

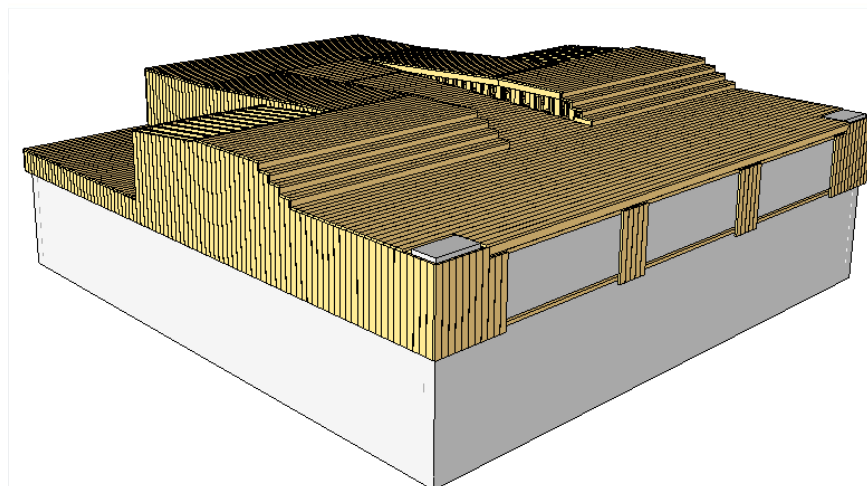
Oslo Havn KF / ALTi Bygg og Anlegg

45HAV13 – Ny Øyfergeterminal

Rådhusbrygge 4

Beregningsdokument

Oppdragsnr.: 5142802



Beregningsdokument

45HAV13 – Ny øyfergeterminal på Rådhusbrygge 4

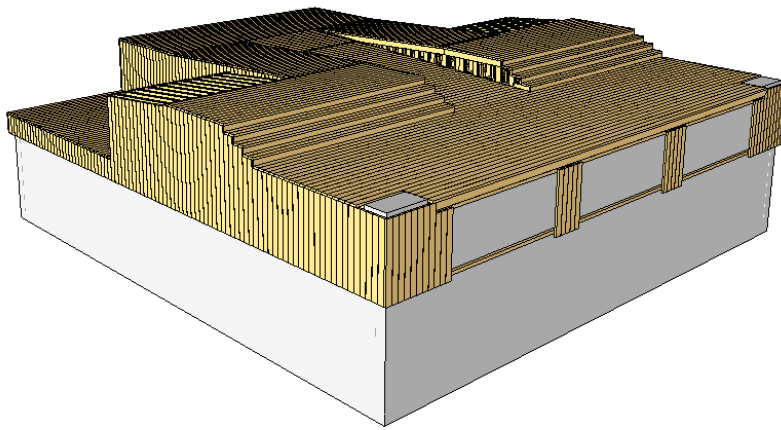
1	Forutsetninger for beregningene
2	Vedlegg A - Oppdriftsberegninger
3	Vedlegg B – Sensitivitetsbetraktning % vanninnhold
4	Vedlegg C – Sensitivitetsbetraktning kritisk lastnivå
5	Vedlegg D – Stabilitetsvurdering ved skjevbelastning
6	Vedlegg E – Dimensjonering under bølgepåkjenning
7	Vedlegg F – Dimensjonering for overliggende laster
8	Vedlegg G – Dimensjonering for opptak av fenderlast
9	Vedlegg H – Dimensjonering for hydrostatisk trykk
10	Vedlegg I – Dimensjonering for innfesting av forankring
11	Vedlegg J – Dimensjonering for opptak av pullertlaster
12	Vedlegg K – Dimensjonering for kranløft
13	Vedlegg L – Dimensjonering av innfestingsplater for stag
14	Vedlegg M – Dimensjonering av løfteører for kranløft
15	Vedlegg N – Dimensjonering av innfestingsstag

Norconsult AS

45HAV13 - Ny Øyfergeterminal

Rådhusbrygge 4

Beregningsdokument



Oppdragsnr.: 5142802

Innhold

1	INTRODUKSJON	2
2	LASTFORUTSETNINGER	2
2.1	Egenvekt	2
2.2	Nyttelast	2
2.3	Lastfaktorer og lastkombinasjoner	2
3	OPPDRIFTSBEREGNINGER.....	4
3.1	Lasttilfeller	4
3.2	Beregninger oppdriftskapasitet	5
3.3	Sensitivitetsanalyse	6
3.3.1	Vanninnhold i EPS	6
3.3.2	Kritisk lastnivå for flyterens oppdriftsevne.....	7
3.4	Vedlegg til kapittel 3.....	9
4	BETONGDIMENSJONERING	10
4.1	Generelt.....	10
4.2	Lastscenarier for kapasitetskontroll.....	10
4.3	Vedlegg til kapittel 4.....	11
5	STÅLDIMENSJONERING	11
5.1	Generelt.....	11
5.2	Vedlegg til kapittel 5.....	11

1 INTRODUKSJON

Dimensjoneringen av den flytende betongbryggen er utført på grunnlag av foreslått utforming med tilhørende estimerte mengder og resulterende egenvekt av konstruktive komponenter.

Det utføres innledende betraktninger av geometri og resulterende oppdriftskapasitet for vurderinger av drafft/fribord for ulike lastscenarier. Dette er en iterativ prosess for endelig bestemmelse av betongflyterens form, design av overbygning, lengde/utforming av landganger etc.

Oppdriftsberegninger utføres ved en bruksgrensebetrakning (karateristiske laster).

Det utføres i tillegg sensitivitetsanalyser for vurdering av variasjon i drafft/fribord som følge av variasjon/usikkerhet i input til oppdriftsberegningene. Dette dreier seg hovedsakelig om usikkerhet knyttet til volumprosent vanninnhold i EPS, men tar også for seg en vurdering av kritisk lastnivå for flyterens oppdriftsevne.

Videre utføres dimensjonering av flytebryggens konstruktive komponenter. Denne konstruksjonsanalysen utføres i bruddgrensetilstand (dimensjonerende laster).

Flyteren dimensjoneres for aktuell bølgebelastning, hydrostatisk vanntrykk, fenderlaster fra skipsanløp, laster ved innfesting til Rådhusbrygge 4, samt overliggende egen- og nyttelast.

Overbygning i tre, landganger og øvrige konstruktive detaljer dimensjoneres for aktuelle belastninger.

2 LASTFORUTSETNINGER

2.1 Egenvekt

Følgende verdier for egenvekten av den flytende betongbryggen med overbygg er lagt til grunn.

- Egenvekt av armert betong: 2500 kg/m^3
- Egenvekt EPS skumplast: 15 kg/m^3
- Egenvekt sjøvann: 1035 kg/m^3
- Egenvekt av overbygg i tre: 120 kg/m^2
- Egenvekt av tilkomstbruer på flyter: 205 kg/m tilsvarer ca. 1000 kg per bru

2.2 Nyttelast

De ulike nyttelastene som er vurdert er som angitt i det følgende.

- Nedre normal brukslast: 0 kg/m^2
- Normal brukslast: 100 kg/m^2
- Øvre normal brukslast: 200 kg/m^2
- Nyttelast kaidekke: 500 kg/m^2
- Punktlast på flytebrygge (50x50mm): 4 kN
- Last fra skipsanløp / fenderlast

2.3 Lastfaktorer og lastkombinasjoner

Kapasiteten til konstruksjoner skal påvises for de to aktuelle basissituasjoner i bruddgrensetilstanden, iht. NS-EN 1990, som angitt under. Disse gjelder imidlertid for en generell konstruksjonsanalyse og betraktningene må modifiseres noe for å sikre en riktig dimensjonering av en flytende konstruksjon.

- EQU (A) Global likevekt av konstruksjonen hvor konstruksjonsmaterialenes fasthet er av underordnet betydning.

Denne basissituasjonen vil i først omgang omhandle påvisning av flyterens oppdriftskapasitet. Denne dimensjoneringen utføres ved bruk av karakteristiske laster (bruksgrensetilstand) da en dimensjonering ved bruk av dimensjonerende laster vil resultere i store avvik fra faktisk nivå for flyteren i vannet.

I det videre vil global likevekt bli betraktet for ytre laster på flyter og innføringen av disse lastene til innfestingspunkter på Rådhusbrygge 4. For disse betraktningene benyttes dimensjonerende laster iht. NS-EN 1990.

- STR (B) Brudd i konstruksjonen eller konstruksjonselementene

Denne basissituasjonen vil bli lagt til grunn for påvisning av konstruksjonens kapasitet på grunnlag av materialenes fasthet. Dimensjoneringen utføres i bruddgrensetilstanden ved bruk av dimensjonerende laster iht. NS-EN 1990.

Det er angitt i konkurransegrunnlaget at jevnt fordelt nyttelast og punktlast skal defineres som «øvrige variable laster» med tilhørende lastfaktorer.

På bakgrunn av det overnevnte dimensjoneres flyteren etter følgende lastforutsetninger med tilhørende lastfaktorer.

Lastforutsetninger og lastfaktorer benyttet i påvisning av kapasitet til flytebrygge				
Basissituasjon	Kontroll	Laster	Lastfaktor egenvekt [γ_G]	Lastfaktor normal-/nyttelast [γ_Q]
EQU (A)	Oppdrift	Egenvekt	1,00	
		Normallast (0-200 kg/m ²)		1,00
		Nyttelast (500 kg/m ²)		1,00
EQU (A)	Ytre laster på flyter	Egenvekt	1,2 / 0,90	
		Normallast (0-200 kg/m ²)		1,5 / 1,05
		Nyttelast (500 kg/m ²)		1,05
		Fenderlast		1,5 / 1,05
		Pullertlast		1,5 * 1,2
		Strøm / bølger / vind		1,6
STR (B)	Konstruktiv kapasitet	Egenvekt	1,2 / 1,0	
		Normallast (0-200 kg/m ²)		1,5 / 1,05
		Nyttelast (500 kg/m ²)		1,05
		Fenderlast		1,5 / 1,05
		Punktlast		1,05

Tabell 1: Lastforutsetninger og lastfaktorer benyttet i dimensjoneringen

3 OPPDRIFTSBEREGNINGER

Det er i det følgende utført oppdriftsberegninger for flyteren. Det er vurdert oppdriftsegenskaper for tilfeller med og uten vekt av overbygning og for ulik belastning på overbygning.

Resultatene av oppdriftsberegningene angir størrelse på draft/fribord for den flytende betongpontongen. Positivt fortegn på fribord angir at vannstanden står under overkant betongpontong for vurdert belastning, og pontongens flyteevene vurderes som tilstrekkelig. Negativt fortegn på fribord angir vannstand over overkant av betongpontong og dermed en for høy belastning for flyteevenen til pontongen.

3.1 Lasttilfeller

For vurdering av oppdriftsegenskaper til flyteren benyttes karakteristiske verdier for lastene (bruksgrensetilstand). Dette motiveres av at en betraktning med dimensjonerende laster på flyteren for bestemmelse av ønsket oppdriftskapasitet vil overdimensjonere oppdriftskapasiteten. Som resultat at den faktiske beliggenheten til flyteren i vannet vil være høyere enn ønsket ved normal bruksbelastning.

Lasttilfeller for kontroll av oppdrift (karakteristiske laster)			
Nr.	Lasttilfelle	Kontroll	Vannstandsnivå
1.	Egenvekt flyter u/overbygning	<ul style="list-style-type: none"> Dypgående ferdigstilt betongpontong med EPS 	Vilkårlig
2.	Egenvekt flyter m/overbygning + nedre normal brukslast (0 kg/m ²)	<ul style="list-style-type: none"> Max. oppad helning landgang for ekstremvannstand høy 	Høyeste observerte vannstandsnivå
3.	Egenvekt flyter m/overbygning + nedre normal brukslast (0 kg/m ²)	<ul style="list-style-type: none"> Min. draft / Max. fribord Helning landgang universell utforming 	HAT
4.	Egenvekt flyter m/overbygning + normal brukslast (100 kg/m ²)	<ul style="list-style-type: none"> Dimensjoneringskriterium for fribordshøyde tredekke lik 1,72m 	Vilkårlig
5.	Egenvekt flyter m/overbygning + øvre normal brukslast (200 kg/m ²)	<ul style="list-style-type: none"> Max. draft / Min. fribord Helning landgang universell utforming 	LAT
6.	Egenvekt flyter m/overbygning + øvre normal brukslast (200 kg/m ²)	<ul style="list-style-type: none"> Max. nedad helning landgang for ekstremvannstand lav 	Laveste observerte vannstandsnivå
7.	Egenvekt flyter m/overbygning + nyttelast (500 kg/m ²)	<ul style="list-style-type: none"> Kontroll av draft for tilstrekkelig oppdriftskapasitet max. belastning 	Vilkårlig

Tabell 2: Lasttilfeller benyttet for kontroll av oppdrift

Lasttilfelle for nedre normal brukslast benyttes for vurdering av flyterens høyeste beliggenhet i vannet og betraktes for

Karakteristisk verdi av øvre normale brukslast (200 kg/m²) på flyteren benyttes som dimensjonerende tilfelle ved oppdriftsberegning/beregning av draft, som angitt i konkurransegrunnlag.

Alle de ovennevnte egen- og nyttelast er vurdert som karakteristiske laster og som dimensjonerende laster (hvor lastfaktorer er inkludert) for vurdering av sensitiviteten til flyterens oppdriftsevne.

3.2 Beregninger oppdriftskapasitet

Beregninger av egenvekt til flyteren er gjort for prosjektert volum av betong og hulrom/EPS. Det er forutsatt vannopptak i EPS lik 5 volumprosent. Vannopptaket i EPS er oppgitt av leverandør å skje raskt (over et par timer) og egenvekt av flyter uten vanninnhold i EPS-materialet vurderes ikke som et aktuelt lasttilfelle for oppdriftsberegningene. Dette tilfellet belyses imidlertid i sensitivitetsanalysen utført for ulikt vanninnhold i EPS-materialet, ref. kapittel 3.3.1.

Egenvekt av overbygg i tre og egenvekt av hver adkomstbru som føres til flyteren er bestemt og er inkludert som egenvekt av overbygning i oppdriftsberegningene.

Oppdriftsberegninger er utført for bestemmelse av fribord/draft for de aktuelle belastningstilfellene som angitt i tabell 2. I tillegg til vurderingen av vertikal oppdriftskapasitet er den metasentriske høyden for betongflyteren med aktuell belastning vurdert for hvert tilfelle for en evaluering av flyterens stabilitet.

Oppdriftsberegningene finnes som vedlegg A og resultatene fra fribordsberegningene er gjengitt i tabell 3.

Resultat fra fribordsberegninger - Karakteristisk last ($\gamma_G = 1,0$, $\gamma_Q = 1,0$)		
Nr.	Lastsituasjon	Fribord
1.	Egenvekt flyter u/overbygning	0,95 m
2. / 3.	Egenvekt m/overbygning + Nedre normal brukslast (0 kg/m ²)	0,70 m
4.	Egenvekt m/overbygning + Normal brukslast (100 kg/m ²)	0,60 m
5. / 6.	Egenvekt m/overbygning + Øvre normal brukslast (200 kg/m ²)	0,50 m
7.	Egenvekt m/overbygning + Nyttelast (500 kg/m ²)	0,19 m

Tabell 3: Fribordsberegning for vurderte lastsituasjoner

Lasttilfelle 1 er benyttet for en vurdering av flyterens beliggenhet i vannet i konstruksjonsfasen.

Lasttilfelle 2/3 angir flyterens høyeste beliggenhet i vannet i ferdigfase og benyttes i det videre for den geometriske utformingen av flyteren, overbygning og landganger.

Lasttilfelle 4 legges til grunn for fribordskrav. Målt fra overkant tredekke ned til vannstandsnivå er denne høyden angitt som 1,72m for landgangsfri ombordstigning til ferge. Det vil si at overbygning tre bygges opp $1,72m - 0,60m = 1,12m$ over o.k. betongpontong.

Lasttilfelle 5/6 angir flyterens laveste beliggenhet i vannet innenfor normalbelastning i ferdigfase og benyttes i det videre for den geometriske utformingen av flyteren, overbygning og landganger.

Lasttilfelle 7 angir fribordshøyden til betongflyteren for ekstremsituasjonen med full karakteristisk nyttelast. Fribordsberegningen viser flyterens tilstrekkelige kapasitet for denne belastningen. En videre vurdering av kritisk belastningsnivå og tilhørende utnyttelsesgrad for de vurderte lastene er utført i kapittel 3.3.2.

3.3 Sensitivitetsanalyse

3.3.1 Vanninnhold i EPS

EPS er et materiale med høy porøsitet. Ved permanent neddykking av EPS forventes hulrom i materialet fylt med vann raskt (i løpet av et par timer). Det er imidlertid knyttet noe usikkerhet til den faktiske volumprosenten vanninnhold som EPS tar til seg da denne oppgis noe ulikt fra forskjellige leverandører. Det forutsettes at EPS vil ha et vanninntak på opptil 5 volumprosent og dette er lagt til grunn i oppdriftsberegningene.

Motivasjonen for å velge den øvre terskelverdi for vannopptak er at ved et eventuelt redusert vannopptak i EPS-materialet vil den beregnede oppdriftskapasiteten være overestimert, med det resultat at flyteren vil ligge høyere i vannet enn beregnet. Dette ansees som et mer håndterbart avvik, ved at flyteren kan ballasteres ned til ønsket nivå, enn hva som er tilfellet dersom flyteren har underestimert oppdriftskapasitet og flyter for lavt i vannet.

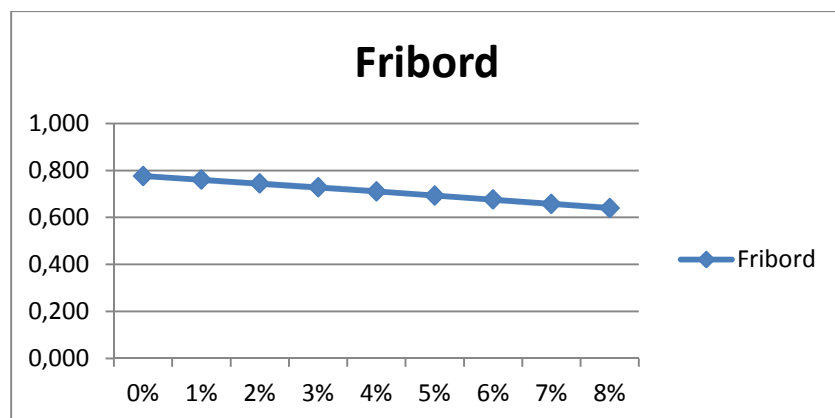
På bakgrunn av dette er det utført en sensitivitetsanalyse for variasjon i volumprosent vanninnhold i EPS-materialet. Den sammenliknede parameteren er fribordshøyden som angir flyterens relative beliggenhet i vannet. Det er i tillegg betraktet den totale vekten av vann som er tatt opp i EPS-materialet for hvert volumprosentnivå og den tilhørende vektprosenten av vannet sammenliknet med total egenvekt.

Sensitivitetsvurderingen er gjort for flyter belastet med karakteristiske verdier av egenvekt av overbygg og landganger; slik den er tiltenkt ferdig montert uten ytre belastning i bruksgrensetilstand.

Sensitivitetsanalysen finnes som vedlegg B. Tabell 4 gjengir resultatene, mens figur 3 illustrerer variasjonen over fribordshøyden som funksjon av volumprosent vanninnhold i EPS-materialet.

Sensitivitetsanalyse – Fribord vs. Vannopptak (%) i EPS				
Vannopptak	Fribord	Variasjon	Vekt vann i EPS	Vekt vann vs. Total vekt
0 %	0,776 m	0,066 m	0,00 kg	0,00 %
1 %	0,760 m	0,050 m	3155,11 kg	0,78 %
2 %	0,744 m	0,034 m	6366,62 kg	1,57 %
3 %	0,727 m	0,017 m	9639,83 kg	2,36 %
4 %	0,710 m	0,000 m	12972,96 kg	3,15 %
5 %	0,693 m	-0,017 m	16366,03 kg	3,94 %
6 %	0,675 m	-0,035 m	19829,60 kg	4,74 %
7 %	0,658 m	-0,053 m	23344,28 kg	5,53 %
8 %	0,639 m	-0,071 m	26947,10 kg	6,33 %

Tabell 4: Sensitivitetsanalyse - Fribord vs. Vannopptak (%) i EPS



Figur 1: Fribord som funksjon av volumprosent vannopptak i EPS

Som det sees er variasjonen i fribordshøyde som følge av volumprosent vanninnhold i EPS-materialet relativt beskjedne. Verdiene i kolonnen for variasjon er relative flyterens fribord beregnet for 4 %

vannopptak. Dette gir variasjon på +6,6cm / -7,1cm for variasjon i vannopptak 0-8 %, eller ca. 1,7cm variasjon i fribordshøyde per volumprosent vannopptak i EPS-materialet.

3.3.2 Kritisk lastnivå for flyterens oppdriftsevne

Det er vesentlig å ha et begrep om flyterens maksimale lastkapasitet (oppdriftskapasitet). Her menes den totale ytre last som kan virke vertikalt på flyteren før fribordshøyden ikke lenger er positiv.

En sensitivitetsanalyse av den maksimale lastkapasiteten vil gi sikkerhetsfaktorer for de aktuelle operasjonelle lastvirkningene på flyteren.

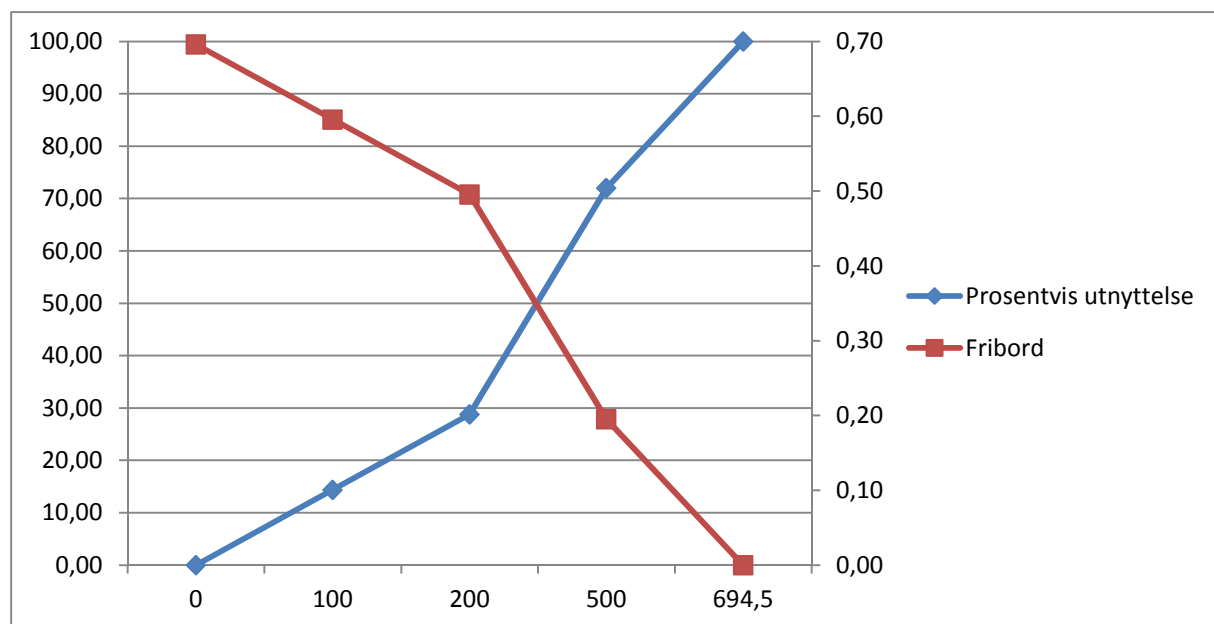
I denne sensitivitetsanalysen vurderes kun flyterens vertikale oppdriftskapasitet mot vertikal belastning. Eventuelle effekter fra bølger, vind eller skjevstilling av flyteren er ikke vurdert.

Sensitivitetsvurderingen gjøres i bruksgrensetilstanden (karakteristiske laster) og det betraktes jevnt fordelt last på flyteren inkludert egenvekt av overbygning og vekt tilført fra landganger.

Tabell 5 angir resultatene fra vurderingen av lastnivå mot fribord. Her angis i tillegg prosentvis utnyttelse av kritisk last for oppdriftskapasitet for hvert lasttilfelle. Figur 4 viser skjematisk endring i fribord og den prosentvise kapasitetsutnyttelsen som funksjon av belastningsnivå.

Sensitivitetsanalyse – Kritisk lastnivå og utnyttelse for betrakte lasttilfeller			
Lasttilfelle	Belastning	Fribord	Utnyttelse av kritisk last
Nedre normallast	0 kg/m ²	0,69 m	0,00 %
Normallast	100 kg/m ²	0,59 m	14,61 %
Øvre normallast	200 kg/m ²	0,49 m	29,22 %
Nyttelast	500 kg/m ²	0,19 m	73,05 %
Kritisk last	684,5 kg/m ²	0,00 m	100,00 %

Tabell 5: Sensitivitetsanalyse - Kritisk lastnivå og utnyttelse for betrakte lasttilfeller



Figur 2: Fribord og prosentvis kapasitetsutnyttelse som funksjon av belastningsnivå

De lasttilfellene som betraktes som normallasttilfeller på flyteren (0-200 kg/m²) er alle innenfor 30 % av den totale oppdriftskapasiteten.

Vertikal nyttelast på flyteren (500 kg/m²) er i utgangspunktet ikke satt som et designkriterium for oppdrift av flyteren. Karakteristisk nyttelast på flyteren gir en utnyttelse på ca. 72 % av oppdriftskapasiteten.

På bakgrunn av dette ansees flyteren å ha god sikkerhet mot overbelastning.

3.4 Vedlegg til kapittel 3

- Vedlegg A – Oppdriftsberegninger Flytebrygge
- Vedlegg B – Sensitivitetsbetraktning: Volumprosent vanninnhold i EPS-materiale
- Vedlegg C – Sensitivitetsbetraktninger: Kritisk lastnivå for oppdrift
- Vedlegg D – Stabilitetsvurdering ved skjevbelastning

4 BETONGDIMENSJONERING

4.1 Generelt

Ved dimensjonering av tilstrekkelig kapasitet for flyterens konstruktive komponenter (betong, stål, tre) utføres dette ved en bruddgrensebetrakning, og dimensjonerende størrelser for lastene benyttes.

For vurdering av egen- og nyttelast som dimensjonerende størrelser er benyttet følgende lastfaktorer, ref. tabell 1.

- Egenlast $\gamma_G = 1,2$
- Nyttelast $\gamma_Q = 1,5$
- Tilleggsfaktor pullertlast $\gamma_Q = 1,2$
- Nyttelast fra bølger, vind og strøm $\gamma_Q = 1,6$
- Kombinasjonsfaktor nyttelast $\varphi = 0,7$

4.2 Lastscenarier for kapasitetskontroll

Følgende lastscenarier er vurdert for dimensjonering og kontroll av betongflyteren. Diss er vedlagt som separate vedlegg.

- Betongpontongen dimensjoneres for global bølgepåkjenning, vedlegg E.
- Topp betongdekke dimensjoneres for overliggende laster, vedlegg F.
- Frontvegg/oppkant dimensjoneres for fenderlaster ved skipsanløp, vedlegg G.
- Vertikale vegger og bunnplate dimensjoneres for hydrostatiske lastvirkninger, vedlegg I.
- Bakvegg dimensjoneres for innfesting av forankringsstag, vedlegg I.
- Topp dekke/frontvegg dimensjoneres for opptak av pullertlaster, vedlegg J.
- Betongpontongen dimensjoneres for kranløft, vedlegg K.

4.3 Vedlegg til kapittel 4

- Vedlegg E – Dimensjonering av betongpontong under bølgepåkjenning
- Vedlegg F – Dimensjonering av betongpontong for overliggende laster
- Vedlegg G – Dimensjonering av betongpontong for opptak av fenderlast
- Vedlegg H – Dimensjonering av betongpontong under hydrostatisk trykk
- Vedlegg I – Dimensjonering av betongpontong for innfesting av forankringsstag
- Vedlegg J – Dimensjonering av betongpontong for opptak av pullertaster
- Vedlegg K – Dimensjonering av betongpontong for kranløft

5 STÅLDIMENSJONERING

5.1 Generelt

Prosjekteringen av flyteren innebærer dimensjonering av ståldetaljer for innfesting til fastbrygge og for løft av betongflyteren. Disse beregningene er utført i separate vedlegg.

5.2 Vedlegg til kapittel 5

- Vedlegg L – Dimensjonering av innfestingsplater
- Vedlegg M – Dimensjonering av løfteører for kranløft
- Vedlegg N – Dimensjonering av innfestingsstag

Vedlegg A

Oppdriftsberegninger Flytebrygge

Vedlegg A - Oppdriftsberegninger Flytebrygge, Rådhusbrygge 4 - Justering mot innmål draft

Ytre dimensjoner flyter	
Lengde	13,800
Bredde	13,800
Høyde	2,800
Topplekke	0,300
Ytre Vegger	0,250
Indre Vegger	0,250
Bunnplate	0,250

Betong	Lengde	Bredde	Høyde	X	Y	Z	Volum	Volum x X	Volum x Y	Volum x Z
Vegg 1	13,800	0,250	2,250	0,125	6,900	1,350	7,763	0,970	53,561	10,479
Vegg 2	13,800	0,250	2,250	6,900	13,675	1,350	7,763	53,561	106,192	10,479
Vegg 3	13,800	0,250	2,250	13,675	6,900	1,350	7,763	106,152	53,561	10,479
Vegg 4	13,800	0,250	2,250	6,900	0,125	1,350	7,763	53,561	0,970	10,479
Indre vegg 1	13,300	0,250	2,250	6,900	6,900	1,350	7,481	51,621	51,621	10,100
Indre vegg 2	13,300	0,250	2,250	6,900	6,900	1,350	7,481	51,621	51,621	10,100
Topplekke	13,800	13,800	0,300	6,900	6,900	2,600	57,132	394,211	394,211	148,543
Bunnplate	13,800	13,800	0,250	6,900	6,900	0,125	47,610	328,509	328,509	5,951
Utsparing 1	4,000	4,000	0,250	3,500	3,500	0,125	-4,000	-14,000	-14,000	-0,500
Utsparing 2	4,000	4,000	0,250	3,500	0,250	0,125	-4,000	-14,000	-14,000	-0,500
Utsparing 3	4,000	4,000	0,250	10,300	10,300	0,125	-4,000	-41,200	-41,200	-0,500
Utsparing 4	4,000	4,000	0,250	10,300	3,500	0,125	-4,000	-41,200	-14,000	-0,500
Hulrom 1	6,525	6,525	2,250	3,500	3,500	1,350	95,795	335,283	335,283	129,323
Hulrom 2	6,525	6,525	2,250	3,500	10,300	1,350	95,795	335,283	986,690	129,323
Hulrom 3	6,525	6,525	2,250	10,300	10,300	1,350	95,795	986,690	986,690	129,323
Hulrom 4	6,525	6,525	2,250	10,300	3,500	1,350	95,795	986,690	335,283	129,323

Tyngdepunktssenter kun betong	
Sum volum betong (m3)	134,75
Sum Volum x X	929,81
Sum Volum x Y	929,81
Sum Volum x Z	214,61
Beliggenhet X	6,90
Beliggenhet Y	6,90
Beliggenhet Z	1,59

Tyngdepunktssenter hulrom (EPS)	
Areal bunn hulrom (m2)	170,30
Sum volum hulrom (m3)	383,18
Sum Volum x X	2643,95
Sum Volum x Y	2643,95
Sum Volum x Z	517,29
Beliggenhet X	6,90
Beliggenhet Y	6,90
Beliggenhet Z	1,35

Egenvekt ferdigstilt flyter u/overbygning	
Tyngdetetthet betong (kg/m3)	2500,00
Egenvekt betong (kg)	336886,25
Tyngdetetthet EPS (kg/m3)	15,00
Egenvekt EPS (kg)	5747,71
Tyngdetetthet vann (kg/m3)	1035,00
Vannopptak i EPS (7,315%)	0,07315
Vannstand inne i flyter (m)	1,86
Volum vann i EPS (m3)	23,17
Egenvekt vann i EPS (kg)	23982,18
Egenvekt u/vann i EPS(kg)	342633,96
Egenvekt m/7,315% vann i EPS (kg)	366616,14

Draft/Fribord i dokk (7,315%vann i EPS)	
Vannspeil (m2)	190,44
Draft (m)	1,8600
Draft iterasjonsverdi	1,8600
Fribord (m)	0,94

Tilleggsbetong	Volum (m3)	Vekt (kg)	Areal (m2)	Tykkelse påslap (m)
Oppkant front	8,094	20235		
Konsoll bak	0,716	1790		
Ekstra betong bak	7,965	19912,5	15,93	0,5
Tot ekstra betong	16,775	41937,5		

Fribordskrav (m) 1,72
Beregnes for normal brukslast 100 kg/m2

Draft/Fribord i dokk (0%vann i EPS)	
Vannspeil (m2)	190,44
Draft (m)	1,7383
Draft iterasjonsverdi	1,7383
Fribord (m)	1,06

Egenvekt flyter (Nedre normal brukslast)	
<i>Nyttelast</i>	
Nedre normallast nytte (kg/m2)	0,00
Kar. Nedre normallast (kg)	0,00
Gj. høyde overbygning (m)	1,20
Tyngdepunkt normallast, Z (m)	4,00
<i>Egenvekt</i>	
Tyngdetetthet betong (kg/m3)	2500,00
Egenvekt betong (kg)	336886,25
Last fra overbygg tre (kg/m2)	120,00
Areal overbygg tre (m2)	160,00
Egenvekt overbygg tre (kg)	19200,00
Egenvekt fra bruer (kg)	1000,00
Tyngdetetthet EPS (kg/m3)	15,00
Egenvekt EPS (kg)	5747,71
"Tørn" egenvekt (kg)	404771,46
Tyngdetetthet vann (kg/m3)	1035,00
Vannopptak i EPS (7,315%)	0,07315
Vannstand inne i flyter (m)	1,93
Volum vann i EPS (m3)	24,04
Egenvekt vann i EPS (kg)	24882,16
Tyngdepunkt vann, Z (m)	1,21
"Våt" egenvekt (kg)	429653,62
Total kar. vekt (kg)	429653,62
Gz total (m)	1,52
Lastfaktor egen	1,20
Lastfaktor nytte	1,50
Dim. egenlast (kg)	515584,34
Dim. nedre normallast (kg)	0,00
Total dim. egenvekt (kg)	515584,34

Draft / Fribord (kar. egenvekt)	
Vannspeil (m2)	190,44
Draft (d)	2,1798
Draft (iterasjonsverdi)	2,1798
Fribord (m)	0,62

Metasentrisk høyde GM	
Tyngdepunkt flyter, Gz (m)	1,52
Oppdriftssenter, Bz (m)	1,09
Neddykket volum (m3)	415,12
2. arealmoment vannspeil (m4)	36267,39
BM (m)	87,37
GM = BM + Bz - Gz	86,94

Normal brukslast på flyter (100 kg/m2)	
<i>Nyttelast</i>	
Normallast nytte (kg/m2)	100,00
Kar. normallast (kg)	19044,00
Gj. høyde overbygning	1,20
Tyngdepunkt normallast, Z (m)	4,00
<i>Egenvekt</i>	
Tyngdetetthet betong (kg/m3)	2500,00
Egenvekt betong (kg)	336886,25
Last fra overbygg tre (kg/m2)	120,00
Areal overbygg tre (m2)	160,00
Egenvekt overbygg tre (kg)	19200,00
Egenvekt fra bruer (kg)	1000,00
Tyngdetetthet EPS (kg/m3)	15,00
Egenvekt EPS (kg)	5747,71
"Tørn" egenvekt (kg)	404771,46
Tyngdetetthet vann (kg/m3)	1035,00
Vannopptak i EPS (7,315%)	0,07315
Vannstand inne i flyter (m)	2,03
Volum vann i EPS (kg)	25,33
Egenvekt vann i EPS (kg)	26215,36
Tyngdepunkt vann, Z (m)	1,27
"Våt" egenvekt (kg)	430986,82
Total kar. vekt ink. last (kg)	450030,82
Gz total (m)	1,63
Lastfaktor egen	1,20
Lastfaktor nytte	1,50
Dim. egenlast (kg)	517184,18
Dim. normallast (kg)	28566,00
Total dim. vekt m/normallast (kg)	545750,18

Draft / Fribord (ink. kar. normallast)	
Vannspeil (m2)	190,44
Draft (d)	2,2832
Draft (iterasjonsverdi)	2,2832
Fribord (m)	0,52

Metasentrisk høyde GM	
Tyngdepunkt flyter, Gz (m)	1,63
Oppdriftssenter, Bz (m)	1,14
Neddykket volum (m3)	434,81
2. arealmoment vannspeil (m4)	36267,39
BM (m)	83,41
GM = BM + Bz - Gz	82,93

Øvre normal brukslast på flyter (200 kg/m2)	
<i>Nyttelast</i>	
Normallast nytte (kg/m2)	200,00
Kar. normallast (kg)	38088,00
Gj. høyde overbygning	1,20
Tyngdepunkt normallast, Z (m)	4,00
<i>Egenvekt</i>	
Tyngdetetthet betong (kg/m3)	2500,00
Egenvekt betong (kg)	336886,25
Last fra overbygg tre (kg/m2)	120,00
Areal overbygg tre (m2)	160,00
Egenvekt overbygg tre (kg)	19200,00
Egenvekt fra bruer (kg)	1000,00
Tyngdetetthet EPS (kg/m3)	15,00
Egenvekt EPS (kg)	5747,71
"Tørn" egenvekt (kg)	404771,46
Tyngdetetthet vann (kg/m3)	1035,00
Vannopptak i EPS (7,315%)	0,07315
Vannstand inne i flyter (m)	2,14
Volum vann i EPS (kg)	26,62
Egenvekt vann i EPS (kg)	27548,56
Tyngdepunkt vann, Z (m)	1,32
"Våt" egenvekt (kg)	432320,02
Total kar. vekt ink. last (kg)	470408,02
Gz total (m)	1,72
Lastfaktor egen	1,20
Lastfaktor nytte	1,50
Dim. egenlast (kg)	518784,03
Dim. normallast (kg)	57132,00
Total dim. vekt m/normallast (kg)	575916,03

Draft / Fribord (ink. kar. normallast)	
Vannspeil (m2)	190,44
Draft (d)	2,3866
Draft (iterasjonsverdi)	2,3866
Fribord (m)	0,41

Metasentrisk høyde GM	
Tyngdepunkt flyter, Gz (m)	1,72
Oppdriftssenter, Bz (m)	1,19
Neddykket volum (m3)	454,50
2. arealmoment vannspeil (m4)	36267,39
BM (m)	79,80
GM = BM + Bz - Gz	79,27

Nyttelast på flyter (500 kg/m2)	
<i>Nyttelast</i>	
Normallast nytte (kg/m2)	500,00
Kar. normallast (kg)	95220,00
Gj. høyde overbygning	1,20
Tyngdepunkt normallast, Z (m)	4,00
<i>Egenvekt</i>	
Tyngdetetthet betong (kg/m3)	2500,00
Egenvekt betong (kg)	336886,25
Last fra overbygg tre (kg/m2)	120,00
Areal overbygg tre (m2)	160,00
Egenvekt overbygg tre (kg)	19200,00
Egenvekt fra bruer (kg)	1000,00
Tyngdetetthet EPS (kg/m3)	15,00
Egenvekt EPS (kg)	5747,71
"Tørn" egenvekt (kg)	404771,46
Tyngdetetthet vann (kg/m3)	1035,00
Vannopptak i EPS (7,315%)	0,05000
Vannstand inne i flyter (m)	2,39
Volum vann i EPS (kg)	20,38
Egenvekt vann i EPS (kg)	21096,05
Tyngdepunkt vann, Z (m)	1,45
"Våt" egenvekt (kg)	425867,51
Total kar. vekt ink. last (kg)	521087,51
Gz total (m)	1,98
Lastfaktor egen	1,20
Lastfaktor nytte	1,50
Dim. egenlast (kg)	511041,01
Dim. normallast (kg)	142830,00
Total dim. vekt m/nyttelast (kg)	653871,01

