

# Vindtrykk på skallmurerer

Wind forces on brick cavity walls

Av sivilingeniør ÅGE HALLQUIST

Norges byggforskningsinstitutt

NORGES BYGGFORSKNINGSINSTITUTT



# Vindtrykk på skallmurer

Sivilingeniør Åge Hallquist,  
Norges byggforskningsinstitutt

## I. INNLEDNING

I våre dager har man forholdsvis godt kjennskap til konstruksjoners statiske virkemåte. Men selv i dag har vi en konstruksjonsform som er rent empirisk — nemlig skallmur i tegl utsatt for vindbelastning. NS 421 forutsetter at murverk i tegl ikke kan oppta strekkspenninger, og hvis dette hadde vært riktig ville ikke skallmurer med 1/2-steins vanger tåle de vindbelastninger vi må regne med i vårt land.

De eksisterende konstruksjoner viser at murverk *kan* ta strekkspenninger. Målsettingen for forskningen på dette felt ved NBI ble derfor å skaffe erfaringsmateriale for om mulig å komme frem til tillatt strekkspenning i murverk, og å sette opp en beregningsmetode for vindbelastete skallmurer.

I Storbritannia har det i de senere år vært endel skader på vindbelastete skallmurkonstruksjoner i tegl, og dette dannet bakgrunnen for en tilnærmet beregningsmetode utgitt der i 1965 (1).

Forsøk med 1/2-steins vanger er blitt utført i Sverige, og man vet også at forsøk pågår ved «the Structural Clay Products Research Foundation» i USA, hvor de forberedende forsøk med enkelt vange er avsluttet.

## II. SKALLMURKONSTRUKSJONER

### Utførelse

Den vanligste skallmurveggen i Norge i dag har to 1/2-steins vanger av tegl med en avstand på 10 cm. Det aktuelle området for avstanden mellom vangene er fra 7-13 cm. Grunnen til at man vanligvis bruker en såpass stor avstand som 10 cm, er konkurransen med vanlig bindings-

verk i isoleringsevne ( $k \sim 0,3 \text{ kcal/m}^2\text{h}^\circ\text{C}$ ).

Den ytre vange har til oppgave å beskytte veggen mot klimapåkjenningene, eventuelt også å gi den et tiltalende utseende. Ytre vange må da betraktes som en ren kaldmur, hvor det stilles særlig strenge krav til steinens og murmørtelens frostbestandighet. Hulrommet mellom vangene fylles i Norge nesten alltid med høyisolerende materialer som mineralull.

De to vangene bindes sammen med trådformete bindere av galvanisert ståltråd med tilbukkede ender. Ved valg av bindere må man ta hensyn til de påkjenninger binderne kan bli utsatt for i form av belastninger og korrosjon. De mures inn i liggefugene f. eks. i hvert 3. eller 4. skift med omtrent 1/2 m avstand, og plasseres slik at de fordeles jevnt over hele veggflaten. Antallet kan variere noe med bestemmelsene i de enkelte land og med belastningene, men vil ligge mellom 3-8 pr. m<sup>2</sup>. I Norge er kravet 4 bindere pr. m<sup>2</sup> ifølge NS 421.

### Samvirkning mellom vangene

Et av usikkerhetsmomentene med skallmurkonstruksjoner er kraftoverføringen mellom vangene. Av forsøksdata (2) fremgår det at ved ren sentrisk vertikal belastning vil binderne snarere minske bruddlasten enn øke den. Den eneste hensikten med binderne i slike belastningstilfelle er å forankre den ytre vange. Sammenligner man derimot bruddlastene hvor man hadde eksentriske belastning, finner man at hvor binderne var tilstrekkelig sterke, ble bøyemomentet fordelt på de to vangene,

og utbøyningen for de to vangene tilnærmet lik.

Man skulle kunne slutte herav at for vindbelastete skallmurer, hvor vangene er tilstrekkelig forbundet, vil belastningen bli fordelt på de to vangene i forhold til deres bøyestivhet.

### Bruddbilder

Skader påført bygninger med skallmurvegger viser at det er de to øvre etasjer som er de kritiske med hensyn til vindlast. Dette skyldes at i lavere etasjer vil den økende vertikale belastning minske sjansene for at man får strekkbrudd.

Fra forsøk (3) har man funnet av bruddrissene for prøvestykker av skallmur utsatt for horisontal belastning, at det er tre hovedtyper av brudd:

1. Når det er bøyning i den vertikale retning, vil den horisontale fugen åpne seg, altså strekkbrudd.
2. Når det er bøyning i horisontal retning, kan mursteinen gli i fugen, altså skjærbrudd.
3. Når det er bøyning i et element med god heftfasthet mellom stein og mørtel, kan bruddlinjen gå gjennom mursteinen.

### Hofffasthet

Grunnen til at kritisk strekkspenning overskrides selv ved relativt lave horisontale belastninger, er først og fremst liten heftfasthet mellom murstein og mørtel. Typiske prøveresultater for heftfastheten mellom massiv murstein og mørtel varierer mellom 0,7 kg/cm<sup>2</sup> og 5,7 kg/cm<sup>2</sup> (1). Heftfastheten kan reduseres ned mot 0 hvis man bruker murstein med stor sugesevne og tørr mørtel. Man vet

forholdsvis lite om hvordan heftfastheten mellom mørtel og underlag dannes og hva den egentlig består i.

