurer [PDC].

Som erstatning for minivægsforsøgene til bestemmelse af bøjningstrækstyrken om liggefugen var det naturligt at tage udgangspunkt i fugeknækkeren, som var kendt fra flere andre lande. Virkemåden i fugeknækkeren er angivet på efterfølgende figur.

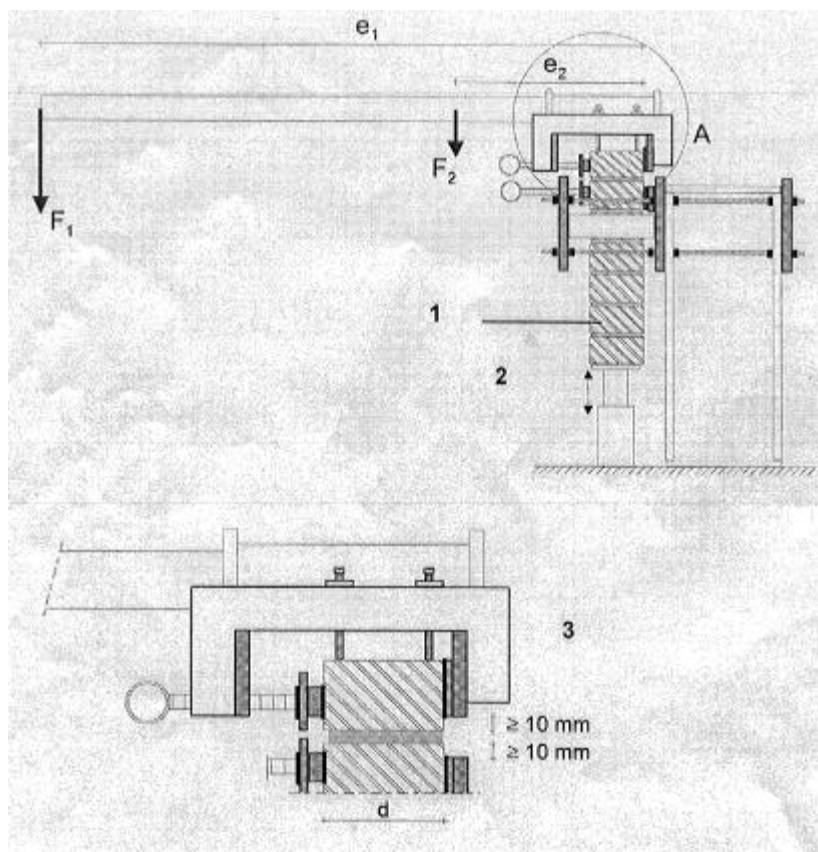


Fig. 15.4.9 Skematisk angivelse af fugeknækkeren. I udenlandsk litteratur benævnt "bond wrench". Efter EN 1052-5.

Prøvelegemerne, der anvendes i fugeknækkeren, er 2 eller flere sammenmurede sten, som naturligvis er enklere at opmure og håndtere end de minivægge, som anvendes ved metoden illustreret i fig. 15.4.1. Det viste sig ved en række indledende forsøg, at der (naturligvis) var en sammenhæng mellem bøjningstrækstyrkerne fundet ved minivæggene og bøjningstrækstyrkerne fundet ved fugeknækkeren.

Forsøgsudstyr og metoden blev optimeret således, at variationskoefficienten på fugeknækkeren og minivæggene blev ens (cirka 10-12 %) og således, at bøjningstrækstyrkerne fundet ud fra forsøg med fugeknækkeren lå i intervallet 0,7-1,0 af bøjningstrækstyrkerne fundet ved minivæggene.

Bøjningstrækstyrkerne fundet ved fugeknækkeren er således konservative og i gennemsnit 15 % mindre end tilsvarende værdier fundet ud fra minivæggsforsøgene, som er den standardiserede metode.

