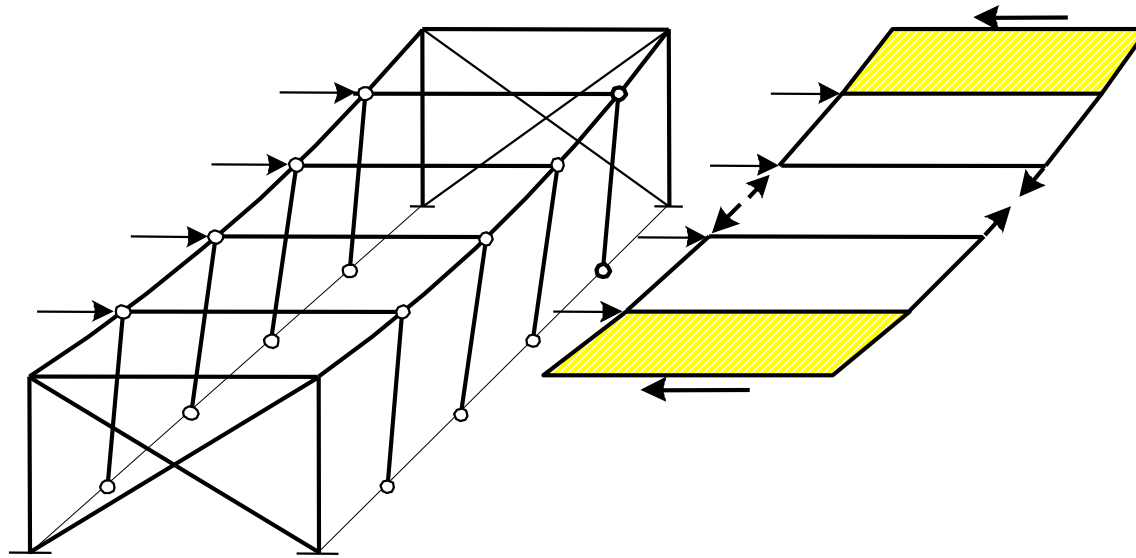


Skivverkan med stålplåt

i hall- och lantbruksbyggnader
och något om flervåningsbyggnader

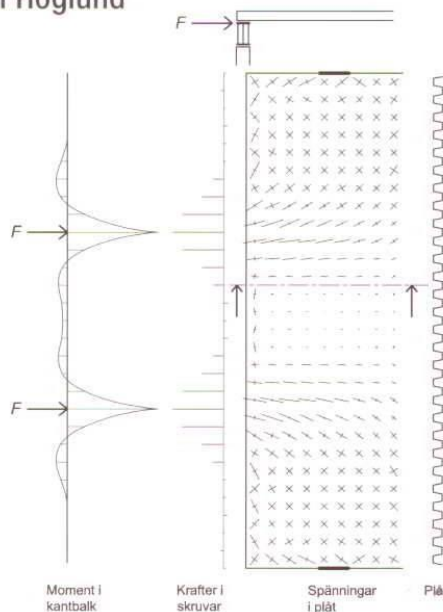


Februari 2015

Torsten Höglund

Stabilisering genom **skivverkan**

Torsten Höglund



SBI

Stålbyggnadsinstitutet
The Swedish Institute of Steel Construction

Publikation 190

SBI Publikation 190 (till vänster)

EN 1993-1-3 Eurokod 3, del 1-3

European Recommendations for the Application of Metal Sheeting acting as a Diaphragm, ECCS No 88 1995

Största plåttjocklek enligt ECCS No 88 1995 är 1,5 mm.

Någon **minsta** tjocklek anges inte där.

I Eurokod 3-1-3 sägs inget särskilt om tjockleksgränser vid skivverkan. Generellt för tunnplåt gäller *stålkärnans* tjocklek $\geq 0,45$ mm.

I förslag till utförandestandard för kallformade konstruktioner prEN 1090-4 står *nominell* tjocklek $\geq 0,5$ mm vid spännvidd upp till 1 m annars $\geq 0,70$ mm för tak. Dock står att

i vissa länder kan tunnare plåt vara tillåten.



Roof Dim

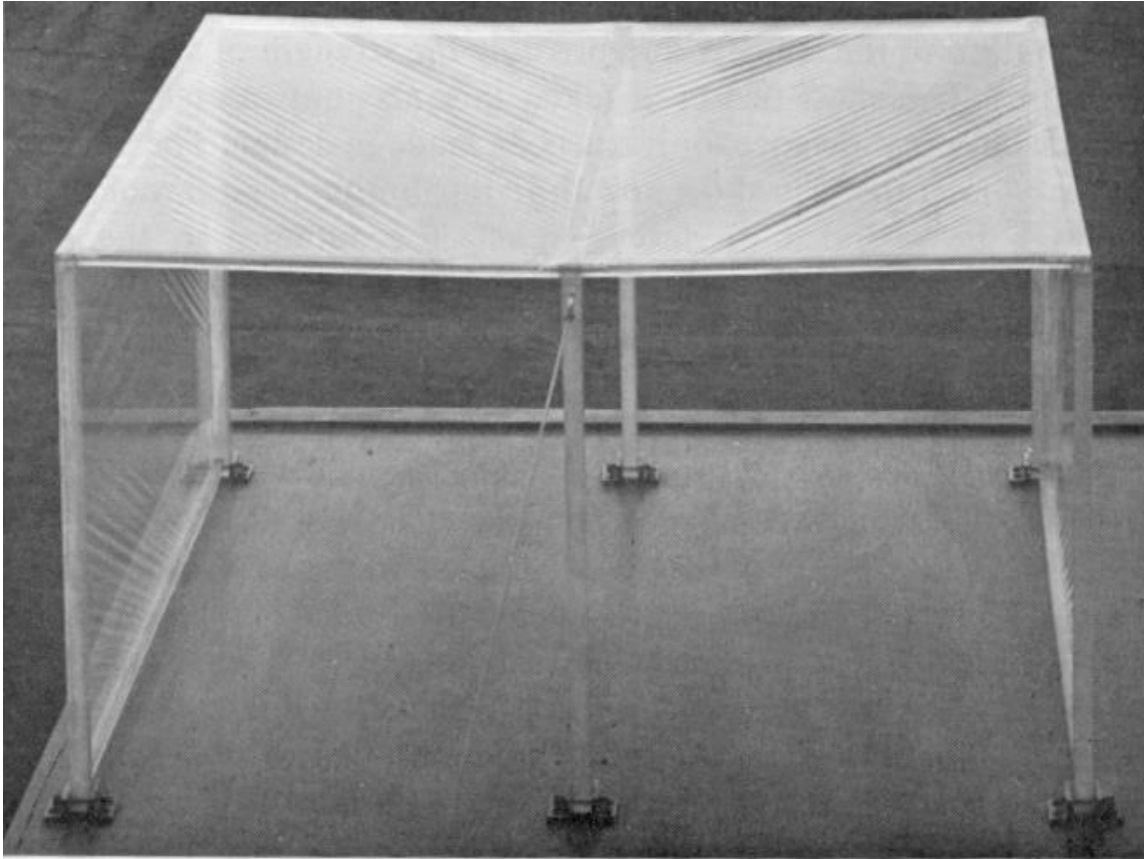
**Ett datorprogram för beräkning av
trapetsprofilerad plåt, lättbalk och
skivverkan i trapetsprofilerad plåt.
Eurokodversion**

Torsten Höglund
+46 8 360437
Torsten.Hoglund@byv.kth.se

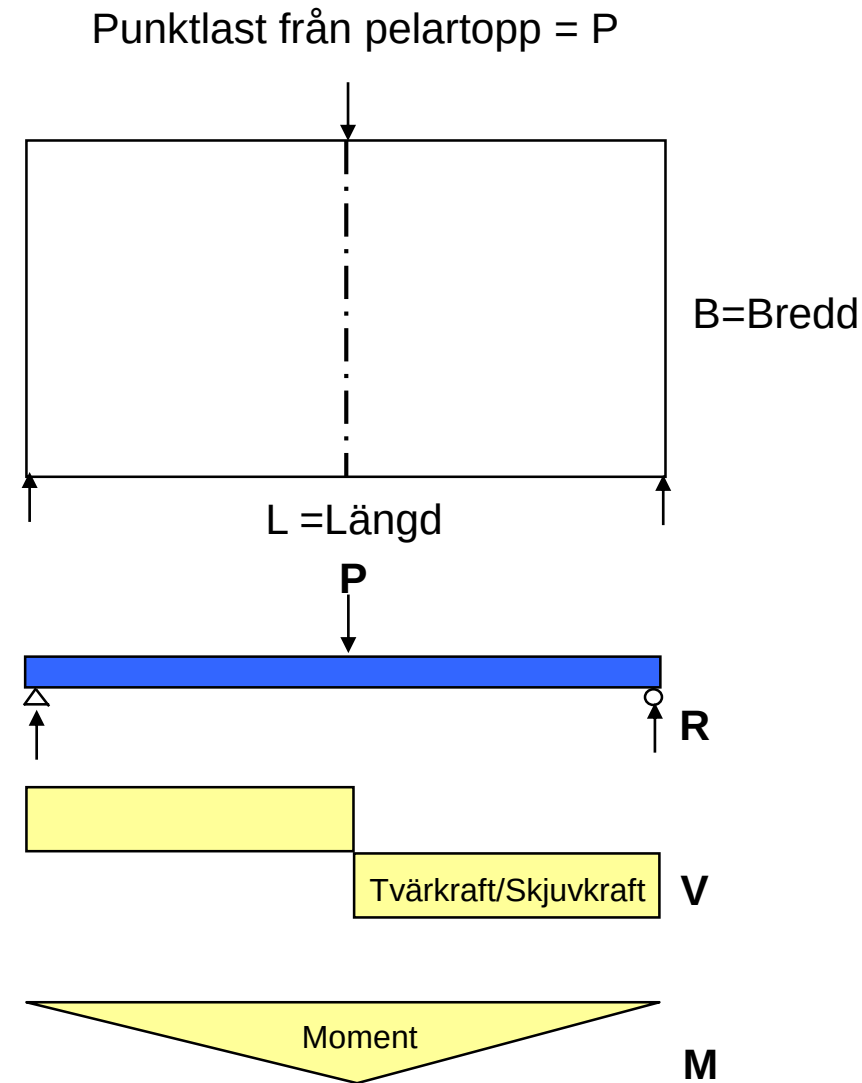
beräknar

- takplåt för transversallast såsom snö och vind
- åsar i form av Z-balkar av stål
- åsar i form av träbalkar
- skivverkan i taket att uppta och föra vindlaster mot väggarna till grunden
- kombinationer med skivverkan

Skivverkansprincip



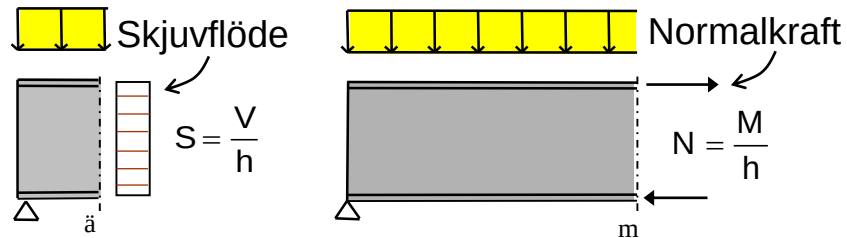
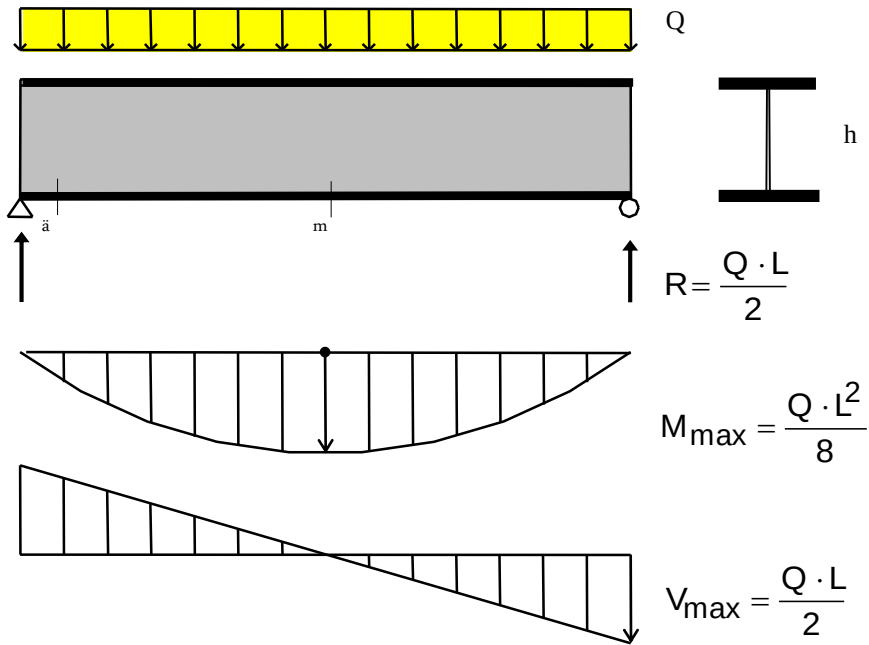
Stressed skin design



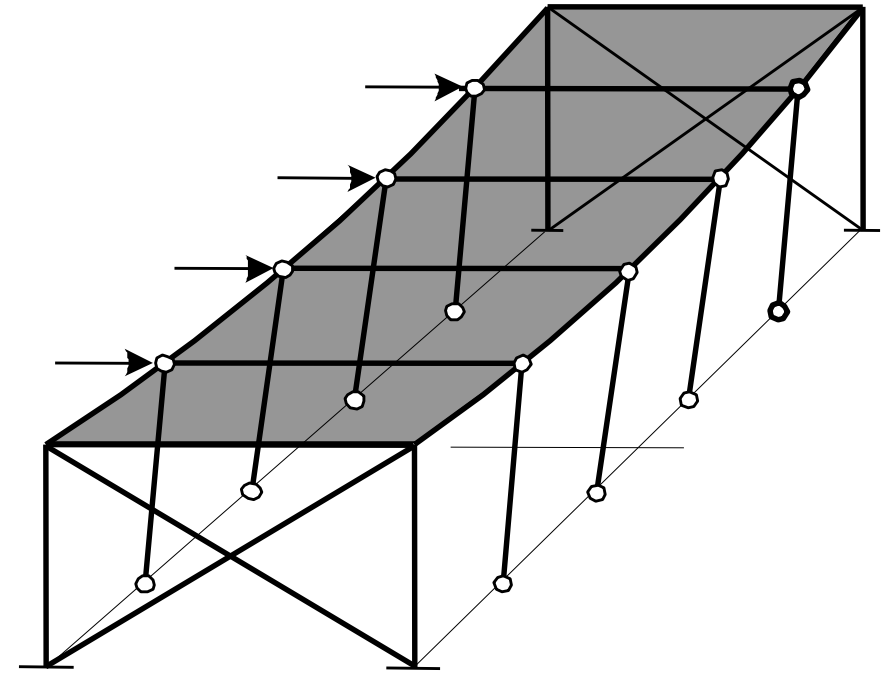
$$\text{Skjuvflöde } V = R/B = 0,5 P/B$$

$$\text{Normalkraft längs takfot } N = M/B$$

Balkanalogi



=



- takplåten = balklivet
- kantbalkarna = balkflänsarna
- Q = den horisontella vindlasten som förs in via pelartopparna
- R = stödreaktion som förs ned i gavelväggen med vindkryss
- livavstyvningarna = gavelbalkarna.

I takskivan ingår även huvudbalkar och eventuella lättbalkar samt all infästning av plåten i överlapp, till huvudbalkar och kantbalkar.

Hallbyggnader med skivverkan

Hallbyggnader och industribyggnader är den vanligaste typen av byggnader där skivverkan utnyttjas.

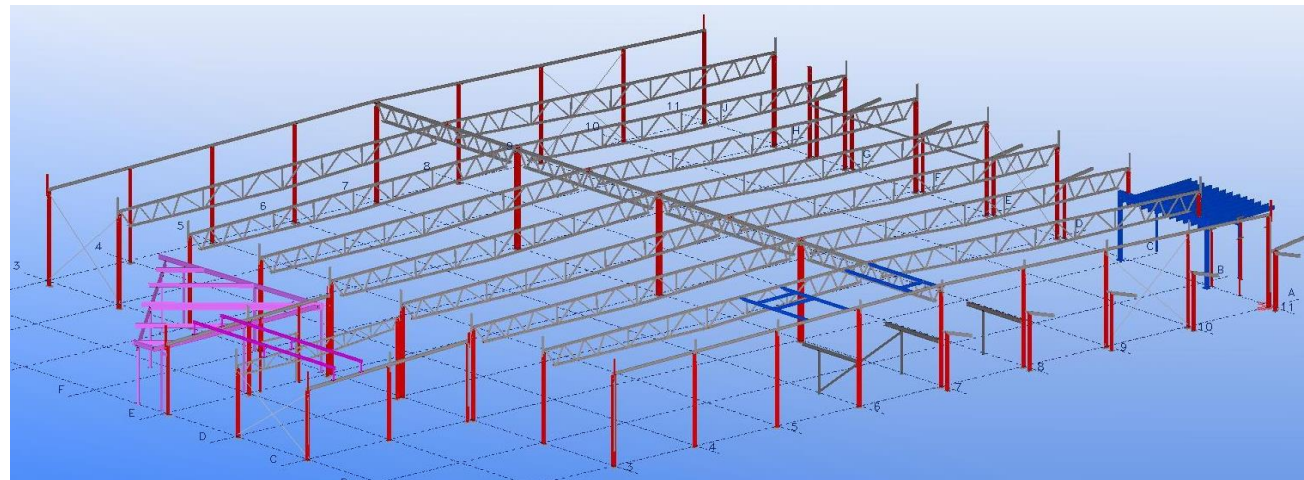
enkla lager- eller industrilokaler

idrottshallar och stormarknader

hangarer, bilhallar och jordbrukshallar.

Industribyggnader kan vara kraftvärmeverk, processanläggningar eller andra typer av tung industriproduktion.

Det finns flera företag som är specialiserade på att bygga hallar av olika storlek och typer. Flera av dem har egna stomsystem och en effektiv organisation som ger lägre kostnader och hög kvalitet.



Hallbyggnad i flera skepp



Bohus i Ale, bandyhall

Tvåleds fackverksram av kallformade profiler, system Llentab. **Skivverkan** bara för vind mot gavel.



ABB Arena, Västerås

Nockfackverk med dragband

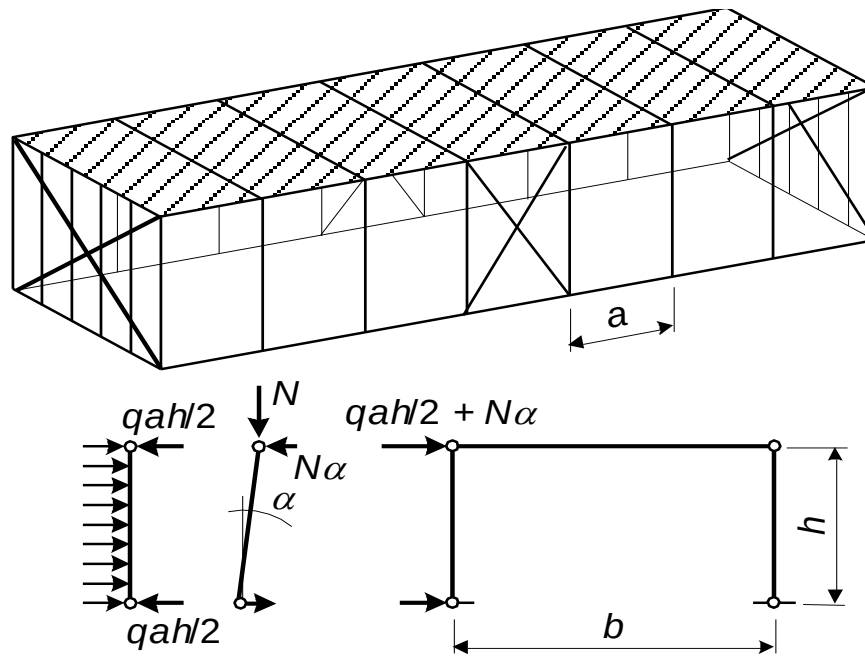


Trätakstol med dragband

Skivverkan är även vanligt vid limträtakstol med dragband av stålstänger
(Bild från Martinsons, Bygdsiljum)



Skivverkan



- Takskivan är en del av det primärt bärande systemet och är lika viktig som pelare, balkar och vindkryss för byggnadens stabilitet.
- Ansvaret för dimensionering och utformning vilar ytterst på stomkonstruktören.
- I de fall plåtleverantören dimensionerar och konstruerar takskivan, måste gränssnittet mellan stomkonstruktörens och plåtleverantörens ansvarsområde definieras och plåtleverantören måste bli informerad om stomsystem, laster och eventuell håltagning mm.
- Ansvaret för montagestabiliteten åvilar montageledaren men konstruktören kan behöva tillfrågas.

När kan skivverkan användas

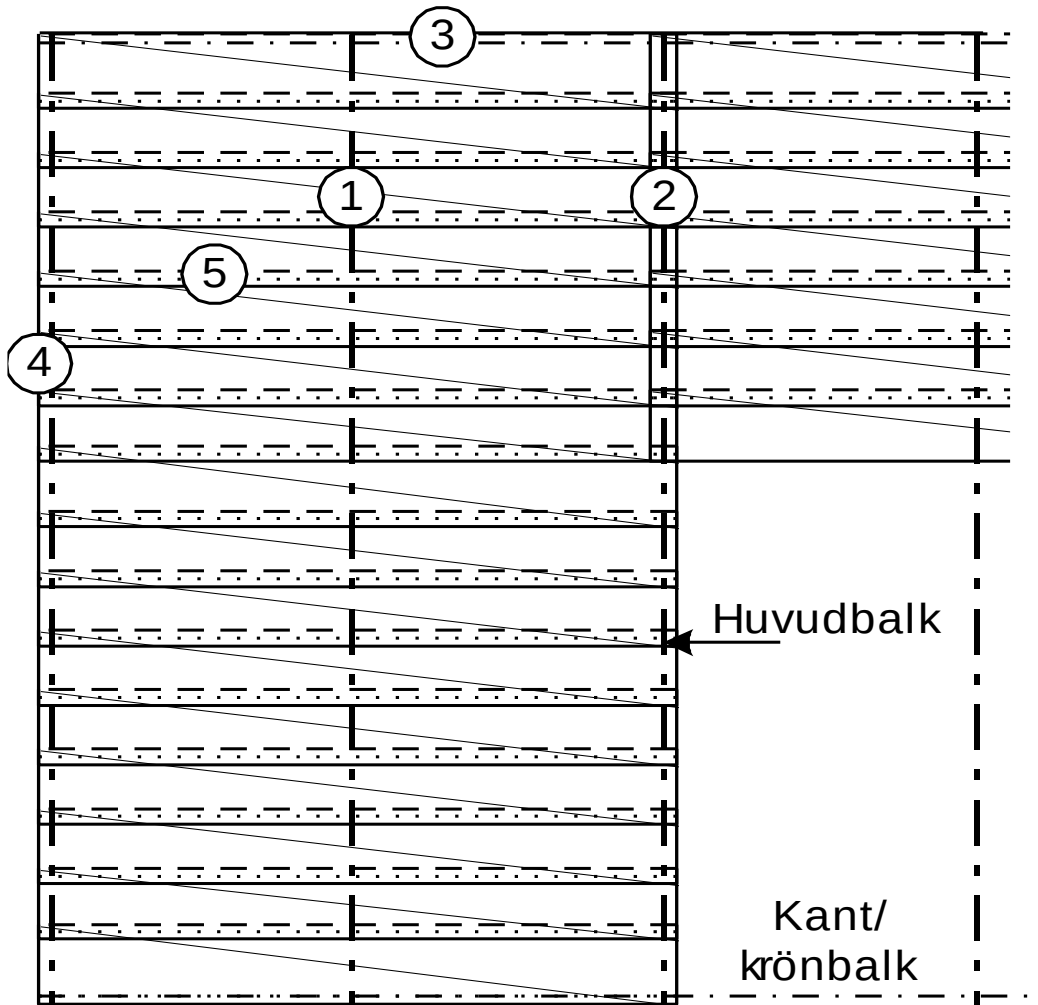
Skivverkan kan utnyttjas för:

1. Överföring av vindlaster mot väggarna till gavlar och långsidor – skivverkan i tak.
2. Överföring av horisontallaster från traverser till gavlar och långsidor
3. Att föra ned laster från takskivan till grunden – skivverkan i väggar.
4. Sidostagning av takåsar och väggreglar
5. Sidostagning av takbalkar och måttligt stora väggpelare.
6. Att bära en del av vertikallasterna av snö och egentyngd vid lutande tak.
7. Att fördela sidolaster från traverser på flera ramar (inspända pelare) även om takplåten i övrigt inte räknas som styv skiva.

Att utnyttja skivverkan för stabilisering av hallbyggnader är numera mycket vanligt i Sverige och Norge men inte lika vanligt i Finland och Danmark och övriga Europa.

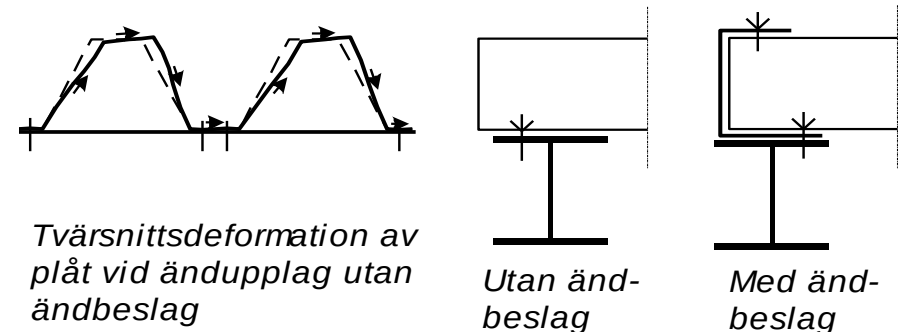
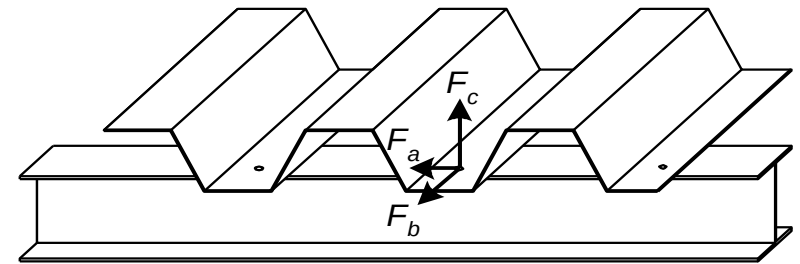
Tak som skiva

För att taket skall fungera som skiva måste plåten hållas samman i överlapp och fästas till huvudbalkar och kantbalkar

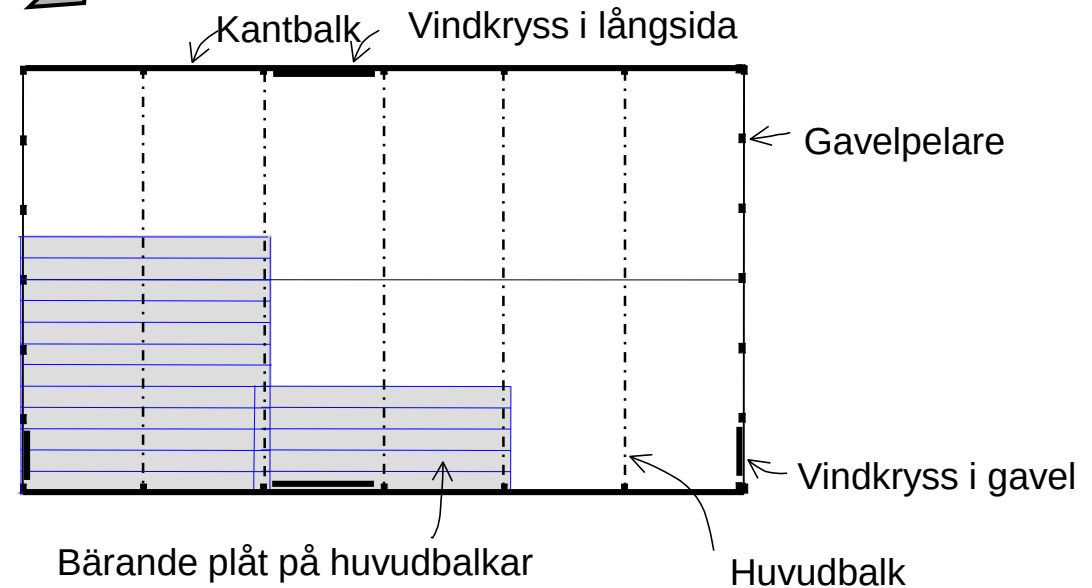
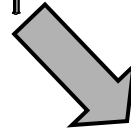
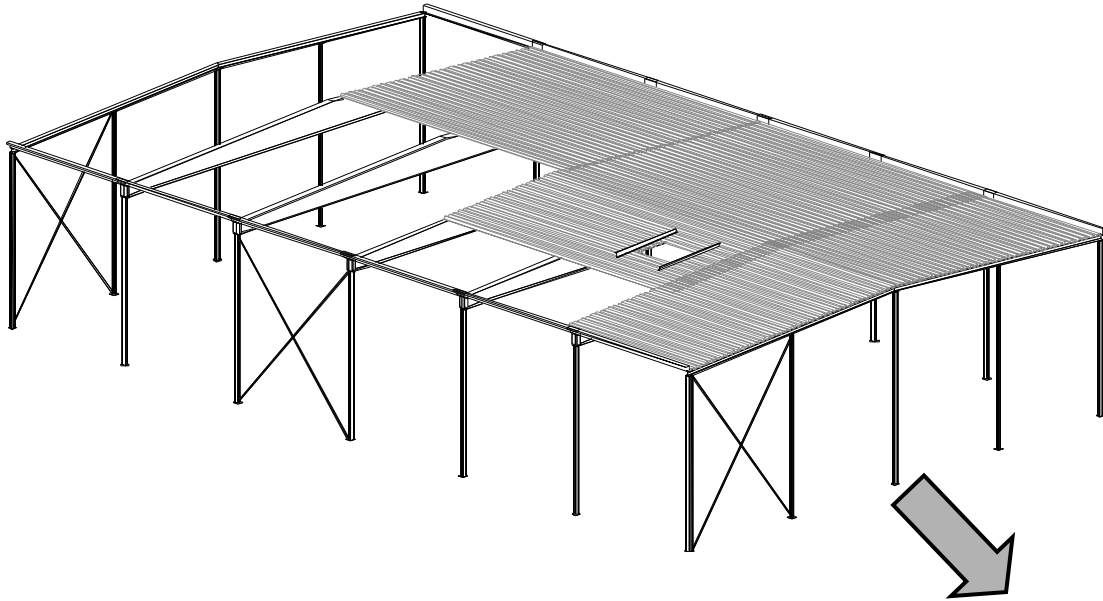


