Vedlegg H Dimensjonering av fundament akse A

Vi antar at vi har betong skive på 3 m lengde, 4 m høyde, 1 m bredde

$a := 4\ m \qquad b := 3\ m \qquad c := 1\ m$

Volum av skive:

$V := a \cdot b \cdot c = 12\ m^3 \qquad V_{per_meter} := a \cdot 1\ m \cdot 1\ m = 4\ m^3$

Tyngdetetthet armert betong skal minimum settes lik 25kN/m^3
etter pkt 7.3.2 HB N400

$\gamma_c := 25\ \frac{kN}{m^3} \qquad Q_{fra_egenvekt} := V \cdot \gamma_c = 300\ kN$

$Q_{fra_egenvekt_per_meter} := V_{per_meter} \cdot \gamma_c = 100\ kN$

$q_{gd_per_m} := 100\ \frac{kN}{m} \cdot 1.2 = 120\ \frac{1}{m} \cdot kN$

Dvs. at fundamentet vårt må overføre 341, 14 kN (avrunder til 345 kN) av skjærkraft, 450 kN av horisotalkraft og 128 kN resultatkraft fra jordtrykk med arm på 1,6 m.

Da <u>totalt skjærkraft</u> per meter skal være lik:

$V_{total} := q_{gd_per_m} + \frac{345}{3}\ \frac{kN}{m} = 235\ \frac{1}{m} \cdot kN$

<u>Horisontalktaft</u> pga trafikklast er:

$P_{h_per_meter} := \frac{450 \cdot kN}{3\ m} = 150\ \frac{kN}{m}$

<u>Momentene</u> pga horisontalkreftene er:

$M1 := 150\ kN \cdot 4\ m = 600\ kN \cdot m \qquad M2 := 128\ kN \cdot 1.6\ m = 204.8\ kN \cdot m$

I det værste tilfellet skal begge horisontale kreftene virke i samme retningen og det skal gi det største momentet

$\Sigma M := M1 + M2 = 804.8\ kN \cdot m \qquad per1m$

s.438 Betongboka inneholder informasjon at tillat σ_{gd} - dimensjonerende grunntrykk i brudgrensetilstanden for bløt leire er 20 -100 kN/m^2

$\sigma_{gd} := 100\ \frac{kN}{m^2} \qquad q_{ed} \le \sigma_{gd} \qquad N_{ed} := V_{total} = 235\ \frac{kN}{m}$

$q_{ed} := \frac{N_{ed}}{b} \qquad M_{ed.max} := \Sigma M$

$b_0 := \frac{N_{ed}}{\sigma_{gd}} = 2.35\ m \qquad e := \frac{M_{ed.max}}{N_{ed}} = 3.425\ m^2 \qquad e1 := e \cdot 1\ \frac{1}{m} = 3.425\ m$

Non-Commercial Use Only

$b := b_0 + e1 = 5.775\ m$

$b_x := b = 5.775\ m$ $\qquad$ $b_y := b_0 = 2.35\ m$

$a1 := \frac{b_0}{2} + e1 - 0.5\ m = 4.1\ m$

1 m bredde av vegg men 1/2 av veggen er 0.5 m

Vi antar at vi skal støpe betong mot berg og det vil gi oss ifølge 4.4.1.1 EC2 Del 1-1

$c_{nom} := 100 \cdot mm + 10 \cdot mm = 0.11\ m$

Vi velger B45, B500NC, diameter på armering 32 mm og at vi har betong i XC2 klasse (tabell 4.1 EC2 Del 1-1)

$f_{ck} := 45\ MPa$ $\qquad$ $h_f := 550 \cdot mm$ $\qquad$ $d := h_f - c_{nom} = 0.44\ m$

$f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{1.5} \cdot 0.8 = 20.4\ \frac{N}{mm^2}$

hvor 0.8 er en reduksjonsfaktor til betong i vann ifølge 7.2.2 HB N400

Snitt 1. Momentkapasitet

$q_{ed} := \sigma_{gd}$

$M_{ed1} := \frac{q_{ed} \cdot (a1)^2\ m}{2} = 840.369\ m \cdot kN$

$b_{vegg} := 1000 \cdot mm$

$M_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_{vegg} \cdot d^2 = 1086.096\ kN \cdot m$

