



Det här verket har digitaliserats vid Göteborgs universitetsbibliotek och är fritt att använda. Alla tryckta texter är OCR-tolkade till maskinläsbar text. Det betyder att du kan söka och kopiera texten från dokumentet. Vissa äldre dokument med dåligt tryck kan vara svåra att OCR-tolka korrekt vilket medför att den OCR-tolkade texten kan innehålla fel och därför bör man visuellt jämföra med verkets bilder för att avgöra vad som är riktigt.

This work has been digitized at Gothenburg University Library and is free to use. All printed texts have been OCR-processed and converted to machine readable text. This means that you can search and copy text from the document. Some early printed books are hard to OCR-process correctly and the text may contain errors, so one should always visually compare it with the images to determine what is correct.



Rapport

R26:1979

Skivverkan i plattfält av C-formade plåtpaneler

2. Stabilisering av fler- våningsbyggnader

Göran Nyberg

Byggforskningen

TEKNISKA HOGSKOLAN I LUND
SEKTIONEN FOR VAG- OCH VATTEN
BIBLIOTEKET

R26:1979

SKIVVERKAN I PLATTFÄLT AV C-FORMADE PLATPANELER
2. STABILISERING AV FLERVANINGSBYGGNADER

Göran Nyberg

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 710913-8
från Statens råd för byggnadsforskning till Avd. för
stålbyggnad, KTH, Stockholm.

I Byggforskningsrådets rapportserie redovisar forskaren sitt anslagsprojekt. Publiceringen innebär inte att rådet tagit ställning till åsikter, slutsatser och resultat.

R26:1979

ISBN 91-540-2971-6
Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

LiberTryck Stockholm 1979 951343

INNEHÅLL

	sid
1 INLEDNING	5
2 BEHOV AV STABILISERING	7
3 STABILISERING MED TRAPETSPROFILERAD PLAT	9
3.1 Allmänt	9
3.2 Deformationer	12
3.3 Lastupptagningsförmåga	16
3.4 Modifiering av c och P	18
3.5 Fiktivt fackverk	19
4 STABILISERING MED C-FORMADE PANELER	20
4.1 Allmänt	20
4.2 Deformationer	22
4.3 Lastupptagningsförmåga	29
5 FLERVANINGSBYGGNAD MED STABILISERANDE VÄGGSKIVOR AV C-FORMADE PANELER	33
5.1 Allmänt	33
5.2 Lastupptagningsförmåga	34
5.3 Deformationer	42
6 SÄKERHETSASPEKTER	45
7 AVSLUTNING	49
REFERENSER	52

FÖRORD

Detta arbete är en fortsättning på de undersökningar angående skivverkan i plattfält av C-formade paneler som jag redovisat i byggforskningsrapporterna "Diaphragm Action of Assembled C-shaped panels" (Document D9:1976) samt "Skivverkan i plattfält av C-formade plåtpaneler 1. Försök och beräkningsmodell" (Rapport R25:1979). Arbetet utgör en del av det forskningsprojekt rörande plåtpaneler i byggnadsteknisk användning, som med ekonomiskt stöd från BFR bedrivs vid Avd. för Stålbyggnad, KTH.

Förutom av professor Rolf Baehre, som har lett arbetet, har jag fått värdefulla råd och anvisningar från tekn.dr Per-Olof Thomasson och tekn.dr Jürgen König.

Fru Gunvor Öjemo har skrivit ut manuskriptet och ingenjör Krister Lindberg har ritat figurerna.

Till ovan nämnda som har bidragit till arbetets genomförande vill jag framföra mitt varma tack.

Stockholm i september 1978

Göran Nyberg

1 INLEDNING

Den trapetsprofilerade plåten har under de två senaste årtiondena fått en allt större användning som byggnadselement - i första hand inom industribyggnadsområdet. Marknadsandelen är ca 90 % för industritak och ca 60 % för industriväggar (jfr Baehre, 1975 och 1976). Det är främst den trapetsprofilerade plåtens förmåga att uppta transversalbelastning i form av snö och vindlast som har utnyttjats men också den betydande lastupptagningsförmågan i skivplanet. Se Baehre & Nyberg, 1974, och Baehre & König, 1975.

Under 1970-talet har vid Avdelningen för Stålbyggnad, KTH, Stockholm, bedrivits ett omfattande forsknings- och utvecklingsarbete för att dels framlägga beräknings- och dimensioneringsregler, dels kartlägga byggnadstekniska och ekonomiska förutsättningar för användning av tunnväggiga plåtpaneler inom byggnadssektorn. Det är främst paneler med C-format tvärsnitt (FIG 1:1) som studerats.

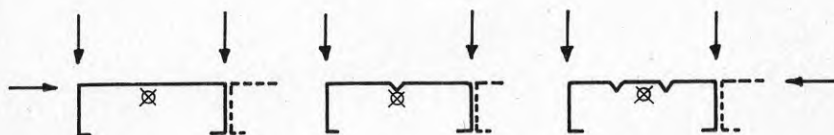


Fig 1:1 C-profiler med och utan rillförstyvningar för användning som vägg- och bjälklagskomponenter

Den C-formade panelen kan tillsammans med skivor av artfrämmande material såsom gips, plywood och mineralull bilda golv- och väggkonstruktioner (jfr Baehre, 1976 och 1978). Dessa konstruktioners primära uppgift är att uppbära axiell respektive transversell belastning, men de skall även ge erforderlig stabilitet åt byggnaden, exempelvis för vindlast. Dessa tas upp av byggnadskroppen och förs via vägg- och golvskeivor ned till grunden. I "Diaphragm Action of Assembled C-shaped panels" av Nyberg, 1976, har det statiska verknings sättet hos dessa plattfält analyserats.

Eftersom den trapetsprofilerade panelens förmåga att uppta belastning i skivans plan i tak- och väggkonstruktioner för envå-

ningsbyggnader är väldokumenterad riktas nu intresset mot dess förmåga att stabilisera flervåningsbyggnader. Inom ramen för Committee 11 (Multi-storey Buildings) vid European Convention for Constructional Steelwork har Davies, 1977, gjort en sammanställning av forskningen inom området och tagit fram ett utkast till dimensioneringsregler med vars hjälp den trapetsprofilerade panelens förmåga att uppta skivbelastning kan utnyttjas.

I denna rapport behandlas den trapetsprofilerade och den C-formade panelens stabiliserande effekt i flervåningsbyggnader. Beräkningsregler för den trapetsprofilerade plåten genomgås, och några av de problem som hör samman med väggskivor av profilerad plåt diskuteras. Den stabiliserande effekten hos väggskivor sammansatta av C-paneler belyses både genom jämförelse med väggskivor av trapetsprofilerad plåt och ett konventionellt fackverk. Dessutom studeras en flervåningsbyggnad, där de stabiliserande väggar förutsätts vara uppbyggda av C-paneler.

2 BEHOV AV STABILISERING

En byggnad måste på något sätt stabiliseras mot de horisontella krafter som påverkar den. Det är främst vindkrafter eller seismiska krafter som måste tas upp av byggnadskroppen och föras ned till grunden. Tidigare när dels våningsantalet var begränsat hos flervåningsbyggnader, dels sådan byggnadsteknik tillämpades som medförde att i stort sett samtliga väggar var bärande, behövde inga speciella åtgärder vidtagas för att stabilisera byggnaden. I dag används ofta en annan byggnadsteknik, där det vertikala bärverket utgörs av pelare och där väggarna utförs med t ex gipskivor på stålreglar, d v s icke bärande väggar som ej har erforderlig styvhet i väggens plan för att ta upp de horisontella krafter som påförs byggnaden. En av orsakerna till denna teknik är önskan om en flexibel planlösning, d v s att man i framtiden lätt skall kunna ändra planlösningen genom att flytta eller ta bort väggar. Erforderlig stabilisering måste i detta fall antingen ombesörjas av momentstyvt förbundna pelare och balkar (ramar) eller av särskilda stabiliserande byggnadsdelar såsom väggskivor, fackverk eller trapphustorn.

Momentstyvt förbundna balkar och pelare klarar av stabiliseringen, när våningsantalet är begränsat. När våningsantalet ökar krävs allt grövre dimensioner, och konstruktionen blir oekonomisk. Förutom av ekonomiska skäl vill man begränsa balkdimensionerna för att få plats med installationer av t ex VVS, samtidigt som man vill maximera antalet våningar vid given byggnadshöjd. Den moderna byggnadstekniken med prefabricerade element är svår att förena med kravet på momentstyva förbindningar mellan balkar och pelare.

När t ex väggskivor används för stabilisering, bortfaller kravet på momentstyva förbindningar, och balk- och pelardimensionerna kan hållas nere. Balkarnas funktion begränsas till att enbart överföra vertikal last till pelarna, och pelarnas funktion begränsas till att föra vertikal last från våning till våning.

När stabiliseringen skall klaras av ett fåtal väggar, t ex gavelväggarna, måste bjälklagen fungera som styva skivor och överföra vindkrafter och andra horisontalkrafter till dessa. Bjälklag

ges dock av andra anledningar såsom bjälklagslast, ljudisolering m m en sådan tjocklek att de fungerar bra som styv skiva.

Från de flesta synpunkter är det lämpligast att utföra stommar till flervåningshus av slanka pelare och låta stabiliseringen ombesörjas av särskilda väggar (t ex gavelväggar) och trapphus-torn.

3 STABILISERING MED TRAPETSPROFILERAD PLÅT

3.1 Allmänt

Den profilerade plåtens stabiliserande förmåga kan utnyttjas i flervåningsbyggnader - både i mellanväggar och fasadbeklädnad. Davies, 1977, har i ett utkast till dimensioneringsföreskrifter förutsatt att det primära bärverket utgörs av pelare och balkar som är momentstyvt förbundna med varandra. De grundläggande principerna i föreskrifterna äger giltighet även när balkar och pelare ej är momentstyvt förbundna.

I FIG 3:1 visas principutformningen av en väggskiva av trapetsprofilerad plåt ansluten till vertikala och horisontella balkar.

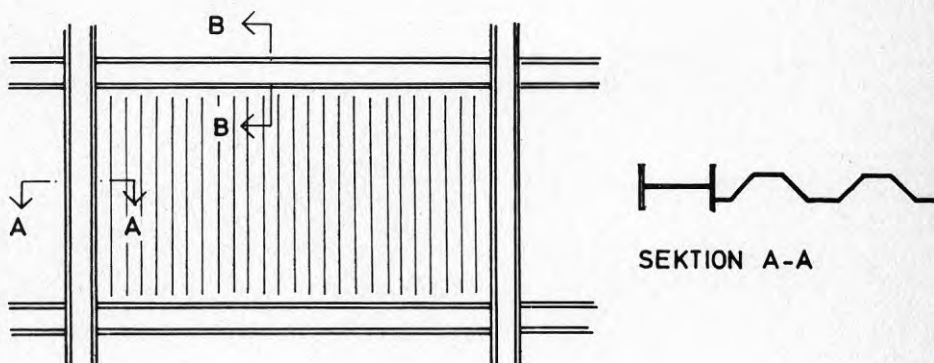


FIG 3:1 Väggskiva av trapetsprofilerad plåt
(sektion B-B visas i FIG 3:2)

Plåtens profilering har tre betydelsefulla uppgifter. Den skall ge väggen tillräcklig böjstyvhet vid horisontell belastning vinkelrätt väggskivan. Profileringen skall tillsammans med förbindningarna ge en styvhet vid kraftupptagning i skivans plan som är anpassad till styvheten hos de övriga lastupptagande systemen, såsom ramverkan mellan pelare och balkar. Väggskivans styvhet kan varieras inom tämligen vida gränser genom att t ex ändra profileringens djup. Profileringen måste även svara för erforderlig säkerhet mot global buckling.

Valet av förbindningsteknik är av stor betydelse här liksom i andra sammanhang (Baehre & Nyberg, 1974) där den profilerade plåtens förmåga att uppta skivbelastning utnyttjas. Förbindningarna mellan det primära bärverket och väggskivan måste utformas på ett sådant sätt att enbart skjuvkrafter överförs till skivan. Den trapetsprofilerade plåten är mycket lämpad att uppta skjuvkrafter men mindre lämpad att uppta axiell belastning, d v s belastning parallellt med profileringen.

Om man förutsätter att väggens längd är större än väggens höjd, är det naturligt att panelerna är stående. De kan då inte anslutas direkt till de övre och nedre horisontella balkarna, eftersom balkarnas vertikala deformation kommer att ge upphov till axiella krafter i panelerna. Dessa krafter kan bli av sådan storlek att panelerna går till brott genom buckling eller att förbindningarna i anslutningen till de horisontella balkarna går sönder.

Miller, 1972, och Oppenheim, 1973, har lämnat förslag till förbindningsteknik som möjliggör vertikal rörelse mellan panel och balkar samtidigt som den skjuvkraftupptagande förmågan säkerställs. Oppenheims förslag återges i FIG 3:2.

Frågan om lämplig anslutning mellan primärbärverk och paneler är av avgörande betydelse och kan inte anses vara tillfredsställande löst.

