

Dimensjonering av murvegger for vindtrykk

Design of masonry walls subjected to wind forces

Av sivilingeniør Åge Hallquist og sivilingeniør Gunnar Granheim
Norges byggforskningsinstitutt

NORGES BYGGFORSKNINGSINSTITUTT



Dimensjonering av murvegger for vindtrykk

Sivilingeniørene Age Hallquist og Gunnar Granheim

Norges byggforskningsinstitutt

1. Innledning

Ved dimensjonering av uarmerte teglvegger for vindtrykk skal man i henhold til Norsk Standard 421 «Teglsteinsmurverk» [1] og de fleste utenlandske standarder for murverk, ikke regne med at strekk-krefter kan opptas. Strekk-krefter vil imidlertid måtte oppstå når veggene bærer små vertikale laster, for eksempel gavlvegger, vegger i øverste etasje og ifyllingsvegger. Konstruktører har i slike tilfelle ingen støtte i beregningsstandarden og er henvist til empiriske data eller grovt tilnærmede beregningsmetoder.

I de senere år er det derfor flere steder, bl. a. ved Norges byggforskningsinstitutt, arbeidet med eksperimentelle undersøkelser av bæreevnen til horisontalbelastede murvegger. Undersøkelsene har omfattet både bærende og ikke-bærende murvegger og man har ved fullskalaforsøk søkt å klarlegge deres statiske virkemåte.

Ved NBI-er arbeidet konsentrert om vegger uten påført vertikallast. De prøvede veggene var 1/2-steins skallmurer

seks vegger med dimensjonene 1,20 m x 2,55 m og to med dimensjonene 4,50 m x 2,45 m. Formålet med veggprøvingene var å fremskaffe beregningsmodeller og på basis av disse å utvikle en analytisk beregningsmetode. For å bestemme materialkonsta

tiske beregningsmetoder ble pilarer og små veggelementer bøyeprøvet. Heftefasthet mellom murstein og mørtel og rene materialprøvinger av stein og mørtel ble utført for identifikasjon av materialene. Ved småforsøkene ble det prøvet teglstein (massiv og 19-hulls), betongstein (nopsa, modulblokk og splittblokk) og 3 mørteltyper (KC 35/65, C 100 og M 1:4).

Resultatene av undersøkelsene ved NBI er publisert i [2] og [3]. I Sverige er det også utført omfattende undersøkelser [4] og [5].

Med denne artikkelen tar vi sikte på å orientere om ovennevnte arbeider og ved hjelp av et regnemaskinprogram å fremlegge tabeller for momenter og utbøyninger for noen vanlige veggtyper. Tabellene er ment som en praktisk hjelp for konstruktører inntil en beregningsstandard foreligger som a

verk skal beregnes for horisontallast.

2. Oversikt over beregningsmetoder for murvegger

2.1 Vegger utsatt for vindtrykk og store vertikale laster

Retningslinjer for dimensjonering av teglsteinsvegger finnes i [1]. Veggene skal beregnes for ugunstigste kombinasjon av normalkraft og moment.

Da denne beregningsstandarden utkom i 1958, var det den første i Norden. Eksperimentelle og teoretiske undersøkelser av murverkets virkemåte utført i de senere årene gir imidlertid nå grunnlag for en revisjon av standarden. Av publikasjoner som vil være til stor nytte ved revisjonsarbeidet nevnes [4] og [6].

2.2 Vegger utsatt for vindtrykk og små vertikale laster

Som tidligere nevnt forutsetter den norske beregningsstandard at uarmert murverk ikke kan oppta strekkkrefter. Erfaringene med eksisterende konstruksjoner viser imidlertid at murverk kan oppta strekk-kraft. Ved en eventuell revisjon av standarden må dette problem tas opp og på grunnlag av de foreliggende rapporter fra Norge og Sverige kan bæreevnen for slike vegger beregnes. Beregningene kan enten baseres på elastisitetsteorien [3] eller bruddlinjeteorien [5].

Metoder basert på elastisitetsteorien:

Beregningsmetoder som bygger på elastisitetsteorien for tynne ortotrope plater har vist seg å gi god overensstemmelse med de måleresultater som er oppnådd ved NBI's skallmurfor-

søk. Metodene forutsetter at murverkets bøyestivhet både parallelt og vinkelrett med løpefugene er kjent. Før metodene er praktisk anvendelige må tillatt bøyestrekkspenning fastsettes samt de krav som da må stilles til materialkvalitet og arbeidsutførelse.

I de fleste praktiske tilfeller vil metodene medføre et betydelig numerisk beregningsarbeid, og dette utføres derfor mest rasjonelt på en elektronisk regnemaskin. Ved hjelp av et regnemaskinprogram basert på elementmetoden [7] er det utarbeidet dimensjoneringsstabeller for noen aktuelle veggkonstruksjoner. Tabeller for ytterligere veggkonstruksjoner bør bli utarbeidet etterhvert som det viser seg behov for dette.

Bruddlinjemetoden:

Ved Chalmers Tekniska Högskola i Gøteborg har man i flere år arbeidet med tillempling av metoden for murvegger [5]. Veggens bæreevne beregnes på bruddstadiet ved å anta et sprekkmønster og i bruddlinjene fastsette konstante bruddmoment. Bruddmomentene bestemmes ved bøyeprovning av små veggelementer hvor løpefugenes vinkel med spennretningen varieres.

En fullstendig rapport om arbeidet foreligger ikke ennå. Men ved de forsøk med forholdsvis store vegger som er utført, er det funnet god overensstemmelse mellom beregninger og forsøk.

Vi synes imidlertid det er uklart hvordan uarmert murverk kan overføre bruddmoment etter oppsprekking. Dette vil ganske sikkert bli nærmere begrunnet i rapporten om undersøkelsene.