Momentkapasitet er avhengig av betongsfasthet og d-verdi. Hvis vi velger B45 - får vi for lav momentkapasitet, velger B50 - får Mrd lik 948 kNm, hvis vi øker fundamentshøyde til 550 mm får vi Mrd lik 1086 kNm. Vi velger økning av høyde

$M_{Rd} \geq M_{ed1}$ $\qquad$ OK

$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{ed1}}{M_{Rd}}\right) \cdot d = 0.382\ m$

Nødvendig armering

$f_{yd} := 434\ \frac{N}{mm^2} \cdot 0.9 = 390.6\ \frac{N}{mm^2}$

$A_s := \frac{M_{ed1}}{z \cdot f_{yd}} = 5630.336\ mm^2$ $\qquad$ $n := 8$

Non-Commercial Use Only

$$\varnothing_s := \left(\frac{A_s}{\pi \cdot n}\right)^{0.5} \cdot 2 = 29.935\ mm$$ tar ø32 mm $A_{1stag_arm_32} := 804.25\ mm^2$

$$s := 1000\ \frac{mm}{n} = 125\ mm$$ Trenger 9ø32/m, s=120mm

$$A_{s1} := \frac{1000}{120} \cdot 804.25\ mm^2 = 6702.083\ mm^2$$ per 1 m

Tverrarmering

$$A_{tverr} := 0.2 \cdot A_{s1} = 1340.417\ mm^2$$ ifølge 9.3.1.1. EC tverrarmering er 20% av hovedarmering

tar minst ø16mm

$$A_{ø16} := \pi \cdot 8^2 = 201.062 \qquad A_{ø16} := 201.062 \cdot mm^2$$

$$n := \frac{A_{tverr}}{A_{ø16}} = 6.667 \qquad n := 7$$

$$s := 1000\ \frac{mm}{n} = 142.857\ mm$$

Velger ø16mm s130 mm

$$A_{tverr} := \frac{1000}{130} \cdot A_{ø16} = 1546.631\ mm^2$$

Snitt 2 Skjærkraft Skjærstrekk

$$\theta := 21.8\ deg \qquad \alpha := 45\ deg$$

$$cot\theta := \frac{1}{\tan(\theta)} = 2.5 \qquad cot\alpha := \frac{1}{\tan(\alpha)} = 1$$

$$V_{ed} := \sigma_{gd} \cdot (a1 - d) = 365.968\ \frac{kN}{m}$$

$$k_2 := 0.18 \qquad \gamma_c := 1.5$$

NA 6.2.2: $C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c}\ m = 0.12\ m \qquad d := h_f - c_{nom} = 0.44\ m$

$$V_{Rd.c} := C_{Rd.c} \cdot k \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}}\ b_{vegg} \cdot d$$

k er lik $1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$ $\qquad k := 1.67 \qquad 1.67 \le 2.0 \quad OK \quad A_{sl} := A_{s1}$

Non-Commercial Use Only

$$\rho_l := \frac{A_{sl}}{b_{vegg} \cdot d} = 0.015 \qquad 0.015 \le 0.02 \qquad OK \qquad k := 1.67$$

$$V_{Rd.c} := 773.485 \ \frac{kN}{m} \qquad V_{Rd.c} \ge V_{ed} \qquad OK$$

Dvs. at det finnes ikke beregningsmesig behov for skjærarmering
EC 2 6.2.1 (4) hvor påvisning av skjærkraftkapasitet gir at det ikke er nødvendig med skjærarmering burde alikevel legges inn en minste skjærarmering etter 9.2.2. Den minste skjærarmeringen kan utelates i konstruksjonsdeler som f.eks. plater(massive dekker, ribbe dekker eller hulldekker) der omfordeling av laster i tverretning er mulig. Den minste skjærarmeringen kan ikke utelates i tilfellet vårt, pga at vi har ikke valig plate eller dekke, vi har fundament som fra statisk synspunkt kan anses som to utkrager. Bjelker må alltid ha minst skjærarmering. Derimot fårstår vi at det er en svært kontroversiell påstand at vi må sette minste skjærarmeringen pga at fundament er på en måte en kombinasjon av to utkrager. Men uansett vi må skjærarmere overgangen mellom plate og veggen og området i nærheten av overgangen. I tillegg til det kan vertikal skjærarmering anses som støtte til øvre armeringsnett, som skal hjelpe ved støping av betong og en mulighet for å unngå situasjonen av nedbøyning/fall av øvre nett mot nedre armeringsnettlag, spesielt i tilfelle når totalbredde på fundament er 15m. Dette spørsmælet kan og må diskuteres med hensyn på teoretiske og praktiske sammenhengene for å gi en rett og eksakt løsning. Vi har beregnet skjærarmering ifølge to metoder for å vise forskjell i resultater. Men hvis vi skal se veldig konservativt og påstå at vi armerer plate, da som hoved regel for armering av plater - det er aldri nødvendig å ha minste skjærarmering i plater.