Draft / Fribord (ink. kar. nyttelast)	
Vannspeil (m2)	190,44
Draft (d)	2,6437
Draft iterasjonsverdi	2,6437
Fribord (m)	0,16

Metasentrisk høyde GM	
Tyngdepunkt flyter, Gz (m)	1,98
Oppdriftssenter, Bz (m)	1,32
Neddykket volum (m3)	503,47
2. arealmoment vannspeil (m4)	36267,39
BM (m)	72,04
GM = BM + Bz - Gz	71,37

Vedlegg B

Sensitivitetsbetraktning Volumprosent vanninnhold i EPS-materialet

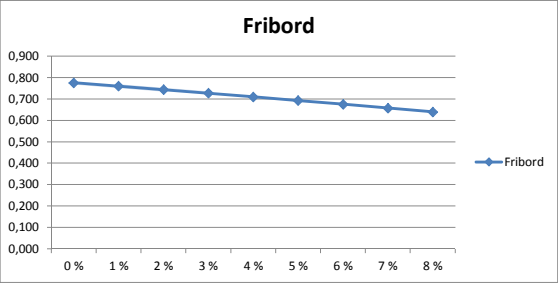
Vedlegg B - Oppdriftsberegninger Flytebrygge, Rådhusbrygge 4 - Sensitivitetsbetraktning volumprosent vanninnhold							
Ytre dimensjoner flyter		Tilleggsbetong	Volum (m3)	Vekt (kg)	Areal (m2)	Tykkelse påstøp (m)	
Lengde	13,800						
Bredde	13,800						
Høyde	2,800						
Topplekke	0,300						
Ytre Vegger	0,250						
Indre Vegger	0,250						
Bunnplate	0,250						

Betong	Lengde	Bredde	Høyde	X	Y	Z	Volum	Volum x X	Volum x Y	Volum x Z
Vegg 1	13,800	0,250	2,250	0,125	6,900	1,350	7,763	0,970	53,561	10,479
Vegg 2	13,800	0,250	2,250	6,900	13,675	1,350	7,763	53,561	106,152	10,479
Vegg 3	13,800	0,250	2,250	13,675	6,900	1,350	7,763	106,152	53,561	10,479
Vegg 4	13,800	0,250	2,250	6,900	0,125	1,350	7,763	53,561	0,970	10,479
Indre vegg 1	13,300	0,250	2,250	6,900	6,900	1,350	7,481	51,621	51,621	10,100
Indre vegg 2	13,300	0,250	2,250	6,900	6,900	1,350	7,481	51,621	51,621	10,100
Topplekke	13,800	13,800	0,300	6,900	6,900	2,600	57,132	394,211	394,211	148,543
Bunnplate	13,800	13,800	0,250	6,900	6,900	0,125	47,610	328,509	328,509	5,951
Utsparing 1	4,000	4,000	0,250	3,500	3,500	0,125	-4,000	-14,000	-14,000	-0,500
Utsparing 2	4,000	4,000	0,250	3,500	10,300	0,125	-4,000	-14,000	-41,200	-0,500
Utsparing 3	4,000	4,000	0,250	10,300	10,300	0,125	-4,000	-41,200	-41,200	-0,500
Utsparing 4	4,000	4,000	0,250	10,300	3,500	0,125	-4,000	-41,200	-14,000	-0,500
Hulrom 1	6,525	6,525	2,250	3,500	3,500	1,350	95,795	335,283	335,283	129,323
Hulrom 2	6,525	6,525	2,250	3,500	10,300	1,350	95,795	335,283	986,690	129,323
Hulrom 3	6,525	6,525	2,250	10,300	10,300	1,350	95,795	986,690	986,690	129,323
Hulrom 4	6,525	6,525	2,250	10,300	3,500	1,350	95,795	986,690	335,283	129,323

Tyngdepunktssenter kun betong	
Sum volum betong (m3)	134,75
Sum Volum x X	971,01
Sum Volum x Y	943,81
Sum Volum x Z	215,11
Beliggenhet X	7,21
Beliggenhet Y	7,00
Beliggenhet Z	1,60

Fribord vs vannopptak (%) i EPS				
Vannopptak	Fribord (m)	Variasjon (m)	Vekt vann (kg)	Vekt% vann vs. total
0 %	0,776	0,066	0,00	0,00
1 %	0,760	0,050	3155,11	0,78
2 %	0,744	0,034	6366,62	1,57
3 %	0,727	0,017	9639,83	2,36
4 %	0,710	0,000	12972,96	3,15
5 %	0,693	-0,017	16366,03	3,94
6 %	0,675	-0,035	19829,60	4,74
7 %	0,658	-0,053	23344,28	5,53
8 %	0,639	-0,071	26947,10	6,33

Tyngdepunktssenter hulrom (EPS)	
Areal bunn hulrom (m2)	170,30
Sum volum hulrom (m3)	383,18
Sum Volum x X	1616,06
Sum Volum x Y	2294,66
Sum Volum x Z	387,47
Beliggenhet X	4,22
Beliggenhet Y	5,99
Beliggenhet Z	1,01



Egenvekt flyter 0% vannopptak i EPS	
Nyttelast	
Nedre normallast nytte (kg/m2)	0,00
Kar. Nedre normallast (kg)	0,00
Gj. høyde overbygning (m)	1,12
Tyngdepunkt normallast, Z (m)	3,92
Egenvekt	
Tyngdetetthet betong (kg/m3)	2500,00
Egenvekt betong (kg)	336886,25
Last fra overbygg tre (kg/m2)	120,00
Areal overbygg tre (m2)	160,00
Egenvekt overbygg tre (kg)	19200,00
Egenvekt fra bruer (kg)	2000,00
Tyngdetetthet EPS (kg/m3)	15,00
Egenvekt EPS (kg)	5747,71
"Tørr" egenvekt (kg)	398923,96
Tyngdetetthet vann (kg/m3)	1035,00
Vannopptak i EPS (0%)	0,00
Vannstand inne i flyter (m)	1,77
Volum vann i EPS (m3)	0,00
Egenvekt vann i EPS (kg)	0,00
Tyngdepunkt vann, Z (m)	1,14
"Våt" egenvekt (kg)	398923,96
Total kar. vekt (kg)	398923,96

Draft / Fribord (kar. egenvekt)	
Vannspeil (m2)	190,44
Draft (d)	2,024
Draft (iterasjonsverdi)	2,024
Fribord	0,776

Egenvekt flyter 1% vannopptak i EPS	
Nyttelast	
Nedre normallast nytte (kg/m2)	0,00
Kar. Nedre normallast (kg)	0,00
Gj. høyde overbygning (m)	1,12
Tyngdepunkt normallast, Z (m)	3,92
Egenvekt	
Tyngdetetthet betong (kg/m3)	2500,00
Egenvekt betong (kg)	336886,25
Last fra overbygg tre (kg/m2)	120,00
Areal overbygg tre (m2)	160,00
Egenvekt overbygg tre (kg)	19200,00
Egenvekt fra bruer (kg)	2000,00
Tyngdetetthet EPS (kg/m3)	15,00
Egenvekt EPS (kg)	5747,71
"Tørr" egenvekt (kg)	398923,96
Tyngdetetthet vann (kg/m3)	1035,00
Vannopptak i EPS (1%)	0,01
Vannstand inne i flyter (m)	1,79
Volum vann i EPS (m3)	3,05
Egenvekt vann i EPS (kg)	3155,11
Tyngdepunkt vann, Z (m)	1,15
"Våt" egenvekt (kg)	402079,07
Total kar. vekt (kg)	402079,07

Draft / Fribord (kar. egenvekt)	
Vannspeil (m2)	190,44
Draft (d)	2,040
Draft (iterasjonsverdi)	2,040
Fribord	0,760

Egenvekt flyter 2% vannopptak i EPS	
Nyttelast	
Nedre normallast nytte (kg/m2)	0,00
Kar. Nedre normallast (kg)	0,00
Gj. høyde overbygning (m)	1,12
Tyngdepunkt normallast, Z (m)	3,92
Egenvekt	
Tyngdetetthet betong (kg/m3)	2500,00
Egenvekt betong (kg)	336886,25
Last fra overbygg tre (kg/m2)	120,00
Areal overbygg tre (m2)	160,00
Egenvekt overbygg tre (kg)	19200,00
Egenvekt fra bruer (kg)	2000,00
Tyngdetetthet EPS (kg/m3)	15,00
Egenvekt EPS (kg)	5747,71
"Tørr" egenvekt (kg)	398923,96
Tyngdetetthet vann (kg/m3)	1035,00
Vannopptak i EPS (2%)	0,02
Vannstand inne i flyter (m)	1,81
Volum vann i EPS (m3)	6,15
Egenvekt vann i EPS (kg)	6366,62
Tyngdepunkt vann, Z (m)	1,15
"Våt" egenvekt (kg)	405290,58
Total kar. vekt (kg)	405290,58

Draft / Fribord (kar. egenvekt)	
Vannspeil (m2)	190,44
Draft (d)	2,056
Draft (iterasjonsverdi)	2,056
Fribord	0,744

Egenvekt flyter 3% vannopptak i EPS	
<i>Nyttelast</i>	
Nedre normallast nytte (kg/m2)	0,00
Kar. Nedre normallast (kg)	0,00
Gj. høyde overbygning (m)	1,12
Tyngdepunkt normallast, Z (m)	3,92
<i>Egenvekt</i>	
Tyngdetetthet betong (kg/m3)	2500,00
Egenvekt betong (kg)	336886,25
Last fra overbygg tre (kg/m2)	120,00
Areal overbygg tre (m2)	160,00
Egenvekt overbygg tre (kg)	19200,00
Egenvekt fra bruer (kg)	2000,00
Tyngdetetthet EPS (kg/m3)	15,00
Egenvekt EPS (kg)	5747,71
"Tørr" egenvekt (kg)	398923,96
Tyngdetetthet vann (kg/m3)	1035,00
Vannopptak i EPS (3%)	0,03
Vannstand inne i flyter (m)	1,82
Volum vann i EPS (m3)	9,31
Egenvekt vann i EPS (kg)	9639,83
Tyngdepunkt vann, Z (m)	1,16
"Våt" egenvekt (kg)	408563,79
Total kar. vekt (kg)	408563,79

Draft / Fribord (kar. egenvekt)	
Vannspeil (m2)	190,44
Draft (d)	2,073
Draft (iterasjonsverdi)	2,073
Fribord	0,727

Egenvekt flyter 6% vannopptak i EPS	
<i>Nyttelast</i>	
Nedre normallast nytte (kg/m2)	0,00
Kar. Nedre normallast (kg)	0,00
Gj. høyde overbygning (m)	1,12
Tyngdepunkt normallast, Z (m)	3,92
<i>Egenvekt</i>	
Tyngdetetthet betong (kg/m3)	2500,00
Egenvekt betong (kg)	336886,25
Last fra overbygg tre (kg/m2)	120,00
Areal overbygg tre (m2)	160,00
Egenvekt overbygg tre (kg)	19200,00
Egenvekt fra bruer (kg)	2000,00
Tyngdetetthet EPS (kg/m3)	15,00
Egenvekt EPS (kg)	5747,71
"Tørr" egenvekt (kg)	398923,96
Tyngdetetthet vann (kg/m3)	1035,00
Vannopptak i EPS (6%)	0,06
Vannstand inne i flyter (m)	1,88
Volum vann i EPS (m3)	19,16
Egenvekt vann i EPS (kg)	19829,60
Tyngdepunkt vann, Z (m)	1,19
"Våt" egenvekt (kg)	418753,56
Total kar. vekt (kg)	418753,56

Draft / Fribord (kar. egenvekt)	
Vannspeil (m2)	190,44
Draft (d)	2,125
Draft (iterasjonsverdi)	2,125
Fribord	0,675

Egenvekt flyter 4 % vannopptak i EPS	
<i>Nyttelast</i>	
Nedre normallast nytte (kg/m2)	0,00
Kar. Nedre normallast (kg)	0,00
Gj. høyde overbygning (m)	1,12
Tyngdepunkt normallast, Z (m)	3,92
<i>Egenvekt</i>	
Tyngdetetthet betong (kg/m3)	2500,00
Egenvekt betong (kg)	336886,25
Last fra overbygg tre (kg/m2)	120,00
Areal overbygg tre (m2)	160,00
Egenvekt overbygg tre (kg)	19200,00
Egenvekt fra bruer (kg)	2000,00
Tyngdetetthet EPS (kg/m3)	15,00
Egenvekt EPS (kg)	5747,71
"Tørr" egenvekt (kg)	398923,96
Tyngdetetthet vann (kg/m3)	1035,00
Vannopptak i EPS (4%)	0,04
Vannstand inne i flyter (m)	1,84
Volum vann i EPS (m3)	12,53
Egenvekt vann i EPS (kg)	12972,96
Tyngdepunkt vann, Z (m)	1,17
"Våt" egenvekt (kg)	411896,92
Total kar. vekt (kg)	411896,92

Draft / Fribord (kar. egenvekt)	
Vannspeil (m2)	190,44
Draft (d)	2,090
Draft (iterasjonsverdi)	2,090
Fribord	0,710

Egenvekt flyter 7% vannopptak i EPS	
<i>Nyttelast</i>	
Nedre normallast nytte (kg/m2)	0,00
Kar. Nedre normallast (kg)	0,00
Gj. høyde overbygning (m)	1,12
Tyngdepunkt normallast, Z (m)	3,92
<i>Egenvekt</i>	
Tyngdetetthet betong (kg/m3)	2500,00
Egenvekt betong (kg)	336886,25
Last fra overbygg tre (kg/m2)	120,00
Areal overbygg tre (m2)	160,00
Egenvekt overbygg tre (kg)	19200,00
Egenvekt fra bruer (kg)	2000,00
Tyngdetetthet EPS (kg/m3)	15,00
Egenvekt EPS (kg)	5747,71
"Tørr" egenvekt (kg)	398923,96
Tyngdetetthet vann (kg/m3)	1035,00
Vannopptak i EPS (7%)	0,07
Vannstand inne i flyter (m)	1,89
Volum vann i EPS (m3)	22,55
Egenvekt vann i EPS (kg)	23344,28
Tyngdepunkt vann, Z (m)	1,20
"Våt" egenvekt (kg)	422268,24
Total kar. vekt (kg)	422268,24

Draft / Fribord (kar. egenvekt)	
Vannspeil (m2)	190,44
Draft (d)	2,142
Draft (iterasjonsverdi)	2,142
Fribord	0,658

Egenvekt flyter 5% vannopptak i EPS	
<i>Nyttelast</i>	
Nedre normallast nytte (kg/m2)	0,00
Kar. Nedre normallast (kg)	0,00
Gj. høyde overbygning (m)	1,12
Tyngdepunkt normallast, Z (m)	3,92
<i>Egenvekt</i>	
Tyngdetetthet betong (kg/m3)	2500,00
Egenvekt betong (kg)	336886,25
Last fra overbygg tre (kg/m2)	120,00
Areal overbygg tre (m2)	160,00
Egenvekt overbygg tre (kg)	19200,00
Egenvekt fra bruer (kg)	2000,00
Tyngdetetthet EPS (kg/m3)	15,00
Egenvekt EPS (kg)	5747,71
"Tørr" egenvekt (kg)	398923,96
Tyngdetetthet vann (kg/m3)	1035,00
Vannopptak i EPS (5%)	0,05
Vannstand inne i flyter (m)	1,86
Volum vann i EPS (m3)	15,81
Egenvekt vann i EPS (kg)	16366,03
Tyngdepunkt vann, Z (m)	1,18
"Våt" egenvekt (kg)	415289,99
Total kar. vekt (kg)	415289,99

Draft / Fribord (kar. egenvekt)	
Vannspeil (m2)	190,44
Draft (d)	2,107
Draft (iterasjonsverdi)	2,107
Fribord	0,693

Egenvekt flyter 8% vannopptak i EPS	
<i>Nyttelast</i>	
Nedre normallast nytte (kg/m2)	0,00
Kar. Nedre normallast (kg)	0,00
Gj. høyde overbygning (m)	1,12
Tyngdepunkt normallast, Z (m)	3,92
<i>Egenvekt</i>	
Tyngdetetthet betong (kg/m3)	2500,00
Egenvekt betong (kg)	336886,25
Last fra overbygg tre (kg/m2)	120,00
Areal overbygg tre (m2)	160,00
Egenvekt overbygg tre (kg)	19200,00
Egenvekt fra bruer (kg)	2000,00
Tyngdetetthet EPS (kg/m3)	15,00
Egenvekt EPS (kg)	5747,71
"Tørr" egenvekt (kg)	398923,96
Tyngdetetthet vann (kg/m3)	1035,00
Vannopptak i EPS (8%)	0,08
Vannstand inne i flyter (m)	1,91
Volum vann i EPS (m3)	26,04
Egenvekt vann i EPS (kg)	26947,10
Tyngdepunkt vann, Z (m)	1,21
"Våt" egenvekt (kg)	425871,06
Total kar. vekt (kg)	425871,06

Draft / Fribord (kar. egenvekt)	
Vannspeil (m2)	190,44
Draft (d)	2,161
Draft (iterasjonsverdi)	2,161
Fribord	0,639

Vedlegg C

Sensitivitetsbetraktning Kritisk lastnivå for oppdrift

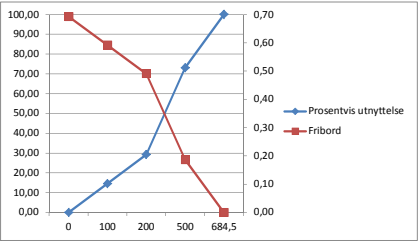
Vedlegg C - Oppdriftsberegninger Flytebrygge, Rådhusbrygge 4 - Sensitivitetsbetraktning kritisk lastnivå for oppdrift					
Ytre dimensjoner flyter		Tilleggsbetong	Volum (m3)	Vekt (kg)	Tykkelse påstøp (m)
Lengde	13,800	Oppkant front	7,018	17545	
Bredde	13,800	Konsoll bak	0,716	1790	
Høyde	2,800	Ekstra betong bak	6,302	15755	16,25
Toppløkke	0,300				0,39
Ytre Vegger	0,250				
Indre Vegger	0,250				
Bunnplate	0,250				
		Tot ekstra betong	14,036	35090	

Betong	Lengde	Bredde	Høyde	X	Y	Z	Volum	Volum x X	Volum x Y	Volum x Z
Vegg 1	13,800	0,250	2,250	0,125	6,900	1,350	7,763	0,970	53,561	10,479
Vegg 2	13,800	0,250	2,250	6,900	13,675	1,350	7,763	53,561	106,152	10,479
Vegg 3	13,800	0,250	2,250	13,675	6,900	1,350	7,763	106,152	53,561	10,479
Vegg 4	13,800	0,250	2,250	6,900	0,125	1,350	7,763	53,561	0,970	10,479
Indre vegg 1	13,300	0,250	2,250	6,900	6,900	1,350	7,481	51,621	51,621	10,100
Indre vegg 2	13,300	0,250	2,250	6,900	6,900	1,350	7,481	51,621	51,621	10,100
Toppløkke	13,800	13,800	0,300	6,900	6,900	2,600	57,132	394,211	394,211	148,543
Bunnplate	13,800	13,800	0,250	6,900	6,900	0,125	47,610	328,509	328,509	5,951
Utsparing 1	4,000	4,000	0,250	3,500	3,500	0,125	-4,000	-14,000	-14,000	-0,500
Utsparing 2	4,000	4,000	0,250	3,500	10,300	0,125	-4,000	-14,000	-41,200	-0,500
Utsparing 3	4,000	4,000	0,250	10,300	10,300	0,125	-4,000	-41,200	-41,200	-0,500
Utsparing 4	4,000	4,000	0,250	10,300	3,500	0,125	-4,000	-41,200	-14,000	-0,500
Hulrom 1	6,525	6,525	2,250	3,500	3,500	1,350	95,795	335,283	335,283	129,323
Hulrom 2	6,525	6,525	2,250	3,500	10,300	1,350	95,795	335,283	986,690	129,323
Hulrom 3	6,525	6,525	2,250	10,300	10,300	1,350	95,795	986,690	986,690	129,323
Hulrom 4	6,525	6,525	2,250	10,300	3,500	1,350	95,795	986,690	335,283	129,323

Tyngdepunktsenter kun betong	
Sum volum betong (m3)	134,75
Sum Volum x X	971,01
Sum Volum x Y	943,81
Sum Volum x Z	215,11
Beliggenhet X	7,21
Beliggenhet Y	7,00
Beliggenhet Z	1,60

Tyngdepunktsenter hulrom (EPS)	
Areal bunn hulrom (m2)	170,30
Sum volum hulrom (m3)	383,18
Sum Volum x X	1616,06
Sum Volum x Y	2294,66
Sum Volum x Z	387,47
Beliggenhet X	4,22
Beliggenhet Y	5,99
Beliggenhet Z	1,01

Vurdering av kritisk last for flyter m/overbygning			
Last	Belasting (kg/m2)	Fribord	Prosent av kritisk last
Nedre normallast	0	0,69	0,00
Normallast	100	0,59	14,61
Øvre normallast	200	0,49	29,22
Nyttelast	500	0,19	73,05
Kritisk last	684,5	0,00	100,00



Egenvekt flyter m/nedre normallast (0 kg/m2)	
Nyttelast	
Nedre normallast nytte (kg/m2)	0,00
Kar. Nedre normallast (kg)	0,00
Gj. høyde overbygning (m)	1,12
Tyngdepunkt normallast, Z (m)	3,92
Egenvekt	
Tyngdetetthet betong (kg/m3)	2500,00
Egenvekt betong (kg)	336886,25
Last fra overbygg tre (kg/m2)	120,00
Areal overbygg tre (m2)	160,00
Egenvekt overbygg tre (kg)	19200,00
Egenvekt fra bruer (kg)	2000,00
Tyngdetetthet EPS (kg/m3)	15,00
Egenvekt EPS (kg)	5747,71
"Tørr" egenvekt (kg)	398923,96
Tyngdetetthet vann (kg/m3)	1035,00
Vannopptak i EPS (4%)	0,05
Vannstand inne i flyter (m)	1,86
Volum vann i EPS (m3)	15,85
Egenvekt vann i EPS (kg)	16403,04
Tyngdepunkt vann, Z (m)	1,18
"Våt" egenvekt (kg)	415327,00
Total kar. vekt (kg)	415327,00

Draft / Fribord (kar. egenvekt)	
Vannspeil (m2)	190,44
Draft (d)	2,1071
Draft (iterasjonsverdi)	2,1112
Fribord	0,69

Egenvekt flyter m/normallast (100 kg/m2)	
Nyttelast	
Nedre normallast nytte (kg/m2)	100,00
Kar. Nedre normallast (kg)	19044,00
Gj. høyde overbygning (m)	1,12
Tyngdepunkt normallast, Z (m)	3,92
Egenvekt	
Tyngdetetthet betong (kg/m3)	2500,00
Egenvekt betong (kg)	336886,25
Last fra overbygg tre (kg/m2)	120,00
Areal overbygg tre (m2)	160,00
Egenvekt overbygg tre (kg)	19200,00
Egenvekt fra bruer (kg)	2000,00
Tyngdetetthet EPS (kg/m3)	15,00
Egenvekt EPS (kg)	5747,71
"Tørr" egenvekt (kg)	398923,96
Tyngdetetthet vann (kg/m3)	1035,00
Vannopptak i EPS (4%)	0,05
Vannstand inne i flyter (m)	1,96
Volum vann i EPS (m3)	16,71
Egenvekt vann i EPS (kg)	17294,05
Tyngdepunkt vann, Z (m)	1,23
"Våt" egenvekt (kg)	416218,01
Total kar. vekt (kg)	435262,01

Draft / Fribord (kar. egenvekt)	
Vannspeil (m2)	190,44
Draft (d)	2,2083
Draft (iterasjonsverdi)	2,2123
Fribord	0,59

Egenvekt flyter m/øvre normallast (200 kg/m2)	
Nyttelast	
Nedre normallast nytte (kg/m2)	200,00
Kar. Nedre normallast (kg)	38088,00
Gj. høyde overbygning (m)	1,12
Tyngdepunkt normallast, Z (m)	3,92
Egenvekt	
Tyngdetetthet betong (kg/m3)	2500,00
Egenvekt betong (kg)	336886,25
Last fra overbygg tre (kg/m2)	120,00
Areal overbygg tre (m2)	160,00
Egenvekt overbygg tre (kg)	19200,00
Egenvekt fra bruer (kg)	2000,00
Tyngdetetthet EPS (kg/m3)	15,00
Egenvekt EPS (kg)	5747,71
"Tørr" egenvekt (kg)	398923,96
Tyngdetetthet vann (kg/m3)	1035,00
Vannopptak i EPS (2%)	0,05
Vannstand inne i flyter (m)	2,06
Volum vann i EPS (m3)	17,57
Egenvekt vann i EPS (kg)	18185,94
Tyngdepunkt vann, Z (m)	1,28
"Våt" egenvekt (kg)	417109,90
Total kar. vekt (kg)	455197,90

Draft / Fribord (kar. egenvekt)	
Vannspeil (m2)	190,44
Draft (d)	2,3094
Draft (iterasjonsverdi)	2,3135
Fribord	0,49

Egenvekt flyter m/nyttelast (500 kg/m2)	
<i>Nyttelast</i>	
Nedre normallast nytte (kg/m2)	500,00
Kar- Nedre normallast (kg)	95220,00
Gj. høyde overbygning (m)	1,12
Tyngdepunkt normallast, Z (m)	3,92
<i>Egenvekt</i>	
Tyngdetetthet betong (kg/m3)	2500,00
Egenvekt betong (kg)	336886,25
Last fra overbygg tre (kg/m2)	120,00
Areal overbygg tre (m2)	160,00
Egenvekt overbygg tre (kg)	19200,00
Egenvekt fra bruer (kg)	2000,00
Tyngdetetthet EPS (kg/m3)	15,00
Egenvekt EPS (kg)	5747,71
"Tørr" egenvekt (kg)	398923,96
Tyngdetetthet vann (kg/m3)	1035,00
Vannopptak i EPS (4%)	0,05
Vannstand inne i flyter (m)	2,37
Volum vann i EPS (m3)	20,15
Egenvekt vann i EPS (kg)	20859,86
Tyngdepunkt vann, Z (m)	1,43
"Våt" egenvekt (kg)	419783,81
Total kar. vekt (kg)	515003,81

Draft / Fribord (kar. egenvekt)	
Vannspeil (m2)	190,44
Draft (d)	2,6128
Draft (iterasjonsverdi)	2,6169
Fribord	0,19

Egenvekt flyter m/kritisk last	
<i>Nyttelast</i>	
Nedre normallast nytte (kg/m2)	684,50
Kar- Nedre normallast (kg)	130356,18
Gj. høyde overbygning (m)	1,12
Tyngdepunkt normallast, Z (m)	3,92
<i>Egenvekt</i>	
Tyngdetetthet betong (kg/m3)	2500,00
Egenvekt betong (kg)	336886,25
Last fra overbygg tre (kg/m2)	120,00
Areal overbygg tre (m2)	160,00
Egenvekt overbygg tre (kg)	19200,00
Egenvekt fra bruer (kg)	2000,00
Tyngdetetthet EPS (kg/m3)	15,00
Egenvekt EPS (kg)	5747,71
"Tørr" egenvekt (kg)	398923,96
Tyngdetetthet vann (kg/m3)	1035,00
Vannopptak i EPS (4%)	0,05
Vannstand inne i flyter (m)	2,56
Volum vann i EPS (m3)	21,83
Egenvekt vann i EPS (kg)	22593,40
Tyngdepunkt vann, Z (m)	1,53
"Våt" egenvekt (kg)	421517,36
Total kar. vekt (kg)	551873,54

Draft / Fribord (kar. egenvekt)	
Vannspeil (m2)	190,44
Draft (d)	2,7999
Draft (iterasjonsverdi)	2,8136
Fribord	0,0001

Vedlegg D

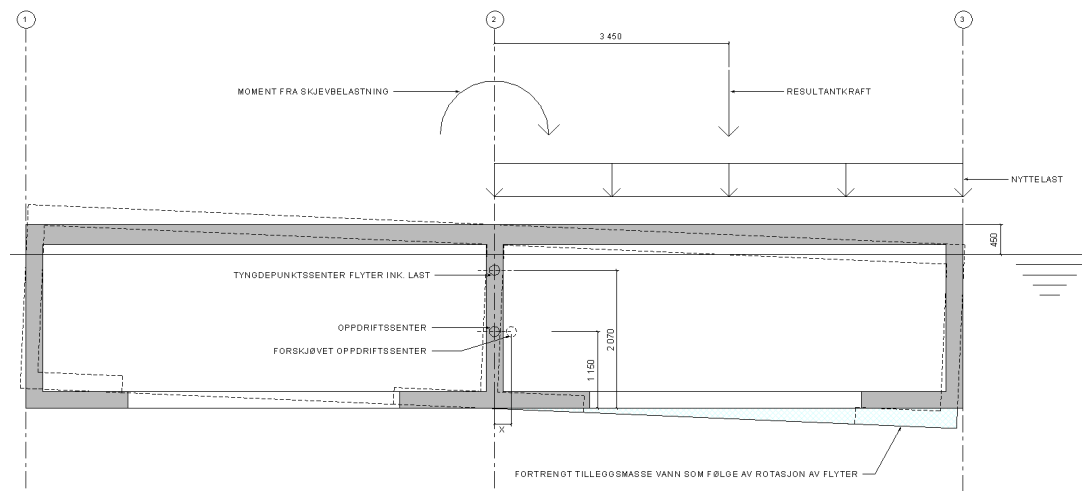
Stabilitetsvurdering ved skjevbelastning

Vedlegg D - Stabilitetsvurdering ved skjevbelastning

Innledning

I det følgende utføres en vurdering av betongflyterens stabilitet ved skjevbelastning. Dette gjøres ved å sammenstille resulterende momentvirkning fra skjevbelastning av flyteren med det stabiliserende momentet fra forskjøvet oppdriftskraft på flyteren.

Som vist på figuren under vil en skjevbelastning på flyteren føre til et kregende moment om flyterens tyngdepunktsakse. Den resulterende rotasjonen vil gi en økt neddykking av belasted side. Dette fører til en omfordeling av vanntrykket under flyteren og en forskyvning av oppdriftssenteret og dertil en forskyvning av resultanten for oppdriftskraften.



Lastforutsetninger

Det forutsettes at karakteristisk verdi for nyttelast på flyter, 500kg/m², angir dimensjonerende tilfelle for vurdering av krenging.

For en vurdering av ren vertikal oppdriftskapasitet tilsvarende karakteristisk nyttelast over halve overflatearealet til flyteren et lasttilfelle der flyteren er belastet med en jevnt fordelt nyttelast over hele overflatearealet lik 250kg/m². Tilsvarende som for oppdriftsberegninger utført i vedlegg A er fribord bestemt for denne belastningen lik 0,45m, se beregninger under.
Stabilitetsvurderingen utføres dermed med utgangspunkt i denne verdien for fribord.

Nyttelast på flyter (250 kg/m ²)		
<i>Nyttelast</i>		
Normallast nytte (kg/m ²)	250,00	
Kar. normallast (kg)	47610,00	
Gj. høyde overbygning	1,12	
Tyngdepunkt normallast, Z (m)	3,92	
<i>Egenvekt</i>		
Tyngdetetthet betong (kg/m ³)	2500,00	
Egenvekt betong (kg)	336886,25	
Last fra overbygg tre (kg/m ²)	125,00	
Areal overbygg tre (m ²)	160,00	
Egenvekt overbygg tre (kg)	20000,00	
Egenvekt fra bruer (kg)	2000,00	
Tyngdetetthet EPS (kg/m ³)	20,00	
Egenvekt EPS (kg)	7663,61	
"Tørr" egenvekt (kg)	401639,86	
Tyngdetetthet vann (kg/m ³)	1035,00	
Vannopptak i EPS (4%)	0,04	
Vannstand inne i flyter (m)	2,10	
Volum vann i EPS (kg)	14,34	
Egenvekt vann i EPS (kg)	14837,83	
Tyngdepunkt vann, Z (m)	1,30	
"Våt" egenvekt (kg)	416477,69	
Total kar. vekt ink. last (kg)	464087,69	
Gz total (m)		1,80
Lastfaktor egen		1,20
Lastfaktor nytte		1,50
Dim. egenlast (kg)		499773,23
Dim. normallast (kg)		71415,00
Total dim. vekt m/nyttelast (kg)		571188,23
Draft / Fribord (ink. kar. nyttelast)		
Vannspeil (m ²)		190,44
Draft (d)		2,3545
Draft iterasjonsverdi		2,3545
Fribord		0,45
Metasentrisk høyde GM		
Tyngdepunkt flyter, Gz (m)		1,80
Oppdriftssenter, Bz (m)		1,18
Neddykket volum (m ³)		448,39
2. arealmoment vannspeil (m ⁴)		36267,39
BM (m)		80,88
GM = BM + Bz - Gz		80,26

Dimensjonerende lastvirkning

$$L_{\text{flyter}} := 13.8\text{m} \quad B_{\text{flyter}} := 13.8\text{m} \quad \text{Lengde og bredde flyter}$$

$$a_{\text{rot}} := \frac{L_{\text{flyter}}}{4} = 3.45\text{ m} \quad \text{Momentarm resultantkraft om senterakse}$$

$$A_{\text{last}} := \left(\frac{L_{\text{flyter}}}{2} \right) \cdot B_{\text{flyter}} = 95.22\text{ m}^2$$

$$q_{\text{nytte.k}} := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{\text{nytte.Res}} := A_{\text{last}} \cdot q_{\text{nytte.k}} = 476.1 \cdot \text{kN}$$

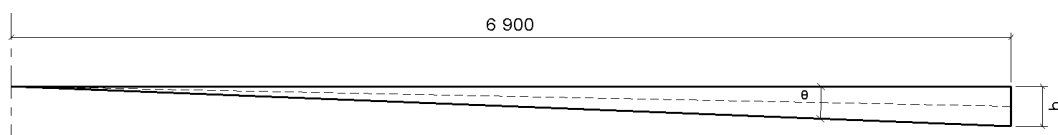
$$M_{\text{rot}} := Q_{\text{nytte.Res}} \cdot a_{\text{rot}} = 1642.545 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Stabilitetsvurdering

For kontroll av vertikal oppdriftskapasitet i vedlegg A ble det i tillegg beregnet en tilhørende metasentrisk høyde for hvert lasttilfelle. Dette er et teoretisk punkt som angir den relative forskyvningen til resultantkraften fra oppdrift mot beliggenheten til tyngdepunktssenteret til det flytende objektet. En positiv metasentrisk høyde angir det flytenende objektets evne til å mobilisere et tilbakevirkende moment for en rotasjon om aktuelt vannspeil. Som det sees over er det beregnet en høy verdi for metasentrisk høyde og betongflyteren har teoretisk tilstrekkelig evne til å balansere en skjevbelastning.

Det den metasentriske høyden imidlertid ikke avslører er hvor stor rotasjon om objektets tyngdepunktsakse som kreves for å mobilisere tilstrekkelig tilbakevirkende moment og dette beregnes i det følgende. Beregningene utføres ved en iterativ prosess hvor det antas en rotasjon, θ , av flyteren og det tilhørende stabiliserende momentet beregnes og justeres for likevekt.

For en gitt liten rotasjon, θ , av flyteren om tyngdepunktsaksen vil det bli neddykket et tilleggsvolum under belastet side med form som en vannkile, samtidig som et tilsvarende vannvolum vil løftes over vannoverflaten på avlastet side. Dette medfører at den totale oppdriftskraften på flyteren er identisk for nyttelasten plassert sentrisk eller skjevstilt på flyteren.



Beregningene utføres for areal endring i fortrengt vann og skaleres så med flyterens bredde.
Areal av vannkilen beregnes som følgende:

$$(h/2) = L_{\text{flyter}} \cdot \sin(\theta/2)$$

$$A_{\text{kile}} = L_{\text{flyter}} \cdot (h/2) \text{ antar liten rotasjon og like lange vinkelben}$$

$$A_{\text{kile}} = L_{\text{flyter}}^2 \cdot \sin(\theta/2) \quad \text{innsatt for } (h/2)$$

Flyter ved stabil belastning

For jevn belastning av betongflyteren ligger den horisontalt i vannet og vannvolum (her; areal) på hver side av senteraksen er identiske.

$$h_{\text{flyter}} := 2.8\text{m} \quad h_{\text{fribord}} := 0.45\text{m}$$

$$D := h_{\text{flyter}} - h_{\text{fribord}} = 2.35\text{ m} \quad \text{Draft}$$

$$A_{\text{vann.1.0}} := \left(\frac{L_{\text{flyter}}}{2} \right) \cdot D = 16.215\text{ m}^2$$

$$A_{\text{vann.2.0}} := \left(\frac{L_{\text{flyter}}}{2} \right) \cdot D = 16.215\text{ m}^2$$

$$A_{\text{vann.tot}} := L_{\text{flyter}} \cdot D = 32.43\text{ m}^2$$

Flyter ved skjev belastning

Flyteren belastes skjevt og opplever en rotasjon om tyngdepunktsaksen, θ . Resulterende vannvolum (her; areal) på hver side av senteraksen endres.

$$\theta_0 := 3.01 \quad \text{Vinkel angitt i grader}$$

$$\theta := \frac{\pi \cdot \theta_0}{180} = 0.053 \quad \text{Vinkel angitt i radianer}$$

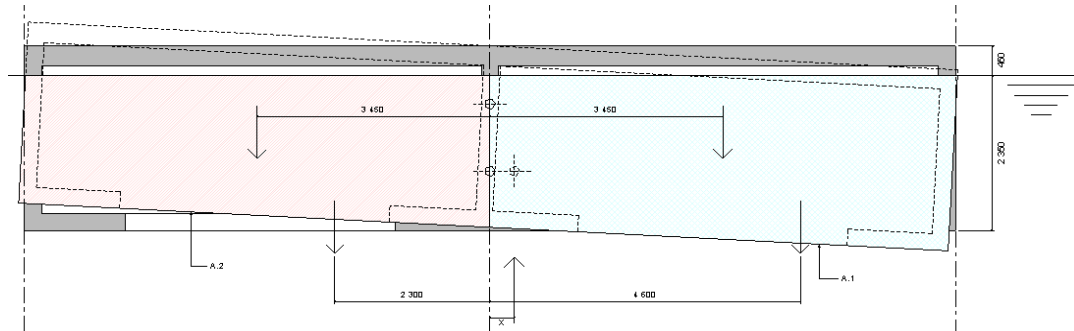
$$A_{\text{kile}} := \left(\frac{L_{\text{flyter}}}{2} \right)^2 \cdot \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) = 1.25\text{ m}^2$$

$$A_{\text{vann.1.1}} := A_{\text{vann.1.0}} + A_{\text{kile}} = 17.465\text{ m}^2$$

$$A_{\text{vann.2.1}} := A_{\text{vann.2.0}} - A_{\text{kile}} = 14.965\text{ m}^2$$

Forskjøvet oppdriftssenter som følge av endret oppdriftsfordeling

Som vist på figuren under gir en rotasjon av betongflyteren et endret vannvolum på hver side av tyngdepunktsaksen. På venstre side er et redusert volum bestående av et rektangel og en vannkile. Dette volumet er redusert med volumet av vannkilen og er delt inn med en ny kile i bunnen. På høyre side sees tilsvarende, men her legges vannkilen til det opprinnelige vannvolumet.