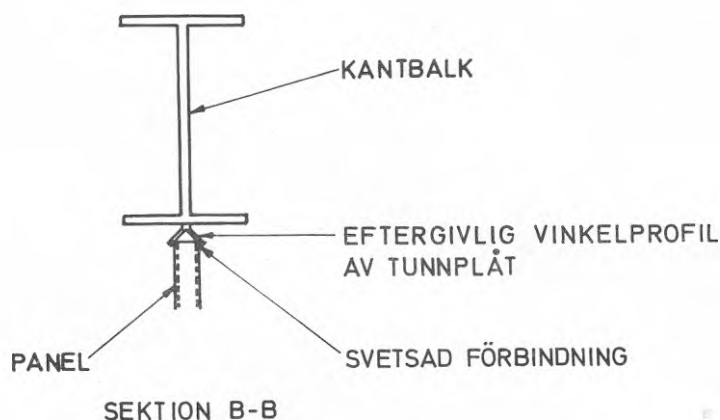
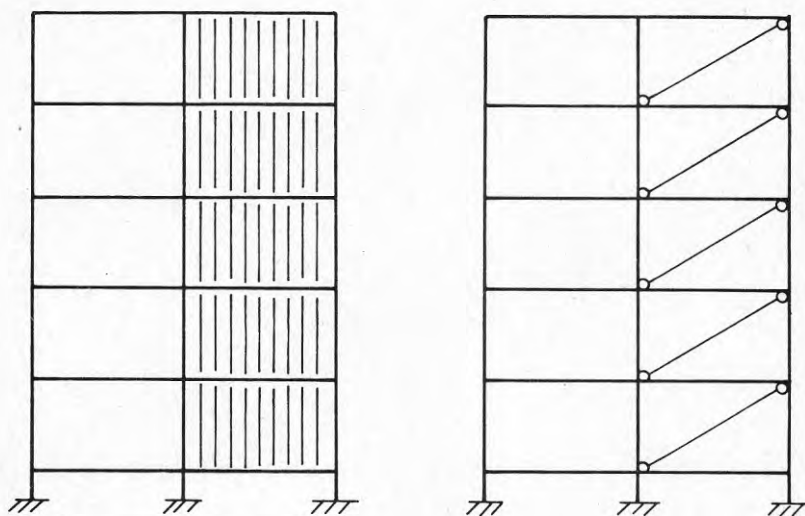


FIG 3:2 Anslutning mellan stående trapetsprofilerad panel och horisontella kantbalkar

Det finns beräkningsmetoder utvecklade för att beräkna plana vertikala rambärverk med momentstyva förbindningar eller i kombination med stabiliserande fackverk. Det är givetvis en förenkling att betrakta de vertikala bärverken isolerade. Den är dock nödvändig vid manuella beräkningsmetoder. I verkligheten är det ett komplext samspel mellan horisontella och vertikala balkar, fackverk, horisontella bjälklag och vertikala väggar (bärande och delvis även icke bärande).

För att kunna använda befintliga beräkningsmetoder när även skivverkan hos väggar av profilerad plåt skall medräknas, är det lämpligt att ersätta väggskivan med ett fiktivt fackverk (diagonalstag). I FIG 3:3 visas principen för detta. Diagonalstagets tvärsnitt anpassas så att dess lastupptagning blir lika stor som den ersatta väggskivan vid given deformation.



Flervåningsram med samverkande väggar av profilerad plåt

Motsvarande beräkningsmodell

FIG 3:3 Beräkningsmodell för flervåningsram där väggskiorna ersatts av diagonalstag

3.2 Deformationer

När väggskivans förskjutningsmodul är känd kan dess deformation beräknas. Förskjutningsmodulen anger storleken på den deformation per lastenhet som verkar i skivans plan. Om en väggskiva belastas med en kraft P och deformeras Δ enligt FIG 3:4, blir skivans förskjutningsmodul (c):

$$c = \frac{\Delta}{P}$$

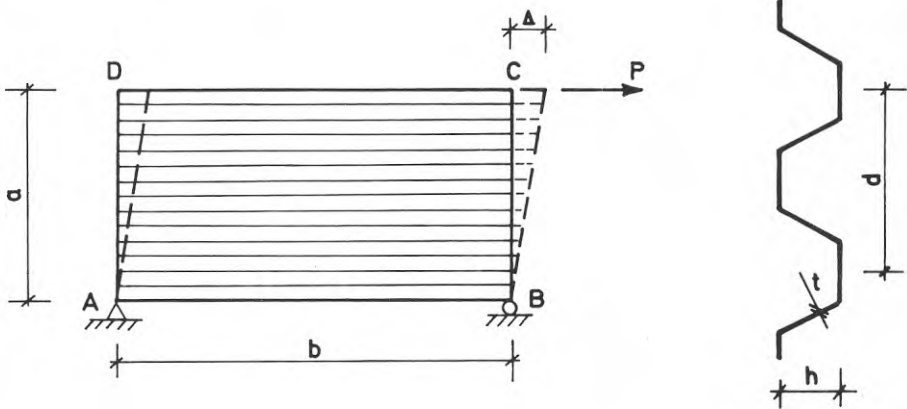


FIG 3:4 Väggskiva av profilerad plåt med profileringen i skivans längdriktning

Bryan, 1973, har i sina undersökningar angående skivverkan hos profilerad plåt angett en metod för att beräkna skivors förskjutningsmoduler. Genom att behandla skivan komponentvis och sedan koppla samman de olika komponenternas deformationskaraktäristika (förskjutningsmoduler) till en "matematisk modell" kan den sammansatta takskevans deformation vid skjuvbelastning beräknas.

Vanligen sätts endast plåtens bottenflänsar fast vid kantbalkarna, och då kommer en resulterande skjuvkraft från profileringens liv och överfläns att deformera plåtprofilen. Bryans formel för att beräkna den del av skivans deformation som beror på profil-

vridning av ändtvärsnittet har under senare år analyserats och förbättrats av flera forskare. Davies & Lawson, 1975, har tagit fram en formel som stämmer bättre överens med verkliga förhållandena framför allt vid längre paneler. Denna formel tar bl a hänsyn till den tvångsstyrning som förbindningar och anslutande balkar ger upphov till längs panelernas randupplag vinkelrätt mot profileringen. Davies & Lawson's formel tar också hänsyn till att plåtprofilens bockade kanter deformeras, vilket Bryans inte gör.

För att utan omarbetning kunna använda de formler som i huvudsak är framtagna för taks kivor är det lämpligt att även i fallet väggskivor utgå ifrån att profileringen löper parallellt med skivans längdriktning. Därefter kan man enkelt göra erforderliga korrekationer när profileringen löper vinkelrätt mot längdriktningen, d v s vertikalt som är det vanligaste i väggar.

Förskjutningsmodulen för en skiva, som visas i FIG 3:4, kan nu beräknas enligt formlerna i TABELL 3:1.

TABELL 3:1 Olika komponenters förskjutningsmoduler i en skjuvbelastad väggskiva (FIG 3:4) enligt Davies, 1977

Väggskivans deformation beroende av		Förskjutningsmodul
Deformation av plåtpanelen	Profilvridning av ändtvärsnitt	$c_{1.1} = \frac{a d^{2,5} \bar{\kappa}}{E t^{2,5} b^2}$
	Skjuvpåkänning	$c_{1.2} = \frac{2,6 a (1 + \frac{2h}{d})}{E t b}$
Infästningspunkternas eftergivlighet	Tvärgående skarvar: Plåt - kantbalk AD och BC	$c_{2.1} = \frac{2a s_p p}{b^2}$
	Längsgående skarvar: Plåt - plåt	$c_{2.2} = \frac{s_s s_p (n_{sh} - 1)}{n_s s_p + \beta_1 s_s}$
	Längsgående skarvar: Plåt - kantbalk AB och DC	$c_{2.3} = \frac{2 s_{sc}}{n_{sc}}$
Väggskivans förskjutningsmodul		$c = c_{1.1} + c_{1.2} + c_{2.1} + c_{2.2} + c_{2.3}$

De i TABELL 3:1 använda beteckningarna förklaras nedan:

- a = summan av panelernas bredder
- b = panelernas längd
- d = profileringsdelning
- E = elasticitetsmodul
- \bar{K} = en konstant som är beroende av formen på plåtpanelens profilering och fastsättning till kantbalkarna (AD och BC) som löper vinkelrätt mot profileringen
- n_s = antal förbindelsepunkter i varje längsgående skarv mellan panelerna
- n_{sc} = antal förbindelsepunkter i längsgående skarv mellan panel och anslutande kantbalk (AB och DC) som löper parallellt med profileringen
- n_{sh} = antal paneler per skiva
- p = centrumavstånd mellan förbindelsepunkter i tvärgående skarv mellan panel och anslutande kantbalk (AD och BC) som löper vinkelrätt mot panelernas profilering
- s_p = förskjutningsmodul per förbindelsepunkt i tvärgående skarv mellan panel och anslutande kantbalk (AD och BC) som löper vinkelrätt mot panelernas profilering
- s_s = förskjutningsmodul per förbindelsepunkt i de längsgående skarvarna mellan panelerna
- s_{sc} = förskjutningsmodul per förbindelsepunkt i de längsgående skarvarna mellan paneler och anslutande kantbalk (AB och DC) som löper parallellt med profileringen
- t = panelernas plåttjocklek
- β_1 = en tabellerad faktor

Förskjutningsmodulerna s_s , s_p och s_{sc} måste tas fram genom belastningsförsök. Resultat för vanliga mekaniska fästelement finns tillgängliga (Bryan, 1973) men inte för svetsade förbindningar. Den del av en skivas deformation som beror av de svetsade förbindningarnas eftergivlighet är i de flesta fall försumbar i jämförelse med den deformation som $c_{1,1}$ ger uttryck för, d v s profilvridning av ändtvärsnittet.

I TABELL 3:2 finns konstanten \bar{K} för några olika profilutformningar när panelerna är fastsatta till kantbalkarna med en förbindning i varje profiltoppen. Förbindningarnas centrumavstånd överensstämmer i detta fall med profileringsdelningen d.

I TABELL 3:3 återges faktorn β_1 som är beroende av antalet förbindningar (n_f) per panel som förbinder panelens ena sida med respektive kantbalk (AD resp. BC) som löper vinkelrätt mot profileringen.

TABELL 3:3 Faktorn β_1

Antalet (n_f) förbindningar per panel längs ena sidan	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Faktorn β_1	1,00	1,00	1,11	1,25	1,40	1,56	1,71	1,88	2,04

3.3 Lastupptagningsförmåga

Den maximala lastupptagningsförmågan bestäms vanligtvis av förbindningarnas hållfasthet. En övre gräns för lastupptagningen är den belastning som ger global buckling av hela väggskivan.

Den lägsta av följande beräknade maximala laster blir bestämmande för väggskivans maximala lastupptagningsförmåga (P_{\max}):

1. P_{\max} i längsgående skarv mellan panelerna

$$P_{\max} = n_s F_s + 2 F_p$$

där

F_s = enskild förbindningsdimensionerande hållfasthet i längsgående skarv

F_p = enskild förbindningsdimensionerande hållfasthet i tvärgående skarv mellan paneler och anslutande kantbalkar som löper vinkelrätt mot panelernas profilering

2. P_{\max} i längsgående skarv mellan panel och anslutande kantbalk som löper parallellt med profileringen

$$P_{\max} = n_{sc} F_{sc}$$

där

F_{sc} = enskild förbindningsdimensionerande hållfasthet

3. P_{\max} i tvärgående skarv mellan paneler och anslutande kantbalk som löper vinkelrätt mot profileringen

För att säkerställa att brott inte uppstår i de tvärgående skarvarna skall de tåla en last som beräkningsmässigt är 25 % högre än de längsgående skarvarnas maximala last. Med följande formler kontrollerar man detta:

$$(n_f - 1) F_p \geq \frac{1,25 a P_{\max}^*}{b n_{sh}}$$

där

P_{\max}^* är det lägsta värde som erhålls enligt punkt 1 och 2.

4. Global buckling

$$P_{\max} = \frac{36 \sqrt[4]{D_x D_y^3}}{b}$$

där

$$D_x = \frac{E t^3}{10,92} \frac{d}{u}$$

= plattbøjstyvheten per längdenhet vinkelrätt mot profileringen och där u är längden av en enskild profilering

$$D_y = \frac{E I_y}{d}$$

= plattbøjstyvheten per längdenhet parallellt med profileringen och där I_y = tröghetsmomentet med avseende på neutrala lagret för en enskild profilering.

Ovanstående uttryck för global buckling ger värden på maximal last som ligger på den säkra sidan, när de ingående panelerna är fastsatta till kantbalkarna i varje profilbotten.

Med kännedom om tillåten last på förbindningarna och vilka säkerhetsfaktorer som i övrigt skall väljas kan tillåten belastning på väggskivan beräknas både när förbindningarna är dimensionerande och när global skjuvbuckling är dimensionerande. Anvisningar om detta ges i Byggeforskningens informationsblad

B1:1975 som behandlar "Skivverkan av trapetsprofilerad plåt". Där lämnas även anvisningar om hur andra brottyper som t ex lokal skjuvbuckling skall beräknas.

3.4 Modifiering av c och P

För att man skall kunna använda befintliga formler för takskivor har i kap. 3.2 och 3.3 väggskivans förskjutningsmodul c och maximala lastupptagningsförmåga P_{\max} beräknats för fallet i FIG 3:5b, där den yttre belastningen verkar parallellt med skivans profilering.