1. Plåt till huvudbalkar
2. Tvärskarvar
3. Plåt till kantbalk
4. Plåt till gavelbalk
5. Sidöverlapp

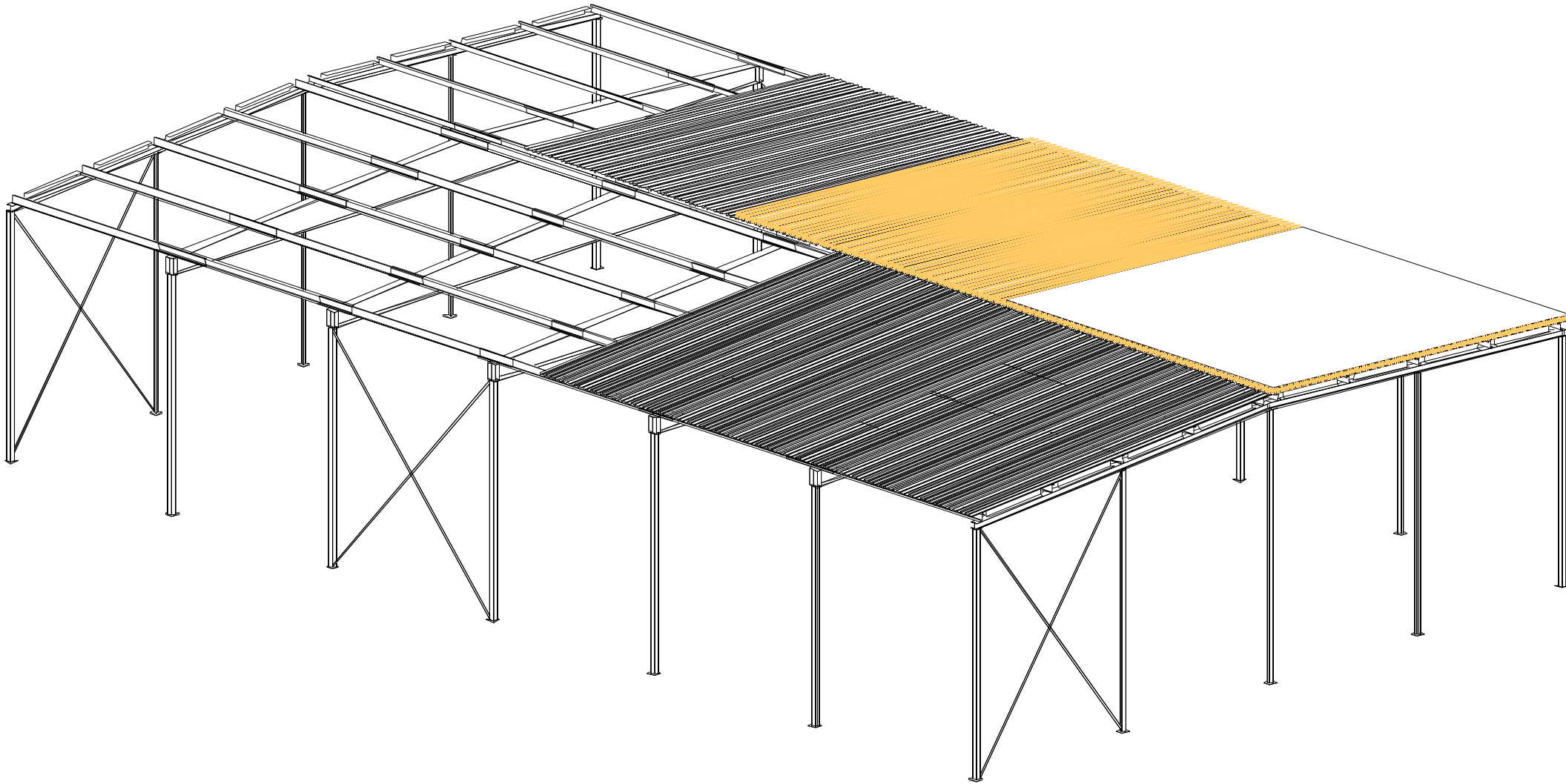
Exempel infästning av plåt vid ände



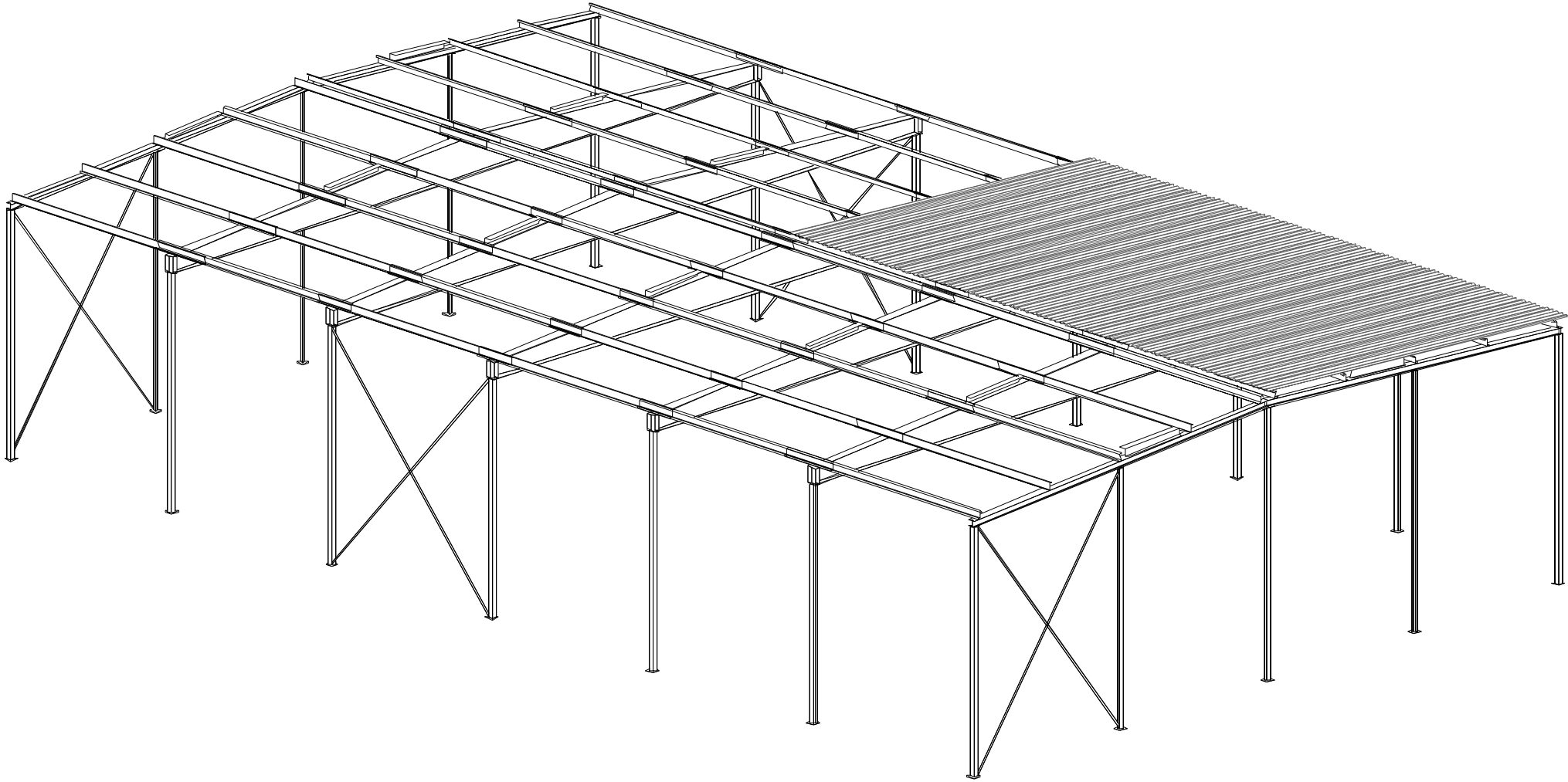
Isolerat tak med plåt på huvudbalkar

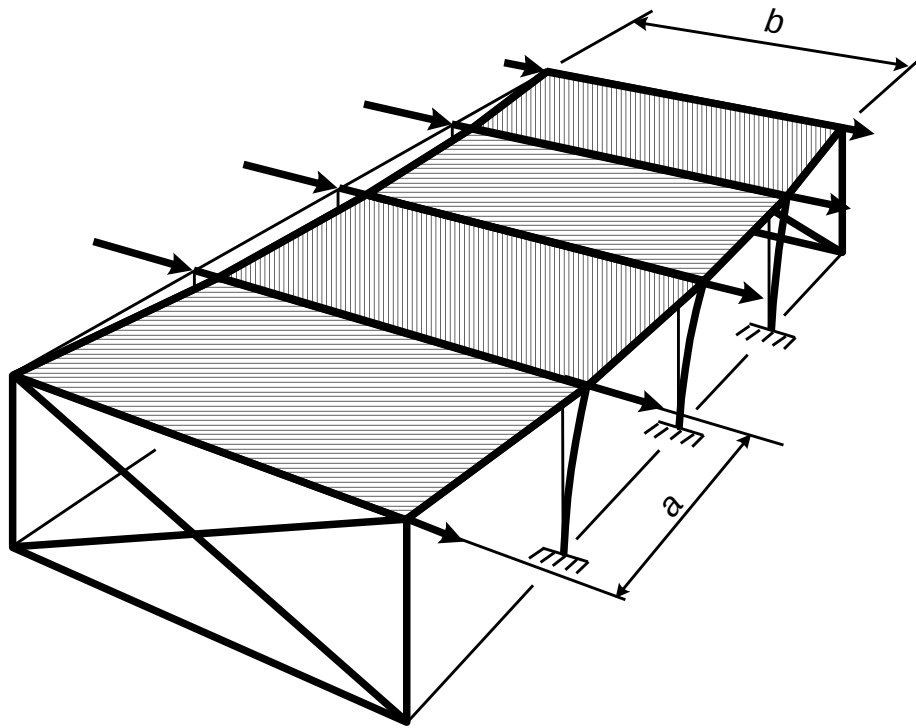


Isolerat tak med plåt på åsar

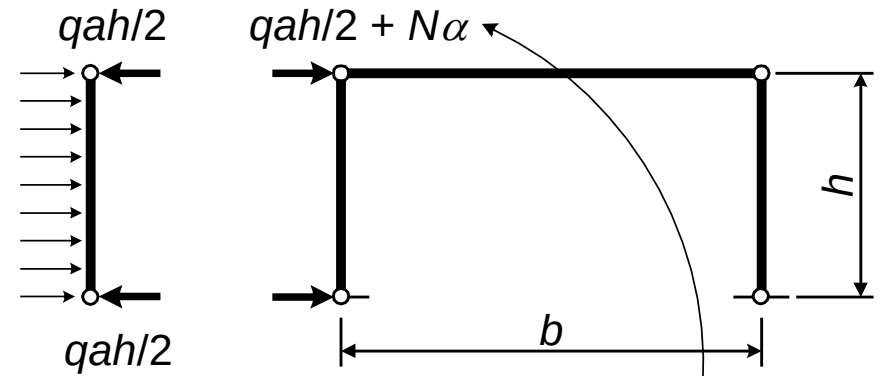


Oisolerat tak med plåt på åsar

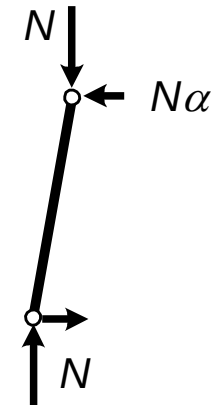




Takskivan består av ett antal delskivor $a \times b$



Krafter av vind mot väggar

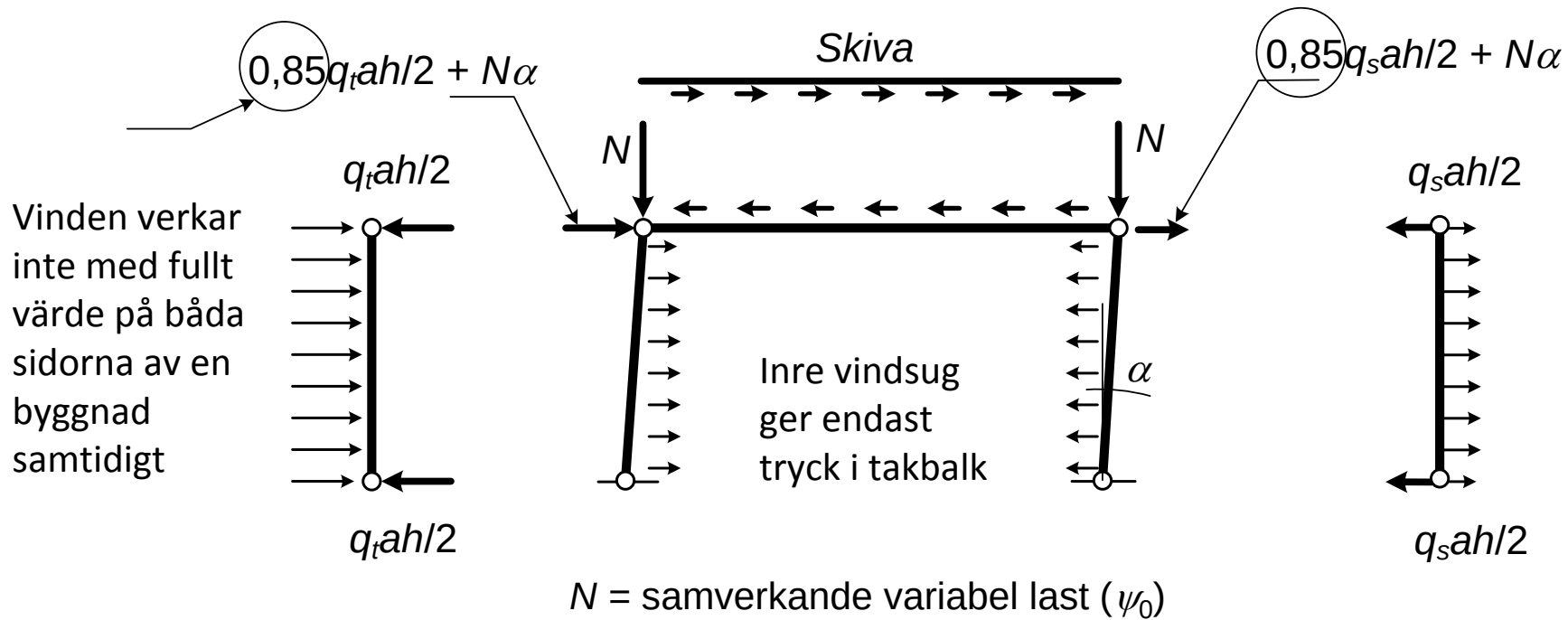


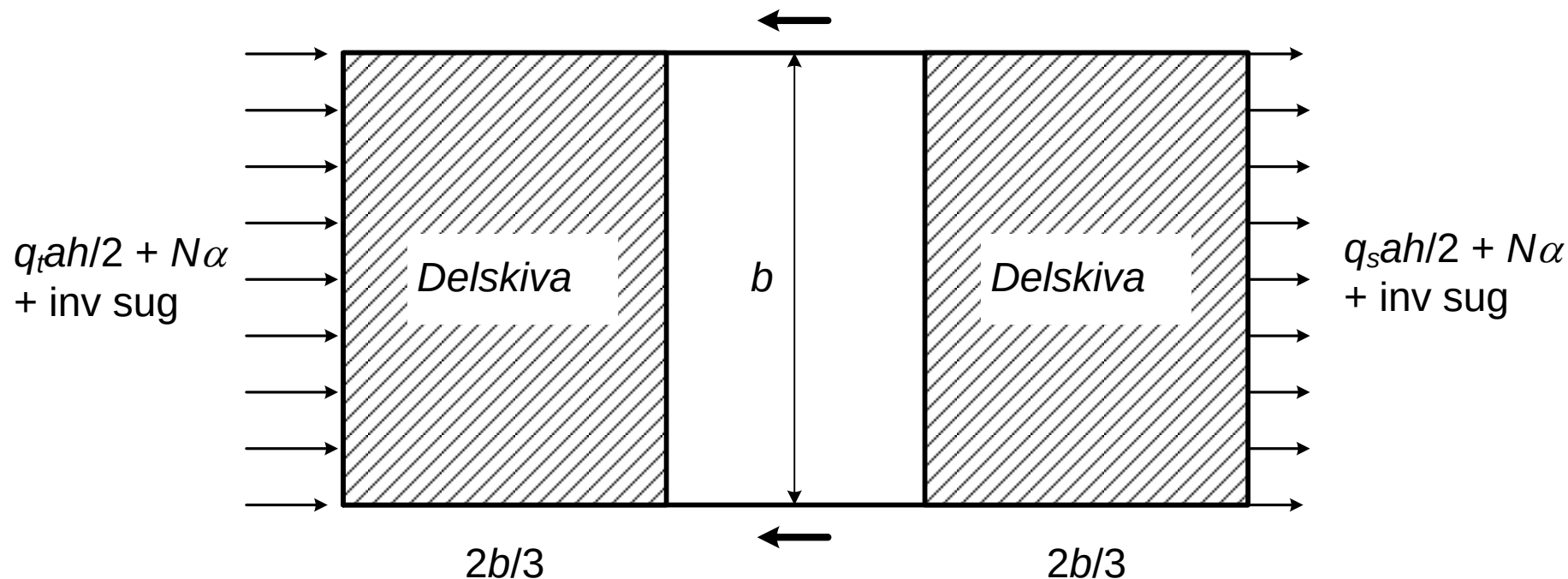
Krafter av pelarnas lutning

Friktionskraft av vind

Krafter från traverser

Sidostagning av huvudbalkar

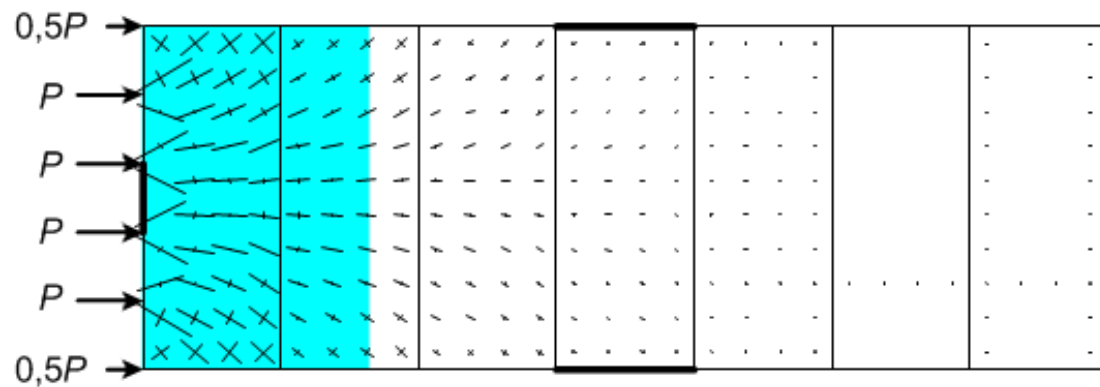




Vind mot gavel

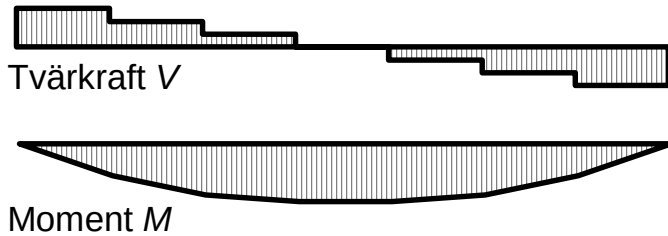
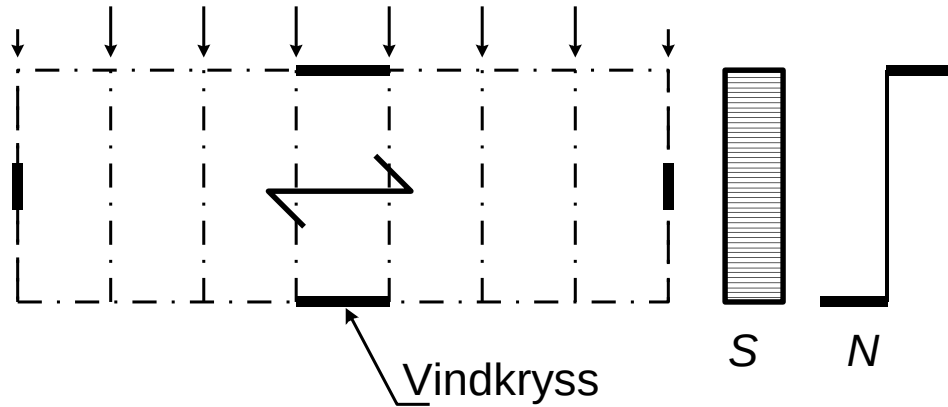
Räkna med en delskiva med bredden $2/3$ av takbredden. Ingen reduktion av vinden i detta fall. Dessutom tas invändig vindsug (tryck) med.

Vid kort byggnad kan delskivorna komma att överlagra varandra. Räkna då med en skiva med $0,85 \cdot$ last från både lovart och läsidan, ingen invändig vind.

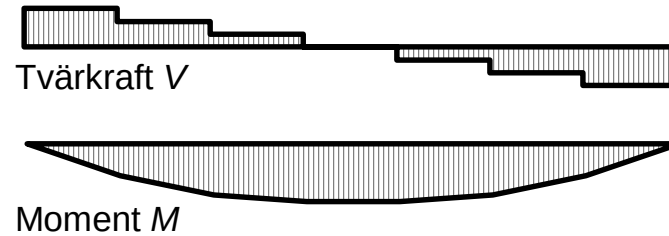
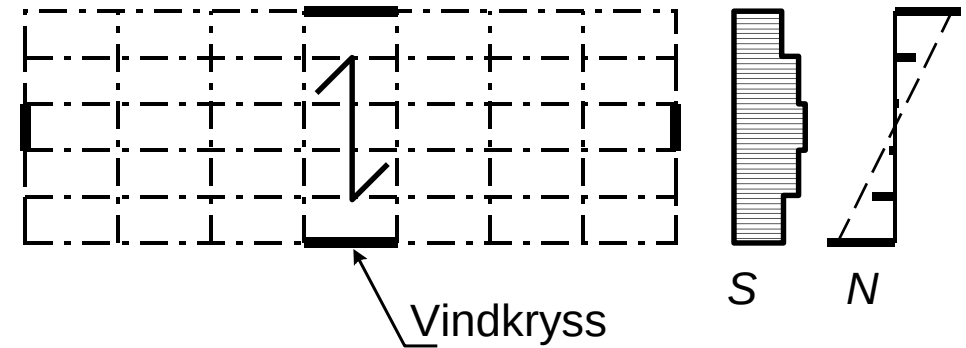


Varför $\frac{2}{3}$ av takbredden?

Plåt direkt på takbalkar



Plåt på åsar



Skivtyperna plåt direkt på åsar och plåt på åsar, tvärkraft, moment skjuvflöde och kraft i kantbalkar och åsar

S=skjuvflöde
N=kraft i åsar

Lastkombinationer på tak, brottgränstillståndet

Utan lastfaktor = karakteristisk last

Snölast $q_s = s_0 \mu \cos(\alpha)^2$ = snö på mark * formfaktor * inverkan av taklutning

Vindlast $q_v = (c_{pe} + c_{pi}) q_k$ = (yttre tryck + inre sug) * karakt. hastighetstryck

Dimensioneringsvärden

Snö huvudlast $q_{s,Ed} = \gamma_d (\xi \cdot 1,35g \cos(\alpha) + 1,5q_s + 1,5\psi_{0v}q_v)$ / Obs !
egentyngd + snö + vind

$\gamma_d = 0,83, 0,91$ eller $1,0$ beroende på säkerhetsklassen 1, 2 eller 3

ξ är vald så att $\xi \cdot 1,35 = 1,2$ $\psi_{0v} = 0,3$

Vind huvudlast $q_{v,Ed} = \gamma_d (\xi \cdot 1,35g \cos(\alpha) + 1,5\psi_{0s}q_s + 1,5q_v)$
egentyngd + snö + vind

$\psi_{0s} = 0,6 - 0,8$ beroende på snölasten

Bruksgränstillståndet (nedböjning takplåt)

Ingen lastfaktor

Snölast $q_s = s_0 \mu \cos(\alpha)^2$

Vindlast $q_v = (c_{pe} + c_{pi}) q_k$

Dimensioneringsvärden, EN 1990

Obs, inget ψ !

Snö huvudlast $q_{s,Ed} = g \cos(\alpha) + q_s + \psi_{0,2} q_v$ Karakteristisk kombination

$q_{s,Ed} = g \cos(\alpha) + \psi_{1,1} q_s + \psi_{2,2} q_v$ Frekvent kombination
egentyngd + snö + vind

$\psi_{1,1} = 0,3 - 0,6$ (snö) $\psi_{0,2} = 0,3, \psi_{2,2} = 0$ (vind) enligt EKS

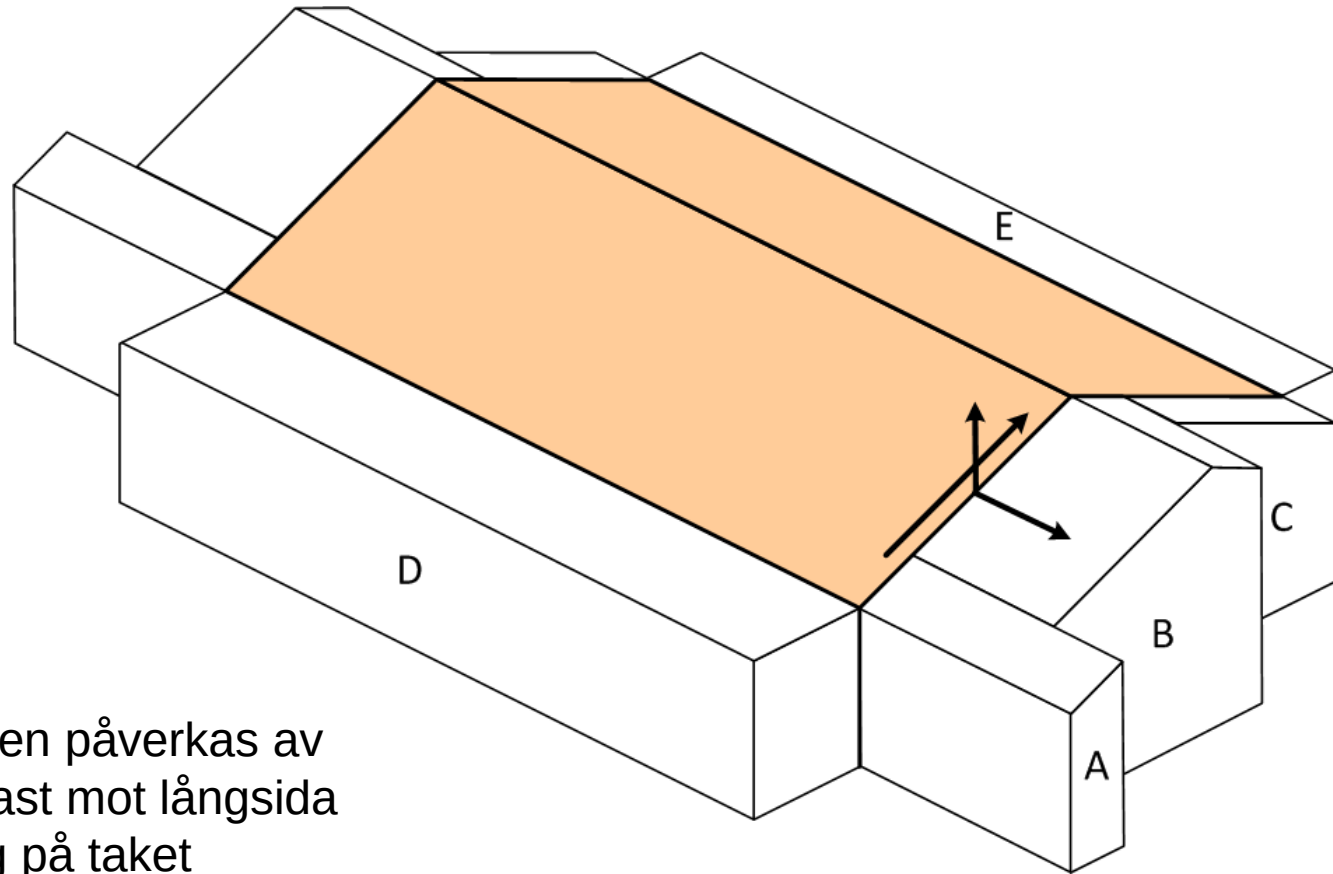
I Sverige används frekvent kombination, i övriga Norden karakteristisk kombination

Vind huvudlast $q_{v,Ed} = \pm g \cos(\alpha) + q_v + \psi_{0,2} q_s$ Karakteristisk kombination

$q_{v,Ed} = \pm g \cos(\alpha) + \psi_{1,1} q_v + \psi_{2,2} q_s$ Frekvent kombination

$\psi_{0,2} = 0,6 - 0,8, \psi_{2,2} = 0,1 - 0,2$ (snö) $\psi_{1,1} = 0,2$ (vind)

Vindlast på väggar

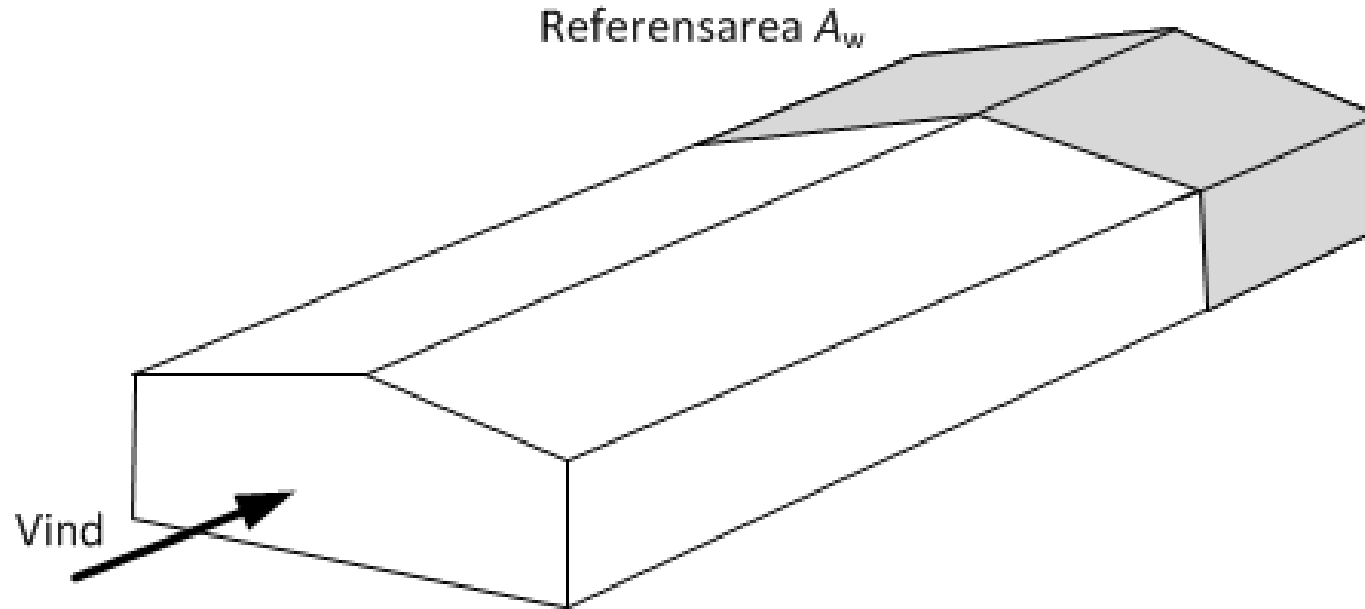


Infästning i gavelbalken påverkas av

- skjuvkraft av vindlast mot långsida
- lyftkraft av vindsug på taket
- utåtriktad last av vindsug på gavel. Kan vara koncentrerat till pelartopparna
- dragkraft av profildeformation.

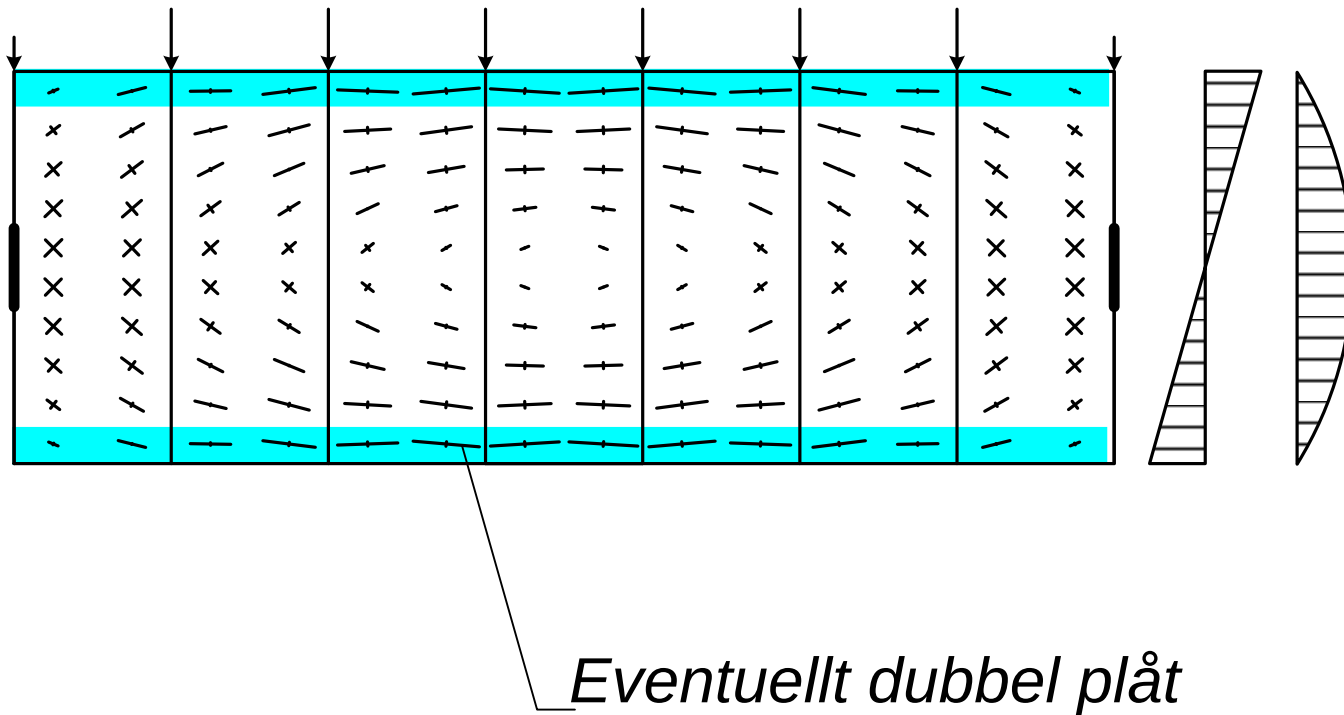
Vinden är enda last $q_{v,Ed} = \gamma_d 1,5 q_v$ med olika formfaktorer

Friktionslast



Till lasterna enligt föregående tillkommer friktionslast av vind parallell med yttre ytor enligt avsnitt 5.3.3 och 7.5 i EN 1991-1-4. Reglerna är dock sådana att de nästan aldrig ger något bidrag till den totala lasten på skivan.

