

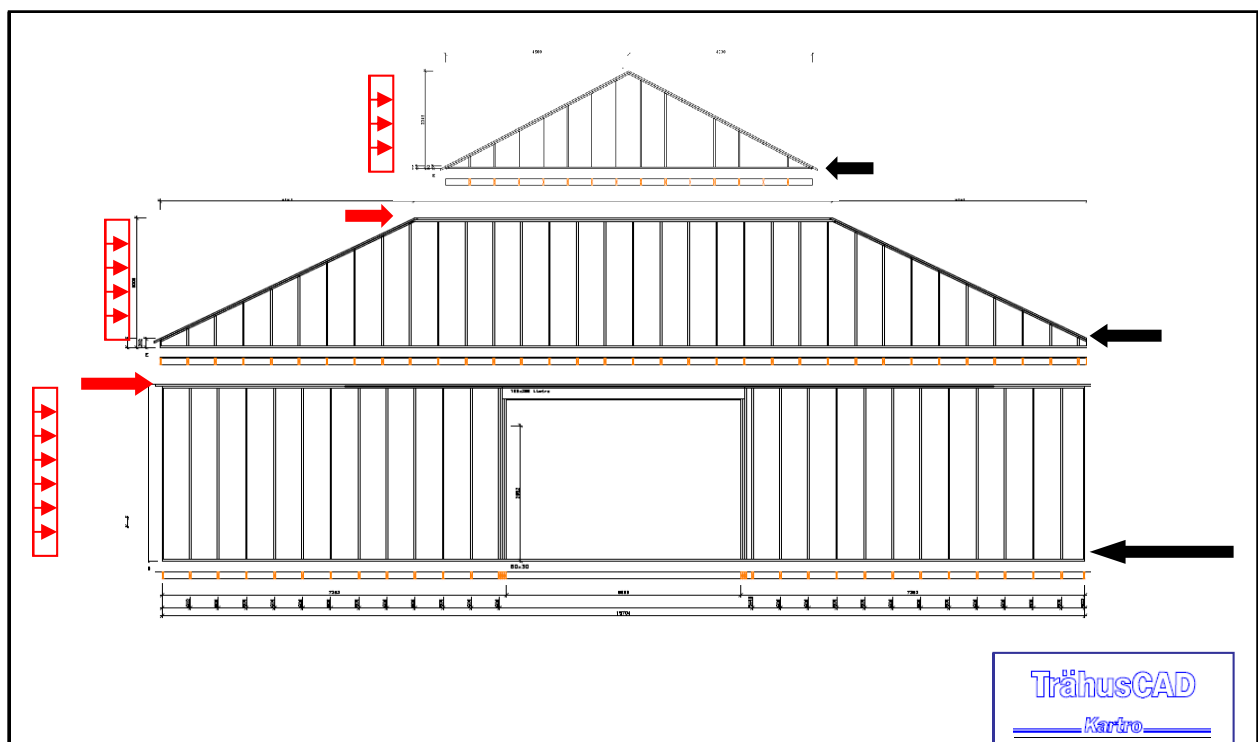
NTF-KURS 24. og 25. 11.2009

BEREGNING AV BINDINGSVERKVEGGER

VEGGSKIVER

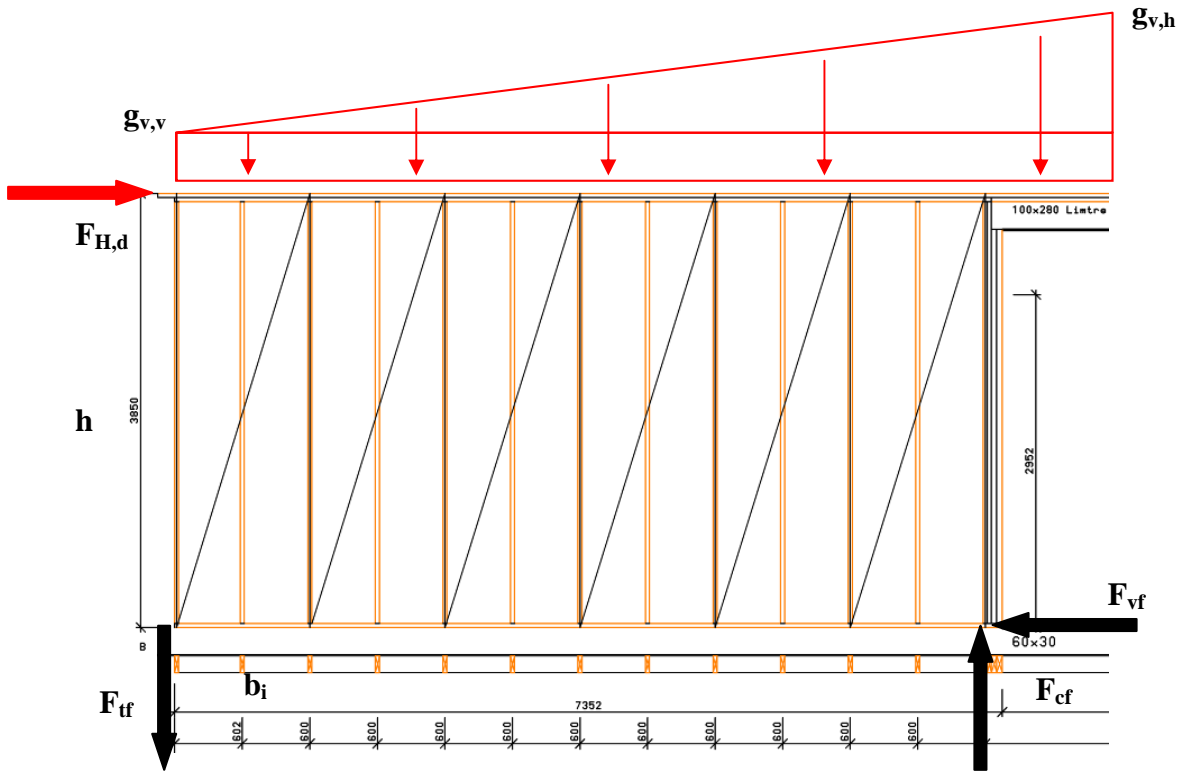
Vind mot langvegg

Elementer med døråpning for gavlvegg:



Oppleggskreftene fra takskivene skal overføres via gavlveggen til fundamentet. Det betyr at forbindelsen mellom veggelementene må dimensjoneres for respektive skjærkrefter.

Nedenfor vises hvordan de nederste veggskiver dimensjoneres. Veggskivene oppover i gavlspissen kan utformes på samme måte uten ytterligere kontroll.



$$b_i = 1,2 \text{ m}$$

$$h = 3,85 \text{ m}$$

Antall plater = $2 * 6 = 12$ for hele veggen på begge sider av døråpningen.

Platematerial: 12 mm OSB festet med 2,5/65 mm rund spiker

Trevirke: C18

Laster:

Horisontal last på veggskive:

Oppleggskraft fra tak/himlingsskive (Beregninger Norum avsnitt 3.3):

$$F_t = 176,5 * 1,1 = 194,2 \text{ kN (10 \% \text{ \u00d2kning pga. eksentrisitet, se NS 3491-4 Kap. 8.1 Fig. 6)}}$$

Friksjonskrefter p\u00e5 gavlvegger:

$$F_{fr} = c_{fr} * A_{ref} * q_{kast}$$

$$\text{Gavlspiss: } F_{fr,gs} = 0,02 * 20 * 5,1 * 0,991/2 = 1,02 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \text{ gavlvegg: } F_{fr,g} = 0,02 * 20 * 3,85 * 0,991/2 = 0,77 \text{ kN}$$

$$\text{Sum friksjon: } F_{fr} = 1,79 \text{ kN}$$

Horisontal totallast p\u00e5 veggskive: $F_t + F_{fr} = F_{H,d} = 195,9 \text{ kN}$

Egenlast vegg:

Tas eventuelt med ved beregning av stendere og forankring etter n\u00e5rmere regler, se kurspresentasjonen.