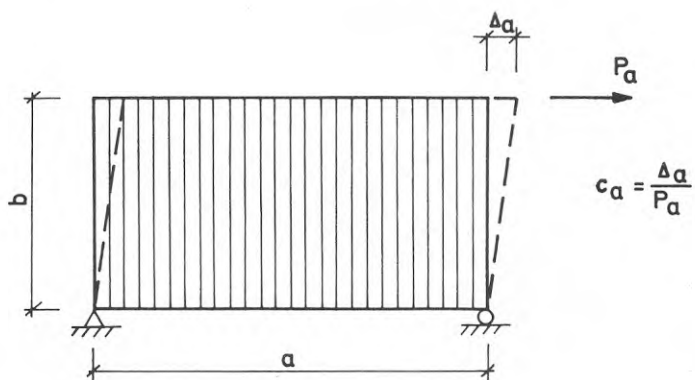


FIG 3:5a Belastning vinkelrätt mot profileringens riktning

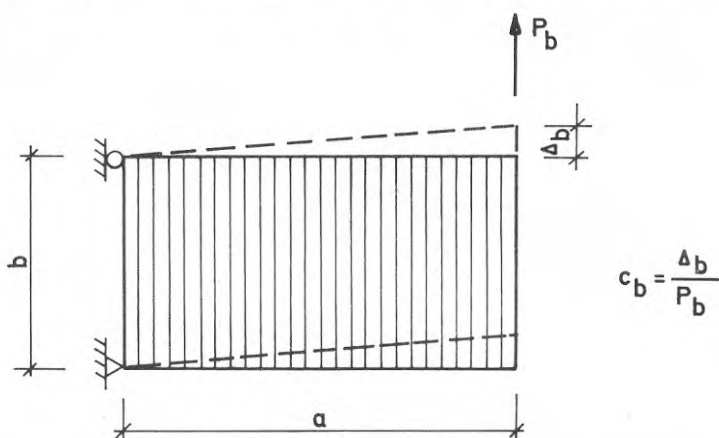


FIG 3:5b Belastning parallellt med profileringens riktning

Med kännedom om förskjutningsmodulen c_b och lasten P_b enligt FIG 3:5b kan motsvarande värden beräknas enligt nedan när den yttre belastningen verkar vinkelrätt mot profileringen som i FIG 3:5a:

$$P_a = \frac{a}{b} P_b \quad \text{och} \quad c_a = \frac{b^2}{a^2} c_b$$

3.5 Fiktivt fackverk

Enligt kap. 3.1 kan metoder som är framtagna för beräkning av fackverksstabiliserade flervåningsbyggnader användas även när stabiliseringen utförs med väggskivor av trapetsprofilerad plåt. Väggskiivorna ersätts då med tänkta diagonalstag.

När väggskivans förskjutningsmodul c är känd, kan tvärsnittsarean A hos diagonalstaget i FIG 3:6 beräknas enligt följande:

$$A_d = \frac{a}{c E \cos^3 \beta}$$

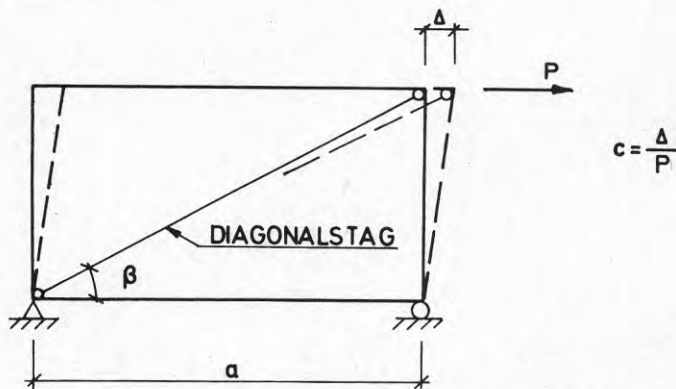


FIG 3:6 Fiktivt diagonalstag som ersätter den trapetsprofilerade plåten

4 STABILISERING MED C-FORMADE PANELER

4.1 Allmänt

För att klarlägga det statistiska verknings sättet vid skivbelastning hos skivor sammansatta av tunnväggiga paneler med C-format tvärsnitt har experimentiella och teoretiska undersökningar genomförts. Resultaten redovisas i Nyberg, 1976.

De experimentella undersökningarna omfattade fyra skivor med utformning enligt FIG 4:1. Två av skivorna var sammansatta av paneler med bredden $B = 600$ mm och de övriga av paneler med bredden $B = 300$ mm. Panelerna var tillverkade av varmförzinkad tunnplåt med de nominella tjocklekarna $t = 0,7$ resp. $1,2$ mm. Försöksski- vorna betecknas i fortsättningen K1, A1, K2 och A2. Se TABELL 4:1.

TABELL 4:1 Beteckning av försöksski- vorna

Beteckning	Panelbredd (mm)	Plåttjocklek (mm)	
		Nominell	Uppmätt stål kärna
K1	600	0,7	0,65
A1	300	0,7	0,65
K2	600	1,2	1,15
A2	300	1,2	1,15

Panelerna var sammanfogade med smältsvetspunkter mellan fläns- plåtarna. Svetspunkterna placerades så nära livplåten som möj- ligt. Centrumavståndet mellan svetspunkterna var 100 mm. Ski- vorna var även vid kantbalkarna fastsatta med smältsvetspunkter.

Den väsentligaste frågeställningen var om det är möjligt att be- lasta en dylik skiva med en så stor last att den ger en skjuvpå- känning som klart överstiger den påkänning som enligt elasti- citetsteorin medför skjuvbuckling i panelliven. När panelen har skjuvbucklat kommer lastökningen att upptas av ett dragfält som måste förankras i anslutande konstruktioner, t ex kantbalkar som i FIG 4:1.

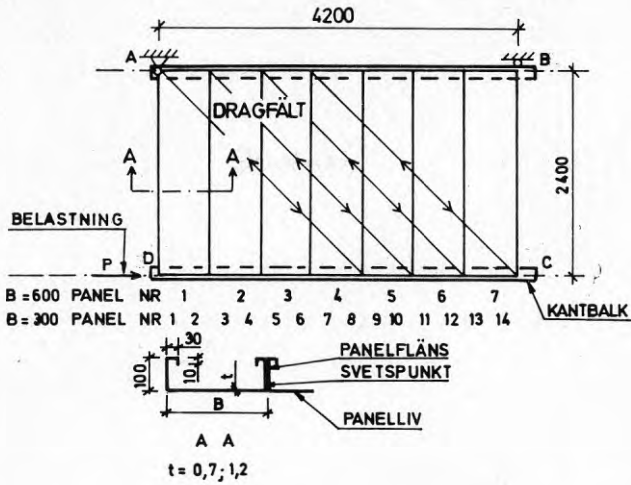


FIG 4:1 Väggskiva av C-profiler

Skivans beteende vid belastning kan illustreras med ett fackverk enligt FIG 4:2. Fackverket består av lutande tryckta och dragna diagonalstänger och vertikala balkar. Det är anslutet till horisontella kantbalkar längs långsidorna AB och CD. Diagonalstängerna ersätter panelernas livplåtar och har en lutning som motsvarar det tänkta dragfältet i FIG 4:1. De vertikala balkarna ersätter panelernas flänsar och delar av angränsande livplåtar.

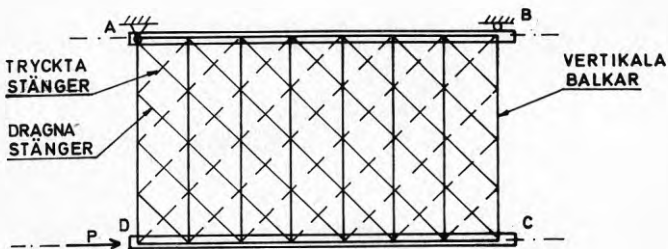


FIG 4:2 Fackverksmodell

När skivans belastning uppgår till det värde P_k som enligt elasticitetsteori ger kritisk skjuvbucklingspåkänning i panelernas livplåtar, antas de tryckta stängernas knäcklast vara uppnådd. De antas behålla knäcklasten, medan all ökande last upptas av de dragna stängerna.

De teoretiska undersökningarna resulterade i en beräkningsmodell som beskriver påkänningar och deformationer. I modellen görs exakta beräkningar för ett fackverk med enbart dragna diagonalstänger. De tryckta diagonalstängernas bidrag till lastupptagningen uppskattas.

4.2 Deformationer

Kurvor som visar sambandet mellan påförd skivlast (P) och deformation, erhållna vid försök på de fyra skivorna i FIG 4:1, återges i FIG 4:3.

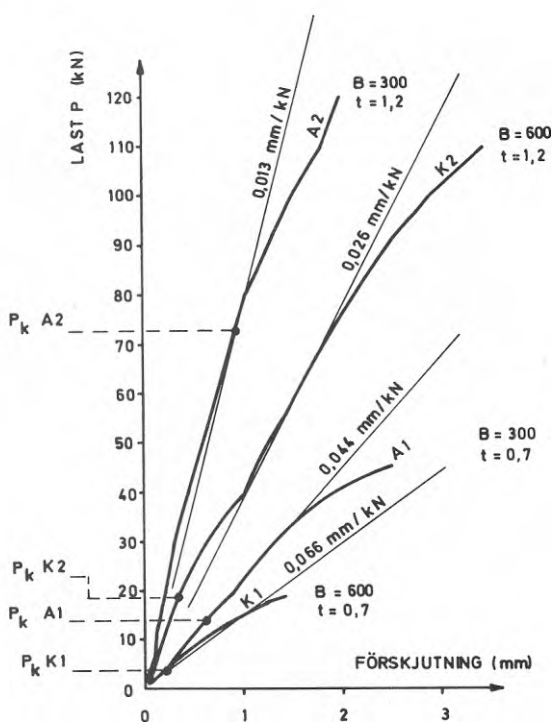


FIG 4:3 Skivornas förskjutning vid punkten C som funktion av skivbelastningen P . P_k anger den belastning som ger kritisk skjuvpåkänning enligt elasticitetsteori

Försöksresultaten visar att deformationen hos skivor av C-paneler ej växer helt linjärt med påförd belastning. Det beror bl a på den påkänningsomfördelning som sker i skivan när ett dragfält successivt utvecklas vid ökande belastning. Förbindningarnas varierande kvalitet och övriga imperfektioner verkar i samma riktning.

Genom att approximera last-deformations sambanden i FIG 4:3 med rätta linjer som överensstämmer med försöksresultaten vid en lastnivå som motsvarar halva brottlasten (se TABELL 4:6) blir försöksskivornas förskjutningsmoduler (c) enligt TABELL 4:2. Om förskjutningsmodulen multipliceras med skivans längd 4,2 m, erhålls vad som kan kallas en enhetsförskjutningsmodul, d v s skivans deformation sätts i relation till skjuvkraften i skivan uttryckt i kN/m.

TABELL 4:2 Beräknad förskjutningsmodul (c) och enhetsförskjutningsmodul (c*) efter försöksresultat i FIG 4:3

Försöksskiva	Förskjutningsmodul c [mm/kN]	Enhetsförskjutningsmodul c* [$\frac{\text{mm}}{\text{kN/m}}$]
K1	0,066	0,277
A1	0,044	0,185
K2	0,026	0,109
A2	0,013	0,055

Så länge belastningen är mindre än halva brottlasten ger förskjutningsmodulerna i TABELL 4:2 större deformationer än försöksresultaten i FIG 4:3. Om man antar att en lämplig säkerhetsfaktor har värdet 2, ger den beräknade c-modulen värden på säkra sidan vid bruksstadium för den aktuella försöksskivan.

För att erhålla en uppfattning om väggar uppbyggda av C-paneler kan utnyttjas som stabiliserande skivor i exempelvis flervåningsbyggnader är det av intresse att studera deras förskjutningsmoduler i förhållande till väggskivor av trapetsprofilerad plåt. Även en jämförelse med ett enkelt fackverk är av intresse.

Formändringsbeteendet hos skivor av trapetsprofilerad plåt är enligt kap. 3.2 beroende av en mängd olika faktorer såsom profilvridning av ändtvärsnitt, skjuvdeformation av plåten, förskjutningar i anslutning till fästelement i överlappsskarvar och förskjutningar i anslutningar till kantbalkar. När den trapetsprofilerade plåtens förskjutningsmodul skall jämföras med motsvarande förskjutningsmodul hos skivor sammansatta av C-paneler, bör antalet faktorer som påverkar den trapetsprofilerade plåtens styvhet begränsas. I de väggskivor som provades var C-panelerna sammanfogade med varandra och med kantbalkarna med svetsade förbindningar.

Om man förutsätter svetsade förbindningar i en väggskiva av trapetsprofilerad plåt blir förbindningarnas bidrag till den totala deformationen försumbar.

För att jämföra de förskjutningsmoduler i TABELL 4:2 som erhöles vid försöken kan förskjutningsmodulen för motsvarande väggskiva av trapetsprofilerad plåt beräknas. Beräkningarna genomförs för två väggprofiler TRP 20 och TRP 45 med dimensioner enligt FIG 4:4. Den trapetsprofilerade plåtens profilering förutsätts löpa vinkelrätt mot väggskivans längdriktning som i FIG 3:5a.

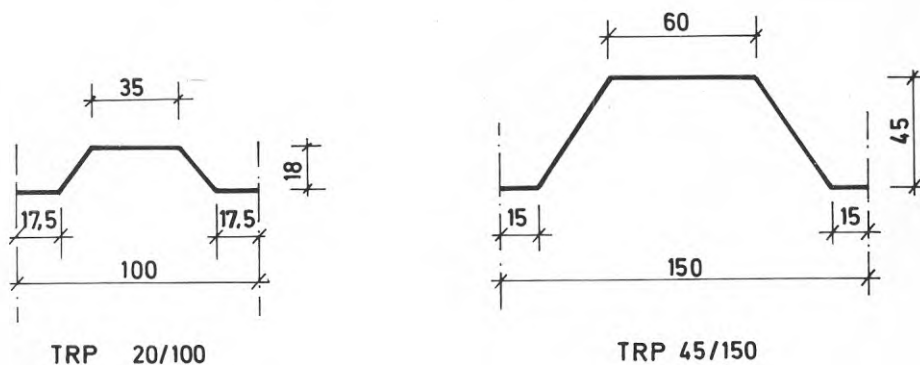


FIG 4:4 Tvärsnittsdimensioner hos TRP 20/100 och TRP 45/150

Beräkningar enligt formlerna i kap. 3.2 och 3.4 med $a = 4200$ och $b = 2400$ mm ger förskjutningsmodulerna i TABELL 4:3, förutsatt att förbindningarnas deformation försummas.