15.4.4 Bestemmelse af f_{xk2} som funktion af f_{xk1} , f_b og f_t

Der er siden 1960'erne blevet udført mere end 1300 enkeltforsøg med minivægge. De forsøgsserier, hvor både bøjningstrækstyrken om liggefugen og bøjningstrækstyrken om studsfulgen er bestemt for samme sten- og mørteltype, blev analyseret for, om muligt, at udlede et teoretisk udtryk for f_{xk2} således, at parameteren kunne bestemmes ud fra allerede kendte parametre.

Udvikling af udtrykkene er ret omstændelige og beskrives kun summarisk i dette skrift.

Bøjningstrækstyrken om studsfulgen f_{xk2} bestemmes efter standarden ved at knække en 4-skifter høj bjælke parallelt med studsfulgen. Bruddet i bjælken løber enten gennem stenene eller i zigzag gennem fugerne. Dvs. forsøgsresultaterne og brudmodellen refererer til en bjælke med 3 liggefuger og 4 sten i brudtværsnittet.

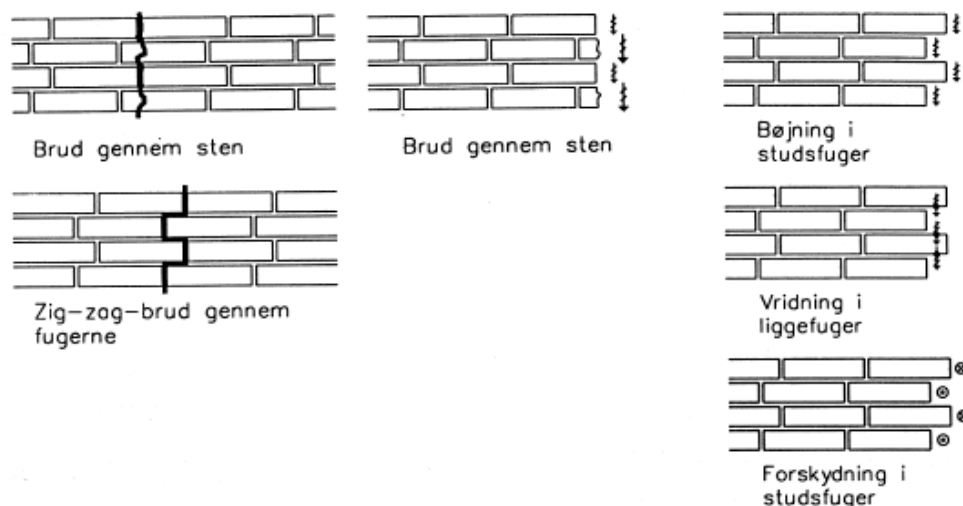


Fig. 15.4.10 Bøjningstrækstyrke om studsfulge. Forskellige brudformer

Ved brud gennem sten bestemmes f_{xk2} ved at addere bøjningskapaciteten fra:

- Stenene (2)
- Liggefugerne (3)
- Studsfugerne (2)

Tallene i parentes angiver hvor mange, fx studsfulger, der bidrager til bøjningskapaciteten ved det aktuelle brud i den 4 skifter høje bjælke.

Ved zigzagbrud gennem fugerne bestemmes f_{xk2} ved at addere bøjningskapaciteten fra:

- Liggefugerne (3)
- Studsfugerne (4)
- Vridningsbidraget i liggefugerne (3)
- Forskydningen i studsfugerne (4)

I forbindelse med udformningen af modellen opstilledes en række antagelser, der blev eftervist på baggrund af tidligere udførte forsøg:

Bøjningstrækstyrken i selve studsfulgen regnes proportional med f_{xk1} .

Forskydningsstyrken i ligge- og studsfulge regnes proportional med de respektive bøjningstrækstyrker.

Spændingsfordelingen ved vridning i liggefugen forudsættes at kunne repræsenteres ved den plastiske fordeling multipliceret med en effektivitetsfaktor.

Bøjningstrækstyrken i stenene ($f_{s,sten}$) er proportional med stenenes trykstyrke opløftet i en potens. Dvs.:

$$f_{s,sten} = a \times (f_b)^b$$

hvor

$f_{s,sten}$ er bøjningstrækstyrken af stenen i forbindelse med brud parallelt med studsfulgen

f_b er stenenes normaliserede trykstyrke

a, b er proportionalitetskonstanter.