Noen faktorer som påvirker heftfastheten er disse:

- Absorpsjonen eller sugehastigheten hos mursteinen.
- Det opprinnelige vanninnhold og evnen til å holde på vannet hos mørtelen (water retention value).
- Type mørtel (cement/sand, cement/kalk/sand og cement/sand med plastiserende tilsetningsstoffer) og cement-innhold.
- Type murstein (massiv, med hull eller ru).
- Tykkelse på mørtelfugen.
- Arbeidsutførelsen.

*Ad a.* Absorpsjonsegenskapene til mursteinen bestemmer den mengde vann som kan trekkes ut ved en gitt tid fra mørtelen ble plassert på mursteinen. Vanntapet minsker plastisiteten til mørtelen og påvirker herdingsbetingelsene. En vanlig metode til bestemmelse av minuttugningen til murstein er beskrevet i ASTM C 67-62 section 29. Denne metode tilsvarende den som er angitt i punkt 84 av «Murtegelnormer 1955».

*Ad b.* En mørtels evne til å holde på fuktigheten avhenger av dens sammensetning. Å forandre på denne evnen krever en forandring i sammensetning, noe som forandrer også andre av mørtelens egenskaper; det er derfor vanskelig å bestemme virkningen på heftfastheten.

*Ad c.* Er underlaget lite sugende eller har det overhodet ingen sugsevne, vil heftfastheten øke med økende cementinnhold i mørtelen. Dette gjelder både det prosentvise og det absolutte innhold.

På moderat sugende underlag får man den sikreste og beste heftfastheten, og nesten alle mørtler på kalk- og cementbasis gir gode resultater. Bli underlaget mere sugende, begynner problemene straks å melde seg. Mest ømfintlige er fete, cementrike mørtler som tåler lite vanntap før det går ut over herdeprosessen, spesielt i kontaktsonen. De kalkrike mørtlene tåler avsugningen bedre, men også de må gi tapt når underlagets sugsevne er stor.

*Ad d.* Overflatens beskaffenhet innvirker på størrelsen av den fuktede flate og dermed på heftfastheten. Ved bruk av hullstein vil man få en redusert kontaktflate; men mørtelen som trenger ned i hullene, gir øket skjærfasthet, og disse mørteltappene kan også få en bjelkevirkning ved bøyning.

*Ad e.* Vanlig fugetykkelse her i landet er 12-15 mm. Gunstigste fugetykkelse avhenger av mørtelens konsistens og absorpsjonsegenskapene til teglsteinen, men tilgjengelige data tyder på at man i hvert fall bør komme ned i 12-13 mm.

*Ad f.* En faktor som har stor innflytelse på murverkets styrke, er arbeidets utførelse.

Nøy kontroll av mørtelens konsistens og teglsteinens absorpsjon skulle være en selvfølge. For høyt belastede konstruksjoner, ville det være ønskelig om man kunne sette opp som krav at teglsteinen skal fuktet om minuttugningen er over en viss verdi. Det må mures med fulle fuger. Ellers er det vel kjent at blir en teglstein forskjøvet etter at den er lagt i mørtelen, minsker heftfastheten.

### III. TILNÆRMET

#### BEREGNINGSMETODE

Den første kjente metode til beregning av vindbelastet skallmur er utviklet av Bradshaw og Entwisle i Storbritannia (1). Den er satt opp som en tilnærmet metode til dimensjonering av veggelementer for å motstå vindbelastning, og den er på ingen måte å betrakte som en nøyaktig spenningsanalyse.

#### Utdrag

Beregningsmetoden bygger på at murverk kan ta  $0,71 \text{ kg/cm}^2$  bøyestrekkspenning. I tillegg regnes en normalspenning grunnet egenvekt lik  $0,35 \text{ kg/cm}^2$  i halv etasjehøyde. Tillatt bøyemoment beregnes altså på grunnlag av en bøyespenning lik  $(0,71 + 0,35) = 1,06 \text{ kg/cm}^2$ .

Største tillatte skjærspenning er  $1,43 \text{ kg/cm}^2$ . Når man bestemmer skjærkraften langs periferien av elementet, skal man bruke en vindkraft ekvivalent med 1,5 multiplisert med vindtrykket. Slankheten beregnes på tilsvarende måte som beskrevet i NS 421. En grenseverdi for slankhetsgra-

den på 18 er vanlig for vegger avstivet bare i toppen og bunnen. For elementer avstivet på fire sider er grenseverdien 24. Er elementet omtrent kvadratisk, forholdet  $a/b$  ikke over 1,25 hvor  $a$  og  $b$  er elementdimensjoner ( $b$  mindre enn  $a$ ), kan det benyttes en høyere verdi på 30.

Momentkoeffisientene brukt til beregning av bøyemomentene er tilnærmete og liknende dem som er gitt i tabell 17 av C.P. 114 (4) for rektangulære plater opplagret på fire sider med tillem্পning for torsjon i hjørnene.

Etter valg av passende bøyemoment, har man diagrammer til å bestemme:

- Veggetykkelsen, gitt elementdimensjonene og vindtrykket.
- Den minste elementdimensjonen, gitt veggetykkelsen og vindtrykket.
- Det maksimale vindtrykk, gitt veggetykkelsen og elementdimensjonene.

#### Kommentar til beregningsmetoden

Den introduserte beregningsmetoden er et anvendelig hjelpemiddel til dimensjonering av vindbelastet skallmur.