3. Sammendrag av forsøk utført ved NBI [3]

3.1 Seks skallmurvegger

1,20 x 2,55 m

Veggene ble murt opp av massiv teglstein og KC 35/65 mørtel, se figur 1. Tre av veggene ble belastet

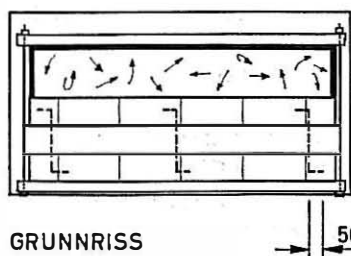
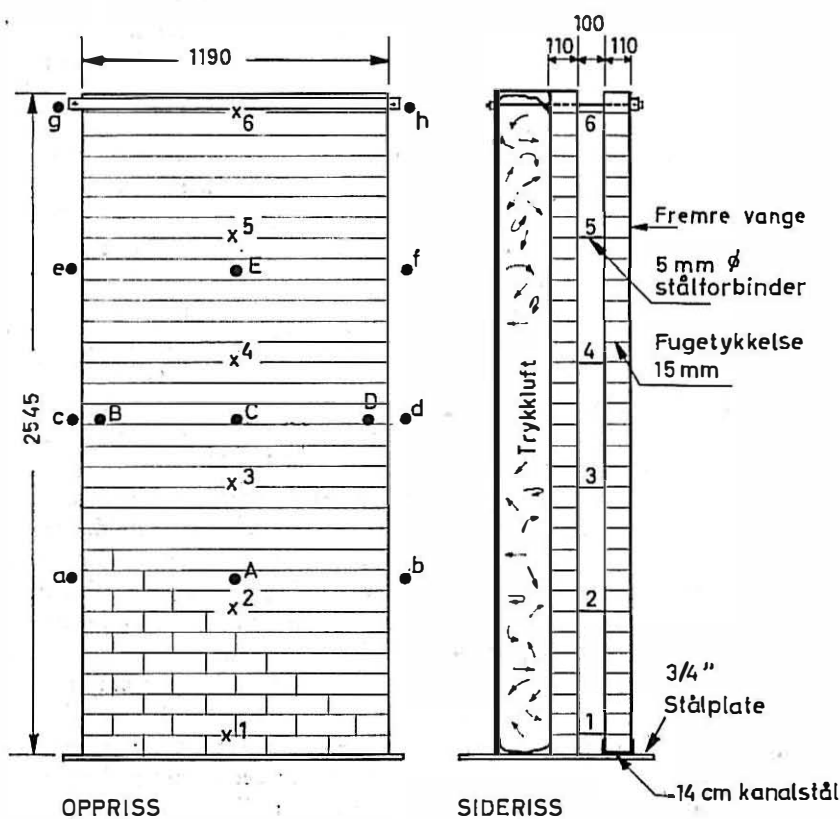
nter som

med jevnt fordelt belastning og de tre andre med vertikal last i tillegg. Utbøyningen av veggene ble målt med måleurl og kraften mellom vane-ene ble målt med strekkklapper på

stålbindere (tre i hvert sjette skift) som forbandt vangene. Tabell 1 viser belastningen på veggene ved brudd. Figur 2 viser utbøyning av veggene og kraft i stålbinderne i prøveserie 1.

Tabell 1
Bruddlast for 1,20 x 2,55 m skallmurvegger

	Skallmurvegg nr.					
	Serie 1			Serie 2		
	1	2	3	1	2	3
Jevnt fordelt belastning på bakre vange, kp/m ²	138	260	134	150	40	150
Vertikal belastning på fremre vange, tonn	—	—	—	100	5	66



Notater:

- Store bokstaver angir måleurl på fremre vange, små bokstaver angir måleurl på bakre vange.
- x Tall angir stålforbinder pålimt strekkklapper

Mål i mm.

3.2 To skallmurvegger 4,50 m x 2,45 m

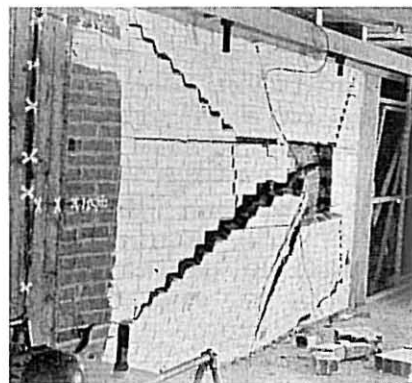
Disse veggene ble murt opp av 19-hulls teglstein, men med samme type mørtel som tidligere. Figur 3 viser veggdimensjonene og tilriggingen ved prøvning av vegg 1. Vegg 2 avvek fra vegg 1 ved at den ikke ble opplagret i toppen. Forøvrig var randbetingelsene følgende: I bunnen ble veggene lagt i mørtel på en betongsåle som var festet til gulvet. På sidene var veggene begrenset av betongsøyler; bakre vange ble lagt inn i et kanalstål som var festet til søylene og fremre vange ble forankret til søylene med armeringsbindere.

Veggene ble belastet med jevnt fordelt horisontallast ved trykkluft i en plastpose. Lasten ble påført i like lastrinn, måleurl og strekkklapper ble avlest for hvert trinn inntil måleurlene ble fjernet da veggene nærmet seg brudd. Bruddlast for veggene var 2540 kp/m² og 1600 kp/m² for henholdsvis veggfelt 1 og 2. Forløpet av sprekkdannelsen er vist i figur 3 og 4. Figur 5 viser veggfelt 1 ved brudd. I tabell 2 og 3 er utbøyningen vist.