Lastfaktor $\gamma_Q = 1,0$ (fordelaktig verdi)

Egenvekt trevegg bindingsverk $0,5 \text{ kN/m}^2$

$$g_{v,v} = 0,5 * 3,85 * 1,0 = 0,96 \text{ kN/m}$$

$$g_{v,h} = 0,96 + 0,5 * 5,1 * 1,0 = 2,55 \text{ kN/m}$$

Veggskivens dimensjonerende kapasitet:

$$R_{vd} = \Sigma R_{fd} * (b_i/b_1)^2 * b_1/s$$

(EC 5: $\Sigma R_{fd} * b_i * c_i / s$ hvor $c_i = b_i/0,5 * h$)

$$b_i = 1,2 \text{ m} > h/4 = 0,96 \text{ m} \quad \rightarrow \text{OK!}$$

(EC 5: $b_i = 1,2 < h/2 = 3,85/2 = 1,93 \rightarrow$ reduksjon med $c_i = b_i/0,5 * h = 0,62$)

$R_{fk} = 553 \text{ N}$ i flg. NTI Håndbok Mekaniske treforbindelser
 $b_1 = b_i = 1,2 \text{ m} \rightarrow (b_i/b_1)^2 = 1$
 $s = 60 \text{ mm}$ spikeravstand
 Spikerkapasitet i skiver kan økes med faktoren 1,2

$$R_{fd} = R_{fk} * k_{mod} * 1,2/\gamma_m = 553 * 1,0 * 1,2/1,3 = 510 \text{ N}$$

$R_{vd} = 0,510 * 2 * 6 * 1,2/0,06 = 122,4 \text{ kN} < F_{H,d} = 195,9 \text{ kN} \rightarrow$ **Ensidig platekledning holder ikke!**

$R_{vd} = 244,8 \text{ kN} > F_{H,d} = 195,9 \text{ kN}$ Tosidig platekledning OK!

(EC 5: $R_{vd} = 244,8 * 0,62 = 151,8 \text{ kN} < F_{H,d} = 195,9 \text{ kN} \rightarrow$ **Tosidig platekledning holder ikke!**)

Dimensjonering

Det ses bort fra økning/reduksjon pga. egenlasten av vegger

Plate:

$$B_{net}/t = 600/12 = 50 < 100 \rightarrow \text{kontroll av plateknekning kan utgå}$$

Stendere dimensjoneres for følgende krefter:

Plater på begge sider

$$F_{cf} = F_{tf}$$

$$\Sigma b_i = 2 * 6 * 1,2 = 14,4 \text{ m}$$

Trykkpåkjent:

$$F_{cf} = 0,67 * F_{H,d} * h/\Sigma b_i = 0,67 * \mathbf{195,9} * 3,85/14,4 = \mathbf{35,1 \text{ kN}}$$

(EC 5: $F_{cf} = F_{H,d} * h/\Sigma b_i = 52,2 \text{ kN}$ Ingen reduksjon)

Strekpåkjent:

$$F_{tf} = F_{H,d} * h/\Sigma b_i = \mathbf{52,4 \text{ kN}}$$

Svilletrykket dimensjoneres for følgende kraft:

$$F_{cf} = \mathbf{35,1 \text{ kN}}$$
 som for trykkstender

Forankring til fundament dimensjoneres for følgende kraft:

Vertikalt

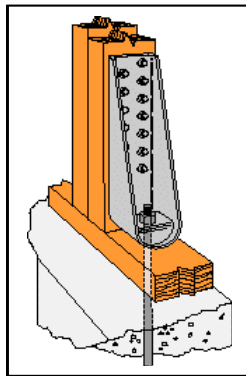
$$F_{tf} = \underline{\underline{52,4\text{kN}}}$$

Horisontalt

$$v = F_{H,d}/\Sigma b_i = 195,9/14,4 = \underline{\underline{13,6\text{ kN/m}}}$$

NS 3470 og EC5 gir ingen regler for reduksjon pga. egenlast (vegg/tak)

Veggen forankres i hvert hjørne og på hver side av døråpning.