Inga kantbalkar



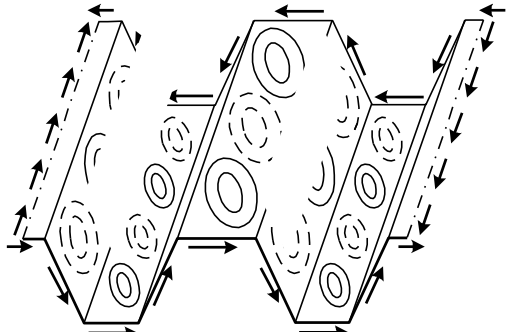
*Skjuvflöde och normal-spänningar i takskiva av plåt direkt på takbalkar. **Inga kantbalkar.***

Last mot långsida

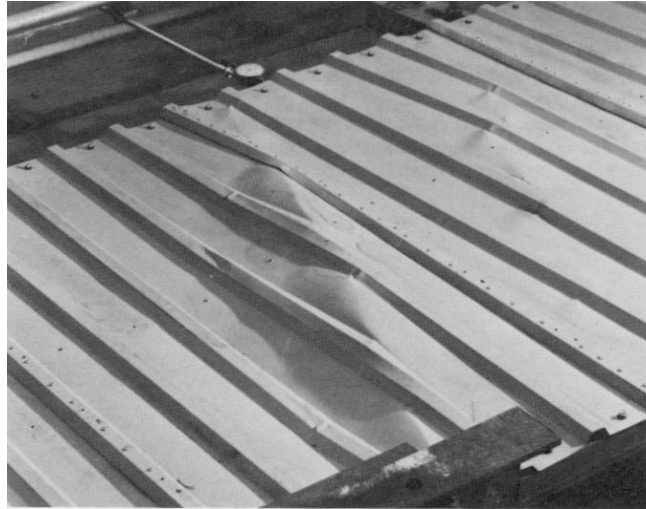
Plåten dimensioneras för tryck och böjning vid långsidorna och skruvar i tvärskarvar dimensioneras också för krafter av tryck och böjning.

Kontroll av plåt

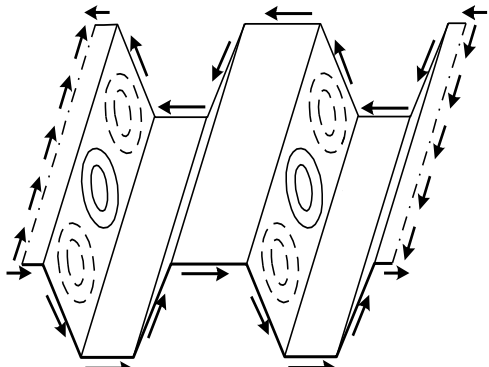
Buckling av flänsar



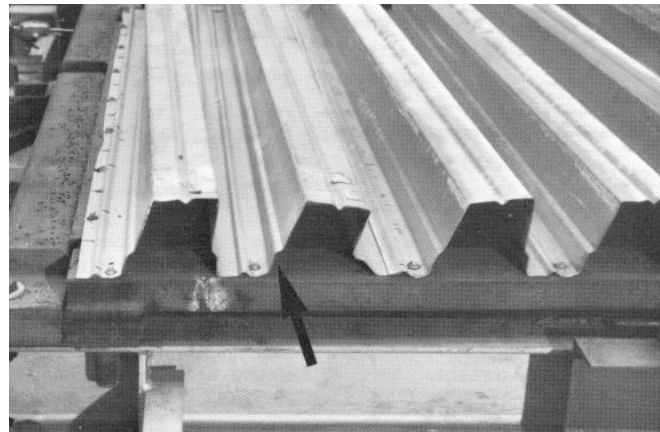
Globalbuckling



Buckling av livet



Böjning av profilhörn och livintryckning



$$V_{Sd} \leq V_{w,Rd}$$

$$\frac{M_{f,Sd}}{M_{f,Rd}} + \frac{V_{Sd}}{V_{w,Rd}} \leq 1,3$$

$$V_{Sd} \leq V_{f,Rd}$$

$$0,8 \frac{M_{f,Sd}}{M_{f,Rd}} + \frac{V_{Sd}}{V_{f,Rd}} \leq 1,1$$

$$V_{Sd} \leq \frac{(V_{g,Rd} \cdot L^2)}{L^2}$$

$$V_{Sd} \leq V_{r,Rd}$$

$$R_{v,Sd} \leq V_{a,Rd}$$

$$\frac{R_{a,Sd}}{R_{a,Rd}} + \frac{R_{v,Sd}}{V_{a,Rd}} \leq 1,05$$

$$0,8 \frac{R_{s,Sd}}{R_{s,Rd}} + \frac{V_{Sd}}{V_{w,Rd}} \leq 1,1$$

$$\frac{M_{s,Sd}}{M_{s,Rd}} + \frac{V_{Sd}}{V_{w,Rd}} \leq 1,3$$

$$N_{Sd} \leq N_{c,Rd}$$

Enligt Eurokod 3-1-3 gäller bl. a.

Den profilerade plåten bör först dimensioneras för sitt primära ändamål att ta upp transversallast.

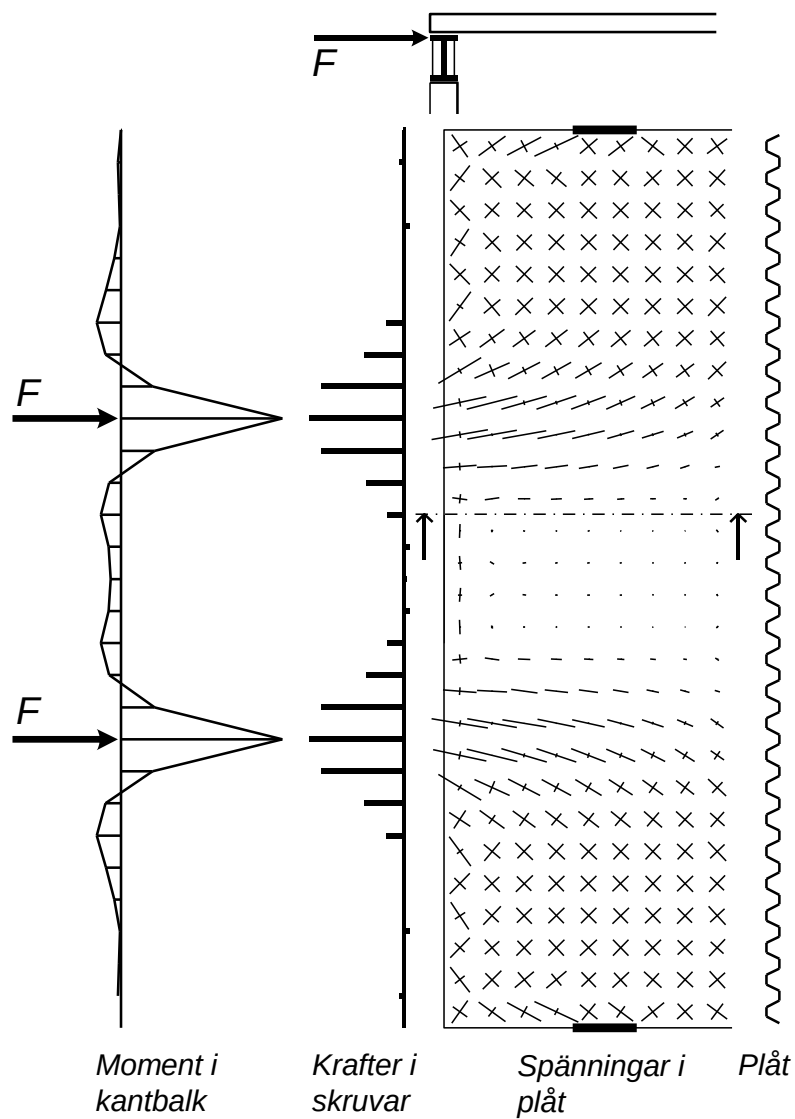
Skjuvspänningarna orsakade av skivverkan får inte överstiga $0,25f_{yb}/\gamma_{M1}$.

Skjuvhållfastheten för en styv skiva bör baseras på den minsta hållfastheten för hålkantbrott för fästelement i sidöverlapp eller för fästelement plåt till profil parallellt med profileringen.

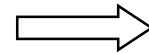
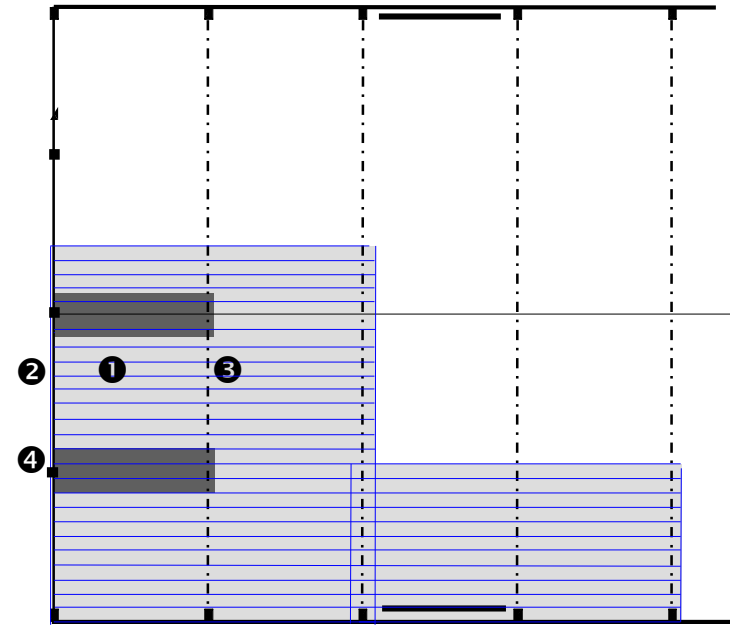
Den beräknade skjuvhållfastheten för varje annan brotttyp bör överstiga detta minvärde med minst det följande:

- för brott i plåtens fästelement under kombinerad tvärkraft och uppåtriktad vindkraft, med minst 40%;
- för varje annan brotttyp, med minst 25%.

Lastinföring vid gavel



Kraftinföring mot gavel vid takskiva av plåt på huvudbalkar.



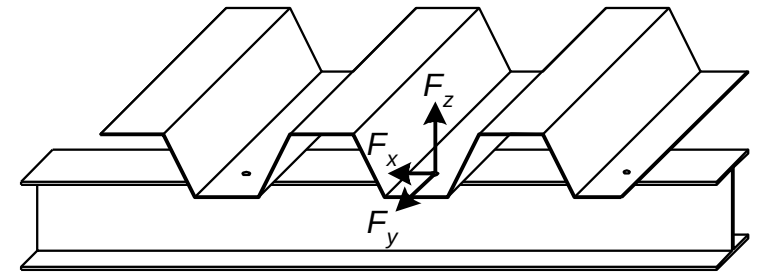
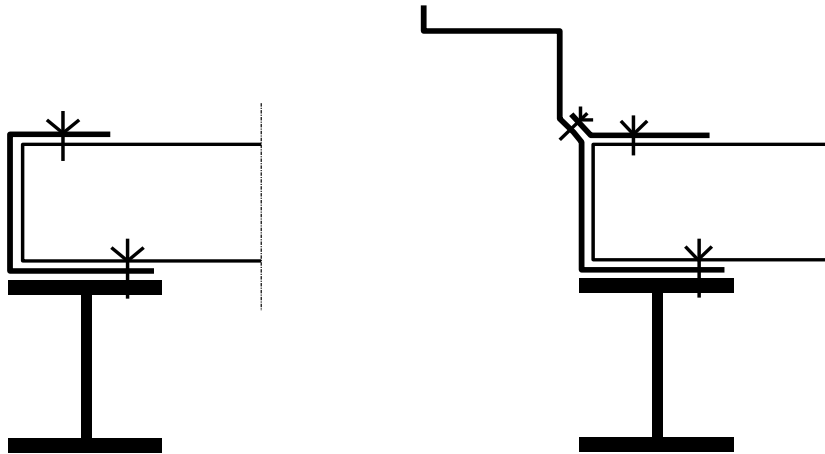
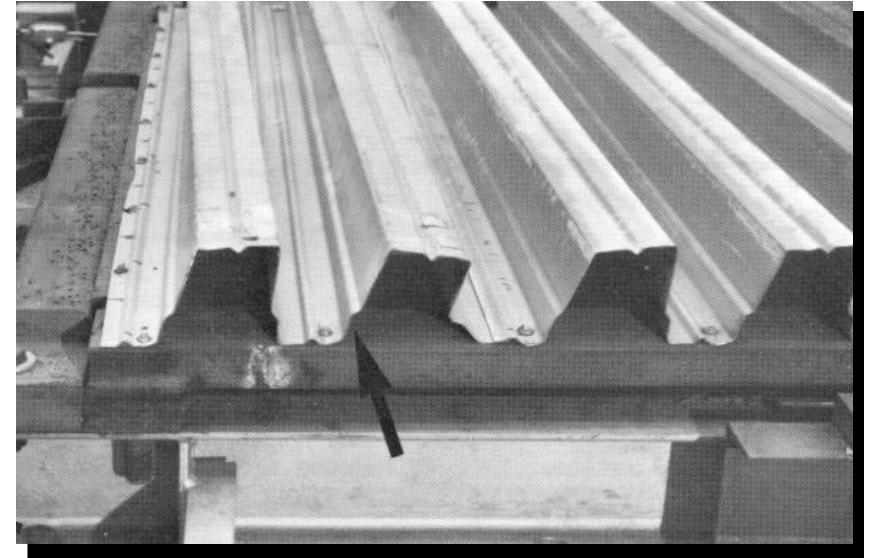
Använd ändbeslag,
lastinföringsstång,
öka plåttjocklek i ytterfack eller
placera tre extra plåtar vid pelartoppa
enligt ovan

Ändbeslag

Skjuvkrafterna i plåten är normalt störst närmast gavlarna och vid stora skjuvkrafter deformeras plåten enligt vidstående figur. Man kan då förstärka plåten med ett ändbeslag.

Tjockleken hos ändbeslaget bör väljas minst 0,5 mm tjockare än plåten.

Ett alternativ kan vara att öka plåttjockleken i gavelfacken för att eventuellt slippa ändbeslag.



Fästelementen påverkas av

Dragkrafter av profildeformation

Skjuvkrafter || balken av skjuvflödet i plåten

Skjuvkrafter || plåten av last från pelartopparna.

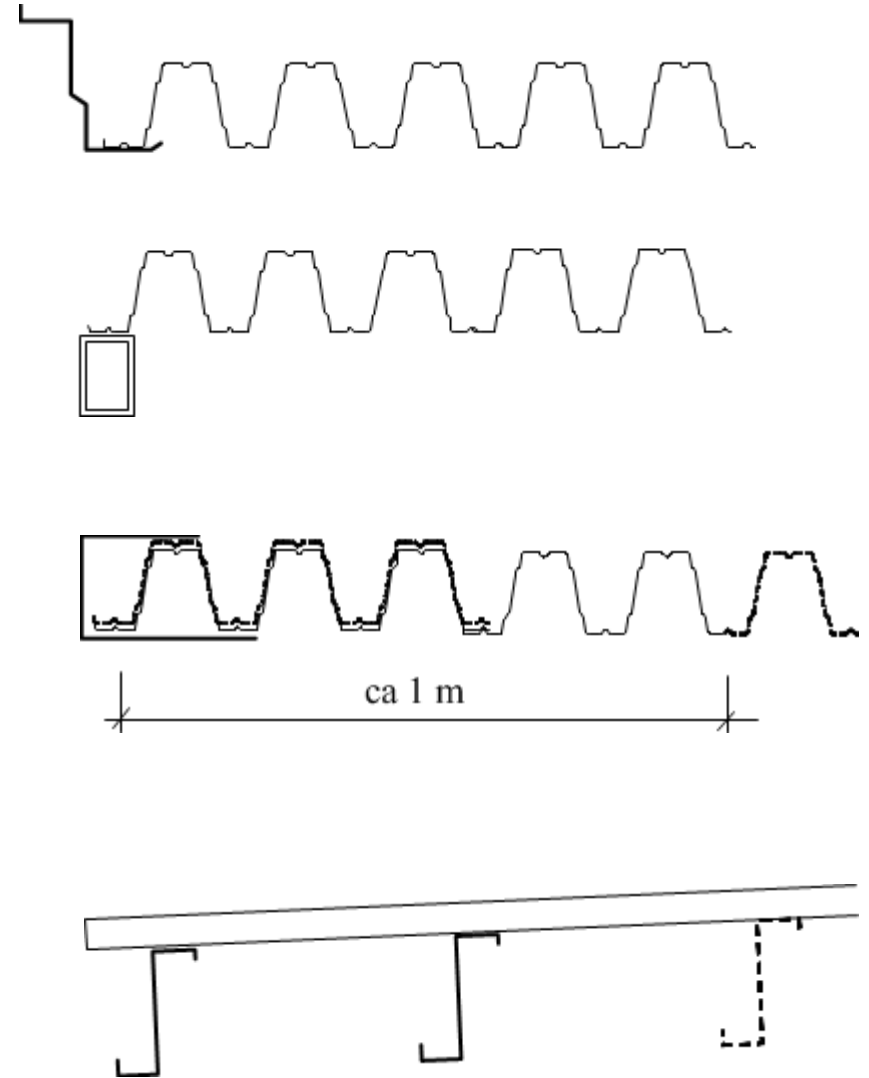
Kantbalkar

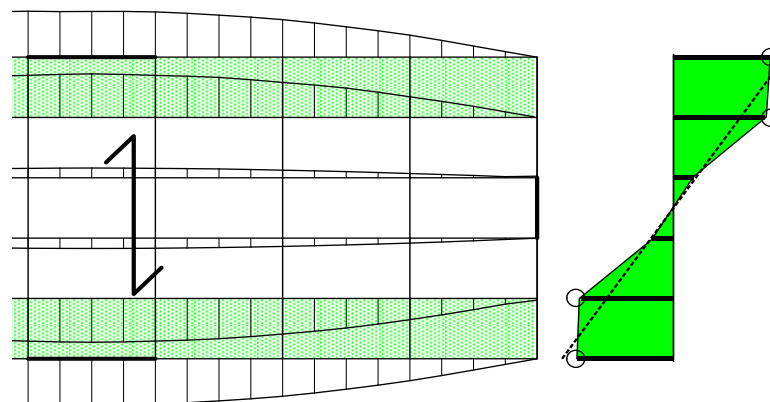
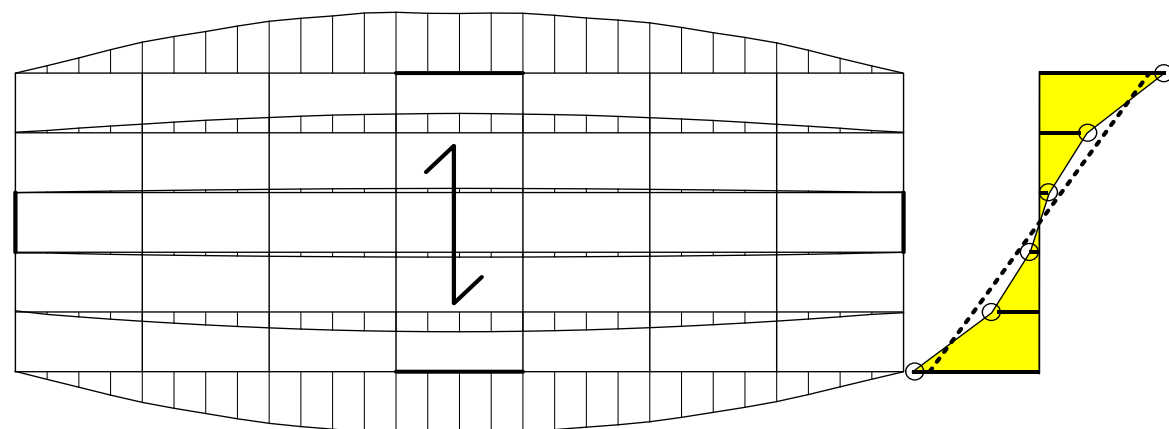
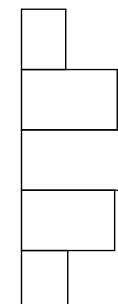
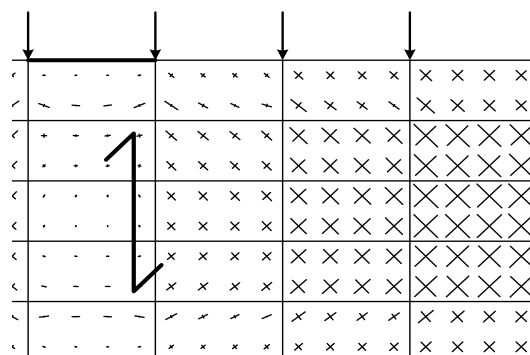
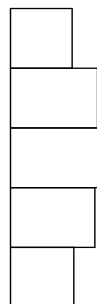
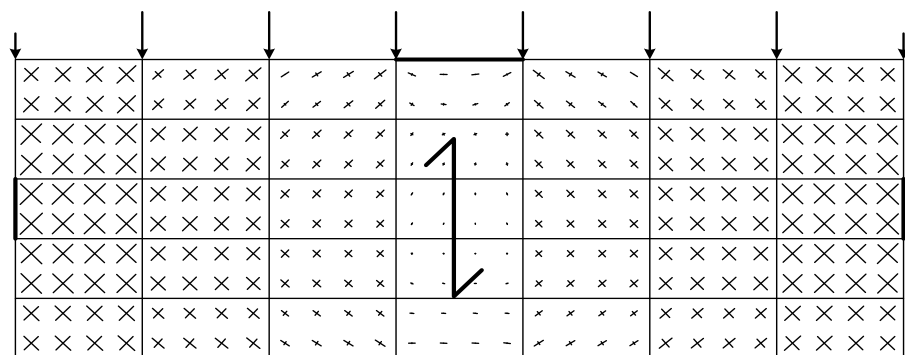
Skivans kantbalkar skall ta upp de normalkrafter N_k som uppkommer av moment i skivan för vind mot långsida eller av upplagskrafterna R_k av last mot gavel. Kantbalkarna dimensioneras således för den största av dessa tryckkrafter.

Vi plåt på huvudbalkar används normalt en kantbalk av tunnplåt i 2-3 mm eller en varmvalsad standardprofil.

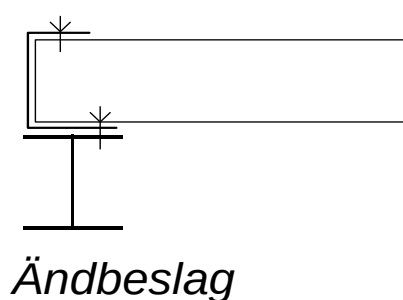
Vid mindre normalkrafter kan den befintliga takplåten eventuellt förstärkt med en dubbel plåt användas, varvid medverkande bredd antas vara ca 1 m. Profilkanten bör också avstyvas med ett boxbeslag. Principen kan även användas om normalkraftskapaciteten hos kantbalken enligt ovan ej skulle vara tillräcklig.

Vi plåt på åsar används normalt de två yttersta lättbalkarna vid varje takfot för att ta upp normalkraften.

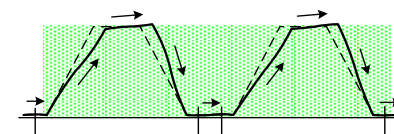




Skjuvflöde och kraft i kantbalkar och åsar för takskiva av plåt på åsar och kantbalkar. **Lika skjuvstyvhet i alla fält.**



Skjuvflöde och kraft i kantbalkar och åsar för takskiva av plåt på åsar och kantbalkar. **Skjuv-veka ytterfält**



Tvärsnittsdeformation av plåt vid ändupplag.

Infästning i sidöverlapp

Det största av skjuvflödena V_{Ed} av vind mot långsida och vind mot gavel gäller.

Centrumavståndet mellan fästelementen i sidöverlappet beräknas enligt

$$c_n = \frac{F_{h,Rd}}{V_{Ed}}$$

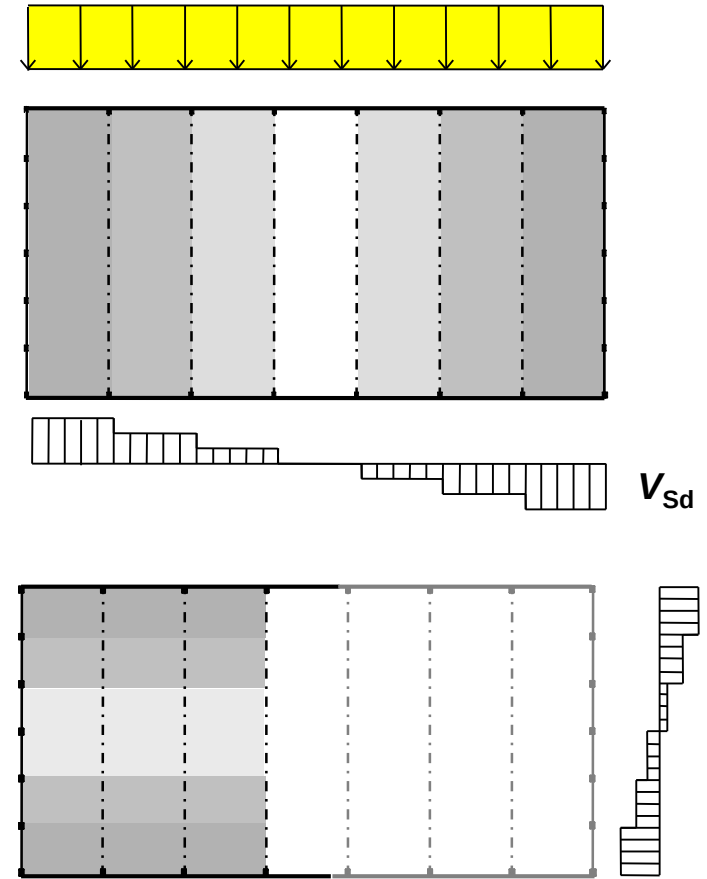
där

V_{Ed} = skjuvflöde

$F_{h,Rd}$ = dimensioneringsvärdet för fästelementets skjuvhållfasthet med hänsyn till hålkantbrott

Skjuvbrott i fästelementet får inte bli dimensionerande vid skivverkan. Detta ger begränsningar för användning av vissa (små) fästelement.

Om skjuvbrottlasten i fästelementet $F_{s,Rd}$ skulle vara dimensionerande måste detta värde reduceras med 25 % och användas istället för värdet för hålkantbrott $F_{h,Rd}$.



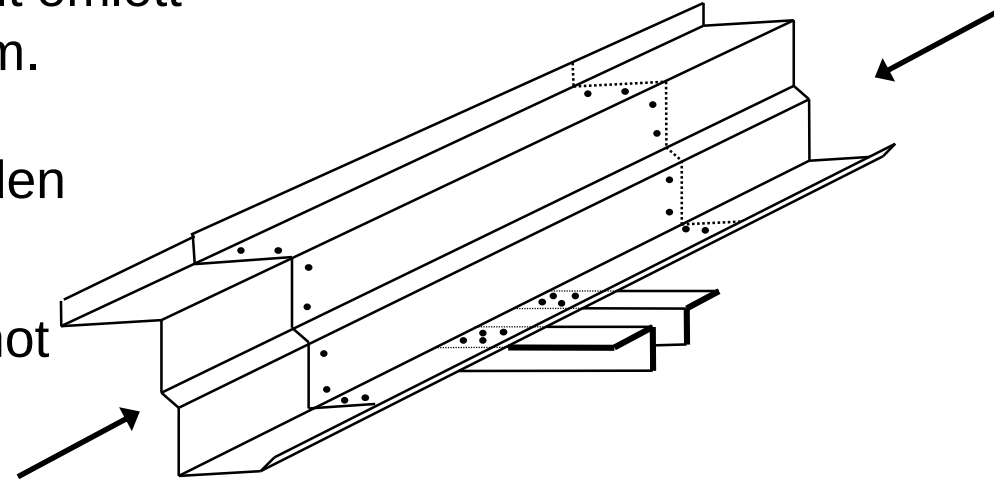
Infästning av kantbalk

Kantbalkar av tunnplåtsprofiler skarvas normalt omlott vid varje upplagsbalk med överlapp ca 600 mm.

Infästningarna i skarvarna dimensioneras för den största av tryckkrafterna:

$N_{k,Ed}$ = Normalkraft av skivmoment för vind mot långsida

$R_{k,Ed}$ = Upplagskraft för vind mot gavel



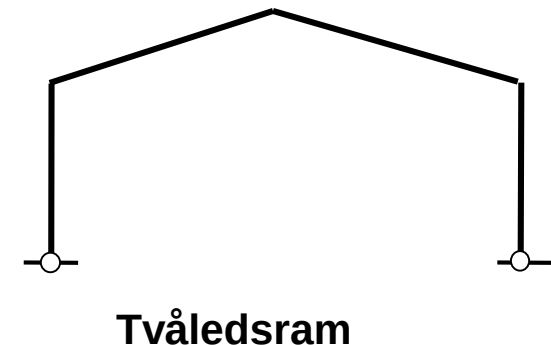
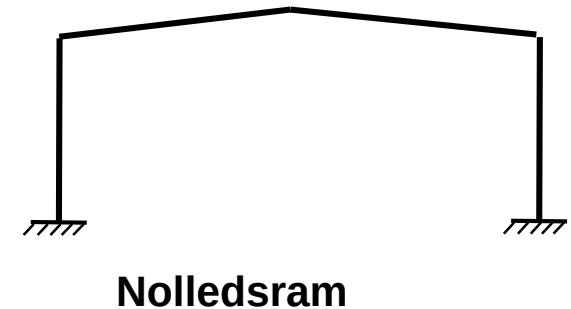
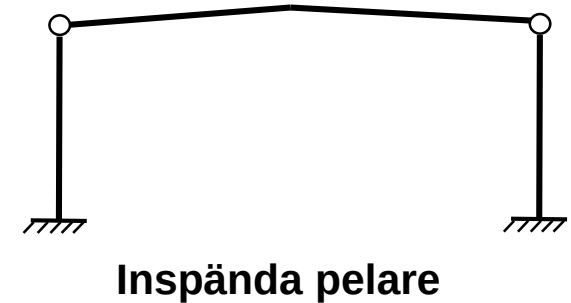
Vid upplag där upplagskraften $R_{k,Ed}$ skall överföras via vindförband ner i grunden måste tillräckligt antal fästelement placeras i upplagsbalken. Får inte alla skruvarna plats får exempelvis en platta svetsas på överflänsen.

Alternativa sätt att stomstabilisera

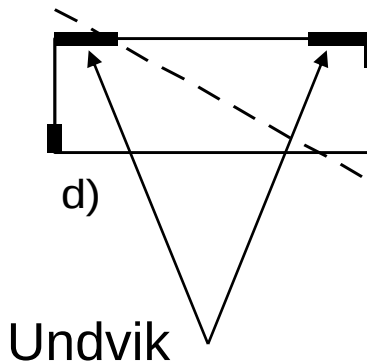
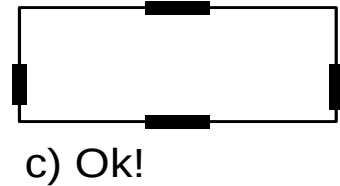
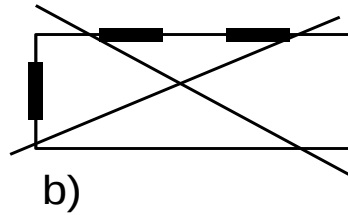
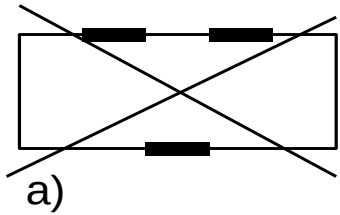
Det kan finnas situationer när man inte vill utnyttja tak och väggar för stabilisering t ex vid långa byggnader eller om man vill ha möjlighet att förlänga byggnaden i ett senare skede.

Med inspända pelare eller ramar kan man ta hand om horisontala laster mot byggnadens långsidor så att varje fack för sig tar upp sin del av lasten. Horisontala laster mot *gavlarna* kan dock tas upp på samma sätt som i det tidigare beskrivna systemet.

För oisolerade hallar eftersträvas ofta en enkel grundläggning med plintar, vilket å andra sidan talar för ramar med ledad anslutning till grunden. Ledade infästningar till grunden är också att föredra vid dåliga grundförhållanden.