Areal vann høyre side og tilhørende momentarmer om tyngdepunktsakse:

$$A_{\text{rekt.1}} := A_{\text{vann.1.0}} = 16.215 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{kile.1}} := A_{\text{kile}} = 1.25 \text{ m}^2$$

$$a_{\text{rekt.1}} := \frac{L_{\text{flyter}}}{4} = 3.45 \text{ m}$$

$$a_{\text{kile.1}} := \left(\frac{2}{3}\right) \cdot \left(\frac{L_{\text{flyter}}}{2}\right) = 4.6 \text{ m}$$

Areal vann venstre side og tilhørende momentarmer om tyngdepunktsakse:

$$A_{\text{rekt.2}} := A_{\text{vann.2.0}} - (2 \cdot A_{\text{kile}}) = 13.714 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{kile.2}} := A_{\text{kile}} = 1.25 \text{ m}^2$$

$$a_{\text{rekt.2}} := \frac{-L_{\text{flyter}}}{4} = -3.45 \text{ m}$$

$$a_{\text{kile.2}} := \left(\frac{-1}{3}\right) \cdot \left(\frac{L_{\text{flyter}}}{2}\right) = -2.3 \text{ m}$$

Horisontal forskyvning av oppdriftssenteret

$$X := \frac{(A_{\text{rekt.1}} \cdot a_{\text{rekt.1}} + A_{\text{kile.1}} \cdot a_{\text{kile.1}} + A_{\text{rekt.2}} \cdot a_{\text{rekt.2}} + A_{\text{kile.2}} \cdot a_{\text{kile.2}})}{A_{\text{vann.tot}}} = 0.355 \text{ m}$$

Stabiliserende momentvirkning fra forskjøvet oppdriftssenter

Det stabiliserende momentet fra oppdriftsresultanten som er i likevekt med det ytre momentet flyteren er påkjent av fra skjevstilt last beregnes på bakgrunn av forskjøvet oppdriftssenter.

$$V_{\text{sub}} := L_{\text{flyter}} \cdot B_{\text{flyter}} \cdot D = 447.534 \cdot \text{m}^3$$

$$\rho_w := 10.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Tyngdetetthet sjøvann}$$

$$F_B := \rho_w \cdot V_{\text{sub}} = 4631.977 \cdot \text{kN}$$

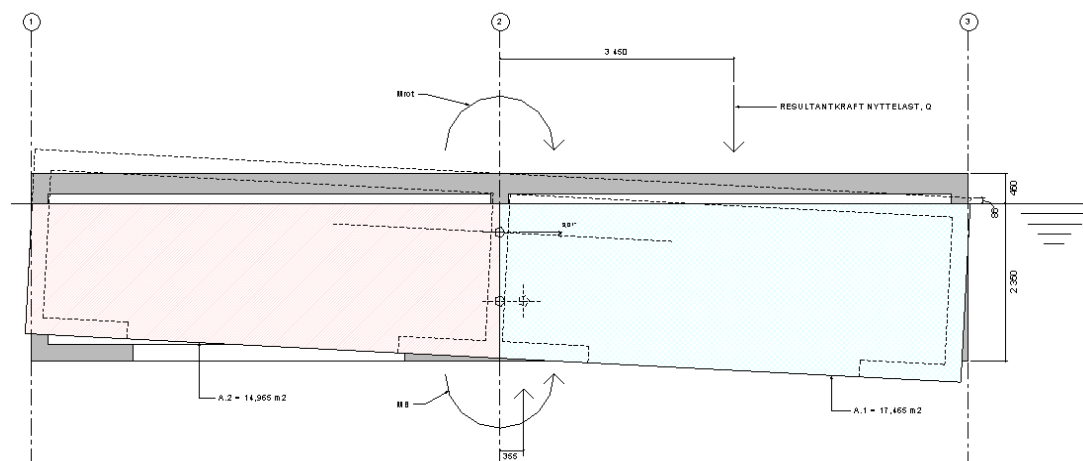
$$M_B := F_B \cdot X = 1643.12 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{\text{rot}}}{M_B} = 1 \quad \text{Likevekt mellom ytre moment fra skjevstilt nyttelast og stabiliserende moment fra vannmasser.}$$

Resulterende rotasjon av betongflyter om tyngdepunktsakse

Tilstrekkelig stabiliserende moment er mobilisert fra omfordelt vanntrykk ved en rotasjon av flyteren lik $\theta=3,01$ grader.

På figuren under er denne rotasjonen illustrert med tilhørende vannvolum (som areal) på hver side av senteraksen og horisontal forskyvning av oppdriftssenter.



Vedlegg E

Dimensjonering av betongpontong Bølgepåkjenning

Vedlegg E - Dimensjonering av betongpontong under bølgepåkjenning

Innledning

I det følgende vurderes den flytende betongpontongen for påkjenninger som oppstår for passerende bølger.

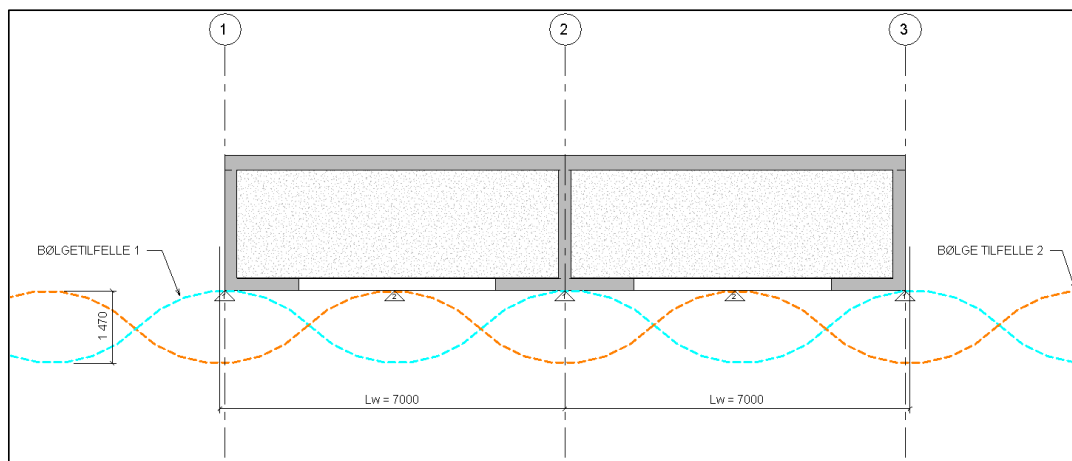
Beregnet bølgelengde for området hvor flyteren skal ligge er 6,6m. Det legges til grunn en noe større bølgelengde lik halve pontongens lengde ($L_W=7\text{m}$) da dette blir en konservativ betraktning.

Beregnet maksimal bølgehøyde er angitt som $H_{\text{maks}}=1,47\text{m}$.

Når bølger passerer den flytende pontongen vil det oppstå ulikt vanntrykk under den flytende pontongen. Ved bølgetopper vil oppdriften fra vannet fungere lokalt, mens i bølgedaler vil det hydrostatiske trykket reduseres. Som en konservativ modell vurderes pontongen som fritt opplagt på punktopplegg ved bølgetopper, mens det er frie spenn mellom disse oppleggene.

Figuren under illustrerer den idealiserte modellen fra to konfigurasjoner av bølger med $L_W=7\text{m}$ og $H_{\text{maks}}=1,47\text{m}$.

- Bølgetilfelle 1 resulterer i at pontongen er fritt opplagt på tre opplegg, ett ved hver akse.
- Bølgetilfelle 2 resulterer i at pontongen er fritt opplagt på to opplegg, ett i hvert felt.



Lastforutsetninger

Som dimensjonerende last på pontongen er egenvekt av flyter, egenvekt av overliggende tredekke og adkomstbruer, samt normal brukslast (100 kg/m²). Det velges å ikke benytte høyere verdi for nytte last da flytebyggen ikke er egnet for trafikk og/eller opphold under aktuell bølgepåkjenning, som regnes som et ekstremtilfelle.

Lastfaktorer, geometri og øvrige parametre benyttet i dimensjoneringen

$$\gamma_G := 1.2$$

Lastfaktor egenvekt

$$\gamma_Q := 1.5$$

Lastfaktor nytte last

$$g = 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$L_{\text{flyter}} := 13.8\text{m}$$

$$B_{\text{flyter}} := 13.8\text{m}$$

Lengde og bredde flyter

$$L_{\text{landgang}} := 9.5\text{m}$$

$$B_{\text{landgang}} := 2.8\text{m}$$

Lengde og bredde landganger

Egenvekt av betongflyter m/5% vanninnhold i EPS, overbygning og landganger

For bestemmelse og beregning av egenvekt av flyter, overbygg og landgang henvises til beregningsdokument, samt oppdriftsberegninger i vedlegg A.

Flyter:

$$W_{\text{flyter}} := 358999.11\text{kg}$$

Egenvekt flyter m/5% vanninnhold i EPS
(kfr vedlegg A betong+EPS+vanninnhold)

$$W_{\text{flyter.k}} := g \cdot W_{\text{flyter}} = 3520.579 \cdot \text{kN}$$

Karakteristisk egenlast flyter

$$w_{\text{flyter.k}} := \frac{W_{\text{flyter.k}}}{L_{\text{flyter}}} = 255.114 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Karakteristisk egenlast per meter

$$w_{\text{flyter.Ed}} := \gamma_G \cdot w_{\text{flyter.k}} = 306.137 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende egenlast per meter

Overbygg:

$$W_{\text{overbygg}} := 19200\text{kg}$$

Egenvekt overbygg i tre (kfr vedlegg A)

$$W_{\text{overbygg.k}} := g \cdot W_{\text{overbygg}} = 188.288 \cdot \text{kN}$$

Karakteristisk egenlast overbygg

$$w_{\text{overbygg.k}} := \frac{W_{\text{overbygg.k}}}{L_{\text{flyter}}} = 13.644 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Karakteristisk egenlast per meter

$$w_{\text{overbygg.Ed}} := \gamma_G \cdot w_{\text{overbygg.k}} = 16.373 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende egenlast per meter

Landganger:

$$W_{\text{landganger}} := 1000 \text{ kg} \quad \text{Egenvekt 1 stk landgang innført på flyter}$$

$$W_{\text{landganger.k}} := g \cdot W_{\text{landganger}} = 9.807 \cdot \text{kN} \quad \text{Karakteristisk egenlast landganger}$$

$$W_{\text{landganger.Ed}} := \gamma_G \cdot W_{\text{landganger.k}} = 11.768 \cdot \text{kN} \quad \text{Dimensjonerende egenlast per landgang}$$

Nyttelast på betongflyter

Normal brukslast jevnt fordelt på flyter:

$$n_{\text{normal}} := 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{Flatelast på o.k. flyter}$$

$$Q_{\text{normal.k}} := g \cdot L_{\text{flyter}} \cdot B_{\text{flyter}} \cdot n_{\text{normal}} = 186.758 \cdot \text{kN} \quad \text{Karakteristisk nyttelast på flyter}$$

$$q_{\text{normal.k}} := \frac{Q_{\text{normal.k}}}{L_{\text{flyter}}} = 13.533 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Karakteristisk nyttelast per meter}$$

$$q_{\text{normal.Ed}} := \gamma_Q \cdot q_{\text{normal.k}} = 20.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Dimensjonerende nyttelast per meter}$$

Normal brukslast innført fra landganger:

$$A_{\text{last}} := \left(\frac{L_{\text{landgang}}}{2} \right) \cdot B_{\text{landgang}} = 13.3 \text{ m}^2 \quad \text{Lastareal over halve landgang tilført flyter}$$

$$Q_{\text{landgang.k}} := g \cdot A_{\text{last}} \cdot n_{\text{normal}} = 13.043 \cdot \text{kN} \quad \text{Karakteristisk nyttelast fra landgang}$$

$$Q_{\text{landgang.Ed}} := \gamma_Q \cdot Q_{\text{landgang.k}} = 19.564 \cdot \text{kN} \quad \text{Dimensjonerende nyttelast per landgang}$$

Dimensjonerende lastvirkninger

De to oppleggsbetingelsene for bølgetilfeller 1 og 2 vurderes for egen- og nyttelast.

Følgende forutsetninger gjøres for påførte laster:

- Egenlast fra betongflyter påføres som en jevnt fordelt last
- Egenlast fra treoverbygning vurderes som jevnt fordelt over o.k. betongflyter
- Egenlast fra landganger vurderes som linjelast med maks avvik +/- 1m fra senter flyter
- Nyttelasten plasseres feltvis for å fremprovosere største lastvirkninger.
- Nyttelast fra landganger vurderes som linjelast med maks avvik +/- 1m fra senter flyter

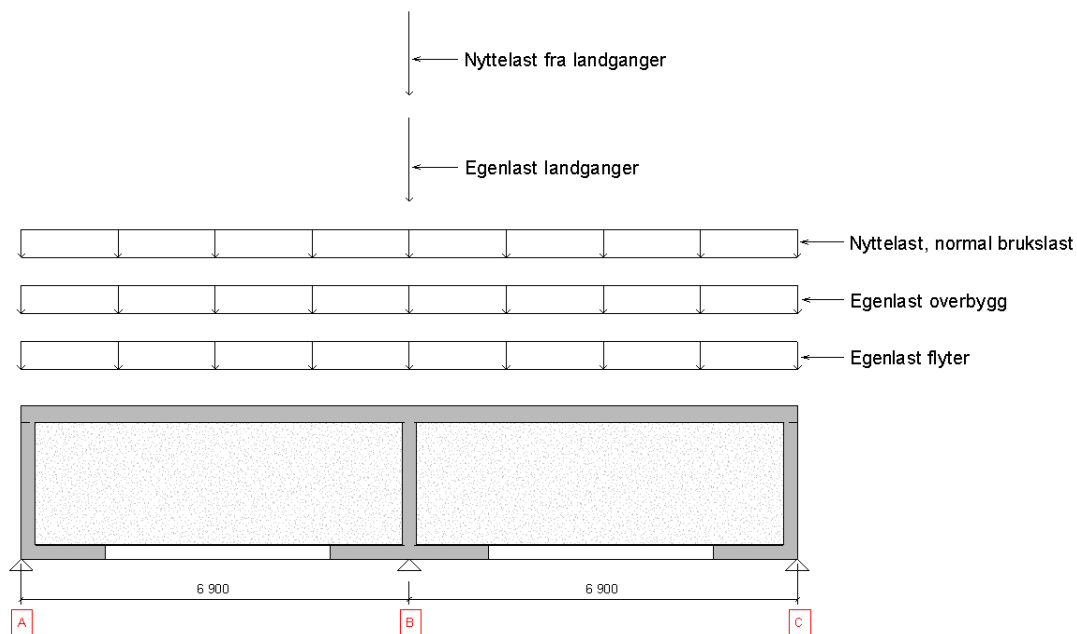
De dimensjonerende snittkreftene bestemmes ved bruk av G-Prog Betong Statikkbjelke, bilag 1 til dette vedlegg, og presenteres for hvert tilfelle.

Det utføres i tillegg overslagsberegning ved bruk av tradisjonelle bjelkeformler for enkle lastkombinasjoner for bølgetilfelle 1 for kontroll.

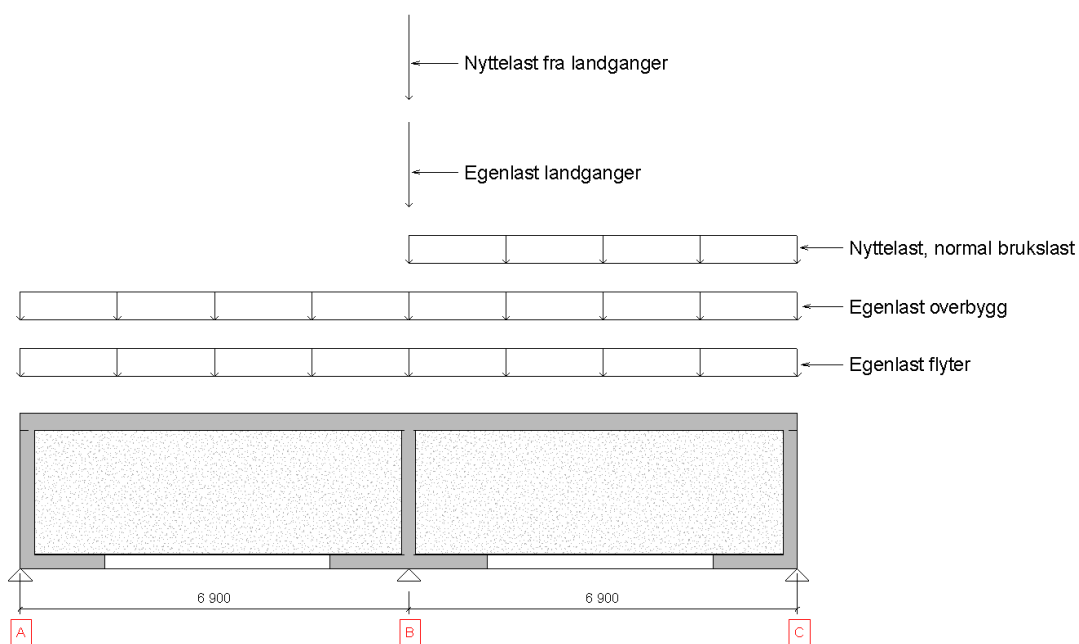
Bølgetilfelle 1

Det vurderes to kritiske lasttilfeller for kontroll av største opptredende momenter og skjærkrefter.

- Lasttilfelle 1-1: Full last over begge felt for bestemmelse av maksimalt støttemoment.
- Lasttilfelle 1-2: Nyttelast i ett felt for bestemmelse av maksimalt feltmoment.



Lasttilfelle 1-1



Lasttilfelle 1-2

Dimensjonerende lastvirkninger for bølgetilfelle 1 fra G-Prog Betong Statikkbjelke (Bilag 1.1):

Skjærkrefter

$$V_{A.1.G.Prog.Ed} := 901.3 \text{ kN}$$

Skjærkraft inn mot opplegg A

$$V_{B.1.G.Prog.Ed} := 1535.6 \text{ kN}$$

Skjærkraft inn mot opplegg B

$$V_{C.1.G.Prog.Ed} := 894.4 \text{ kN}$$

Skjærkraft inn mot opplegg C

$$V_{f.1.G.Prog.Ed} := 62.3 \text{ kN}$$

Skjærkraft i snitt ved største feltmoment

Momenter

$$M_{s.1.G.Prog.Ed} := 2065 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Støttemoment

$$M_{f.1.G.Prog.Ed} := 1181.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Feltmoment

Kontroll av lastvirkninger

I det følgende er det utført en kontroll av lastvirkningsanalysen som kontroll på de overnevnte lastvirkningene som beregnet i G-Prog Betong Statikkbjelke.
Kontrollen er utført uten forskyvning +/- 1m av innført egen- og nyttelast fra landganger på flyteren. Lastene fra landganger på flyteren står dermed direkte over opplegg B og bidrar ikke til skjærkraft- og momentvirkningen. Dermed må det forventes en liten underestimering av lastvirkningene.

Resultatene fra kontrollen av lastvirkningsanalysen angir resultater med største avvik -3,5%.

Kontroll lasttilfelle 1-1:

Reaksjonskrefter

$$A_{z.1.1} := 0.375 \cdot (w_{\text{flyter.Ed}} + w_{\text{overbygg.Ed}} + q_{\text{normal.Ed}}) \cdot \left(\frac{L_{\text{flyter}}}{2} \right) = 887.021 \cdot \text{kN}$$

$$B_{z.1.1} := 1.25 \cdot (w_{\text{flyter.Ed}} + w_{\text{overbygg.Ed}} + q_{\text{normal.Ed}}) \cdot \left(\frac{L_{\text{flyter}}}{2} \right) = 2956.735 \cdot \text{kN}$$

$$C_{z.1.1} := 0.375 \cdot (w_{\text{flyter.Ed}} + w_{\text{overbygg.Ed}} + q_{\text{normal.Ed}}) \cdot \left(\frac{L_{\text{flyter}}}{2} \right) = 887.021 \cdot \text{kN}$$

$$F_{z.1.1} := (A_{z.1.1} + B_{z.1.1} + C_{z.1.1}) - (w_{\text{flyter.Ed}} + w_{\text{overbygg.Ed}} + q_{\text{normal.Ed}}) \cdot L_{\text{flyter}} = 0 \text{ N}$$

Skjærkrefter

$$V_{A.\text{maks.1.1}} := A_{z.1.1} = 887.021 \cdot \text{kN} \quad \text{Skjærkraft mot opplegg A}$$

$$V_{B.\text{maks.1.1}} := \frac{B_{z.1.1}}{2} = 1478.368 \cdot \text{kN} \quad \text{Skjærkraft inn mot midtre opplegg B}$$

$$V_{C.\text{maks.1.1}} := C_{z.1.1} = 887.021 \cdot \text{kN} \quad \text{Skjærkraft mot opplegg C}$$

Momenter

$$M_{s.\text{maks.1.1}} := 0.125 \cdot (w_{\text{flyter.Ed}} + w_{\text{overbygg.Ed}} + q_{\text{normal.Ed}}) \cdot \left(\frac{L_{\text{flyter}}}{2} \right)^2 = 2040.147 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{f.\text{maks.1.1}} := 0.0703 \cdot (w_{\text{flyter.Ed}} + w_{\text{overbygg.Ed}} + q_{\text{normal.Ed}}) \cdot \left(\frac{L_{\text{flyter}}}{2} \right)^2 = 1147.379 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll lastifelle 1-2

Reaksjonskrefter

$$A_{z.1.2.1} := 0.375 \cdot (w_{\text{flyter.Ed}} + w_{\text{overbygg.Ed}}) \cdot \left(\frac{L_{\text{flyter}}}{2} \right) = 834.495 \cdot \text{kN}$$

$$A_{z.1.2.2} := -0.0625 \cdot q_{\text{normal.Ed}} \cdot \left(\frac{L_{\text{flyter}}}{2} \right) = -8.754 \cdot \text{kN}$$

$$A_{z.1.2} := A_{z.1.2.1} + A_{z.1.2.2} = 825.741 \cdot \text{kN}$$

$$B_{z.1.2.1} := 1.25 \cdot (w_{\text{flyter.Ed}} + w_{\text{overbygg.Ed}}) \cdot \left(\frac{L_{\text{flyter}}}{2} \right) = 2781.65 \cdot \text{kN}$$

$$B_{z.1.2.2} := 0.625 \cdot q_{\text{normal.Ed}} \cdot \left(\frac{L_{\text{flyter}}}{2} \right) = 87.543 \cdot \text{kN}$$

$$B_{z.1.2} := B_{z.1.2.1} + B_{z.1.2.2} = 2869.192 \cdot \text{kN}$$

$$C_{z.1.2.1} := 0.375 \cdot (w_{\text{flyter.Ed}} + w_{\text{overbygg.Ed}}) \cdot \left(\frac{L_{\text{flyter}}}{2} \right) = 834.495 \cdot \text{kN}$$

$$C_{z.1.2.2} := 0.4375 \cdot q_{\text{normal.Ed}} \cdot \left(\frac{L_{\text{flyter}}}{2} \right) = 61.28 \cdot \text{kN}$$

$$C_{z.1.2} := C_{z.1.2.1} + C_{z.1.2.2} = 895.775 \cdot \text{kN}$$

Skjærkrefter

$$V_{A.\text{maks.1.2.}} := A_{z.1.2} = 825.741 \cdot \text{kN}$$


Skjærkraft mot opplegg A

$$V_{B.\text{maks.1.2.}} := \frac{B_{z.1.2}}{2} = 1434.596 \cdot \text{kN}$$

Skjærkraft inn mot midtre opplegg B

$$V_{C.\text{maks.1.2.}} := C_{z.1.2} = 895.775 \cdot \text{kN}$$

Skjærkraft mot opplegg C

Sign:	Dato/date:	Prosjekt/Project:	Norconsult 
AxWWa	2014-05-15	<u>NY ØYFERGETERMINAL</u>	
Ktr./Check:	Dato/date:	Vedlegg E	
HMR	2014-06-11	Prosjektnr: 5142802	Side 8 av 15

Momenter

$$M_{s.maks.1.2.1} := 0.125 \cdot (w_{flyter.Ed} + w_{overbygg.Ed}) \cdot \left(\frac{L_{flyter}}{2} \right)^2 = 1919.338 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{s.maks.1.2.2} := 0.0625 \cdot q_{normal.Ed} \cdot \left(\frac{L_{flyter}}{2} \right)^2 = 60.404 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{s.maks.1.2} := M_{s.maks.1.2.1} + M_{s.maks.1.2.2} = 1979.743 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{f.maks.1.2.1} := 0.0703 \cdot (w_{flyter.Ed} + w_{overbygg.Ed}) \cdot \left(\frac{L_{flyter}}{2} \right)^2 = 1079.436 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{f.maks.1.2.2} := 0.0957 \cdot q_{normal.Ed} \cdot \left(\frac{L_{flyter}}{2} \right)^2 = 92.491 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{f.maks.1.2} := M_{f.maks.1.2.1} + M_{f.maks.1.2.2} = 1171.927 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Sammenstilling lastvirkninger bølgetilfelle 1:

Dimensjonerende skjærkraft

$$V_{A.Ed.1} := \max(V_{A.maks.1.1}, V_{A.maks.1.2}) = 887.021 \cdot \text{kN} \quad \frac{V_{A.Ed.1}}{V_{A.1.G.Prog.Ed}} = 0.984 \quad \text{OK !}$$

$$V_{B.Ed.1} := \max(V_{B.maks.1.1}, V_{B.maks.1.2}) = 1478.368 \cdot \text{kN} \quad \frac{V_{B.Ed.1}}{V_{B.1.G.Prog.Ed}} = 0.963 \quad \text{OK !}$$

$$V_{C.Ed.1} := \max(V_{C.maks.1.1}, V_{C.maks.1.2}) = 895.775 \cdot \text{kN} \quad \frac{V_{C.Ed.1}}{V_{C.1.G.Prog.Ed}} = 1.002 \quad \text{OK !}$$

Dimensjonerende moment

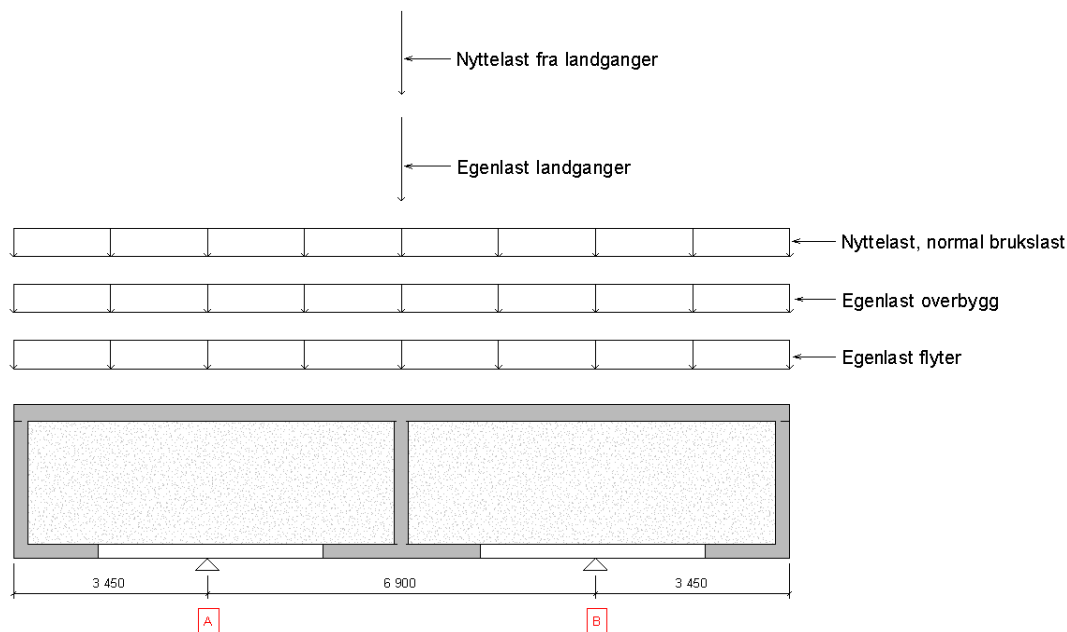
$$M_{s.Ed.1} := \max(M_{s.maks.1.1}, M_{s.maks.1.2}) = 2040.147 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \frac{M_{s.Ed.1}}{M_{s.1.G.Prog.Ed}} = 0.988 \quad \text{OK !}$$

$$M_{f.Ed.1} := \max(M_{f.maks.1.1}, M_{f.maks.1.2}) = 1171.927 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \frac{M_{f.Ed.1}}{M_{f.1.G.Prog.Ed}} = 0.992 \quad \text{OK !}$$

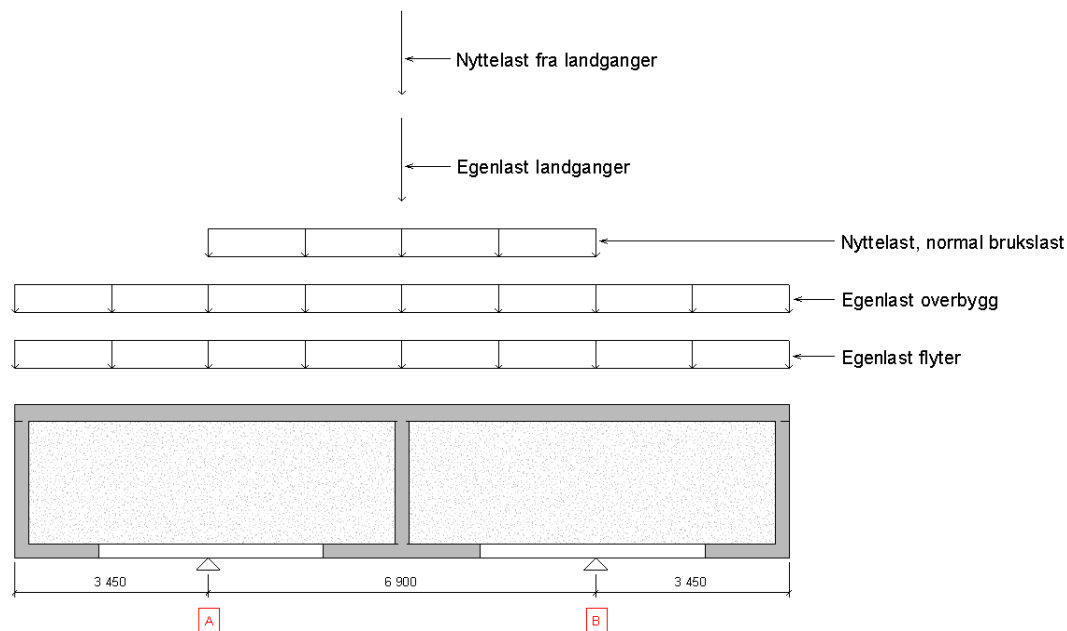
Bølgetilfelle 2

Det vurderes to kritiske lasttilfeller for kontroll av største opptredende momenter og skjærkrefter.

- Lasttilfelle 2-1: Full last i midtfelt og på utrager for bestemmelse av maksimalt støttemoment.
- Lasttilfelle 2-2: Nyttelast i midtfelt for bestemmelse av maksimalt feltmoment.



Lasttilfelle 2-1



Lasttilfelle 2-2

Dimensjonerende lastvirkninger for bølgetilfelle 2 fra G-Prod Betong Statikkbjelke (Bilag 1.2):

Skjærkrefter

$$V_{A.2.G.Prog.Ed} := 1231.5 \text{ kN}$$

Skjærkraft inn mot opplegg A

$$V_{B.2.G.Prog.Ed} := 1231.5 \text{ kN}$$

Skjærkraft inn mot opplegg B

$$V_{f.2.G.Prog.Ed} := 11.9 \text{ kN}$$

Skjærkraft i snitt ved største feltmoment

Momenter

$$M_{s.2.G.Prog.Ed} := 2040.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Støttemoment

$$M_{f.2.G.Prog.Ed} := 228.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Feltmoment

Dimensjonerende lastvirkning for kapasitetskontroll

Fra beregnede lastvirkninger for bølgetilfeller 1 og 2 bestemmes de største lastvirkninger som benyttes videre for dimensjonering og kontroll av flyterens konstruktive kapasitet. Det sees av verdiene under at bølgetilfelle 1 blir dimensjonerende tilfelle.

Dimensjonerende skjærkraft:

$$V_{Ed} := \max(V_{A.1.G.Prog.Ed}, V_{B.1.G.Prog.Ed}, V_{C.1.G.Prog.Ed}, V_{A.2.G.Prog.Ed}, V_{B.2.G.Prog.Ed})$$

$$V_{Ed} = 1535.6 \text{ kN}$$

Dimensjonerende støttemoment:

$$M_{s.Ed} := \max(M_{s.1.G.Prog.Ed}, M_{s.2.G.Prog.Ed})$$

$$M_{s.Ed} = 2065 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Dimensjonerende feltmoment:

$$M_{f.Ed} := \max(M_{f.1.G.Prog.Ed}, M_{f.2.G.Prog.Ed})$$

$$M_{f.Ed} = 1181.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Dimensjonering og kapasitetskontroll av betongflyter

I det følgende utføres dimensjonering og kapasitetskontroll av betongflyteren for dimensjonerende lastvirkning som beregnet for bølgepåkjenning.

Tverrsnittet til betongpontongen består av en midtre "I-bjelke" og to "C-bjelker" på hver side. Pontongens stivhet i lengde- og bredderetning vurderes som dominert av stivheten til disse idealiserte bjelkene. Den ytre lastvirkningen på pontongen som følge av bølgepåkjenning forventes tatt opp som snittkrefter over disse bjelketverrsnittene.

Andelen av den totale momentvirkningen som fordeles til hvert bjelketverrsnitt bestemmes på bakgrunn av tverrsnittenes respektive stivhet (2. arealmoment).

Den dimensjonerende skjærkraftvirkningene over betongpontongen antas fordelt med 1/2 av totallast i midtre I-bjelke og 1/3 av totallast over C-bjelker på hver side.

Effektive flensbredder for idealiserte indre tverrsnitt

Effektive flensbredder av de indre tverrsnittene beregnes etter NS-EN1992-1-1:2004+NA:2008 (5.3.2.1) som angitt i det følgende.

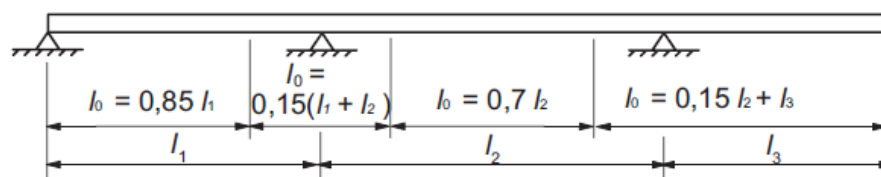
De idealiserte tverrsnittene vurderes om godt forbundet gjennom overliggende betongdekke, bunnplate og tverrvegger. På bakgrunn av dette ansees kreftene å kunne fordeles over øvrige konstruksjonskomponenter og anvendelse av punkt 5.3.2.1(4) synes fornuftig. Dermed benyttes den effektive flensbredden beregnet for felt for tverrsnittene både i felt og over støtte.

Dimensjonerende krefter ble beregnet for bølgetilfelle 1 og beregning av effektive flensbredder baseres på denne oppleggsbetingelsen.

5.3.2.1 Effektiv flensbredde (alle grensetilstander)

(1) P I T-bjelker avhenger den effektive flensbredden, som kan forutsettes å ha en jevn spenningsfordeling, av målene på steg og flens, typen belastning, spennvidde, opplagring og tverrarmring.

(2) Effektiv flensbredde bør velges basert på avstanden l_0 mellom momentnullpunktene som gitt på figur 5.2.



Figur 5.2 – Definisjon av l_0 , for beregning av effektiv flensbredde

MERKNAD Lengden av utkragingen l_3 bør være mindre enn halvparten av spennvidden i det tilstøtende feltet, og forholdet mellom spennvidder i nabofelt bør ligge mellom 2/3 og 1,5.

(3) Den effektive flensbredden b_{eff} for en T-bjelke eller L-bjelke kan bestemmes som:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,j} + b_w \leq b \quad (5.7)$$

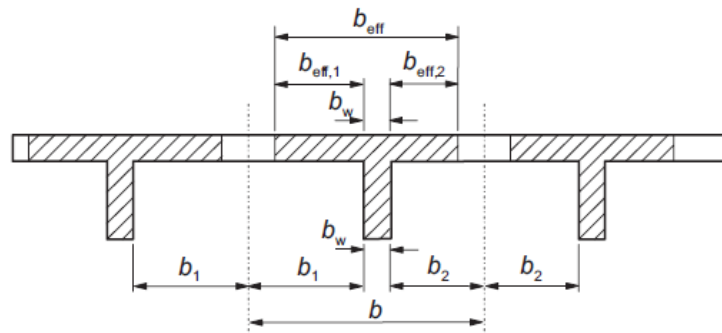
der

$$b_{eff,1} = 0,2b_1 + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \quad (5.7a)$$

og

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad (5.7b)$$

(for betegnelser, se figur 5.2 ovenfor og 5.3 nedenfor).