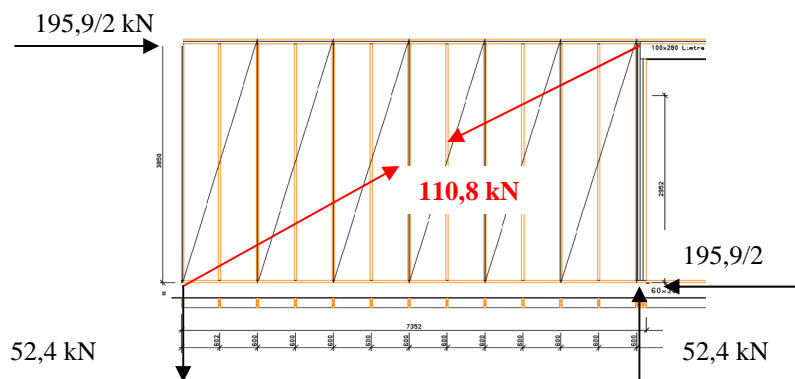


Kraftige jernvinkler med sideforsterkning boltet til stender og med ekspansjonsbolter synes nødvendig

Deformasjon:

Se NBI Byggedetaljblad 520.328

Alternativ med skråavstivning



$$\text{tga} = 3,85/7,2 \rightarrow a = 28,1^\circ$$

Stekk-/trykkraft:

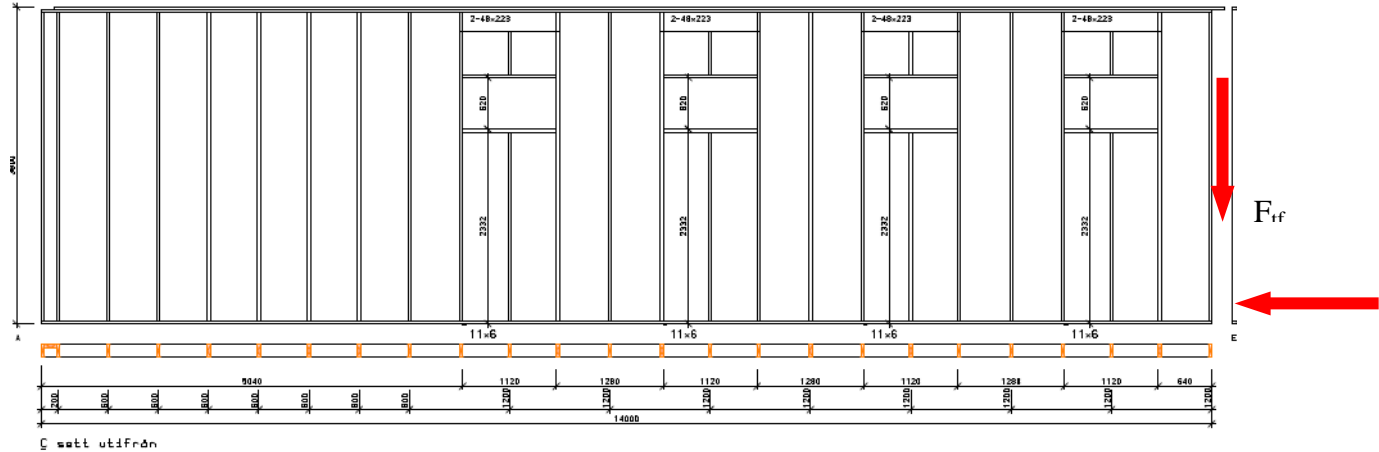
$$S = T = 195,9/(2 * \cos 28) = 110,8\text{ kN i hver veggskive}$$

Problematiske innfesting uten spesialbeslag pga. store krefter (kfr. limtrekonstruksjoner).