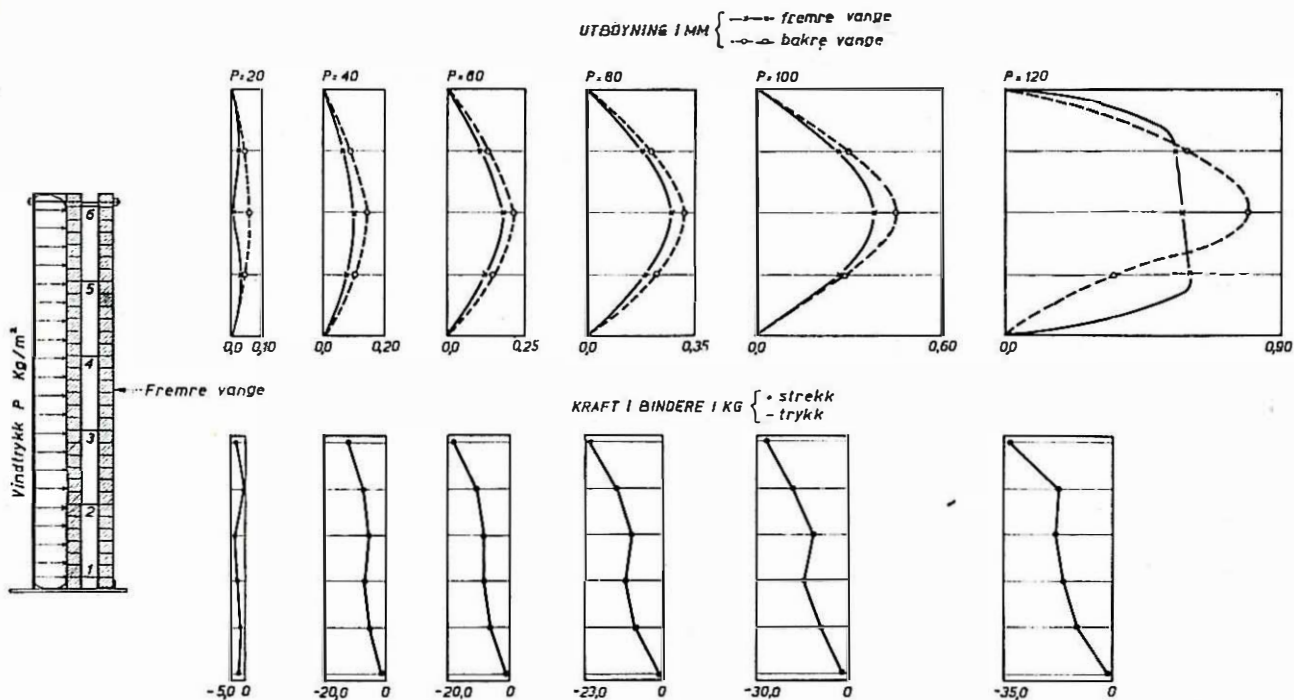
3.3 Pilarer og små veggelementer

For bestemmelse av murverkets bøyestivhet og bøyefasthet ble 1/2-steins prøvestykker av massiv og 19-hulls teglstein og av tre typer betongstein (nopsa, modulblokk og splittblokk) prøvet som fritt opplagrede bjelker. Nedbøyningen på midten ble målt med måleurl og vinkelendringen ved det ene opplagret med ett vinkelinstrument.

Midlere E-modul for ni 10-steins pilarer og 12-steins veggelementer av 19-hulls hardbrent teglstein (samme type som benyttet til veggfelt 1 og 2) ble beregnet ved hjelp av vinkelmålingene til henholdsvis 81.000 kp/cm² og 153.000 kp/cm². Midlere



Figur 5 — Veggfelt 1, sprekkdannelse ved høyest målte belastning — 2540 kp/m².



Figur 2 — Utbøyning og kraft i bindere i prøvningsserie 1. Hvert av kurvepunktene representerer middelverdien for tre vegger.

bøyefasthet var henholdsvis 10,0 kp/cm² (6,76—14,49 kp/cm²) og 26,1 kp/cm² (21,0—28,88 kp/cm²). Tallene i parentes viser variasjonsområdet.

3.4 Murstein og mørtel

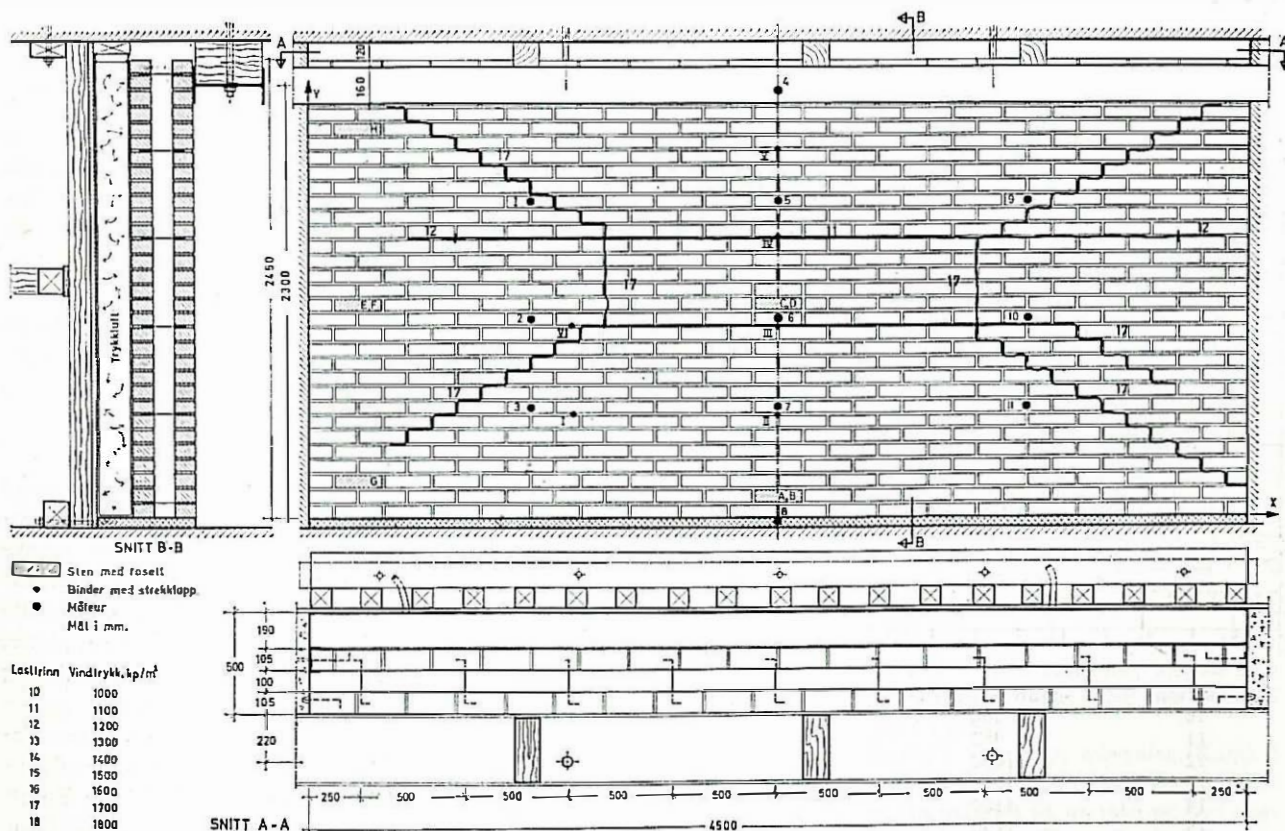
Steintypenes trykkfasthet, densitet, vannabsorpsjon, minutt suging og di-

mensjoner ble bestemt etter standard prøvningsserier. Den massive teglsteinen benyttet til 1,22 m x 2,55 m skallmurvegger var uheldig valgt; et kraftig saltutslag gjorde at heftfastheten mellom murstein og mørtel ble meget dårlig. Den hardbrennte 19-hulls teglsteinen benyttet til 4,50 m x 2,45 m skallmurvegger var av jevn

kvalitet med midlere trykkfasthet for 10 stein 521 kp/cm² og minutt-suging 9 g/dm².