Skivorna K1 och A1 var sammansatta av C-paneler med plåttjockleken $t = 0,65$ mm och skivorna K2 och A2 av C-paneler med $t = 1,15$ mm. TRP 20 och TRP 45 profiler tillverkas inte av 1,15 mm plåt. Beräkningar genomförs dock för denna plåttjocklek för att möjliggöra en direkt jämförelse med skivorna K2 och A2. Med plåttjocklek avses i detta fall stålkärnans tjocklek, d v s den tjocklek som används vid beräkningar. Se TABELL 4:1.

TABELL 4:3 Förskjutningsmoduler för en väggskiva 2400 x 4200 mm enligt FIG 4:1 av trapetsprofilerad plåt

Väggskivans deformation beroende av	TRP 20/100		TRP 45/150	
	$t = 0,65$ mm	$t = 1,15$ mm	$t = 0,65$ mm	$t = 1,15$ mm
Profilvridning av ändtvärsnitt $c_{1.1}$ mm/kN	0,026	0,006	0,099	0,024
Skjuvpåkänningar $c_{1.2}$ mm/kN	0,015	0,009	0,021	0,012
$c = c_{1.1} + c_{1.2}$ mm/kN	0,041	0,015	0,120	0,036

Den beräknade förskjutningsmodulen hos en väggskiva av TRP 20 med plåttjockleken $t = 0,65$ mm kan jämföras med resultaten från försök på skivorna K1 och A1. Denna jämförelse visar att den trapetsprofilerade plåten ger väggskivan en förskjutningsmodul som är 1,6 ggr lägre än förskjutningsmodulen för skiva K1 och överensstämmer i stort sett med förskjutningsmodulen hos skiva A1.

Görs motsvarande jämförelse mellan skivor som är sammansatta av paneler med plåttjockleken $t = 1,15$ mm ger TRP 20 en beräknad förskjutningsmodul som är 1,7 ggr lägre än försöksresultaten för skiva K2. Skiva A2 har i detta fall ungefär samma förskjutningsmodul som skivan av trapetsprofilerad plåt.

Eftersom den profilerade plåtens deformation är starkt beroende av profileringens djup blir förhållandena de omvända vid TRP 45.

Den ger en väggskiva som har en beräknad förskjutningsmodul som vid plåttjockleken $t = 0,65$ mm är 1,8 resp. 2,7 ggr så hög som motsvarande försöksvärde för K1 och A1. Vid $t = 1,15$ mm blir den beräknade förskjutningsmodulen för TRP 45 1,4 resp. 2,8 ggr så hög som försöksresultaten för K2 och A2.

Väggfackverk som används för att stabilisera byggnader och ta upp horisontella krafter kan utföras på olika sätt. Om fackverket konstrueras som ett kryssförband behöver diagonalerna enbart ta dragkrafter och kan bestå av enkla vinkelstänger. I ett sådant fackverk är bara ena diagonalen enligt FIG 4:5 verksam vid belastning.

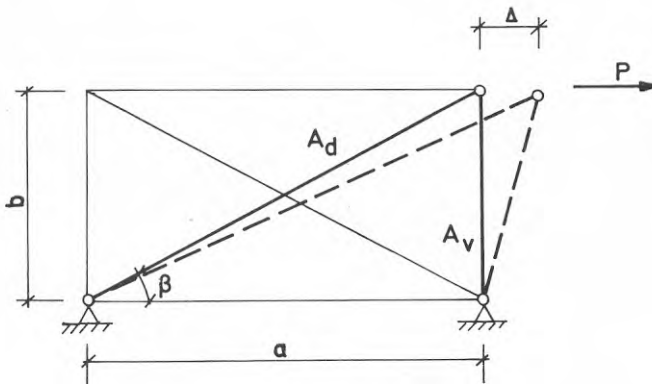


FIG 4:5 Kryssfackverk

För ovanstående fackverk kan förskjutningsmodulen $c_F = \Delta/P$ tecknas enligt följande:

$$c_F = \frac{a}{E A_d} \frac{1 + \frac{A_d}{A_v} \sin^3 \beta}{\cos^3 \beta}$$

där A_d = tvärsnittsarean hos diagonalstag

A_v = tvärsnittsarean hos vertikalbalk

I FIG 4:6 framgår att den vertikala balkens bidrag till den horisontella deformationen är liten vid växande a/b . För enkelhets skull antas här att vertikalbalkens tvärsnittsarea (A_V) är avsevärt större än diagonalstagets tvärsnittsarea (A_D), vilket ger $A_D/A_V \approx 0$.

När man vill jämföra ett väggfackverk med en väggskiva av C-paneler kan det vara lämpligt att utgå ifrån att materialet i diagonalstaget uppnår sträckgränsen vid den lastnivå som ger brott i resp. väggskiva. Om sträckgränsen sättes till 220 N/mm^2 (SIS 13 11 stål), blir diagonalstagets tvärsnittsarea (A_D) och förskjutningsmodul (c_F) enligt TABELL 4:4.

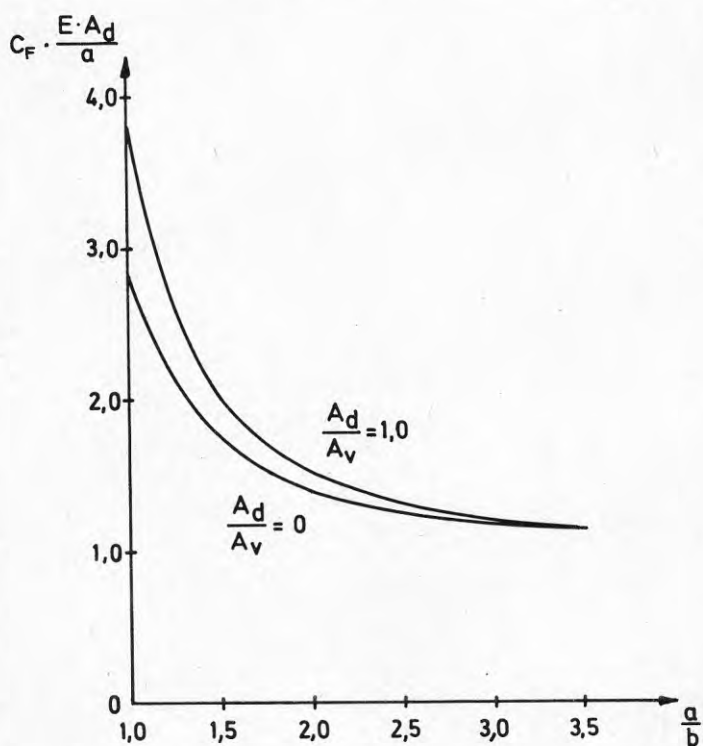


FIG 4:6 Förskjutningsmodul för ett kryssfackverk enligt FIG 4:5

TABELL 4:4 Förskjutningsmodulen (c_F) hos ett fackverk enligt FIG 4:5 för olika tvärsnittsarea (A_d) hos diagonalstaget

Försöksskiva	Brottlast (kN)	Tvärsnittsarea A_d (mm ²)	Förskjutningsmodul c_F (mm/kN)
K1	31	162	0,188
A1	50	262	0,117
K2	120	628	0,049
A2	145	759	0,040

Om man jämför förskjutningsmodulerna i TABELL 4:2 erhållna vid försök på skivor av C-paneler framgår det att väggskivorna är styvare än motsvarande fackverk. Förhållandet mellan förskjutningsmodulen (c) hos väggskivor och förskjutningsmodulen (c_F) hos motsvarande fackverk visas i TABELL 4:5.

TABELL 4:5 Jämförelse mellan förskjutningsmodul (c) hos väggskivor av C-paneler och motsvarande förskjutningsmodul (c_F) hos fackverk

Försöksskiva	$\frac{c}{c_F}$
K1	0,35
A1	0,38
K2	0,53
A2	0,33

4.3 Lastupptagningsförmåga

I en väggskiva enligt FIG 4:1 utvecklas ett dragfält mellan kantbalkarna AB och CD när panelliven har skjувbucklat. Kraften i dragfältet överförs via normalkrafter i panelerna till balk AB som fungerar som upplag. Normalkraften fördelar sig mellan panelerna beroende på dragfältets utsträckning och balken AB:s styvhet och upplägning. Vid de försök som genomfördes fungerade kantbalken som ett eftergivligt upplag mellan de fasta upplagen A och B. Genom upplagets eftergivlighet fick de yttersta panelerna vid B den största normalkraften. Den största påkänningen uppstod i den yttersta flänsen och anslutande liv längs skivans kant BC.

Den maximala lastupptagningsförmågan kommer att bestämmas av förbindningarnas hållfasthet eller av den maximala normalkraftupptagande förmåga som den mest ansträngda panelen utsätts för. Genom den excentriskt verkande normalkraften (normalkraften fördes in i panelens liv) påverkas panelen av samtidigt verkande tryck och böjning.

En excentriskt belastad panel kan antingen gå till brott genom buckling eller genom att sträckgränsen uppnås i tvärsnittets mest ansträngda del. Vid försök på skiva K1 bucklade den oförstyvade yttersta flänsen längs skivans kant BC vid lasten $P = 31$ kN. Vid försök på skiva K2 gick den till brott vid $P = 120$ kN genom att sträckgränsuppkänningar uppnåddes. Den yttersta flänsen var vid skiva K2 till skillnad mot skiva K1 förstärkt med en kantförstyvning som var så utformad att den inte skulle knäckas förrän sträckgränsuppkänningen var uppnådd.

Vid försök på skiva A1 uppstod instabilitetsbrott i den yttersta flänsen längs skivans kant BC vid lasten $P = 50$ kN. Skivan A1 hade liksom skivan K2 försetts med en kantförstyvning längs denna kant. Förstyvningen hos A1 var dock inte optimalt utformad utan den förstyvade flänsen gick till brott innan sträckgränsuppkänningen var uppnådd.

Skivan A2 gick till brott vid lasten $P = 145$ kN. Denna skiva var på samma sätt som skiva K2 förstärkt med en kantförstyvning.

Sträckgränspåkänningen i förstyvningens mest ansträngda punkt var uppnådd innan den förstyvade flänsen gick till brott genom buckling.

Normalkrafterna i de enskilda panelerna hos en väggskiva kan beräknas genom att använda den beräkningsmodell som beskrivs i kap. 4.1.

Den trapetsprofilerade plåtens lastupptagningsförmåga är tämligen väl utredd, och förslag till dimensioneringsregler återfinns i Byggeforskningens informationsblad B1:1975 (jfr kap. 3.3). Det är därför intressant att jämföra de provade väggskivorna med två vanliga väggprofiler. Det finns inga adekvata försöksresultat utan den trapetsprofilerade plåtens maximala lastupptagningsförmåga måste beräknas.

När skivverkan utnyttjas i tak- eller väggskivor av trapetsprofilerad plåt, är det vanligen så att förbindningarnas hållfasthet blir avgörande för skivans lastupptagning. Om en jämförelse mellan väggskivor av profilerad plåt och väggskivor av C-paneler skall bli av intresse, måste betingelserna vara så lika som möjligt. På de provade väggskivorna av C-paneler var förbindningarna överdimensionerade så att brott skulle uppstå i någon annan del av skivan. Den faktor som begränsade dessa skivors lastupptagningsförmåga var den mest ansträngda panelens förmåga att uppta excentriskt verkande normalkraft.

När den trapetsprofilerade plåten är avsedd för upptagning av skivkrafter, är förutsättningen att skivan begränsas av vertikala pelare och horisontella balkar. Se kap. 3. Om man förutsätter att en väggskiva av C-paneler omges av kraftupptagande balkar längs samtliga fyra sidor, kommer de vertikala balkarna att uppta den största delen av den normalkraft som dragfältet ger upphov till. Den hållfasthetsbegränsande faktorn skulle i detta fall bli förbindningarna mellan panelerna och mellan panelerna och de horisontella och vertikala kantbalkarna.

Den absoluta övre praktiska gränsen för lastupptagningsförmågan hos en väggskiva av trapetsprofilerad plåt uppnås när hela väggskivan bucklar globalt. Davies, 1977, rekommenderar användning

av den formel för global buckling som återfinns i kap. 3.3. Formeln förordas också av Easley, 1975, som har studerat flera forskares arbeten och själv gjort ett flertal försök för att komma fram till en praktiskt användbar formel. Eftersom en väggskiva av trapetsprofilerad plåt kan förutsättas vara elastiskt inspänd längs skivans ränder vinkelrätt profileringsriktningen, kan den angivna formeln ge för låg bucklingslast. Försöksresultat tyder även på detta. De praktiska försöken kan då anses motsvara de förhållanden som råder i en verklig konstruktion såsom icke helt plan skiva och ojämn kraftinföring i skivan.

Den globala bucklingslasten beräknad med formler i kap. 3.3 och 3.4 redovisas i TABELL 4:6 för en väggskiva enligt FIG 4:1 som är sammansatt av TRP 20 eller TRP 45 paneler (FIG 4:4). Den trapetsprofilerade plåtens profilering förutsätts löpa vinkelrätt mot väggskivans längdriktning som i FIG 3:5a. I tabellen återges också den maximala last som har noterats vid försök på väggskivor av C-paneler.

TRP 20 och TRP 45 väggprofiler tillverkas inte av 1,15 mm plåt. För att göra jämförelsen med försöksskivorna A2 och K2 som var sammansatta av C-paneler tillverkade av plåt med 1,15 mm stål-kärna beräknades dock bucklingslasten även för trapetspanelerna med denna plåttjocklek.





Det framgår i TABELL 4:6 att för TRP 20 med plåttjockleken $t = 0,65$ mm är den maximala lastupptagningsförmågan (P_{\max}) 13 kN lägre än för skiva A1 och 6 kN högre än för skiva K1. För $t = 1,15$ gäller att P_{\max} är 59 resp. 34 kN lägre för TRP 20 i jämförelse med skiva A2 och skiva K2.