$$V_{Rd.s} := \frac{\boxed{A_{sw}}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \ \sin(\alpha) \qquad V_{Rd.s} \ge V_{ed}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \ge \frac{V_{ed}}{z \cdot f_{yd} \cdot (cot(\theta) + cot(\alpha)) \ sin(\alpha)} \qquad P := \frac{\boxed{A_{sw}}}{s}$$

$$P := \frac{371.718 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 440 \cdot 390.6 \cdot (2.5 + 1) \cdot 0.707} = 0.971$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \ge 0.971 \ \frac{mm^2}{m}$$

$$s \le \frac{A_{sw}}{0.971} \le \frac{314}{0.971} \le 323.38$$

Velger skjærarmering ø20 s 300

Den minste skjærarmering

$$\rho_w := \frac{\boxed{A_{sw}}}{s \cdot b_w \cdot sin(\alpha)} \qquad sin\alpha := 1 \qquad \alpha := 90^\circ$$

$$f_{yk} := 500 \ \frac{N}{mm^2} \qquad f_{ck} := 45 \cdot \frac{N}{mm^2} \qquad b_w := 1000 \cdot mm$$

Non-Commercial Use Only

ifølge NA. 9.2.2(6)

$\rho_w := \frac{\left(0.1 \cdot \sqrt{f_{ck}}\right)}{f_{yk}} \cdot b_w \qquad \rho_w := 1.34 \cdot \frac{mm^2}{mm}$

Velger ø16mm

$A_{ø16} := 201.062 \cdot mm^2$

$\frac{A_{sw}}{s} = 1.34 \cdot \frac{mm^2}{mm} \qquad \frac{201.062}{s} = 1.34 \qquad s := 150 \cdot mm$

Dvs skjærarmering ø16 s150

Skjærtrykk dim skjærkraft for snitt 1

$V_{ed} := \sigma_{gd} \cdot a1 = 409.968 \frac{1}{m} \cdot kN$

Skjærtrykkkapasitet $\qquad \nu := 0.6 \qquad cot\theta^2 = 6.251$

$V_{Rd.max} := \nu \cdot f_{cd} \cdot 0.9 \cdot d \cdot \frac{cot\theta + cot\alpha}{1 + cot\theta^2} = 2339.782 \frac{kN}{m}$

Skjærtrykkapasitet er mye mer større enn Skjærkraft OK!

Forankring av hovedarmering

$a := 4.157\ m \qquad e := 3.487\ m \qquad L_{AB} := a + e = 7.644\ m \qquad \sigma_{gd} := 100 \frac{kN}{m}$

$h_f := 550\ mm \qquad x_{min} := \frac{h_f}{2} \qquad x := x_{min} \qquad R := \sigma_{gd} \cdot x$

$R := \sigma_{gd} \cdot x = 27.5\ kN \qquad x = 275\ mm$

$z_e := L_{AB} - \frac{x}{2} = 7.507\ m$

$z_i := 0.9 \cdot d = 396\ mm$

Armeringskraft i snitt x fra kant:

$F_s := \frac{R \cdot z_e}{z_i} = 521.285\ kN \qquad A_{s1} := \frac{1000}{120} \cdot 804.25\ mm^2 = 6702.083\ mm^2$

Armeringsspenning

$\sigma_s := \frac{F_s}{A_{s1}} = 77.78 \frac{N}{mm^2} \qquad \alpha_{ct} := 0.85 \qquad f_{ctk.0.05} := 2.7\ MPa \qquad \gamma_c := 1.5$