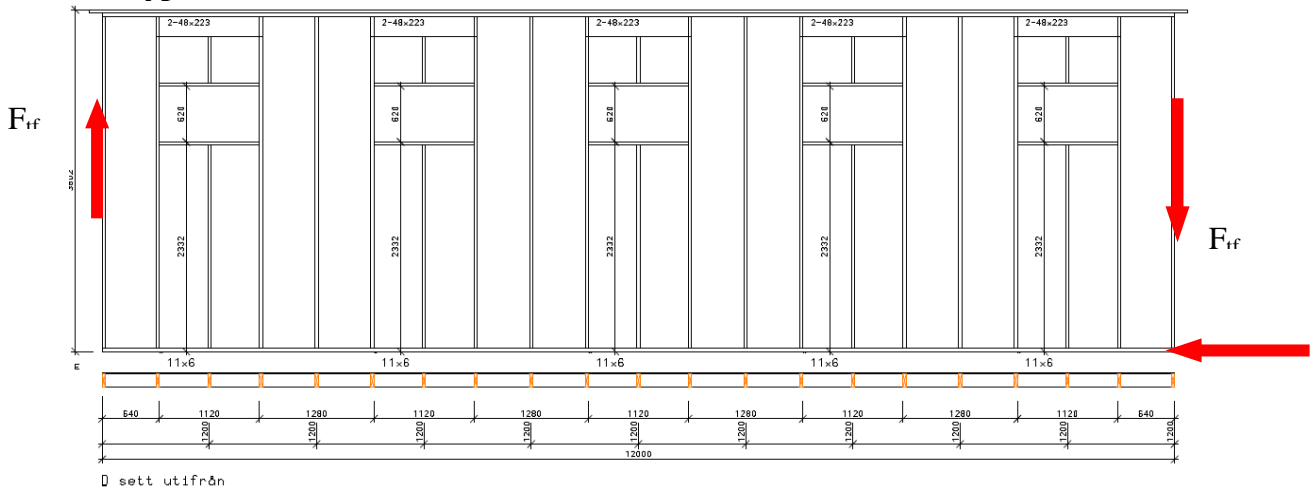
Vind mot gavlvegg

Elementer med vindusåpninger i langvegg:

2 stk type C

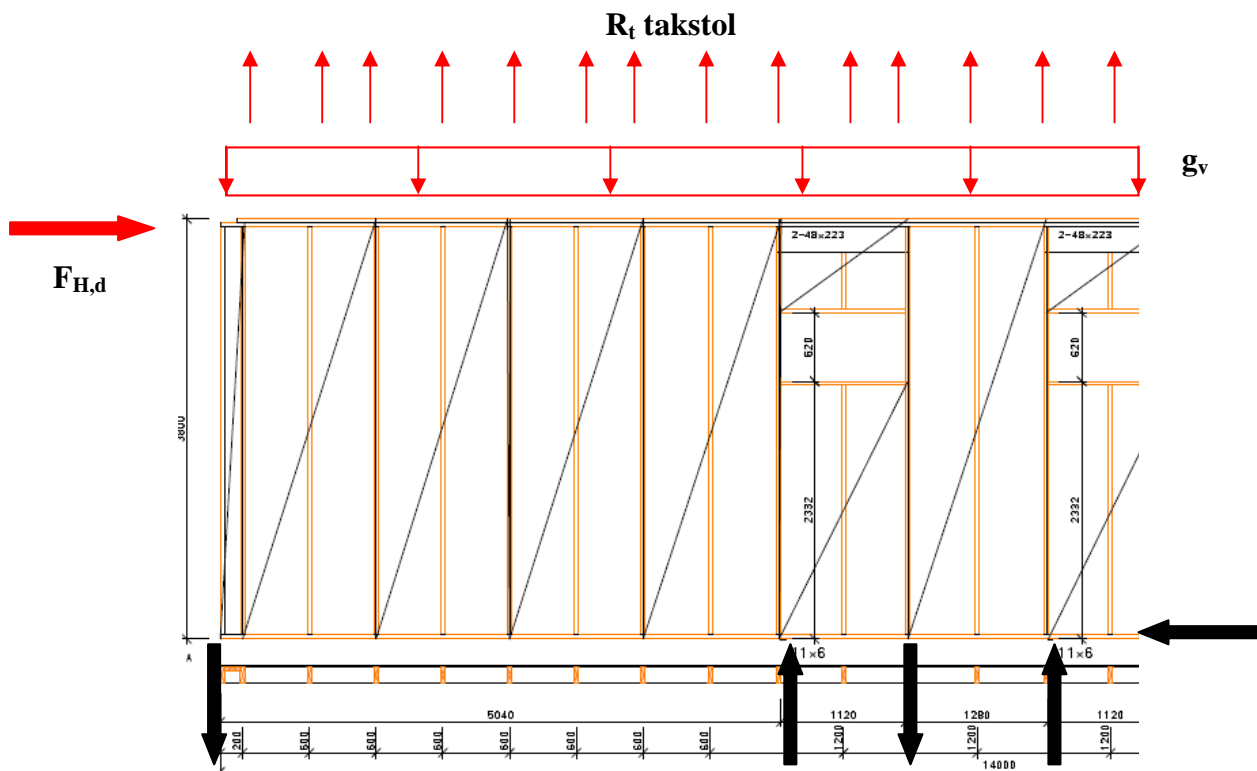


1 stk type D



Forbindelsen mellom elementene dimensjoneres for skjærkraften som tilsvarer F_{tf} .

NS 3470 og EC 5 Metode A gir ingen regler for å inkludere plater med vindusåpninger. Det gjør imidlertid "Samordnet metode for veggskivers kapasitet" som skal inngå i EC 5.



$b_i = 1,2 \text{ m}$
 (plater med $b_i = 0,6 \text{ m}$ og i vindusåpningene regnes uvirksomme)
 $h = 3,85 \text{ m}$
 Antall plater = $2 * 6 = 12$
 Platematerial: 12 mm OSB festet med 2,5/65 mm rund spiker
 Trevirke: C18

Laster:

Horisontal last på veggskive:

Oppleggskraft fra tak/himlingsskive (Beregninger Sagen og Norum avsnitt 3.3):

$$F_t = 63,6 * 1,1 = 70,0 \text{ (10 \% \text{ \u00f8kning pga. eksentrisiteten, se ovenfor})}$$

Friksjonskrefter p\u00e5 gavlvegger:

$$F_{fr} = c_{fr} * A_{ref} * q_{kast}$$

$$\frac{1}{2} \text{ langvegg: } F_{fr,g} = 0,02 * 40 * 3,85 / 2 = 1,54 \text{ kN}$$

$$\text{Sum friksjon: } F_{fr} = 1,54 \text{ kN}$$

Horisontal totallast p\u00e5 veggskive: $F_{H,d} = F_t + F_{fr} = 70 + 1,54 = 71,5 \text{ kN}$

Friksjon utgj\u00f8r en s\u00e5 liten andel at den normalt godt kan utelates.

Vind og egenlast:

Ufordelaktig lastkombinasjon og lastfaktorer skal benyttes.

Vind dominerende: $\gamma_Q = 1,5$

Egenlast: $\gamma_Q = 1,0$

Oppleggskraft takstol lasttilfelle vind mot gavlvegg:

Fra takstol:

$$R_t = 0,2 \text{ kN (oppløft) pr. takstol}$$

Egenlast langvegg:

$$g_v = 0,5 * 3,85 * 1,0 = 0,96 \text{ kN/m} \rightarrow R_v = 0,96 * 0,6 = 0,6 \text{ kN}$$

pr. stender

Totalt egenlast og vindsug: $R_{t,w} = R_t + R_v = 0,6 - 0,2 = 0,4 \text{ kN pr. cc 600}$