Analyseres de før omtalte typeprøvninger udført gennem tiderne, kan de forskellige relationsparametre bestemmes og optimeres ved en ikke-lineær regressionsanalyse.

Udtrykket er kun udformet for karakteristiske værdier, og derfor anvendes karakteristiske værdier i den resterende del af dette afsnit samt i afsnit 15.5. ”Trækstyrke af murværk vinkelret på studsfulgen”, hvor udtrykkene er udviklet på baggrund af dette afsnit.

Følgende udtryk fandtes at repræsentere 95 %-fraktilen:

$$f_{xk2} = \min \left[\begin{array}{l} 0,13 \times \sqrt{f_b} + 0,06 \times f_t + 0,25 \times f_{xkl} \\ 0,06 \times f_t + 2,73 \times f_{xkl} \end{array} \right]$$

hvor

f_{xk2} er den mindste af de 2 værdier

f_t er bøjningstrækstyrken af en komprimeret liggefuge.

Leddene vedrørende brud i stenen:

$$(0,13 \times \sqrt{f_b})$$

kan skrives som:

$$(0,43 \times 0,30 \times \sqrt{f_b})$$

hvor værdierne:

0,43 udtrykker stenens geometriske andel af det lodrette brudtværnsnit

$0,30 \times \sqrt{f_b}$ udtrykker selve teglmaterialets faktiske bøjningstrækstyrke.

Lodret last

En del af bøjningskapaciteten ved zigzagbrud gennem fugerne skyldes vridning i liggefugerne. Denne kapacitet kan forøges, hvis vægfeltet er påvirket af en lodret last, der fremkalder en jævn fordelt lodret normalspænding.

Det sidste led i udtrykket for $f_{\text{kk}2}$ (Leddet: $2,73 \times f_{\text{kk}1}$) repræsenterer vridning i liggefugen samt bøjning og forskydning i studsfugen. Vridningen repræsenterer ca. 50 %.

Inkluderes normalspændingen (σ) kan leddet skrives som:

$$\begin{aligned} 1,37 \times f_{\text{kk}1} + 1,36 \times (f_{\text{kk}1} + \mu_k \times \sigma) = \\ 2,73 \times (f_{\text{kk}1} + \mu_k/2 \times \sigma) = \\ 2,73 \times (f_{\text{kk}1} + 0,25 \times \sigma) \end{aligned}$$

når μ_k konservativt sættes = 0,5.

En eventuel excentricitet af den lodrette last vinkelret på vægplanen giver ikke nogen synderlig ændring i den forøgede vridningskapacitet, idet forøgelsen blot opstår på et mindre areal, men med en større styrke.

(Normalspændingen giver endvidere et regningsmæssigt bidrag til $f_{\text{kk}1}$, hvilket normalt medtages i brudlinjeberegningerne).

Ovenstående modeller er implementeret i DS/INF 167.

15.4.5 Kohæsionen

For en række sten/mørtel-kombinationer blev udført parallelforsøg, hvor kohæsionen og bøjningstrækstyrken blev bestemt.

Kohæsionen blev bestemt vha. den i afsnit 15.4.2 beskrevne tyske metode (Haftschferfestigkeitprüfung, DIN 18555, Teil 5).

Bøjningstrækstyrken blev bestemt både ved forsøg med minivægge og forsøg med fugeknækkeren.

En simpel analyse viste, at $f_{\text{kk}1} \leq f_{\text{vk}0}$. Dette resultat er tillige implementeret i DS/INF 167, Tabel 3, hvor $f_{\text{vk}0}$ angives at være lig $f_{\text{kk}1}$, hvilket i henhold til forsøgene er konservativt.

Kohæsionen for lim – pap – lim samlingen og mørtel – pap – mørtel samlingen er behandlet i afsnit 5.8.3.