För TRP 45 med plåttjockleken $t = 0,65$ mm är P_{\max} 85 kN högre än för skiva A1 och 104 kN högre än för skiva K1. För $t = 1,15$ mm är P_{\max} 173 resp. 198 kN högre för en skiva av TRP 45 i jämförelse med skivorna A2 och K2.

Sammanfattningsvis kan man konstatera att den låga trapetsprofilen (TRP 20) har lägre beräknad brottlast än motsvarande försöksvärden för C-paneler. För den högre profilen, TRP 45, blir förhållandet omvänt.

Vid den gjorda jämförelsen får man inte glömma bort att väggskivor av trapetsprofilerad plåt förutsätter samverkan med kantbalkar runt om, d v s både horisontella och vertikala kantbalkar som i FIG 3:1. I en skiva av C-paneler erfordras inga vertikala balkar.

TABELL 4:6 Maximal lastupptagningsförmåga (P_{\max}) för en väggskiva 2400 x 4200 mm enligt FIG 4:1. P_{\max} för A1, A2, K1 och K2 är försöksresultat. P_{\max} för TRP 20/100 och TRP 45/150 är beräknade.

Plåtprofil	P_{\max} (kN)		Anm.
	t = 0,65 mm	t = 1,15 mm	
TRP 20/100 	37	86	Beräknade värden
TRP 45/150 	135	318	
A1 och A2 	50	145	Försöksresultat
K1 och K2 	31	120	

5 FLERVÅNINGSBYGGNAD MED STABILISERANDE VÄGGSKIVOR AV C-FORMADE PANELER

5.1 Allmänt

När väggskivor av C-paneler i kap. 4.2 och 4.3 jämförs med väggskivor av trapetsprofilerad plåt och ett konventionellt fackverk, visar det sig att C-paneler ger väggskivor med god lastupptagningsförmåga vid små deformationer. För att få kunskap om de praktiska förutsättningarna för användning av dessa skivor som stabiliserande element i flervåningsbyggnader har försöksresultaten från prov på skivor av C-paneler (Nyberg, 1976) använts som underlag för beräkning av byggnaden i FIG 5:1.

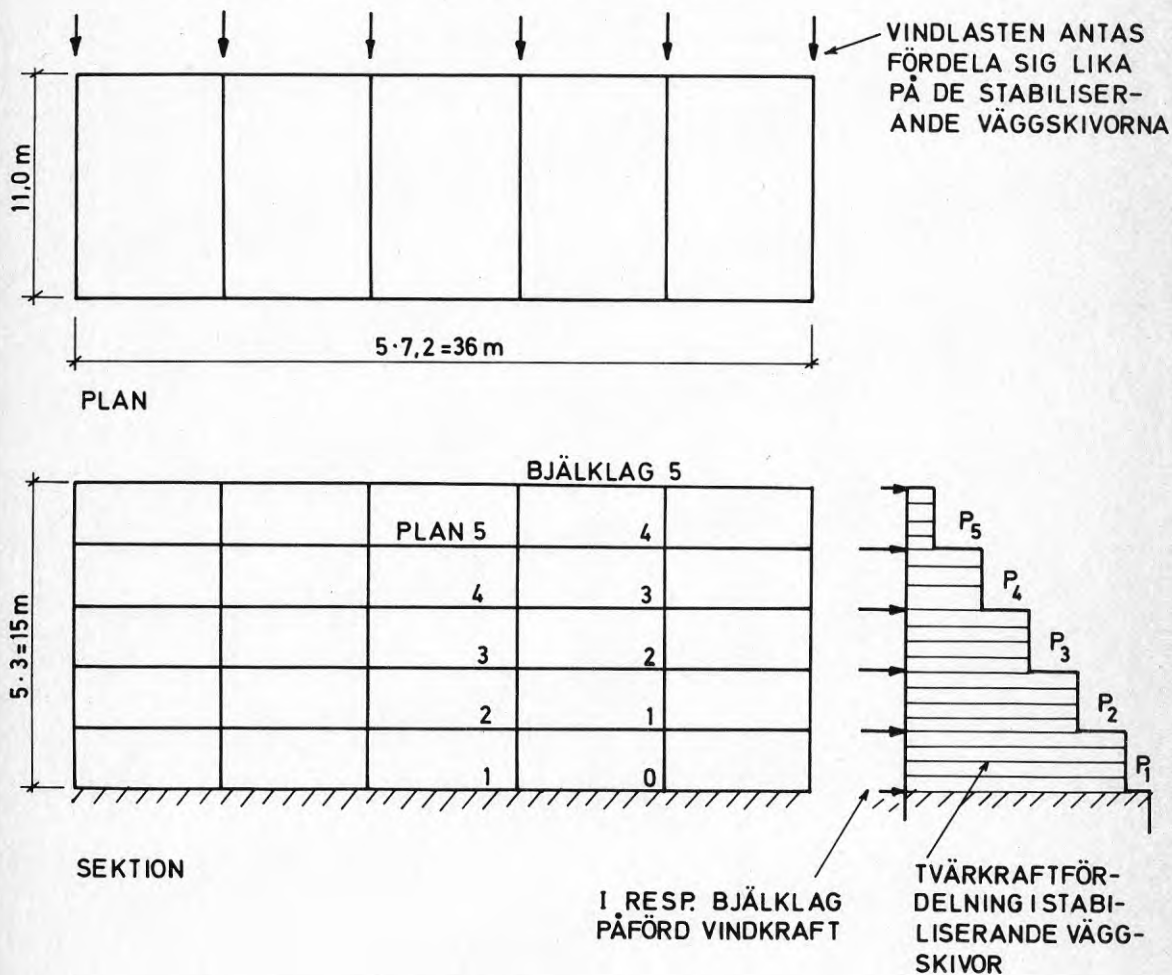


FIG 5:1 Flervåningsbyggnad där samtliga tvärgående väggar eller enbart gavlarna utnyttjas för stabilisering vid vind mot långsidan

Byggnaden antas vara 15 m hög och innehålla 5 våningar. Byggnadens längd är maximalt 36 m och dess djup 11 m. Avstånden mellan de tvärgående väggarna förutsätts vara 7,2 m. Vid beräkningarna har ett alternativ med 9 m höjd motsvarande 3 våningar studerats. Husets längd har varierats med multiplar om 7,2 m. Två principiellt olika alternativ har undersökts, dels när enbart gavlarna har stabiliserande funktion, dels när samtliga väggar medverkar i stabiliseringen.

Väggsnivorna i byggnaden i FIG 5:1 skall ta upp de horisontella krafter som uppstår när byggnaden påverkas av vindlast mot långsidan. Om byggnaden antas ligga vid kusten, blir enligt Svensk Byggnorm 1975 vindens hastighetstryck $q = 1,0 \text{ kN/m}^2$ för byggnadshöjden $H = 15 \text{ m}$ och $q = 0,9 \text{ kN/m}^2$ för $H = 9 \text{ m}$. Vindtrycket på byggnaden erhålls genom att hastighetstrycket multipliceras med en formfaktor som är 0,7 på trycksidan och 0,5 på läsidan. Totalt kommer byggnaden att påverkas av ett vindtryck som är $1,0 \cdot 1,2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$ för $H = 15 \text{ m}$ och $0,9 \cdot 1,2 = 1,08 \text{ kN/m}^2$ för $H = 9 \text{ m}$.

Ytterväggarna antas vara konstruerade på så sätt att den vindkraft som upptas av väggarna överförs till närmaste bjälklag, varvid bjälklaget förutsätts fungera som en oändligt styv skiva och fördela kraften i bjälklagsskivan lika på de stabiliserande väggsnivorna.

5.2 Lastupptagningsförmåga

Som underlag för bedömning av väggsnivornas förmåga att ta upp last tjänar resultaten från försök på skivor med yttermått 2400 x 4200 mm enligt FIG 4:1. De stabiliserande väggsnivorna i flervåningsbyggnaden i FIG 5:1 kommer att ha en höjd som beror på de anslutande balkarnas höjd och den infästningsmetod som väljs. Väggsnivans höjd blir omkring 2,5 m. Eftersom byggnadens djup är 11,0 m, kommer skivorna att få längden 11,0 m om inga öppningar är upptagna för t ex dörrar. Om väggsnivorna är fastsatta längs de horisontella balkarna (bjälklagen) men ej i de vertikala balkarna (pelarna) så att ett dragfält enbart kan förankras i horisontalerna, kommer detta att få den utsträckning som visas i FIG 5:2.

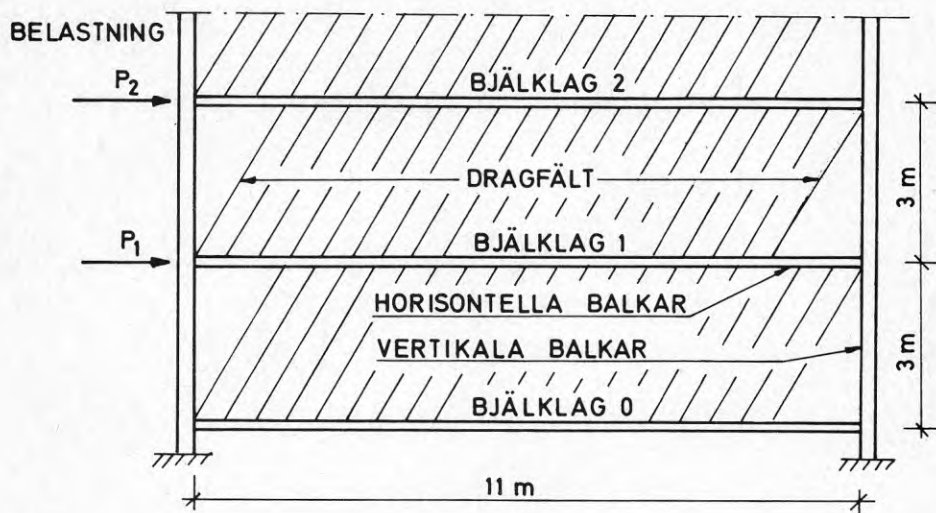


FIG 5:2 Dragfält mellan horisontella balkar (bjälklag)

Om väggskivan däremot anslutes till pelarna så att krafterna i dragfältet tillfredsställande kan förankras i dessa, bildas ett kontinuerligt dragfält som enligt FIG 5:3 täcker hela väggskivan.

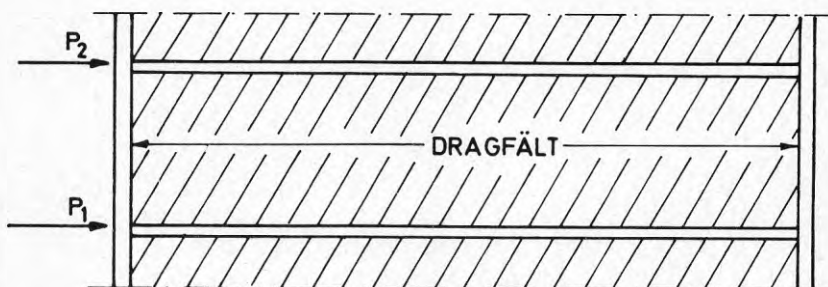


FIG 5:3 Dragfält som förankras i både horisontella och vertikala kantbalkar

Vid stora öppningar mellan bjälklag bildas två dragfält enligt FIG 5:4. Dragfälten kan givetvis förankras i vertikala kantbalkar runt öppningen, om dessa har erforderlig styvhet.

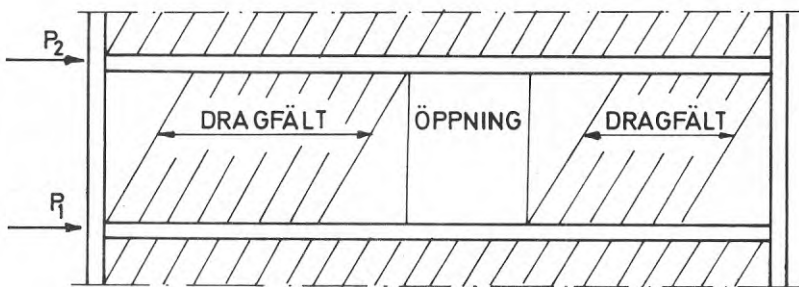


FIG 5:4 Två dragfält mellan horisontella kantbalkar

Vid mindre öppningar som enligt FIG 5:5 ej löper mellan bjälklagen bildas två dragfält som åtskiljs av öppningen. Om denna förses med förstövningar runt om som kan överföra dragfältskrafterna från den ena sidan till den andra, förblir väggskivans dragfält kontinuerligt som i FIG 5:2.

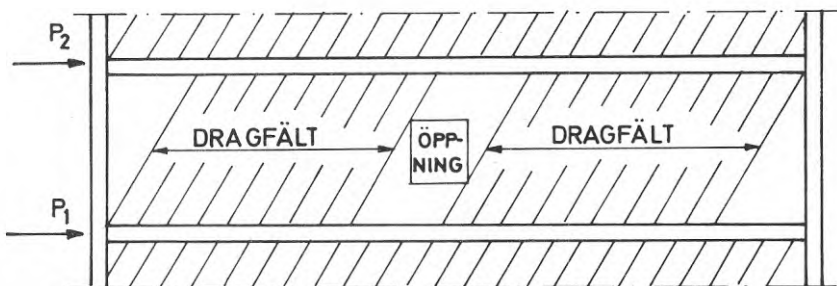


FIG 5:5 Två dragfält mellan horisontella kantbalkar

Om enbart gavelväggarna i flervåningsbyggnaden i FIG 5:1 skall ge erforderlig stabilisering vid vindlast mot byggnadens långsida, kommer den uppträdande tvärkraften i plan 1 - 5 per längdenhet vägg att få värden enligt FIG 5:6. Även ett alternativ med huslängden 21,6 m, d v s 3 längdmoduler om 7,2 m, finns beräknat. Den maximala lastupptagningsförmågan (se kap. 4.3) som erhöles vid försök på skivor med yttermåten 2,4 x 4,2 m har antagits vara beroende av längden och räknats upp med faktorn $\frac{11,0}{4,2}$. Hela

väggskivan med längden 11,0 m har förutsatts vara obruten av öppningar, vilket ger ett kontinuerligt dragfält över hela väggen. Enligt kap. 4.3 gick försöksskivorna till brott genom excentriskt verkande normalkraft förorsakad av dragfältets resulterande förankringskrafter. Om de horisontella kantbalkarna hos byggnaden i FIG 5:1 har erforderlig styvhet för att överföra dragfältets förankringskrafter till anslutande pelare, kommer väggskivorna att gå till brott genom förbindningsbrott. Detta beror på de stora dragfältskrafter som skall överföras i längsskarvarna mellan C-panelerna eller mellan panelerna och anslutande balkar.