Väggskivor och vindkryss



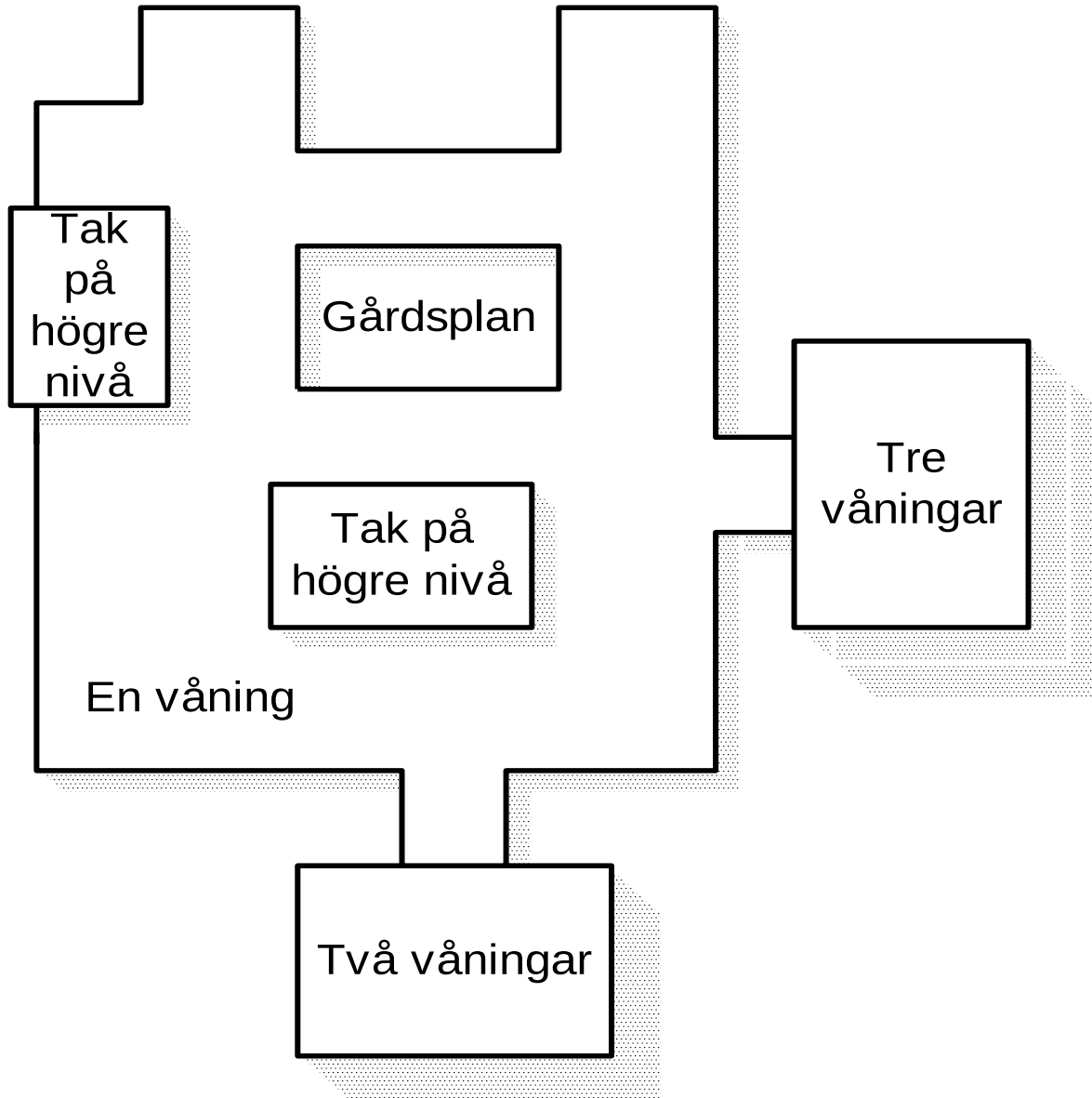
För att en byggnad skall vara stabil
erfordras minst tre väggskivor eller
vindkryss som ligger i plan som inte alla är
parallella eller skär varandra utefter samma
linje.

Normalt lägger man in ett vindkryss
(fackverk) i alla fyra väggarna i en
rektangulär byggnad.

Vindkryssen bör helst ligga nära mitten av
långsidorna. Dock hamnar de ofta nära
hörnerna i gavlarna för att inte inkräkta på
portarna.

Vid långa byggnader känns det naturligt att sätta vindkryss i båda ändarna
av långsidorna. Det har dock hänt att skillnaden mellan temperaturen vid
montaget och under en därefter följande kall natt har orsakat så stora
tvångskrafter att förbanden i vindkryssen brustit. Vindkryssen bör därför
placeras i närheten av mitten vid långa byggnader.

Sammansatta tak

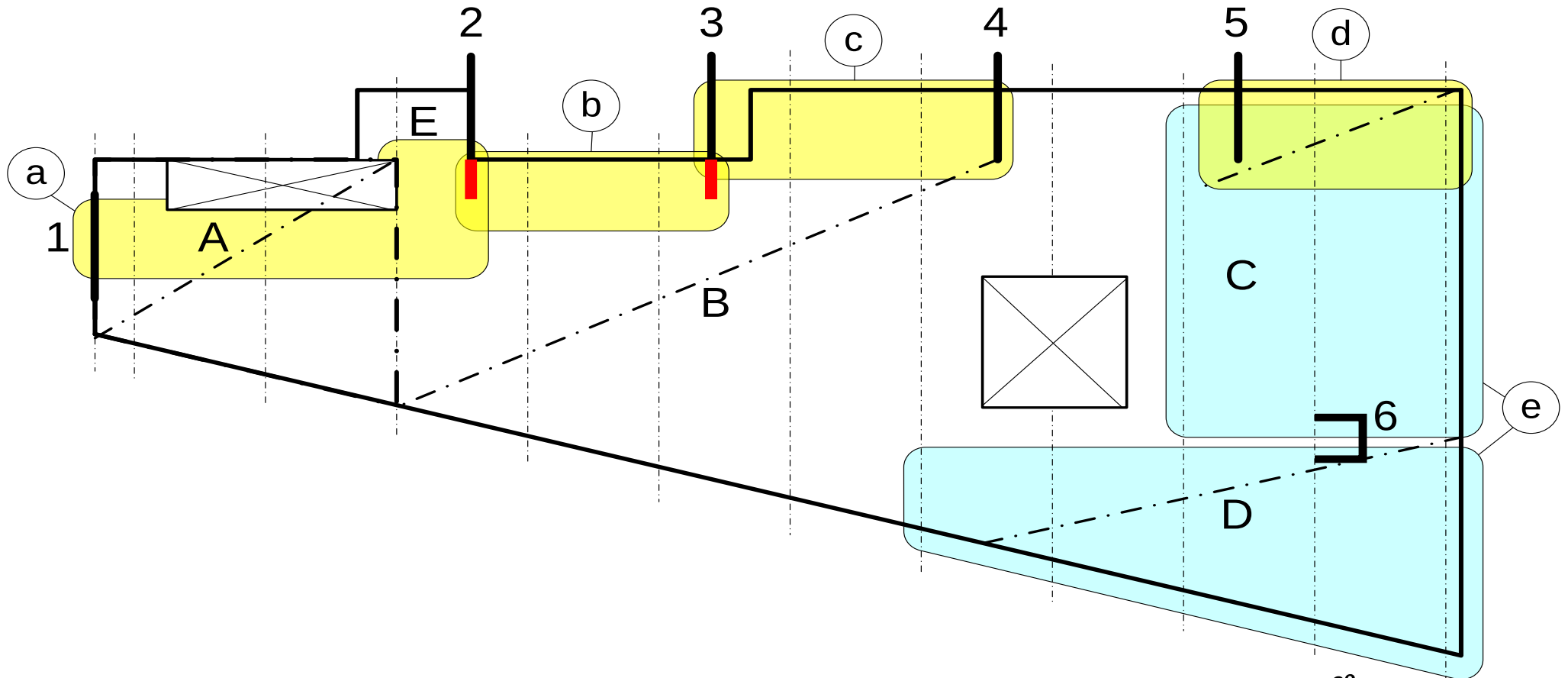


I skolor, bibliotek och andra publika byggnader kan taket bestå av ett antal skivor i olika riktningar och på olika nivåer. Varje skiva måste då stagas med vindkryss (väggskivor) i alla sidorna eller minst tre sidor.

Industribyggnader består ofta av flera skepp.

Speciallösning i aktuellt fall

Stabiliserande ramar 1, 2, 3, 4 och 5 överensstämmer inte med takbalkarna (streckprickade). Delskivor a, b, c, d överför krafter emellan dem. Skivorna e överför vindlast mot höger gavel till väggen längst upp och trapphuset 6. De röda strecken i linje 2 och 3 är lastinföringsstänger.



Checklista

Byggnad, beteckning

Kommun eller ort

Regelbunden - Oregelbunden R• O•

Isolerad - Oisolerad byggnad I• O•

Ramsystem - Skivverkan R• S•

Skivverkan i väggar (J = ja) J•

Längd Bredd

Pelarthöjd långsida Taksargshöjd

Taklutning Vindkryss

Avstånd gavelpelare

Extra vindpelare långsida J•

Takplåtens spännvidd ... Antal fack

Inspänning pelare långsida J•

Inspänning pelare gavel J•

Laster

Säkerhetsklass skivverkan

Säkerhetsklass transversallast

Snözon

Formfaktorer för snölast

Snöficka

Plåt och balkar

Plåt på Åsar - Huvudbalkar Å• H•

Färg på plåt vid oisolerad byggnad

Perforerad plåt J•

Upplagsbredd, åsar, kantbalkar

huvudbalkar, gavelbalkar

Flänstjocklek, åsar, kantbalkar

huvudbalkar, gavelbalkar

Sträckgräns, åsar, kantbalkar

huvudbalkar, gavelbalkar

Hål J•

Hålbredd Hållängd

Placering Extra last

Antal hål tvärs byggnaden

Antal hål i varje fack

Detaljer

Typ av avvattning ... Krönbalk ..Takränna ..

Ansvariga

(Firma, namn, adress, telefon, fax, e-post)

Stomkonstruktör:

Fästelement

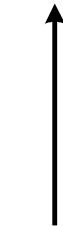
Leverantörsberoende beteckningssystem för skruvar

Exempel

BS4,8

Borrande
skruv

C4



korrosivitetsklass

LT14

leded bricka
med tätning

FR



frisläpp

P0,8



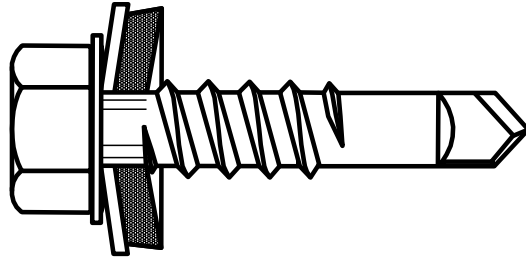
tjocklek infäst plåt

U0,8



underlagets tjocklek

Hur kan en sådan skruv se ut ?



BORRANDE ROSTFRI SIDOÖVERLAPPSSKRUV ϕ 4,8x20
FÖR MAX 2 MM SAMMANLAGD PLÅTTJOCKLEK, MED
FRI-SLÄPP OCH ROSTFRI LEDAD BRICKA MED TÄTNING

Gängande skruv, hålkantbrott

Vid $t < 1$ mm ger Eurokod 3 mycket lågt värde, vid $t > 1$ mm något större värde än StBK-N5.

Hoppet i bärförmåga vid 1 mm är opraktiskt och svårt att tro på.

Förslag ungefär som streckad kurva:

$$F_{b,Rd} = \alpha f_u d t / \gamma_{M2}$$

$$t = t_1 \quad \alpha = \alpha_1 = 3,2\sqrt{t/d} \quad \text{dock} \quad \alpha \leq 1,7$$

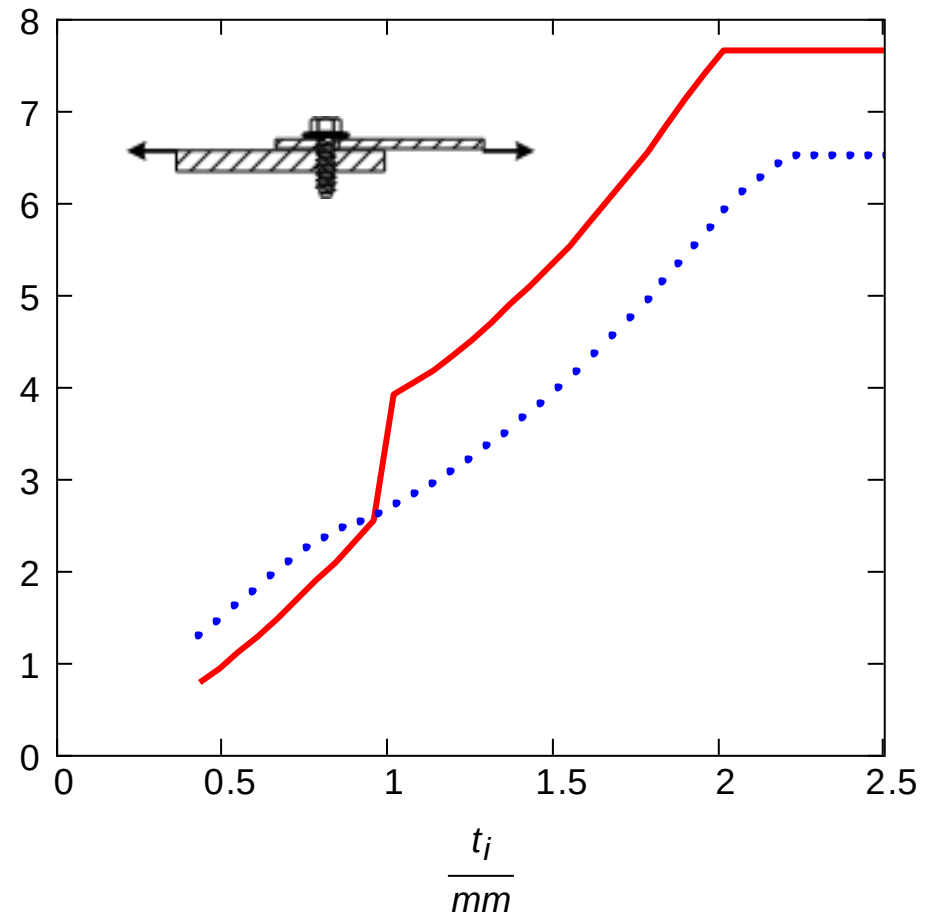
$$t_1 \geq 2,5t \quad \alpha = \alpha_{2,5} = 1,7$$

$$t < t_1 < 2,5t$$

$$\alpha = \left(\alpha_1 + (\alpha_{2,5} - \alpha_1) \left(\frac{t_1}{t} - 1 \right) \frac{1}{1,5} \right) \frac{t + t_1}{2} \quad \text{but} \leq \alpha_{2,5}$$

$$\frac{F_{b,Rd_i}}{kN}$$

$$\frac{F_{hd_i}}{kN}$$



— Ec3-1-3
 StBK-N5

$$t_1 = 2 \text{ mm}$$

$$d = 6.3 \text{ mm}$$

$$f_y = 350 \text{ MPa}$$

$$f_u = 420 \text{ MPa}$$

Gängande skruv, skjuv- och dragbrott



Enligt eurokoden bestäms
bärförmågan genom provning
eller anges i nationell bilaga (EKS)

Normerad *skjuvbrottkraft* $F_{v,Rk}$
N/skruv enligt nationella bilagor
till Eurokod 3, del 1-3 i Norden

$$F_{t,Rd} = \frac{1.2 \cdot F_{v,Rk}}{\gamma_{M2}}$$

Stål $d = 4,8 \rightarrow F_{t,Rd} = 5,0 \text{ kN}$

Ytter-diameter mm	Skruvmaterial	
	Härdat stål	Rostfritt
4,8	5200	4600
5,5	7200	6500
6,3	9800	8500
8,0	16300	14300

Gängande skruv, genomdragsbrott



Eurokod 3, del 1-3

Skruvdiameter $d := 6.3 \cdot mm$ $f_u = 420 MPa$

Bricka $d_w := 14 \cdot mm$ $\gamma_{M2} = 1.25$

Bärförmåga,
statisk last

$$F_{p.Rd} := d_w \cdot t \cdot f_u \cdot \frac{1}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{p.Rd} = 3.96 \text{ kN}$$

Bärförmåga,
vindlast

$$F_{p.Rd} := 0.5 \cdot d_w \cdot t \cdot f_u \cdot \frac{1}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{p.Rd} = 1.98 \text{ kN}$$

StBK-N5

$f_{ty} = 292 MPa$ $\gamma_{mn} = 1.20$

Bärförmåga

$$F_{gd} := 15 \cdot mm \cdot t \cdot f_{ty}$$

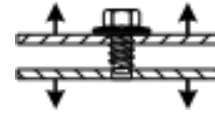
$$F_{gd} = 3.68 \text{ kN}$$

Eurokod 3 ger betydligt lägre värden vid vindlast.

Dock kommer 0,5 att ändras till 0,65.

Utdragningsbrott

Eurokod 3, del 1-3



Skruvdiameter $d := 6.3 \cdot mm$

Underlag $t_{sup} := 5 \cdot mm$

Stål S355 $f_{u.sup} := 510 \cdot MPa$

Gängstigning $s := 2 \cdot mm$?

Bärförmåga, statisk last

$$\frac{t_{sup}}{s} = 2.50 > 1$$

(om $t_{sup}/s < 1$ 0.45)

$$F_{o.Rd} := 0.65d \cdot t_{sup} \cdot f_{u.sup} \cdot \frac{1}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{o.Rd} = 8.35 \text{ kN}$$

(5.7 kN)

StBK-N5

$$t_1 := t_{sup}$$

Borrande skruv

$$F_{ud} := 1.5 \cdot f_{ty} \cdot \sqrt{t_1^3 \cdot d}$$

$$F_{ud} = 12.3 \text{ kN}$$

Gängande skruv

$$F_{ud} := 0.65 \cdot t_1 \cdot d \cdot f_{ty}$$

$$F_{ud} = 5.97 \text{ kN}$$

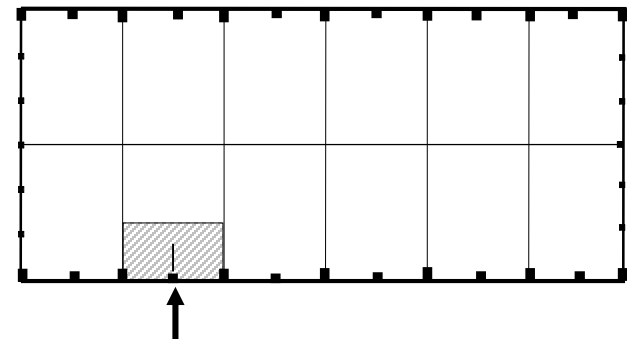
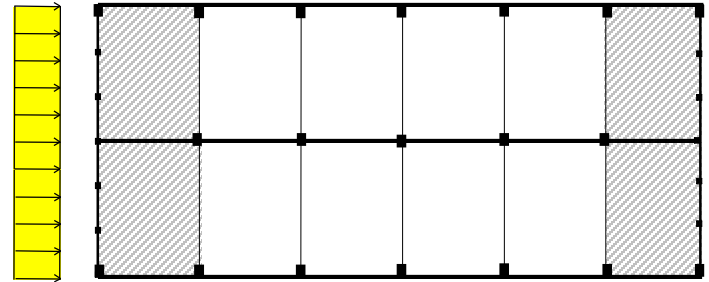
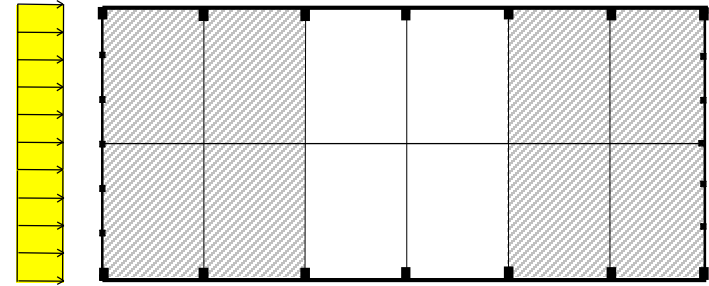
Betongstommar

Pelarna i betongstommar är i regel inspända och så styva att varje pelare kan stabilisera byggnaden för vindlast mot långsidan.

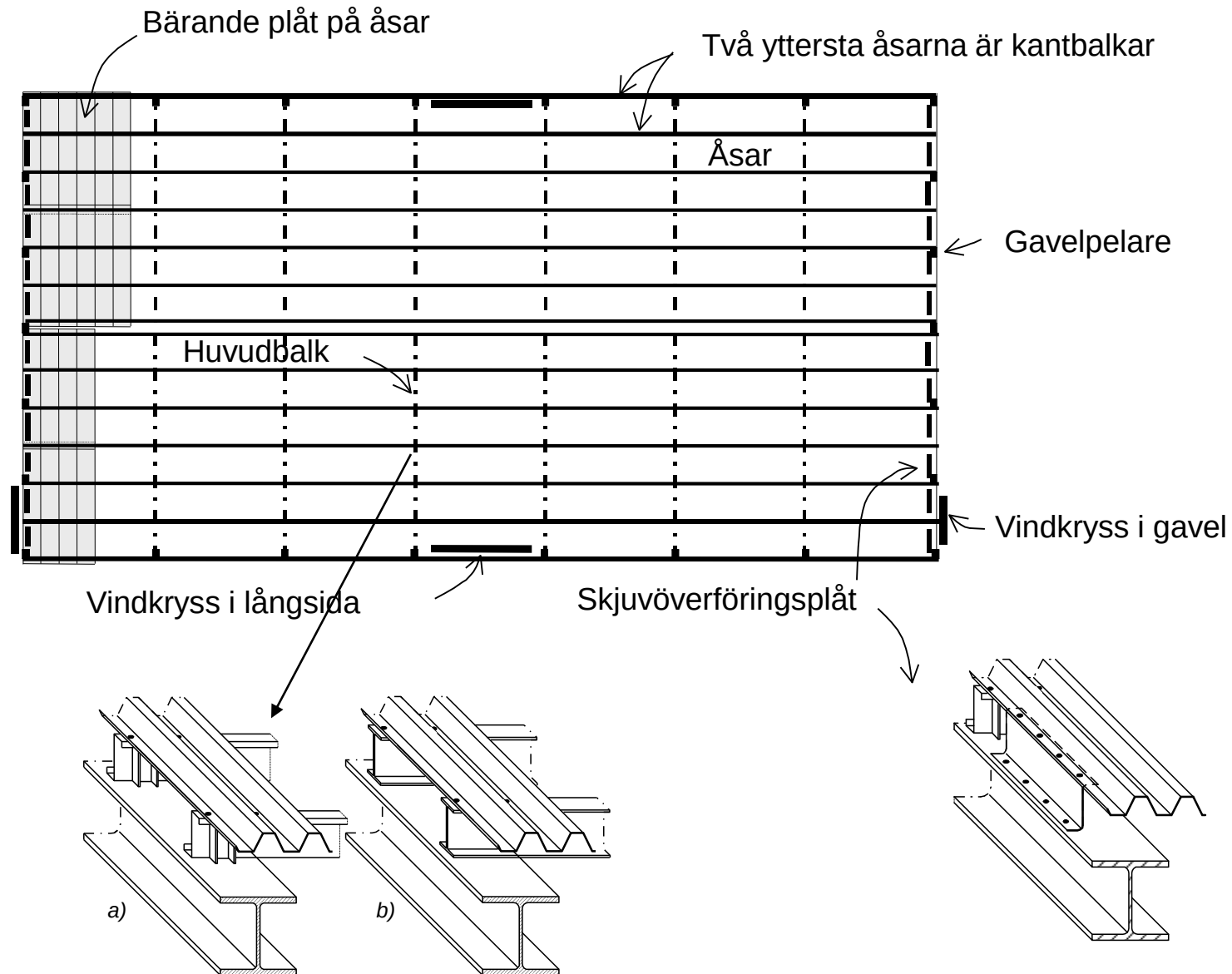
Vid stommar i flera skepp brukar mittpelarna vara inspända varför skivverkan tas i delskivor och normalkraften fördelas på flera pelare både i takfot och i mittpelarraden .

Detta gäller normalt inte för pelarna i gaveln, varför skivverkan hos takplåten endast utnyttjas för vind mot gaveln och normalkraften i takfoten fördelas på flera pelare.

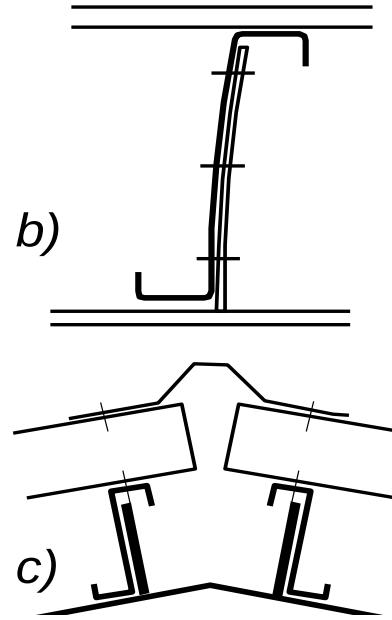
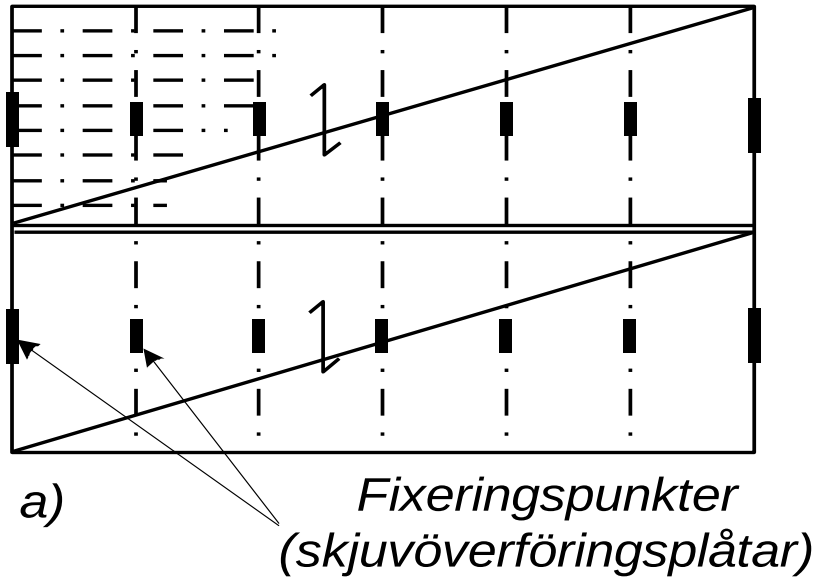
Ibland förekommer vindpelare i långfasaden mellan huvudpelarna vilket medför att man utnyttjar delskivor mellan varje huvudbalk. Är kantbalken längs takfoten ej tillräckligt sidostyv och plåten ligger på huvudbalkar måste en lastfördelningssträva placeras på plåten.



Isolerat tak med plåt på åsar



Oisolerad byggnad



Temperaturskillnaden mellan plåt och stomme kan bli så stor som 50 grader vid mörk plåt.

10 m plåt:

$$\Delta L = 5,5 \text{ mm}$$

- Utforma konstruktionen så att plåten kan röra sig så fritt som möjligt och utan att stora tvångskrafter uppstår.
- Dimensionera fästelement mellan plåt och underlag så att hålkantbrott inträffar före skjuvbrott i fästelementet.
- Dimensionera förbanden mellan plåt och underlag (åsar och balkar) för de krafter som kan uppstå av temperaturskillnader mellan plåt och stomme.

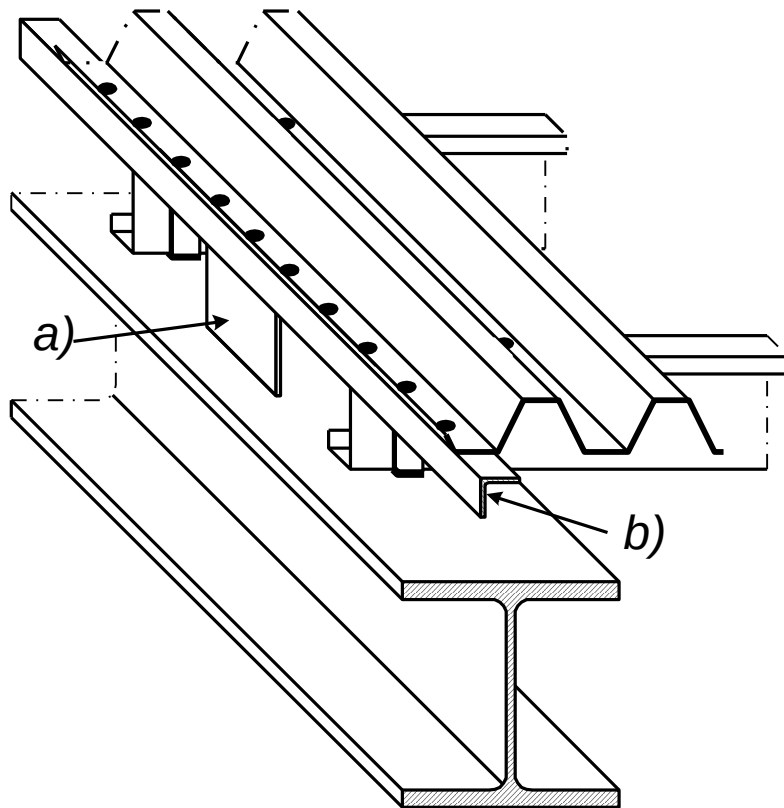
Oisolerad byggnad, temperaturskillnad mellan plåt och stomme

Yta	Max	Min
Mycket ljus färg	+25	-10
Ljus färg	+30	-10
Mörk färg	+40	-10
Förzinkad	+50	-10
Aluminium	+35	-10

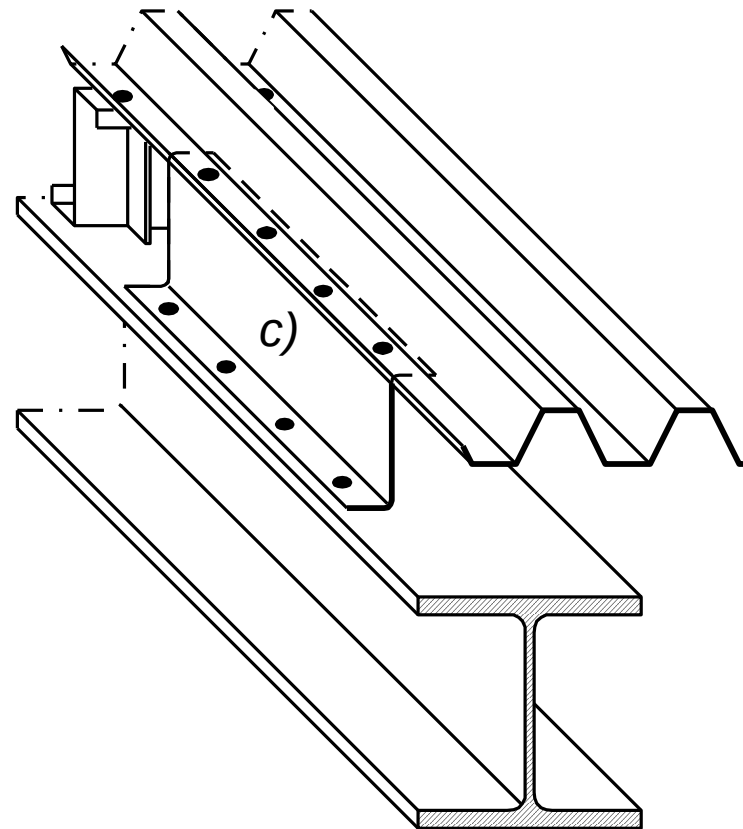
Exempel: Mörk plåt, 6 m lång

$$\Delta = 40 \cdot 0,000012 \cdot 6000 = 3 \text{ mm}$$

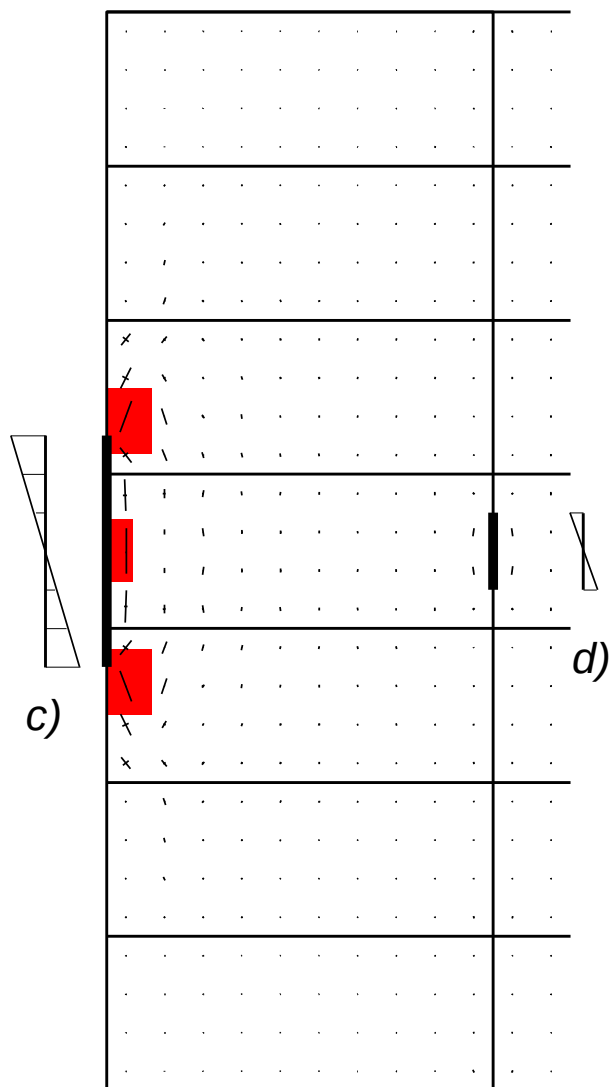
Förankra plåten på mitten



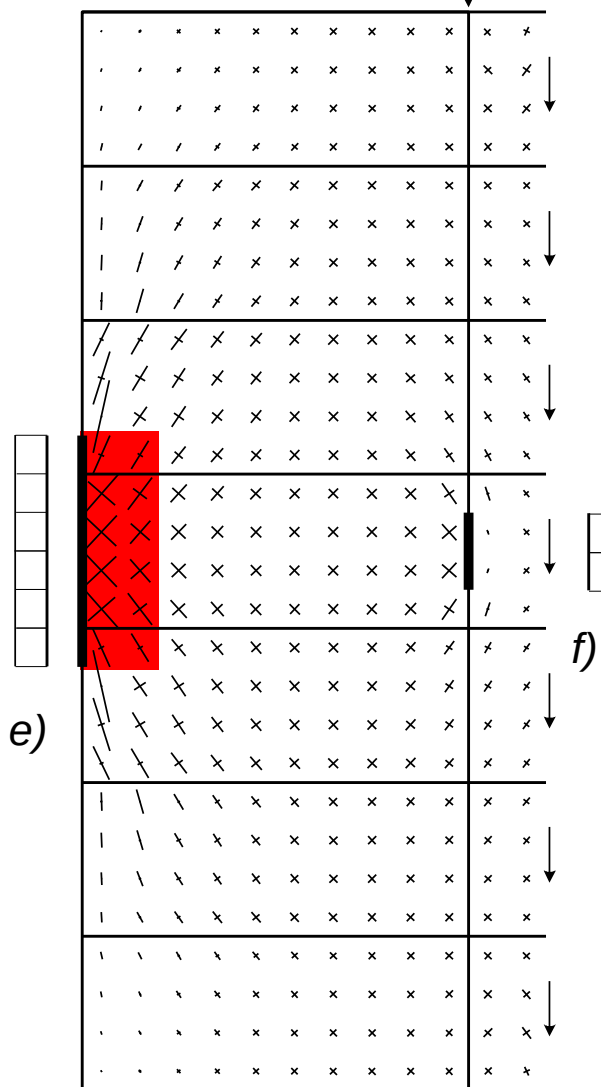
Skjuvförband mellan gavelbalk
och plåt vid oisolerad byggnad.
a) Plåt svetsad till gavelbalk
b) L-stång.