Figur 5.3 – Effektiv flens, geometriske parametere

(4) For konstruksjonsanalyse der det ikke kreves stor nøyaktighet, kan det antas en konstant flensbredde for hele spennvidden lik verdien beregnet for det betraktete feltet.

$$l_1 := 6.9 \text{ m} \quad b_w := 0.25 \text{ m} \quad b_1 := 0.5 \left(l_1 - b_w - \frac{b_w}{2} \right) = 3.263 \text{ m}$$

$$l_0 := 0.85 \cdot l_1 = 5.865 \text{ m}$$

$$b_{eff,0} := 0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_0 = 1.239 \text{ m} \quad b_{eff,max} := 0.2 \cdot l_0 = 1.173 \text{ m}$$

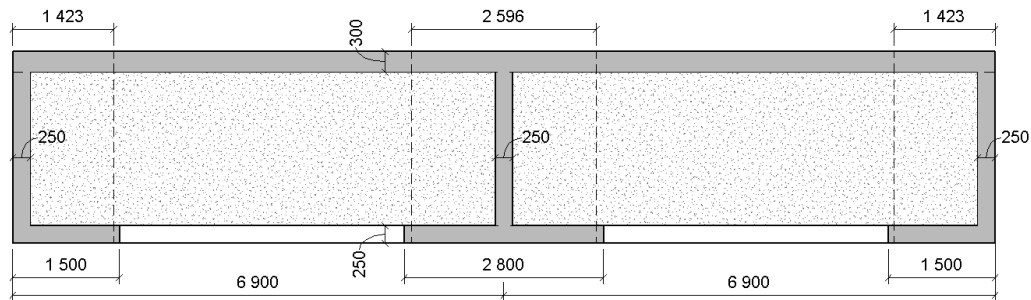
$$b_{eff,1} := \min(b_{eff,0}, b_{eff,max}) = 1.173 \text{ m}$$

$$b_{eff,I} := 2 \cdot b_{eff,1} + b_w = 2.596 \text{ m}$$

Effektiv bredde I-tverrsnitt

$$b_{eff,C} := b_{eff,1} + b_w = 1.423 \text{ m}$$

Effektiv bredde C-tverrsnitt



Lastallokering over tverrsnitt

Dimensjonerende skjærkraft fordelt på tverrsnitt

$$V_{s.Ed.I} := \frac{V_{Ed}}{2} = 767.8 \cdot \text{kN} \quad \text{Skjærkraft inn mot opplegg over I-tverrsnitt}$$

$$V_{s.Ed.C} := \frac{V_{Ed}}{3} = 511.867 \cdot \text{kN} \quad \text{Skjærkraft inn mot opplegg over C-tverrsnitt}$$

$$V_{f.Ed.I} := \frac{V_{f.1.G.Prog.Ed}}{2} = 31.15 \cdot \text{kN} \quad \text{Skjærkraft i felt over I-tverrsnitt}$$

$$V_{f.Ed.C} := \frac{V_{f.1.G.Prog.Ed}}{3} = 20.767 \cdot \text{kN} \quad \text{Skjærkraft i felt over C-tverrsnitt}$$

Dimensjonerende momentvirkning fordelt på tverrsnitt

Tverrsnittene som angitt over har følgende 2.arealmoment for bøyning om hovedaksen.

$$I_{y.I} := 2405729733547 \text{mm}^4$$

$$I_{y.C} := 1425320760417 \text{mm}^4$$

$$I_{y.TOT} := I_{y.I} + 2 \cdot I_{y.C} = 5.256 \text{m}^4 \quad \text{Totalt 2. arealmoment for bjelkene}$$

$$p_I := \frac{I_{y.I}}{I_{y.TOT}} = 0.458 \quad \text{Andel av totalt 2. arealmoment for I-tverrsnitt}$$

$$p_C := \frac{I_{y.C}}{I_{y.TOT}} = 0.271 \quad \text{Andel av totalt 2. arealmoment for C-tverrsnitt}$$

$$M_{s.Ed.I} := p_I \cdot M_{s.Ed} = 945.107 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{Støttemoment over I-tverrsnitt}$$

$$M_{s.Ed.C} := p_C \cdot M_{s.Ed} = 559.947 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{Støttemoment over C-tverrsnitt}$$

$$M_{f,Ed,I} := p_I \cdot M_{f,Ed} = 540.885 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{Feltmoment over I-tverrsnitt}$$

$$M_{f,Ed,C} := p_C \cdot M_{f,Ed} = 320.458 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{Feltmoment over C-tverrsnitt}$$

Dimensjonering og kapasitetskontroll

Dimensjoneringen og kapasitetskontrollen av tverrsnittene med lastvirkning som beregnet i det foregående utføres i G-Prog Beenganalyse etter Eurocode, finnes som bilag 2 til dette vedlegg.

Tverrsnittene dimensjoneres for samtidig opptredende skjærkraft og moment som funnet i lastvirkningsanalysen.

Det legges til grunn en generell overdekning lik 75mm i dimensjoneringen og det tas utgangspunkt i en generell armeringsmengde $\phi 16c200$, $A_s = 1005 \text{ mm}^2/\text{m}$, enkeltarmert i bunnplate og dobbeltarmert i toppdekke. Som bøylearmering legges $\phi 12c200$ i de idealiserte bjelketverrsnittene.

Resultater dimensjonering I-tverrsnitt (Bilag 2.1):

- Dimensjonerende støttemoment og tilhørende skjærkraft:

$$M_{s,Ed,I} = 945 \text{ kNm}$$

$$V_{s,Ed,I} = 768 \text{ kN}$$
- Dimensjonerende feltmoment og tilhørende skjærkraft:

$$M_{f,Ed,I} = 541 \text{ kNm}$$

$$V_{f,Ed,I} = 31 \text{ kN}$$
- Beregnete utnyttelser fra tverrsnittskontrollen:

$$\text{Støttemoment: } 50 \%$$

$$\text{Feltmoment: } 20 \%$$

Resultater dimensjonering C-tverrsnitt (Bilag 2.2):


- Dimensjonerende støttemoment og tilhørende skjærkraft:
- $$M_{s,Ed,C} = 560 \text{ kNm}$$
- $$V_{s,Ed,C} = 512 \text{ kN}$$
- Dimensjonerende feltmoment og tilhørende skjærkraft:
- $$M_{f,Ed,C} = 321 \text{ kNm}$$
- $$V_{f,Ed,C} = 21 \text{ kN}$$
- Beregnete utnyttelser fra tverrsnittskontrollen:
- $$\text{Støttemoment: } 60 \%$$
- $$\text{Feltmoment: } 23 \%$$

Kontroll mot minimumsarmering

Minimumsarmering kontrolleres etter NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 (9.2.1.1)

$$f_{ctm} := 3.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Midlere karkarakteristisk strekkfasthet betong, B45}$$

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Karkarakteristisk fasthet armering, B500NC}$$

Sign:	Dato/date:	Prosjekt/Project:	Norconsult 
AxWWa	2014-05-15	<u>NY ØYFERGETERMINAL</u>	
Ktr./Check:	Dato/date:	Vedlegg E	
HMR	2014-06-11	Prosjektnr: 5142802	Side 15 av 15

$b_{t.I} := 719.2\text{mm}$ Midlere bredde strekksone I-tverrsnitt

$b_{t.C} := 484.6\text{mm}$ Midlere bredde strekkesone C-tverrsnitt

$h_{bjelke} := 2750\text{mm}$ Høyde bjelker

$c_b := 75\text{mm}$ Overdekning armering

$\emptyset := 16\text{mm}$ Armeringsdimensjon

$$A_{s.\emptyset 16} := 201.1\text{mm}^2$$

$$d := h_{bjelke} - c_b - \frac{\emptyset}{2} = 2667\cdot\text{mm}$$

$$A_{s.\text{min.I.0}} := 0.26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b_{t.I} \cdot d = 3790.178\cdot\text{mm}^2$$

$$A_{s.\text{min.I.1}} := 0.0013 \cdot b_{t.I} \cdot d = 2493.538\cdot\text{mm}^2$$

$$A_{s.\text{min.I}} := \max(A_{s.\text{min.I.0}}, A_{s.\text{min.I.1}}) = 3790.178\cdot\text{mm}^2$$

$$n_{\emptyset 16.I} := \frac{A_{s.\text{min.I}}}{A_{s.\emptyset 16}} = 18.847$$

$\emptyset 16\text{c}200$ gir 14 stk jern i "flens", øvrige 5 jern fordeles over strekksonen i "steget". Dvs. ivaretatt av generell armering i vertikale midtvegger i flyteren.

$$A_{s.\text{min.C.0}} := 0.26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b_{t.C} \cdot d = 2553.838\cdot\text{mm}^2$$

$$A_{s.\text{min.C.1}} := 0.0013 \cdot b_{t.C} \cdot d = 1680.157\cdot\text{mm}^2$$

$$A_{s.\text{min.C}} := \max(A_{s.\text{min.C.0}}, A_{s.\text{min.C.1}}) = 2553.838\cdot\text{mm}^2$$

$$n_{\emptyset 16.C} := \frac{A_{s.\text{min.C}}}{A_{s.\emptyset 16}} = 12.699$$

$\emptyset 16\text{c}200$ gir 7 stk jern i "flens", øvrige 6 jern fordeles over strekksonen i "steget". Dvs. ivaretatt av generell armering i vertikale sidevegger i flyteren.

Vedlegg E

Dimensjonering av betongpontong Bølgepåkjenning

Bilag 1.1 Lastvirkninger bølgetilfelle 1

Norconsult AS

Dato: 28. juli 2014

Tid: 13:20:18

Signatur:

Programmet er utviklet av Norconsult Informasjonssystemer as.

Programsystem: G-PROG Betong

Programmodul: Statikkbjelke versjon 6.22

Norm: Norsk Standard NS3490 2. utg. desember 2004

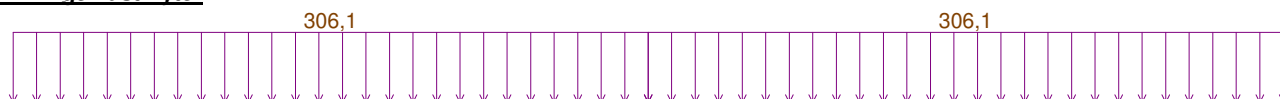
Beregning av statikk for kontinuerlig bjelke

Dokument: N:\514\28\5142802\5 Arbeidsdokumenter\52 Beregninger\04 G-Prog\Vedlegg E - Betongpontong under bølbelast\Snittkrefter bølgetilfelle

1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast flyter



1.1.2 Egenlast overbygg



1.1.3 Egenlast landganger

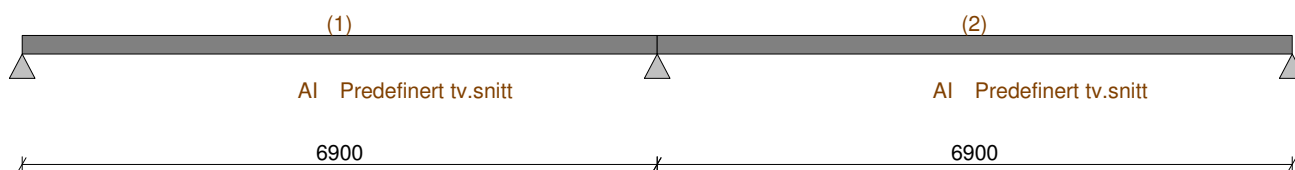
23,5
↓

1.1.4 Nyttelast normal brukslast



1.1.5 Nyttelast landganger

39,1
↓



2. Materialdata

Bjelkens E-modul Ecn 20 000 MPa
Bjelkens spesifikke tyngde Rho 2 500 kg/m³

3. Geometri

3.1 Tverrsnittsgeometrier

Generelt tverrsnitt: Predefinert tv.snitt

Tverrsnittsareal A 1,80e+005 mm²
Tregghetsmoment I 5,40e+009 mm⁴

4. Laster

4.1 Lastkombinasjoner

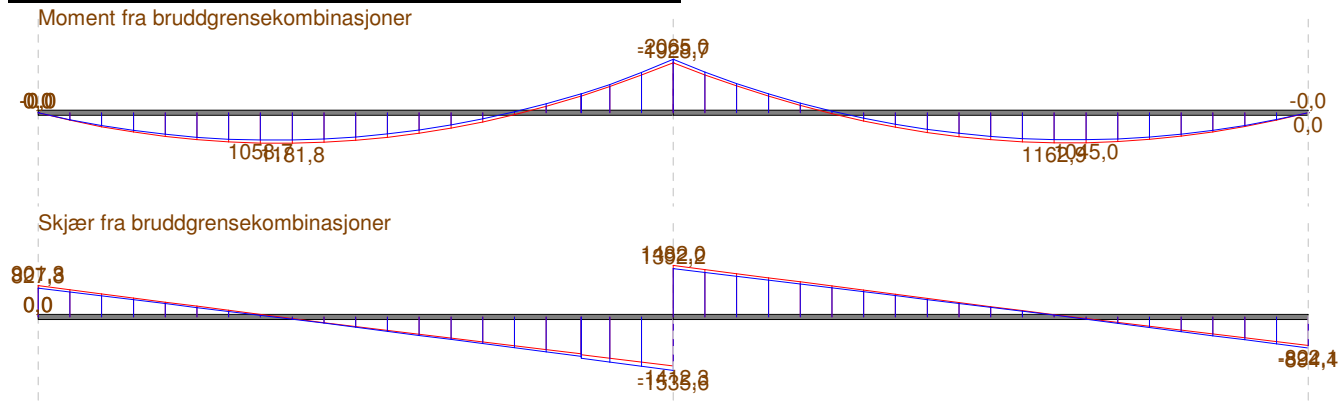
4.1.1 Bølgetilfelle 1 (Brudd)

LThavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast flyter	Permanent	1,00	1,00	1,00
Egenlast overbygg	Permanent	1,00	1,00	1,00
Egenlast landganger	Permanent	1,00	1,00	1,00
Nyttelast normal brukslast	Variabel feltvis	1,00	0,00	1,00
Nyttelast landganger	Variabel total	1,00	0,00	1,00

LThavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet

Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
 Min gamma : Minste lastfaktor
 Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



6. Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner

Felt	x(mm)	Mf(kNm)	Vv(kN)	Mv(kNm)	Vh(kN)	Mh(kNm)
1	2 760	1 181,8	901,3	-0,0	-1 535,6	-2 065,0
2	4 140	1 162,9	1 482,0	-2 065,0	-894,4	-0,0

x(mm) : Avstand fra venstre opplegg til maksimalt feltmoment
 Mf(kNm) : Maksimalt feltmoment
 Vv(kN) : Maksimal skjærkraft i venstre ende av feltet
 Mv(kNm) : Maksimalt moment i venstre ende av feltet
 Vh(kN) : Maksimal skjærkraft i høyre ende av feltet
 Mh(kNm) : Maksimalt moment i høyre ende av feltet
 : 2 stjerner hvis minste moment ikke er i kant opplegg

7. Oppleggskrefter

7.1 Ekstremverdier fra alle bruddkombinasjoner

Oppl	Nmax			Nmin			Mmax			Mmin		
	N1	M1U	M1O	N2	M2U	M2O	N3	M3U	M3O	N4	M4U	M4O
1	901,3	-0,0	0,0	827,8	-0,0	0,0	827,8	-0,0	0,0	901,3	-0,0	0,0
2	3 017,5	0,0	0,0	2 804,5	0,0	0,0	3 017,5	0,0	0,0	2 804,5	0,0	0,0
3	894,4	-0,0	0,0	822,1	-0,0	0,0	830,9	-0,0	0,0	885,7	-0,0	0,0

N1 : Maksimal oppleggskraft (kN)
 M1U : Moment fra søyle under, basert på maksimal oppleggskraft (kNm)
 M1O : Moment fra søyle over, basert på maksimal oppleggskraft (kNm)
 N2 : Minimal oppleggskraft (kN)
 M2U : Moment fra søyle under, basert på minimal oppleggskraft (kNm)
 M2O : Moment fra søyle over, basert på minimal oppleggskraft (kNm)
 N3 : Oppleggskraft basert på maksimalt oppleggsmoment (kN)
 M3U : Moment fra søyle under, basert på maksimalt oppleggsmoment (kNm)
 M3O : Moment fra søyle over, basert på maksimalt oppleggsmoment (kNm)
 N4 : Oppleggskraft basert på minimalt oppleggsmoment (kN)
 M4U : Moment fra søyle under, basert på minimalt oppleggsmoment (kNm)
 M4O : Moment fra søyle over, basert på minimalt oppleggsmoment (kNm)

8. Fortegnsregler

Positiv last (jevnt fordelt, punktlast og trapeslast) peker nedover.
 Positiv momentlast dreier mot urviseren.
 Positivt moment gir strekk i underkant.
 Positiv skjærkraft vil dreie et bjelkeelement med urviseren.
 Positiv oppleggskraft er oppover.
 Positivt oppleggsmoment vil dreie et oppleggspunkt med urviseren.
 Positiv forskyvning er nedover.

Innholdsfortegnelse

<u>1.</u>	<u>Grafisk presentasjon av inndata</u>	2
1.1	Lasttilfeller	2
1.1.1	Egenlast flyter	2
1.1.2	Egenlast overbygg	2
1.1.3	Egenlast landganger	2
1.1.4	Nyttelast normal brukslast	2
1.1.5	Nyttelast landganger	2
<u>2.</u>	<u>Materialdata</u>	2
<u>3.</u>	<u>Geometri</u>	2
3.1	Tverrsnittsgeometrier	2
<u>4.</u>	<u>Laster</u>	2
4.1	Lastkombinasjoner	2
4.1.1	Bølgetilfelle 1 (Brudd)	2
<u>5.</u>	<u>Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger</u>	3
<u>6.</u>	<u>Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner</u>	3
<u>7.</u>	<u>Oppleggskrefter</u>	3
7.1	Ekstremverdier fra alle bruddkombinasjoner	3
<u>8.</u>	<u>Fortegnsregler</u>	3

Vedlegg E

Dimensjonering av betongpontong Bølgepåkjenning

Bilag 1.2 Lastvirkninger bølgetilfelle 2

Norconsult AS

Dato: 28. juli 2014

Tid: 13:18:33

Signatur:

Programmet er utviklet av Norconsult Informasjonssystemer as.

Programsystem: G-PROG Betong

Programmodul: Statikkbjelke versjon 6.22

Norm: Norsk Standard NS3490 2. utg. desember 2004

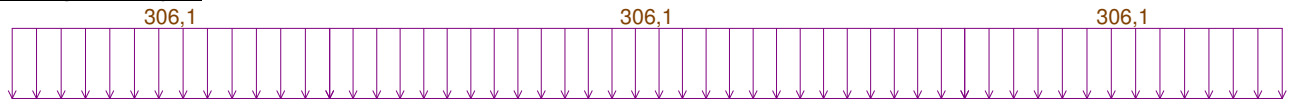
Beregning av statikk for kontinuerlig bjelke

Dokument: N:\514\28\5142802\5 Arbeidsdokumenter\52 Beregninger\04 G-Prog\Vedlegg E - Betongpontong under bølgelast\Snittkrefter bølgetilfelle 2

1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast flyter



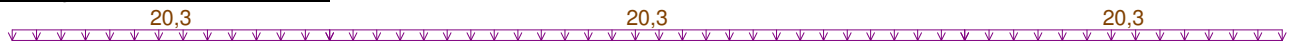
1.1.2 Egenlast overbygg



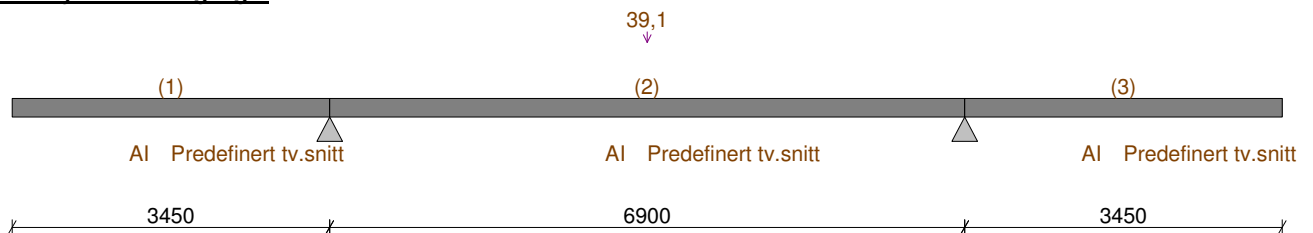
1.1.3 Egenlast landganger

23,5
↓

1.1.4 Nyttelast normal brukslast



1.1.5 Nyttelast landganger



2. Materialdata

Bjelkens E-modul Ecn 20 000 MPa
Bjelkens spesifikke tyngde Rho 2 500 kg/m³

3. Geometri

3.1 Tverrsnittsgeometrier

Generelt tverrsnitt: Predefinert tv.snitt

Tverrsnittsareal A 1,80e+005 mm²
Tregghetsmoment I 5,40e+009 mm⁴

4. Laster

4.1 Lastkombinasjoner

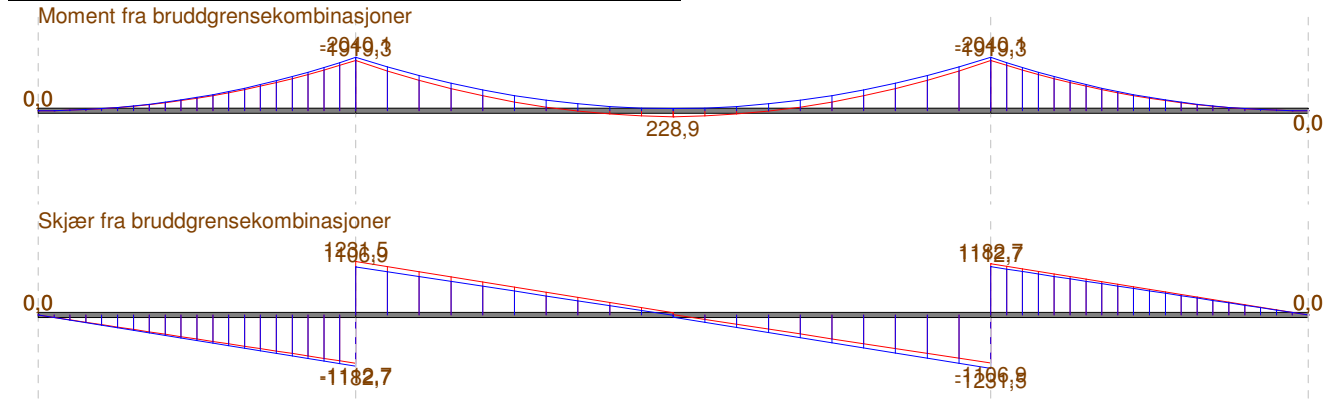
4.1.1 Bølgetilfelle 2 (Brudd)

LThavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast flyter	Permanent	1,00	1,00	1,00
Egenlast overbygg	Permanent	1,00	1,00	1,00
Egenlast landganger	Permanent	1,00	1,00	1,00
Nyttelast normal brukslast	Variabel feltvis	1,00	0,00	1,00
Nyttelast landganger	Variabel total	1,00	0,00	1,00

LThavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet

Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
 Min gamma : Minste lastfaktor
 Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



6. Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner

Felt	x(mm)	Mf(kNm)	Vv(kN)	Mv(kNm)	Vh(kN)	Mh(kNm)
1	0	0,0	0,0	0,0	-1 182,7	-2 040,1
2	3 450	228,9	1 231,5	-2 040,1	-1 231,5	-2 040,1
3	3 450	0,0	1 182,7	-2 040,1	0,0	0,0

x(mm) : Avstand fra venstre opplegg til maksimalt feltmoment
 Mf(kNm) : Maksimalt feltmoment
 Vv(kN) : Maksimal skjærkraft i venstre ende av feltet
 Mv(kNm) : Maksimalt moment i venstre ende av feltet
 Vh(kN) : Maksimal skjærkraft i høyre ende av feltet
 Mh(kNm) : Maksimalt moment i høyre ende av feltet
 : 2 stjerner hvis minste moment ikke er i kant opplegg

7. Oppleggskrefter

7.1 Ekstremverdier fra alle bruddkombinasjoner

Oppl	Nmax			Nmin			Mmax			Mmin		
	N1	M1U	M1O	N2	M2U	M2O	N3	M3U	M3O	N4	M4U	M4O
1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	2 414,2	-0,0	0,0	2 219,6	0,0	0,0	2 396,7	0,0	0,0	2 237,1	-0,0	0,0
3	2 414,2	-0,0	0,0	2 219,6	0,0	0,0	2 307,1	0,0	0,0	2 326,7	-0,0	0,0
4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

N1 : Maksimal oppleggskraft (kN)
 M1U : Moment fra søyle under, basert på maksimal oppleggskraft (kNm)
 M1O : Moment fra søyle over, basert på maksimal oppleggskraft (kNm)
 N2 : Minimal oppleggskraft (kN)
 M2U : Moment fra søyle under, basert på minimal oppleggskraft (kNm)
 M2O : Moment fra søyle over, basert på minimal oppleggskraft (kNm)
 N3 : Oppleggskraft basert på maksimalt oppleggsmoment (kN)
 M3U : Moment fra søyle under, basert på maksimalt oppleggsmoment (kNm)
 M3O : Moment fra søyle over, basert på maksimalt oppleggsmoment (kNm)
 N4 : Oppleggskraft basert på minimalt oppleggsmoment (kN)
 M4U : Moment fra søyle under, basert på minimalt oppleggsmoment (kNm)
 M4O : Moment fra søyle over, basert på minimalt oppleggsmoment (kNm)

8. Fortegnsregler

Positiv last (jevnt fordelt, punktlast og trapeslast) peker nedover.
 Positiv momentlast dreier mot urviseren.
 Positivt moment gir strekk i underkant.
 Positiv skjærkraft vil dreie et bjelkeelement med urviseren.
 Positiv oppleggskraft er oppover.

Positivt oppleggsmoment vil dreie et oppleggspunkt med urviseren.
Positiv forskyvning er nedover.

Innholdsfortegnelse

<u>1.</u>	<u>Grafisk presentasjon av inndata</u>	2
1.1	Lasttilfeller	2
1.1.1	Egenlast flyter	2
1.1.2	Egenlast overbygg	2
1.1.3	Egenlast landganger	2
1.1.4	Nyttelast normal brukslast	2
1.1.5	Nyttelast landganger	2
<u>2.</u>	<u>Materialdata</u>	2
<u>3.</u>	<u>Geometri</u>	2
3.1	Tverrsnittsgeometrier	2
<u>4.</u>	<u>Laster</u>	2
4.1	Lastkombinasjoner	2
4.1.1	Bølgetilfelle 2 (Brudd)	2
<u>5.</u>	<u>Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger</u>	3
<u>6.</u>	<u>Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner</u>	3
<u>7.</u>	<u>Oppleggskrefter</u>	3
7.1	Ekstremverdier fra alle bruddkombinasjoner	3
<u>8.</u>	<u>Fortegnsregler</u>	3

Vedlegg E

Dimensjonering av betongpontong Bølgepåkjenning

Bilag 2.1 Kapasitetskontroll I-tverrsnitt

Norconsult AS

Dato: 28. juli 2014

Tid: 13:33:46

Signatur:

Programmet er utviklet av Norconsult Informasjonssystemer as.

Programsystem: G-PROG Betong

Programmodul: Betonganalyse etter Eurocode versjon 6.23

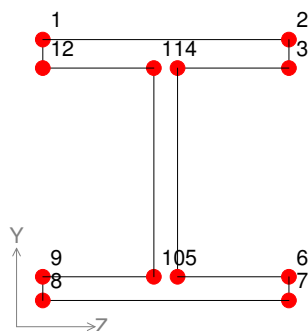
Norm: Norsk Standard NS-EN 1992 med norsk nasjonalt tillegg NA:2008

Analyse av betongtverrsnitt

Dokument: N:\514\28\5142802\5 Arbeidsdokumenter\52 Beregninger\04 G-Prog\Vedlegg E - Betongpontong under bølbelast\I-bjelke tverrsnittskontrol

1. Materialdata

Betongklasse etter EN1992	C	B45	MPa
Materialfaktor for betong	GammaC	1,50	
Største tilslag etter NS-EN 12620	D	20	mm
Sementklasse	Sement	N	
Relativ fuktighet	RH	80	%
Alder ved pålastning	t0	28	døgn
Eksponeeringsklasse	X	XS3	
Dimensjonerende levetid	Lvt	50	år
Tillegg / fradrag i nominell verdi for Cdur. 4.4.1.2 (6) - (11)	DeltaC	0	mm
Ståltype	Stål	B	
Materialfaktor for stål	GammaS	1,15	
Strekkarmeringens flytegrense	fyk	500	MPa
Bøylenes flytegrense	fymk	500	MPa
Toleranse for plassering av jern vertikalt	Toleranse	10,0	mm



2. Kapasitetskontroll for moment

Tilf.	MEdG kNm	MEdQ kNm	Mgr kNm	Mdim/MRd	Mdim kNm	Eps.cd promille	Eps.sd promille	Eps.c promille	Eps.s promille	Eps.cc promille	Eps.ccs promille	Eps.cs promille
1	0	-945	0	0,50	-2 933	-0,83	20,00	-0,40	1,12	0,00	0,00	-0,27
2	0	541	0	0,20	624	-0,69	20,00	-0,28	0,48	0,00	0,00	-0,27

MEdG : Moment fra langtidslast
MEdQ : Moment fra korttidslast
Mgr : Grense for dim. moment (pkt 6.2.3(7))
Mdim/MRd : Kapasitetsutnyttelse for moment
Mdim : Dimensjonerende moment etter pkt 6.2.3(7)
Eps.cd : Tøyning i betongen fra MRd
Eps.sd : Tøyning i strekkarmering fra MRd
Eps.c : Tøyning i betongen
Eps.s : Tøyning i strekkarmering
Eps.cc : Kryptøyning på trykksiden
Eps.ccs : Kryptøyning på strekksiden
Eps.cs : Svinn­tøyning

2.1 Kapasitetskontroll for skjærkraft

Tilf.	VEd kN	VEd.max kN	VEd.red kN	Theta tan	Ab mm2/m	VEdred/Vdc	VEdred/Vds	VEd.red/VRd	VEd.max/VRd	VRd,c kN	VRd,s kN	VRd,max kN
1	768	768	0	1,00	0	0,00	0,00	0,00	0,16	371	1 146	4 872
2	31	31	0	1,00	0	0,00	0,00	0,00	0,01	300	1 180	5 019

VEd : Tilhørende skjærkraft
VEd.max : Maksimal skjærkraft
VEd.red : Redusert skjærkraft
Theta : Helningsvinkel for trykkdiagonalen
Ab : Statisk nødvendig skjærarmering
VEdred/Vdc : Skjærutnyttelse for betong, uten bøyler
VEdred/Vds : Skjærutnyttelse med innlagt bøylearmering
VEd.red/VRd : Kapasitetsutnyttelse for strekkbrudd (skjærkraft)
VEd.max/VRd : Kapasitetsutnyttelse for trykkbrudd (skjærkraft)

VRd,c : Skjærkraftskapasitet uten skjærarmering
VRd,s : Skjærkraftskapasitet med skjærarmering
VRd,max : Skjærkapasitet for trykkbrudd

Innholdsfortegnelse

<u>1. Materialdata</u>	2
<u>2. Kapasitetskontroll for moment</u>	2
2.1 Kapasitetskontroll for skjærkraft	2

Vedlegg E

Dimensjonering av betongpontong Bølgepåkjenning

Bilag 2.2 Kapasitetskontroll C-tverrsnitt

Norconsult AS

Dato: 28. juli 2014

Tid: 13:36:40

Signatur:

Programmet er utviklet av Norconsult Informasjonssystemer as.

Programsystem: G-PROG Betong

Programmodul: Betonganalyse etter Eurocode versjon 6.23

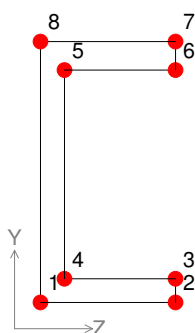
Norm: Norsk Standard NS-EN 1992 med norsk nasjonalt tillegg NA:2008

Analyse av betongtverrsnitt

Dokument: N:\514\28\5142802\5 Arbeidsdokumenter\52 Beregninger\04 G-Prog\Vedlegg E - Betongpontong under bølbelast\C-bjelke tverrsnittskontr

1. Materialdata

Betongklasse etter EN1992	C	B45	MPa
Materialfaktor for betong	GammaC	1,50	
Største tilslag etter NS-EN 12620	D	20	mm
Sementklasse	Sement	N	
Relativ fuktighet	RH	80	%
Alder ved pålastning	t0	28	døgn
Eksponeringsklasse	X	XS3	
Dimensjonerende levetid	Lvt	50	år
Tillegg / fradrag i nominell verdi for Cdur. 4.4.1.2 (6) - (11)	DeltaC	0	mm
Ståltype	Stål	B	
Materialfaktor for stål	GammaS	1,15	
Strekkarmeringens flytegrense	fyk	500	MPa
Bøylenes flytegrense	fymk	500	MPa
Toleranse for plassering av jern vertikalt	Toleranse	10,0	mm



2. Kapasitetskontroll for moment

Tilf.	MEdG kNm	MEdQ kNm	Mgr kNm	Mdim/MRd	Mdim kNm	Eps.cd promille	Eps.sd promille	Eps.c promille	Eps.s promille	Eps.cc promille	Eps.ccs promille	Eps.cs promille
1	0	-560	0	0,60	-1 885	-0,83	20,00	-0,43	1,33	0,00	0,00	-0,27
2	0	321	0	0,23	377	-0,69	20,00	-0,28	0,53	0,00	0,00	-0,27

MEdG : Moment fra langtidslast
MEdQ : Moment fra korttidslast
Mgr : Grense for dim. moment (pkt 6.2.3(7))
Mdim/MRd : Kapasitetsutnyttelse for moment
Mdim : Dimensjonerende moment etter pkt 6.2.3(7)
Eps.cd : Tøyning i betongen fra MRd
Eps.sd : Tøyning i strekkarmering fra MRd
Eps.c : Tøyning i betongen
Eps.s : Tøyning i strekkarmering
Eps.cc : Kryptøyning på trykksiden
Eps.ccs : Kryptøyning på strekksiden
Eps.cs : Svinntøyning

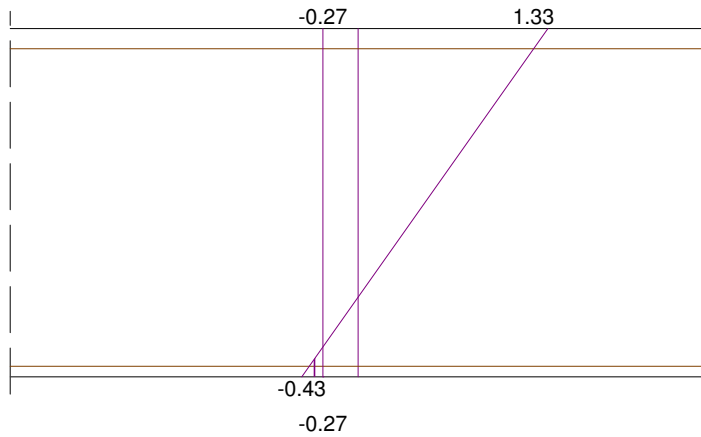
2.1 Kapasitetskontroll for skjærkraft

Tilf.	VEd kN	VEd.max kN	VEd.red kN	Theta tan	Ab mm2/m	VEdred/Vdc	VEdred/Vds	VEd.red/VRd	VEd.max/VRdt	VRd,c kN	VRd,s kN	VRd,max kN
1	512	512	0	1,00	0	0,00	0,00	0,00	0,11	302	1 146	4 872
2	21	21	0	1,00	0	0,00	0,00	0,00	0,00	244	1 180	5 019

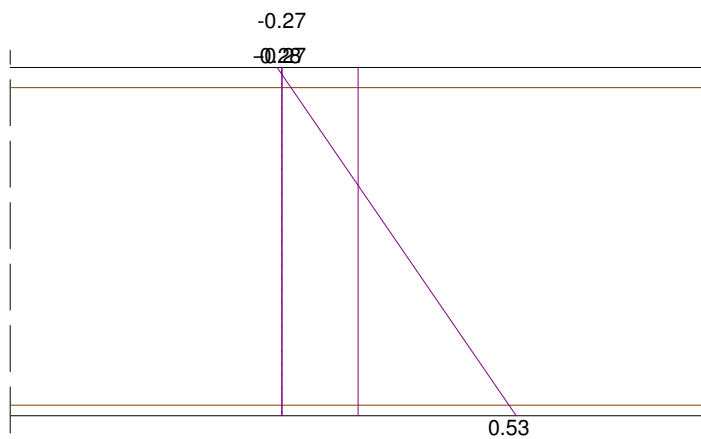
VEd : Tilhørende skjærkraft
VEd.max : Maksimal skjærkraft
VEd.red : Redusert skjærkraft
Theta : Helningsvinkel for trykkdiagonalen
Ab : Statisk nødvendig skjærarmering
VEdred/Vdc : Skjærutnyttelse for betong, uten bøyler
VEdred/Vds : Skjærutnyttelse med innlagt bøylearmering
VEd.red/VRd : Kapasitetsutnyttelse for strekkbrudd (skjærkraft)
VEd.max/VRdt : Kapasitetsutnyttelse for trykkbrudd (skjærkraft)

VRd,c : Skjærkraftskapasitet uten skjærarmering
VRd,s : Skjærkraftskapasitet med skjærarmering
VRd,max : Skjærkapasitet for trykkbrudd

2.2 Tøyninger for snittkrefter i tilfelle: 1



2.3 Tøyninger for snittkrefter i tilfelle: 2



Innholdsfortegnelse

<u>1. Materialdata</u>	2
<u>2. Kapasitetskontroll for moment</u>	2
2.1 Kapasitetskontroll for skjærkraft	2
2.2 Tøyninger for snittkrefter i tilfelle: 1	3
2.3 Tøyninger for snittkrefter i tilfelle: 2	3

Vedlegg F

Dimensjonering av betongpontong Overliggende laster

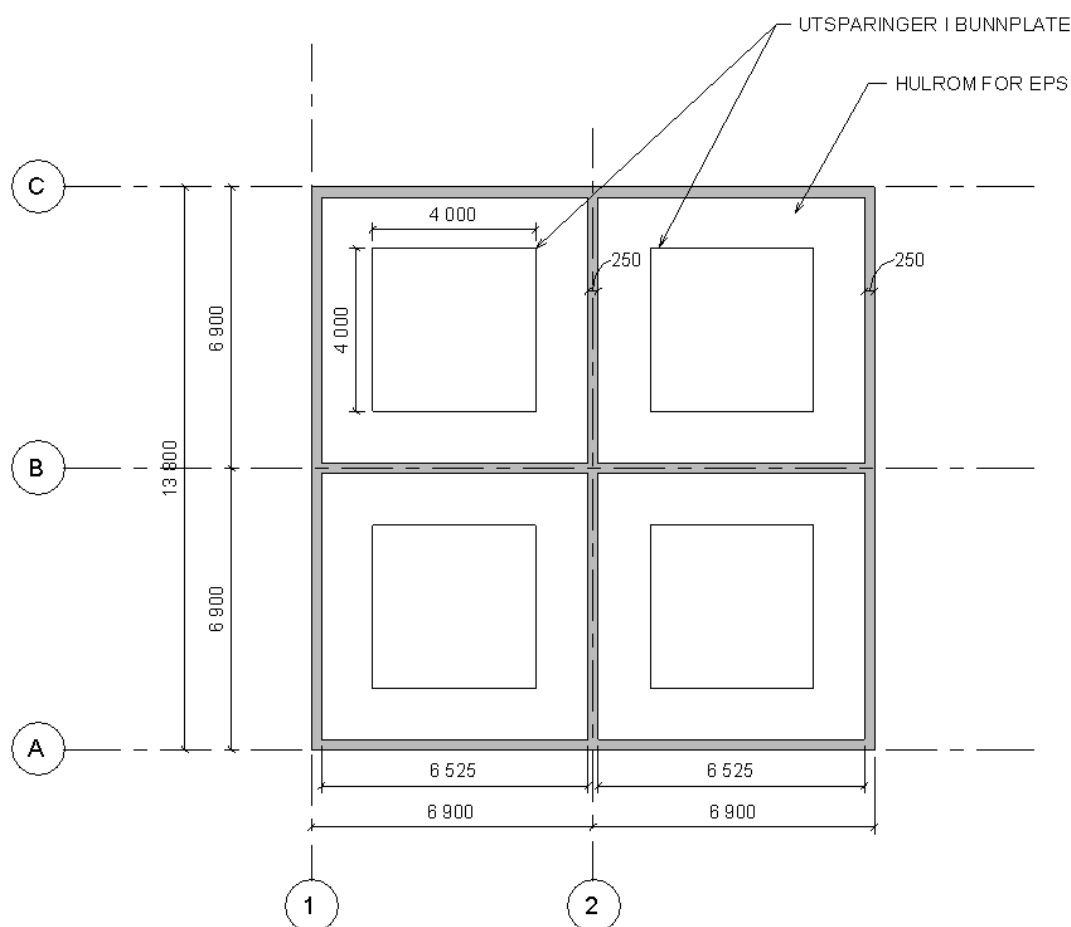
Vedlegg F - Dimensjonering av betongpontong for overliggende laster

Innledning

I det følgende dimensjoneres o.k. dekke betongpontong for overliggende laster.

Lastene på betongdekket føres ned via overbygg tredekke og vil kunne variere feltvis og fungere som lokale laster.