De største svakhetene ved metoden er at man ikke har tatt hensyn til at murverk vil ha forskjellig bøyestivhet i horisontal og vertikal retning, likeledes er de valgte momentkoeffisienter svært tilnærmete.

### IV. FORSØK MED MURVERK VED NBI

Etter forberedende forsøk kom man frem til to prøveprogram. Det første tok sikte på prøving av skallmurelementer i full målestokk til bestemmelse av bruddlaster og samvirkning mellom vangene. Det andre prøveprogrammet forutsatte prøving av murbjelker for å bestemme hvor stor bøyestrekkspenning murverk kan oppta.

#### Prøving av skallmurelementer

Teglsteinen som ble brukt til skallmurelementene, hadde forskjellig brenningsgrad og kan deles inn i tre grupper:

- Lysbrent stein.
- Mellombrent stein.
- Hardbrent stein.



Fig. 1. Avlesning av måleutrustning, forsøksserie 1.

Det skulle senere vise seg at valget av steinen var uheldig, da den inneholdt avbundne salter. Dette ga nærmest en glassert overflate som ga langt mindre heftfasthet enn hva en representativ stein brukt til skallmurkonstruksjoner ville gitt. Mørtelen var KC 35/65.

Det ble murt opp 6 skallmurelementer med 1/2-steins vanger, høyde 254 cm, bredde 119 og 10 cm avstand mellom vangene.

#### Forsøksserie 1:

I forsøksserie 1 (prøveelement 1A, 1B og 1C) ble de to vangene murt på

en 3/4" stålplate som hadde påsveis et kanaljern, hvor indre vange ble lagt ned. Tre armeringsbindere, 5 mm ø, ble lagt inn i hver 6. fuge, begynnende med fugen over første skift. To strekkklapper ble limt på alle forbinderne langs midtlinjen; disse er nummerert fra 1 til 6.

Horisontal belastning ble påført ytre vange ved overtrykk i en plastpose som var innebygd i en treramme. Trerammen ble festet til stålplaten på gulvet og øverst til toppen av indre vange. Luft ble blåst inn i posen med en støvsuger, og lufttrykket inne i posen ble målt som differansen i væsknivå i et glassrør.

Utbøyningen av vangene ble målt ved toppen av ytre vange, og ved midthøyde og fjerdedelspunktene for begge vanger. Utbøyningen er definert som deformasjonen i forhold til en forbindelseslinje mellom øvre og nedre endepunkt av indre vange (faste punkter). Fig. 1 viser avlesning av måleutrustning.

Fig. 2 viser kurver for utbøyningen av vangene og kraften i binderne ved de forskjellige lasttrinn. Den midlere bruddlast for tre prøvestykker var 177 kg/m<sup>2</sup> vindtrykk.

#### Forsøksserie 2:

I forsøksserie 2 (prøveelement 2A, 2B og 2C) ble vangene murt på to stålbjelker. Etter 28 døgns herdetid ble prøvestykkene satt inn i en 200 tonn trykkpresse, og belastet med

jevnt fordelt vindlast på ytre vange og linjelast plassert sentrisk på toppen av indre vange. Tilfeggingen var ellers som for forsøksserie 1.

Den indre vange ble belastet med 5,5 tonn vertikallast før man vindbelastet prøvestykkene; hensikten var at den økte trykkspenning skulle forhindre at kritisk bøyingspenning ble overskredet før man kom opp i planlagt vindtrykk på 150 kg/cm<sup>2</sup>. Når man nådde dette vindtrykket, ble det holdt konstant og vertikallasten øket til man fikk brudd.

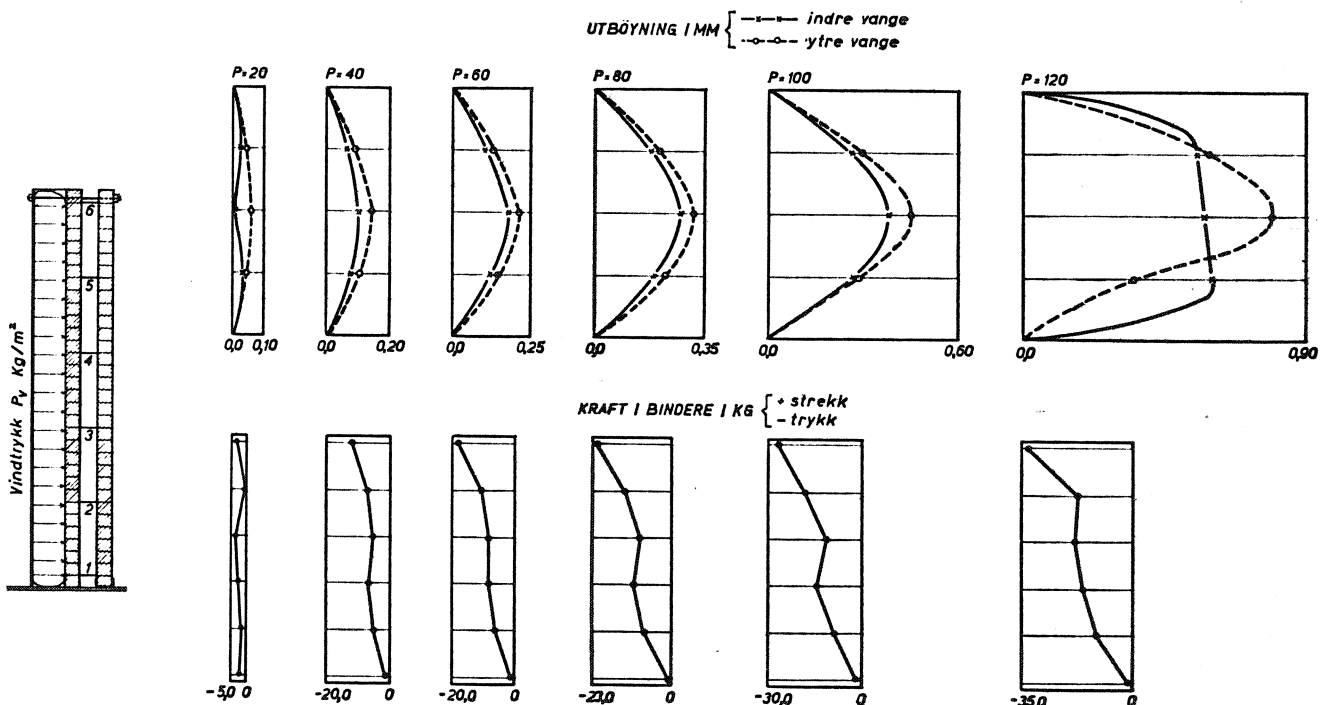
Fig. 3 viser vegg 2A etter brudd.