15.4.6 Bestemmelse af alle vedhæftningsparametre vha. fugeknækken

Ud fra ovenstående beskrevne analyser og forsøgsresultater blev det endelige resultat således, at alle 3 vedhæftningsparametre: $(f_{xk1}, f_{xk2}, f_{vk0})$ er relaterede og kan bestemmes ud fra værdien for f_{xk1} og en række andre parametre som typisk er kendte, og de standardiserede, omkostningstunge forsøg med minivægge og forskydningsforsøg blev reduceret.

15.5 Trækstyrke af murværk vinkelret på studsfulgen

Trækstyrken af murværk vinkelret på studsfulgen (f_{tk2}) som parameter anvendes i forbindelse med beregninger af skiver (se afsnit 5) og sætninger (se afsnit 16.3).

Brudmekanismerne for trækstyrken og bøjningstrækstyrken vinkelret på studsfulgerne er rimelig identiske. Værdien sættes skønsomt til:

$$f_{tk2} = \frac{1}{2} \times f_{xk2}$$

15.6 Poisson's forhold

Poisson's forhold (ν) er ikke en ofte anvendt parameter i forbindelse med dimensionering af murværk, men medtages her, idet parameteren anvendes flere steder i beregningerne.

Der har ikke i Danmark været udført forsøg til bestemmelse af ν .

Forsøg foretaget af Atkinson og Noland [ATK] viste, at den initiale værdi af ν var 0,17 i forbindelse med påvirkning til tryk. Værdien steg kraftigt når trykspændingen oversteg 80 % af brudspændingen. Dette forhold skyldes formodentlig, at der i dette område begynder at ske afskalninger mm. af stenene, som registreres som en forhøjet værdi af ν . En reel variation af materialeparameteren er der næppe tale om.

Forsøg foretaget af Hegemeir, m.fl. [HEG] viste, at ν for blokmurværk var 0,18, når trykpåvirkningen var normal med liggefugerne og 0,12, når retningen var vinkelret herpå.

Arnold W. Hendry angiver i [AWH], at forskydningsforsøg udført parallelt med bøjningsforsøg indikerer, at værdien for ν kan sættes til 0,1.

I de praktiske beregninger anvendes ν ifm. bestemmelse af G , som er:

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

Det ses, at for v liggende i intervallet

$$v = [0,1 \dots 0,15]$$

medfører det, at G ligger i intervallet

$$G = [E/2,2 \dots E/2,3]$$

hvilket næppe har den store praktiske betydning.

Det foreslås derfor, at der i de praktiske beregninger anvendes en værdi for v på:

$$v = 0,15$$

15.7 Friktionen

Friktionen kan naturligt deles op i 2 uafhængige styrkeparametre:

- friktion i en mørtelfuge og
- friktion mellem mørtelfuge og fugtspærre.

15.7.1 Friktion i mørtelfuge

Friktionskoefficienten bestemmes som beskrevet i afsnit 15.4.2 og vist på fig. 15.4.3 og fig. 15.4.4. Dvs. som hældningen på den fundne linje som bestemmes, når der udføres forskydningsforsøg med varierende normalkraftpåvirkning i snitfladen.

Friktionskoefficienten anvendes som styrkeparameter, når et tværsnit er påvirket af både normalspændinger og forskydningspændinger. Dette er aktuelt for fx buer (se afsnit 6.3) og stabiliserende vægge (skiver) (se afsnit 5.7).

I tidligere danske normer blev friktionskoefficienten som kohæsionen (se afsnit 15.4.2) angivet alene som en regningsmæssig værdi (μ_d) på:

$$\mu_d = 0,5$$

I 1998 blev den karakteristiske værdi (μ_k) dog sat til:

$$\mu_k = 0,6$$

Den forøgede værdi for μ_k havde ikke baggrund i forsøg, men alene i det faktum, at partialkoefficienten for friktion i 1998 blev bestemt til 1,22 for konstruktioner opført i normal sikkerheds- og kontrolklasse.