SKJUVKRAFT

N/mm

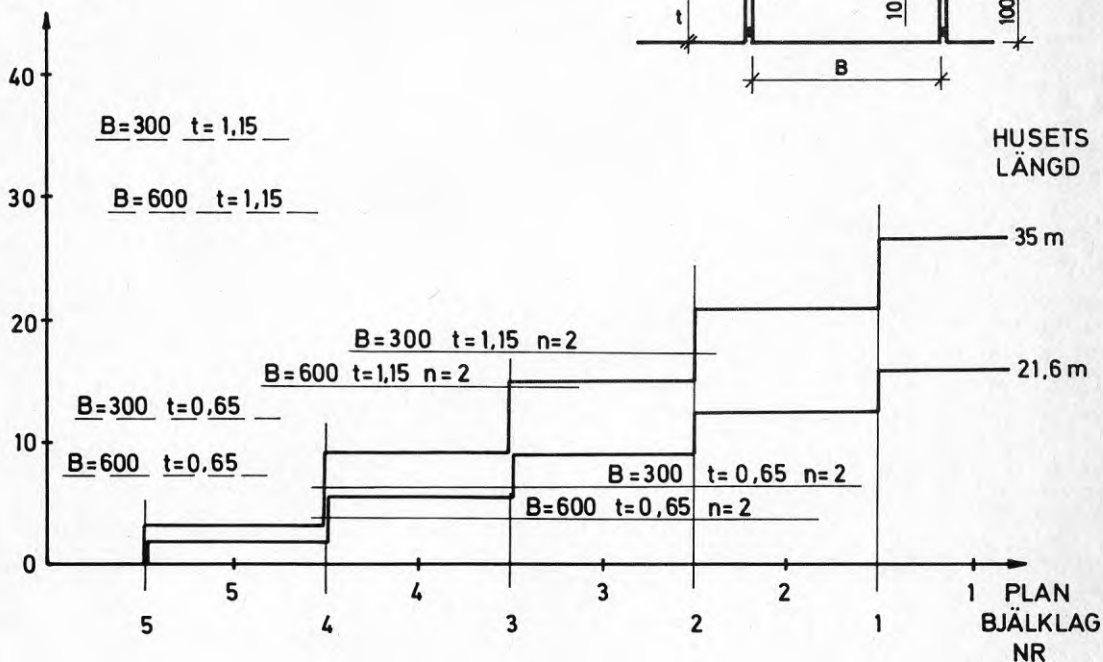


FIG 5:6 Uppträdande tvärkraft per längdenhet vägg (skjuvkraft) i plan 1-5 vid huslängderna 35 resp. 21,6 m som skall upptas av stabiliserande gavelväggar. Streckad horisontell linje motsvarar maximal lastupptagningsförmåga om gavlarna består av C-paneler. Horisontell heldragen linje motsvarar tillåten lastupptagningsförmåga om säkerhetsfaktorn $n = 2$.

När byggnadens längd är 35 m är enligt ovanstående resonemang gavelväggar av C-paneler med $B = 300$ mm och $t = 1,15$ mm tillräckliga ner till plan 3, om säkerhetsfaktorn är $n = 2$. För plan 1 och 2 räcker icke dessa paneler. När längden är 21,6 m kan däremot dessa paneler uppta skjuvkraften i plan 1. Eftersom den tvärkraft som uppstår i de stabiliserande tvärväggarna varierar med planens höjd över marken, kan olika paneler användas i de olika planen. För t ex huslängden 21,6 m är C-paneler med $B = 600$ mm och $t = 0,65$ mm tillfyllest i plan 5. I plan 4 erfordras att gavelväggarna består av C-paneler med $B = 300$ mm och $t = 0,65$ mm. I plan 3 och 2 erfordras C-paneler med $B = 600$ mm och $t = 1,15$ mm.

När samtliga sex tvärväggar stabiliserar byggnaden i FIG 5:1 vid vindbelastning på långsidorna, blir tvärkraften per längdenhet vägg enligt FIG 5:7. Enligt denna har väggskivor av C-paneler med $B = 600$ mm och $t = 0,65$ mm erforderlig lastupptagningsförmåga för att ta upp skjuvkrafterna i plan 5 och 4, när byggnadens längd är 35 m. C-paneler med $B = 300$ mm och $t = 0,65$ mm kan ta upp de skjuvkrafter som uppstår i tvärväggarna som finns på plan 3. I plan 1 och 2 kan C-paneler med $B = 600$ mm och $t = 1,15$ mm med en tillåten skjuvkraft på 14,3 N/mm ta upp skjuvkraften som uppgår till 8,8 resp. 6,8 N/mm. I samtliga fall har säkerhetsfaktorn satts till 2.

I FIG 5:8 framgår storleken på de maximala skjuvkrafter som uppträder i gavelväggarna, om enbart dessa har stabiliserande funktion. När husets längd varierar med multiplar om 7,2 m, blir skjuvkraften i gavelväggarna linjärt beroende av denna. När huset har full höjd, d v s 15 m, klarar gavelväggar av C-paneler med $B = 300$ mm och $t = 1,15$ mm skjuvkrafterna i plan 1 om huslängden är 21,6 m. Vid hushöjden 9 m, d v s 3 våningar, är gavelväggar av C-paneler med $B = 600$ mm och $t = 1,15$ mm tillfyllest i plan 1. Längre upp i byggnaden minskar skjuvkrafterna enligt FIG 5:6 i förhållande till skjuvkrafterna i plan 1.

Om samtliga tvärväggar är dimensionerade för att ta upp de tvärkrafter som uppstår vid vindbelastning på byggnadens långsidor blir tvärkraften per längdenhet vägg enligt FIG 5:9. För de två hushöjderna 15 resp. 9 m redovisas den maximala skjuvkraft som uppstår i plan 1 vid variabel huslängd.

SKJUVKRAFT

N/mm

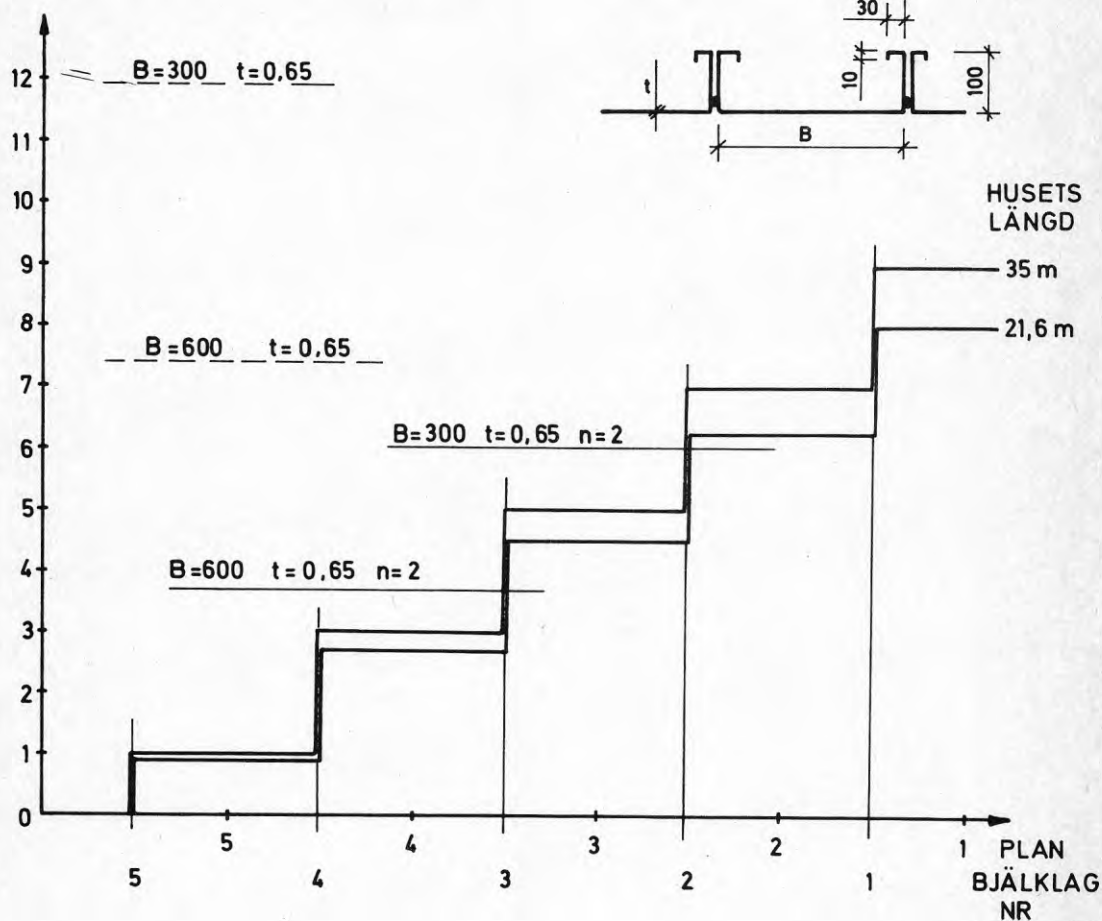


FIG 5:7 Tvärkraft per längdenhet vägg (skjuvkraft) i plan 1-5 vid huslängderna 35 resp. 21,6 m. Samtliga tvärväggar enligt FIG 5:1 förutsättes ha stabiliserande funktion.

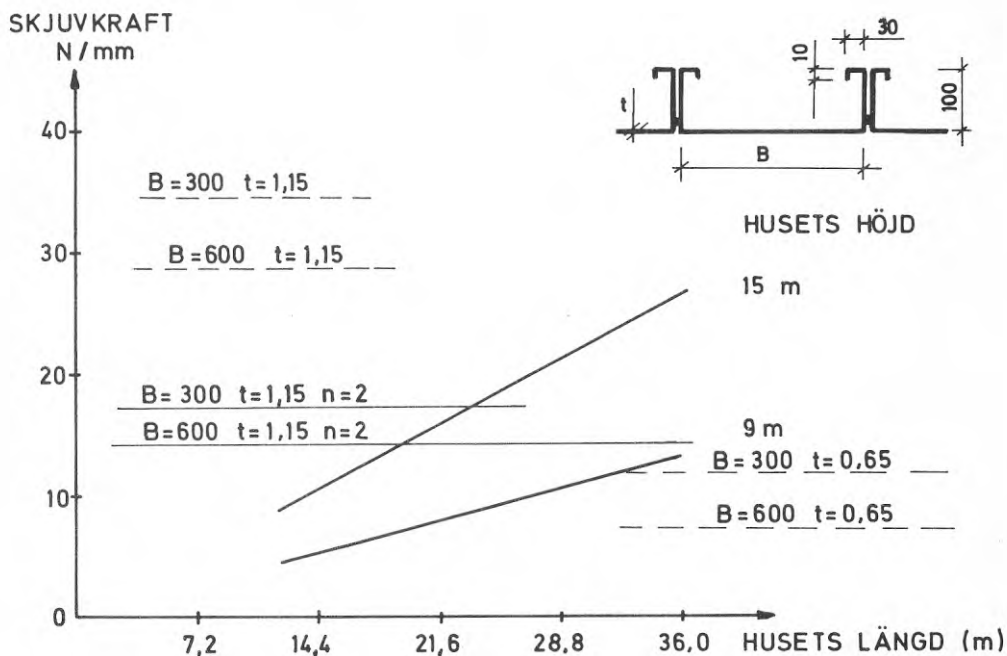


FIG 5:8 Uppträdande tvärkraft per längdenhet vägg (skjuvkraft) i plan 1 som skall upptas av stabiliserande gavelväggar vid hushöjderna 15 resp. 9 m som funktion av husets längd

För att klara de påkänningar som uppstår i tvärväggarna i plan 1 vid full längd, d v s 36 m, erfordras tvärväggar av C-paneler med $B = 600$ mm och $t = 1,15$ mm som har en tillåten tvärkraft per längdenhet vägg som är 14,3 N/mm. Vid hushöjden 9 m klarar tvärväggar av C-paneler med $B = 300$ mm och $t = 0,65$ mm påkänningarna i plan 1 även vid full huslängd.