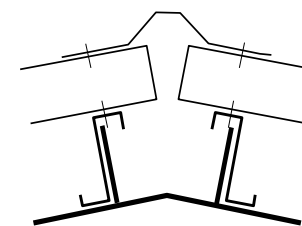
Skjuvförband mellan gavelbalk
och plåt vid oisolerad byggnad.
c) Skjuvöverföringsplåt



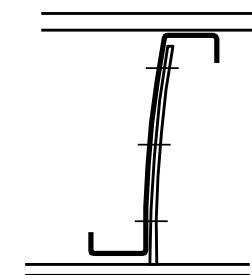
a) Temperaturskillnad



b) Vindlast



g)



h)

Skjuvflöde och krafter i skjuvöverföringsplåtar. Oisolerad byggnad

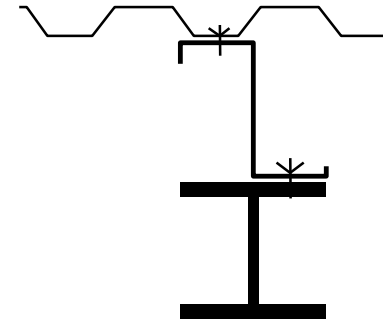
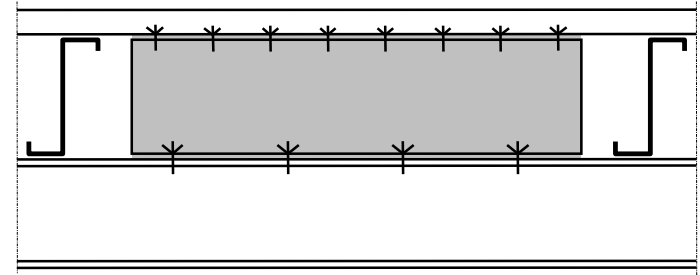
Skjuvöverföringsplåt

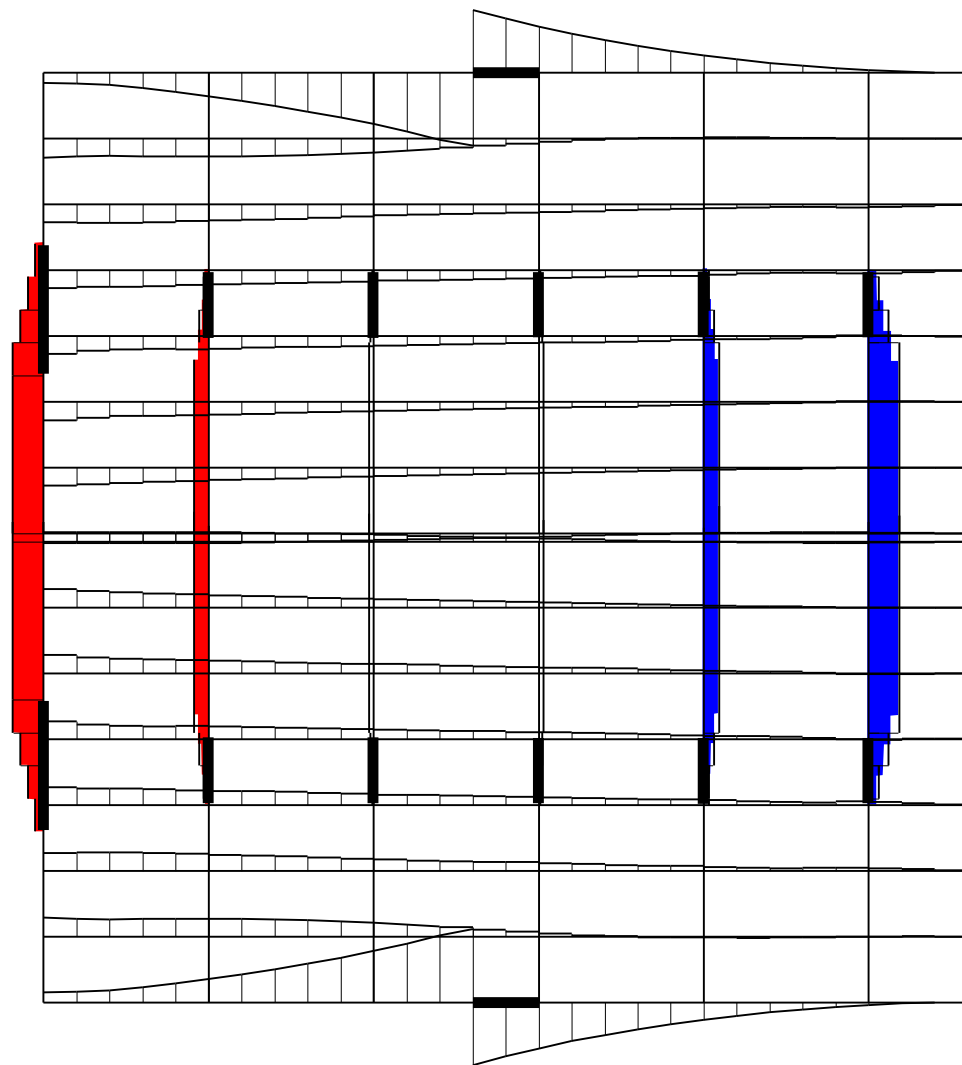
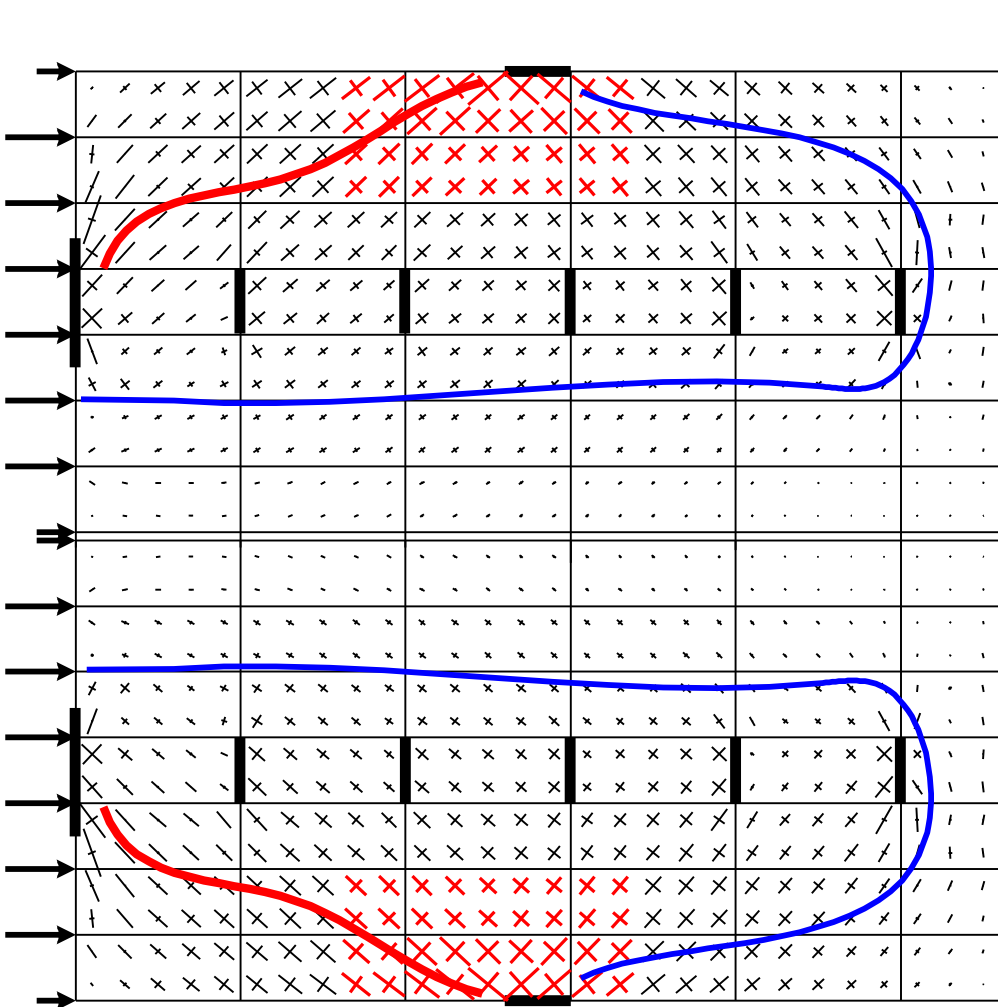
Överföringen av skjuvkrafterna mellan takplåten och gavelbalkarna för isolerat tak med plåt på åsar sker genom distanser av Z-profiler, som placeras mellan takåsarna och fästs till gavelbalken och takplåten.

Längden av varje distans kan vara 0,8 gånger centrumavståndet mellan åsarna och tjockleken kan väljas till minsta tjockleken för anslutande ås.

Skjuvöverföringsplåtar placeras vanligtvis mellan alla takåsar såvida inte krafterna är små.

Vid oisolerade tak placeras skjuvöverföringsplåtar på varje huvudbalk men endast en på varje takhalva och placerad på mitten av takfallet. Längden av skjuvöverföringsplåtarna inne på taket görs ungefär hälften så långa som vid gavel.





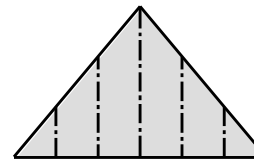
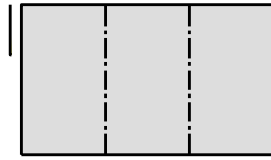
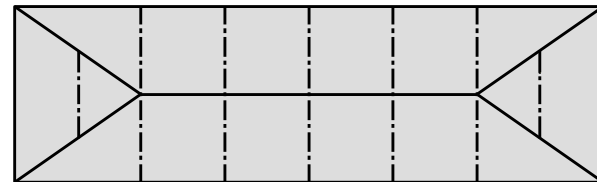
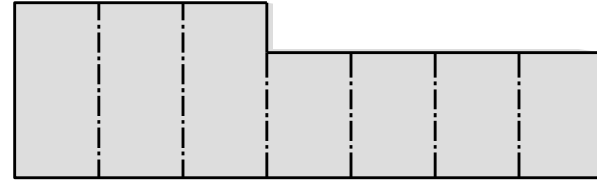
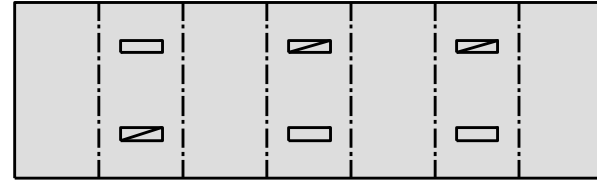
Skjuvflöde och krafter i kantbalkar. Oisolerad byggnad, vind mot gavel

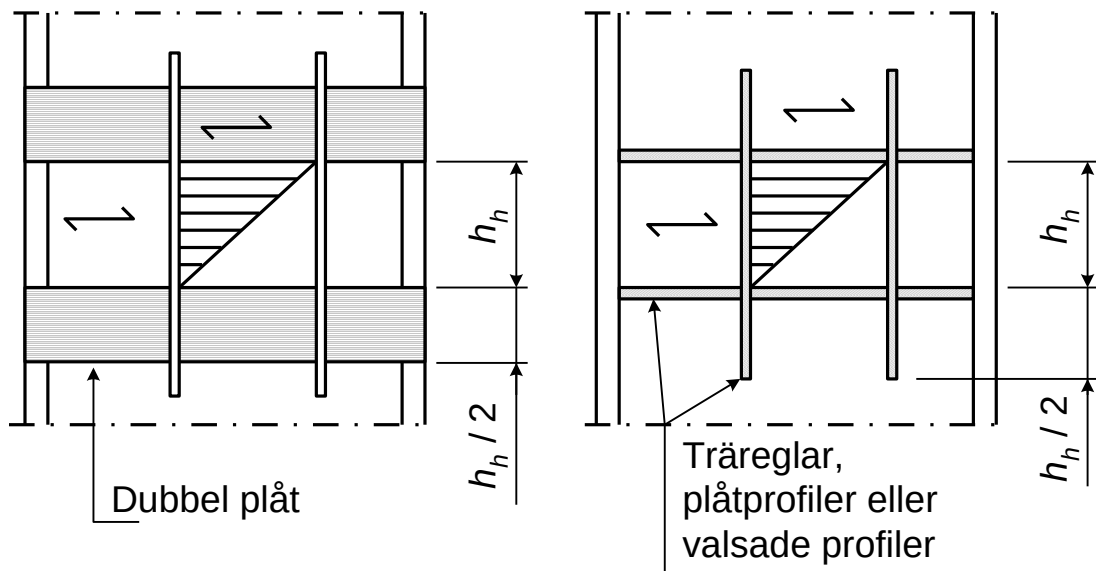
Specialskivor

- Håltagningar S
- Tak med varierande bredd S
- Valmade tak
- Konstruktioner med begränsat antal vindkryss i väggarna S
- Triangulära tak
- Stora taklutningar S
- Tak med nivåskillnader (S)
- Kontinuerliga takskivor (S)
- Konsolskivor S
- Delskivor S
- Väggskivor (S)

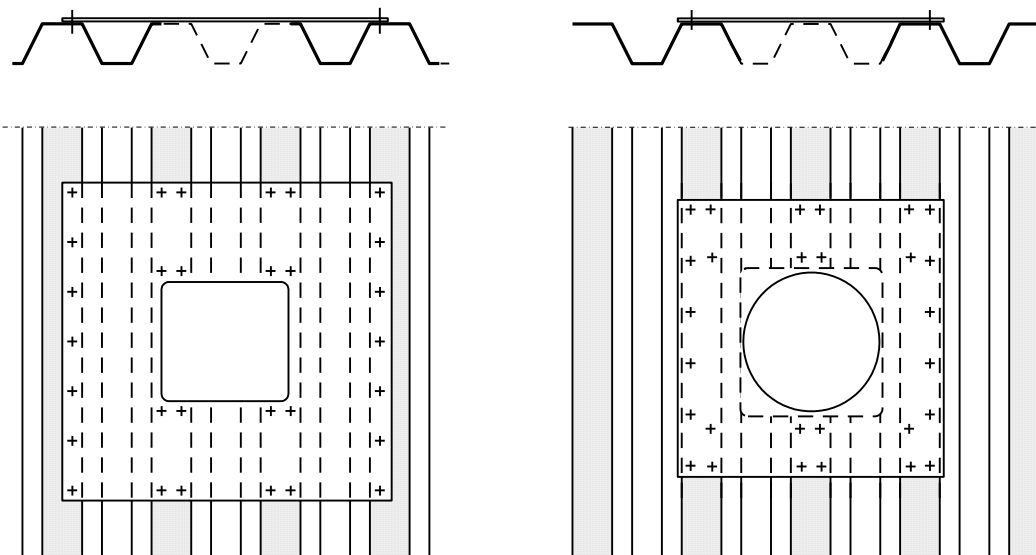
S ingår i RoofDim

(S) RoofDim kan användas indirekt

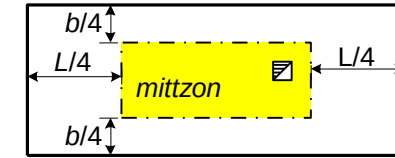
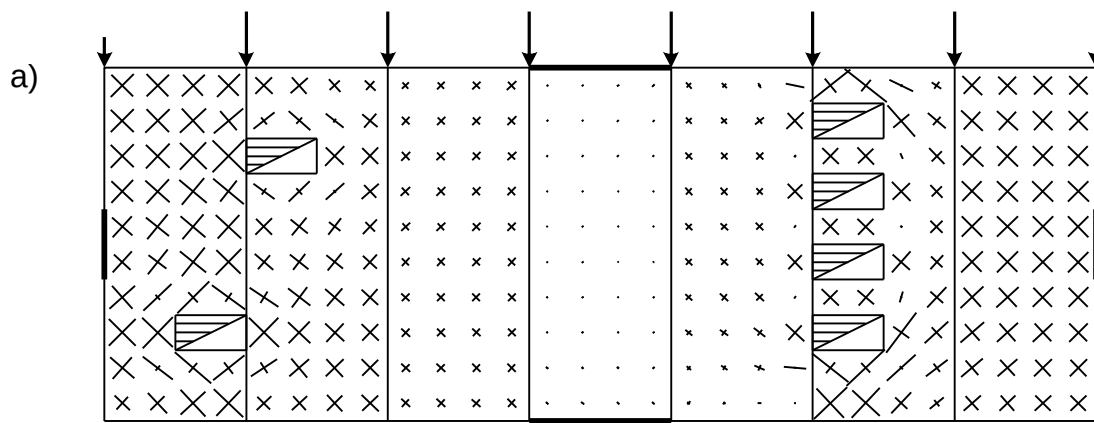




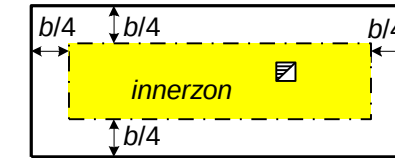
Kantförstyvningar kring stora hål



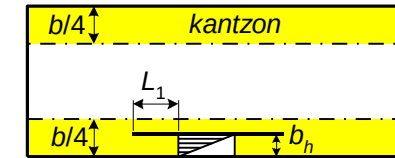
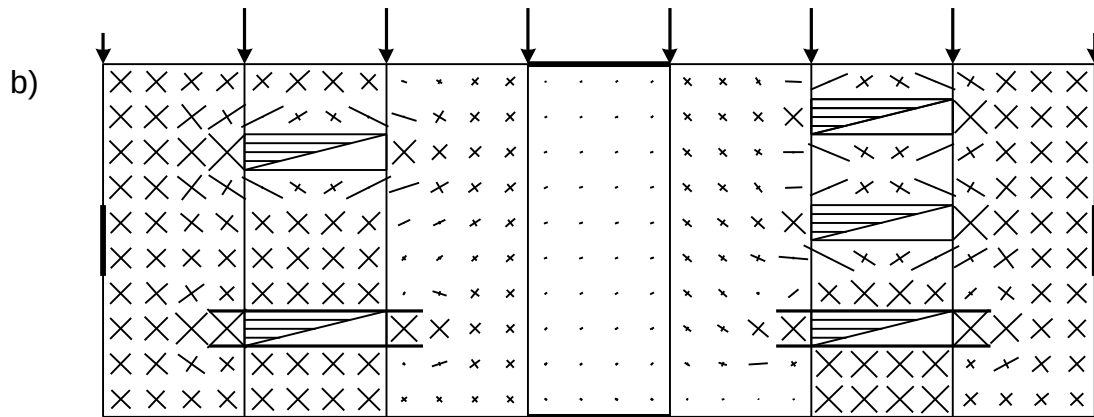
*Exempel på för-
stärkning kring små
hål i takskiva*



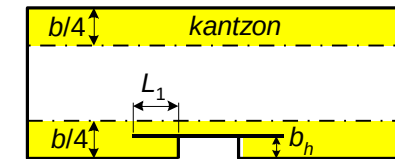
Mittzon



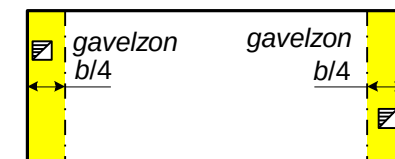
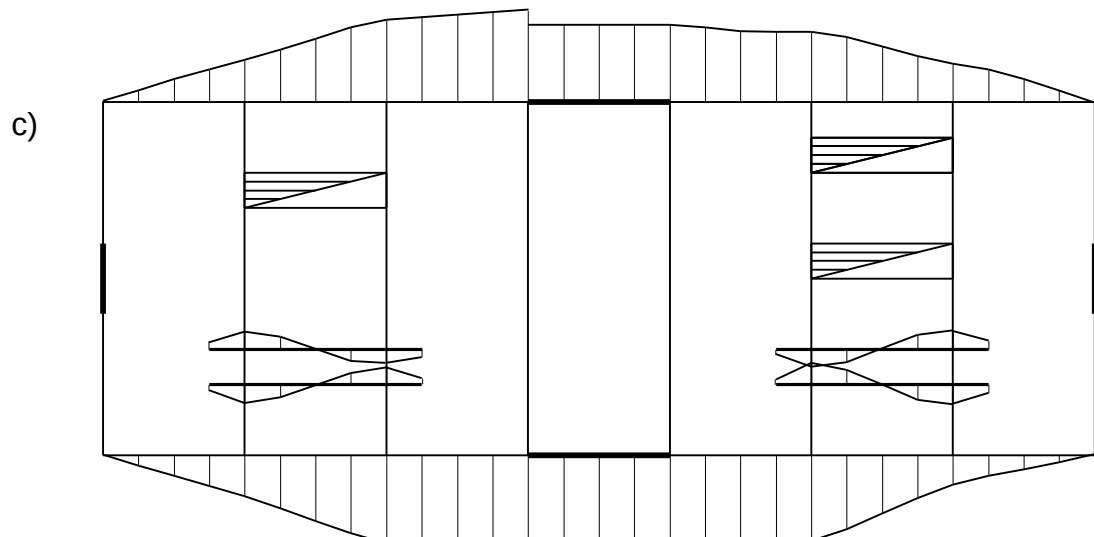
Innerzon



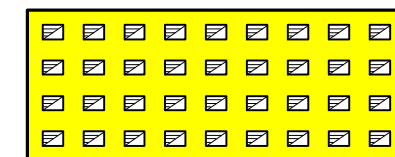
Kantzon



Urtag i kantzon

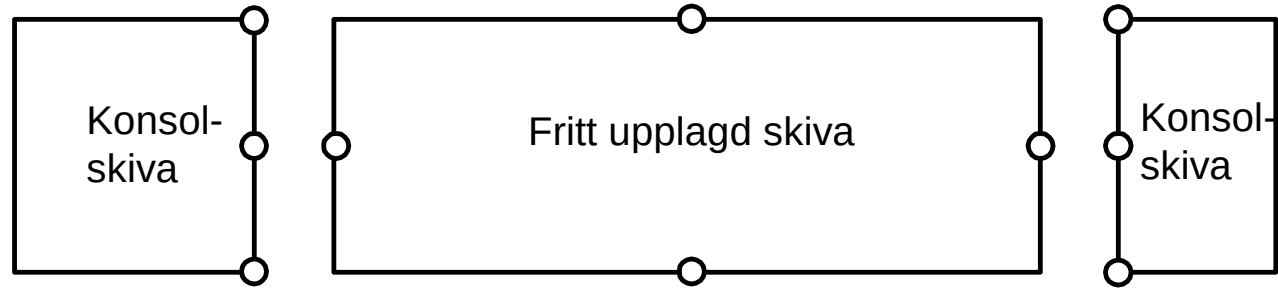
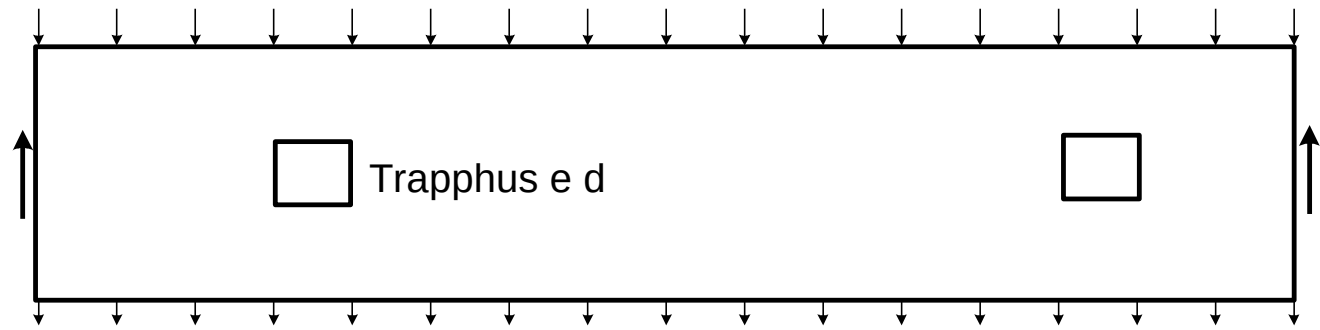


Gavelzon

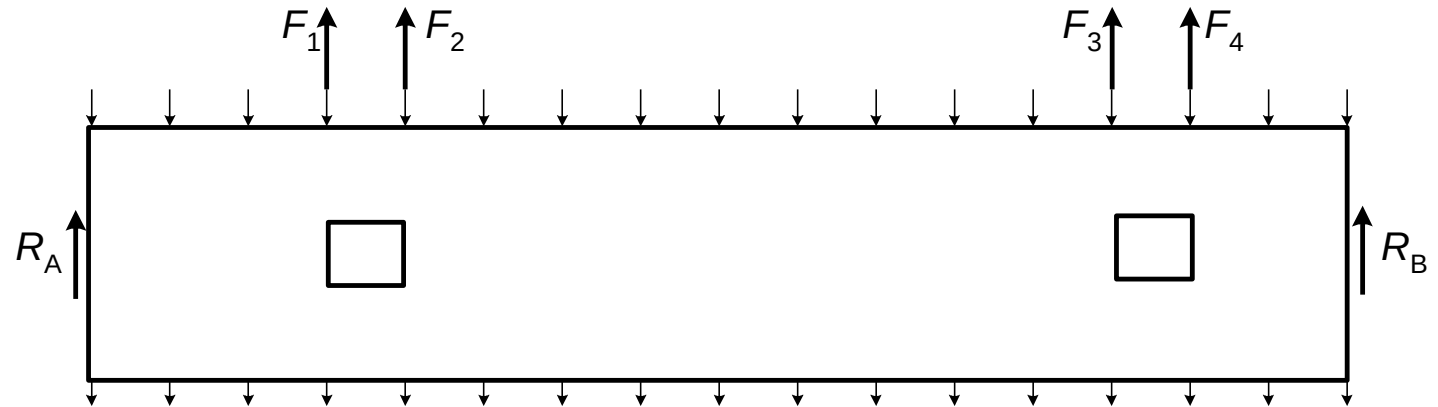


Över hela taket

Trapp- hus e.d. Flervånings bygggnad



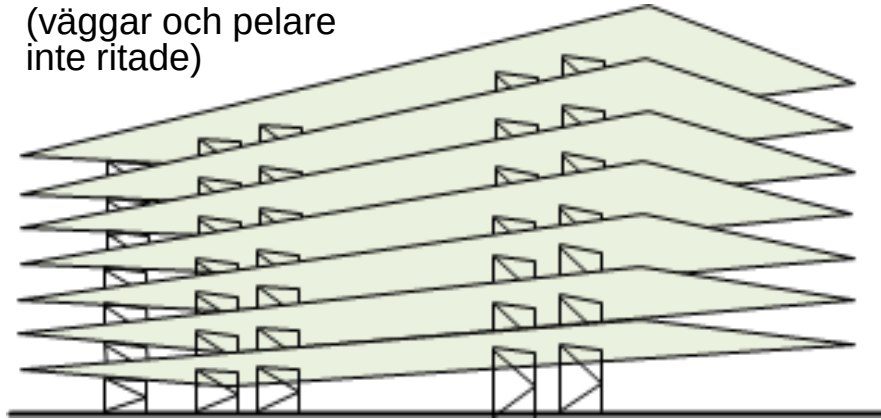
Alternative 1. Dela upp skivan i tre delar



Alternative 2. Ansätt reaktionskrafter F_1 , F_2 , F_3 och F_4 så att $R_A = 0$ och $R_B = 0$.

Om symmert $F_1 + F_2 = R_A$ och $F_3 + F_4 = R_B$

Bjälklag och stålfackverk



Hur fördelas vindlasten mot långsidorna på de fem fackverken?

Numera gör man antagligen en FEM-modell av hela huset, men man behöver något att starta med. Då kan överslagsmetoder användas.

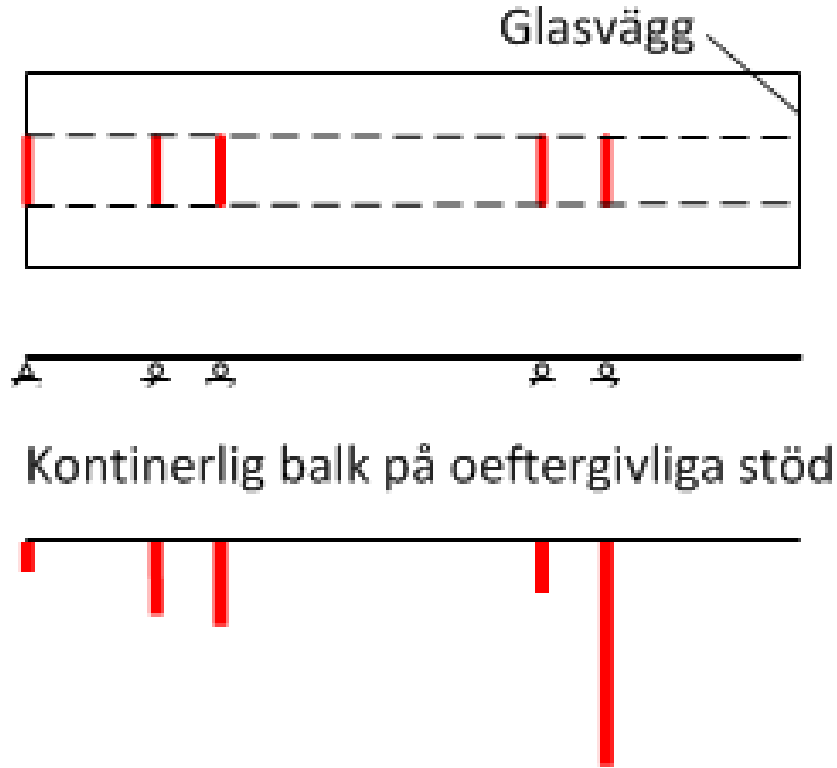
Exempel (hus vid Gallerian i Stockholm)

- Bjälklag av massiva förtillverkade betongplattor sammanfogade med svetsplåtar i hörnen
- Stabiliserande K-fackverk av valsade I-balkar som får störa bjälklagsytorna så lite som möjligt

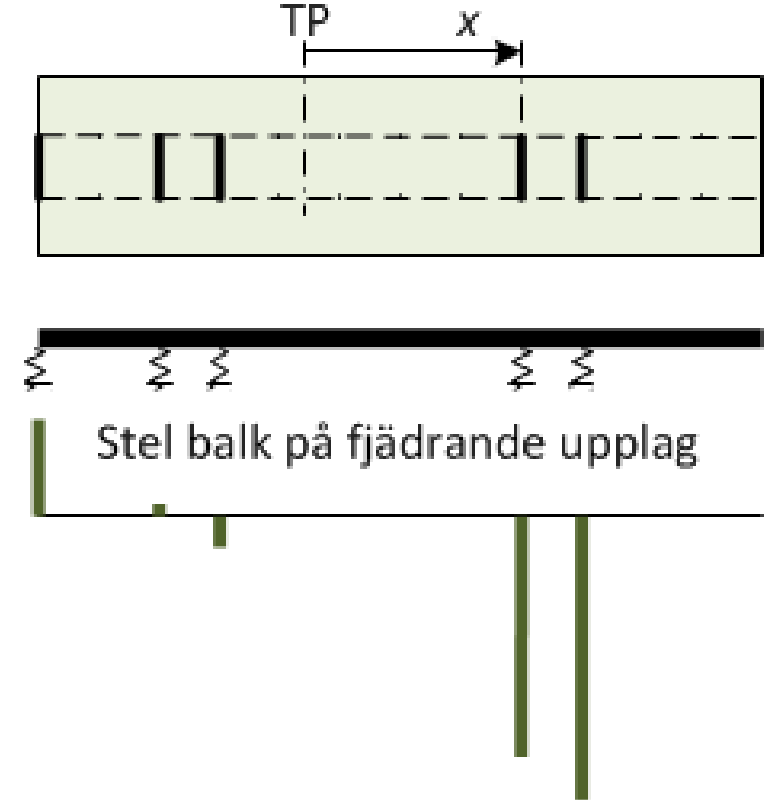
Två ytterligheter kan vara utgångspunkt:

- Bjälklagen räknas som kontinuerlig balkar på oeftergivliga stöd
- Bjälklagen antas stela och fackverken fungerar som fjädrar

Beräkningsmodeller



Eftersom bjälklagen är många och tre gånger så breda som fackverken är modellen med fjädrande stöd mest sannolik. Eftersom alla fackverken av praktiska skäl görs lika blir det fackverket till höger (där bjälklagen utkragar tre fack) som blir avgörande, men skillnaden för detta fackverk är inte så stor i detta fall.



$$\text{Kraft} = \frac{\text{Vindlast}}{\text{antal fackverk}} + \frac{\text{Moment} \times x}{\sum x^2}$$

Deformationer

Utböjningen av en takskiva består i huvudsak av skjuvdeformationer i infästningar.