Mørtelen benyttet til skallmurveg-gene (KC 35/65) ble prøvet etter fellesnordiske prøvningsserier; fasthetsegenskapene lå på et vanlig nivå.

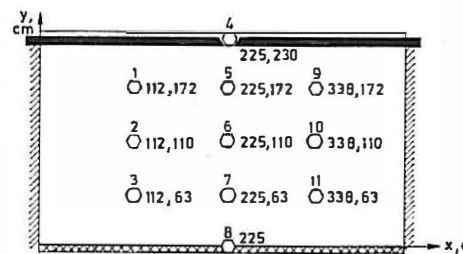
Heftfastheten mellom stein og mørtel ble undersøkt ved at to stein



Figur 3 — Veggfelt 1, skallmurvegg murt opp av 19-hulls teglstein og mørtel KC 35/65, 15 mm løpefuger og 10 mm stussfuger. På fremre vange er avmerket ved hvilke lasttrinn sprekkene ble synlige under prøvningen.

Tabell 2.
Utbøyning av fremre vange, veggfelt 1.

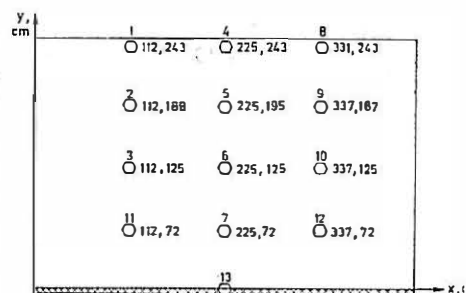
Last kp/m ²	Utbøyning i 1/100 mm										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
100	5	5	8	2	8	6	3	0	6	5	3
200	11	12	12	3	16	15	7	0	12	11	7
300	17	18	16	7	24	23	13	0	18	17	11
400	24	25	21	9	35	32	20	2	25	24	16
500	31	33	26	12	44	42	26	3	32	32	22
600	41	44	35	15	59	58	38	5	42	43	29
700	50	53	41	18	70	69	46	5	51	52	35
800	60	64	49	20	83	84	56	6	63	64	44
900	71	77	57	23	99	101	68	6	74	76	52
1 000	83	91	66	27	113	119	79	7	87	90	62
1 100	145	148	97	27	197	198	123	11	149	148	95
1 200	163	166	108	29	219	219	136	11	165	166	105
1 300	183	185	120	33	243	250	153	11	184	189	119
1 400	203	207	133	36	267	280	170	10	205	215	134
1 500	223	229	147	40	292	313	189	11	226	241	150
1 600	245	254	161	43	320	348	211	11	254	272	169
1 700	276	296	189	49	361	—	—	—	—	—	—



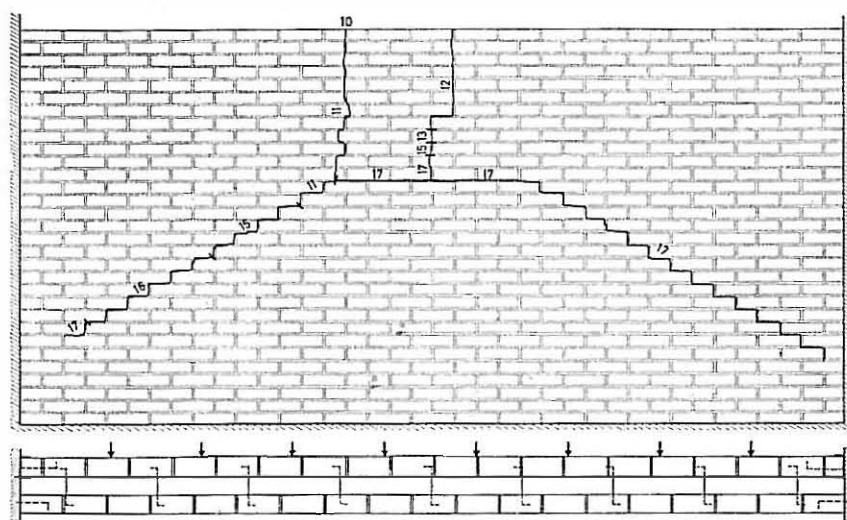
Koordinater for måleut.

Tabell 3.
Utbøyning av fremre vange, veggfelt 2.

Last kp/m ²	Utbøyning i 1/100 mm												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
100	28	25	18	36	33	16	15	24	22	17	10	10	0
200	69	60	45	92	84	65	27	61	55	44	27	27	0
300	122	105	80	161	145	113	65	112	96	76	47	47	0
400	178	155	117	238	212	165	94	158	140	111	70	68	0
500	236	204	154	322	284	218	114	216	189	149	91	91	0
600	269	255	192	403	355	272	154	271	236	185	113	112	0
700	355	304	219	484	425	326	184	326	283	221	135	134	2
800	411	354	268	569	499	384	217	382	332	261	160	158	3



Koordinater for måleut.



Lasttrinn	Vindtrykk, kg/m ²	16	1200
10	900	17	1250
11	950		
12	1000		
13	1050		
14	1100		
15	1150		

Figur 4 — Veggfelt 2, på fremre vange er avmerket sprekkeforløpet under prøvningen.

ble murt i kryss med 15 mm mørtelfuge. Etter 28 døgnsherdningstid ble steinene trukket fra hverandre tilnærmet som beskrevet i ASTM Method E-149. For tre prøvestykker av 19-hulls teglstein var heftfastheten 3,30 kp/cm²; det ble brudd i mørteltapper som gikk ned i hullene og rester av mørtel vist på steinene.