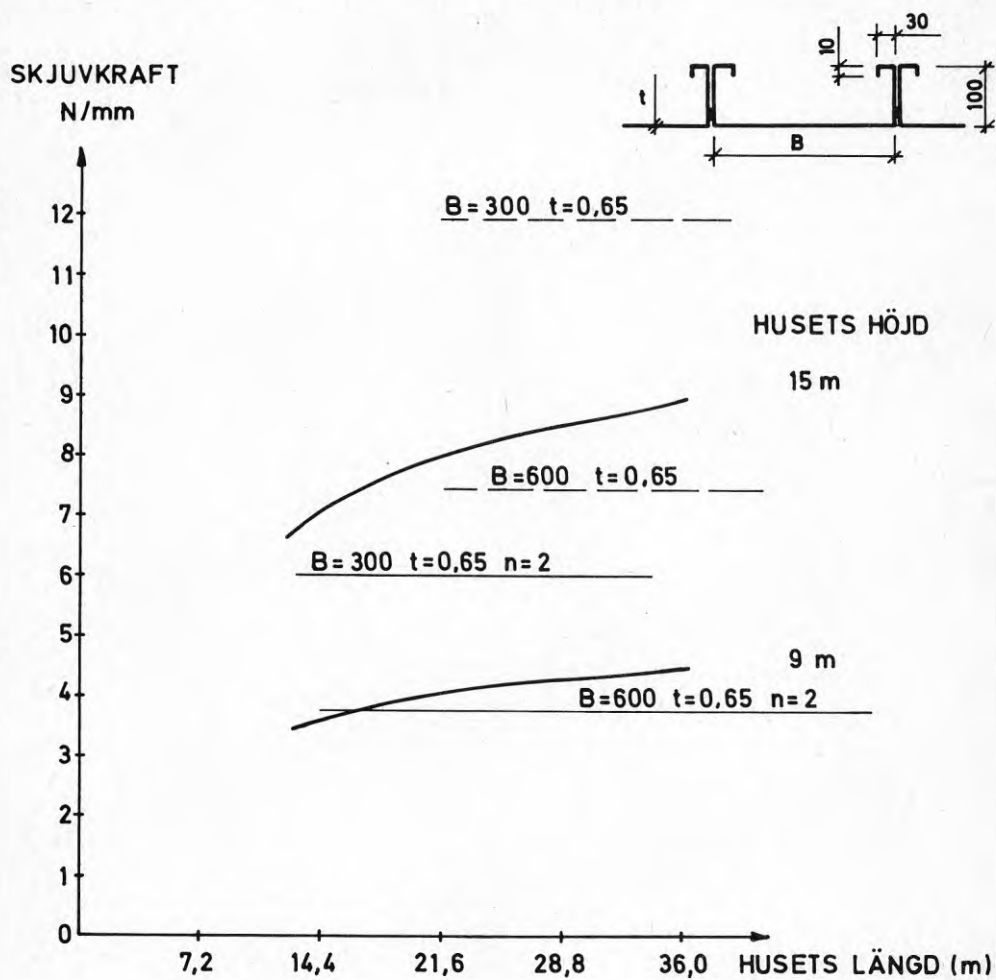


FIG 5:9 Tvärkraft per längdenhet vägg (skjuvkraft) i plan 1 vid hushöjderna 15 resp. 9 m som funktion av husets längd. Samtliga tvärväggar i FIG 5:1 är stabiliserande.

5.3 Deformationer

För bedömning av väggskivornas deformationsbeteende används, på samma sätt som när det gällde att bedöma lastupptagningsförmågan, som underlag resultaten från försök på skivor med yttermått 2,4 x 4,2 m enligt FIG 4:1.

Last-deformationssambanden i FIG 4:3 har givit förskjutningsmodulerna i TABELL 4:2 som sedan har använts vid beräkning av väggskivornas deformation. Eftersom försöksskivorna hade längden 4,2 m och väggskivorna längden 11,0 m, har förskjutningsmodulerna i TABELL 4:2 multiplicerats med faktorn $\frac{4,2}{11,0}$, d v s det har förutsatts att samma (uppmätta) enhetsförskjutning c^* ($\frac{\text{mm}}{\text{kN/m}}$) skall vara representativ oberoende av skivans längd. Beroende på bl a de anslutande horisontella balkarnas höjd kan provskivans höjd i stort anses överensstämma med väggskivans höjd.

Enbart försöksresultat från skivor med längden 4,2 m är givetvis icke tillräckliga för att med full säkerhet uttala sig om deformationsbeteendet hos en väggskiva som är mer än två gånger så lång. Även val av infästningsmetod och anslutande balkars styvhet är avgörande för deformationernas storlek. Jfr även kap. 5.2. De genomförda försöken är dock tillräckliga för att ligga till grund för en uppskattning av deformationerna hos ifrågavarande byggnad. Den maximala utböjningen har beräknats som summan av delförskjutningar i varje plan under där rådande totala tvärkraft $n=5$ ($\delta = \sum_{n=1}^n \delta_n$). Momentet som upptas av det vertikala bärverket antas inte ge något bidrag till den horisontella deformationen.

Om enbart gavelväggar uppbyggda av C-paneler är stabiliserande, blir den maximala utböjningen (δ) vid hushöjden 15 m en funktion av husets längd vid vind mot långsidan enligt FIG 5:10. Vid huslängden 36 m blir maximal utböjning 4,0 och 8,0 mm, om gavelväggarna är uppbyggda av C-paneler med bredden $B = 300$ resp. 600 mm vid plättjockleken $t = 1,15$ mm. Den maximala utböjningen är således i båda fallen av storleksordningen $H/2000$, vilket uppfyller mycket högt ställda krav.

Om gavlarna är tillverkade av paneler med $t = 0,65$ mm och $B = 300$ och 600 mm, blir maximal utböjning 13,6 resp. 20,4 mm. En utböjning av 13,6 mm motsvarar $H/1100$. Även en sådan utböjning motsvarar högt ställda krav.

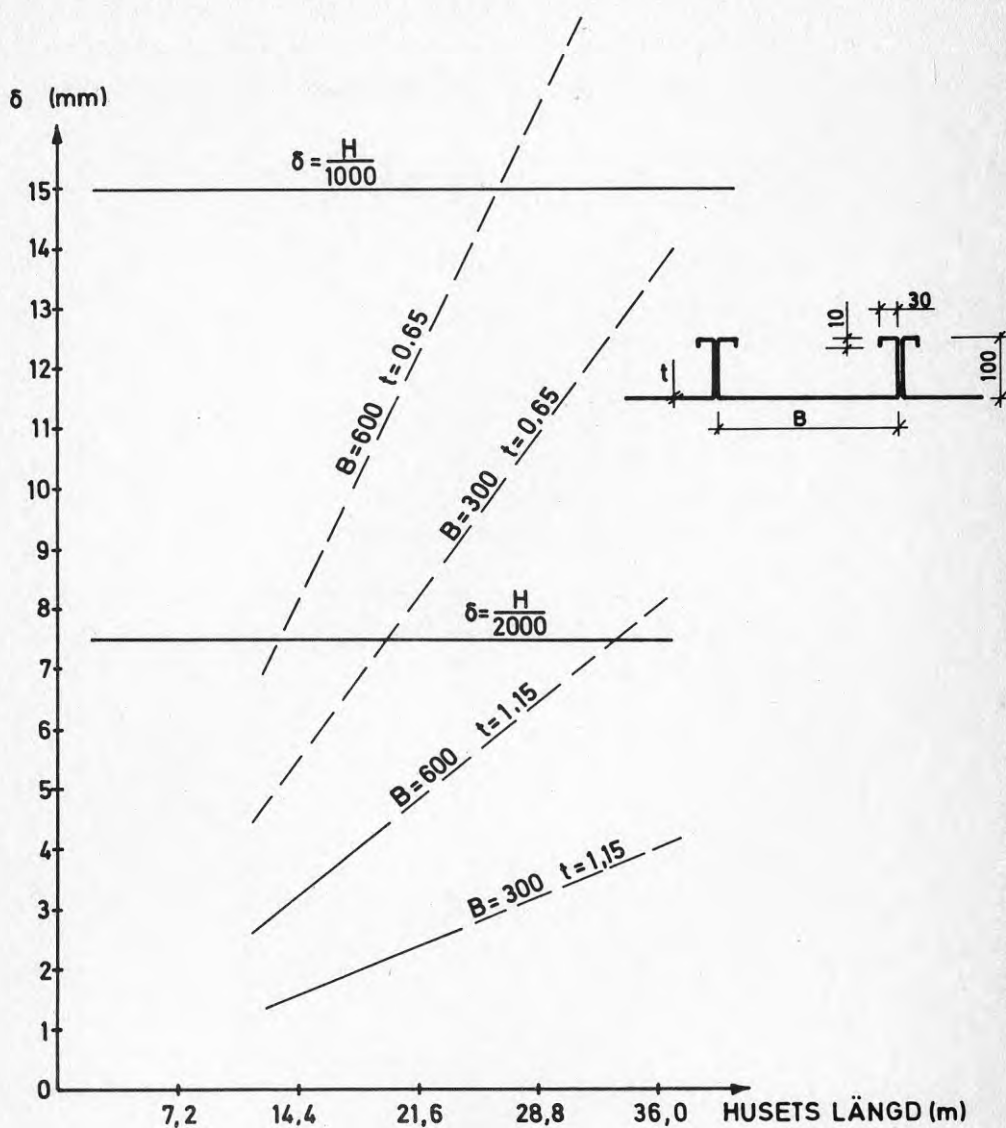


FIG 5:10 Maximal utböjning vid hushöjden 15 m som funktion av husets längd. Gavelväggarna är uppbyggda av stabiliserande C-paneler. Streckad linje anger att panelens lastupptagningsförmåga överskrids i ett eller flera plan.

Nu räcker inte de undersökta panelernas lastupptagningsförmåga om endast gavelväggarna skall utföra erforderlig vindstabilisering. I FIG 5:6 framgår det att C-paneler med $B = 300$ och 600 mm och $t = 1,15$ mm är tillräckliga enbart i plan 3-5 vid huslängden 36 m - detta under förutsättning att säkerhetsfaktorn $n = 2$. Paneler med plåttjockleken $t = 0,65$ mm kan enbart ta upp de krafter som uppträder i plan 5.

När samtliga tvärgående väggar har stabiliserande funktion och de är uppbyggda av C-paneler, blir den maximala deformationen som i FIG 5:11. Även när väggarna är uppbyggda av C-paneler med $B = 600$ mm och $t = 0,65$ mm, blir deformationen mindre än $H/2000$. Enligt FIG 5:9 har dock denna panel för liten lastupptagningsförmåga med säkerhetsfaktorn $n = 2$ för att ta upp den tvärkraft som uppstår i plan 1. Detta gäller även paneler med $B = 300$ mm och $t = 0,65$ mm vid huslängder större än 7,2 m.

Paneler med $B = 600$ mm och $t = 0,65$ mm kan enligt FIG 5:7 endast användas i plan 4-5 vid huslängden 36 m. Paneler med $B = 300$ mm och $t = 0,65$ mm kan användas i plan 3-5.

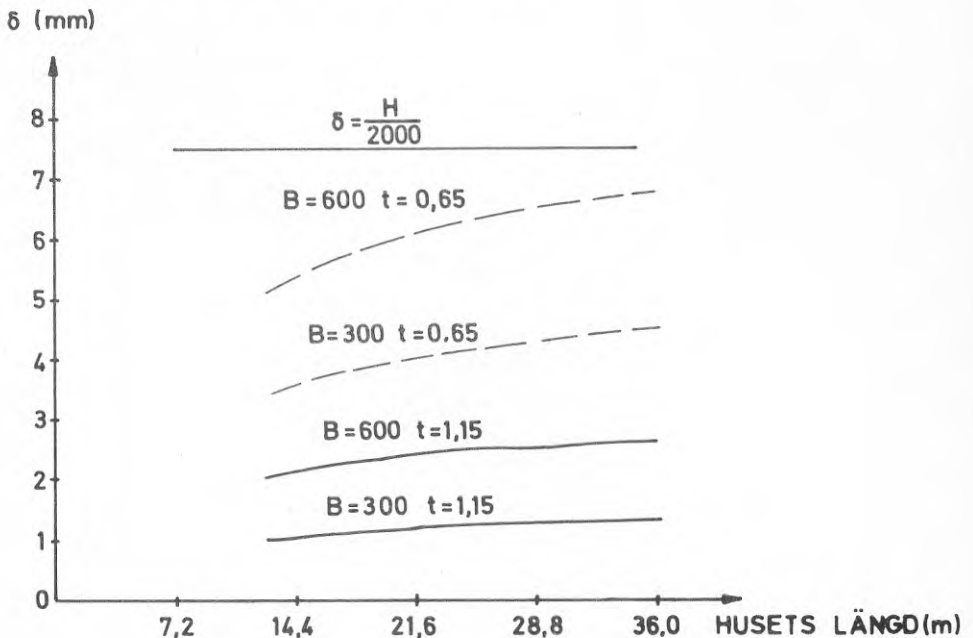


FIG 5:11 Maximal utböjning vid hushöjden 15 m som funktion av husets längd när samtliga väggar är stabiliserande. Väggar är uppbyggda av C-paneler. Streckad linje anger att panelens lastupptagningsförmåga överskrids i ett eller flera plan.

6 SÄKERHETSASPEKTER

Det är vanligen så att stabilisering av byggnader mot horisontell kraftpåverkan (exempelvis vindlast) utgörs av speciella väggar, ramar eller fackverkskonstruktioner. Även övriga väggar, som då vanligtvis är av typen "icke bärande", har dock en avsevärd styvhet. Dessa väggar kan vara effektivare vid stabiliseringen än det därtill avsedda bärverket. Eftersom normer saknas och det är svårt att beräkna styvheten hos "icke bärande" väggar, har de i allmänhet inte aktivt utnyttjats för stabilisering.

Inom lättbyggnadstekniken med "icke bärande" väggar av trapets-profilerad plåt eller C-paneler får dessa väggar, som visats i kap. 3-5, en stabiliserande funktion. Med stabiliserande funktion avses då förmågan att ta upp belastning i väggens plan (skivverkan). Givetvis kan dessa "lättväggar" också bära vertikalt verkande last, även om detta inte behandlas här.