Böjdeformationer orsakade av töjning i kantbalkar och åsar utgör **normalt** en liten del.

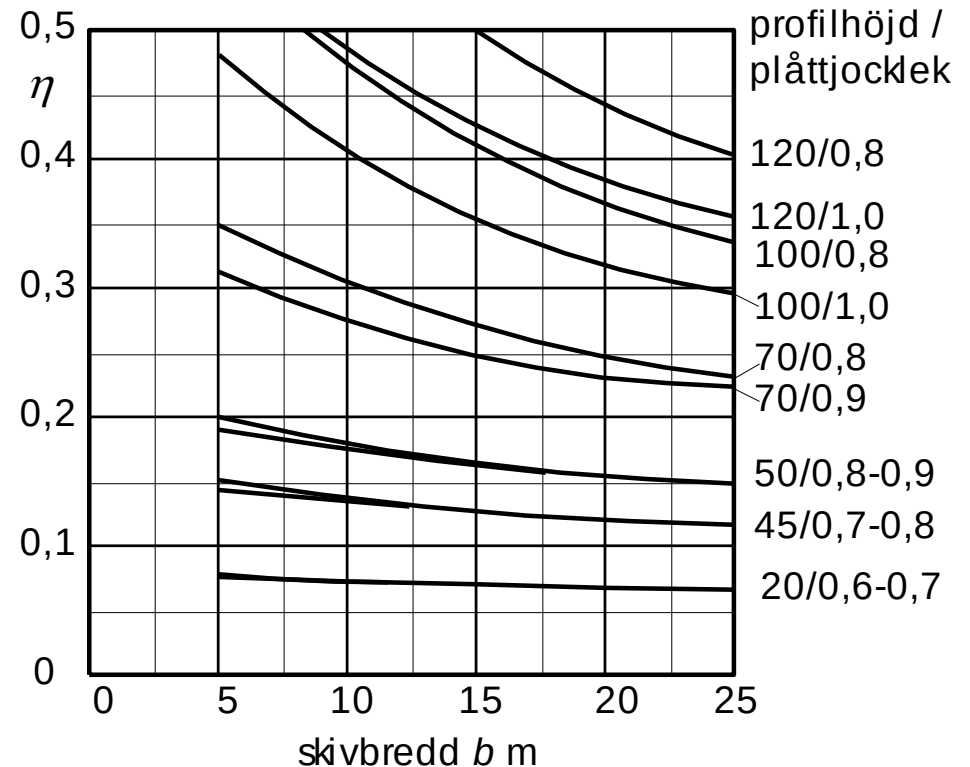
Skjuvdeformationerna i skivan uppkommer av deformationer i

- förbindningar i sid- och ändöverlapp
- i anslutningar till balkar och åsar
- deformation i plåtändarna samt
- av skjuvdeformationer i plåten.

Den sista deformationen utgör ofta den minsta delen av den totala deformationen, deformation i plåtändarna den största.

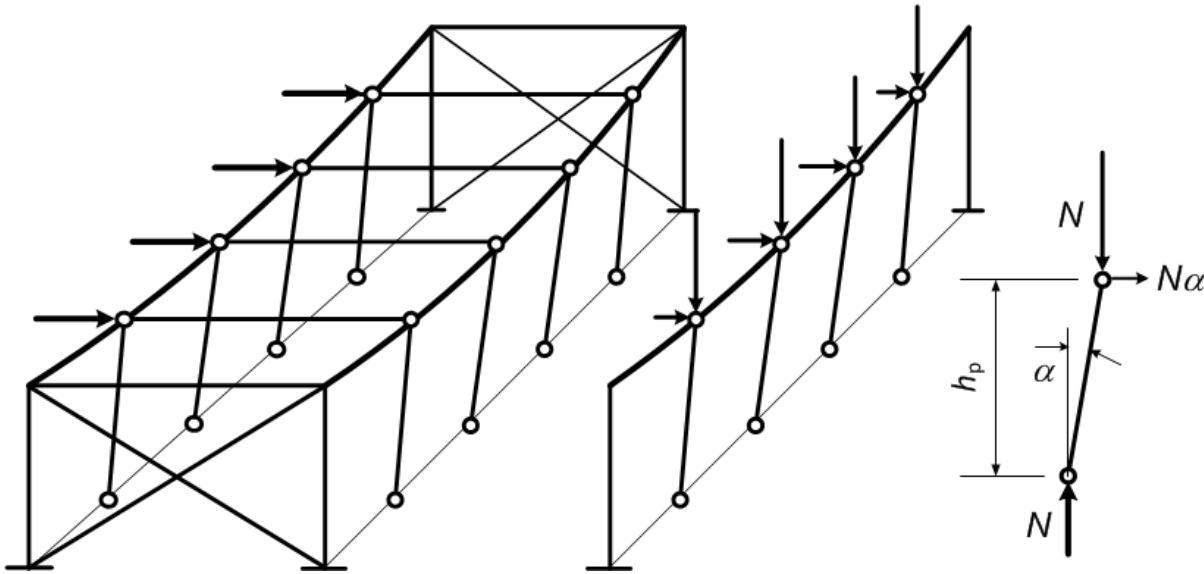
ECCS Rekommendations No 88 1995 innehåller formler och tabeller för att beräkna deformationerna.

För överslagsberäkning



Figur 3.27 Koefficient η för uppskattning av skjuvflexibiliteten c för takskiva av trapetsprofilerad plåt. $c = \eta a/(bt)$ där a , b och t i mm ger c i mm/kN.

Gräns för utböjning



När skivan böjer ut ger taklasten och lutningen en ökning av lasten $N\alpha$ på skivan som då böjer ut ytterligare. För att kontrollera att inte hela byggnaden då kollapsar kan följande förfarande tillämpas :

- Beräkna utböjningen för vindlasten och med lutningen $\alpha=0,005$.
- Öka lutningen med w_{ber} / h_p där w_{ber} är den beräknade utböjningen och h_p är pelarhöjden.
- Beräkna nytt värde på w_{ber} och upprepa förfarandet tills utböjningen inte ökar längre. Om den inte stannar upp måste andra konstruktiva åtgärder vidtas.
- Acceptera dimensioneringen av skivan för denna snedställning även om utböjningen är större än $h_p / 200$ som är den normala gränsen i bruksgränstillståndet.

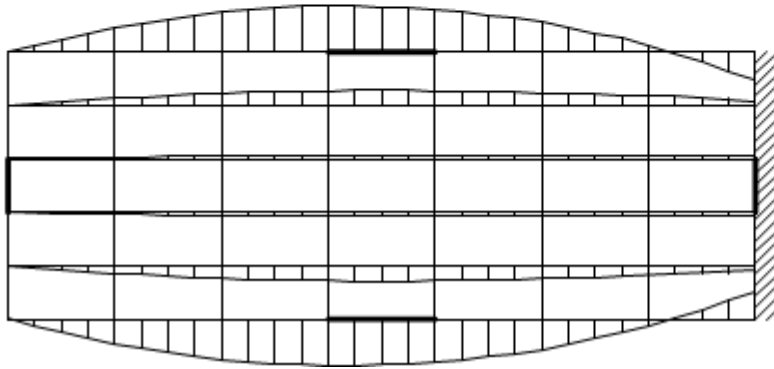
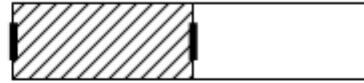
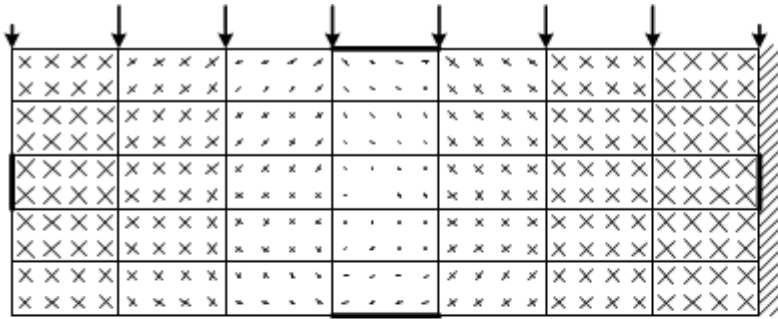
Approximativt:

$$\text{Kritisk taklast} = 1,2 h_p q_{\text{vind}} / w_{\text{skiva}}$$

q_{vind} är lasten på skivan inkl. $\alpha = 0,005$
 w_{skiva} är utböjningen för denna last.

Störst risk för kollaps vid låg och lång byggnad.

Kontinuerlig skiva



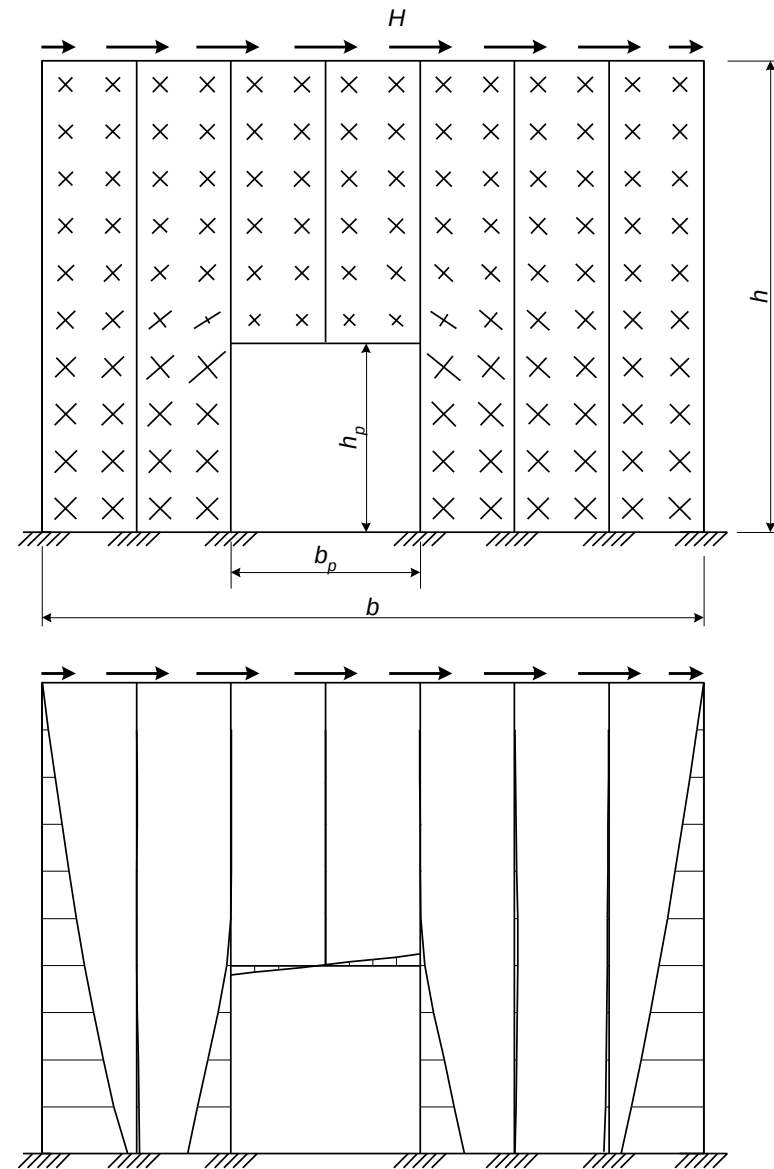
Skjuvdeformationerna i skivan medför att momentet vid mittfackverket blir betydligt mindre än för en vanlig kontinuerlig balk.

Till detta bidrar också att de vertikala fackverkens styvhet normalt är mycket mindre än skivans styvhet.

Kraften i de inre åsarna blir mycket liten vid mellanstödet.

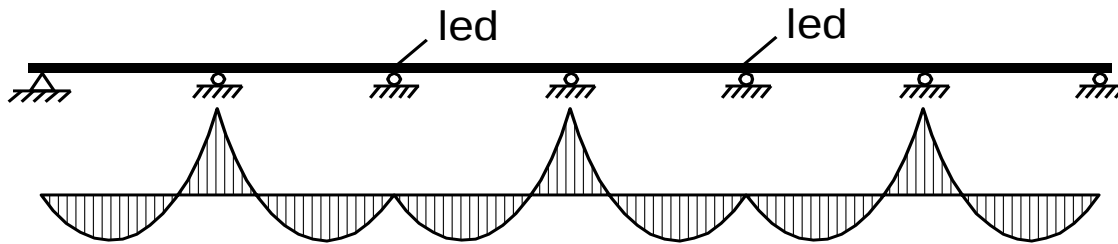
Räkna som två fritt upplagda skivor.

Väggskiva

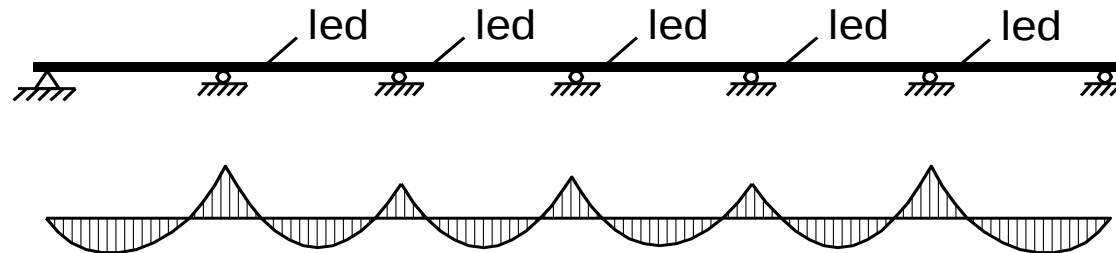


Skjuvflöde och kraft i pelare, gavelbalk och balk över dörröppning för väggskiva av plåt i gavel. Last mot långsida av byggnaden.

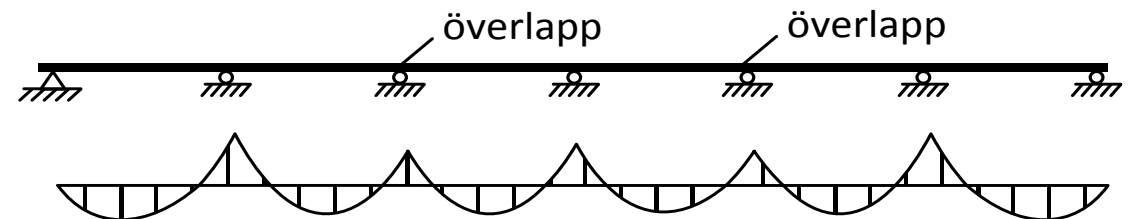
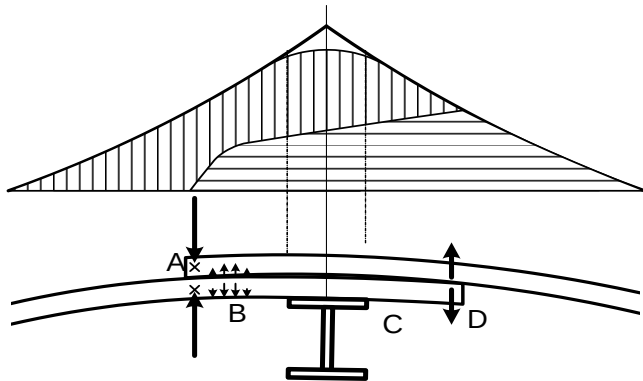
System för uppläggning av plåt



Tvåfacksuppläggning (eller flera)

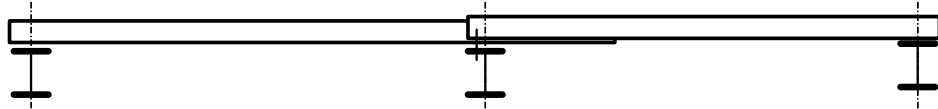


Gerberskarvning (bör kontrolleras mht fortskridande ras)

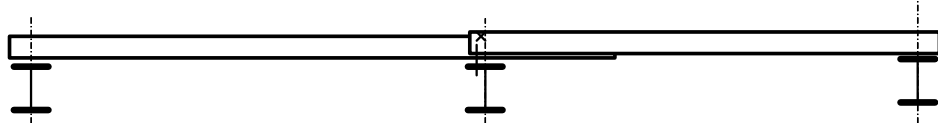


Överlappsskarvning

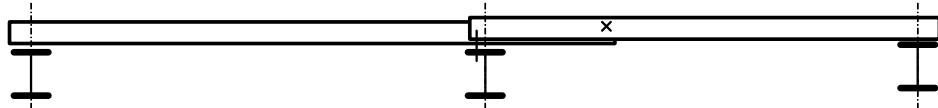
Skarvning av plåt



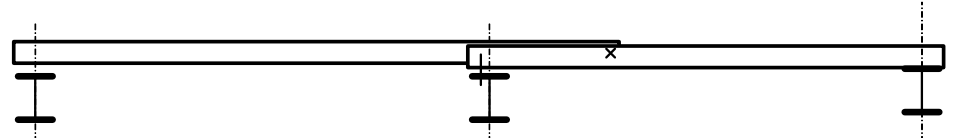
Fall 1 Plåt med enkel omlottskarv. Den övre plåten skruvas till balken endast i den undre flänsen



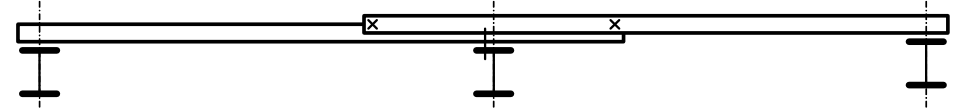
Fall 2 Plåt med enkel omlottskarv. Den övre plåten skruvas till balken i den undre flänsen och i liven i vänster skarv



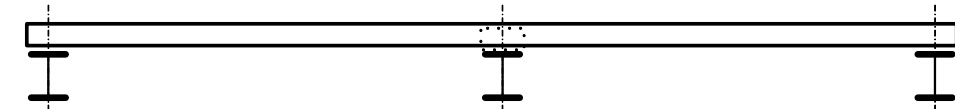
Fall 3 Plåt med enkel omlottskarv. Den övre plåten skruvas till balken i den undre flänsen och i liven i höger skarv



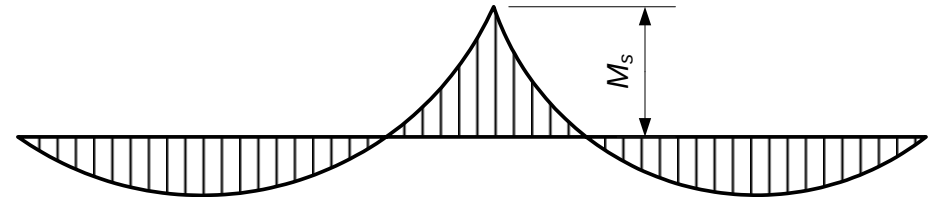
Fall 4 Plåt med enkel omlottskarv där plåtarna har bytt plats. Den övre plåten skruvas till balken i den undre flänsen och i liven



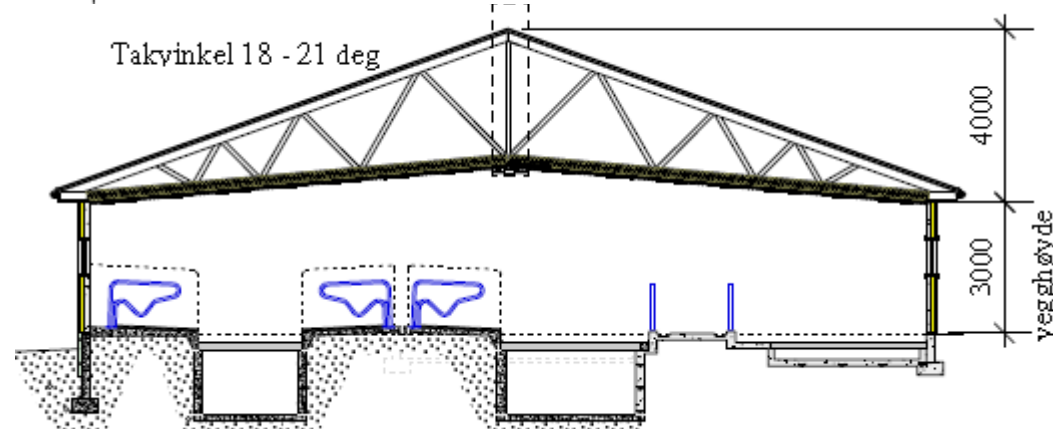
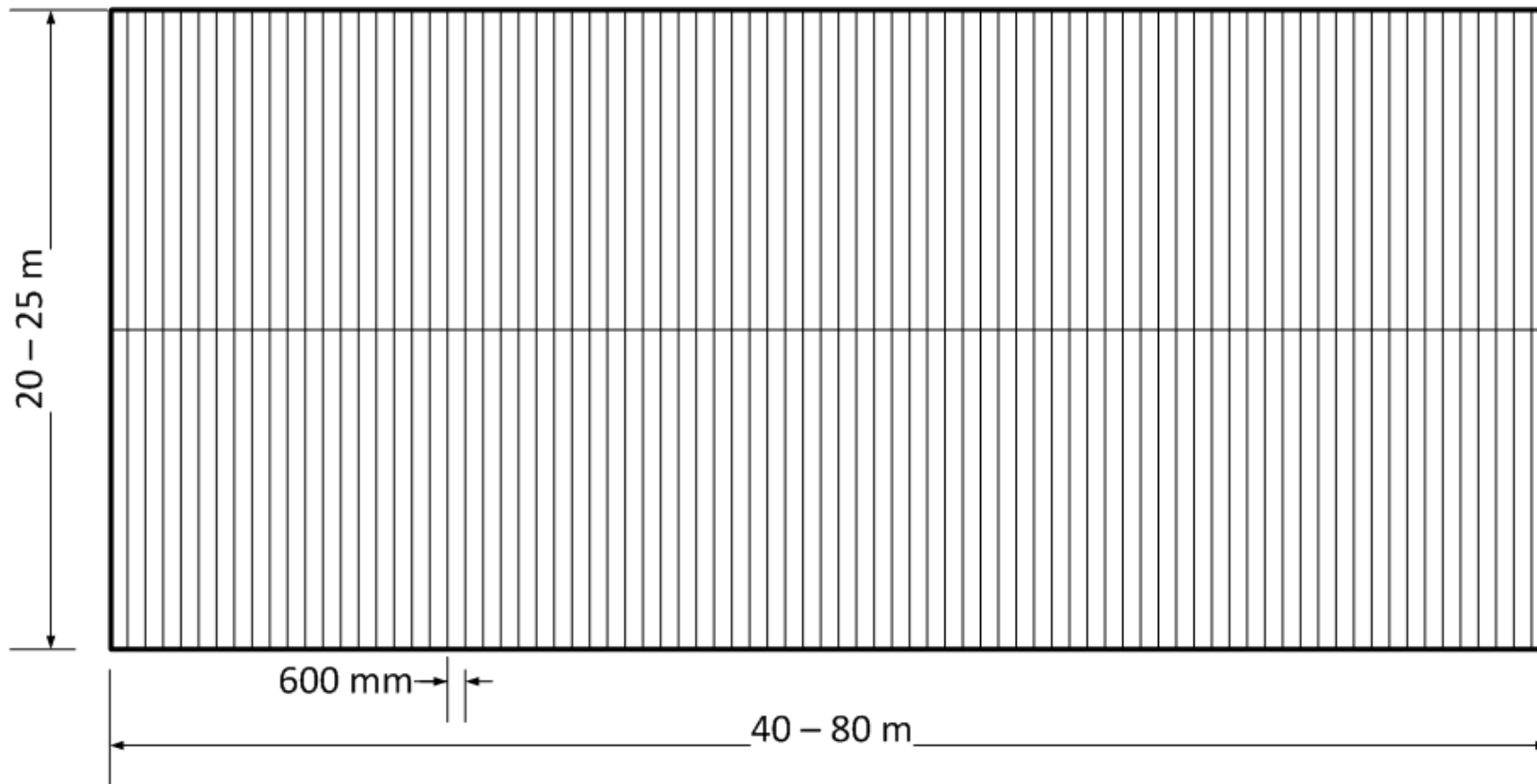
Fall 5 Plåt med dubbel omlottskarv. Den övre plåten skruvas till balken och i liven



Fall 6 Kontinuerlig plåt med upplagsplåt

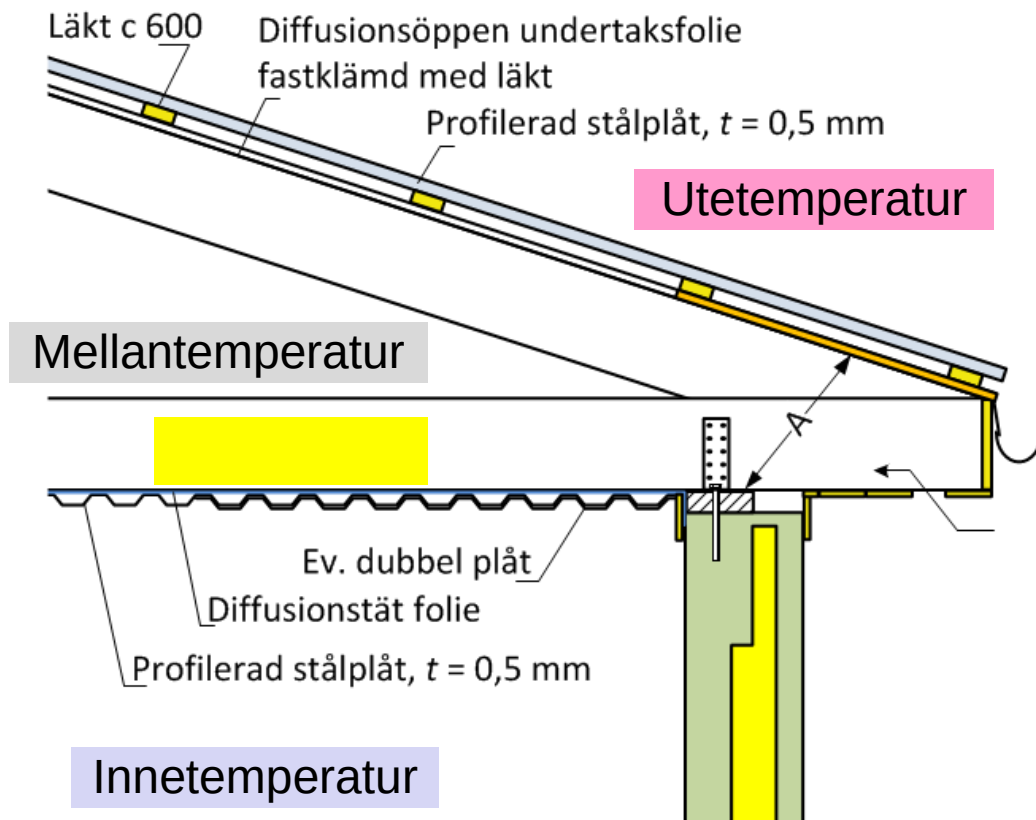


Lantbruksbyggnad



Skivverkan får inte utnyttjas om det finns isolering mellan plåt och upplag. Tunn folie bör gå bra. Om det ligger en skiva under plåten ökar deformationerna.

Plåttjocklek och temperatur



prEN 1090-4: Execution of steel structures and aluminium structures – Part 4: Technical requirements for thin-gauge, cold-formed steel elements and structures for roof, ceiling, floor and wall applications.

Enligt prEN 1090-4, gäller:

$t \geq 0,50$ mm vid spännvidd $\leq 1,0$ m

$t \geq 0,70$ mm vid spännvidd $> 1,0$ m

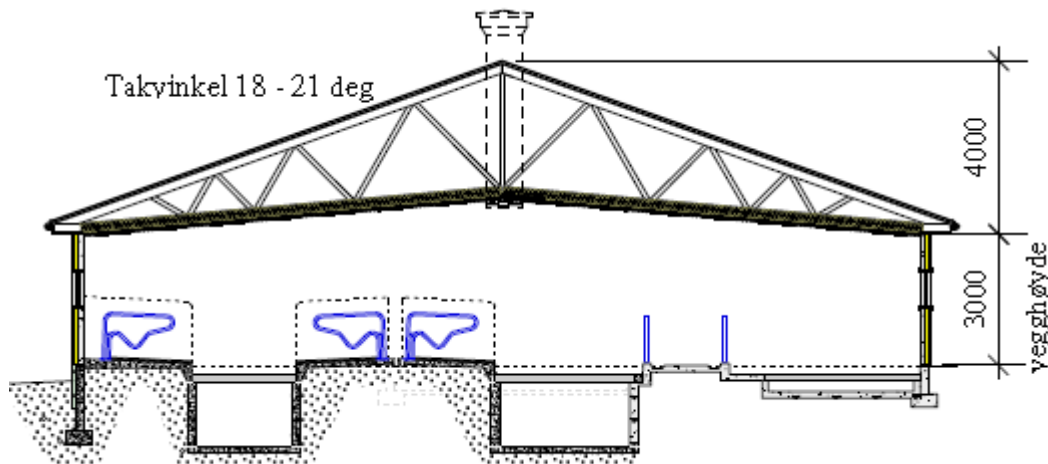
Byggnaden innehåller två plåtskivor. Ibland finns isolering på den undre plåten, ibland inte. Mellantemperaturen bör normalt ligga någonstans mellan inne- och utetemperaturen.

Den största temperaturskillnaden inträffar när solen skiner. Då kan temperaturen i den yttre plåten uppgå till 80 grader, den undre betydligt mindre.

Längdutvidgningskoefficienten för trä parallellt fiberriktningen är c:a $0,5 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$, dvs 40% av den för stål.

Temperaturskillnader mellan stomme och plåt vid isolerad byggnad kan därför ge större rörelseskillnad i plåtens riktning vid trästomme än vid stålstomme.

Rörelse och krafter av temperaturskillnad

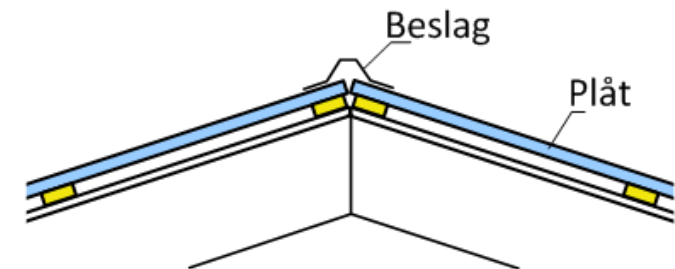


Temperaturskillnaden mellan plåt och stomme kan bli så stor som 50 grader vid mörk plåt.

10 m plåt ger $\Delta L = \alpha \Delta T L = 5,5 \text{ mm}$

Om plåten sitter fast i en kraftig kantbalk vid takfoten skulle temperaturskillnaden ge en fri rörelse på 5,5 mm mellan plåt och läkt vidnocken.

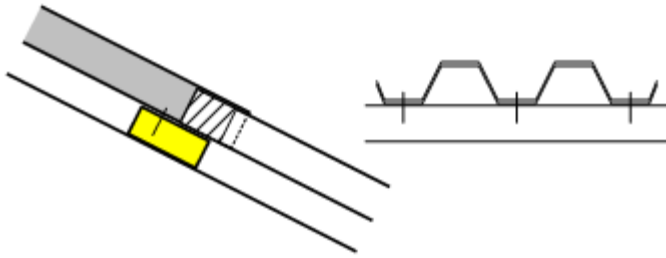
Hur skarvas plåten vid långt takfall, eller behöver den inte skarvas?



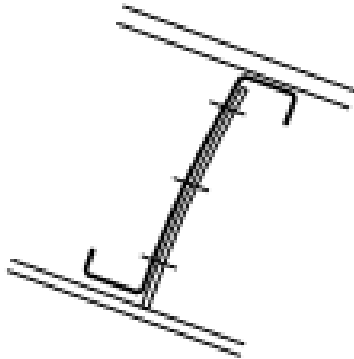
Om plåten sitter fast även vidnocken uppkommer spänningen $\sigma = E \alpha \Delta T = 116 \text{ Mpa}$ i plåten och en kraft c:a 10 kN i en skruv om den skulle uppta hela kraften. Bärförmågan vid hålkantflytning är c:a 2,5 kN i 0,5 mm plåt.

I verkligheten minskar kraften när skruvinfästningen deformeras och flera skruvar samverkar, så det kanske inte händer något. Men det är viktigt att skruvarna håller om byggnaden stabiliteras med skivverkan.