Non-Commercial Use Only

dim heftefasthet:

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.53 \ \frac{N}{mm^2}$$

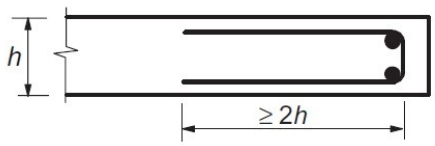
$$f_{bd} := 2.25 \cdot f_{ctd} = 3.443 \ \frac{N}{mm^2} \qquad L_{bd} := \boxed{L_{bd.rqd}}$$

Nødvendig forankringslengde i snitt x fra kant er

$$L_{bd.rqd} := \frac{0.25 \cdot \boxed{\varnothing_{32}} \cdot \sigma_s}{f_{bd}} \qquad L_{bd.rqd} := \frac{0.25 \cdot 32 \ mm \cdot \sigma_s}{f_{bd}} = 180.751 \ mm$$

$L_{bd.rqd} \le x \qquad OK$

I tillegg til det må vi huske på 9.3.1.4 (1) EC: langs en fri (ikke opplagret) kant bør plater normalt ha lengde- og tverrarmering, som vist på figur 9.8



Figur 9.8 – Kantarmering i plater

Så hvis høyde er lik 450 mm, da lengde på tverrarmeringen er lik 2*450=900 mm. Senteravstand til slike kroker må være maks på 300 mm.

Dimensjonering av betongskive

$h_{skive} := 4 \ m \qquad l_{skive} := 3 \ m \qquad b_{skive} := 1 \ m$

$V_{per_bjelke} := 170.57 \ kN \qquad q := 113.7 \ \frac{kN}{m} \qquad q_{avrundet} := 114 \ \frac{kN}{m}$

$\gamma_c := 25 \ \frac{kN}{m^3}$

Tyngdetetthet armert betong skal minimum settes lik 25kN/m^3 etter pkt 7.3.2 HB N400

I tillegg til de ytterste lastene må vi beregne jevn fordelt last som vi har pga egenvekt til betongen

$V_{betong} := h_{skive} \cdot b_{skive} \cdot l_{skive} = 12 \ m^3$

$F_{betong} := V_{betong} \cdot \gamma_c = 300 \ kN$

$F_{betong.d} := F_{betong} \cdot 1.2 = 360 \ kN$

Hvis vi ser på det konservativt, da antar vi at egenvekten fra betongen fordeles jevnt gjennom helle konstruksjonen og det gir til oss mulighet å plassere jevn fordelt last på toppen av skive

Hvis vi antar at kraft som vi fikk fra betongsegenvekt er resultantkraft fra jevn fordelt last, får vi at q er lik 100 kN/m

$q_{betong} := 100 \ \frac{kN}{m} \qquad q_{totalt} := q_{avrundet} + q_{betong} = 214 \ \frac{kN}{m}$

Non-Commercial Use Only

Betong: dimensjonerer etter en levetid på 100 år etter pkt 7.2.3 hb N400, velger klasse B45

$f_{ck} := 45\ MPa \qquad f_{ctm} := 3.8\ MPa \qquad f_{yk} := 500\ MPa \qquad \gamma_s := 1.15$

$\alpha_{cc} := 0.85 \quad \gamma_c := 1.5$

$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \cdot 0.8 = 20.4\ \frac{N}{mm^2} \qquad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot 0.9 = 391.304\ \frac{N}{mm^2}$

Antar opplager på 200mm

$b_{opplager} := 200\ mm \quad L_{uk.skive} := l_{skive} - 2\ b_{opplager} = 2.6\ m$

$L := \frac{L_{uk.skive}}{4} = 650\ mm$

Etter tabell 7.2 HB N400 kan vi anta at $c_{min.dur} := 60\ mm - 100\ mm$ kan variere.