Friktionskoefficienten er analyseret (i 2006) for forskellige kombinationer af byggesten og mørtel. For andre mørtler end ”ren kalkmørtel” fandtes, at μ_k kan sættes til 1,0. Dette resulterer i følgende værdier angivet i DS/INF 167 (tabel 3):

Mørtelfuge ($f_m < 0,5$ MPa):	$\mu_k = 0,6$
Mørtelfuge ($f_m \geq 0,5$ MPa):	$\mu_k = 1,0$

Med skillelinjen angivet som 0,5 MPa menes således:

”Ren kalkmørtel”

”Mørtel hvori cement indgår som bindemiddel”.

15.7.2 Friktion i mørtelfuge på fugtspærre

Parameteren er i DS/INF 167 betegnet som ”Friktionskoefficient for mørtelfuge på fugtspærre”. Dette er egentlig en lidt misvisende betegnelse, idet den relevante friktion og den dertil hørende glidning altid opstår mellem fugtspærren og den underliggende sokkel. Friktionskoefficienten for ”mørtelfuge på fugtspærre” refererer altså ikke til friktionen mellem mørtelfuge og fugtspærre, men mellem fugtspærre og den underliggende konstruktion.

Den underliggende konstruktion består oftest af et fundament, hvor der knas mod fugtspærren er letklinkerblokke. Fugtspærren består oftest af pap (PF2000 eller GF2000 pap) eller murfolier.

Løsningen er vist efterfølgende, hvor bygningsdel (82) markerer fugtspærren, hvor glidningen er kritisk. Pappen markeret med (80) nogle skifter højere oppe medfører tillige en afbrydelse af vedhæftningen, men dette er i en mindre andel af tværsnittet sammenlignet med (82), hvor vedhæftningen er afbrudt i det fulde tværsnit.

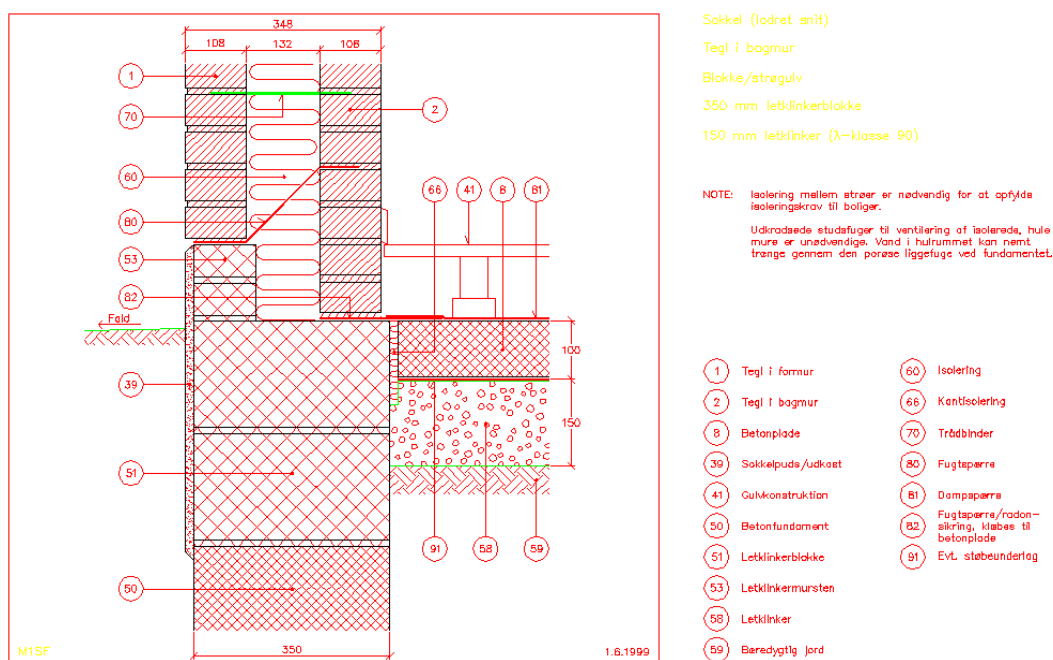


Fig. 15.6.1 Mørtelfuge på fugtspærre

Teknologisk Institut har udført en række forsøg [FRI] med det formål at bestemme friktionskoefficienten for forskellige kombinationer af fugtspærre og sokkel. Resultaterne for de fundne karakteristiske værdier er angivet nedenstående:

Tabel 15.6.1 Karakteristiske friktionskoefficienter

Fundament	PF2000 pap	Plastfolie/murfolie
Glat beton	0,49	
Letklinkerblokke	0,44	0,62
Kostet beton	0,31	

Partialkoefficienten for friktionskoefficienten er i det Nationale Annex angivet til 1,30 for konstruktioner opført i normal sikkerheds- og kontrolklasse.

Dvs. den regningsmæssige friktionskoefficient for den typiske konstruktion bestående af PF2000 pap mod letklinkerblokke (i normal kontrol og sikkerhedsklasse) er:

$$\begin{aligned}\mu_d &= \mu_k/\gamma_m \\ &= 0,44/1,30 \\ &= 0,34\end{aligned}$$

Friktionskoefficienten for ”kostet beton” er mindre end for ”glat beton”. Dette er i modstrid med den intuitive opfattelse af, at værdien burde være større. Der er ikke nogen logisk forklaring på værdien. Ved forsøgene med ”kostet beton” blev det observeret, at pappen blev revet itu, hvilket muligvis kunne forklare den lave værdi.

Den høje værdi for plastfolie/murfolie kan forklares ved, at den tynde plastfolie smyer sig ned i letklinkerblokkens fordybninger og giver den overliggende understøbning en tilsvarende form med en forøget friktionskoefficient til følge.

I mange tilfælde forøges forskydningsstyrken i papsamlingen fx ved at lime dette på begge sider med hæftemørtel (se afsnit 5.8.3 for kohæsionsværdier).

15.8 Små tværsnit

I EN 1996-1-1, afsnit 6.1.2.1 (3), er indført en reduktionsfaktor for små tværsnit. Reduktionsfaktoren er her kun gældende for trykstyrken. Dette forhold er ændret i DS/INF 167, hvor det er angivet, at reduktionsfaktoren skal anvendes for alle styrkeparametrene. Dog behøves friktionen μ_k ikke at blive reduceret.

Formeludtrykket for reduktionen skal anvendes når $A \leq 0,1 \text{ m}^2$

hvor

A er det regningsmæssige murværkstværsnit

Reduktionsfaktoren (R) er:

$$R = 0,7 + 3 \times A$$

A må dog ikke være mindre end $0,04 \text{ m}^2$, såfremt tværsnittet skal regnes bærende. For et murværkstværsnit med målene: $108 \times 408 \text{ mm}$ vil reduktionsfaktoren således blive:

$$\begin{aligned} R &= 0,7 + 3 \times 0,108 \times 0,408 \\ &= 0,7 + 3 \times 0,044 \\ &= 0,832 \end{aligned}$$

Dvs. ved beregning af en muret søjle med en bredde på $108 \times 408 \text{ mm}$ mellem 2 vinduer og med styrkeparametrene:

$$\begin{aligned} E &= 2400 \text{ MPa} \\ f_k &= 6,4 \text{ MPa} \end{aligned}$$

skal der regnes med følgende formelle parametre:

$$\begin{aligned} E &= 2400 \text{ MPa} \times 0,832 \\ &= 1997 \text{ MPa} \\ f_k &= 6,4 \text{ MPa} \times 0,832 \\ &= 5,33 \text{ MPa} \end{aligned}$$

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

15.9 Styrkematrix

Forskellige teglværker har deklareret styrkeparametre for bestemte kombinationer af teglsten og mørtler, der passer godt sammen.

Det er specielt bøjningsstyrken, der tidligere har været et problem og den lave værdi, som er angivet i DS/INF 167 har ofte givet anledning til, at der i det murede byggeri skulle monteres mange stålsøjler i hulmuren.

Dette er et unødvendigt fordyrende led, som de nye styrkeparametre i høj grad eliminerer.