Eliminera krafter av temperaturskillnad

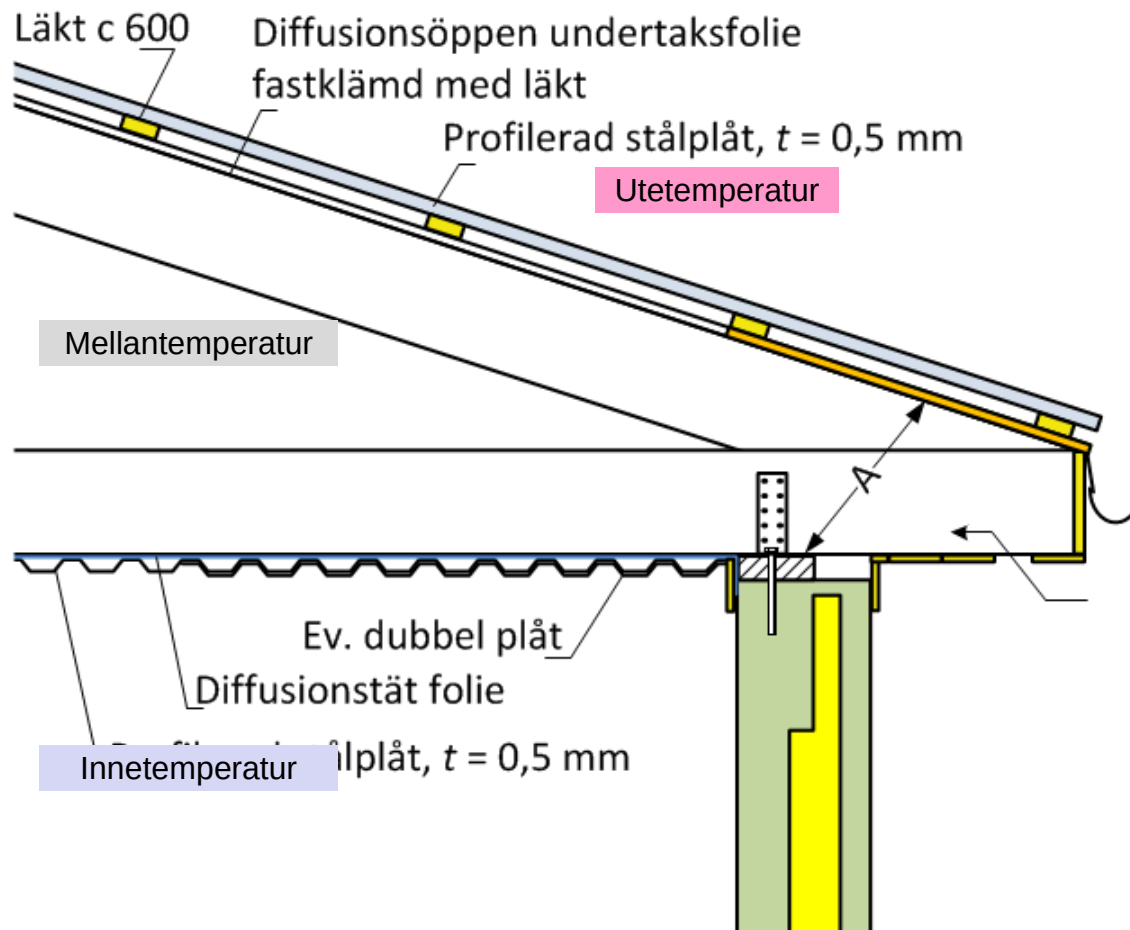


Är rörliga fogar en lösning? Den undre plåten ligger löst på läkten och kläms fast av den övre plåten. Kan skjuvflödet överföras mellan plåtarna? En tätning mellan plåtarna fungerar även som "glidmedel" ...



... eller är Z-balkar av stål med rörliga upplag bättre?

Fördelning av krafter



Yttertaket är ungefär lika styvt som undertaket. Om man kopplar det till väggen (A i figuren) kan de båda skivorna samverka. Eftersom de inte är exakt lika föreslås att de var och en dimensioneras för 65 % av vindlasten.

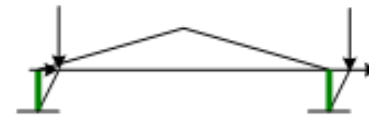
För att vid användning av RoofDim få rätt laster på byggnaden (rätt höjd för bestämning av vindlasten) måste man räkna den inre skivan som om den låg i nivå med yttertaket.

Lasten på skivorna ökar då med $1/\cos(\text{vinkeln})$ men samtidigt ökar bredden i samma grad så det stämmer iallafall.

Undre skivan

Betongvägg

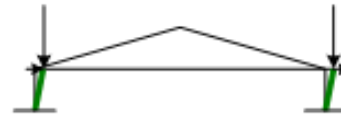
Skiva som inte är kopplad
till betongväggen
(stora böjdeformationer)



Väggarna lutar
för mycket

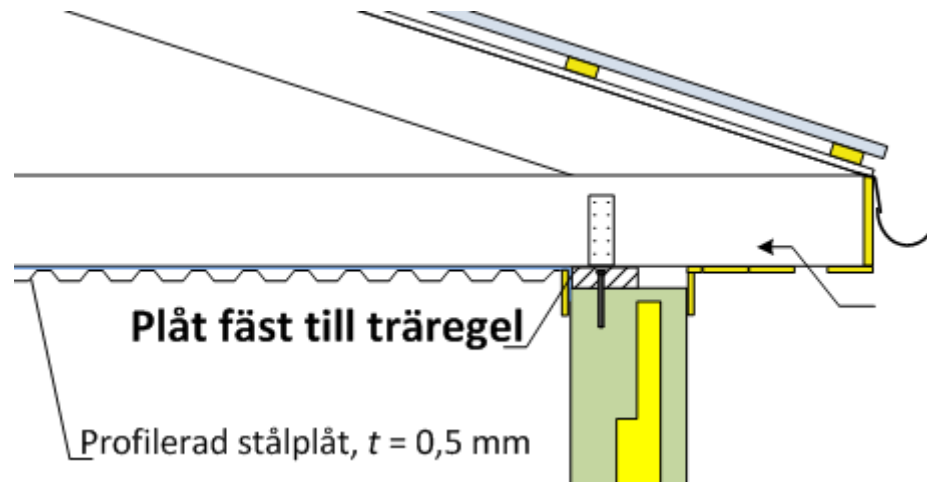
Om plåten inte är fäst till väggen i längsled blir de beräknade utböjningarna för stora (för liten kantbalk) med risk för att byggnaden rasar vid stor snölast och kraftig vind samtidigt.

Skiva och betongväggar följs åt
(skjuvdeformationer enbart)

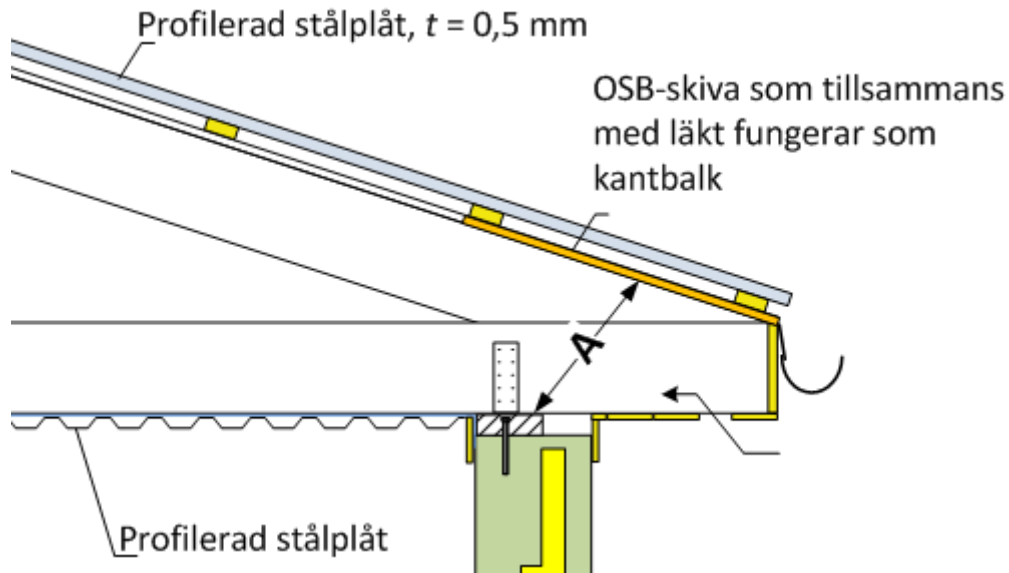


Liten lutning

Om plåten fästs till väggen (som då fungerar som kantbalk) blir utböjningarna små.

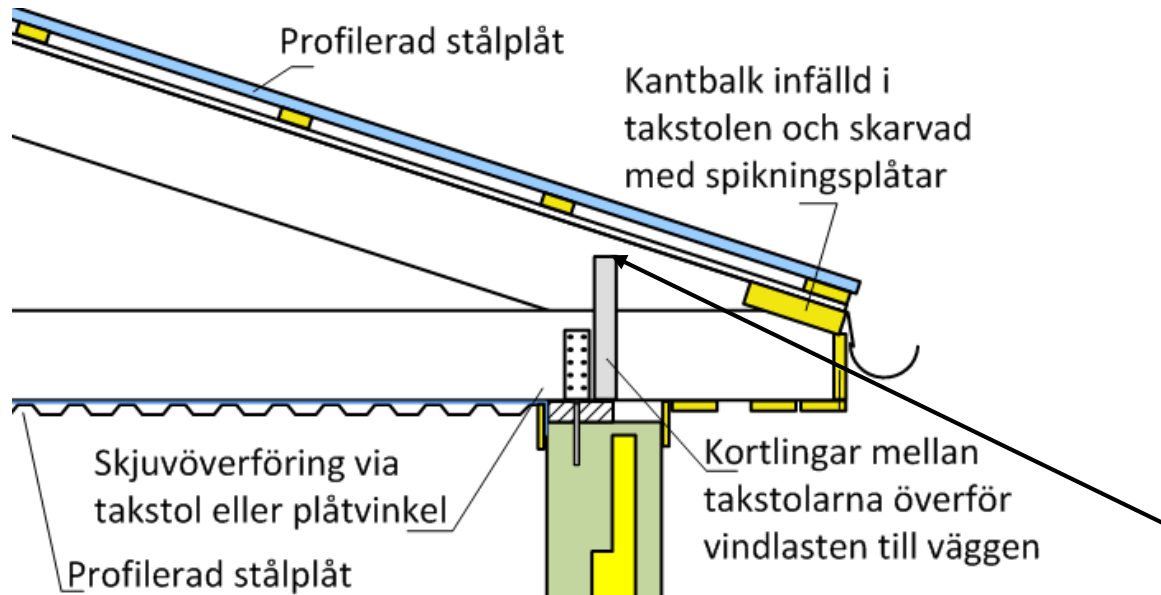


Övre skivan



En OSB-skiva tillsammans med läkt skulle kunna fungera som kantbalk. Dock visar beräkningar att utböjningarna blir för stora, och hur skarvar man skivorna utan att deformationerna blir stora?

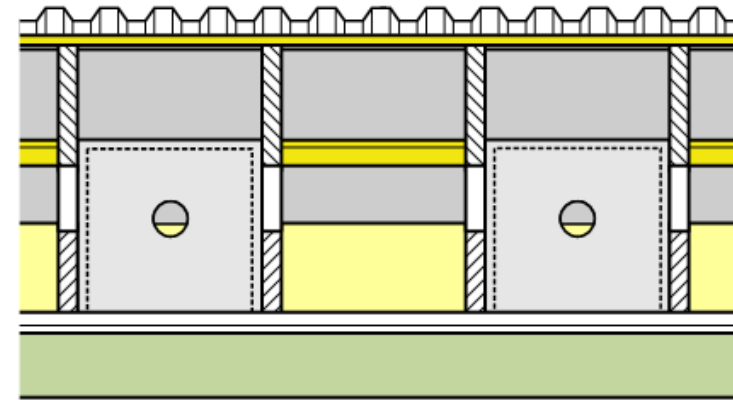
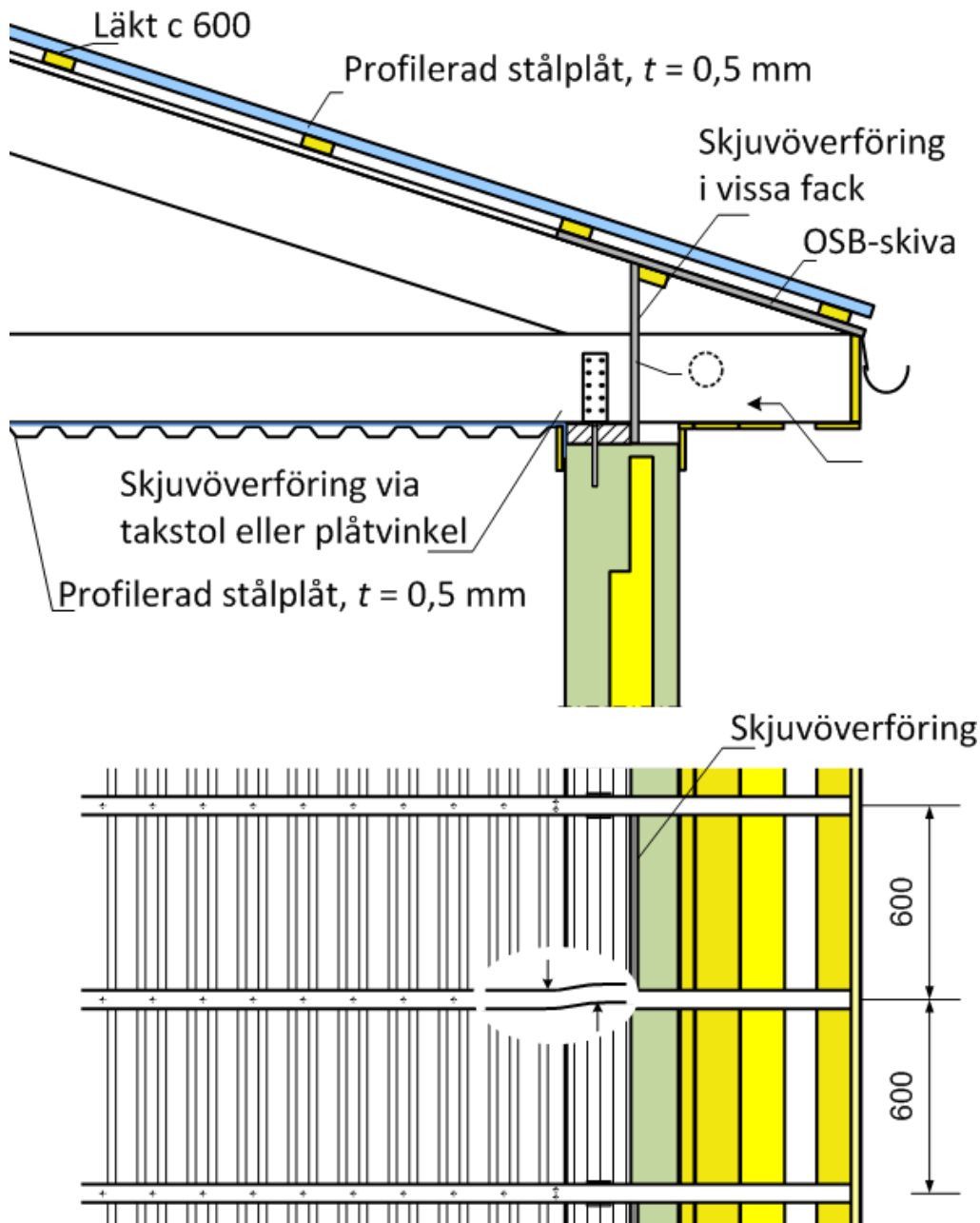
Om skivan kopplas till väggen (A i figuren) skulle väggen kunna vara en del av "kantbalken".



Bättre är en lösning med kantbalk och kortlingar enligt figuren. Dock något oklart hur krafter överförs från takskiva till vägg eftersom det sker genom böjning av takstolen i tvärled över kortlingarna.

Samverkande skivor

Vare sig man räknar med det eller inte så kommer de två skivorna att samverka.



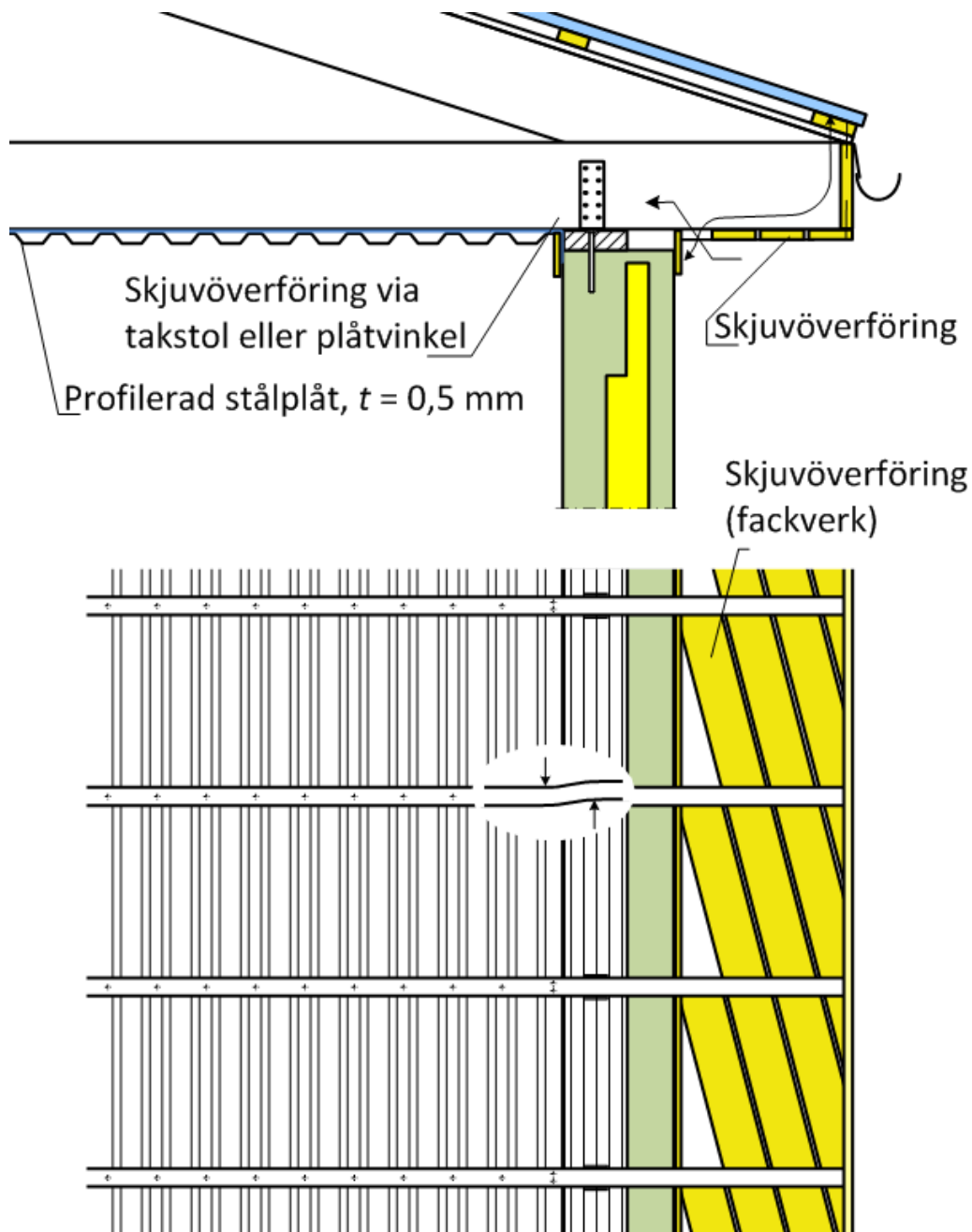
- Skjuvöverföringen mellan den övre skivan och betongväggen skulle kunna ske med skjuvöverföringsskivor i vissa fack, tätast i byggnadens ändar, eventuellt med ventilationshål.
- Skjuvöverföringen mellan den undre skivan och betongväggen skulle kunna gå via takstolarna eller via plåtvinkel.

Samverkande skivor

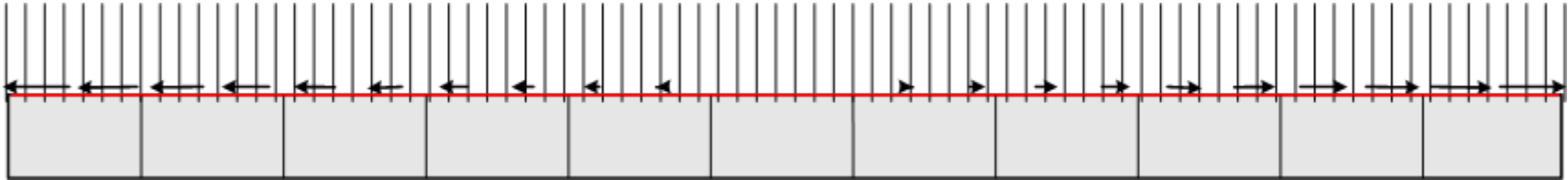
Det kan finnas andra sätt att överföra skjuvflödet från övre skivan till väggen, dock i mindre skyddat läge.

Skjuvflödet överförs från plåten via yttersta läkten genom takfotsbrädan (hengbord) och de snedställda bräderna till betongväggen.

Det är i så fall en del av det stabiliserande systemet och måste skyddas och markeras så att detta framgår.



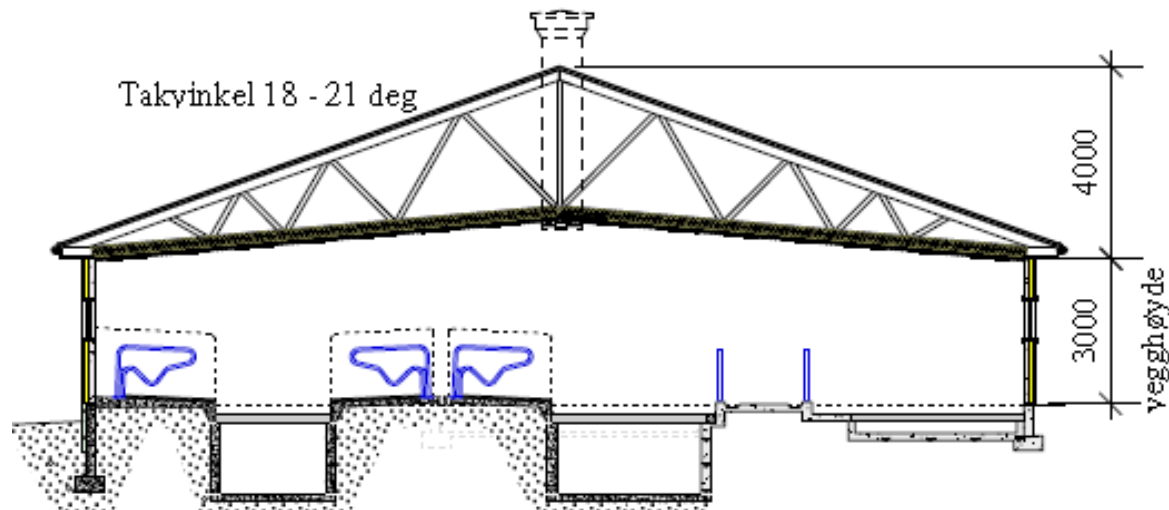
Vägg



Skjuvkrafterna är störst vid ändarna och upptas av

- betongelementen som hålls samman med hammarbanden (röd linje)
- eller av hammarbanden enbart (t ex vid träväggar)

Hammarbandet måste utformas så att det kan ta dragkrafter i skarvarna.



RoofDim för yttre skivan på lantbruksbyggnad

Mellantemperaturen avviker sannolikt inte särskilt mycket från innetemperaturen. Den yttre takskivan bör därför räknas som om den ligger i en "oisolerad byggnad" med plåt på åsar.



Skivtyp

☐ plåt på balkar

☐ plåt på åsar

☒ oisolerad byggnad

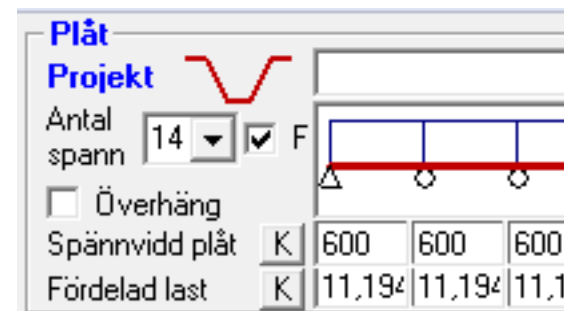
Maximala antalet fält som RoofDim kan räkna med är 14. Därför ska man för plåten välja 14 fält och klicka på "F" till höger om antalet fält. Plåten räknas då som om den var upplagd på 15 stöd. Eftersom plåten är kontinuerlig i flera spann har detta ingen betydelse.

Antalet fält avser en takhalva. Därför ska man kryssa i "Dubbla åsantalet" i rutan för "Byggnad".

Vid skivverkansberäkningen lägger programmet till det antal fält som behövs för att fylla ut hela takbredden.

I längdriktningen delas byggnaden i 14 fält med bredden taklängd/14.

Denna indelning har i detta fall inget med avståndet mellan takstolarna att göra och saknar betydelse eftersom åsarna (=läkten) inte ska beräknas.



Plåt Projekt

Antal spann 14 ☒ F

☐ Överhäng

Spännvidd plåt	K	600	600	600
Fördelad last	K	11,19k	11,19k	11,1

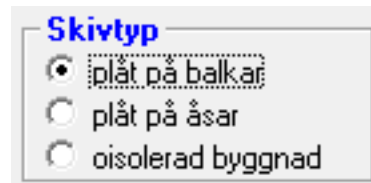


Byggnad

Takbredd b	20000
Taklängd L	50008
Pelarthöjd hp	3000
Balkhöjd hb	200
Taklutning ϕ	20
Spännvidd för plåt i 14 spann	b/spann
☒ Dubbla åsantalet	

RoofDim för inre skivan på lantbruksbyggnad

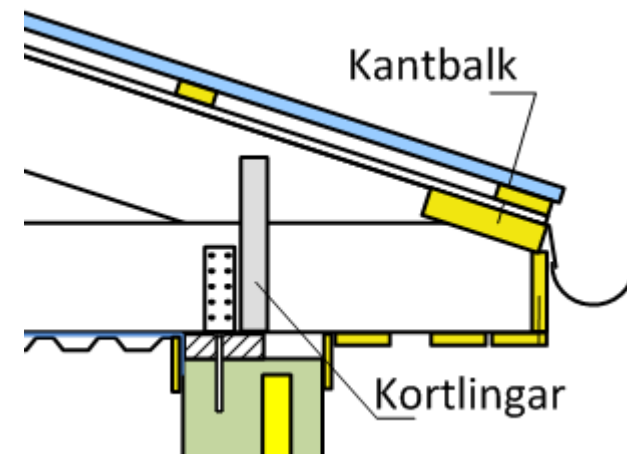
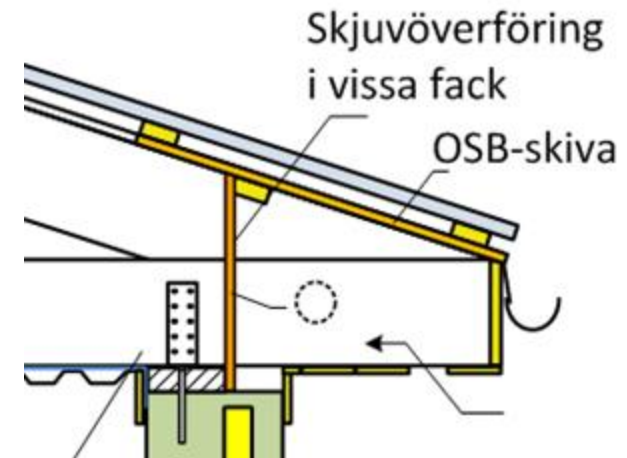
Den inre skivan borde kanske också ses som en skiva över en isolerad byggnad. En sådan skiva kan inte beräknas med RoofDim eftersom plåten ligger åt fel håll. Det är dock möjligt att kontrollera skivan utan hänsyn till temperaturinverkan.



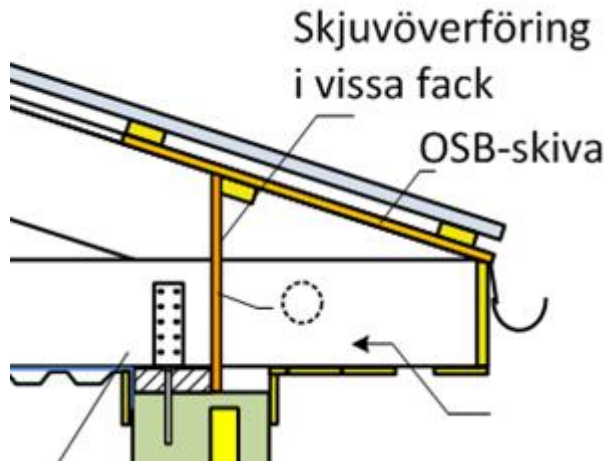
I detta fall väljs "plåt på balkar". Taklängden delas i 14 fält med spännvidden 600 i första och sista fälten och $(\text{taklängd}-1200)/12$ i övriga.

Plåten kommer beräkningsmässigt inte att hålla alls, men detta saknar betydelse eftersom den verkliga spännvidden är 600 i alla fält. Dessutom finns ingen snölast på den inre plåten (annan last?)

Beräkning av skjuvöverföringar utefter långsidor är inte inlagt i programmet.



RoofDim för yttre skiva på lantbruksbyggnad

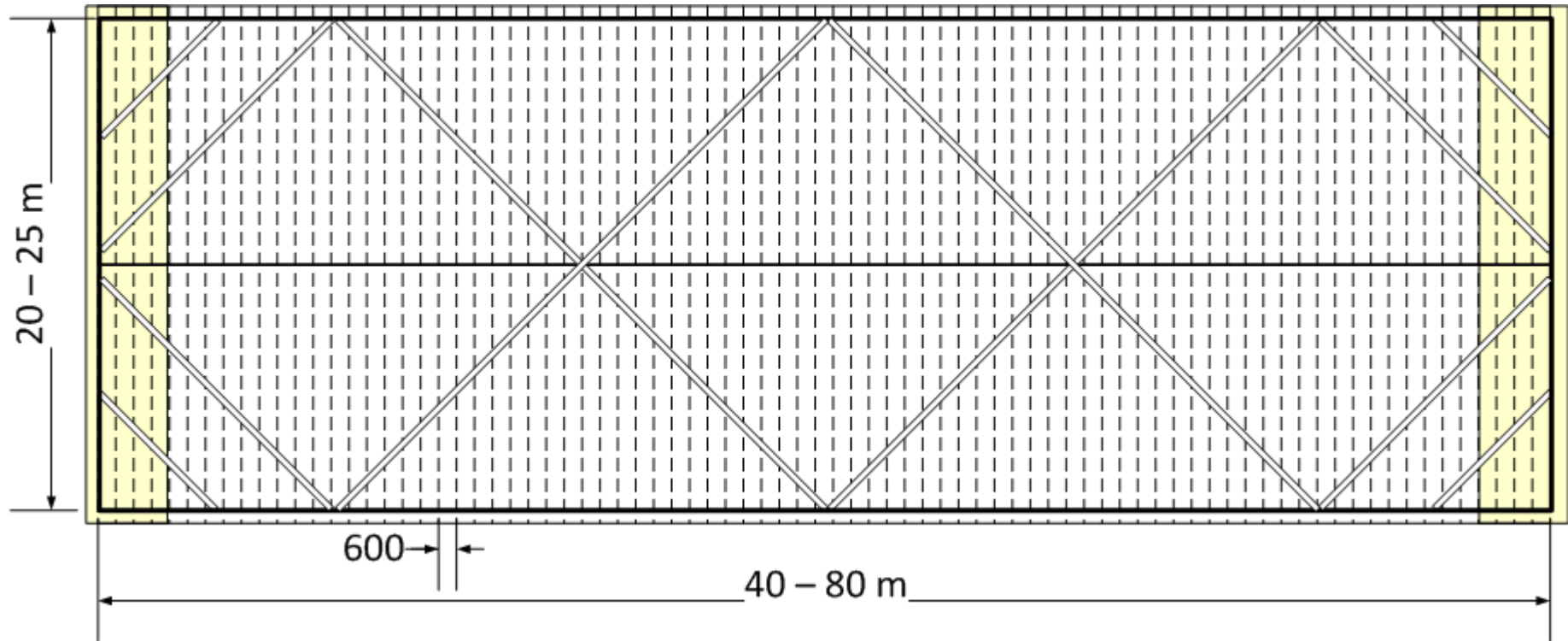


Beräkning av skjuvöverföringar utefter långsidor är inte inlagt i programmet. De beror ju på vilken utformning som visar sig vara den bästa.

Tills vidare får man dimensionera dem med utgång från utskriften av tvärkraften i de olika fälten.

Kantbalk	Träskruv d = 5,6														
Skjuvhållfasthet	1,88	1,88	1,88	1,88	1,88	1,88	1,88	1,88	1,88	1,88	1,88	1,88	1,88	1,88	1,88
Avstånd fästdon	206	206	206	206	206	206	206	206	206	206	206	206	206	206	206 (vid zoner, se plan)
Normalkraft kN	8,3	15,2	20,9	25,3	28,4	30,3	30,9	30,3	28,4	25,3	20,9	15,2	8,3		(av vind mot långsida)
Tvärkraft	40,0	33,5	27,3	21,2	15,1	9,1	3,0	-3,0	-9,1	-15,1	-21,2	-27,3	-33,5	-40,0	

Vindavstyvning med plattstänger på tak

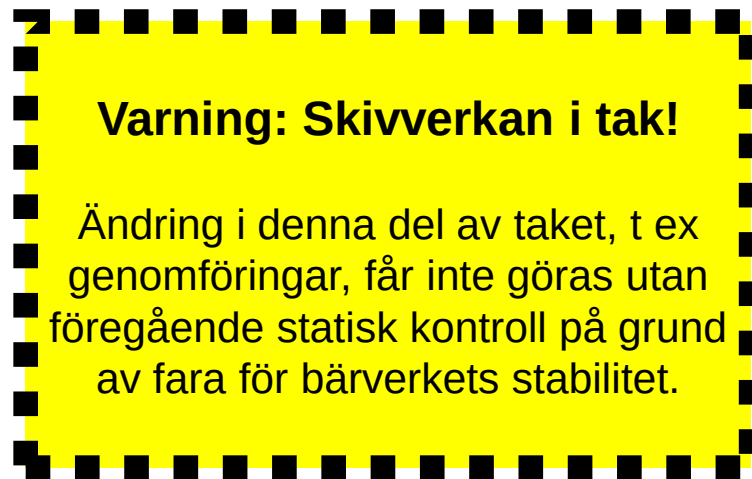


Vindavstyvning med plattstänger blir ungefär lika styv som skivan av plåt. Även i detta fall måste kantbalkarna ha så stor tvärsnittsarea att risken för byggnadens kollaps blir liten.