Betongdekket betraktes som et dekke fast innspent ved midtvegger og langs sidevegger for beregning av dimensjonerende støttemoment og som et dekke fast innspent over midtvegg og fritt opplagt på sidevegger for beregning av dimensjonerende feltmoment. Feltvis vil betongplaten virke som 4 stk toveis plater. Se figur under for oppleggsbetingelser.

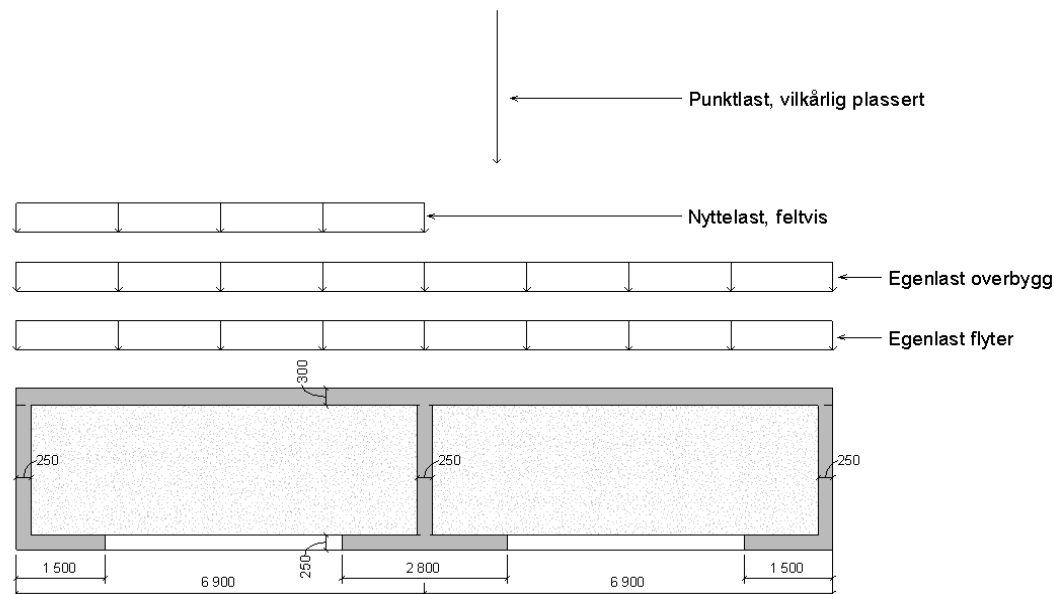


Lastforutsetninger

Følgende laster benyttes i dimensjoneringen:

- Egenvekt av betongdekket
- Egenvekt av overbygg i tre (3 kN/m²)
- Jevnt fordelt nyttelast, 500 kg/m² (5 kN/m²)
- Punktlast vilkårlig plassert, 4 kN

Punktlast virker ikke samtidig med jevnt fordelt nyttelast.



Lastfaktorer, geometri og øvrige parametre benyttet i dimensjoneringen

$$\gamma_G := 1.2$$

Lastfaktor egenvekt

$$\gamma_Q := 1.5$$


Lastfaktor nyttelast

$$t_{\text{dekke}} := 0.3\text{m}$$

Tykkelse betongdekke

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

Karakteristisk egenlast armert betong

Sign:	Dato/date:	Prosjekt/Project:	Norconsult 
AxWWa	2014-05-16	<u>NY ØYFERGETERMINAL</u>	
Ktr./Check:	Dato/date:	Vedlegg F	Side 3 av 7
HMR	2014-06-11	Prosjektnr: 5142802	

Dimensjonerende laster

$$g_{c.k} := t_{dekke} \cdot \rho_c = 7.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{c.Ed} := \gamma_G \cdot g_{c.k} = 9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{tredekke.k} := 3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{tredekke.Ed} := \gamma_G \cdot g_{tredekke.k} = 3.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{nytte.k} := 5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{nytte.Ed} := \gamma_Q \cdot q_{nytte.k} = 7.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$P_k := 4 \text{ kN}$$

$$P_{Ed} := \gamma_Q \cdot P_k = 6 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende lastvirkninger

Generelt

Betongdekket modelleres i FEM-Design for de dimensjonerende lastene som angitt i det foregående.

Egenlast fra betongdekket og overbygg i tre forutsettes å virke over samtlige felt for alle lastkombinasjoner. Øvrige lastkombinasjoner som vurderes oppsummeres som følger:

- Nyttelast i alle felt
- Nyttelast i tre felt
- Nyttelast i to felt på samme side
- Nyttelast i to felt diagonalt
- Punktlaster plassert ut i senter av felt og 0,5m fra rand og oppleggshjørner

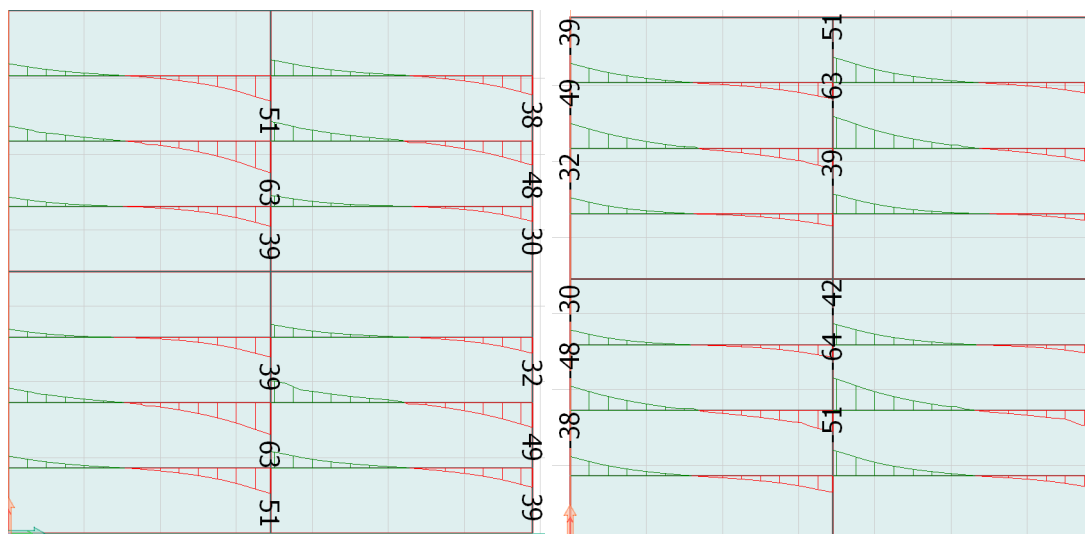
De dimensjonerende lastvirkningene hentes ut som "Maximum of combinations" fra lastkombinasjonene vurdert. Lastvirkningene er angitt per meter bredde.

Betongdekket modellert som fast innspent over samtlige vegger danner grunnlag for beregning av dimensjonerende støttemomenter og tilhørende skjærkrefter.

Betongdekket modellert som fritt opplagt langs ytre vertikalvegger og fast innspent over midtvegger danner grunnlag for beregning av dimensjonerende feltmoment og tilhørende skjærkrefter.

Dimensjonerende skjærkrefter

Dimensjonerende skjærkrefter i x-retning



Største skjærkrefter V_{X+}

$$V_{X.1.midt.Ed} := 63\text{kN}$$

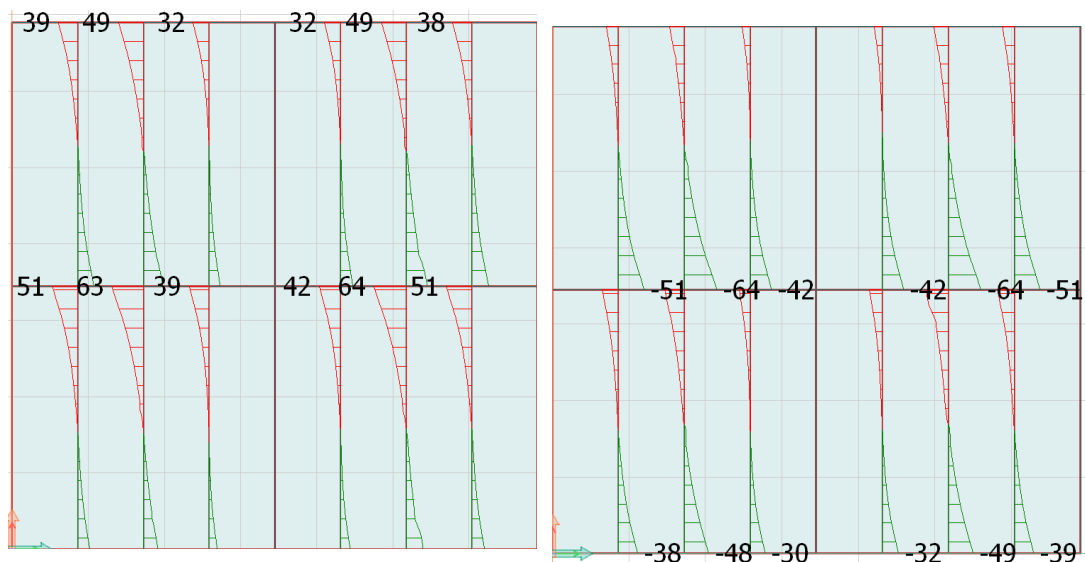
$$V_{X.1.kant.Ed} := 49\text{kN}$$

Største skjærkrefter V_{X-}

$$V_{X.2.midt.Ed} := 64\text{kN}$$

$$V_{X.2.kant.Ed} := 49\text{kN}$$

Dimensjonerende skjærkrefter i y-retning



Største skjærkrefter V_{Y+}

$$V_{Y.1.midt.Ed} := 64\text{kN}$$

$$V_{Y.1.kant.Ed} := 49\text{kN}$$

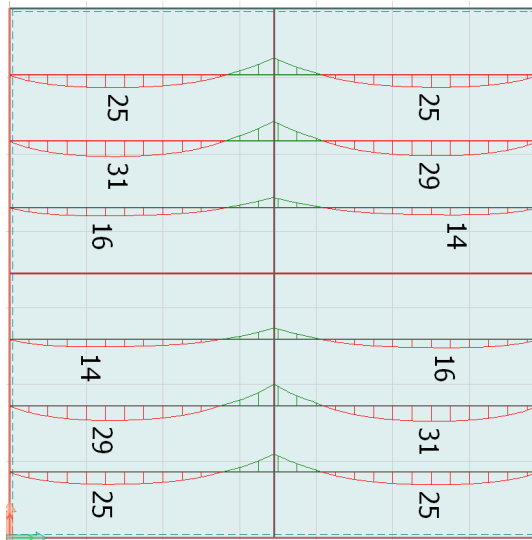
Største skjærkrefter V_{Y-}

$$V_{Y.2.midt.Ed} := 64\text{kN}$$

$$V_{Y.2.kant.Ed} := 49\text{kN}$$

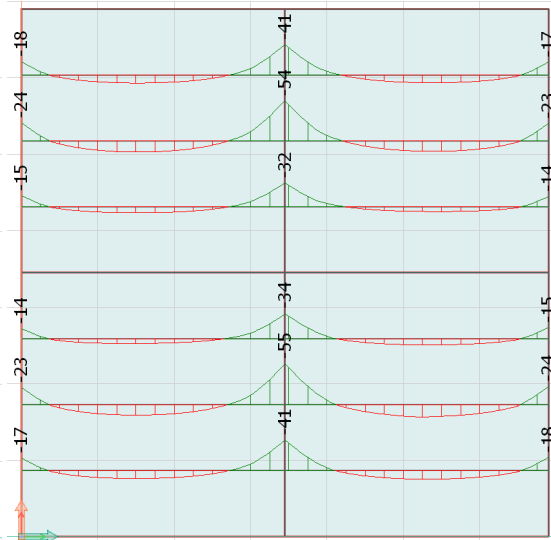
Dimensjonerende momenter

Dimensjonerende momenter i x-retning



Største momenter M_{X+}

$$M_{X.f.Ed} := 31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

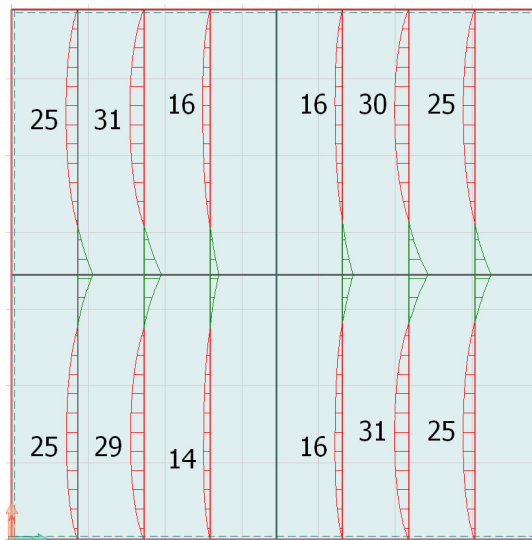


Største momenter M_{X-}

$$M_{X.s.midt.Ed} := 55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

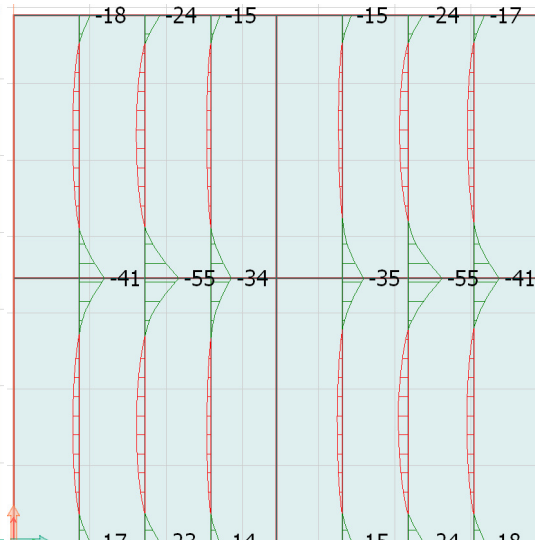
$$M_{X.s.kant.Ed} := 24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende momenter i y-retning



Største momenter M_{Y+}


$$M_{Y.f.Ed} := 31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Største momenter M_{Y-}

$$M_{Y.s.midt.Ed} := 55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Y.s.kant.Ed} := 24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Sign:	Dato/date:	Prosjekt/Project:	Norconsult 
AxWWa	2014-05-16	<u>NY ØYFERGETERMINAL</u>	
Ktr./Check:	Dato/date:	Vedlegg F	Side 6 av 7
HMR	2014-06-11	Prosjektnr:5142802	

Dimensjonering og kapasitetskontroll av betongdekke

Generelt

Dimensjoneringen og kapasitetskontrollen utføres i G-Prog Betonganalyse etter Eurocode for en platestripe med bredde lik 1m. Lastene fra FEM-Design er beregnet per meter bredde og kapasitetskontrollen kan dermed utføres ved en direkte sammenstilling mellom kapasitet og lastvirkning. Kapasitetskontrollen i G-Prog er vedlagt som bilag 1 til dette vedlegg.

Det er lagt til grunn generell hovedarmering $\phi 16c200$ for dimensjoneringen.

Det er lagt til grunn generell overdekning for hovedarmering lik 75mm.

For en toveis plate med likt spenn i begge retninger og like oppleggsbetingelser forventes lastene som virker i hver retning å være tilsvarende, ref lastvirkningsanalysen i det foregående. Dvs at ytre armeringslag ikke kan legges i en gitt hovedspennsretning og det indre armeringslaget blir dimensjonerende for kapasitetskontrollen.

Det benyttes en økt overdekning i dimensjoneringen:

$$c_{\text{nom}} := 75\text{mm}$$

$$\phi := 16\text{mm}$$

$$c_{\text{justert}} := c_{\text{nom}} + 1.25 \cdot \phi = 95\text{mm}$$

Dimensjonerende lasttilfeller

Dimensjonerende lastvirkning ved midtre opplegg

$$M_{s,\text{midt.Ed}} := \max(M_{X.s,\text{midt.Ed}}, M_{Y.s,\text{midt.Ed}}) = 55 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{midt.Ed}} := \max(V_{X.1,\text{midt.Ed}}, V_{X.2,\text{midt.Ed}}, V_{Y.1,\text{midt.Ed}}, V_{Y.2,\text{midt.Ed}}) = 64 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende lastvirkning ved ytterkant dekke

$$M_{s,\text{kant.Ed}} := \max(M_{X.s,\text{kant.Ed}}, M_{Y.s,\text{kant.Ed}}) = 24 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\text{kant.Ed}} := \max(V_{X.1,\text{kant.Ed}}, V_{X.2,\text{kant.Ed}}, V_{Y.1,\text{kant.Ed}}, V_{Y.2,\text{kant.Ed}}) = 49 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende lastvirkninger i felt

$$M_{f,\text{Ed}} := \max(M_{X.f,\text{Ed}}, M_{Y.f,\text{Ed}}) = 31 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{f,\text{Ed}} := 0\text{kN}$$

Resultater fra dimensjonering og kapasitetskontroll

- Platestripen som kontrollert i G-Prog har tilstrekkelig kapasitet mot de dimensjonerende lastvirkningene. Platestripen kan dermed armeres med $\phi 16c200$ som generell hovedarmering i begge retninger uten tilleggsarmering. Ytterste lag armering kan velges vilkårlig på bakgrunn av denne kapasitetskontrollen.
- Beregnede utnyttelser av platestripen er beregnet som følgende:

Støttemoment over midtvegger:	58 %
Støttemoment ved sidevegger:	29 %
Feltmoment i midtfelt:	27 %
- Minimumsarmering for platestripen er kontrollert i G-Prog med resultat $A_{s,min} = 389 \text{ mm}^2/\text{m}$. Minimumsarmering blir dermed ikke dimensjonerende.

Vedlegg F

Dimensjonering av betongpontong Overliggende laster

Bilag 1 Tverrsnittskontroll platestripe betongdekke

Norconsult AS

Dato: 18. juni 2014

Tid: 16:52:49

Signatur:

Programmet er utviklet av Norconsult Informasjonssystemer as.

Programsystem: G-PROG Betong

Programmodul: Betonganalyse etter Eurocode versjon 6.23

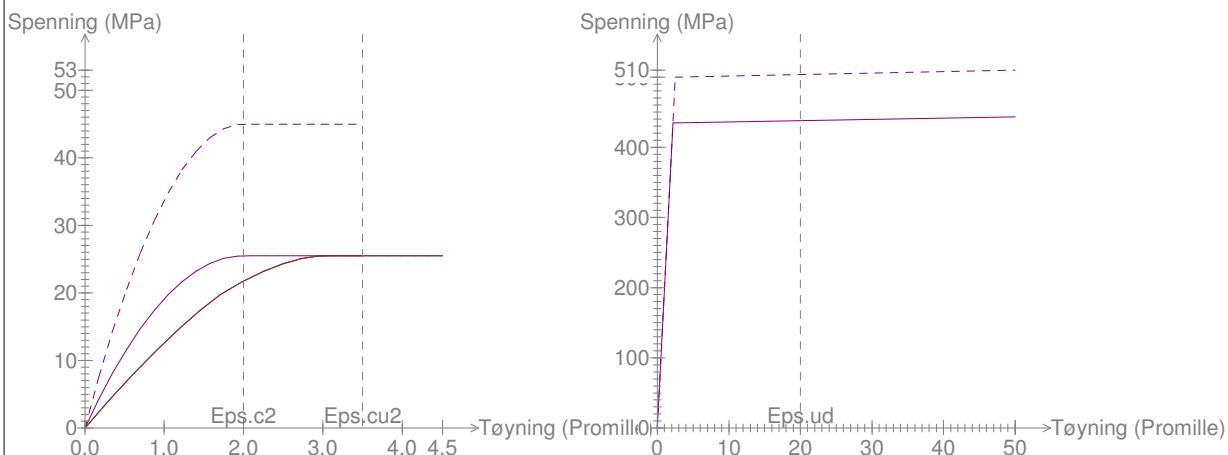
Norm: Norsk Standard NS-EN 1992 med norsk nasjonalt tillegg NA:2008

Analyse av betongtverrsnitt

Dokument: N:\514\28\5142802\5 Arbeidsdokumenter\52 Beregninger\04 G-Prog\Vedlegg F - Dimensjonering av betongpontong for overliggende laste

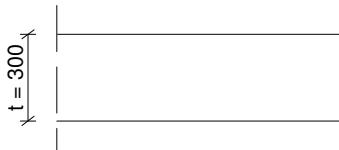
1. Materialdata

Betongklasse etter EN1992	C	B45	MPa
Materialfaktor for betong	GammaC	1,50	
Største tilslag etter NS-EN 12620	D	20	mm
Betongens sylinderfasthet	fck	45,0	MPa
Betongens kubehållfasthet	fck,cube	55,0	MPa
Betongens trykktøyning ved maks. spenning, kurve 2	Eps.c2	-2,00	promille
Betongens bruddtøyning, kurve 2	Eps.cu2	-3,50	promille
Betongens trykktøyning ved maks. spenning, kurve 1	Eps.c1	-2,40	promille
Betongens bruddtøyning, krue 1	Eps.cu1	-3,50	promille
Exponent n i arbeidsdiagrammet. Tabell 3.1	n	2,00	
Betongens midlere E-modul	Ecm	36 283	MPa
Betongens midlere trykkfasthet	fcm	53,0	MPa
Betongens dimensjonerende trykkfasthet	fcd	25,5	MPa
Betongens midlere strekkfasthet	fctm	3,80	MPa
Betongens dimensjonerende strekkfasthet	fctd	1,51	MPa
Sementklasse	Sement	N	
Relativ fuktighet	RH	80	%
Alder ved pålastning	t0	28	døgn
Svinntøyning	Eps.cs	-0,26	promille
Kryptall	Fi	1,27	
Betongens langtids E-modul	EcL	15 989	MPa
Eksponeringsklasse	X	XS3	
Dimensjonerende levetid	Lvt	50	år
Tillegg / fradrag i nominell verdi for Cdur. 4.4.1.2 (6) - (11)	DeltaC	0	mm
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde	wmax	0,30	mm
Minimum overdekning etter tabell 4.4 i EN1992	cdur	50	mm
Forventet fasthetsklasse etter appendix E.	Cforv	B40	MPa
Bestandighetsklasse	M	M40	
Ståltype	Stål	B	
Materialfaktor for stål	GammaS	1,15	
Strekkarmeringens flytegrense	fyk	500	MPa
Bøylenes flytegrense	fywk	500	MPa
Toleranse for plassering av jern vertikalt	Toleranse	10,0	mm
Forhold mellom flytespenning og bruddspenning	k	1,02	
Armeringens bruddtøyning	Eps.uk	50,00	promille
Egendefinert øvre grense for armeringstøyningen	Eps.lim	100,0	promille
Armeringens E-modul	Es	200 000	MPa
Armeringens bruddgrense	ftks	510	MPa
Største armeringstøyning i beregningen etter EN1992	Eps.ud	20,0	promille



2. Geometri

Dekketykkelse t 300 mm
Effektiv tverrsnittstykkelse h0 300 mm



3. Armering

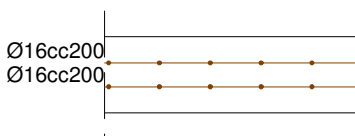
3.1 Dekkearmering i underkant

Arm.grp.	Ø	CC	n/b	c
	mm	mm	stk	mm
1	16,0	200	1	95

3.2 Dekkearmering i overkant

Arm.grp.	Ø	CC	n/b	c
	mm	mm	stk	mm
1	16,0	200	1	95

Ø : Diameter for jern i armeringsgruppen
CC : Senteravstand for jern i armeringsgruppen
n/b : Antall jern pr. bunt
c : Overdekning for jern i armeringsgruppen



3.3 Minimumsarmering

Minste areal for hovedarmering	AS	389	mm2
Største areal for summen av all langsgående armering	As,max	12 000	mm2
Maksimal tillatt senteravstand i strekksone	CCs	250	mm
Maksimal tillatt senteravstand for avtrappet armering	CCa	400	mm
Maksimal tillatt senteravstand for fordelingsarmering på tvers	CCt	400	mm
Største senteravstand for avtrappet fordelingsarmering	CCta	450	mm
Minste tillatte skjærarmering	Asw,min	1 342	mm2/m
Minste tillatte skjærarmering med bøyler	Aswb,min	1 342	mm2/m
Senteravstand for jern i underkant	CCu	250	mm
Diameter for underkantarmoring	ØU	16,0	mm
Minste areal for underkantarmoring	ASU	194	mm2
Senteravstand for jern i overkant	CCo	250	mm
Diameter for overkantarmoring	ØO	16,0	mm
Minste areal for overkantarmoring	ASO	194	mm2
Senteravstand for innlagt armering i underkant	CCu,e	200	mm
Innlagt armeringsareal i underkant	Asu,e	1 005	mm2
Senteravstand for innlagt armering i overkant	CCo,e	200	mm
Innlagt armeringsareal i overkant	Aso,e	1 005	mm2
Sum innlagt armering i OK og UK	As,e	2 011	mm2

4. Kapasitetskontroll for moment

Tilf.	MEdG	MEdQ	Mgr	Mdim/MRd	Mdim	Eps.cd	Eps.sd	Eps.c	Eps.s	Eps.cc	Eps.ccs	Eps.cs
	kNm	kNm	kNm		kNm	promille	promille	promille	promille	promille	promille	promille
1	0	-55	0	0,58	-68	-3,50	12,72	-0,97	1,68	0,00	0,00	-0,26
2	0	-24	0	0,29	-34	-3,50	12,72	-0,61	0,85	0,00	0,00	-0,26
3	0	31	0	0,27	31	-3,50	12,72	-0,58	0,79	0,00	0,00	-0,26

MEdG : Moment fra langtidslast
MEdQ : Moment fra korttidslast
Mgr : Grense for dim. moment (pkt 6.2.3(7))
Mdim/MRd : Kapasitetsutnyttelse for moment
Mdim : Dimensjonerende moment etter pkt 6.2.3(7)

Eps.cd : Tøyning i betongen fra MRd
 Eps.sd : Tøyning i strekkarmering fra MRd
 Eps.c : Tøyning i betongen
 Eps.s : Tøyning i strekkarmering
 Eps.cc : Kryptøyning på trykksiden
 Eps.ccs : Kryptøyning på strekksiden
 Eps.cs : Svinntøyning

4.1 Kapasitetskontroll for skjærkraft

Tilf.	VEd	VEd.max	VEd.red	Theta	Ab	VEdred/Vdc	VEdred/Vds	VEd.red/VRd	VEd.max/VRdt	VRd,c	VRd,s	VRd,max
	kN	kN	kN	tan	mm ² /m					kN	kN	kN
1	64	64	0	1,00	0	0,00	****	0,00	0,05	134	0	1 236
2	49	49	0	1,00	0	0,00	****	0,00	0,04	134	0	1 236
3	0	0	0	1,00	0	0,00	****	0,00	0,00	134	0	1 236

VEd : Tilhørende skjærkraft
 VEd.max : Maksimal skjærkraft
 VEd.red : Redusert skjærkraft
 Theta : Helningsvinkel for trykkdiagonalen
 Ab : Statisk nødvendig skjærarmering
 VEdred/Vdc : Skjærutnyttelse for betong, uten bøyler
 VEdred/Vds : Skjærutnyttelse med innlagt bøylearmering
 VEd.red/VRd : Kapasitetsutnyttelse for strekkbrudd (skjærkraft)
 VEd.max/VRdt : Kapasitetsutnyttelse for trykkbrudd (skjærkraft)
 VRd,c : Skjærkraftskapasitet uten skjærarmering
 VRd,s : Skjærkraftskapasitet med skjærarmering
 VRd,max : Skjærkapasitet for trykkbrudd

Innholdsfortegnelse

<u>1. Materialdata</u>	2
<u>2. Geometri</u>	3
<u>3. Armering</u>	3
3.1 Dekkearmering i underkant	3
3.2 Dekkearmering i overkant	3
3.3 Minimumsarmering	3
<u>4. Kapasitetskontroll for moment</u>	3
4.1 Kapasitetskontroll for skjærkraft	4

Vedlegg F

Dimensjonering av betongpontong Overliggende laster

Bilag 2 Forenklet risskontroll betongdekke

Vedlegg F - Bilag 2 Forenklet Risskontroll

Det utføres forenklet rissviddekontroll etter EC2 7.3.3 ved beregning av armeringsspenning.

Armeringsspenningen beregnes for laster i bruksgrensetilstand for konstruksjonsfase, ferdigfase egenlast (langtidslast) og ferdigfase nyttelast (korttidslast).

De resulterende armeringsspenningene sammenstilles så for en vurdering av spenningsforholdet ved å inkludere effekten av belastningen av prefab dekker i konstruksjonsfasen, relaksasjon av armeringsstål og samvirke mellom prefa dekke og påstøp.

Det benyttes karakteristiske laster for risskontroll

Det utføres kontroll for strekk o.k. dekke da største moment finnes som støttemoment over indre vertikalvegger.

Innlagt armering i toppdekket (ø16c200)

$$A_{s.o.k.} := \left(\frac{1000}{200} \right) \cdot 201.1 \text{ mm}^2 = 1.01 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

1) Armeringsspenning i konstruksjonsfasen

Avstand fra trykkrand til senter o.k. armering

$$b_{\text{stripe}} := 1000 \text{ mm} \quad h_{\text{dekke}} := 300 \text{ mm} \quad c_{o.k.} := 75 \text{ mm} \quad \emptyset := 16 \text{ mm}$$

$$d_o := h_{\text{dekke}} - c_{o.k.} - \frac{\emptyset}{2} = 217 \cdot \text{mm}$$

Bøystivet opprisset tverrsnitt

$$E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_{cm} := 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.83$$

$$\rho := \frac{A_{s.o.k.}}{b_{\text{stripe}} \cdot d_o} = 4.63 \times 10^{-3}$$

$$\alpha := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + (2 \cdot \eta \cdot \rho)} - (\eta \cdot \rho) = 0.21$$

$$I_c := 0.5 \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot b_{\text{stripe}} \cdot d_o^3 = 2.04 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$EI_2 := E_{cm} \cdot I_c = 7.34 \times 10^{12} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Største momentvirkning som gir strekk i overkant hentes fra FEM-Design for vurdering av toppdekke i konstruksjonsfasen. Analysen er gjort for egenlast av toppdekke.

$$M_{1,2} := 20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resulterende armeringsspenning

$$\sigma_{1,2} := E_s \cdot \frac{[M_{1,2} \cdot (1 - \alpha) \cdot d_o]}{EI_2} = 98.46 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

2) Armeringsspenning i ferdigfase fra egenvekt

Største momentvirkning som gir strekk i overkant hentes fra FEM-Design for vurdering av toppdekke i ferdigfase. Analysen er gjort for egenlast (langtidslast) i ferdig tilstand og egenvekt av overliggende tredekke.

$$M_{2,2} := 29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resulterende armeringsspenning

$$\sigma_{2,2} := E_s \cdot \frac{[M_{2,2} \cdot (1 - \alpha) \cdot d_o]}{EI_2} = 142.76 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

3) Armeringsspenning i ferdigfase fra nyttelast

Største momentvirkning som gir strekk i overkant hentes fra FEM-Design for vurdering av toppdekke kun påkjent nyttelast (korttidslast) i ferdigfase. Dvs publikumslast 500kg/m².

$$M_{3,2} := 14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resulterende armeringsspenning

$$\sigma_{3,2} := E_s \cdot \frac{[M_{3,2} \cdot (1 - \alpha) \cdot d_o]}{EI_2} = 68.92 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Sammenstilling av armeringsspenning

Kryptall (se egen beregning): $\varphi := 1.269$

Relaksasjon av armeringsjern: $\rho_s := 0.8$

Sammenstilling for armeringsspenning over støtte.

$$\sigma_{s,2} := \sigma_{1,2} + (\sigma_{2,2} - \sigma_{1,2}) \cdot \left[\frac{\varphi}{(1 + \rho_s \cdot \varphi)} \right] + \sigma_{3,2} = 195.28 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Kontroll mot rissvidder EC2, Tabell 7.1N, 7.2N og 7.3N

Tabell 7.1N angir anbefalte verdier av maksimal tillatt rissvidde

For eksponeringsklasse XS3, levetid 50 år.

Anbefalt maksimal rissvidde: $w_{max,0} := 0.3mm$

Nominell overdekning: $c_{nom} := 75mm$

Minimum overdekning: $c_{min,dur} := 65mm$

Faktor for virkning av større overdekning: $k_{c,0} := \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}}$

$$k_c := \min(k_{c,0}, 1.3) = 1.15$$

Maksimal tillatt rissvidde: $w_{max} := w_{max,0} \cdot k_c = 0.35 \cdot mm$ Benytter 0,3mm

Tabell 7.2N angir største tillatte armeringsspenning for gitt maksimal rissvidde (0,3mm) og aktuell diameter for armeringsjern (Ø16).

$$\sigma_{max,7.2N} := 240 \frac{N}{mm^2}$$

Tabell 7.3N angir største tillatte armeringsspenning for gitt maksimal rissvidde (0,3mm) og aktuell senteravstand mellom strekkarmeringen (c=200mm).

$$\sigma_{max,7.3N} := 240 \frac{N}{mm^2}$$

De maksimale tillatte armeringsspenningene angitt av tabell 7.2N og 7.3N er høyere enn den sammenstilte armeringsspenningen for o.k. dekke. Risskontrollen er dermed OK.

Vedlegg F

Dimensjonering av betongpontong Overliggende laster

Bilag 3 Kryptall betongdekke

Vedlegg F - Bilag 3 Kryptall for dekke i ferdig tilstand

Bestemmelse av kryptall fra NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, Tillegg B

Faktor som tar hensyn til virkningen av relativ fuktighet på det normerte kryptallet:

$$f_{cm} := 53 \text{ MPa} \quad f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad \text{Dermed følger uttrykk B.3b:}$$

Relativ luftfuktighet i omgivelsene (%), utendørs forhold: $RH := 80$

Faktorer som tar hensyn til betongfasthetens betydning:

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} \quad \alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} \quad \alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5}$$

Den effektive tverrsnittstykkelsen, h_0 :

$$\text{Tverrsnitssarealet} \quad h_{\text{dekke}} := 300 \text{ mm} \quad b_{\text{dekke}} := 1000 \text{ mm}$$

$$A_c := h_{\text{dekke}} \cdot b_{\text{dekke}}$$

Konstruksjonsdelens omkrets som er utsatt for uttørking i kontakt med atmosfæren:

$$u_e := 2 \cdot b_{\text{dekke}} = 2000 \cdot \text{mm}$$

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u_e}$$

$$\varphi_{RH} := \left[1 + \left(\alpha_1 \cdot \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \right) \right] \cdot \alpha_2$$

Faktor som skal ta hensyn til virkningen av betongfastheten på det normerte kryptallet,

$\beta_{f_{cm}}$:

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}}$$

Faktor som skal ta hensyn til virkningen av betongens alder ved pålastning på det normerte kryptallet, β_{t_0} :

Betongens alder i døgn ved belastning: $t_0 := 28$

$$\beta_{t0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})}$$

Normert kryptall: $\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0}$

Betongens alder i døgn på det betrakte tidspunktet: $t := \infty$

Faktor som avhenger av relativ fuktighet og den effektive tverrsnittstykkelse:

$$\text{For } f_{cm} > 35: \quad \beta_{H1} := 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot RH)^{18}] \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3$$

$$\beta_H := \min(\beta_{H1}, 1500 \cdot \alpha_3)$$

Faktor som beskriver kryptutviklingen i forhold til tid etter belastning:

$$\beta_{c.t.t0} := \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3}$$

Kryptallet beregnes deretter utifra:

$$\varphi_{t.t0} := \varphi_0 \cdot \beta_{c.t.t0}$$

$$\varphi_{t.t0} = 1.269$$

Vedlegg G

Dimensjonering av betongpontong Opptak av fenderlast

Vedlegg G - Dimensjonering av betongpontong for opptak av fenderlast

Innledning

Det skal monteres fendere langs front på betongpontongen.

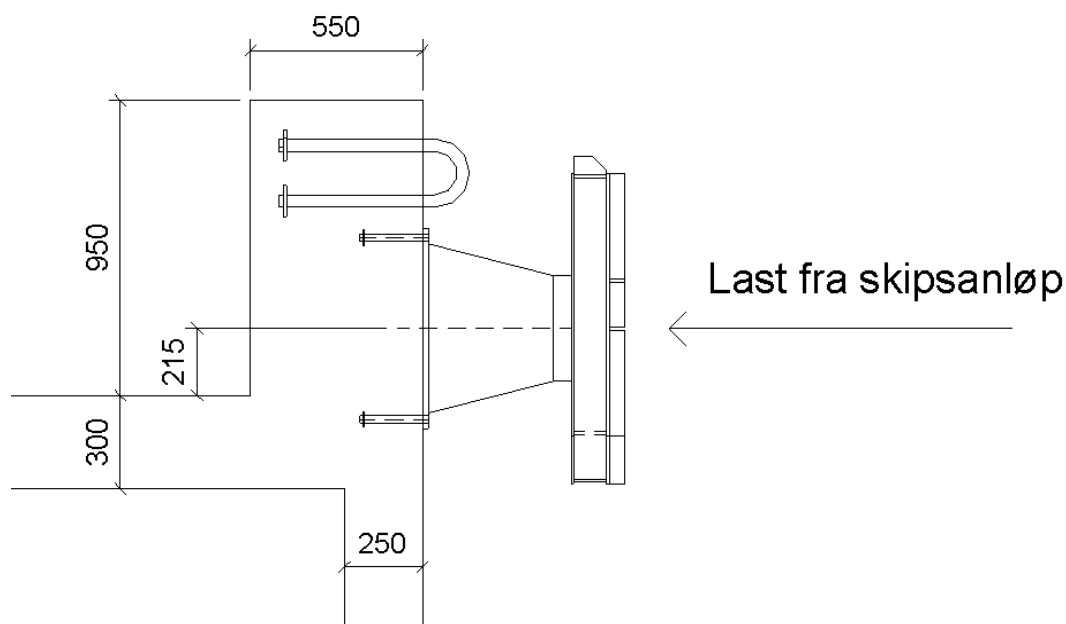
Det skal monteres tre sett av fenderoppheng langs fronten som alle består av 2stk MCN400 Conefendere med et fenderpanel 1000x3000mm med UHME-PE lavfriksjonsoverflate.

For at fendere skal være over vann og i riktig høyde for å ta imot skipsanløp monteres de på en forhøyet betongkant.

Betongkanten har tykkelse 550mm for å ivareta dimensjon på innstøpningsgods for fenderoppheng og har høyde lik 950mm for at fenderopphenget kan monteres tilstrekkelig høyt.

Resultantkraften fra fendere sees da å ha en største momentarm lik $a_{R,R}=215\text{mm}$ for høyeste plassering av fenderopphenget.