Veggskivens dimensjonerende kapasitet:

$$b_i = 1,2 \text{ m} > h/4 = 0,96 \text{ m} \quad \text{OK!}$$

$$b_i = 0,6 \text{ m} < h/4 = 0,96 \text{ m} \quad \text{Ikke medvirkende skive}$$

$$\text{Antall plater: } n_p = 2 * 7 + 4 = 18$$

$$R_{vd} = \Sigma R_{fd} * (b_i/b_1)^2 * b_1/s$$

$$b_1 = 1,2 \text{ m} \rightarrow (b_i/b_1)^2 = 1$$

$$s = 100 \text{ mm spikeravstand}$$

$$R_{fd} = 510 \text{ N se ovenfor}$$

$$\text{(EC 5: } b_1 < h/2 = 3,85/2 = 1,93 \rightarrow \text{reduksjon med } c_i = b_i/0,5 * h = 0,62)$$

$$R_{vd2} = 0,510 * 1,2 / 0,10 = 6,1 \text{ kN}$$

$R_{vd} = n_p * R_{vd2} = 18 * 6,1 = 109,8 \text{ kN} > F_{H,d} = 71,5 \text{ kN}$ ensidig platekledning OK!
(EC 5: $R_{vd} = 109,8 * 0,62 = 68 \text{ kN} < F_{H,d} = 71,5 \text{ kN}$ ensidig platekledning holder ikke!)

Dimensjonering:

Det ses bort fra økning/reduksjon pga. egenvekt og vindsug.

Stendere dimensjoneres for følgende krefter:

Plater på begge sider

$$F_{cf} = F_{tf}$$

$$\Sigma b_i = 18 * 1,2 = 21,6 \text{ m}$$

Trykkpåkjent:

$$F_{cf} = 0,75 * F_{H,d} * h / \Sigma b_i = 0,75 * 71,5 * 3,85 / 21,6 = \underline{\underline{7,2 \text{ kN}}}$$

$$\text{(EC 5: } F_{cf} = F_{H,d} * h / \Sigma b_i = 9,6 \text{ kN)}$$

Strekpåkjent:

$$F_{tf} = F_{H,d} * h / \Sigma b_i = \underline{\underline{9,6 \text{ kN}}}$$

Svilletrykk dimensjoneres for følgende kraft:

$$F_{cf} = \underline{\underline{7,2 \text{ kN}}}$$

Forankring til fundament dimensjoneres for følgende kraft:

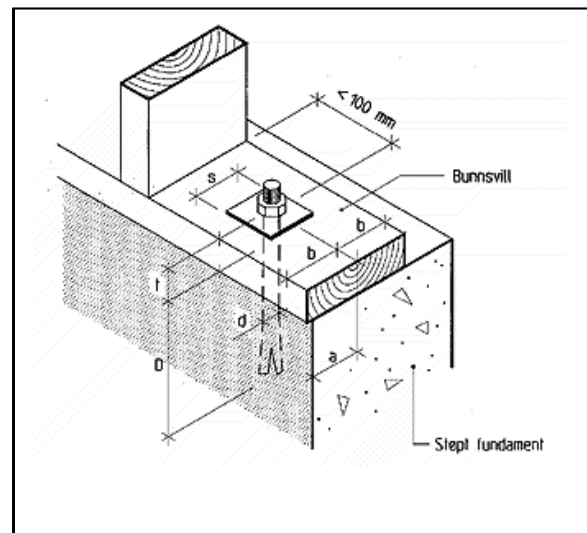
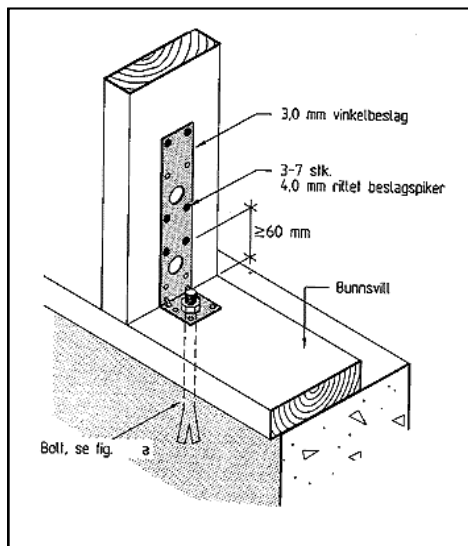
Vertikalt

$$F_{tf} = \underline{\underline{9,6 \text{ kN}}}$$

Horisontalt

$$v = F_{H,d} / \sum b_i = 71,5 / 21,6 = \underline{\underline{3,3 \text{ kN/m}}}$$

NS 3470 og EC5 gir ingen regler for reduksjon pga. egenlast (vegg/tak). Men dette er ikke så viktig for bygninger i en etasje. Forankringskraften kunne her vært redusert med $R_{t,v} (2 \times 1/2 + 1) = 0,8 \text{ kN}$ og er uten betydning.