3.5 Verifisering av beregningsmetoder
Veggfeltene er brukt som beregningsmodeller for å undersøke om utbøyninger og spenninger kan beregnes analytisk ved å benytte elastisitetsteorien for tynne ortotrope plater. Sammenligning mellom målt og teoretisk beregnet utbøyning:

Ved beregningene ble veggens elastisitetsmodul satt til å være $E_V = 81.000 \text{ kp/cm}^2$ (vertikalt) og $E_{II} = 153.000 \text{ kp/cm}^2$ (horisontalt). Disse verdiene ble bestemt ved bøyeprovning av pilarer og veggstykker. Mot-

standsmomentet for skallmurveggene ble forutsatt å være det dobbelte av motstandsmomentet for en vange med tykkelse 105 mm.

Veggfeltene vil være delvis innspenst på tre sider og henholdsvis fritt opplagret (I) eller helt fri (II) langs øvre sidekant. Målte utbøyninger bør da ligge mellom beregningsalternativ A (fast innspenning) og B (fri opplagring).

I figur 6 og 7 er det vist en grafisk sammenligning mellom målte og teoretisk beregnede utbøyninger i pkt. E i veggfelt I og pkt. D i veggfelt II. Målte utbøyninger og beregnede verdier stemmer godt overens. Utbøyningskurvene indikerer at veggfeltene er tilnærmet fast innspenst for belastning opp til 400 kp/m²; deretter reduseres innspenningen.

Sammenligning mellom teoretisk beregnede bruddspenninger for veggfeltene og for pilarer og veggstykker:

Første sprekk ble oppdaget i noe over midthøyde i en horisontal fuge ved belastning 1.100 kp/m² i veggfelt I, beregnet bruddspenning i vertikal retning 6,8 kp/cm² (alternativ A) og 13,0 kp/cm² (alternativ B). Disse verdier stemmer godt med bruddspenningen for ni pilarer som var 10,0 kp/cm². Veggfelt II fikk en vertikal sprekk i en stein i toppen av fremre vange ved belastning 900 kp/m², beregnet bruddspenning i horisontal retning 16,5 kp/cm² (alternativ A) og 34,8 kp/cm² (alternativ B). Også disse verdiene stemmer godt med målt bruddspenning for små prøvestykker, for ni veggstykker var den 26,1 kp/cm².

3.6 Konklusjoner

— Ikke-bærende murvegger utsett for horisontale belastninger virker som elastiske plater. Veggene kan dimensjoneres ved hjelp av beregningsmetoder som bygger på elastisitetsteorien for tynne, ortotrope plater.

— Ved en vegg av to vanger forbundet med 5 mm rundstål c/c 0,50 m horisontalt og vertikalt, vil vangerne bøye sig ut likt og veggens bøyestivhet kan regnes som summen av hver vanges bøyestivhet.

— Elastiske egenskaper og fasthetsegenskaper for murverk forutsatt kjent ved ovennevnte beregningsmetoder kan bestemmes ved småforsøk som beskrevet foran.

4. Forslag til dimensjoneringsmetode for murvegger med små vertikallaster

4.1 Tillatt bøyestrekkspenning og skjærspenning

Elastisitetsegenskaper og bøyefasthet for murverk av en bestemt type murstein og mørtel kan bestemmes ved bøyeprovning av pilarer og veggstykker. Hvilken tillatt bøyestrekkspenning som kan fastsettes på grunnlag av dette for dimensjonering av murte vegger, vil avhenge av hva som er bruddkriteriet for slike vegger. Brukes første sprekk i murverket som bruddkriterium, bør sikkerhetsfaktoren kunne settes forholdsvis lavt, da murverket kan oppta betydelig mer last før sammenbrudd. Brukes fullt sprekkemønster som bruddkriterium, må sikkerhetsfaktoren settes høyere. Første sprekk i murverket synes som det sikreste grunnlag for fastsettelse av tillatt spenning.

Det kan også være ønskelig å dele konstruksjonene i klasser, hvor man i laveste klasse har murverk uten ekstra kontroll under oppførelsen. Sikkerhetsfaktorene må derfor være større i laveste enn i høyeste konstruksjonsklasse hvor det forutsettes at det føres en løpende kontroll med murstein, mørtel og arbeidsutførelse. Høyeste konstruksjonsklasse kan tenkes anvendt for eksempel for virkelig store, dristige vegger i industrihaller.

Man har imidlertid lite å støtte seg til i litteraturen med hensyn til absolutte verdi på tillatt bøyestrekkspenning, men det foreligger et forslag fra Structural Clay Products Institute, USA, [8], se Tabell 4.

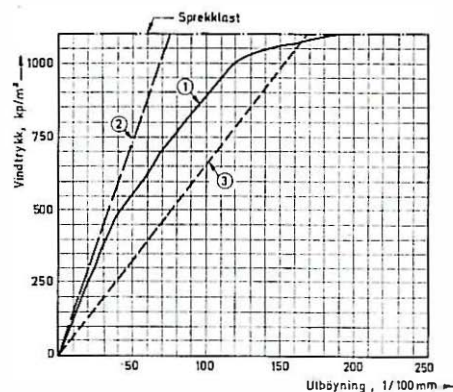
Fastheten for murverk vil variere med den kombinasjon av mørtel og stein som er valgt og arbeidets utførelse. Grunnlaget for valg av tillatt spenning bør baseres på hva den spesifikke materialkombinasjon kan prestere. Det foreslås at tillatt bøyestrekkspenning bestemmes på grunnlag av bøyeprovning av pilarer og små veggelementer som fritt opplagrede bjelker ved følgende formel:

$$(\bar{\sigma} - k_1 \cdot s) \frac{1}{k_2} \geq \sigma$$

Betegnelser:

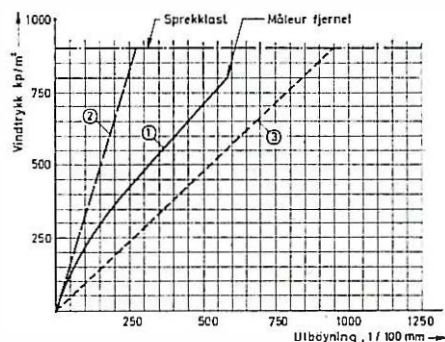
$\bar{\sigma}$ = aritmetisk middeltall av bøyefastheten

σ = tillatt bøyestrekkspenning



Figur 6 — Sammenligning mellom målt og teoretisk beregnet utbøyning av veggfelt 1 i punkt E.