$h_{skive} > l_{skive} \qquad z := 0.62 \cdot h_{skive} = 2.48\ m$

$mot := 2480\ mm \qquad hos := L$

$\varphi := \operatorname{atan}\left(\frac{mot}{hos}\right) = 75.313\ deg$

$q1 := \frac{q_{totalt} \cdot l_{skive}}{2} = 321\ kN$

$q1 = q2 = R \qquad R := 321 \cdot kN$

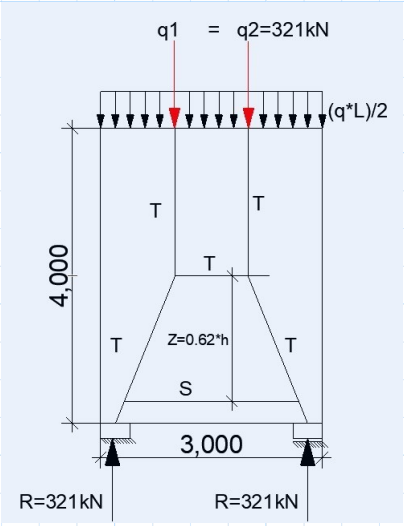
$sin\varphi := \frac{R}{T_3} \qquad \sin(75.313°) = 0.967$

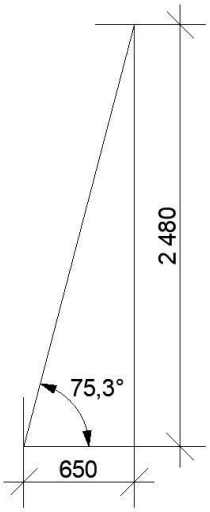
$T_3 := \frac{R}{\sin(75.313°)} = 331.843\ kN$

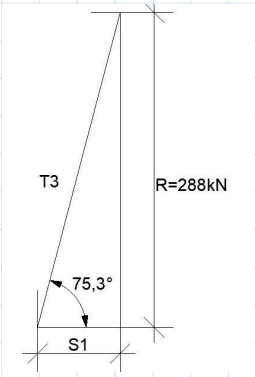
$s_1 := T_3 \cdot \cos(\varphi) = 84.133\ kN$

Ingen last på undersiden gir S2 = 0

$s_2 := 0\ kN$







Non-Commercial Use Only

Nødvendig armering horisontalt

$A_{sh} := \frac{s_1}{f_{yd}} = 215.007\ mm^2$

$A_{sv} := \frac{2 \cdot s_2}{f_{yd}} = 0\ m^2$

$A_c := b_{skive} \cdot 1\ m$

NA.9.6.3 EC gir at minstearmeringsareal på hver side i dobbeltarmerte vegger, As,hmin , settes lik den største av 25% av vertikalarmeringen på samme side eller for yttervegger:

$$\frac{0.3 \cdot A_c \cdot f_{ctm}}{f_{yk}}$$

$NA.9.6.2 \quad EC$ setter minste armeringsareal $A_{s.vmin}$ lik $0.002 \cdot A_c$

$A_{s.vmax} \quad settes \quad lik \quad 0.04 \cdot A_c$

$A_c := 1\ m \cdot 1\ m = 1\ m^2$ $\qquad A_{s.vmin} := 0.002 \cdot A_c = 2000\ mm^2$

$A_{s.vmax} := 0.04 \cdot A_c = 40000\ mm^2$

Da minste vertikalarmering er lik 2000 mm^2 og det gir:

$A_{s.hmin} := 0.25 \cdot A_{s.vmin} = 500\ mm^2$

$A_{s.hmin} := \frac{0.3 \cdot A_c \cdot f_{ctm}}{f_{yk}} = 2280\ mm^2$ velger den største verdien

hvis vi tar 30ø20mm

$A_{ø20} := \pi \cdot 10^2 = 314.159$ $\qquad s := \frac{4000}{30} = 133.333$

$\frac{30 \cdot A_{ø20}}{4} = 2356.194 \quad \frac{mm^2}{m}$ Velger senteravstand 130mm

Nødvendig armering vertikalt

EC 9.6.2

$A_{sv.min} := 0.002 \cdot A_c = 2000\ mm^2$

$A_{sv.max} := 0.04 \cdot A_c = 40000\ mm^2$

$\frac{22\ A_{ø20}}{3} = 2303.835 \quad \frac{mm^2}{m}$

Non-Commercial Use Only

ifølge 9.6.2(2) der minste armeringsareal er bestemmende, legges halvparten av arealet på hver side

$A_{s.vmin_halvparten} := \frac{A_{sv.min}}{2} = 1000\ mm^2$ velger minst tillat ø16