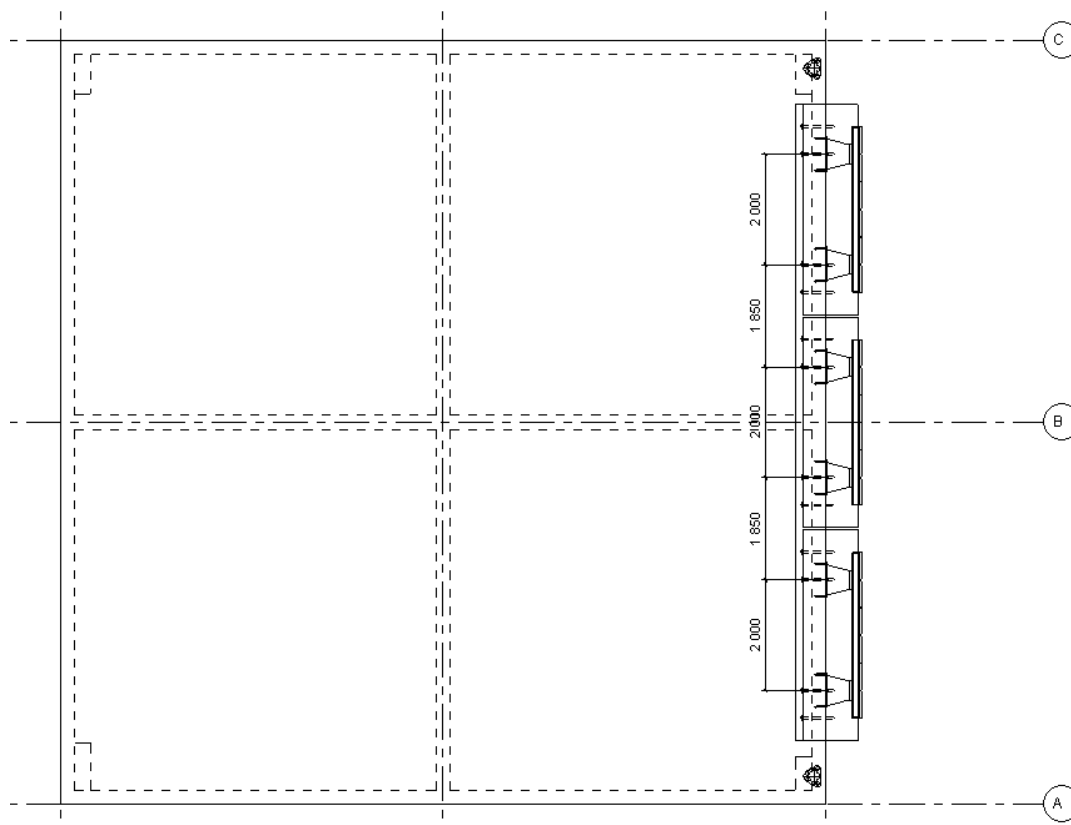
Se figur nedenfor for snitt av fenderoppheng over betongoppkant.



Lastforutsetninger

Fenderne er plassert med rimelig god avstand langs fronten (min. 1.85m) og det forutsettes at dimensjonerende fenderlast i én fender tas opp over 1m bredde betongoppkant og at last innført fra hver fender kan betraktes isolert fra øvrige fender. Se figur under.

Det forutsettes at kapasiteten til fenderopphenget isolert sett er ivarettatt av fenderleverandør. Det utføres dermed ikke nærmere kontroll av opphengslaster fra egenvekt av fender og fenderpanel, eller kapasitetskontroll av bolter som levert av fenderleverandør.



Lastfaktor benyttet i dimensjoneringen

$$\gamma_Q := 1.5$$

Lastfaktor nyttelast

Dimensjonerende fenderlast

Reaksjonskraft i fender er oppgitt fra fenderleverandør for valgt type fender.

For fendertype Cone MCN400 med energiopptak $E_R=18$ kNm er følgende reaksjonskraft per fender angitt som:

$$R_{R,k} := 80 \text{ kN}$$

$$R_{R,Ed} := \gamma_Q \cdot R_{R,k} = 120 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende lastvirkninger

De dimensjonerende lastvirkningene forutsettes tatt opp over 1 m bredde.

$$b_{\text{dim}} := 1 \text{ m}$$

Dimensjonerende skjærkraft:

$$V_{\text{Ed}} := \frac{R_{\text{R.Ed}}}{b_{\text{dim}}} = 120 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende moment:

$$a_{\text{R.R}} := 0.215 \text{ m}$$

$$M_{\text{Ed}} := \frac{(R_{\text{R.Ed}} \cdot a_{\text{R.R}})}{b_{\text{dim}}} = 25.8 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Dimensjonering og kapasitetskontroll

Det forutsettes at fenderlasten tas opp over 1 m bredde av betongoppkant og fordeles deretter videre ned i vertikal frontvegg på flyter og dekke i overkant flyter.

For skjærkraftvirkning antas denne ført ned til horisontalt betongdekke fra betongoppkanten og fordeles deretter i sin helhet videre i dekket som aksiallast.

For momentvirkning antas denne ført ned til øvre hjørne betongflyter hvor horisontalt betongdekke, vertikal frontvegg og betongoppkant er forbundet. Momentvirkningen fordeles over horisontalt dekke og vertikal frontvegg utfra deres respektive stivheter.

Kontroll av skjærkraftkapasitet

$$b_{\text{w}} := 1000 \text{ mm}$$

Kapasitet for betongoppkant over 1 m

$$t_{\text{v}} := 550 \text{ mm}$$

Tykkelse betongoppkant

$$\gamma_{\text{c}} := 1.5 \quad \alpha_{\text{cc}} := 0.85$$

Faktorer for betongdimensjonering

$$c_{\text{nom}} := 75 \text{ mm}$$

Nominell overdekning

$$\phi := 16 \text{ mm}$$

Generell armering for betongflyter, $\phi 16 \text{ c } 200$

$$d_{\text{v}} := t_{\text{v}} - c_{\text{nom}} - \frac{\phi}{2} = 467 \cdot \text{mm}$$

Forutsatt aktuell armering som ytterste lag

$$f_{\text{ck}} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Karakteristisk betongfasthet

- Skjærstrekkkapasitet (EC2 6.2.2 (1))

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k_0 := 1 + \sqrt{\frac{200 \cdot \text{mm}}{d_v}} = 1.654$$

$$k := \min(k_0, 2.0) = 1.654$$

$$A_{s,\text{lengde}} := 1005 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{Input aktuell lengdearmring, } \emptyset 16 \text{ c}200$$

$$\rho_{L,0} := \frac{A_{s,\text{lengde}} \cdot \text{m}}{b_w \cdot d_v} = 0.002$$

$$\rho_L := \min(\rho_{L,0}, 0.02) = 0.002$$

$$\sigma_{cp} := 0 \quad \text{Fortutsetter ingen aksialspenning}$$

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\left(\frac{3}{2}\right)} \cdot f_{ck}^{\left(\frac{1}{2}\right)} \cdot \left(\frac{\text{m}^{0.5} \cdot \text{s}}{\text{kg}^{0.5}}\right) \cdot \left(\frac{1}{1000}\right) = 0.5$$

$$V_{Rd,c,0} := \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left[\rho_L \cdot 100 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \right) \right]^{\left(\frac{1}{3}\right)} \right] \cdot d_v \cdot \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) = 197.62 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Rd,c,\min} := v_{\min} \cdot d_v \cdot \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) = 233.324 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Rd,c} := \max(V_{Rd,c,0}, V_{Rd,c,\min}) = 233.324 \cdot \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \quad V_{Ed} = 120 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 0.514 \quad \text{OK !}$$

- Skjærtrykkapasitet (EC2 6.2.2 (6))

$$\nu := 0.6 \cdot \left[1 - \left(\frac{f_{ck}}{250 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}} \right) \right] = 0.492$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rd,max} := 0.5 \cdot d_v \cdot \nu \cdot f_{cd} = 2929.491 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad V_{Ed} = 120 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = 0.041 \quad \text{OK !}$$

Nødvendig forankringslengde for strekkarmering forbi betraktet snitt (EC2 8.4)

Det betraktes i det følgende en minimum forankringslengde av vertikalarmeringen i betongoppkanten forbi betraktet snitt ved horisontaldekket. Dvs nødvendig forankringslengde ned i vertikal frontvegg for at skjærkontrollen skal være gyldig.

- Dimensjonerende heftfasthet (EC2 8.4.2)

$$f_{ctk,0.05} := 2.7 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1.53 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\eta_1 := 1.0 \quad \text{Gode forhold, heftbetingelser og armeringens plassering}$$

$$\eta_2 := 1.0 \quad \text{For armeringsjern } \phi < 32 \text{ mm}$$

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 3.442 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

- Basis kraftinnføringslengde (EC2 8.4.3)

$$z := 0.9 \cdot d_v = 420.3 \cdot \text{mm}$$

Indre momentarm kan settes som 0,9d

$$F_{s,moment} := \frac{M_{Ed} \cdot b_{dim}}{z} = 61.385 \cdot \text{kN} \quad \text{Strekraft i lengdearmering fra moment}$$

EC2 6.2.3 (7) angir at tilleggsstrekkraft fra skjærkraft i lengdearmeringen kan sees bort fra når største momentvirkning langs konstruksjonsdelen legges til grunn for beregning av strekkraft fra moment.

$$A_{s,\text{valgt}} := A_{s,\text{lengde}} \cdot b_{\text{dim}} = 1005 \cdot \text{mm}^2$$

Valgt armering ø16c200 for betongpontong

$$\sigma_{sd} := \frac{F_{s,\text{moment}}}{A_{s,\text{valgt}}} = 61.079 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende spenning i armeringsstang

$$l_{bd,\text{rqd}} := \left(\frac{\phi}{4} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \right) = 70.971 \cdot \text{mm}$$

- Dimensjonerende forankringslengde (EC2 8.4.4)

$$\alpha_1 := 1.0 \quad \text{Rett stang}$$

$$\alpha_{2,0} := 1 - 0.15 \cdot \left(\frac{c_{\text{nom}} - \phi}{\phi} \right) = 0.447 \quad \alpha_{2,1} := \max(\alpha_{2,0}, 0.7)$$

$$\alpha_2 := \min(\alpha_{2,1}, 1.0) = 0.7$$

$$\alpha_3 := 1.0 \quad \text{Tverrarmering som indre lag}$$

$$\alpha_4 := 1.0 \quad \text{Ikke sveist tverrarmering}$$

$$\alpha_5 := 1.0 \quad \text{Ikke gunstig trykk på tvers langs dimensjonerende forankringslengde}$$

$$l_{b,\text{min}} := \max(0.3 \cdot l_{bd,\text{rqd}}, 10 \cdot \phi, 100 \text{mm}) = 160 \cdot \text{mm}$$

$$l_{bd,0} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,\text{rqd}} = 49.68 \cdot \text{mm}$$

$$l_{bd} := \max(l_{bd,0}, l_{b,\text{min}}) = 160 \cdot \text{mm}$$

Det forutsettes at vertikal frontarmering fra betongoppkanten føres kontinuerlig ned som frontarmering i vertikalvegg, og krav til forankringslengde er ivaretatt.

Kontroll av momentkapasitet

- Betongtrykksonens momentkapasitet

$$M_{Rd.c} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot d_v^2 = 1529.349 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

- Nødvendig armeringsareal

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_s := \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = 141.185 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{Generell armering } \phi 16c200, A_{s, \text{valgt}} = 1005 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \text{OK !}$$

Kontroll mot minimumsarmering (EC2 9.3.1)

$$f_{ctm} := 3.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Midlere strekkfasthet, B45}$$

$$A_{s, \text{min.0}} := 0.26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot d_v = 922.792 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s, \text{min.1}} := 0.0013 \cdot d_v = 607.1 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s, \text{min}} := \max(A_{s, \text{min.0}}, A_{s, \text{min.1}}) = 922.792 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\frac{A_{s, \text{min}}}{A_{s, \text{lengde}}} = 0.918 \quad \text{OK !}$$

Vedlegg H

Dimensjonering av betongpontong Hydrostatisk trykk

Vedlegg H - Dimensjonering av betongpontong for hydrostatisk trykk

Innledning

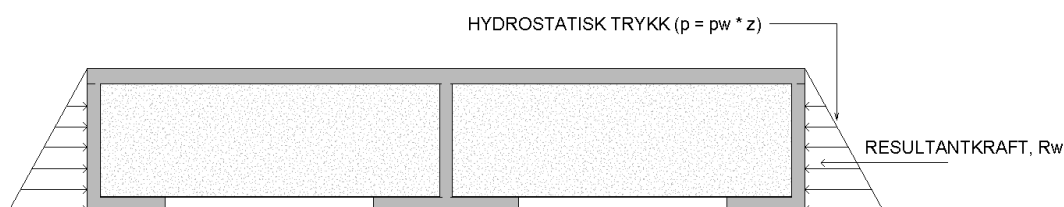
Det hydrostatiske trykket på utside vertikalvegger og over bunnplaten til betongflyteren forventes i stor grad å balanseres som følge av EPS i hulrommene og vann i EPS-materialet.

I det følgende gjøres imidlertid en konservativ vurdering av hydrostatisk vanntrykk over vertikalvegger og bunnplate for betongpontongen.

Dette gjøres ved å betrakte maksimum hydrostatisk vanntrykk for fullstendig neddykket flyter, og med luftfylte hulrom.

Figren under illustrerer vanntrykket som funksjon av dybden.

For vurderingen av vanntrykk mot bunnplate benyttes et jevnt vanntrykk lik vanntrykket ved betongflyterens bunn.



Lastforutsetninger

Det betraktes et lineært økende vanntrykk langs vertikalvegg og et jevnt vanntrykk under bunnplaten. De resulterende lastene vurderes over en platestripe med bredde lik 1m.

Lastfaktorer, geometri og øvrige parametre benyttet i dimensjoneringen

$\gamma_G := 1.2$ Lastfaktor egenvekt

$\rho_w := 10.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ Egenlast sjøvann

$z_{\text{flyter}} := 2.8\text{m}$ Høyde flyter

$b_{\text{dim}} := 1\text{m}$ Bredde for lastkontroll

Hydrostatisk vanntrykk ved bunnplate

$p_{w,z,k} := (\rho_w \cdot z_{\text{flyter}}) \cdot b_{\text{dim}} = 29 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Karakteristisk hydrostatisk last over 1m bredde

$p_{w,z,Ed} := \gamma_G \cdot p_{w,z,k} = 34.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Dimensjonerende hydrostatisk last

Dimensjonerende lastvirkninger, dimensjonering og kapasitetskontroll

Vertikalvegg

Det vurderes en platestripe med 1m bredde fast innspent i betongdekke i topp og fritt opplagt ved forbindelsen til bunnplaten.

Lastvirkningene består av skjær- og momentpåkjenning fra det lineært økende vanntrykket.

Kapasitetskontrollen utføres i G-Prog Betongbjelke for en platestripe med bredde lik 1m og høyde lik 250mm, fast innspent i begge ender.

Det benyttes generell hovedarmering $\phi 12c200$ dobbeltarmert for platestripen.

Nominell overdekning lik 75mm. Det forutsettes at vertikalarmeringen i vertikalvegger er ytre lag.

Vertikalveggen forbindes til toppdekke og bunnplate og armeringen forutsettes fullt forankret ved innspenningspunkt i hver ende.

Resultater fra lastvirkningsanalyse og kapasitetskontroll:

- Platestripen har tilstrekkelig kapasitet til å ta det lineært økende vanntrykket over en side med innlagt generell hovedarmering $\phi 12c200$.
- Kapasitetsutnyttelse moment strekk u.k. (innside) 20 %
- Kapasitetsutnyttelse moment strekk o.k. (utside) 21 %
- Kapasitetsutnyttelse skjærkraft 21 %

G-Prog beregning finnes som bilag 1 til dette vedlegg.

Bunnplate

Bunnplaten har utsparingen som fører til at deler av den fungerer som en utkraget platestripe. For dimensjoneringen og kapasitetskontrollen av bunnplaten vurderes denne uavhengig av ev. sidestøtte fra øvrige vertikalvegger.

Bunnplaten dimensjoneres dermed som en 1m bred utkraget plate med det aktuelle hydrostatiske vanntrykket som belastning.

Kapasitetskontrollen utføres i G-Prog Betongbjelke for en utkraget platestripe med bredde lik 1m og høyde lik 250mm, fast innspent i én ende.

Det er ønskelig å armere utkragede deler av bunnplaten ulikt, med senterarmering $\phi 16$ og bøyler $\phi 12$ for henholdsvis bunnplate utkraget fra indre vegger og bunnplate utkraget fra ytre vegger.

Bunnplate med senterarmering $\phi 16c200$.

Lengde utkramer er $L=1,4m$ for systemlinje.

Det benyttes generell hovedarmering $\phi 16c200$ for platestripen.


Nominell overdekning lik $c_{nom}=125mm$ for armering i senter bunnplate.

Utkraget bunnplate er forbundet til vertikalvegg i den ene enden og det forutsettes fullt forankret armering her. For fri ende settes forankringsfaktor i beregningene lik 0 for ingen forankring forbi ytterste snitt.

Resultater fra lastvirkningsanalyse og kapasitetskontroll:

- Platestripen har tilstrekkelig kapasitet til å ta det jevnt fordelte vanntrykket som virker over en side med innlagt generell hovedarmering $\phi 16c200$.
- Kapasitetsutnyttelse moment 29 %
- Kapasitetsutnyttelse skjærkraft 36 %

G-Prog beregningen finnes som bilag 2 til dette vedlegg.

Sign:	Dato/date:	Prosjekt/Project:	Norconsult 
AxWWa	2014-05-08	<u>NY ØYFERGETERMINAL</u>	
Ktr./Check:	Dato/date:	Vedlegg H	Side 3 av 3
HMR	2014-06-11	Prosjektnr: 5142802	

Bunnplate med bøylearmering ø12c200.

Lengde utkrager er $L=1,375\text{m}$ for systemlinje.

Det benyttes generell hovedarmering ø12c200 for platestripen.

Nominell overdekning lik $c_{\text{nom}}=80\text{ mm}$ for aktuell bøylearmering.

Utkraget bunnplate er forbundet til vertikalvegg i den ene enden og det forutsettes fullt forankret armering her. For fri ende settes forankringsfaktor i beregningene lik 0 for ingen forankring forbi ytterste snitt.

Resultater fra lastvirkningsanalyse og kapasitetskontroll:

Platestripen har tilstrekkelig kapasitet til å ta det jevnt fordelte vanntrykket som virker over en side med innlagt bøylearmering ø12c200.

Kapasitetsutnyttelse moment 46 %

Kapasitetsutnyttelse skjærkraft 39 %

G-Prog beregningen finnes som bilag 3 til dette vedlegg.

Vedlegg H

Dimensjonering av betongpontong Hydrostatisk trykk

Bilag 1 Hydrostatisk trykk over vertikalvegg

Norconsult AS

Dato: 28. juli 2014

Tid: 14:59:02

Signatur:

Programmet er utviklet av Norconsult Informasjonssystemer as.

Programsystem: G-PROG Betong

Programmodul: Betongbjelke etter Eurocode versjon 6.23

Norm: Norsk Standard NS-EN 1992 og NS-EN1990 med nasjonale tillegg NA:2008

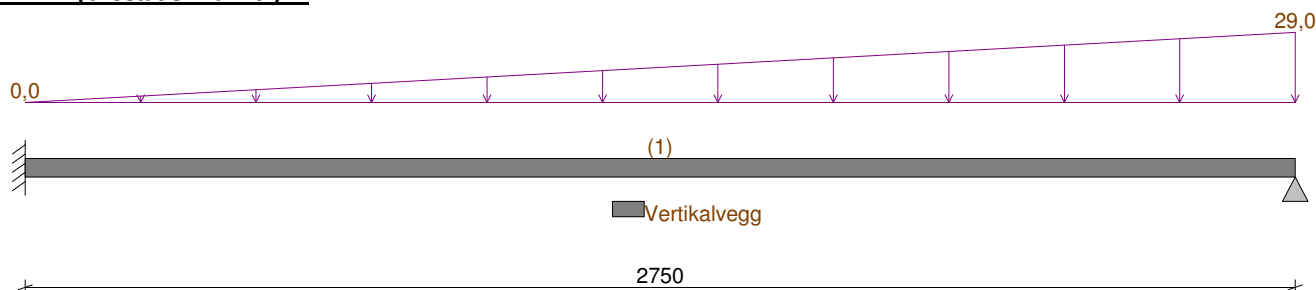
Beregning og dimensjonering av kontinuerlig betongbjelke etter Eurocode

Dokument: N:\514\28\5142802\5 Arbeidsdokumenter\52 Beregninger\04 G-Prog 18.06.14\Vedlegg H - Dimensjonering av betongpontong for hydrosta

1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Hydrostatisk vanntrykk



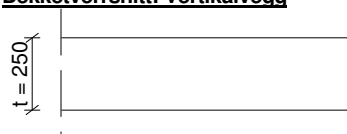
2. Materialdata

Betongklasse etter EN1992	C	B45	MPa
Materialfaktor for betong	GammaC	1,50	
Bjelkens massetetthet	Rho	2 400	kg/m3
Største tilslag etter NS-EN 12620	D	20	mm
Sementklasse	Sement	N	
Relativ fuktighet	RH	80	%
Alder ved pålastning	t0	28	døgn
Eksponeringsklasse	X	XS3	
Dimensjonerende levetid	Lvt	50	år
Tillegg / fradrag i nominell verdi for Cdur. 4.4.1.2 (6) - (11)	DeltaC	0	mm
Ståltype	Stål	B	
Materialfaktor for stål	GammaS	1,15	
Strekkarmeringens flytegrense	fyk	500	MPa
Bøylenes flytegrense	fywk	500	MPa
Toleranse for plassering av jern vertikalt	Toleranse	10,0	mm

3. Geometri

3.1 Tverrsnittsgeometrier

Dekketverrsnitt: Vertikalvegg



4. Laster

4.1 Lastkombinasjoner

4.1.1 Vanntrykk over vertikalvegg (Brudd)

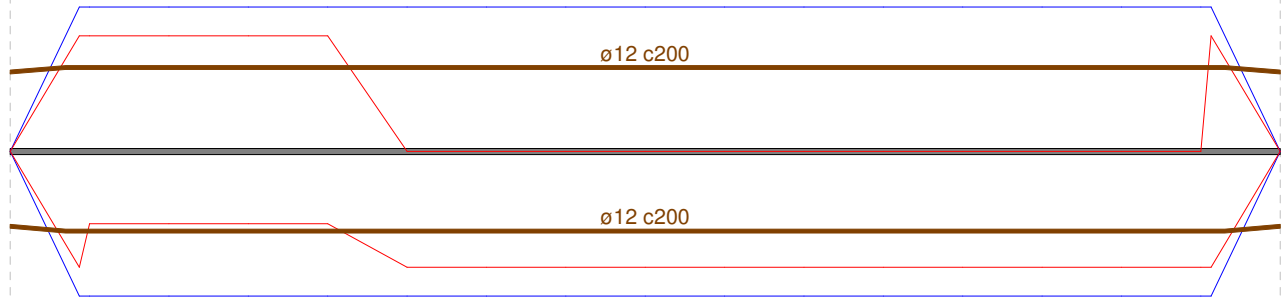
LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Hydrostatisk vanntrykk	Permanent	1,20	1,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
 Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
 Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
 Min gamma : Minste lastfaktor
 Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

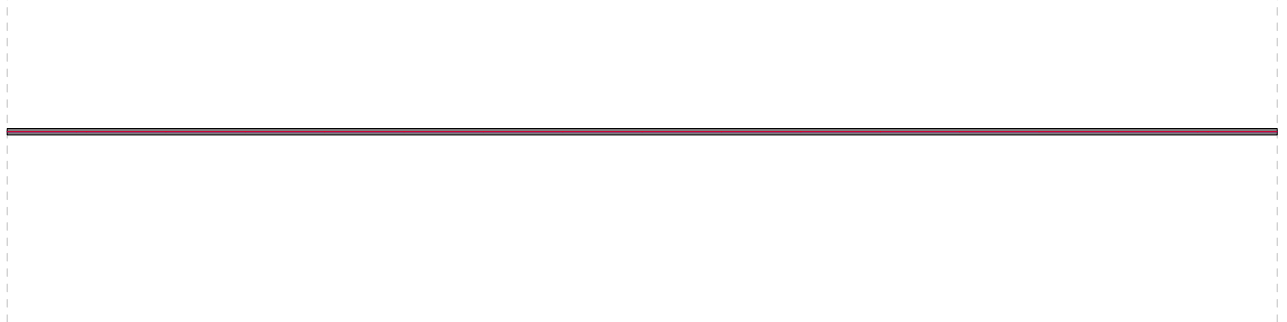
5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger

5.1 Armering

Hovedarmering



Bøylearmering



5.2 Presentasjon av alle snitt

5.3 Kapasitetskontroll

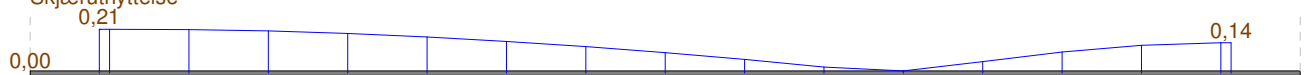
Momentutnyttelse UK



Momentutnyttelse OK



Skjærutnyttelse



Rissutnyttelse

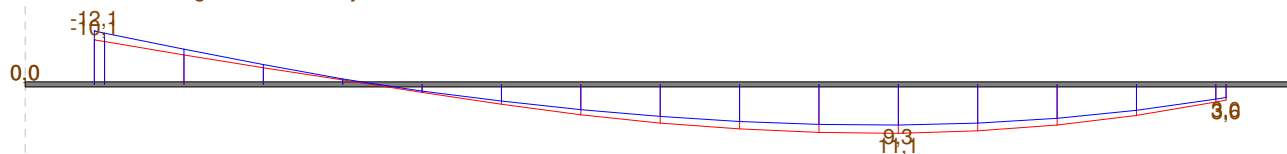


Spenningsutnyttelse

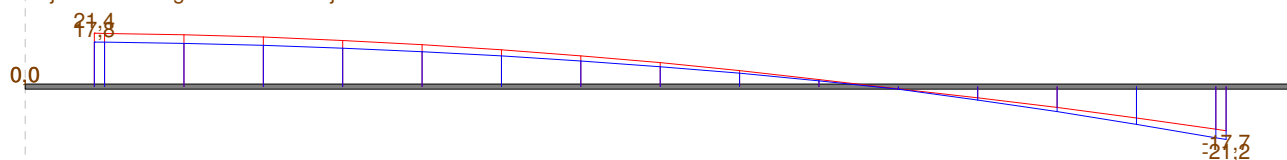


5.4 Statikkresultater

Moment fra bruddgrensekombinasjoner



Skjær fra bruddgrensekombinasjoner



6. Armering

6.1 Minimumsarmering, lengderetning

Felt	As	As,max	ccs	cca	cct	ccta	Asw,min	Aswb,min
	mm ²	mm ²	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ²
1	444	10 000	250	400	400	450	1 342	1 342

As : Minste areal for hovedarmering
As,max : Største areal for summen av all langsgående armering
ccs : Maksimal tillatt senteravstand i strekksone
cca : Maksimal tillatt senteravstand for avtrappet armering
cct : Maksimal tillatt senteravstand for fordelingsarmering på tvers
ccta : Største senteravstand for avtrappet fordelingsarmering
Asw,min : Minste tillatte skjærarmering
Aswb,min : Minste tillatte skjærarmering med bøyer

7. Kapasitetskontroll

7.1 Sammendrag av kapasitetskontroll

Felt	xU	MEdmax/	xO	MEdmin/	VEdred/	fmaxl	wk/wktil
	mm	MRduk	mm	MRdok	VRd	mm	
1	1 547	0,20	150	0,21	0,21	0,0	0,00

xU : Avstand fra venstre opplegg til snitt for største kapasitetsutnyttelse
MEdmax/ : Største kapasitetsutnyttelse i bruddgrense for strekk i UK
xO : Avstand fra venstre opplegg til snitt for største kapasitetsutnyttelse
MEdmin/ : Største kapasitetsutnyttelse i bruddgrense for strekk i OK
VEdred/ : Største kapasitetsutnyttelse for skjærkraft
fmaxl : Maksimal nedbøyning
wk/wktil : Maksimal utnyttelse for riss

8. Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner

Felt	x	Mf	Vv	Mv	Vh	Mh
	mm	kNm	kN	kNm	kN	kNm
1	1 891	11,1	21,4	-12,1	-21,2	3,0

9. Oppleggskrefter

9.1 Ekstremverdier fra alle bruddkombinasjoner

	Nmax	---	---	Nmin	---	---	Mmax	---	---	Mmin	---	---
Oppl	N1	M1U	M1O	N2	M2U	M2O	N3	M3U	M3O	N4	M4U	M4O
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm
1	21,5	-15,4	0,0	17,9	-12,8	0,0	17,9	-12,8	0,0	21,5	-15,4	0,0

Oppl	Nmax			Nmin			Mmax			Mmin		
	N1	M1U	M1O	N2	M2U	M2O	N3	M3U	M3O	N4	M4U	M4O
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm
2	26,3	-0,0	0,0	21,9	-0,0	0,0	21,9	-0,0	0,0	26,3	-0,0	0,0

10. Fortegnsregler

Positiv last (jevnt fordelt, punktlast og trapeslast) peker nedover.

Positiv momentlast dreier mot urviseren.

Positivt moment gir strekk i underkant.

Positiv skjærkraft vil dreie et bjelkeelement med urviseren.

Positiv oppleggskraft er oppover.

Positivt oppleggsmoment vil dreie et oppleggspunkt med urviseren.

Positiv forskyvning er nedover.

Innholdsfortegnelse

<u>1.</u>	<u>Grafisk presentasjon av inndata</u>	2
1.1	Lasttilfeller	2
1.1.1	Hydrostatisk vanntrykk	2
<u>2.</u>	<u>Materialdata</u>	2
<u>3.</u>	<u>Geometri</u>	2
3.1	Tverrsnittsgeometrier	2
<u>4.</u>	<u>Laster</u>	2
4.1	Lastkombinasjoner	2
4.1.1	Vanntrykk over vertikalvegg (Brudd)	2
<u>5.</u>	<u>Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger</u>	3
5.1	Armering	3
5.2	Presentasjon av alle snitt	3
5.3	Kapasitetskontroll	3
5.4	Statikkresultater	4
<u>6.</u>	<u>Armering</u>	4
6.1	Minimumsarmering, lengderetning	4
<u>7.</u>	<u>Kapasitetskontroll</u>	4
7.1	Sammendrag av kapasitetskontroll	4
<u>8.</u>	<u>Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner</u>	4
<u>9.</u>	<u>Oppleggskrefter</u>	4
9.1	Ekstremverdier fra alle bruddkombinasjoner	4
<u>10.</u>	<u>Fortegnsregler</u>	5

Vedlegg H

Dimensjonering av betongpontong Hydrostatisk trykk

Bilag 2 Hydrostatisk trykk over bunnplate

Norconsult AS

Dato: 28. juli 2014

Tid: 15:01:43

Signatur:

Programmet er utviklet av Norconsult Informasjonssystemer as.

Programsystem: G-PROG Betong

Programmodul: Betongbjelke etter Eurocode versjon 6.23

Norm: Norsk Standard NS-EN 1992 og NS-EN1990 med nasjonale tillegg NA:2008

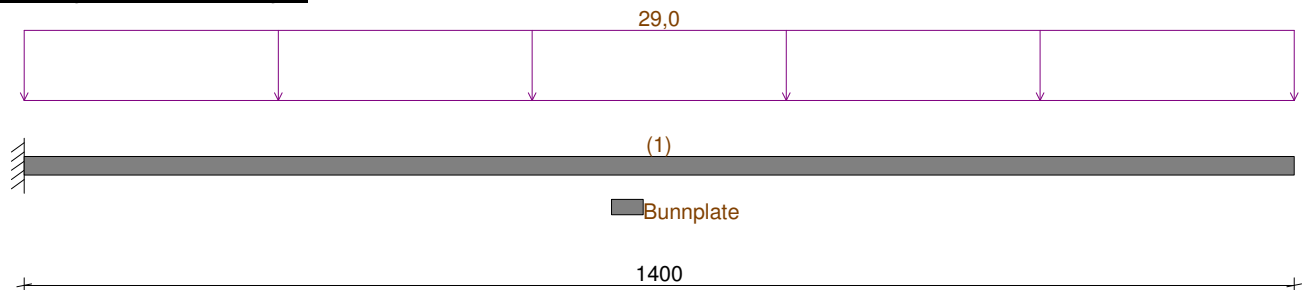
Beregning og dimensjonering av kontinuerlig betongbjelke etter Eurocode

Dokument: N:\514\28\5142802\5 Arbeidsdokumenter\52 Beregninger\04 G-Prog 18.06.14\Vedlegg H - Dimensjonering av betongpontong for hydrosta

1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Hydrostatisk vanntrykk



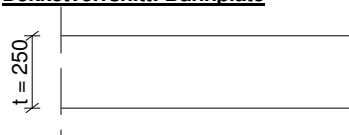
2. Materialdata

Betongklasse etter EN1992	C	B45	MPa
Materialfaktor for betong	GammaC	1,50	
Bjelkens massetetthet	Rho	2 400	kg/m3
Største tilslag etter NS-EN 12620	D	20	mm
Sementklasse	Sement	N	
Relativ fuktighet	RH	80	%
Alder ved pålastning	t0	28	døgn
Eksponeringsklasse	X	XS3	
Dimensjonerende levetid	Lvt	50	år
Tillegg / fradrag i nominell verdi for Cdur. 4.4.1.2 (6) - (11)	DeltaC	0	mm
Ståltipe	Stål	B	
Materialfaktor for stål	GammaS	1,15	
Strekkarmeringens flytegrense	fyk	500	MPa
Bøylenes flytegrense	fywk	500	MPa
Toleranse for plassering av jern vertikalt	Toleranse	10,0	mm

3. Geometri

3.1 Tverrsnittsgeometrier

Dekketverrsnitt: Bunnplate



4. Laster

4.1 Lastkombinasjoner

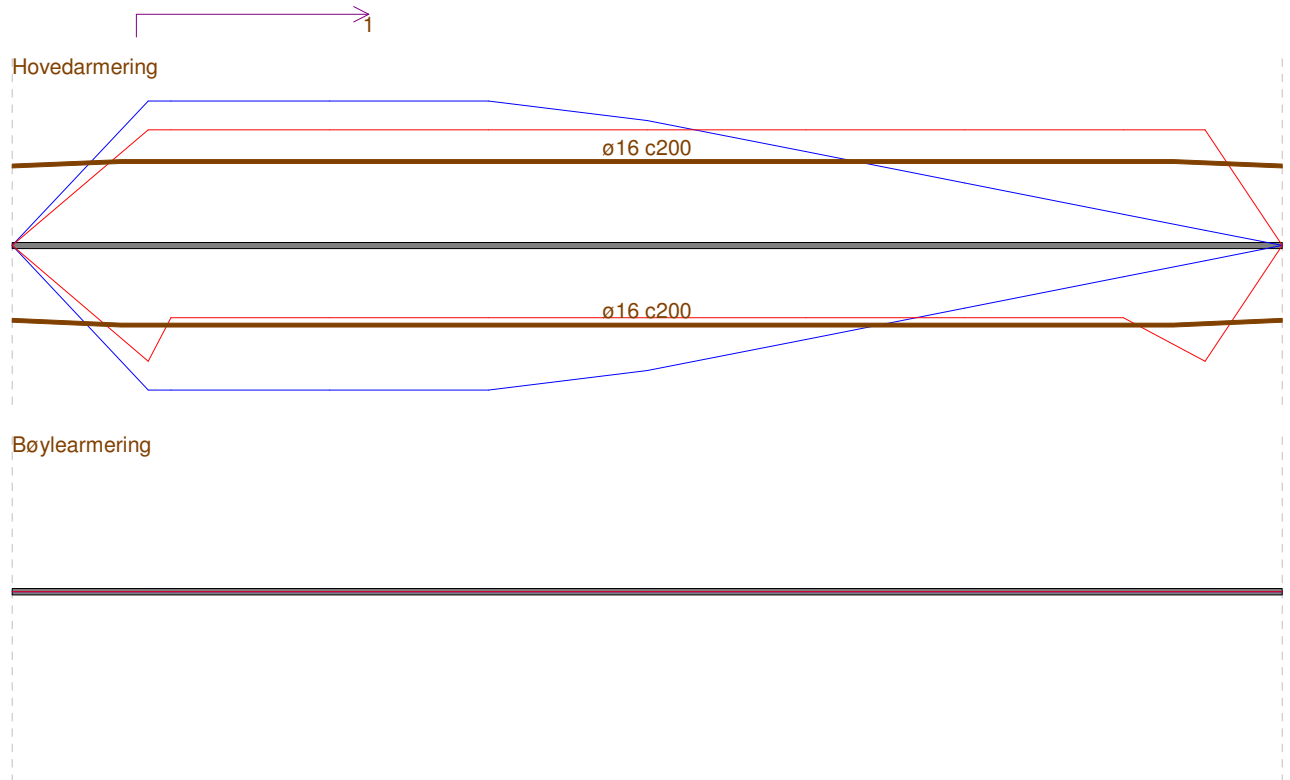
4.1.1 Vanntrykk over bunnplate (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Hydrostatisk vanntrykk	Permanent	1,20	1,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
Min gamma : Minste lastfaktor
Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

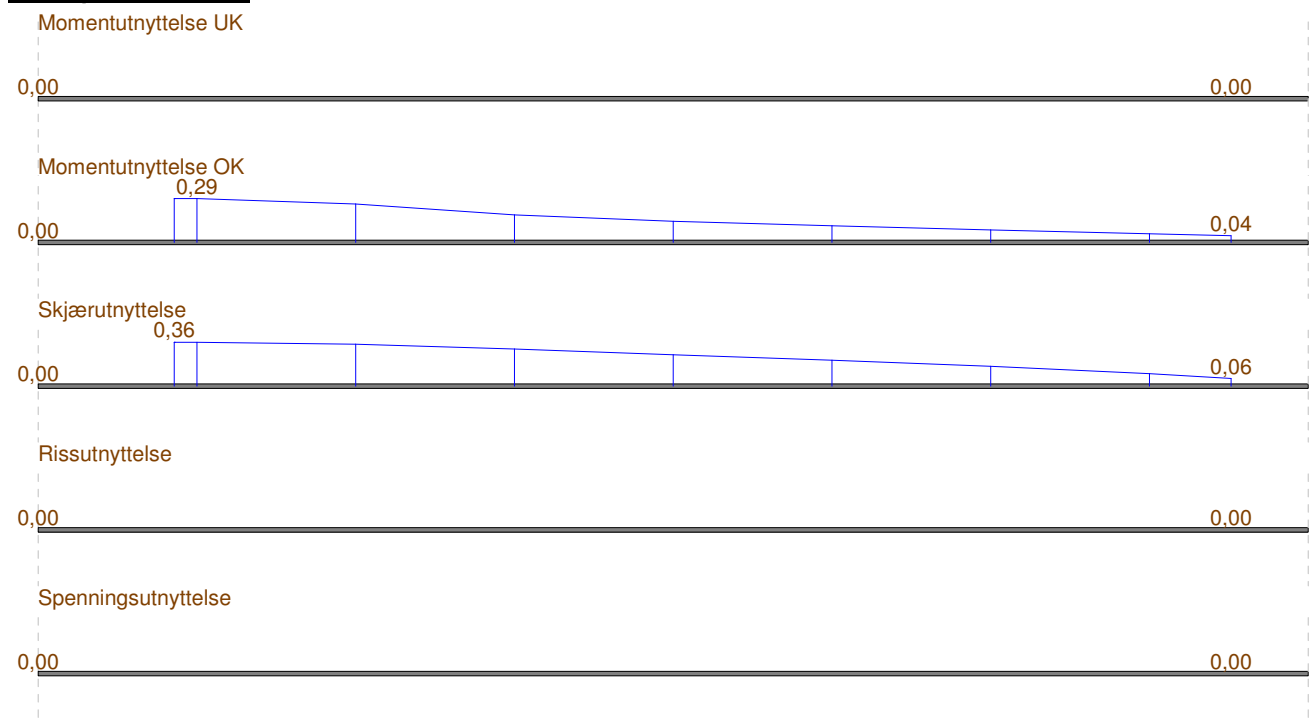
5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger

5.1 Armering

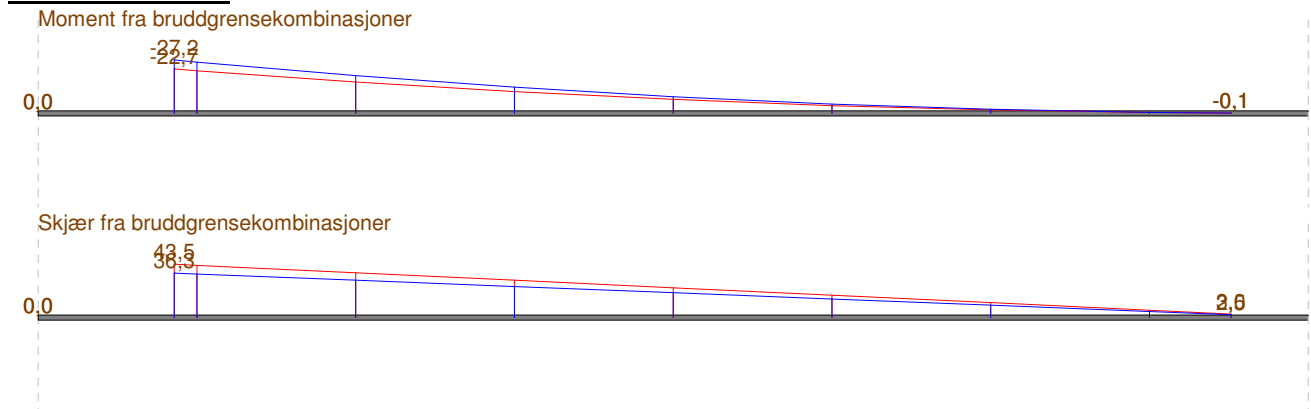


5.2 Presentasjon av alle snitt

5.3 Kapasitetskontroll



5.4 Statikkresultater



6. Armering

6.1 Minimumsarmering, lengderetning

Felt	As	As,max	ccs	cca	cct	ccta	Asw,min	Aswb,min
	mm ²	mm ²	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ²
1	444	10 000	250	400	400	450	1 342	1 342

As : Minste areal for hovedarmering
 As,max : Største areal for summen av all langsgående armering
 ccs : Maksimal tillatt senteravstand i strekksone
 cca : Maksimal tillatt senteravstand for avtrappet armering
 cct : Maksimal tillatt senteravstand for fordelingsarmering på tvers
 ccta : Største senteravstand for avtrappet fordelingsarmering
 Asw,min : Minste tillatte skjærarmering
 Aswb,min : Minste tillatte skjærarmering med bøyler

7. Kapasitetskontroll

7.1 Sammendrag av kapasitetskontroll

Felt	xU	MEdmax/	xO	MEdmin/	VEdred/	fmaxl	wk/wktil
	mm	MRduk	mm	MRdok	VRd	mm	
1	150	0,00	150	0,29	0,36	0,0	0,00

xU : Avstand fra venstre opplegg til snitt for største kapasitetsutnyttelse
 MEdmax/ : Største kapasitetsutnyttelse i bruddgrense for strekk i UK
 xO : Avstand fra venstre opplegg til snitt for største kapasitetsutnyttelse
 MEdmin/ : Største kapasitetsutnyttelse i bruddgrense for strekk i OK
 VEdred/ : Største kapasitetsutnyttelse for skjærkraft
 fmaxl : Maksimal nedbøyning
 wk/wktil : Maksimal utnyttelse for riss

8. Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner

Felt	x	Mf	Vv	Mv	Vh	Mh
	mm	kNm	kN	kNm	kN	kNm
1	1 315	-0,1	43,5	-27,2	2,5	-0,1

9. Oppleggskrefter

9.1 Ekstremverdier fra alle bruddkombinasjoner

	Nmax	---	---	Nmin	---	---	Mmax	---	---	Mmin	---	---
Oppl	N1	M1U	M1O	N2	M2U	M2O	N3	M3U	M3O	N4	M4U	M4O
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm
1	48,7	-34,1	0,0	40,6	-28,4	0,0	40,6	-28,4	0,0	48,7	-34,1	0,0

Oppl	Nmax			Nmin			Mmax			Mmin		
	N1	M1U	M1O	N2	M2U	M2O	N3	M3U	M3O	N4	M4U	M4O
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm
2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

10. Fortegnsregler

Positiv last (jevnt fordelt, punktlast og trapeslast) peker nedover.