Kurve 1 viser målt utbøyning. Kurve 2 viser beregnet utbøyning når veggfeltet er fast innspenst på tre sider og fritt opplagret i toppen. Kurve 3 viser beregnet utbøyning når veggfeltet er fritt opplagret på fire sider.



Figur 7 — Sammenligning mellom målt og teoretisk beregnet utbøyning av veggfelt 2 i punkt D.

Kurve 1 viser målt utbøyning. Kurve 2 viser beregnet utbøyning når veggfeltet er fast innspenst på tre sider og fritt opplagret i toppen. Kurve 3 viser beregnet utbøyning når veggfeltet er fritt opplagret på tre sider og fritt i toppen.

s = standard avvik (mål for spredning), beregnes av følgende formel:

$$s = \sqrt{\frac{\sum \Delta^2}{n-1}}$$

der Δ = enkeltresultatenes avvikelse fra middeltallet

n = antall målinger

k₁ = faktor gitt i etterfølgende tabell

Prøveantall	4	5	10	15	25	∞
k ₁	2,7	2,5	2,1	2,0	1,9	1,7

k₂ = faktor som avhenger av murverkets aldringsegenskaper og arbeidsutførelse.

De utførte forsøk med skallmurvegger viste at belastningen kunne økes til omlag det dobbelte etter at første sprekk ble oppdaget. Velger man k₂ = 2, vil dette gi en bruddsikkerhet på 4 som er vanlig for murverk.

Bøyeprøvnng av ni prøvestykker murt opp av 19-hulls teglstein og KC 35/65 mørtel gir følgende spenninger:

Pilarer (10 skift)

$$\bar{\sigma} = 10,0 \text{ kp/cm}^2$$

$$s = 2,1 \text{ kp/cm}^2$$

$$k_1 = 2,2$$

$$(\bar{\sigma} - k_1 \cdot s) \frac{1}{k_2} \geq \sigma_n$$

$$\sigma_n = (10 - 2,2 \cdot 2,1) \frac{1}{2}$$

$$\sigma_n = 2,7 \text{ kp/cm}^2 \text{ (Normalt på løpefugen)}$$

Små veggelementer (4 skift — 12 stein)

$$\bar{\sigma} = 26,1 \text{ kp/cm}^2$$

$$s = 2,76 \text{ kp/cm}^2$$

$$k_1 = 2,2$$

$$(\bar{\sigma} - k_1 \cdot s) \frac{1}{k_2} \geq \sigma_p$$

$$\sigma_p = (26,1 - 2,76 \cdot 2,2) \frac{1}{2}$$

$$\sigma_p = 10,0 \text{ kp/cm}^2 \text{ (Parallelt løpefugen)}$$

For murvegger med 1/2-steins vanger av 19-hulls teglstein i trykkfasthetsklasse 600 og mørtel med heftfasthetsegenskaper som KC 35/65 eller bedre foreslås følgende tillatte spenninger:

$$\sigma_n = 2,7 \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_p = 10,0 \text{ kp/cm}^2$$

Det må da forutsettes at materialkvaliteten og arbeidsutførelsen kontrolleres nøye.

Murverks skjærfasthet er ikke undersøkt ved NBI, tillatte skjærspenninger er vist i NS 421.

4.2 Beregninger

Murveggene må dimensjoneres for den kombinasjon av laster som de blir utsatt for. Ved kontroll av opptreddende spenninger i et veggvernsnitt skal bøyespenning og normalspenning superponeres.

For å beregne utbøyning og moment for murvegger ved vindlast kan følgende formler brukes:

$$I: w = a \cdot \frac{qb^4}{D}$$

$$II: m = \beta \cdot q \cdot b^2, \text{ hvor}$$

$$D = \frac{E_y \cdot h^3}{12(1 - \nu_x \cdot \nu_y)}$$

$$E_x \cdot \nu_y = E_y \cdot \nu_x$$

Betegnelser:

w = maksimal utbøyning

m = maksimalt moment

α og β = koeffisienter beregnet ved hjelp av et regnemaskinprogram

q = jevnt fordelt belastning

a = veggengde

b = vegg høyde

h = platetykkelse (for skallmurvegger bestående av to vanger adderes bøystivheten)

D = faktor beregnet ved gitt formel

ν = Poissons tall

x = horisontal retning i veggens plan

y = vertikal retning i veggens plan

E = elastisitetsmodul

Faktorene α og β avhenger av veggens randbetingelser og utforming. I etterfølgende tabeller er faktorene utregnet for en del aktuelle tilfeller, ytterligere tabeller kan settes opp når det viser seg behov for dette. I denne sammenheng vil det være av stor nytte for NBI å motta kommentarer til tabellene fra konstruktører som arbeider med murverk.

4.2.2. Vegger uten åpninger

Tabellene 5 — 9 behandler vegger med forskjellige randbetingelser og uten åpninger.

Som eksempel på bruk av tabellene, kan vi vise en kontroll av opptreddende spenning for en 1/2-steins skallmurvegg belastet med 100 kp/m² vindlast og uten vertikallast.

Gitte størrelser:

$$a = 10,80 \text{ m}$$

$$b = 2,70 \text{ m}$$

$$\frac{E_x}{E_y} = 2,0$$

$$h = 10,8 \text{ cm (vangetykkelse)}$$

$$\sigma_n = 2,7 \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_p = 10,0 \text{ kp/cm}^2$$

Av tabell 5 finnes at $\beta_y = 0,1214$ for en vegg fritt opplagret.

Beregnet spenning:

$$\sigma_y = \frac{\beta_y \cdot q \cdot b^2 \cdot h/2}{2 \cdot I}$$

$$\sigma_y = \frac{0,1214 \cdot 100 \cdot 10^4 \cdot 270^2 \cdot 2}{2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 10,8^3}$$

$$\sigma_y = 2,3 \text{ kp/cm}^2 < \sigma_n \quad \text{O.K.}$$

4.2.3. Vegger med åpninger

Tabell 10 gjelder for vegger med en åpning.