Varningsskylt

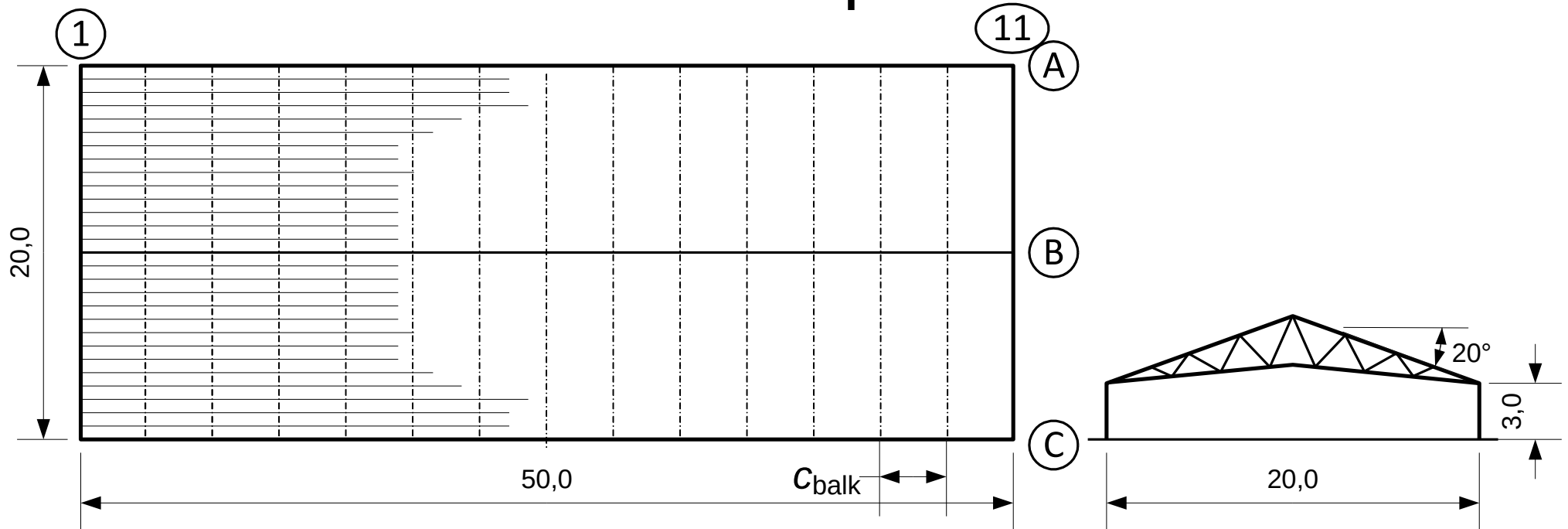
Enligt prEN 1090-4 ska man markera

- ”skivverkan” på ritning och
- sätta upp väl synliga, permanenta varningsskyltar på den färdiga konstruktionen t ex.



Motsvarande anvisning finns redan i de svenska och norska tunnplåtsnormerna.

Exempel

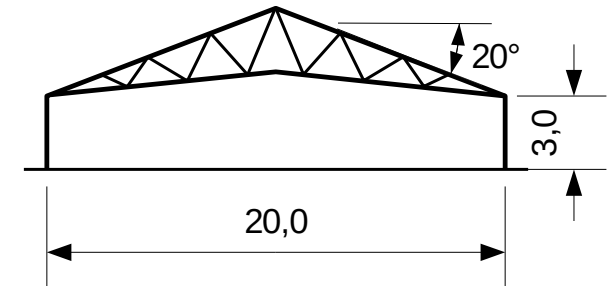
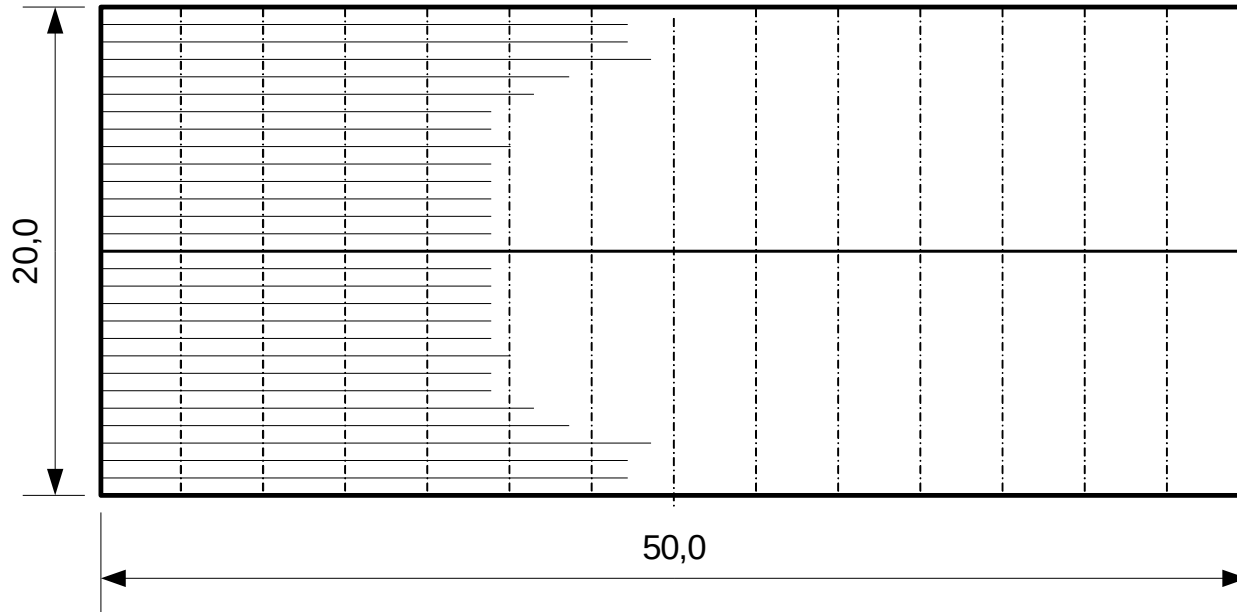


Skivverkan i yttertaket studeras. Avståndet mellan takstolarna (balkarna) är 0,6 m. För skivverkansberäkningen förs de samman så att taket delas i 14 delar.

Här pekas bara på vissa delar av beräkningarna som är ganska omfattande.

0. Förutsättningar

En oisolerad lantbruksbyggnad ska dimensioneras för skivverkan av vindlast och för inverkan av temperaturski mellan stomme och plåt. Skivlasterna förs ned i grunden med väggskivor. Väggarna antas ledade i grunden.



1. Mått, säkerhetsklass och partialkoefficienter

Takbredd	$b_{tak} := 20\text{ m}$
Taklängd	$L_{tak} := 50\text{ m}$
Pelarthöjd, långsida	$h_p := 3.0\text{ m}$ (takbalk tillkommer)
Taklutning	$\alpha := 20\text{ deg}$
Taknockshöjd	$h_t := h_p + 0.5 b_{tak} \cdot \tan(\alpha) \quad h_t = 6.64\text{ m}$
Balkavstånd	$c_{balk} := 3.571\text{ m}$
Åsavstånd	$c_{ås} := 0.6\text{ m}$

Partialkoefficienter för bärförmåga	$\gamma_{M1} := 1.0$
	$\gamma_{M2} := 1.25$
Partialkoefficienten γ_d	
Säkerhetsklass för skiwerken	$sks := 3$
	$\gamma_d := 1$
Säkerhetsklass för transversallast	$skt := 2$
	$\gamma_{dt} := 0.91$

2. Belastningar

Vindlast $q_p := 0.79 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$

Formfaktorer vind

Tak, sug $c_{pe.tak} := 0.7$ tryck $c_{pe.tryck} := 0.267$

Vägg, tryck $c_{pe.p} := 0.7$

Vägg, sug $c_{pe.s} := 0.3$

Invändig sug $c_{pi} := 0.3$

Randzon $c_{p.rand} := 1.8$

$$b_{rand} := \text{if}(0.1b_{tak} < 0.2h_t, 0.1b_{tak}, 0.2h_t) \quad b_{rand} = 1.328 \text{ m}$$

Hörn $c_{c.hörn} := 2.6$

$$l_{rand} := \text{if}(0.25L_{tak} < 0.5h_t, 0.25L_{tak}, 0.5h_t) \quad l_{rand} = 3.32 \text{ m}$$

Karakteristiskt värde för vindsug

$$q_{tak} := c_{pe.tak} \cdot q_p \quad q_{tak} = 0.553 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

Karakteristiskt värde vindsug i randzon

$$q_{rand} := c_{p.rand} \cdot q_p \quad q_{rand} = 1.422 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

Snölast, grundvärde $s_k := 4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$

Snölast på tak $\mu_1 := 0.8$

Vanlig snö $\psi_0 := 0.7$

$$s_{tak} := \mu_1 \cdot s_k \quad s_{tak} = 3.2 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$s_{vanl} := \mu_1 \cdot \psi_0 \cdot s_k \quad s_{vanl} = 2.24 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

Temperaturskillnad $\Delta T := 30 \text{ }^\circ\text{C}$

Snedställning $\phi := 0.005$

Lutningskoefficient enligt EN 1993-1-1

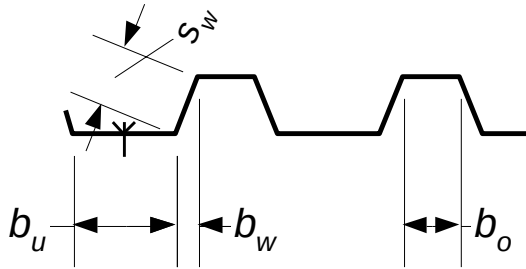
Partialkoefficient snö- och vindlast $\gamma_Q := 1.5$

Partialkoefficient egentygnd

$$\max \quad \gamma_G := 0.89 \cdot 1.35$$

$$\min \quad \gamma_{G.inf} := 1.00$$

3. Plåt och fästelement



Plåt := "SPT 20"

$b_d := 103 \text{ mm}$

$b_w := 10.5 \text{ mm}$

$s_w := \sqrt{b_w^2 + h_w^2}$

$h_w := 20 \text{ mm}$

$b_o := 25 \text{ mm}$

$b_u := 46.5 \text{ mm}$

$t := 0.472 \text{ mm}$ $t_{cor} := t$

$f_{yb} := 250 \text{ MPa}$

Egentyngd

$q_{egt} := 0.1 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$

Upplagsbredd

$l_s := 45 \text{ mm}$

Transversallast Säkerhetsklass $skt = 2$

Momentbärförmåga, fält

$M_{f.Rd} := 0.68 \text{ kN}$

Momentbärförmåga, stöd

$M_{s.Rd} := 0.68 \text{ kN}$

Upplagsbärförmåga

$R_{w.Rd} := 23.1 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$

Skiwerkan Säkerhetsklass $sks = 3$

Skjuvbuckling av livet

$V_{w.Rd} := 65.9 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$

Skjuvbuckling av fläns

$V_{f.Rd} := 40.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$

Global buckling

$V_{gR} := 25 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Säkerhetsklass för skiwerkan $sks = 3$

Skrubar i
sidöverlapp,
rostfritt

$d_{sid} := 5.5 \text{ mm}$

$F_{v.Rd.sid} := 0.64 \text{ kN}$

$t_{nom} := 0.5 \text{ mm}$

$F_{b.Rd.sid} := 0.54 \text{ kN}$

Träskruv,
kolstål

$d_{skruv} := 5.6 \text{ mm}$

$F_{v.Rd.skruv} := 2.26 \text{ kN}$

$t_{nom} = 0.5 \text{ mm}$

$F_{b.Rd.skruv} := 1.71 \text{ kN}$

$F_{t.Rd.skruv} := 2.26 \text{ kN}$

5. Dimensionering av plåt för transversallast av snö, vindsug och egentygnd

Egentygnd plåt	$q_{egt} = 0.1 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$	$\psi_{0v} := 0.6$	Plåt = "SPT 20"
Dimensioneringsvärde för snö, vind och egentygnd	$q_{s1} := \gamma_d \cdot \left[\gamma_Q \cdot \mu_1 \cdot s_k \cdot \cos(\alpha)^2 + \gamma_G \cdot q_{egt} \cos(\alpha) + \gamma_Q \cdot \psi_{0v} \cdot (c_{pe,tryck} + c_{pi}) \cdot q_p \right]$		
Vanlig snö och egentygnd	$q_{s2} := \gamma_Q \cdot s_{vanl} + \gamma_G \cdot q_{egt} = 3.48 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$		$q_{s1} = 4.755 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$
Dimensioneringsvärde för uppåtriktad vind och egentygnd i randzon	$q_{s3} := \gamma_Q \cdot q_{rand} - \gamma_{G,inf} \cdot q_{egt} = 2.033 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$		

5.1 Kontroll av profil för femfacksuppläggning

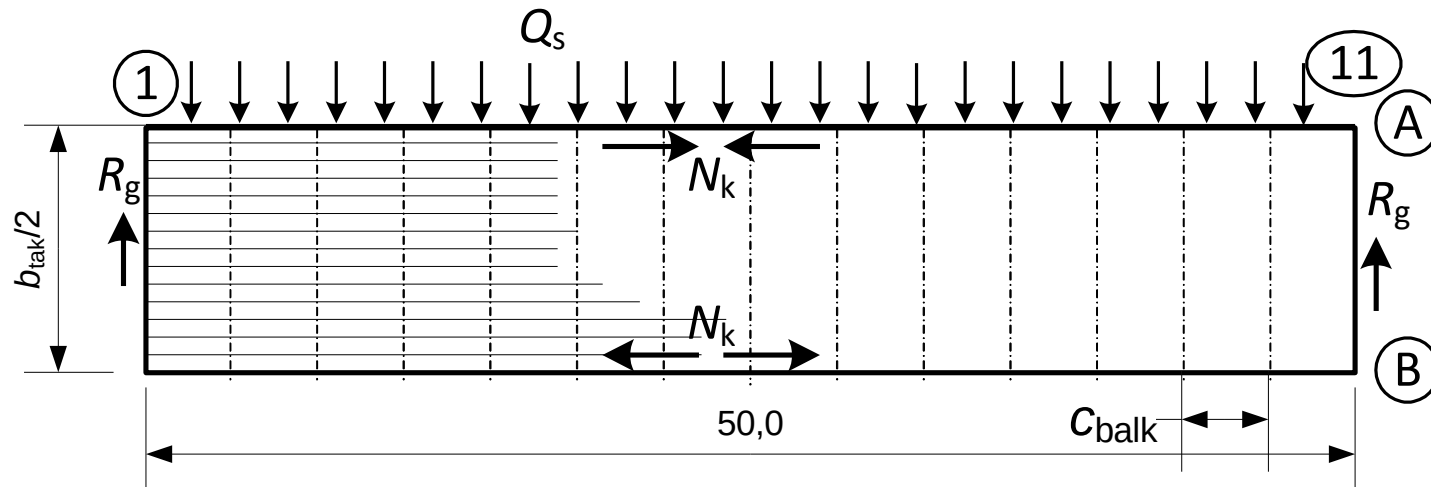
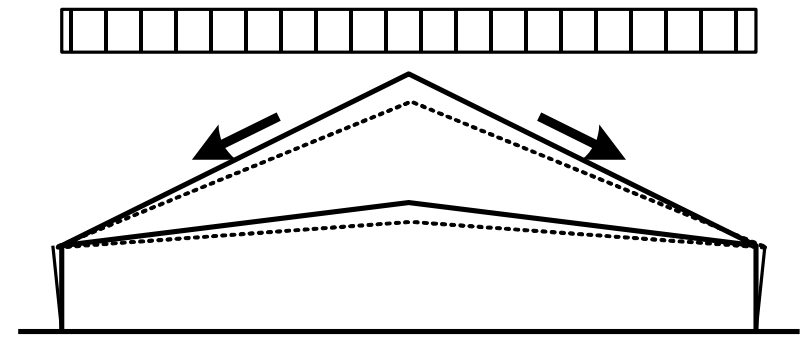
Byggtabeller Tabell A24:36c

Spännvidd	$l_p := c_{\dot{a}s}$	$c_{\dot{a}s} = 0.6 \text{ m}$	Upplagsbredd	$l_s := 45 \text{ mm}$
Snö, fält	$M_{f,Ed} := 0.0779 q_{s1} \cdot c_{\dot{a}s}^2$		$M_{f,Ed} = 0.133 \text{ kN}$	$\frac{M_{f,Ed}}{M_{f,Rd}} = 0.196$
Snö, näst yttersta stöd	$R_1 := 1.132 q_{s1} \cdot c_{\dot{a}s}$		$R_1 = 3.229 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$	$\frac{R_1}{R_{w,Rd}} = 0.14$
Interaktion	$M_{s,Ed} := 0.1053 q_{s1} \cdot c_{\dot{a}s}^2 - R_1 \cdot \frac{l_s}{4}$			$\frac{M_{s,Ed}}{M_{s,Rd}} + \frac{R_1}{R_{w,Rd}} = 0.351$
Mitt över stöd	$M_{s,Ed} := 0.1053 q_{s1} \cdot c_{\dot{a}s}^2 - R_1 \cdot \frac{l_s}{8}$			$\frac{M_{s,Ed}}{M_{s,Rd}} = 0.238$
Vindsug i randzon, proportionering				$\frac{q_{s3}}{q_{s1}} \cdot \frac{M_{s,Ed}}{M_{s,Rd}} = 0.102$

6. Skivlaster av vindlast

6.1 Vind mot långsidor

Vid stor taklutning kan även lasten på taket ge upphov till skiwerkan som adderas till den av vind på ena sidan och subtraheras på den andra sidan.



Takskivan är delad inocken, linje B, i två delar. Vardera delen verkar separat för vind mot långsidan

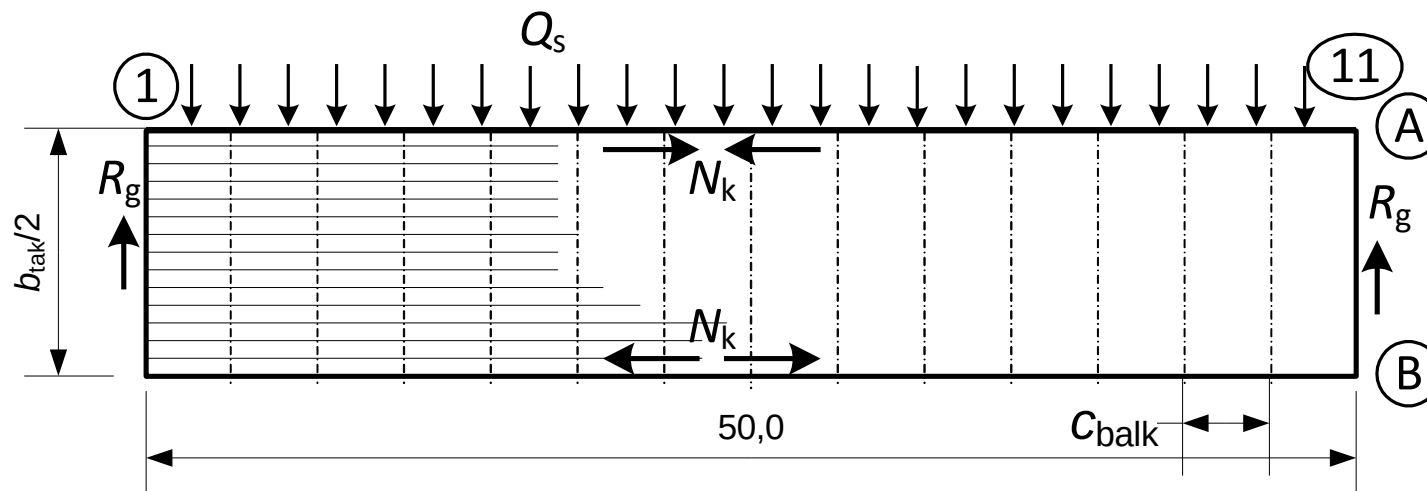
$$b_{skiva} := 0.5 b_{tak} = \text{■} \cdot m$$

$$h_{balk} := 200 \text{ mm}$$

Maximal last på en skiva blir för fallet med ledade pelare vid pelarhöjd h_p $\text{■} \cdot m$

$$Q_{Ed} := 0.50 \cdot 0.85 \gamma_d \cdot \gamma_Q \cdot (c_{pe,p} + c_{pe,s}) \cdot q_p \cdot \left(\frac{h_p}{2} + h_{balk} \right) + \phi \cdot q_{s2} \cdot b_{skiva} = \text{■} \cdot kN \cdot m^{-1}$$

(Faktorn 0.85 vid vind på två sidor samtidigt. De två skivorna delar på lasten) $Q_{Ed} = \text{■} \cdot kN \cdot m^{-1}$



Takskivan mellan linjerna A och B betraktas som en fritt upplagd hög balk på stöd (väggar) i linjerna 1 och 11. Skjuvkrafterna V förutsätts tas av plåten och momenten M av de två yttersta åsarna i linje A och B.

Upplagskraft i gavel (ekv 3.6)
$$R_g := Q_{Ed} \cdot \frac{L_{tak}}{2} \quad R_g = \text{■} \cdot \text{kN}$$

Normalkraft i ås (ekv 3.5)
$$N_k := 0.58 \frac{Q_{Ed} \cdot L_{tak}^2}{8 \cdot b_{skiva}} \quad N_k = \text{■} \cdot \text{kN}$$

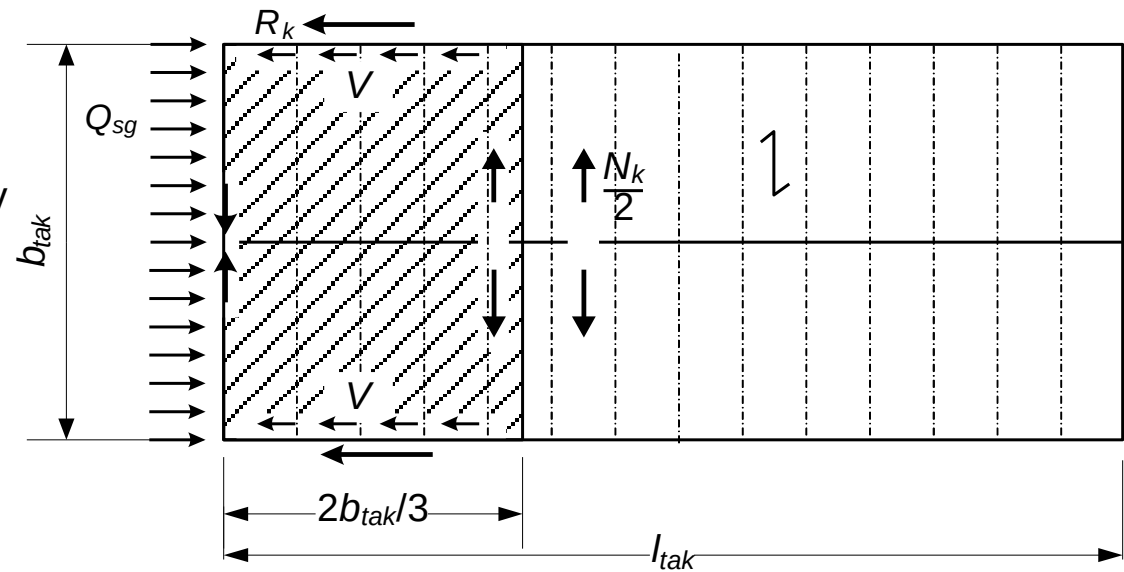
Maximalt skjuvflöde (ekv 3.4)
$$V_{max} := 1.15 \frac{Q_{Ed}}{b_{skiva}} \cdot \left(\frac{L_{tak}}{2} - \frac{c_{balk}}{2} \right) \quad V_{max} = \text{■} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

På grund av taklutningen ökar maximalt skjuvflöde till
$$V_{max} := 2.82 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

(beräkningen visas inte här)

6.2 Vind mot gavel

Vinden förutsätts upptas av två delskivor i vardera gaveln. Delskivornas bredd är 2/3 av byggnadens bredd.



Dimensionerande skivlast $h_b := h_{balk}$

(Ingen faktor 0.85 enligt (2:31f i [14] vid vind mot en gavel enbart)

Upplagskraft i långsidorna av last på lovert- och läsidan, inget inre sug

$$Q_{Edg} := \gamma_d \cdot \gamma_Q \cdot (c_{pe,p} + c_{pi}) \cdot q_p \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{h_p}{2} + h_b + \frac{h_t}{2} \right) \quad Q_{Edg} = 2.974 \frac{kN}{m}$$

$$R_k := 0.85 \frac{c_{pe,p} + c_{pe,s}}{c_{pe,p} + c_{pi}} \cdot Q_{Edg} \cdot b_{skiva} \quad R_k = 25.28 kN$$

Normalkraft i gavelbalk, (ekv 6.11)

(Invändigt sug upptas av tryck i plåten)

$$N_{gg} := 0.19 \frac{c_{pe,p}}{c_{pe,p} + c_{pi}} \cdot Q_{Edg} \cdot b_{tak} \quad N_{gg} = 7.9 kN$$

Skjuvflöde vid långsidorna

$$V_g := \frac{3}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{c_{pe,p}}{c_{pe,p} + c_{pi}} \cdot Q_{Edg} \quad V_g = 1.56 \frac{kN}{m} \quad V_{max} = 2.82 \frac{kN}{m}$$

$$V_g < V_{max}$$

Snedställningskraft av last på gavelpelare försummas.

Snedställningskrafter längs byggnaden av last på pelare i långsidorna tas av kantbalk och vindkryss i långsidorna.

8. Infästningar

8.1 Dimensionering av skruvar i sidöverlapp

Sidoöverlappen fästes med 5,5 mm sidöverlappsskruv med gängsläpp

Bärförmågan för skjuvkraft med hänsyn till hålkantbrott vid $t = \text{■} \cdot \text{mm}$ är

$$F_{b.Rd.sid} = \text{■} \cdot \text{kN}$$

Bärförmågan med hänsyn till skjuvbrott i skruven skall vara större än bärförmågan $F_{v.Rd.sid} = \text{■} \cdot \text{kN}$ Ok med hänsyn till hålkantbrott. Se EN 1993-1-3, 10.3.4 (2).

Avståndet mellan skruvarna bestäms av

$$c_n := \frac{F_{b.Rd.sid}}{V}$$

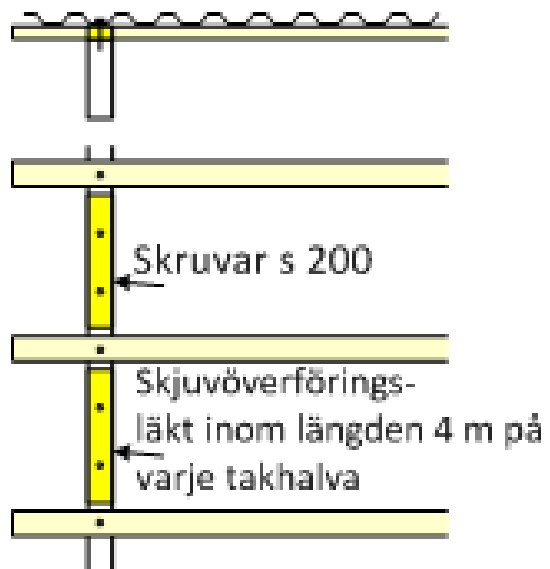
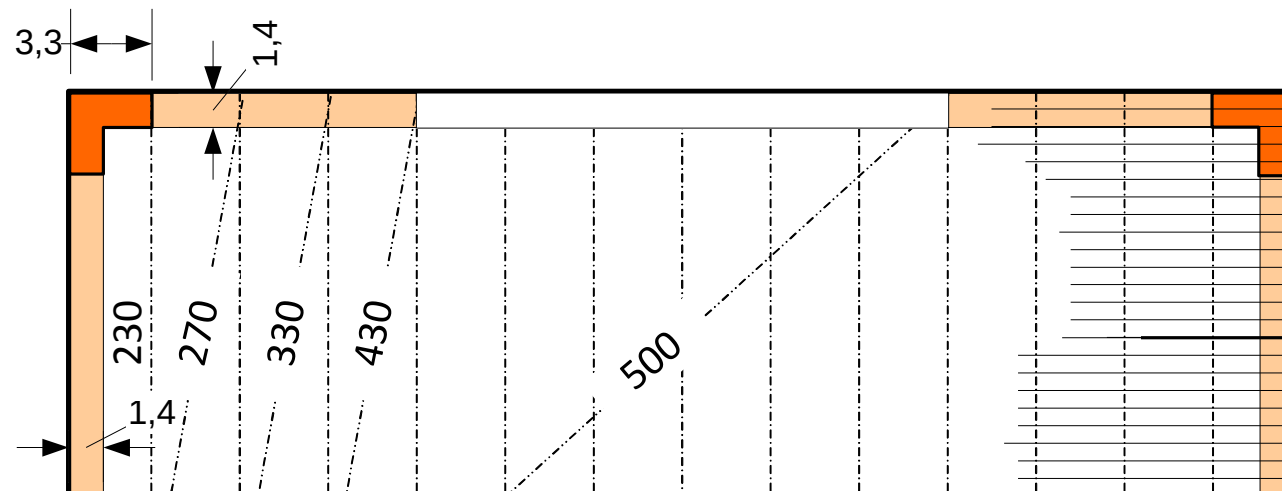
där V är skjuvkraft i plåten. Avståndet får högst uppgå till 500 mm. Dimensionerande fall är last mot långsida utom i yttersta facken där vind mot gaveln kan vara dimensionerande.

$$k := 1..8 \quad V_k := V_{max} \cdot \frac{(7.5 - k)}{6.5} \quad i := 1..7 \quad c_i := \frac{F_{b.Rd.sid}}{V_i} \quad c_i := \text{if}\left(\left|c_i\right| > 500 \cdot \text{mm}, 500 \cdot \text{mm}, c_i\right)$$

$$i = \frac{V_i \cdot \text{m}}{\text{kN}} = \frac{c_i}{\text{mm}} = \text{■}$$

Inom områden där miniavstånd 500 mm gäller skulle sidoöverlappsskruvarna kunna ersättas av skruvarna för infästning till läkten, som ligger på avståndet 600 mm.

Där det beräknade avståndet är mindre än 500 mm bör det räcka att komplettera skruvarna för infästning av läkten med sidöverlappsskruvar däremellan.



vinusug i randzon och i hörnen.

Randzonens bredd $b_{rand} = \blacksquare \cdot mm$

Formfaktor i randzon $c_{p.rand} = \blacksquare$

Hörnzonens längd $l_{rand} = \blacksquare \cdot mm$

Formfaktor i hörnzon $c_{c.hörn} = \blacksquare$

Hörnzonen hamnar inom ett område där skjuvflödet är mycket litet. Jämför figur 6.2, 6.5 och 6.6. Dragkruvinfästning blir därför ensamt dimensionerande. Krafter av skivverkan kan försummas. Detta gäller in randzonen utefter långsidan.

8.51 Hörnzon

Dragkraft i skruv utefter kantbalk blir vid en skruv i varje profilbotten ungefär

$$F_{t.Ed} := \gamma_d \cdot (\gamma_Q \cdot c_{c.hörn} \cdot q_p - \gamma_{G.inf} \cdot q_{egt}) \cdot 0.5 c_{ås} \cdot b_d$$

$$F_{t.Ed} = \blacksquare \cdot kN$$

Utdragning ur underlag

$$F_{o.Rd} := 2.75 kN \quad \text{vid plåttjocklek } t_1 = 2 \text{ mm och } f_u = 420 \text{ MPa}$$

Genomdragsbrott och genomstansning

$$F_{p.Rd} := 2.49 kN \quad \text{vid plåttjocklek } 0,65 \text{ mm och bricka } 14 \text{ mm}$$

Dragbrott, skjuvbrott och hålkantbrott

$$F_{t.Rd} := 8.16 kN \quad F_{v.Rd} := 6.8 kN \quad F_{b.Rd} := 2.76 kN$$

Brott i nettotvärsnitt, ej aktuellt, sätt

$$F_{n.Rd} := F_{b.Rd} \quad Koll = \blacksquare$$

8.52 Randzon

Dragnkraft i skruv utövar raken om vi
 en skruv i varje profilbotten inom
 bredden $b_{rand} = \blacksquare \cdot mm$ ungefär

$$F_{t.Ed} := \gamma_d \cdot (\gamma_Q \cdot c_{p.rand} \cdot q_p - \gamma_{G.inf} \cdot q_{egt}) \cdot 0.5 c_{ås} \cdot b_d$$

$$F_{t.Ed} = \blacksquare \cdot kN$$

där $b_d = \blacksquare \cdot mm$ är delningen $c_{p.rand} = \blacksquare$

Välj 1 skruv i varje profilbotten inom
 randzonen, varannan inom inre delar.

$$c_s := b_d$$

$$q_{egt} = \blacksquare \cdot kN \cdot m^{-2}$$

Skjuvkraft som överförs till åsen

$$F_{a2} := c_s \cdot V_{max}$$

$$V_{max} = \blacksquare \cdot kN \cdot m^{-1}$$

$$F_{a2} = \blacksquare \cdot kN$$