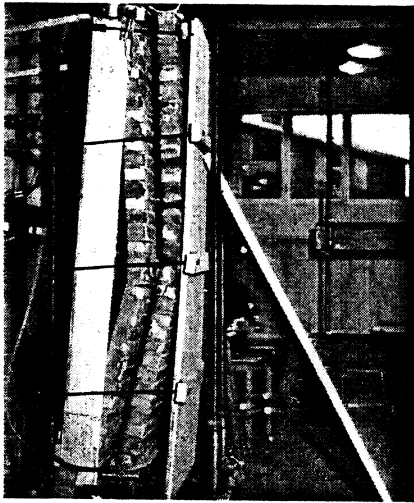
Fig. 4 viser kurver for utbøyningen av vangene og kraften i binderne ved de forskjellige lasttrinn. Den midlere bruddlast for prøvestykke 2A og 2C var 150 kg/m<sup>2</sup> vindtrykk og 83 tonn vertikallast. Forsøket med prøvestykke 2B ble mislykket da man bare kom opp i 40 kg/m<sup>2</sup> vindtrykk.

#### Prøving av murbjelker

Man benyttet tre forsendelser av teglstein til murbjelke-forsøkene.

Det ble fra TFI's side lagt vekt på å finne en steintype av så jevn kvalitet som mulig, men en mere hardbrent og mindre sugende stein ville vært mere representativ for hva som brukes til skallmur.





A — betegner samme type stein som benyttet til skallmurelementene.  
 B — betegner ny stein utvalgt av Teglverkenes Forskningsinstitutt.  
 E — betegner ny hardbrent stein som ikke var tenkt å brukes til forsøkene, da den var av ujevn størrelse. Den ble brukt til å mure sammen 4-

10-steins murbjelker for å bruke dem til prøveteknisk eksperimentering. At forsøksdata allikevel er gjengitt, skyldes at man fant resultatene meget illustrerende for brenningsgradens innvirkning på heftfastheten.

Mørtelen som ble brukt til murbjelkene var KC 35/65.

Fig. 3. Belastning til brudd, forsøks-serie 2.

Fig. 4. Prøving av skallmurer, forsøks-serie 2. Hver av kurvene representerer middelveidien for to prøvestykker.