I hjørnene på åpningen vil man få store spenningsspisser som momentfaktorene viser. Beregninger viser imidlertid at spenningen er utjevnet i en avstand på ca. 25 cm fra sidekantene i åpningen. Ved dimensjonering av veggene foreslås det at man kontrollerer spenningene i punktene

Tabell 4.
Tillatte spenninger i kp/cm², ifølge [8]

Type murverk	Bøystrekkspenning				Skjærspenning	
	Normalt på løpefugene		Parallelt med løpefugene		Mørteltyper	
	Mørteltyper					
	M+S	N	M+S	N	M+S	N
Teglstein	2,5	2,0	5,0	4,0	3,5	2,8

Notater: Blandingsforhold for mørtel i volumdeler

M — 1 cement: 1/4 kalk: 3 sand

N — 1 cement: 1 kalk: 6 sand

S — 1 cement: 1/2 kalk: 4 1/2 sand

Tabell 5

Koeffisienter i formler for beregning av maksimal utbøyning og moment for vegger fritt opplagret på fire sider belastet med jevnt fordelt belastning.

Elastisitettsmodul	Poisson's tall		Forholdet Lengde Høyde	Utbøyningskoeffisient	Momentkoeffisienter	
	ν_x	ν_y			α	β_x
E_x/E_y	ν_x	ν_y	a/b	α	β_x	β_y
1,5	0,2	0,133	0,5	0,0005	0,0265	0,0071
			1,0	0,0033	0,0513	0,0354
			1,5	0,0068	0,0510	0,0689
			2,0	0,0094	0,0449	0,0927
			2,5	0,0109	0,0423	0,1072
			3,0	0,0119	0,0415	0,1156
			4,0	0,0127	0,0415	0,1228
2,0	0,2	0,1	0,5	0,0004	0,0274	0,0058
			1,0	0,0028	0,0567	0,0297
			1,5	0,0061	0,0584	0,0618
			2,0	0,0087	0,0511	0,0867
			2,5	0,0105	0,0473	0,1027
			3,0	0,0115	0,0461	0,1124
			4,0	0,0125	0,0458	0,1214
2,5	0,2	0,08	0,5	0,0003	0,0280	0,0050
			1,0	0,0024	0,0611	0,0256
			1,5	0,0056	0,0649	0,0564
			2,0	0,0083	0,0570	0,0817
			2,5	0,0101	0,0522	0,0988
			3,0	0,0113	0,0503	0,1096
			4,0	0,0124	0,0496	0,1202

Tabell 6

Koeffisienter i formler for beregning av maksimal utbøyning og moment for vegger fast innspent på fire sider belastet med jevnt fordelt belastning.

Elastisitettsmodul	Poisson's tall		Forholdet Lengde Høyde	Utbøyningskoeffisient	Momentkoeffisienter			
	ν_x	ν_y			α	Midt i feltet		Ved randen
E_x/E_y	ν_x	ν_y	a/b	α	β_x	β_y	$\bar{\beta}_x$	$\bar{\beta}_y$
1,5	0,2	0,133	2,0	0,00245	0,0173	0,0401	-0,0681	-0,0802
			2,5	0,00259	0,0167	0,0423	-0,0670	-0,0829
			3,0	0,00262	0,0169	0,0427	-0,0659	-0,0831
2,0	0,2	0,1	2,0	0,00237	0,0197	0,0386	-0,0790	-0,0784
			2,5	0,00256	0,0187	0,0418	-0,0778	-0,0824
			3,0	0,00261	0,0186	0,0426	-0,0766	-0,0831
2,5	0,2	0,08	2,0	0,00229	0,0220	0,0372	-0,0884	-0,0767
			2,5	0,00253	0,0205	0,0412	-0,0873	-0,0818
			3,0	0,00260	0,0199	0,0425	-0,0861	-0,0831

Tabell 7

Koeffisienter i formler for beregning av maksimal utbøyning og moment for vegger fritt opplagret på tre sider og med jevnt fordelt belastning; q. Den frie vertikale randen er belastet med en linjelast 0,45 · q.

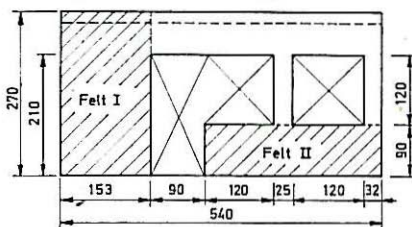
Elastisitettsmodul	Poisson's tall		Forholdet Lengde Høyde	Utbøyningskoeffisient	Momentkoeffisienter	
	ν_x	ν_y			α	β_x
E_x/E_y	ν_x	ν_y	a/b	α	β_x	β_y
2,0	0,2	0,1	0,5	0,0137	0,1220	0,0179
			1,0	0,0214	0,1967	0,0290
			1,5	0,0240	0,2217	0,0369

Tabellen refererer seg til åpninger med 90 cm bredde.

1, 3 og 5 vist i tabellen; spennings-spissene kan gi noe oppsprekking i hjørnene, men dette har liten innflytelse på veggens bæreevne.

Vegger med store åpninger deles opp i felter som beregnes ved hjelp av forskjellige tabeller.

Som beregningseksempel vises etterfølgende skallmurvegg:



$$\frac{E_x}{E_y} = 2,0$$

$$h = 10,8 \text{ cm (vangetykkelse)}$$

$$\sigma_n = 2,7 \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_p = 10,0 \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_x = \frac{\beta_x \cdot q \cdot b^2 \cdot h/2}{2 \cdot I}$$

$$\sigma_y = \frac{\beta_y \cdot q \cdot b^2 \cdot h/2}{2 \cdot I}$$

Felt I:

Fra tabell 7 finnes tilnærmet verdi for $\beta_x = 0,122$

$$\sigma_x = \frac{0,122 \cdot 100 \cdot 10^4 \cdot 270 \cdot \frac{10,8}{2}}{2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 10,8^3}$$

$$\sigma_x = 2,3 \text{ kp/cm}^2 < \sigma_p \text{ O.K.}$$

Felt II:

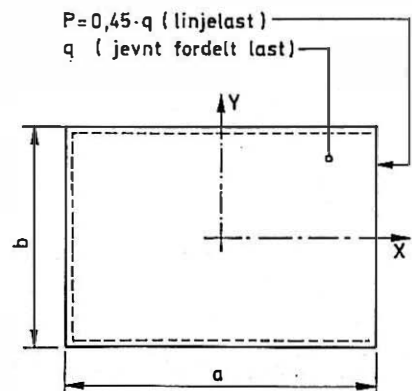
Fra tabell 8 finnes tilnærmet verdi for $\beta_y = 0,257$

$$\sigma_y = \frac{0,257 \cdot 100 \cdot 10^4 \cdot 90^2 \cdot \frac{10,8}{2}}{2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 10,8^3}$$

$$\sigma_y = 0,6 \text{ kp/cm}^2 < \sigma_n \text{ O.K.}$$

Veggen for øvrig dimensjoneres etter NS 421.