När nu väggar som traditionellt enbart har utnyttjats för rumsavskiljning även får en aktiv lastupptagande funktion, måste en nyanserad bedömning av säkerhetsaspekterna göras. Det finns alltid en risk att väggar som till synes inte har någon bärande funktion tas bort vid en framtida ändring av planlösningen. Till viss del är detta ett problem av övergående natur. Med tiden kommer projektörer och konstruktörer att bli vana vid att en byggnads bärande funktion och säkerhet snarare konstitueras av samverkande enheter (väggar, balkar m m) än av enskilda balkar, pelare och fackverk som traditionellt förutsatts vara ensamt bärande i byggnader med stålstomme. Om "icke bärande" väggar aktivt utnyttjas för stabilisering, torde det emellertid vara nödvändigt att genom viss överdimensionering säkerställa lastupptagningen, även om någon eller några väggar i framtiden tas bort.

När stabilisering av en byggnad skall ombesörjas av väggar och linjära bärverk i samverkan, måste speciell hänsyn också tas till att den skall bli säker mot kollaps under alla stadier av färdigställande, även när väggarnas skivverkan ännu inte kan utnyttjas.

För att uppfylla ovanstående krav på en nyanserad säkerhetsbedömning kan olika principer för dimensionering bli aktuella. Miller, 1972, anger fyra olika dimensioneringsmetoder, när väggar av

trapetsprofilerad plåt används för stabilisering av flervåningsbyggnader. Dessa är:

- 1) Den trapetsprofilerade plåtens paneler skall enbart utnyttjas för att begränsa deformationerna. Det linjära bärverket (t ex ramar) skall dimensioneras för att bära all last, så att konstruktionen förblir säker, fastän med större deformation, även om några paneler avlägsnas.
- 2) Ramarna skall ensamma kunna bära den dimensionerande belastningen men med en reducerad lastfaktor (t ex 1,1). Panelerna skall användas för att begränsa deformationerna och tillsammans med ramarna bära lasten. Även om några paneler avlägsnas, kommer i detta fall konstruktionen att förbli intakt men med reducerad säkerhet.
- 3) Ett mindre konservativt synsätt är att förutsätta paneler och ramar i full samverkan. Både ramar och paneler skall då dimensioneras så att de samtidigt uppnår sin maximala lastupptagningsförmåga vid samma deformation.
- 4) Det mest radikala är att förutsätta att det linjära bärverket enbart upptar vertikal belastning, medan panelerna tar upp all horisontell belastning.

De dimensioneringsprinciper som enligt Miller är aktuella för väggar av trapetsprofilerad plåt är också tillämpliga för väggar av C-paneler.

Om en byggnad dimensioneras enligt den första metoden, föreligger ingen säkerhetsrisk om panelerna avlägsnas. Deformationerna kommer naturligtvis att öka. Förfaringsättet att använda väggar av plåtpaneler för att enbart begränsa deformationerna ger dock ekonomiskt utbyte först vid mycket höga byggnader. Davies, 1977, konstaterar att kostnadsdifferensen mellan en ram som är tillräckligt styv och en ram som kan bära erforderlig belastning men med för stora deformationer representerar en avsevärd del av bärverkets totala kostnad. Vid ett ramverk som är 25-30 våningar högt erfordras ca 30 % extra stålmängd för att begränsa deformationerna till acceptabel nivå.

I Baehre & Nyberg, 1974, behandlas de säkerhetsproblem som är aktuella vid plåtbeklädda envåningsbyggnader med väggar, tak och linjära bärverk i ett samverkande system. Där framkommer det bl a att Bryan i "The Stressed Skin Design of Steel Buildings, 1973" rekommenderar dimensionering enligt metod nr 2. Denna metod ger i jämförelse med den första metoden det bästa utbytet vid låga och medelhöga byggnader, där det inte finns så mycket att vinna på att utnyttja väggar av plåtpaneler enbart för att begränsa deformationerna.

Davies, 1977, rekommenderar dimensionering enligt den första metoden vid höga byggnader och metod nummer två vid låga och medelhöga byggnader. Dessa båda metoder är främst tillämplbara när bärverket utgörs av ramar (momentstyvt förbundna pelare och balkar). Genom lämpligt val av balk- och pelardimensioner kan ramarna ges en anpassad styvhet. Består bärverket däremot av slanka pelare måste all stabilisering ombesörjas av t ex väggskivor eller fackverk (jfr kap. 2).

I kap. 5 har väggskivor av C-paneler ensamma förutsatts bära all horisontell belastning, medan pelarna uppbär den vertikala belastningen. Detta är i överensstämmelse med metod nr 4. Denna metod kan tyckas ge en dålig säkerhet mot kollaps, om vissa väggar i byggnaden avlägsnas vid en framtida ändring av planlösningen. Detta kan motverkas genom en anpassad överdimensionering. Dessutom är det normalt bara vissa väggar som löper risk att bli borttagna eller flyttade vid en ombyggnad. Gavelväggar och väggar runt t ex hisschakt kan beräknas bli kvar. Alla sådana väggar kan utnyttjas till fullo för stabilisering och utgöra en lastupptagande reserv om andra väggar avlägsnas. De väggar som beräknas bli intakta skall kunna ta upp all horisontell belastning men med en reducerad lastfaktor (t ex 1,1).

Huvuddelen av den trapetsprofilerade plåten används f n inom industribyggnadsområdet till olika sorters envånings hallbyggnader. Enligt Svensk Byggnorm 1975 ställs för dessa byggnader normalt inga formella krav på brandmotstånd och brandteknisk klass hos de bärande konstruktionerna.

Om nu utvecklingen går vidare på så sätt att plåtpaneler blir lastbärande i flervåningsbyggnader (tre eller flera våningar)

och således ersätter de bärande konstruktionerna, kommer krav att ställas på minsta brandtekniska klass.

Den dimensioneringsmetod som väljs kommer också att påverka valet av brandteknisk klass. Om dimensionering av en flervåningsbyggnad utförs enligt metod nr 1, behöver de stabiliserande väggskivorna av plåtpaneler förmodligen ej brandisolerats, eftersom skivorna enbart används för att begränsa deformationerna. Sker dimensioneringen däremot enligt metod nr 4 måste givetvis höga krav ställas på den brandtekniska klassen, eftersom skivorna i detta fall är aktivt lastupptagande.

Erforderlig brandteknisk klass kan erhållas genom att på ett lämpligt sätt kombinera plåtpaneler med t ex gipsskivor och mineralull. Genom lämplig konstruktiv utformning kan därvid å andra sidan samverkans effekter mellan olika material påräknas (se exv. Baehre, 1978).

7 AVSLUTNING

Det konstateras i rapporten att väggskivor av trapetsprofilerade eller C-formade paneler kan fungera som stabiliserande element i flervåningsbyggnader. Detta är dock inget optimalt utnyttjande av tunnväggiga plåtpaneler utan endast ett steg på väg till ett lättbyggnadssystem där plåtpaneler ingår som baselement. Det är i detta sammanhang som C-paneler blir särskilt intressanta. De kan tillverkas antingen i kantpress eller i kontinuerlig formningsprocess och sedan fogas ihop till ett ytbärverk med hjälp av enkel förbindningsteknik. Målsättningen är vägg- och bjälklagskonstruktioner som förutom erforderlig bärförmåga och styvhet även uppfyller varierande krav på ljud-, värme- och brandisolering. Plåtpanelerna måste då ingå som en integrerad del i konstruktionen och samverka med andra material såsom skivor av olika slag, t ex gipsskivor (slät yta och ev. brandskydd), och värmeisolering, t ex mineralull.

De refererade försöken på väggskivor av enbart C-paneler genomfördes som ett led i utvecklandet av en väggkonstruktion, där C-panelerna ingår som en integrerad del. De genomförda försöken och den beräkningsmodell som framtagits ger upplysning om den minsta lastupptagningsförmåga man under vissa betingelser har att räkna med även i en väggkonstruktion, där C-paneler samverkar med en skiva av artfrämmande material som bildar ytskikt.

En skiva av t ex gips som är fastlimmad vid C-panelernas liv kommer att förhindra uppkomsten av skjuvbucklor och på så sätt ge en skiva, som i bruksstadiet är styvare än om skivan enbart bestod av plåtpaneler. Vid ökande belastning kommer även den sammansatta skivan att gå till brott. Detta kan antingen ske i förbindningarna mellan kantbalkar och skiva eller initieras genom brott i anslutning till gipsskivan.

I det senare fallet kan flera brottorsaker tänkas: antingen kan brott inträffa i själva gipsskivan eller också i det limskikt som förenar plåtpaneler och gipsskiva. När samverkan mellan gipsskiva och C-paneler av den ena eller den andra orsaken inte längre kan påräknas, kommer plåtpanelerna att skjuvbuckla och ett dragfält kommer att utvecklas - detta under förutsättning att för-

bindningarna mellan panelerna och mellan panelerna och kantbalkarna är intakta. För att ett dragfält skall utvecklas bör förbindningarna mellan panelernas flänsar sitta i anslutning till panelliven som fallet är i försöksskivorna.

Det går således att klart åtskilja två stadier vid belastning av en sammansatt skiva, dels ett bruksstadium och dels ett brottstadium. Vid bruksstadiet kommer den sammansatta skivan att fungera som en plan skjувbelastad skiva. När skivan går till brott genom att samverkan mellan plåtpanel och pålimmad skiva först upphör, kommer den resterande lastupptagningsförmågan vid brottstadiet att motsvara den lastupptagning som erhålls vid skivor av enbart C-paneler.

Det finns ett omfattande kunskapsunderlag, då det gäller den trapetsprofilerade plåtens förmåga att stabilisera flervåningsbyggnader. Nu återstår en praktisk tillämpning av dessa kunskaper. Det är främst genom praktisk tillämpning som man kommer att finna lösningarna på de problem som fortfarande återstår som t ex anslutning mellan kantbalkar och plåtpaneler.

Den trapetsprofilerade plåtens förmåga att uppta belastning i skivans plan i tak- och väggkonstruktioner är väldokumenterad. I jämförelse med detta är underlaget för motsvarande bedömning av väggskivor med C-paneler begränsat.

För att erhålla en uppfattning om väggar uppbyggda av C-paneler kan utnyttjas som stabiliserande skivor i exempelvis flervåningsbyggnader gjordes en jämförelse med väggskivor av trapetsprofilerad plåt. Vid denna jämförelse framkom att C-paneler ger väggskivor med god lastupptagningsförmåga vid små deformationer. När försöksresultaten från prov på skivor av C-paneler har använts som underlag för beräkning av en flervåningsbyggnad, visar det sig att C-panelerna ger väggskivor som kan stabilisera byggnaden mot de krafter som uppstår när den påverkas av vindlast.

Även om de gjorda undersökningarna enbart avsåg en enkel väggskiva av C-paneler, d v s ej en sammansatt vägg där C-paneler och skivor av t ex plywood eller gips samverkar, är det klart att väggskivor av C-paneler besitter erforderlig lastupptagningsförmåga för att fungera som stabiliserande element.

Det finns nu tillräckligt med grundläggande kunskaper om C-panelers lastupptagningsförmåga för att det fortsatta utvecklingsarbetet skall kunna inriktas på slutprodukten, d v s en väggkonstruktion som uppfyller samtliga funktionskrav. Dessa konstruktioner bör både fungera som stabiliserande element och kunna ta upp vertikalt och horisontellt verkande last och således ersätta behovet av konventionellt bärverk samtidigt som de uppfyller kravet på ett rumsskiljande element. Arbete med sådan inriktning och målsättning pågår för närvarande vid Avdelningen för Stålbyggnad, KTH.

REFERENSER

- Baehre, 1978, Entwicklungsmerkmale der Leichtbautechnik: Aussteifungen, Komponenten, Verbund. (Swedish Council for Building Research), Document D8:1978
- Baehre, 1976, Tunnpålsteknik - quo vadis? (Byggmästaren), nr 10, 1976
- Baehre, 1975, Plåtpaneler i byggnadsteknisk användning - pågående forskningsprojekt i Sverige. (Statens råd för byggnadsforskning), rapport R61:1975
- Baehre & Nyberg, 1974, Stabilisering av byggnader genom yt-bärverk av profilerad plåt (Statens råd för byggnadsforskning), rapport R4:1974
- Baehre & König, 1975, Skivverkan av trapetsprofilerad plåt. (Statens råd för byggnadsforskning), Byggnadsforskningens informationsblad B1:1975
- Bryan, 1973, The Stressed Skin Design of Steel Buildings. (Crosby Lockwood Staples), London, 1973
- Davies & Lawson, 1975, The Shear Flexibility of Corrugated Steel Sheeting. (Third International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures), Rolla Missouri, November, 1975
- Davies, 1977, The Design of Multi-Storey Buildings Stiffened by Diaphragm Action. (Department of Structural Engineering, University of Salford), Report Reference No. 77/95, not published
- Easley, 1975, Buckling Formulas for Corrugated Metal Shear Diaphragm. (Jour. Struct. Div., A.S.C.E.), Vol. 101, No. ST7, July, 1975
- European Recommendations for the Stressed Skin Design of Steel Structures. (CONSTRADO), ECCS-XVII-77-IE No. 19, England, March, 1977
- Miller, 1972, Analysis of Multi-Storey Frames with Light Gauge Steel Panels Infills. (Department of Structural Engineering, Cornell University), Report No. 349, August, 1972
- Nyberg, 1976, Diaphragm Action of Assembled C-shaped Panels. (Swedish Council for Building Research), Document D9:1976
- Openheim, 1973, Control of lateral deflexion in planar frames using structural partitions. (Proc. Instn. Civ. Engrs.), Vol. 55, Pt2, p 435-445, June, 1973
- Svensk Byggnorm, SBN 75. (Statens planverk), Stockholm, 1975

**Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 710913-8 från
Statens råd för byggnadsforskning till Avd. för stålbyggnad,
KTH, Stockholm.**

R26:1979

**ISBN 91-540-2971-6
Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm**

Art.nr: 6600926

**Abonnemangsgrupp:
Z Konstruktioner o. material**

**Distribution:
Svensk Byggtjänst, Box 1403
111 84 Stockholm**

Cirka pris: 20 kr exkl moms