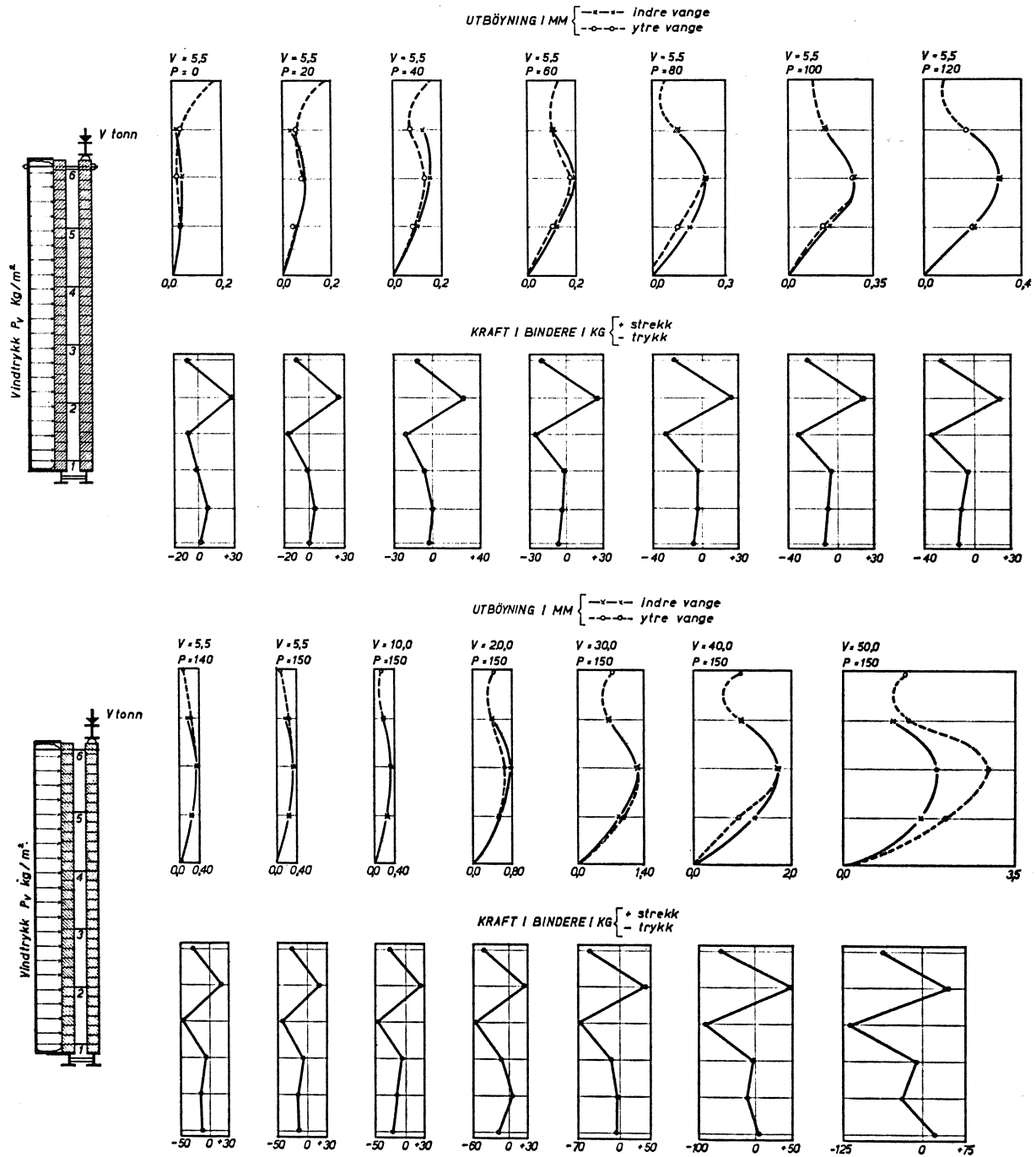
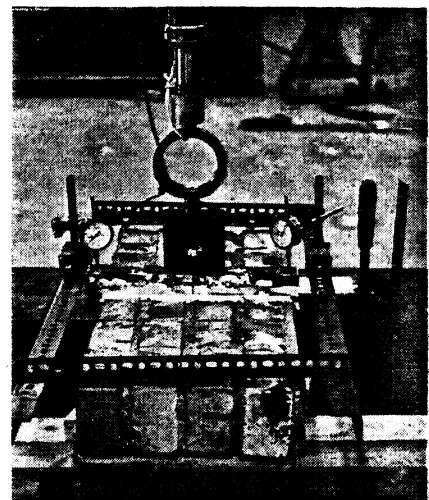
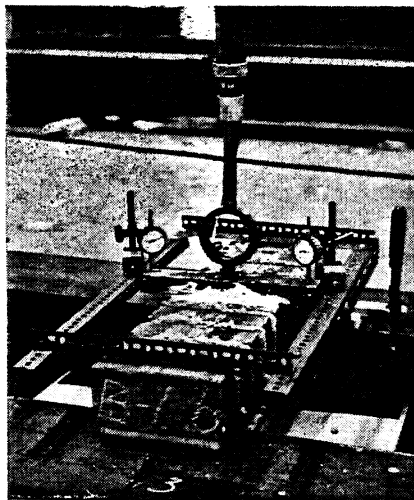


Fig. 5. Prøving av 10-steins murbjelke.  
(Til venstre.)

Fig. 6. Prøving av 12-steins murbjelke.  
(Til høyre.)



**Forsøksserie 1:**

Det ble murt sammen fem prøvestykker à 10 stein av teglsteinstypene A og B i tillegg til de av E. Tykkelsen på fugene var ca. 15 mm. Steinene ble lagt rett oppå hverandre slik at de dannet omkring 75 cm høye pillarer. Etter 28 døgns herdingstid ble pillarene lagt ned på sidekant og fritt opplagret. De ble så belastet med linjelast på midten, lasten ble jevnt påført under måling av nedbøyning inntil brudd.

Fig. 5 viser prøving av 10-steins murbjelker.

Prøvene med gammel stein, type A, ble mislykket; bjelkene gikk istykker da de ble lagt ned på sidekant.

Tabell 1 viser forsøksdata.

Tabell 1  
Prøving av 10-steins murbjelker

Prøvestykke	Mertel Konsistens Mo-tall	Nedbøyning mm		Bruddlast, kg	Bruddspenning, kg/cm <sup>2</sup>	Midlere bruddspenn. kg/cm <sup>2</sup>
		25 kg	Brudd			
A-I-(1-5)	25	×	×	×	×	
B-I-1	24	0,02	0,04	47	2,15	2,30
B-I-2	24	0,02	0,06	72	3,10	
B-I-3	24	0,00	0,03	55	2,45	
B-I-4	25	0,00	0,03	52	2,39	
B-I-5	25	0,00	0,02	20	1,15	
E-1	23	—	—	195	7,75	7,38
E-2	23	0,00	0,02	170	6,38	
E-3	23	0,00	0,03	150	5,79	
E-4	23	0,00	0,07	255	9,60	

Notater: A — gammel stein  
B — ny stein  
E — ekstraprøver av ny hardbrent stein  
x — ikke målbare verdier, da man fikk brudd ved egenvekt

**Forsøksserie 2:**

Det ble murt sammen fem prøvestykker à 12 stein av teglsteinstypene A og B. De ble murt med ca. 15 mm liggefuger og 13 mm stussfuger; det var 3 stein i hvert skift og 4 skift. Steinene ble lagt i forband. Tilriggingen og prøvingen var den samme som for 10-steins murbjelker.