Strekkspenningene i viste eksempler reduseres noe ved hensyntagen til veggens egenvekt.

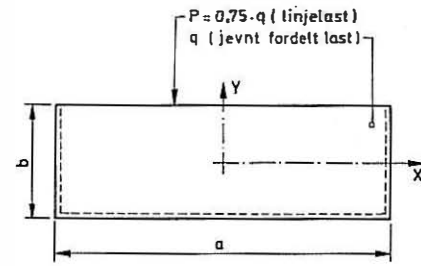


Tabell 8

Koeffisienter i formler for beregning av maksimal utbøyning og moment for vegger fritt opplagret på tre sider og med jevnt fordelt belastning; q . Den frie horisontale randen er belastet med en linjelast $0,75 \cdot q$.

Elastisitetens-modul	Poisson's tall		Forholdet Lengde Høyde	Utbøynings-koeffisient	Moment-koeffisienter	
	ν_x	ν_y			α	β_x
E_x/E_y	0,2	0,1	3,0	0,179	0,0983	0,3560
			4,0	0,355	0,1125	0,3862
			5,0	0,585	0,1254	0,3981

Tabellen refererer seg til åpning med 150 cm høyde.

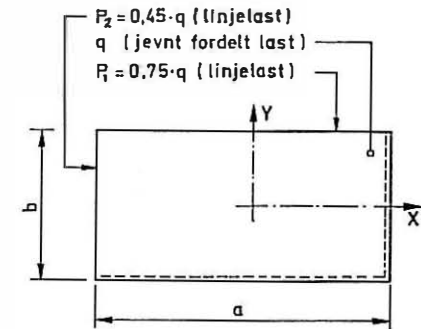


Tabell 9

Koeffisienter i formler for beregning av maksimal utbøyning og moment for vegger fritt opplagret på to sider og med jevnt fordelt belastning, q . De frie rendene er belastet med linjelaster $0,75 \cdot q$ horisontalt og $0,45 \cdot q$ vertikalt.

Elastisitetens-modul	Poisson's tall		Forholdet Lengde Høyde	Utbøynings-koeffisient	Moment-koeffisienter	
	ν_x	ν_y			α	β_x
E_x/E_y	0,2	0,1	2,0	0,597	0,2474	0,2828
			3,0	1,202	0,3517	0,2565

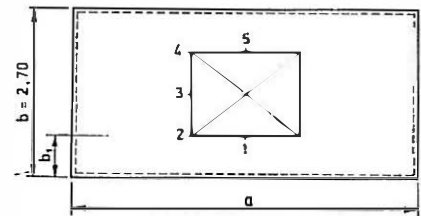
Tabellen refererer seg til åpning med høyde = 90 cm og bredde = 150 cm.



Tabell 10

Koeffisienter i formler for beregning av maksimal utbøyning og moment for vegger fritt opplagret på fire sider og belastet med jevnt fordelt belastning. Veggene har en åpning på midten.

Punkt	a/b	Åpning 0,60 x 1,10 (b _i = 1,00)			Åpning 1,20 x 1,20 (b _i = 1,00)			Åpning 1,50 x 1,50 (b _i = 0,70)		
		ξ	η_x	η_y	ξ	η_x	η_y	ξ	η_x	η_y
1	2,0	0,593	0,609	—	0,640	0,654	—	0,564	0,458	—
	3,0	0,771	0,558	—	0,824	0,598	—	0,730	0,424	—
2	2,0	0,545	0,782	1,693	0,578	0,824	1,562	0,493	0,914	1,309
	3,0	0,728	0,459	2,222	0,769	0,495	2,037	0,666	0,633	1,683
3	2,0	0,601	—	0,930	0,624	—	0,832	0,674	—	0,831
	3,0	0,802	—	1,218	0,827	—	1,103	0,912	—	1,144
4	2,0	0,565	0,719	1,774	0,363	0,974	0,958	0,380	0,965	1,024
	3,0	0,756	0,387	2,338	0,479	0,736	1,204	0,512	0,725	1,289
5	2,0	0,617	0,658	—	0,394	0,291	—	0,429	0,289	—
	3,0	0,802	0,604	—	0,508	0,267	—	0,556	0,272	—



Notater:

Tabellen er beregnet ved konstant vegg høyde, $b = 2,70$ m.

$$m_i = \beta_i \cdot q \cdot b^2 = \eta_i \cdot q$$

$$w = a \cdot \frac{q \cdot b^4}{D} = \xi \cdot \frac{q}{D}$$

hvor: $\eta_i = \beta_i \cdot b^2$

$$\xi = a \cdot b^4$$

Tabellen er beregnet ved konstant vegg høyde, $b = 2,70$ m.

Litteraturreferanser

- [1] Den Norske Ingeniørforening m. fl. Teglsteinsmurverk; regler for prosjektering. Oslo 1958. (Norsk Standard 421).
- [2] Hallquist, Åge. Vindtrykk på skallmurer. Tegl. (Oslo), b. 24, nr. 2, 1966. (Norges byggforskningsinstitutt. Særtrykk 130)
- [3] Hallquist, Åge. Fasthetsegenskaper for horisontalbelastet murverk. Oslo 1968. (Norges byggforskningsinstitutt, Rapport 56).
- [4] Sahlin, Sven og Hellers, Bo-Göran. Bårförmåga hos murverk av 3 M — tegel. Stockholm 1969. (Byggforskningen. Rapport 24.)
- [5] Losberg, Anders og Johansson, Sven. Sidetrykk på murverksvegger av tegl. Tegl. (Oslo), b. 27, nr. 1, 1969, s. 8-13.
- [6] Sahlin, Sven. Structural interaction of walls and floor slabs. Stockholm 1959. (Statens Nämnd för byggnadsforskning. Handlingar, 35).
- [7] Hansteen, Harald. Finite element displacement analysis of plate bending based on rectangular elements. Oslo 1966. (Norges byggforskningsinstitutt. Særtrykk 132).
- [8] Structural Clay Products Institute, SCPI. Recommended building code requirements for engineered brick masonry. Washington DC 1966.