Forbindelse mellom elementene dimensjoneres for følgende kraft:

$$F_{tf} = \underline{\underline{9,6 \text{ kN}}}$$

Veggen kan da forankres i hvert hjørne og på hver side av vindusåpning.

VEGGSTENDER

Laster:

1. Alle vegger:

Kombinasjon "karakteristisk" snø uten vind

Lastvarighetsklasse: B "Halvårs"

Fra takstol:

$$R_t = \underline{\underline{34,3 \text{ kN}}}$$

2. Alle vegger:

Kombinasjon "karakteristisk" vind og "vanlig" snø (reduisert med $\psi_0 = 0,7$)

Lastvarighetsklasse: C "Korttid"

Sone D

Fra takstol

$$R_t = \underline{\underline{30,5 \text{ kN}}}$$

Vind:

$$A = 0,6 * 3,85 = 2,31 \text{ m}^2$$

$$C_{pe,2,3} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \log_{10} * A = 0,9$$

$$q_{v,e} = 0,9 * 991 = 0,89 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{v,i} = -0,3 * 991 = 0,30 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Totalt: } q_v = \underline{\underline{1,2 \text{ kN/m}^2}}$$

3. For langvegg:

Kombinasjon "karakteristisk" snø og "vanlig" vind mot langvegg (reduisert med $\psi_0 = 0,6$).

Lastvarighetsklasse: C "Korttid"

Sone D

Fra takstol:

$$R_t = 38,1 \text{ kN}$$

Vind:

$$= 0,6 * 3,85 = 2,31 \text{ m}^2$$

$$c_{pe,2.3} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \log_{10} * A = 0,9$$

$$q_{v,e} = 0,9 * 991 * 0,6 = 0,53 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{v,i} = -0,3 * 991 * 0,6 = 0,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Totalt: } q_v = \underline{\underline{0,71 \text{ kN/m}^2}}$$

4. For langvegg i **ulykkestilstanden**:

Kombinasjon "karakteristisk" vind mot gavlvegg

Lastvarighetsklasse: C "Korttid"

Sone A

Fra takstol:

$$R_t = 0 \text{ kN}$$

Vind:

$$c_{pe,2.3} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \log_{10} * A = 1,33$$

$$q_{v,e} = 1,33 * 991 = 1,3 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{v,i} = 0,9 * q_{v,e}$$

$$\text{Totalt: } q_v = \underline{\underline{2,47 \text{ kN/m}^2}}$$

Dimensjonering av stender:

Velger kombinasjon 2.

$$M_d = q_v * h^2 / 8 = 1,2 * 3,85^2 / 8 = 0,58 \text{ kNm}$$

$$R_t = 30,5 \text{ kN}$$

Knekning etter NS 3470:

$$W_x = 48 * 148^2 / 6 = 175\,232 \text{ mm}^3$$

$$\lambda_x = 3850 / (0,29 * 148) = 90 \rightarrow k_\lambda = 0,29$$

$$f_{md} = 1,0 * 18 / 1,30 = 13,8 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c0d} = 1,0 * 18 / 1,30 = 13,8 \text{ N/mm}^2$$

$$0,58 / (0,175 * 13,8) + 30500 / (0,29 * 13,8 * 48 * 148) = \underline{\underline{1,31 > 1,0}}$$

48 x 148 C18 holder ikke. Øk kvaliteten og kontroller på nytt

Andre kombinasjoner kan være dimensjonerende.

Vøyenenga, den 23.11.2009

Håvard Thorsrud