Fig. 6 viser prøving av 12-steins murbjelker.

For noen prøvestykker gikk bruddlinjen gjennom steinen, men hvor vi hadde dårlig heftfasthet fulgte den mørtelfugen.

Fig. 7 viser prøvestykker etter brudd.

Tabell 2 viser forsøksdata.

Tabell 2  
Prøving av 12-steins murbjelker

Prøvestykke	Mertel Konsistens Mo-tall	Nedbøyning mm		Bruddlast, kg	Bruddspenning, kg/cm <sup>2</sup>	Midlere bruddspenn. kg/cm <sup>2</sup>
		200 kg	Brudd			
A-II-1	22	0,03	0,10	400	9,0	11,4
A-II-2	22	0,03	0,12	425	9,6	
A-II-3	22	0,05	0,19	375	8,5	
A-II-4	22	0,04	0,14	350	8,1	
A-II-5	22	0,03	0,14	980	21,8	
B-II-1	23	0,02	0,19	1000	27,6	24,1
B-II-2	23	0,01	0,18	1140	31,4	
B-II-3	23	0,03	0,15	680	18,9	
B-II-4	23	0,02	0,22	750	20,7	
B-II-5	23	0,02	0,18	780	21,7	

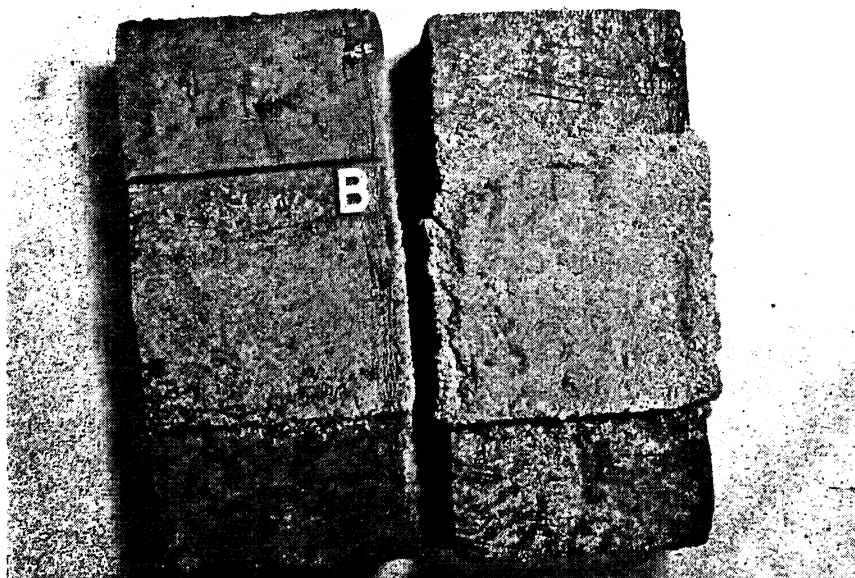
Notater: A — gammel stein  
B — ny stein



Fig. 7. Bruddriss for 12-steins murbjelker.



Fig. 8. Måling av heftfasthet type A stein.



8 Fig. 9. Måling av heftfasthet type B stein.

### Forsøksserie 3:

For å måle heftfastheten ble det murt sammen fem kryss av gammel (type A) og også av ny stein (type B). De to steinene hadde en felles kontaktflate på ca. 11 cm x 11 cm. Etter å ha blitt herdet under samme forhold som murbjelkene, ble de trukket fra hverandre i rent strekk.

Fig. 8 viser hvor lite mørtelen evnet å trenge inn i overflaten på type A stein. Den midlere bruddspenning for tre prøvestykker var 1,13 kg/cm<sup>2</sup>.

Type B stein ga bedre resultater. Til tross for at teglsteinen var for sugende til å gi helt representative verdier for stein nytt til skallmur, fikk man en laveste bruddspenning på 1,41 kg/cm<sup>2</sup> og en middelverdi for fire prøver på 2,33 kg/cm<sup>2</sup>.

Fig. 9 viser at mørtelen har trengt inn i steinen, og for noen prøvestykker fikk man også brudd i selve mørtelen.

### Analyse av prøveresultater

#### Stivhet

Den midlere bruddspenning for 10-steins murbjelker,  $\sigma_{B10}$ , var 2,30 kg/cm<sup>2</sup> og for 12-steins murbjelker,  $\sigma_{B12}$ , 24,1 kg/cm<sup>2</sup>.

Elastisitetsmodulene i de to tilfellene:

$$E_{B10} = \frac{\sigma_{B10} \cdot L_{10}}{\Delta_{10}} = \frac{2,30 \times 72}{0,0033} = 50,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{B12} = \frac{\sigma_{B12} \cdot L_{12}}{\Delta_{12}} = \frac{24,1 \times 65}{0,018} = 87,000 \text{ kg/cm}^2$$

For å sammenligne bøyestivheten:

$$E_{B12} = 1,74 E_{B10}$$

Forsøkene har altså vist at man kan regne med forskjellig bøyestivhet for bøyning i horisontal og vertikal retning.

#### Tillatt strekkespenning

Styrken av et murverkselement utsatt for vindbelastning avhenger ikke bare av heftfastheten mellom to stein, men av middelverdien for alle steinene langs den akse som det er bøyning om. Det skulle derfor være rimelig å anta at bøyebryddspenningen for veggpartier i tegl ligger mellom de verdiene type B og type E stein ga.