Positiv momentlast dreier mot urviseren.

Positivt moment gir strekk i underkant.

Positiv skjærkraft vil dreie et bjelkeelement med urviseren.

Positiv oppleggskraft er oppover.

Positivt oppleggsmoment vil dreie et oppleggspunkt med urviseren.

Positiv forskyvning er nedover.

Innholdsfortegnelse

<u>1.</u>	<u>Grafisk presentasjon av inndata</u>	2
1.1	Lasttilfeller	2
1.1.1	Hydrostatisk vanntrykk	2
<u>2.</u>	<u>Materialdata</u>	2
<u>3.</u>	<u>Geometri</u>	2
3.1	Tverrsnittsgeometrier	2
<u>4.</u>	<u>Laster</u>	2
4.1	Lastkombinasjoner	2
4.1.1	Vanntrykk over bunnplate (Brudd)	2
<u>5.</u>	<u>Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger</u>	3
5.1	Armering	3
5.2	Presentasjon av alle snitt	3
5.3	Kapasitetskontroll	3
5.4	Statikkresultater	4
<u>6.</u>	<u>Armering</u>	4
6.1	Minimumsarmering, lengderetning	4
<u>7.</u>	<u>Kapasitetskontroll</u>	4
7.1	Sammendrag av kapasitetskontroll	4
<u>8.</u>	<u>Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner</u>	4
<u>9.</u>	<u>Oppleggskrefter</u>	4
9.1	Ekstremverdier fra alle bruddkombinasjoner	4
<u>10.</u>	<u>Fortegnsregler</u>	5

Vedlegg H

Dimensjonering av betongpontong Hydrostatisk trykk

Bilag 3 Hydrostatisk trykk over bunnplate

Norconsult AS

Dato: 28. juli 2014

Tid: 15:05:09

Signatur:

Programmet er utviklet av Norconsult Informasjonssystemer as.

Programsystem: G-PROG Betong

Programmodul: Betongbjelke etter Eurocode versjon 6.23

Norm: Norsk Standard NS-EN 1992 og NS-EN1990 med nasjonale tillegg NA:2008

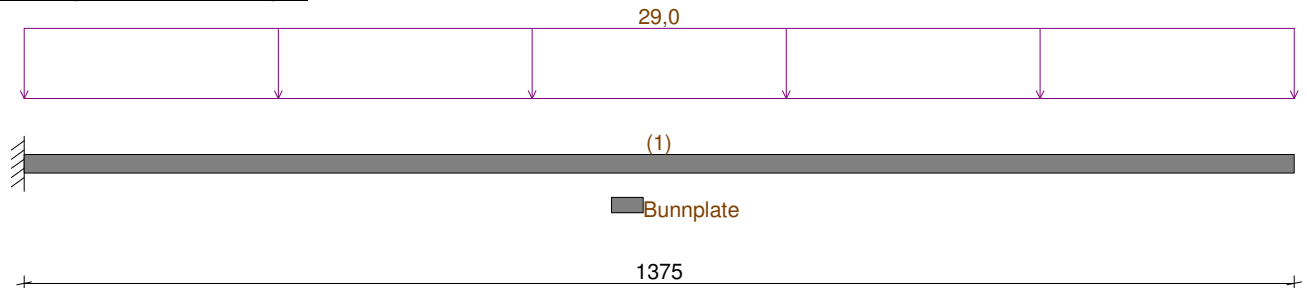
Beregning og dimensjonering av kontinuerlig betongbjelke etter Eurocode

Dokument: N:\514\28\5142802\5 Arbeidsdokumenter\52 Beregninger\04 G-Prog 18.06.14\Vedlegg H - Dimensjonering av betongpontong for hydrosta

1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Hydrostatisk vanntrykk



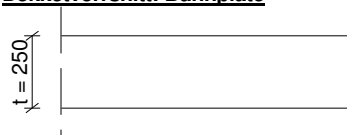
2. Materialdata

Betongklasse etter EN1992	C	B45	MPa
Materialfaktor for betong	GammaC	1,50	
Bjelkens massetetthet	Rho	2 400	kg/m3
Største tilslag etter NS-EN 12620	D	20	mm
Sementklasse	Sement	N	
Relativ fuktighet	RH	80	%
Alder ved pålastning	t0	28	døgn
Eksponeringsklasse	X	XS3	
Dimensjonerende levetid	Lvt	50	år
Tillegg / fradrag i nominell verdi for Cdur. 4.4.1.2 (6) - (11)	DeltaC	0	mm
Ståltype	Stål	B	
Materialfaktor for stål	GammaS	1,15	
Strekkarmeringens flytegrense	fyk	500	MPa
Bøylenes flytegrense	fywk	500	MPa
Toleranse for plassering av jern vertikalt	Toleranse	10,0	mm

3. Geometri

3.1 Tverrsnittsgeometrier

Dekketverrsnitt: Bunnplate



4. Laster

4.1 Lastkombinasjoner

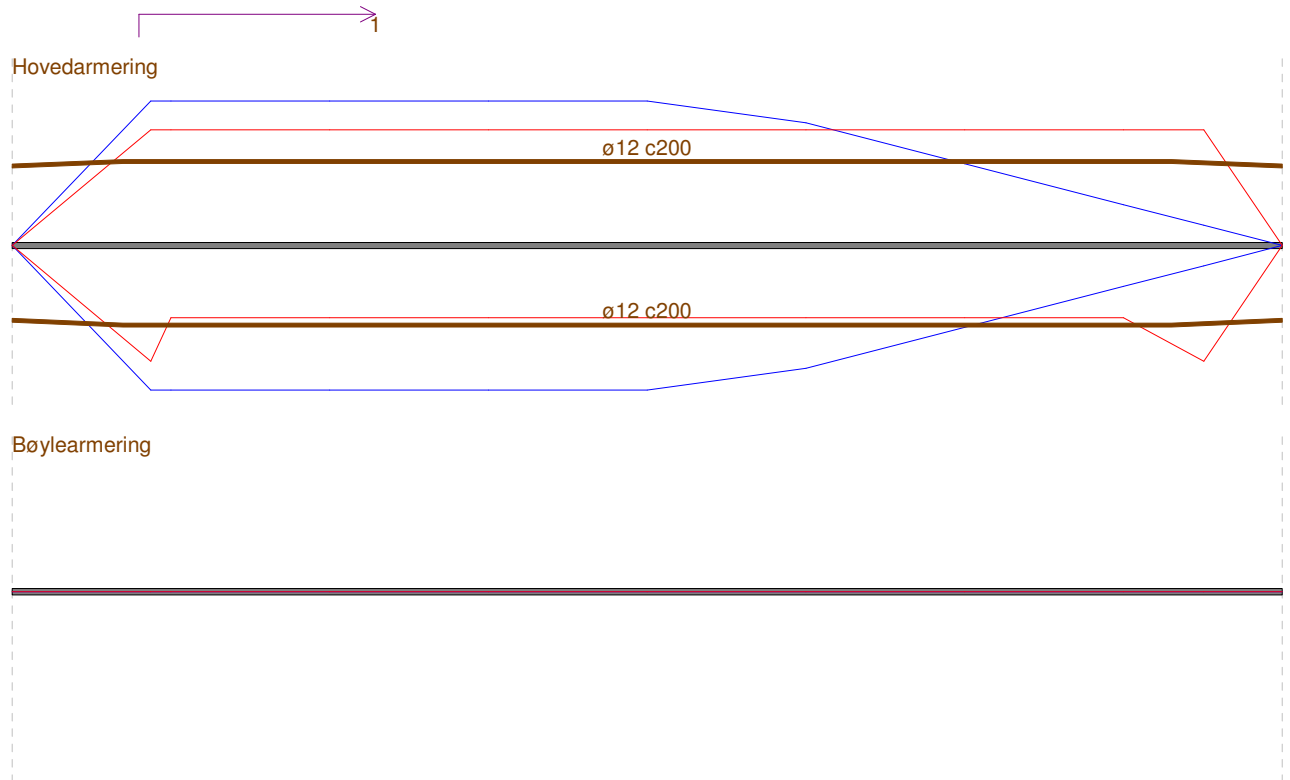
4.1.1 Vanntrykk over bunnplate (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Hydrostatisk vanntrykk	Permanent	1,20	1,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
Min gamma : Minste lastfaktor
Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

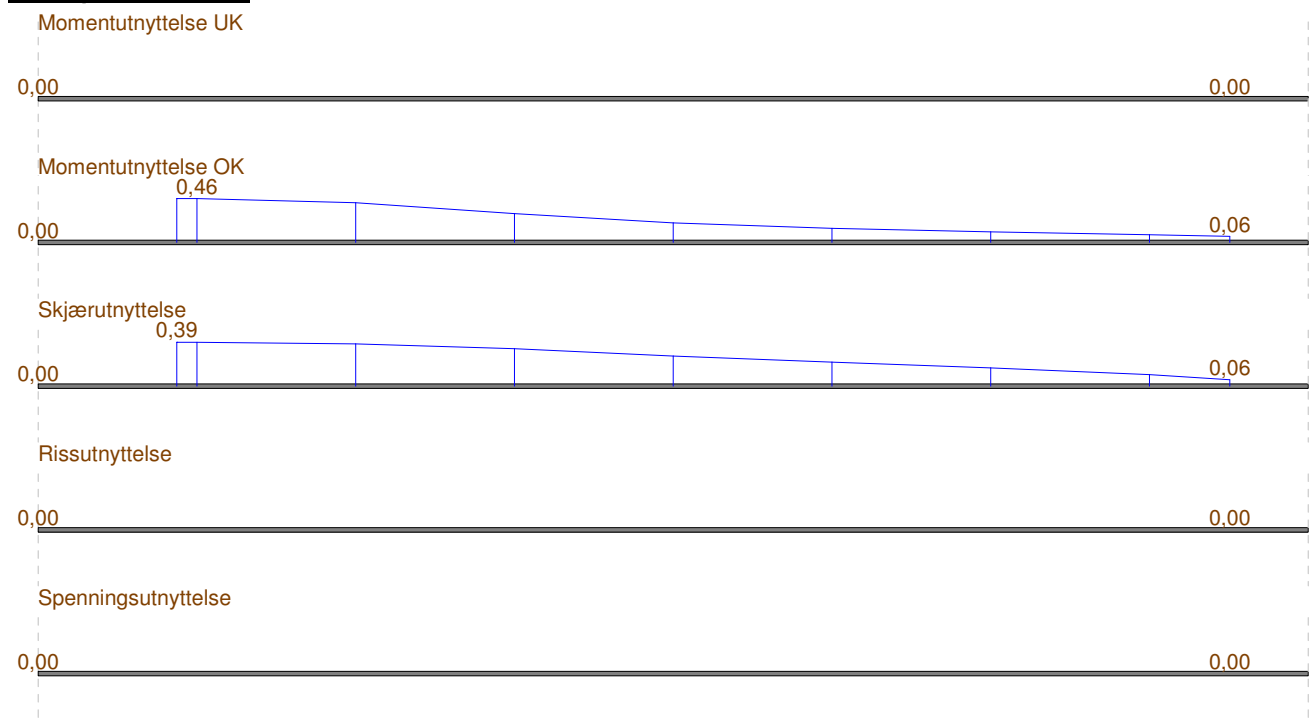
5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger

5.1 Armering



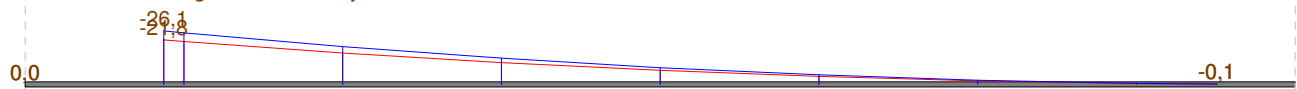
5.2 Presentasjon av alle snitt

5.3 Kapasitetskontroll

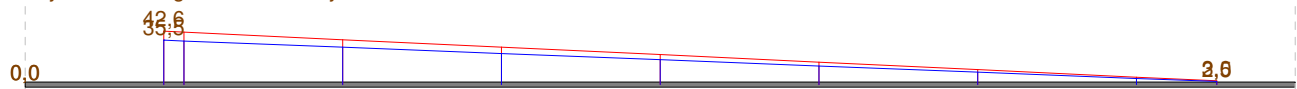


5.4 Statikkresultater

Moment fra bruddgrensekombinasjoner



Skjær fra bruddgrensekombinasjoner



6. Armering

6.1 Minimumsarmering, lengderetning

Felt	As	As,max	ccs	cca	cct	ccta	Asw,min	Aswb,min
	mm ²	mm ²	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ²
1	444	10 000	250	400	400	450	1 342	1 342

As : Minste areal for hovedarmering
As,max : Største areal for summen av all langsgående armering
ccs : Maksimal tillatt senteravstand i strekksone
cca : Maksimal tillatt senteravstand for avtrappet armering
cct : Maksimal tillatt senteravstand for fordelingsarmering på tvers
ccta : Største senteravstand for avtrappet fordelingsarmering
Asw,min : Minste tillatte skjærarmering
Aswb,min : Minste tillatte skjærarmering med bøyer

7. Kapasitetskontroll

7.1 Sammendrag av kapasitetskontroll

Felt	xU	MEdmax/	xO	MEdmin/	VEdred/	fmaxl	wk/wktil
	mm	MRduk	mm	MRdok	VRd	mm	
1	150	0,00	150	0,46	0,39	0,0	0,00

xU : Avstand fra venstre opplegg til snitt for største kapasitetsutnyttelse
MEdmax/ : Største kapasitetsutnyttelse i bruddgrense for strekk i UK
xO : Avstand fra venstre opplegg til snitt for største kapasitetsutnyttelse
MEdmin/ : Største kapasitetsutnyttelse i bruddgrense for strekk i OK
VEdred/ : Største kapasitetsutnyttelse for skjærkraft
fmaxl : Maksimal nedbøyning
wk/wktil : Maksimal utnyttelse for riss

8. Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner

Felt	x	Mf	Vv	Mv	Vh	Mh
	mm	kNm	kN	kNm	kN	kNm
1	1 290	-0,1	42,6	-26,1	2,5	-0,1

9. Oppleggskrefter

9.1 Ekstremverdier fra alle bruddkombinasjoner

	Nmax	---	---	Nmin	---	---	Mmax	---	---	Mmin	---	---
Oppl	N1	M1U	M1O	N2	M2U	M2O	N3	M3U	M3O	N4	M4U	M4O
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm
1	47,9	-32,9	0,0	39,9	-27,4	0,0	39,9	-27,4	0,0	47,9	-32,9	0,0

Oppl	Nmax			Nmin			Mmax			Mmin		
	N1	M1U	M1O	N2	M2U	M2O	N3	M3U	M3O	N4	M4U	M4O
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm
2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

10. Fortegnsregler

Positiv last (jevnt fordelt, punktlast og trapeslast) peker nedover.

Positiv momentlast dreier mot urviseren.

Positivt moment gir strekk i underkant.

Positiv skjærkraft vil dreie et bjelkeelement med urviseren.

Positiv oppleggskraft er oppover.

Positivt oppleggsmoment vil dreie et oppleggspunkt med urviseren.

Positiv forskyvning er nedover.

Innholdsfortegnelse

<u>1.</u>	<u>Grafisk presentasjon av inndata</u>	2
1.1	Lasttilfeller	2
1.1.1	Hydrostatisk vanntrykk	2
<u>2.</u>	<u>Materialdata</u>	2
<u>3.</u>	<u>Geometri</u>	2
3.1	Tverrsnittsgeometrier	2
<u>4.</u>	<u>Laster</u>	2
4.1	Lastkombinasjoner	2
4.1.1	Vanntrykk over bunnplate (Brudd)	2
<u>5.</u>	<u>Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger</u>	3
5.1	Armering	3
5.2	Presentasjon av alle snitt	3
5.3	Kapasitetskontroll	3
5.4	Statikkresultater	4
<u>6.</u>	<u>Armering</u>	4
6.1	Minimumsarmering, lengderetning	4
<u>7.</u>	<u>Kapasitetskontroll</u>	4
7.1	Sammendrag av kapasitetskontroll	4
<u>8.</u>	<u>Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner</u>	4
<u>9.</u>	<u>Oppleggskrefter</u>	4
9.1	Ekstremverdier fra alle bruddkombinasjoner	4
<u>10.</u>	<u>Fortegnsregler</u>	5

Vedlegg I

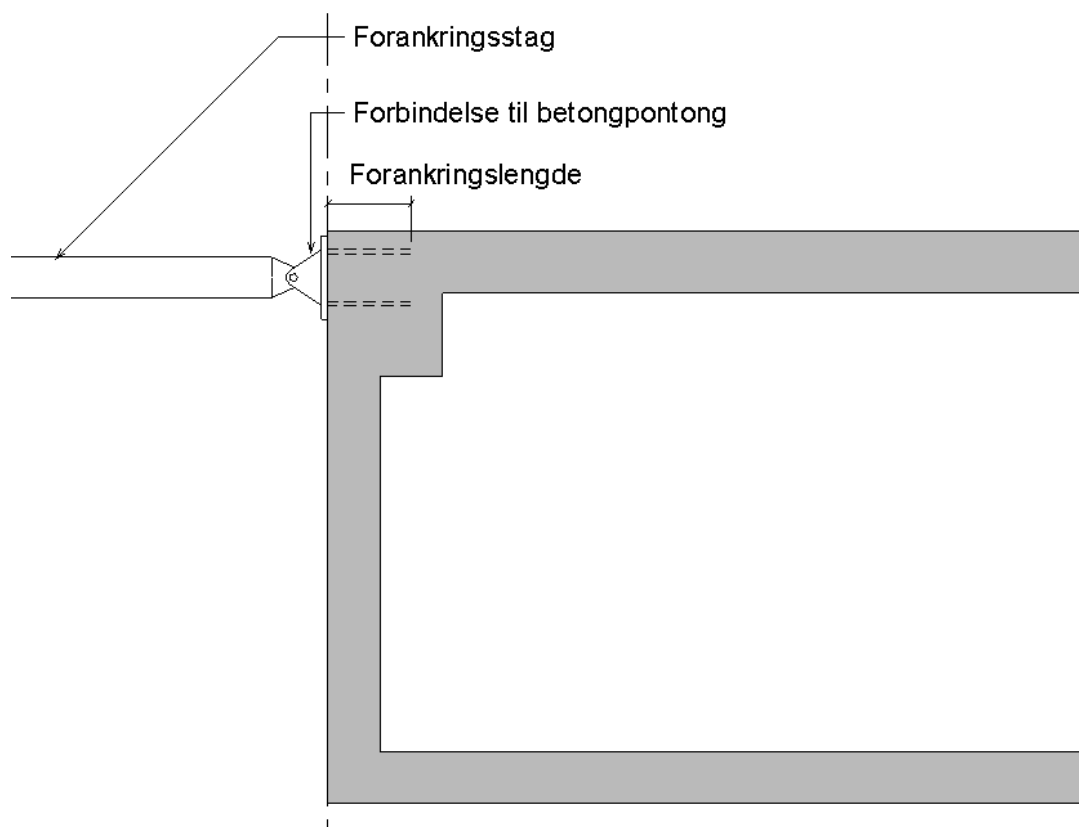
Dimensjonering av betongpontong Innfesting av forankringsstag

Vedlegg I - Dimensjonering av betongpontong for forankringsstag

Innledning

Betongpontongen er forbundet til Rådhusbrygge 4 ved hjelp at to stk forankringsstag. Disse er festet i bakre hjørner av betongflyteren og kan rotere for å ivareta vannstandsvariasjoner.

Dimensjoneringen av forankringsstagene utføres i eget vedlegg, mens det i det følgende utføres en dimensjonering og kontroll av tilstrekkelig innfestingskapasitet i betongflyteren.



Lastforutsetninger

Dimensjonerende laster for forankringsstagene er beregnet fra største horisontale vind- og strømkrefter samtidig virkende på flyter og ferge forøyd til flyter. Dette innebærer kontroll mot pullertenes maksimale kapasitet.

Lastfaktorer, geometri og øvrige parametre benyttet i dimensjoneringen

$\gamma_P := 1.5$	Lastfaktor for pullertlast
$\gamma_Q := 1.6$	Lastfaktor for laster fra vind, bølger og strøm
$\psi_0 := 0.7$	Reduksjonsfaktor for kombinerte nyttelaster
$L_{\text{ferge}} := 29\text{m}$	Avstand fra bakkant betongflyter til senter ferge
$L_{\text{flyter}} := 7\text{m}$	Avstand fra bakkant betongflyter til senter flyter
$L_{\text{stag}} := 13.5\text{m}$	Avstand mellom innfestingspunkt forankringsstag
$L_{\text{pullert}} := 13.5\text{m}$	Avstand fra pullerter til bakkant betongflyter
$\gamma_{\text{korr}} := 1.079$	Korresksjonsfaktor for 22 grader helning forankringsstag $1/\cos(22)$

Vindlast (karakteristiske laster som angitt i konkurransegrunnlaget)


$$W_{\text{ferge.k}} := 53.3\text{kN}$$

$$W_{\text{flyter.k}} := 22.5\text{kN}$$

Strømlast (karakteristiske laster som angitt i konkurransegrunnlaget)

$$S_{\text{ferge.k}} := 51.2\text{kN}$$

$$S_{\text{flyter.k}} := 26.1\text{kN}$$

Sign:	Dato/date:	Prosjekt/Project:	Norconsult 
AxWWa	2014-05-12	<u>NY ØYFERGETERMINAL</u>	
Ktr./Check:	Dato/date:	Vedlegg I	Side 3 av 9
HMR	2014-06-11	Prosjektnr:5142802	

Dimensjonerende lastvirkninger

Det beregnes momentvirkning om indre kant betongflyter hvor forankringsstag har innfeste fra horisontallaster på ferge og flyter for bestemmelse av største aksialkraft som føres til forankringsstagene. Aksialkraften kontrolleres i tillegg for pullertkrefter for bestemmelse av dimensjonerende aksialkraft i forankringsstag.

Horisontallasten som virker på ferge og flyter fra strøm og vind forutsettes ført inn som skjærkraft til fastpunkt på ytterkant pir for Rådhusbrygge 4 via forankringsstagene.

Moment om bakkant betongflyter fra vind og strøm

$$M_{1.Ed} := \gamma_Q \cdot (W_{ferge.k} \cdot L_{ferge} + W_{flyter.k} \cdot L_{flyter}) + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot (S_{ferge.k} \cdot L_{ferge} + S_{flyter.k} \cdot L_{flyter})$$

$$M_{2.Ed} := \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot (W_{ferge.k} \cdot L_{ferge} + W_{flyter.k} \cdot L_{flyter}) + \gamma_Q \cdot (S_{ferge.k} \cdot L_{ferge} + S_{flyter.k} \cdot L_{flyter})$$

$$M_{Ed} := \max(M_{1.Ed}, M_{2.Ed}) = 4592.72 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Aksialkraft i innfeste bakkant flyter fra momentvirkning fra vind og strøm

$$N_{stag.0.Ed} := \left(\frac{M_{Ed}}{L_{stag}} \right) = 340.201 \cdot \text{kN}$$

Aksialkraft i innfeste bakkant flyter fra horisontal pullertlast normalt på kaifront

Det forutsettes at begge pullertene kan belastes med dimensjonerende last samtidig slik at et forankringsstag må kunne overføre dimensjonerende last i én pullert normalt på betongflyterens front til landfeste.

$$P_{p.k} := 300 \text{ kN}$$

$$P_{p.Ed} := \gamma_P \cdot P_{p.k} = 450 \cdot \text{kN}$$

Moment om bakkant betongflyter fra pullertlast med 45 graders vinkel i horisontalplanet

Det forutsettes at trossevinkelen i horisontalplanet kan virke opp til 45 grader fra normalt på betongflyterens front. Pullertlasten dekomponeres med en kraftkomponent normalt betongflyterens front som gir opphav til direkte strekk i forbindelsen til forankringsstag og en kraftkomponent langs betongflyterens front som gir opphav til en momentvirkning som bakkant betongflyter og tilhørende strekkraft i ett forankringsstag.

$$P_{p.n.Ed} := \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right) \cdot P_{p.Ed} = 318.198 \cdot \text{kN}$$

$$P_{p.l.Ed} := \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right) \cdot P_{p.Ed} = 318.198 \cdot \text{kN}$$

$$M_{P.p.Ed} := P_{p.l.Ed} \cdot L_{pullert} = 4295.674 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Aksiallast i innfeste bakkant flyter fra momentvirkning fra pullertlast

$$S_{P.M} := \frac{M_{P.p.Ed}}{L_{stag}} = 318.198 \cdot \text{kN}$$

$$S_{P.A} := P_{p.n.Ed} = 318.198 \cdot \text{kN}$$

$$S_{P.max} := S_{P.M} + S_{P.A} = 636.396 \cdot \text{kN} \quad \text{Strekraft i høyest belastede innfestingspunkt}$$

Dimensjonerende aksiallast i innfesting spunkt for forankringsstag

$$N_{stag.Ed} := \max(N_{stag.0.Ed}, P_{p.Ed}, S_{P.max}) = 636.396 \cdot \text{kN}$$

Skjærkraftvirkning overført til innfestingspunkter i bakkant flyter

$$V_{1.Ed} := \gamma_Q \cdot (W_{ferge.k} + W_{flyter.k}) + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot (S_{ferge.k} + S_{flyter.k})$$

$$V_{2.Ed} := \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot (W_{ferge.k} + W_{flyter.k}) + \gamma_Q \cdot (S_{ferge.k} + S_{flyter.k})$$

$$V_{3.Ed} := P_{p.1.Ed}$$

$$V_{Ed} := \max(V_{1.Ed}, V_{2.Ed}, V_{3.Ed}) = 318.198 \cdot \text{kN}$$

Skjærkraft i forankringsstag

Det forutsettes at skjærkraften skal kunne overføres via ett innfestingspunkt for stag

$$n_{stag} := 1$$

$$V_{stag.Ed} := \left(\frac{V_{Ed}}{n_{stag}} \right) = 318.198 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonering og kapasitetskontroll av innfesting forankringsstag

Forbindelsen til forankringsstagene dimensjoneres for de dimensjonerende lastene som bestemt i det foregående.

Det forutsettes at forbindelsen til forankringsstaget er leddet og festet på en stålplate. Stålplaten er videre forankret i bakkant betongpontong via påsveiste kamstål/forankringsbolter.

All kapasitet til forbindelsen antas bestemt av kapasiteten til forankringsboltene i strekk og skjær.

Forankringsbolter og betong, geometri og fasthet

$$\phi := 25\text{mm}$$

Forutsetter forankringsbolter $\phi 25$

$$A_{\phi 25} := \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 490.874 \cdot \text{mm}^2$$

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Dimensjonering flytespenning kamstål}$$

$$\tau_{yd} := \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 251.022 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Dimensjonerende flytespenning for skjær}$$

$$f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Dimensjonerende betongfasthet}$$

$$E_{cm} := 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{E - modul betong}$$

$$c_{nom} := 75\text{mm} \quad \text{Nominell overdekning}$$

Kontroll aksialkraftkapasitet

$$N_{Rd.bolt} := f_{yd} \cdot A_{\phi 25} = 213.423 \cdot \text{kN}$$

$$n_{bolt.1} := \frac{N_{stag.Ed}}{N_{Rd.bolt}} = 2.982 \quad \text{Minimum 3stk bolter for opptak av aksialkraft}$$

Kontroll skjærkraftkapasitet

Kapasitetskontroll ren avskjæring i stålet

$$V_{Rd.bolt} := \tau_{yd} \cdot A_{\phi 25} = 123.22 \cdot \text{kN}$$

$$n_{bolt.2} := \frac{V_{stag.Ed}}{V_{Rd.bolt}} = 2.582 \quad \text{Minimum 3stk bolt for opptak av skjærkraft ved ren avskjæring}$$

Kapasitetskontroll etter dybelteori

$$\gamma_v := 1.25 \quad \text{Materialfaktor for bruk ved dybelteori}$$

$$\alpha := 1 \quad \text{Forutsetter lengde forankringsbolter større enn } L_{bolt}=4\phi=80\text{mm}$$

$$P_{Rd.1} := \frac{0.8 \cdot f_{yk} \cdot A_{\phi 25}}{\gamma_v} = 157.08 \cdot \text{kN}$$

$$P_{Rd.2} := \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = 184.555 \cdot \text{kN}$$

$$P_{Rd} := \min(P_{Rd.1}, P_{Rd.2}) = 157.08 \cdot \text{kN}$$

$$n_{bolt.3} := \frac{V_{stag.Ed}}{P_{Rd}} = 2.026 \quad \text{Minimum 3stk bolt for opptak av skjærkraft etter dybelteori}$$

Sammenstilling, nødvendig antall forankringsbolter

$$n_{bolt} := \max(n_{bolt.1}, n_{bolt.2}, n_{bolt.3}) = 2.982 \quad \text{Minimum 3stk bolter er nødvendig for å overføres de dimensjonerende kreftene mellom forankringsstag og betongflyter}$$

$$n_{valgt} := 4$$

Kontroll av kombinert stålspenning fra aksialkraft og skjærkraft

$$N_{bolt.Ed} := \frac{N_{stag.Ed}}{n_{valgt}} = 159.099 \cdot \text{kN}$$

$$\sigma_{bolt.s} := \frac{N_{bolt.Ed}}{A_{\phi 25}} = 324.114 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{\text{bolt.Ed}} := \frac{V_{\text{stag.Ed}}}{4} = 79.55 \cdot \text{kN}$$

$$\tau_{\text{bolt.s}} := \frac{V_{\text{bolt.Ed}}}{A_{\phi 25}} = 162.057 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Interaksjonsformel for spenningskontroll

$$\left(\frac{\tau_{\text{bolt.s}}}{\tau_{\text{yd}}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{\text{bolt.s}}}{f_{\text{yd}}} \right)^2 = 0.972 < 1 \text{ OK !}$$

Det er i etterkant bestemt å benytte skjærplater for overføring av skjærkraft mellom forankringsplate og betong, og forankringsbolter trenger således kun å ta opp strekkraft i forbindelsen.

Det er i tillegg valgt benyttet gjengestag ø36 som forankring, dette gir redusert kapasitetsutnyttelse for aksialkraft sammenliknet med beregningene i det foregående.

Forankringslengde bolter i betong

For en symmetrisk og robust forbindelse mellom forankringsstag og betongflyter velges en forankringsplate med 4stk ø25 kamstål (ev. gjengestag) plassert i et rutenett.

I det følgende beregnes nødvendig forankringslengde for kamstål i betong for overføring av aksial strekkraft til betong.

- Dimensjonerende heftfasthet (EC2 8.4.2)

$$f_{\text{ctk.0.05}} := 2.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\phi_{36} := 36 \text{ mm}$$

$$f_{\text{ctd}} := \alpha_{\text{cc}} \cdot \frac{f_{\text{ctk.0.05}}}{\gamma_{\text{c}}} = 1.53 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{\phi 36} := \pi \cdot \frac{\phi_{36}^2}{4} = 1017.876 \cdot \text{mm}^2$$

$$\eta_1 := 1.0$$

Gode forhold, heftbetingelser og armeringens plassering

$$\eta_2 := \frac{(132 \text{ mm} - \phi_{36})}{100 \text{ mm}} = 0.96$$

For armeringsjern ø>32mm

$$f_{\text{bd}} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{\text{ctd}} = 3.305 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Basis kraftinnføringslengde (EC2 8.4.3)

$$F_{\text{s}} := N_{\text{stag.Ed}} = 636.396 \cdot \text{kN}$$

Strekraft i forankringsjern fra maks aksiallast

$$A_{\text{s}} := n_{\text{valgt}} \cdot A_{\phi 36} = 4071.504 \cdot \text{mm}^2$$

Armeringsareal i forbindelsen

$$\sigma_{sd} := \frac{F_s}{A_s} = 156.305 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende spenning i armeringsjern

$$l_{bd,rqd} := \left(\frac{\phi_{36}}{4} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \right) = 425.667 \cdot mm$$

- Dimensjonerende forankringslengde (EC2 8.4.4)

$$\alpha_1 := 1.0 \quad \text{Rett stang}$$

$$\alpha_{2,0} := 1 - 0.15 \cdot \left(\frac{c_{nom} - \phi_{36}}{\phi_{36}} \right) = 0.838 \quad \alpha_{2,1} := \max(\alpha_{2,0}, 0.7)$$

$$\alpha_2 := \min(\alpha_{2,1}, 1.0) = 0.838$$

$$\alpha_3 := 1.0 \quad \text{Tverrarmering som indre lag}$$

$$\alpha_4 := 1.0 \quad \text{Ikke sveist tverrarmering}$$

$$\alpha_5 := 1.0 \quad \text{Ikke gunstig trykk på tvers langs dimensjonerende forankringslengde}$$

$$l_{b,min} := \max(0.3 \cdot l_{bd,rqd}, 10 \cdot \phi, 100mm) = 250 \cdot mm$$

$$l_{bd,0} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,rqd} = 356.496 \cdot mm$$

$$l_{bd} := \max(l_{bd,0}, l_{b,min}) = 356.496 \cdot mm$$

Dimensjonerende forankringslengde

Nødvendig armeringsmengde betongflyter

Det forutsettes at det legges tilstrekkelig armering i betongflyterens toppdekke og vertikalvegger ved innfestingspunkt for forankringsstag til at de dimensjonerende lastvirkningene i innfestingspunktet kan overføres i sin helhet av armeringen.