$A_{ø16} := \pi \cdot 8^2 = 201.062$ $s := \frac{3000}{16} = 187.5$

$\frac{16 \cdot A_{ø16}}{3} = 1072.33 \quad \frac{mm^2}{m}$ Velger ø16 s 180mm

Spenninger i knutepunkt

EC 6.5.4

$k_1 := 1.0 \qquad k_2 := 0.85 \qquad k_3 := 0.75$

(NA.6.5(2)N) $\nu' := \left(1 - \frac{f_{ck}}{250\ MPa}\right) = 0.82$

$\sigma_{Rd.max}$ er avhengig av om det legges inn en forankring av strekkstav eller ikke.

a) Under trykk uten forankring av strekkstaver i knutepunkter vil

$\sigma_{Rd.max} := k_1 \cdot \nu' \cdot f_{cd} = 16.728\ \frac{N}{mm^2}$

b) for knutepunkter med trykk-strekk med forankring av strekkstaver i en retning vil.

$\sigma_{Rd.max} := k_2 \cdot \nu' \cdot f_{cd} = 14.219\ \frac{N}{mm^2}$

c) knutepunkt med trykk-strekk med forankring av strekkstaver i mer enn en retning vil

$\sigma_{Rd.max} := k_3 \cdot \nu' \cdot f_{cd} = 12.546\ \frac{N}{mm^2}$

$\varphi = 75.313\ deg$

$t_1 := \cos(\varphi) \cdot 400 = 101.413$

$t_2 := \sin(\varphi) \cdot 200 = 193.465$

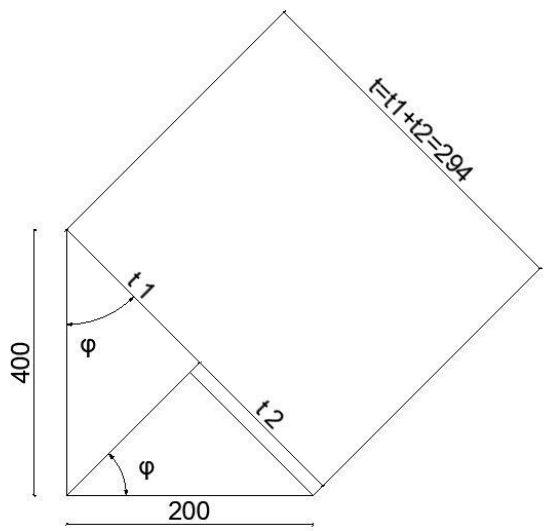
$t := t_1 + t_2 = 294.879$

$\frac{T_3}{t \cdot b} \le \sigma_{Rd.max}$

$T_3 = 331.843\ kN$

$t := 294.879 \cdot mm$

$b := 1000 \cdot mm$



Non-Commercial Use Only

$$\frac{T_3}{t \cdot b} = 1.125 \ \frac{N}{mm^2}$$

9.5.3 Tverrarmeringens diameter (bøyler,kroker eller spiralarmering) bør ikke være mindre enn 6 mm eller en fjedredel av største diameter av stengene i lengderetningen, avhengig avhvilken verdi som er størst.

$$A_{ø10} := \pi \cdot 5^2 = 78.54$$

Velger n=6 (med hensyn på innholdet av punkt 9.6.4 (2) EC) og da

Ifølge 7.8.1 Håndbok N400 det kan gjøres unntak fra regel at armering med diameter mindre enn 12mm skal ikke benyttes. Diameter 10mm kan benyttes for tverrarmering beregnet etter NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, punkt 9.5.3(6) og 9.6.4 i tilfeller der armeringen som skal fastholdes ikke er beregningsmessig utnyttet i trykk.

$$s := \frac{1000}{6} = 166.667$$

velger ø10s150

punkt 7.8.6 Håndbok N400 sier at vertikal- og horisontalarmering skal ha senteravstand ≤ 200 mm, derfor reglene fra punkt 9.5.3(3) og NA.9.5.3(3) skal ikke brukes fordi de gir større verdi av senteravstand.

$$A_{s_tverr} := \frac{1000}{150} \cdot 78.54 \cdot mm^2 = 523.6 \ mm^2$$ per meter

Non-Commercial Use Only