En vanlig sikkerhetsfaktor for murverk er 4. Dette gir en tillatt strekkspenning  $\sigma_{ms\ till} \sim 1,5\text{ kg/cm}^2$ . Forutsatt god kontroll med materialer og utførelse velger man foreløpig å bruke denne verdien for tillatt strekkspenning.

## V. BEREGNINGSMETODE FOR VIND-BELASTEDE SKALLMURER I TEGL

### Krav til materialer og utførelse

I NS 420-421-422 er det satt opp en rekke krav til teglstein, mørtel og arbeidsutførelse for murverk. Disse standarder er grunnlaget for de krav til materialer og utførelser som den følgende beregningsmetode forutsetter. Dog må nevnes at beregningsmetoden på et vesentlig punkt atskiller seg fra NS 421 som forutsetter at teglstensmurverk ikke kan oppta strekk-krefter.

### Beregningsregler

- Murverk kan oppta  $1,5\text{ kg/cm}^2$  bøyestrekkspenning.
- Grovt regnet er det tre tilfeller av opplagring:
  - Når veggpartiet er opplagret i topp og bunn og sidene fri, dvs. hvor vi har store dør- eller vindusåpninger på begge sider:  
I dette tilfellet vil veggpartiet forsøke å spenne vertikalt under vindbelastning, og brudd vil normalt skyldes manglende strekkfasthet.
  - Når veggpartiet blir opplagret på fire sider:  
I dette tilfellet vil veggpartiet ha en tendens til å spenne i to retninger og brudd kan forårsakes ved overskridelse av strekkfastheten, skjærfastheten eller strekk i mursteinen og den vertikale fuge — avhengig av veggpartiets størrelse.
  - Når veggpartiet er opplagret på sidene — dvs. av tverrvegger, teglstenspillarer, stålsøyler eller armerte betongsøyler — og fri i toppen:  
I dette tilfellet vil den øvre del av veggpartiet ha en tendens til å spenne horisontalt

mellom tverrveggene, pillarene eller søylene. Den nedre del vil krage ut fra bunnen, og brudd kan forårsakes ved overskridelse av tillatt strekkfasthet, skjærheftfasthet eller strekkspenning i mursteinen — avhengig av størrelsen på veggpartiet.

*Ad a.* Beregningsseksempel 1 (analogt til veggparti mellom store vind- eller døråpninger):

To halvsteins vanger med 10 cm avstand forbundet med 4 stk. 5 mm  $\emptyset$  armeringsbindere/ $m^2$ .

Tillatt strekkspenning  $1,5\text{ kg/cm}^2$   
Veggpartiet er opplagret i bunnen og toppen

Vindlast  $100\text{ kg/m}^2$

### I. Finn tillatt høyde

For konstruksjoner utsatt for bare vindtrykk kan tillatte spenninger økes med 33 %.

$$\sigma_{ms\ till} = 1,5 \times 1,33 \sim 2,0\text{ kg/cm}^2.$$

For veggbredde 1 m:

$$I = 2 \left( \frac{1}{12} \cdot 100 \cdot 11,2^3 \right) = 23\ 300\text{ cm}^4.$$

Trykkspenningen grunnet egenvekten øker med avstanden fra toppen av veggpartiet så man får kritisk strekkspenning om man ikke regner noen innspenning i bunnen.

$$\sigma_{ms\ till} = \frac{P_v \cdot L^2}{8} \cdot \times \frac{1}{I} - \delta,$$

hvor  $\times$  er avstanden fra null-linjen til ytterkant av strekksiden for én vange og  $\delta$  egenlast pr. flateenhet.

$$2,00 = \frac{1 \cdot L^2 \cdot 5,51}{8 \cdot 23\ 300} - \left( \frac{L}{2} \cdot 1,0 \cdot 1,12 \right) \cdot 2,0$$

$$5,5 L^2 - 186 L - 16 \cdot 23300 = 0$$

$$L = 2,75\text{ m}$$

Utsettes elementet for vertikal belastning, skal tillatt trykkspenning reduseres.

II. Finn tillatt vertikallast ved vegg høyde 2,54 m.

Slankhetsforholdet —  $\lambda = \frac{L_K}{t_v}$

$t_v = 2/3 (t - t_a)$ , hvor

$t$  = veggens brutto tykkelse (uten puss)

$t_a$  = avstanden mellom vangene — lik eller mindre enn 10 cm

$t_v = 2/3 (32 - 10) = 14,7$

$$\lambda = \frac{254}{14,7} = 17,3$$

Ifølge NS diagram 4.4.2.2. skal tillatt spenning multipliseres med en faktor  $\beta$ .

For  $\frac{e}{t} = 0$  og  $\lambda = 17,3$  er  $\beta = 0,75$

Tillatt trykkspenning,

$$\sigma_{ms\ till} = 20 \times 0,75 = 15\text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{P_v \cdot L^2}{8} \cdot \times \frac{1}{I} + \frac{P}{F} < \sigma_{ms\ till}$$

$$\frac{1 \cdot 254^2 \cdot 5,5}{8 \cdot 23\ 300} + \frac{P}{100 \cdot 11,2} = 15$$

Maks. tillatt vertikallast på indre vange ved vindtrykk  $100\text{ kg/m}^2$  er  $14\ 600\text{ kg/løpende meter}$  for valgte eksempel.

*Ad b og c.* For beregning av veggpartier opplagret som under b og c, forutsetter man at murverk har forskjellig bøyestivhet i horisontal og vertikal retning.

Man kan løse beregningsoppgaver ved bruddlinjeteorien eller ved elementmetoden. Elementmetoden ble valgt da EBD-avdelingen ved NBI har utarbeidet programmer for løsning av elementer med ulik E-modul i x-y-retningen.

Gangen i beregningene er at man setter elementdimensjoner og vindtrykk inn i programmet, og derpå kontrollerer utkomne spenninger i kritiske punkter. Er elementet i tillegg utsatt for vertikal last, må faren for utknekning analyseres. Vanlig metode for dette er beskrevet i NS 421.

For et veggparti opplagret som under pkt. 2 er spenningsfordelingen som vist i fig. 10.



For veggparti med to 1/2-steins vanger med avstand 10 cm og opplagring som under pkt. c, kom man frem til største tillatte dimensjon 3,10 m x 2,54 m ved vindtrykk 100 kg/m<sup>2</sup>.

En ulempe ved beregningsmetoden kan synes å være at den er avhengig av regnemaskin for løsning, men metoden skulle gi langt påliteligere spenningsfordeling enn f. eks. den engelske beregningsmetoden (1). Det skulle også være lett å stille opp grafiske løsninger, slik at man fra diagrammer med veggpartiets høyde og lengde som akser direkte kan ta ut tillatte spennvidder ved gitt vindtrykk og veggtykkelse. Man har valgt å vente med dette til etter at man har utført forsøk med elementer opplagret som under pkt. b og c.

## VI. KONKLUSJON

Hovedpunktene av hva man har funnet ved forsøkene og ved litteraturstudier, er disse:

1. For skallmurer hvor vangene er forbundet med tilstrekkelig antall armeringsbindere, vil vangene få tilnærmet lik utbøyning. Man skulle herav kunne slutte at bøyemomentet blir fordelt på de to vangene i forhold til deres bøyestivhet.

Dette er også hva D.S. Goalwin (2) tidligere har kommet til ved forsøk.

2. Til tross for at teglsteinen som ble brukt til skallmur hadde langt dårligere heftfasthet enn normalt, viser prøveresultatene at man kan regne at strekkspenning kan opp-  
tas i murverk.

En engelsk beregningsmetode (1) bygger på en tillatt strekkspenning lik 0,71 kg/cm<sup>2</sup> for murverk i tegl.

3. Murverk har større bøyestivhet og kan ta større deformasjoner ved bøyning i horisontal retning enn i vertikal retning.

Det er nå planlagt forsøk ved NBI for veggpartier opplagret som beskrevet under punkt b og c. Hvis resultatene fra disse forsøkene viser overensstemmelse med den teoretiske analyse, skulle det være mulig å sette opp en beregningsmetode for vindbelastet skallmur i tegl.

Beregningsmetoden skulle også være anvendelig for andre typer av murverk, f. eks. enkle vanger og murverk i betongstein.

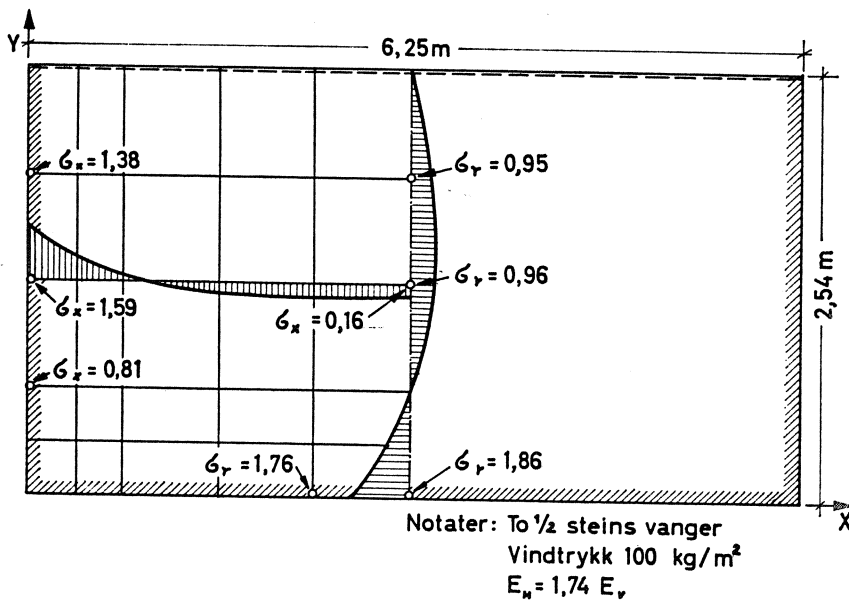


Fig. 10. Spenningsfordeling etter elementmetoden.

### Litteraturliste

1. Bradshaw, R.E. og F.D. Entwisle. Wind forces on non-loadbearing brickwork panels. CPTB (Clay Products Technical Bureau), Technical note, b. 1, nr. 6, 1965.
2. Goalwin, Daniel S. Properties of cavity walls. Wash. D. C. 1953. (Building materials and structures. Report, 136).
3. Davey, Norman og Frederick George Thomas. The structural uses of brickwork. London 1950. (Institution of Civil Engineers. Structural and building paper, 24).
4. British Standards Institution. The structural use of reinforced concrete in buildings. London 1957. (British Standard code of practice, CP 114).