Langsgående armeringsmengde for opptak av strekkraft i innfestingspunkt:

$$A_{s,L} := \frac{N_{stag,Ed}}{f_{yd}} = 1463.711 \cdot mm^2 \quad \text{F.eks } \phi 20c200 \text{ over bredde } 1000mm, A_{s,L}=1571mm^2$$

Tverrarmering for opptak av skjærkraftvirkning i innfestingspunkt:

$$A_{s,T} := \frac{V_{stag,Ed}}{f_{yd}} = 731.856 \cdot mm^2 \quad \text{F.eks } \phi 16c200 \text{ over høyde } 1000mm, A_{s,T}=1005mm^2$$

Resulterende lastvirkninger i forankringsstag

Som følge av skråstilling av forankringsstagene multipliseres de dimensjonerende snittkreftene ved innfestingspunktet på flyteren med en korreksjonsfaktor, γ_{korr} , for dimensjonerende snittkrefter som overføres til forankringsstagene.

$$N_{\text{forankringsstag.Ed}} := \gamma_{\text{korr}} \cdot N_{\text{stag.Ed}} = 686.671 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\text{forankringsstag.Ed}} := \gamma_{\text{korr}} \cdot V_{\text{stag.Ed}} = 343.336 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg J

Dimensjonering av betongpontong Opptak av pullertlaster

Vedlegg J - Dimensjonering av betongpontong for opptak av pullertlaster

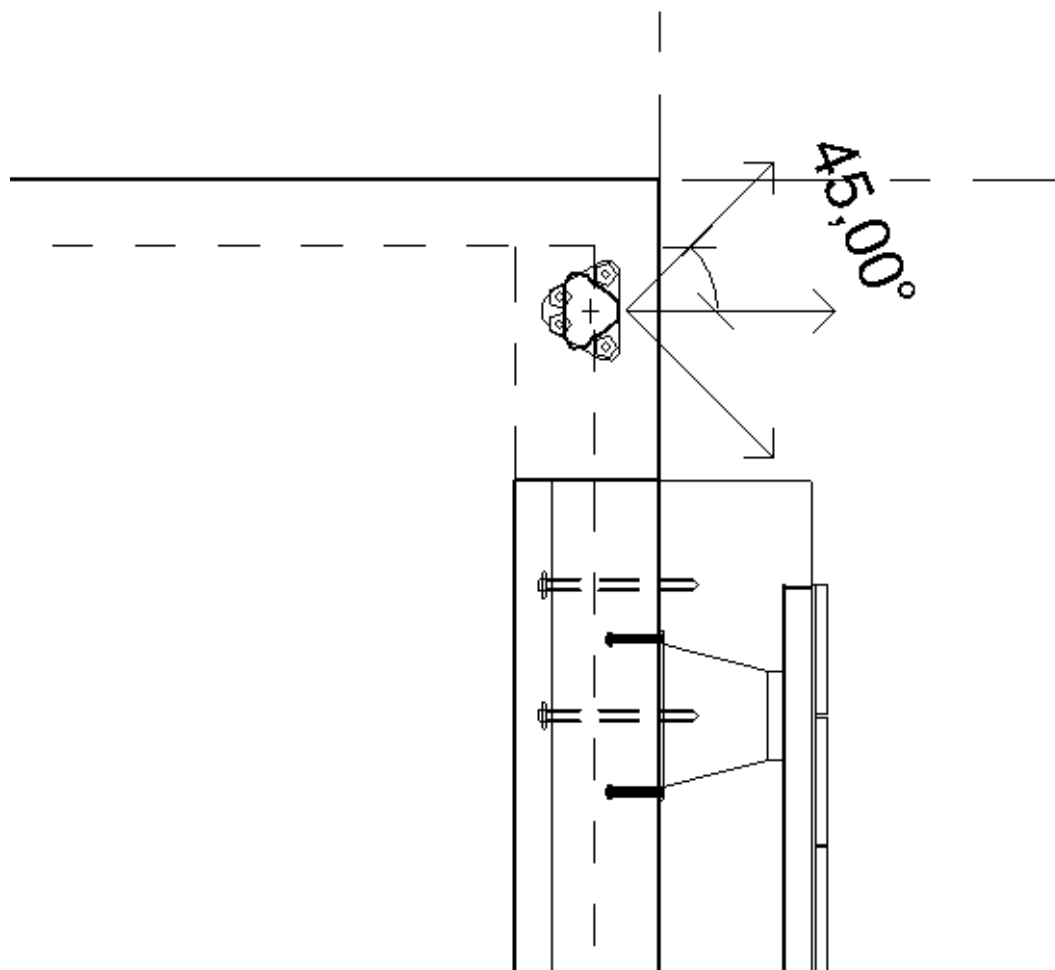
Innledning

Det skal monteres to stk 30 tonns pullerter på betongflyteren. Det monteres en pullert i hvert fronthjørne på flyteren.

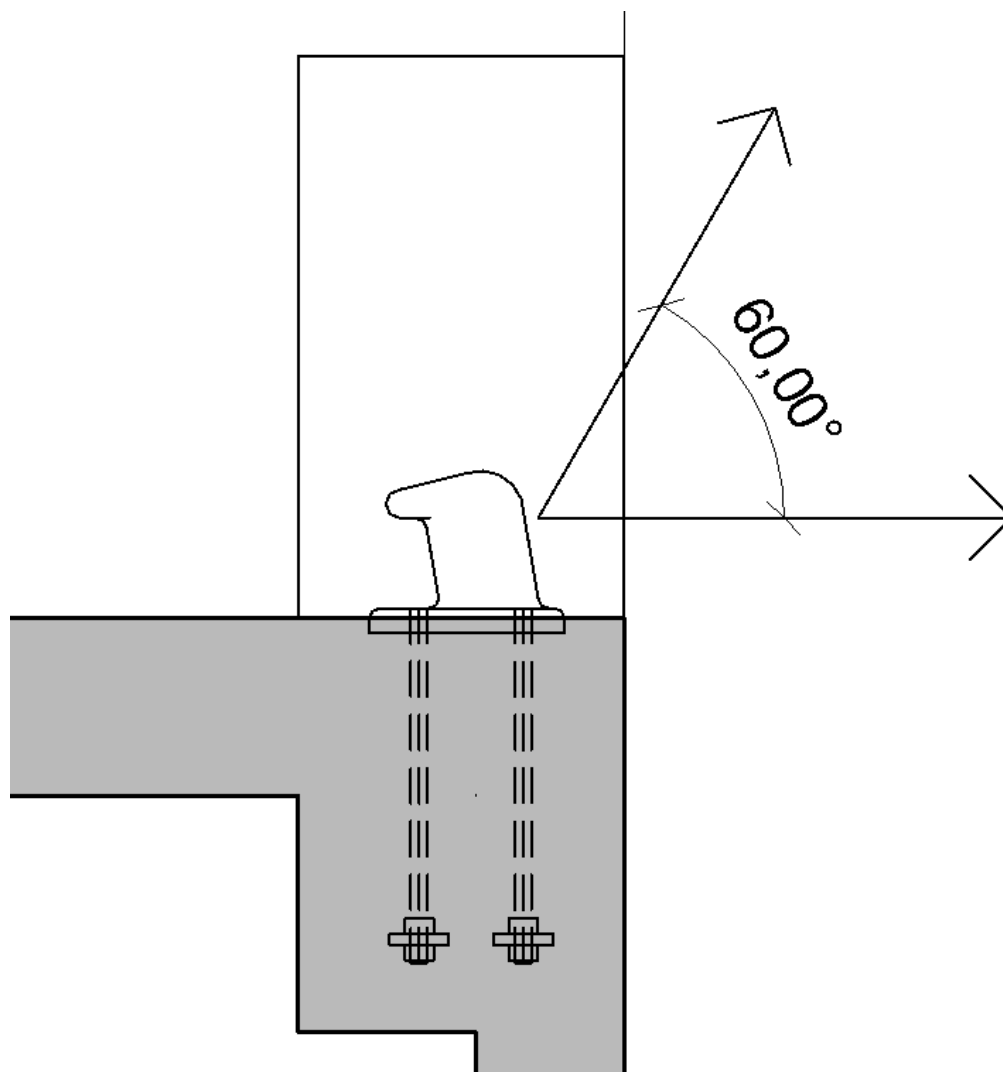
Dekketykkelsen økes lokalt i bakkant frontveggen for å gi rom for innstøpningsgods for pullerter som består av 4stk, 600mm lange forankringsbolter. I det følgende gjøres det ingen videre kontroll av forankringsboltenes kapasitet eller pullertens kapasitet forøvrig, da dette er forutsatt ivaretatt av pullertleverandøren.

Betongpontongen dimensjoneres lokalt med tanke på tilstrekkelig tilleggsarmering for forankring og fordeling av pullertlaster som ført inn i overkant betongdekke via pullertens bunnplate og forankringsbolter.

Globale lastvirkninger fra pullertlaster på flyteren behandles ikke her da disse lastene føres til fastlandspunkt på Rådhusbrygge 4 via forankringsstag i bakkant flyter, som er behandlet i eget vedlegg.



Pullertlast kan virke over 90 grader i horisontalplanet



Pullertlast kan virke over 60 grader i vertikalplanet

Lastforutsetninger

Pullertlasten antas å kunne virke 45 grader til hver side i horisontalplanet og opp til 60 grader i vertikalplanet, som vist på tidligere figurer.

Det bestemmes nødvendig horisontal forankringskapasitet for pullertlast normalt på og langs med flyterens front, samt nødvendig vertikal forankringskapasitet for oppad rettet pullertlast.

Lastfaktorer og øvrige parametre benyttet i dimensjoneringen

$$\gamma_Q := 1.5$$

Lastfaktor nyttelast

$$\gamma_2 := 1.2$$

Tilleggsfaktor pullertlast

$$f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende pullertlast

$$P_{p,k} := 300 \text{ kN}$$

30 tonns pullert

$$P_{p,Ed} := \gamma_Q \cdot \gamma_2 \cdot P_{p,k} = 540 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende lastvirkninger

Horisontal forankringslast normalt på flyterens front

Dimensjonerende tilfelle for horisontalforankringen normalt på flyterens front er for pullertlast i horisontalplanet normalt ut fra flyterens front. Det forutsettes all last overført som strekkraft i forankringsarmeringen.

$$F_{s.norm} := P_{p.Ed} = 540 \cdot \text{kN}$$

Horisontal forankringslast på langs av flyterens front

Dimensjonerende tilfelle for horisontalforankringen langsmed flyterens front er for pullertlast i horisontalplanet med 45 graders vinkel fra normalaksen.

$$F_{s.langs} := \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right) \cdot P_{p.Ed} = 381.838 \cdot \text{kN}$$

Vertikal forankringslast

Dimensjonerende tilfelle for vertikalforankringen er for pullertlast med 60 graders rotasjon i vertikalplanet.

$$F_{s.ver} := \left(\frac{\sqrt{3}}{2} \right) \cdot P_{p.Ed} = 467.654 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonering og kapasitetskontroll for opptak av pullertlaster

Horisontalforankring normalt på flyterens front

I det følgende bestemmes nødvendig armeringsareal og forankringslengde for opptak av den horisontale forankringslasten normalt på flyterens front. Det forutsettes at denne horisontallasten kan føres inn i det horisontale toppdekket til betongflyteren for videre fordeling i platen. Nødvendig armeringsmengde legges dermed som eventuell tilleggsarmering sammen med basisarmeringen i toppdekket.

- Nødvendig armeringsmengde

$$A_{s.norm} := \frac{F_{s.norm}}{f_{yd}} = 1242 \cdot \text{mm}^2$$

Det kan f.eks. legges tilleggsarmering $\varnothing 20$ c200 sammen med basisarmeringen i toppdekket som horisontalforankring normalt på flyterens front. Det antas at kraften kan overføres over 1m bredde.

$$A_{s.norm.valgt} := 1571 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\varnothing_1 := 20 \text{mm}$$

- Dimensjonerende forankringslengde for kraftoverføring

Dimensjonerende heftfasthet (EC2 8.4.2)

$$f_{ctk.0.05} := 2.7 \frac{N}{mm^2}$$

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

$$\eta_1 := 1.0$$

Gode forhold, heftbetingelser og armeringens plassering

$$\eta_2 := 1.0$$

For armeringsjern $\phi < 32mm$

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 3.442 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Basis kraftinnføringslengde (EC2 8.4.3)

$$F_{s.1} := F_{s.norm} = 540 \cdot kN$$

Strekraft i forankringsjern fra maks aksiallast

$$A_{s.1} := A_{s.norm.valgt} \cdot 1m = 1571 \cdot mm^2$$

Armeringsareal i forbindelsen

$$\sigma_{sd.1} := \frac{F_{s.1}}{A_{s.1}} = 343.73 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende spenning i armeringsjern

$$l_{bd.rqd.1} := \left(\frac{\phi_1}{4} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{sd.1}}{f_{bd}} \right) = 499.245 \cdot mm$$

Dimensjonerende forankringslengde (EC2 8.4.4)

$$c_{nom} := 75mm$$

Antar at tilleggсарmeringen legges sammen med
øvrig dekkeарmering med tilsvarende overdekning.

$$\alpha_{1.1} := 1.0$$

Rett stang

$$\alpha_{2.0.1} := 1 - 0.15 \cdot \left(\frac{c_{nom} - \phi_1}{\phi_1} \right) = 0.588 \quad \alpha_{2.1.1} := \max(\alpha_{2.0.1}, 0.7)$$

$$\alpha_{2.1} := \min(\alpha_{2.1.1}, 1.0) = 0.7$$

$\alpha_{3,1} := 1.0$ Tverrarmering som indre lag

$\alpha_{4,1} := 1.0$ Ikke sveist tverrarmering

$\alpha_{5,1} := 1.0$ Ikke gunstig trykk på tvers langs dimensjonerende forankringslengde

$$l_{b,min,1} := \max(0.3 \cdot l_{bd,rqd,1}, 10 \cdot \phi_1, 100\text{mm}) = 200 \cdot \text{mm}$$

$$l_{bd,0,1} := \alpha_{1,1} \cdot \alpha_{2,1} \cdot \alpha_{3,1} \cdot \alpha_{4,1} \cdot \alpha_{5,1} \cdot l_{bd,rqd,1} = 349.471 \cdot \text{mm}$$

$$l_{bd,1} := \max(l_{bd,0,1}, l_{b,min,1}) = 349.471 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende forankringslengde for horisontal forankringsarmering normalt på flyterens front.

Horisontalforankring langsmed flyterens front

I det følgende bestemmes nødvendig armeringsareal og forankringslengde for opptak av den horisontale forankringslasten langsmed flyterens front. Det forutsettes at denne horisontallasten kan føres inn i det horisontale toppdekket til betongflyteren for videre fordeling i platen og i tilstøtende vertikallvegger.

Nødvendig armeringsmengde legges dermed som eventuell tilleggsarmering sammen med basisarmeringen i toppdekket.

- Nødvendig armeringsmengde

$$A_{s,langs} := \frac{F_{s,langs}}{f_{yd}} = 878.227 \cdot \text{mm}^2$$

Det kan f.eks. legges tilleggsarmering $\phi 16c200$ sammen med basisarmeringen i toppdekket som horisontalforankring langsmed flyterns front. Det antas at kraften kan overføres over 1m bredde.

$$A_{s,langs,valgt} := 1005 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\phi_2 := 16\text{mm}$$

- Dimensjonerende forankringslengde for kraftoverføring

Dimensjonerende heftfasthet (EC2 8.4.2)

$$f_{ad} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 3.442 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Basis kraftinnføringslengde (EC2 8.4.3)

$$F_{s,2} := F_{s,langs} = 381.838 \cdot \text{kN}$$

Strekraft i forankringsjern fra maks aksiallast

$$A_{s,2} := A_{s,langs,valgt} \cdot 1\text{m} = 1005 \cdot \text{mm}^2$$

Armeringsareal i forbindelsen

$$\sigma_{sd.2} := \frac{F_{s.2}}{A_{s.2}} = 379.938 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende spenning i armeringsjern

$$l_{bd.rqd.2} := \left(\frac{\phi_2}{4} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{sd.2}}{f_{bd}} \right) = 441.468 \cdot mm$$

Dimensjonerende forankringslengde (EC2 8.4.4)

$$c_{nom} := 75mm$$

Antar at tilleggsarmeringen legges sammen med øvrig dekkearmering med tilsvarende overdekning.

$$\alpha_{1.2} := 1.0 \quad \text{Rett stang}$$

$$\alpha_{2.0.2} := 1 - 0.15 \cdot \left(\frac{c_{nom} - \phi_2}{\phi_2} \right) = 0.447 \quad \alpha_{2.1.2} := \max(\alpha_{2.0.2}, 0.7)$$

$$\alpha_{2.2} := \min(\alpha_{2.1.2}, 1.0) = 0.7$$

$$\alpha_{3.2} := 1.0 \quad \text{Tverrarmering som indre lag}$$

$$\alpha_{4.2} := 1.0 \quad \text{Ikke sveist tverrarmering}$$

$$\alpha_{5.2} := 1.0 \quad \text{Ikke gunstig trykk på tvers langs dimensjonerende forankringslengde}$$

$$l_{b.min.2} := \max(0.3 \cdot l_{bd.rqd.2}, 10 \cdot \phi_2, 100mm) = 160 \cdot mm$$

$$l_{bd.0.2} := \alpha_{1.2} \cdot \alpha_{2.2} \cdot \alpha_{3.2} \cdot \alpha_{4.2} \cdot \alpha_{5.2} \cdot l_{bd.rqd.2} = 309.027 \cdot mm$$

$$l_{bd.2} := \max(l_{bd.0.2}, l_{b.min.2}) = 309.027 \cdot mm$$

Dimensjonerende forankringslengde for horisontal forankringsarmering langsmed flyterens front.

Vertikalforankring

I det følgende bestemmes nødvendig armeringsareal og forankringslengde for opptak av den vertikale forankringslasten. Det forutsettes at vertikallasten kan føres inn i toppdekke lokalt og fordeles videre ned i vertikal frontvegg på flyteren.

Nødvendig armeringsmengde legges i dekket med lokalt økt dekketykkelse og som eventuell tilleggssarmering sammen med basisarmeringen i frontvegg.

- Nødvendig armeringsmengde

$$A_{s.ver} := \frac{F_{s.ver}}{f_{yd}} = 1075.604 \cdot \text{mm}^2$$

Det kan f.eks. legges armering ø20c200

$$A_{s.ver.valgt} := 1571 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\phi_3 := 20\text{mm}$$

- Dimensjonerende forankringslengde for kraftoverføring

Dimensjonerende heftfasthet (EC2 8.4.2)

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 3.442 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Basis kraftinnføringslengde (EC2 8.4.3)

$$F_{s.3} := F_{s.ver} = 467.654 \cdot \text{kN}$$

Strekraft i forankringsjern fra maks aksiallast


$$A_{s.3} := A_{s.langs.valgt} \cdot 1\text{m} = 1005 \cdot \text{mm}^2$$

Armeringsareal i forbindelsen

$$\sigma_{sd.3} := \frac{F_{s.2}}{A_{s.2}} = 379.938 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende spenning i armeringsjern

$$l_{bd.rqd.3} := \left(\frac{\phi_3}{4} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{sd.3}}{f_{bd}} \right) = 551.834 \cdot \text{mm}$$

Sign:	Dato/date:	Prosjekt/Project:	Norconsult 
AxWWa	2014-06-10	<u>NY ØYFERGETERMINAL</u>	
Ktr./Check:	Dato/date:	Vedlegg J	
HMR	2014-06-11	Prosjektnr: 5142802	Side 9 av 24

Dimensjonerende forankringslengde (EC2 8.4.4)

$$c_{nom} := 75\text{mm}$$

Antar at tilleggsarmeringen legges sammen med
øvrige dekkearmering med tilsvarende overdekning.

$$\alpha_{1.3} := 1.0 \quad \text{Rett stang}$$

$$\alpha_{2.0.3} := 1 - 0.15 \cdot \left(\frac{c_{nom} - \phi_3}{\phi_3} \right) = 0.588 \quad \alpha_{2.1.3} := \max(\alpha_{2.0.3}, 0.7)$$

$$\alpha_{2.3} := \min(\alpha_{2.1.2}, 1.0) = 0.7$$

$$\alpha_{3.3} := 1.0 \quad \text{Tverrarmering som indre lag}$$

$$\alpha_{4.3} := 1.0 \quad \text{Ikke sveist tverrarmering}$$

$$\alpha_{5.3} := 1.0 \quad \text{Ikke gunstig trykk på tvers langs dimensjonerende forankringslengde}$$

$$l_{b,min.3} := \max(0.3 \cdot l_{bd,rqd.3}, 10 \cdot \phi_3, 100\text{mm}) = 200 \cdot \text{mm}$$

$$l_{bd.0.3} := \alpha_{1.3} \cdot \alpha_{2.3} \cdot \alpha_{3.3} \cdot \alpha_{4.3} \cdot \alpha_{5.3} \cdot l_{bd,rqd.3} = 386.284 \cdot \text{mm}$$

$$l_{bd.3} := \max(l_{bd.0.3}, l_{b,min.3}) = 386.284 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende forankringslengde
for vertikal forankringsarmering.

Endret pullertplasser på konsoll

Det er besluttet å heve pullertene i hvert hjørne opp slik at nivå for betongdekket hvor pullerter monteres tilsvarer o.k. ferdig tredekke på flyteren.

Det forutsettes at vertikal oppkant for fenderinnfeste langs kaifront forlenges helt ut til hvert kaifronthjørne på flyteren og heves for de ytre 1000mm opp til nivå med ferdig tredekke.

Topp konsoll for montasje av pullert blir 1 m x 0,55m og høyde blir 1,12m.

Dimensjoner konsoll og pullert

$$h_{\text{konsoll}} := 1120\text{mm} \quad b_{\text{konsoll}} := 1000\text{mm} \quad t_{\text{vegg}} := 550\text{mm}$$

$$h_{\text{trosse}} := 158\text{mm} \quad \text{Fra o.k. fotplate pullert som angitt av leverandør}$$

$$\varnothing := 20\text{mm} \quad \text{Forutsetter armering } \varnothing 20$$

$$d_k := t_{\text{vegg}} - c_{\text{nom}} - \frac{\varnothing}{2} = 465\text{mm} \quad \text{Forutsetter vertikal armering som ytre lag}$$

Dimensjonerende lastvirkninger for konsoll

- Momentvirkning om innspenning til betongflyter

Det tas utgangspunkt i ugunstigste tilfelle for moment med horisontal pullertlast normalt på flyterens front.

$$a_{\text{pullert}} := h_{\text{konsoll}} + h_{\text{trosse}} = 1.278\text{m}$$

$$M_{P.Ed} := a_{\text{pullert}} \cdot P_{p.Ed} = 690.12\text{ kN}\cdot\text{m}$$

Lastvirkning for trossevinkel 60 grader i vertikalplanet

$$M_{P.Ed.alt} := a_{\text{pullert}} \cdot \left(\frac{1}{2}\right) \cdot P_{p.Ed} = 345.06\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_{\text{halv}} := \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \left(\frac{\sqrt{3}}{2}\right) \cdot P_{p.Ed} = 233.827\text{ kN}$$

Halve vertikallast forutsettes tatt opp i bakkantarmering i konsoll som benyttes for momentopptak.

- Skjærkraftvirkning i konsoll

Største skjærkraften som må overføres til betongflyteren gjennom konsollen kommer fra lasttilfellet med horisontal pullertlast normalt på flyterens front.

$$V_{P.Ed} := P_{p.Ed} = 540\text{ kN}$$

Dimensjonering og kapasitetskontroll

- Momentkapasitet

Betongtrykksjonens momentkapasitet

$$M_{Rd.c.k} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_{konsoll} \cdot d_k^2 = 1516.278 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tilnærmet indre momentarm

$$z := 0.9 \cdot d_k = 418.5 \cdot \text{mm}$$

Nødvendig vertikalarming for opptak av dimensjonerende moment i konsoll

$$A_{s.v.konsoll} := \frac{M_{P.Ed}}{z \cdot f_{yd}} = 3792.774 \cdot \text{mm}^2$$

Feks 13 stk ø20c80 som vertikallarming i bakkant konsoll for momentopptak.

Kontroll mot tilfellet med 60 graders vinkel på trosse

$$S_{M.alt} := \frac{M_{P.Ed.alt}}{z} = 824.516 \cdot \text{kN}$$

$$S_{alt} := S_{M.alt} + S_{halv} = 1058.343 \cdot \text{kN}$$

$$A_{s.v.alt} := \frac{S_{alt}}{f_{yd}} = 2434.189 \cdot \text{mm}^2$$

Mindre enn nødvendig armering beregnet for ren momentvirkning - ikke dimensjonerende!

- Skjærkraftkapasitet konsoll

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k_0 := 1 + \sqrt{\frac{200 \cdot \text{mm}}{d_k}} = 1.656$$

$$k := \min(k_0, 2.0) = 1.656$$

$$A_{s.lengde} := 1005 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Input aktuell generell lengdearmering, ø16c200

$$\rho_{L.0} := \frac{A_{s.lengde} \cdot \text{m}}{b_{konsoll} \cdot d_k} = 0.002$$

$$\rho_L := \min(\rho_{L.0}, 0.02) = 0.002$$

$\sigma_{cp} := 0$ Fortutsetter ingen aksialspenning

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k \left(\frac{3}{2} \right) \cdot f_{ck} \left(\frac{1}{2} \right) \cdot \left(\frac{m^{0.5} \cdot s}{kg^{0.5}} \right) \cdot \left(\frac{1}{1000} \right) = 0.5$$

$$V_{Rd.c.0} := \left[C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left[\rho_L \cdot 100 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\frac{N}{mm^2}} \right) \right] \right] \left(\frac{1}{3} \right) \cdot d_k \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right) = 197.223 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$V_{Rd.c.min} := v_{\min} \cdot d_k \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right) = 232.621 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$V_{Rd.c} := \max(V_{Rd.c.0}, V_{Rd.c.min}) = 232.621 \cdot \frac{1}{m} \cdot kN \quad V_{P.Ed} = 540 \cdot kN$$


$$\frac{V_{P.Ed}}{V_{Rd.c}} = 2.321 \text{ m} \quad \text{Ikke OK ! Konsollen må skjærarmeres!}$$

- Skjærtrykkapasitet (EC2 6.2.2 (6))

$$\nu := 0.6 \cdot \left[1 - \left(\frac{f_{ck}}{250 \cdot \frac{N}{mm^2}} \right) \right] = 0.492$$

$$V_{Rd.max} := 0.5 \cdot d_k \cdot \nu \cdot f_{cd} = 2916.945 \cdot \frac{kN}{m} \quad V_{P.Ed} = 540 \cdot kN$$

$$\frac{V_{P.Ed}}{V_{Rd.max}} = 0.185 \text{ m} \quad \text{OK !}$$

Sign:	Dato/date:	Prosjekt/Project:	Norconsult 
AxWWa	2014-06-10	<u>NY ØYFERGETERMINAL</u>	
Ktr./Check:	Dato/date:	Vedlegg J	Side 13 av 24
HMR	2014-06-11	Prosjektnr: 5142802	

- Skjærstrekkkapasitet med innlagt skjærarmering (NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 6.2.3):

$$f_{ywd} := 0.8 \cdot f_{yk} = 400 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Skjærarmeringens dimensjonerende fasthet

$$v_1 := 0.6$$

Fasthetsreduksjonsfaktor for opprisset betong

$$\cot\theta := 1$$

Forutsetter trykkgurt med vinkel 45 grader

$$\tan\theta := 0$$

$$\alpha_{cw} := 1$$

Verdi for ikke-forspente konstruksjoner

$$s_a := 200mm$$

Forutsetter senteravstand 200mm for skjærarmering

$$V_{Rd.s.min} := V_{P.Ed} = 540 \cdot kN$$

Dimensjonerende kapasitet må ha minimumverdi lik dimensjonerende skjærkraftvirkning

$$A_{sw} := s_a \cdot \left(\frac{V_{Rd.s.min}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta} \right) = 645.161 \cdot mm^2$$

$$n_{snitt} := 4$$

Legger skjærarmering med 4 snitt per 200mm

$$A_{sw.snitt} := \frac{A_{sw}}{n_{snitt}} = 161.29 \cdot mm^2$$

Nødvendig skjærarmering ø16

- Kontroll skjærtrykkkapasitet med innlagt skjærarmering (NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 6.2.3)

$$V_{Rd.max.sw} := \alpha_{cw} \cdot b_{konsoll} \cdot z \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} = 6403.05 \cdot kN$$

$$V_{P.Ed} = 540 \cdot m \cdot \frac{kN}{m}$$

$$\frac{V_{P.Ed}}{V_{Rd.max.sw}} = 0.084$$

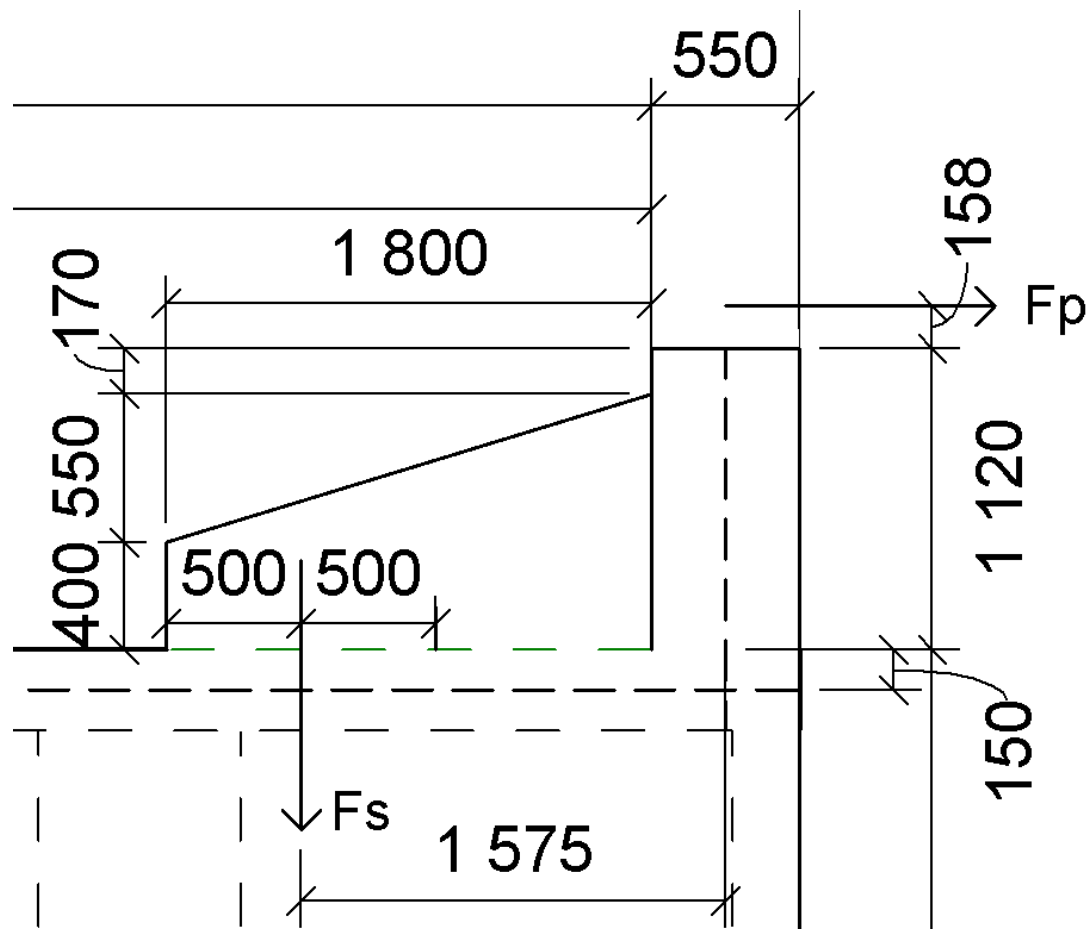
OK !

- Overføring av momentvirkning fra i konsoll til toppdekke

Momentvirkningen fra pullertkraften, F_p , overføres ned til øvre betongdekke via en vertikalvegg i bakkant av pullertkonsoll, se figur under. Veggens har tykkelse 250mm.

Det forutsettes at forankringskraften, F_s , tas av armeringen fordelt over de ytre 1000mm av betongveggen.

I tillegg må lengdearmring i betongveggen kunne overføre den horisontale pullertlasten, samt skjærkraften for overføring av forankringskraften F_s .



Momentvirkning

$$F_p := P_{p,Ed} = 540 \cdot \text{kN}$$

$$a_p := 150\text{mm} + 1120\text{mm} + 158\text{mm} = 1428 \cdot \text{mm}$$

$$M_{Ed,P} := F_p \cdot a_p = 771.12 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momentvirkning om senterlinje toppdekke

$$a_s := 1575\text{mm}$$

Momentarm for forankringskraft fra senterlinje konsoll

$$F_s := \frac{M_{Ed,P}}{a_s} = 489.6 \cdot \text{kN}$$

Nødvendig forankringskraft

$$A_{s,f} := \frac{F_s}{f_{yd}} = 1126.08 \cdot \text{mm}^2$$

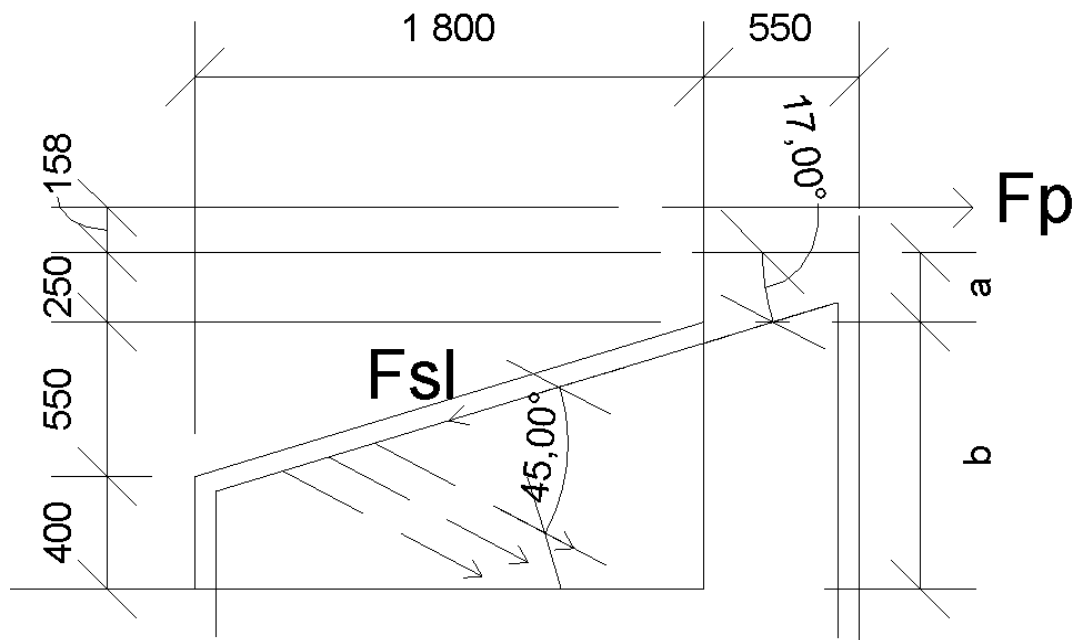
Nødvendig armeringsareal fordelt over 1000mm for opptak av momentvirkning fra pullertkraft.

Det er tilstrekkelig med bøyler ø12, dobbeltsnitt. Dette gir armeringsareal $A_{s,f} = 2 \times 565 \text{ mm}^2/\text{m} = 1130 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Bøylene fordeles over hele veggens lengde.

Overføring av horisontal pullertkraft

Den horisontale pullertkraften overføres via oppstikkende betongvegg og videre ned i betongdekket i overkant flyter. Dette forutsettes gjort via lengdearmering i o.k. betongvegg og at kraften føres via trykklinjer gjennom betongvegg og ned i lengdearmeringen i betongdekket, se figur under.



$$\alpha_s := 17 \quad \alpha_{s,\text{rad}} := \frac{\alpha_s \cdot \pi}{180} = 0.297$$

$$a := 250 \text{ mm} \quad b := 400 \text{ mm} + 550 \text{ mm} = 950 \text{ mm}$$

$$F_{s,l,h} := F_p \cdot \frac{(a + b)}{b} = 682.105 \text{ kN} \quad \text{Horisontal kraftkomponent i lengdearmering}$$

$$F_{s,l} := \frac{F_{s,l,h}}{\cos(\alpha_{s,\text{rad}})} = 713.272 \text{ kN} \quad \text{Kraftkomponen i lengdearmering}$$

$$A_{s,l,h} := \frac{F_{s,l}}{f_{yd}} = 1640.525 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{Nødvendig lengdearmering for overføring av horisontalkraft}$$

$$A_{\phi 25} := 490.9 \text{ mm}^2$$

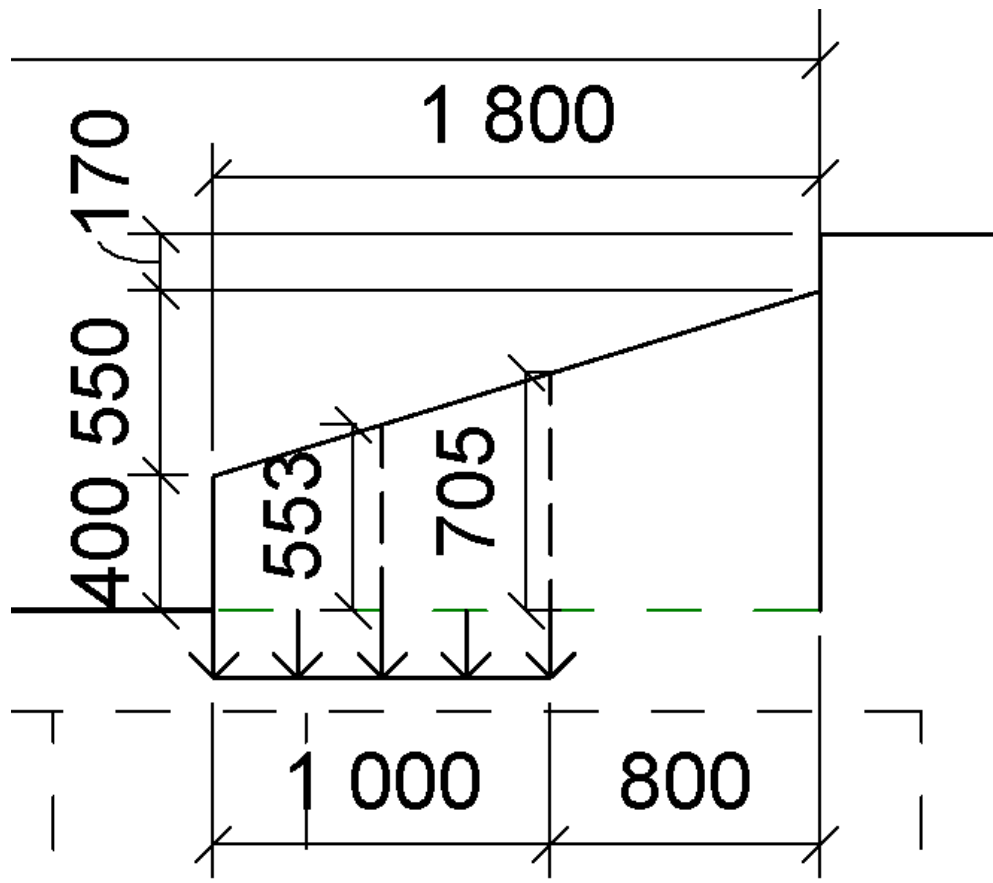
Ameringsareal $\phi 25$

$$n_{\phi 25, h} := \frac{A_{s, l, h}}{A_{\phi 25}} = 3.342$$

Antall jern nødvendig for horisontalkraftoverføring

Tverrsnittskontroll av betongvegg betraktet som en bjelke med varierende høyde

Betongveggen betraktes som en en utkraget betongbjelke innspenst i konsoll som pullert monteres på. Ved en horisontal last i pullert antas momentvirkningen motvirket ved en forankringskraft, F_s , fra armeringen over 1 meter som vist på tidligere figur, og figur under. Det kontrolleres tilstrekkelig kapaistet i betongveggen for resulterende lastvirkning.



$$q_s := \frac{F_s}{1 \text{ m}} = 489.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Jevnt foredelt last over "ytre" del utkragerbjelke

$$q_{s0} := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ingen last antas over "indre" 800mm av utkragerbjelke

Kontrollsnitt	Tverrsnittshøyde	"d"-verdi forutsatt $c_{o.k.s} := 100\text{mm}$	$b_{vegg} := 250\text{mm}$
$x_1 := 0\text{m}$	$h_1 := 400\text{mm}$	$d_1 := h_1 - c_{o.k.s} = 300\text{mm}$	
$x_2 := 0.5\text{m}$	$h_2 := 553\text{mm}$	$d_2 := h_2 - c_{o.k.s} = 453\text{mm}$	
$x_3 := 1\text{m}$	$h_3 := 705\text{mm}$	$d_3 := h_3 - c_{o.k.s} = 605\text{mm}$	
$x_4 := 1.4\text{m}$	$h_4 := 828\text{mm}$	$d_4 := h_4 - c_{o.k.s} = 728\text{mm}$	
$x_5 := 1.8\text{m}$	$h_5 := 950\text{mm}$	$d_5 := h_5 - c_{o.k.s} = 850\text{mm}$	

Snittkrefter moment

$$M_{Ed.x1} := q_s \cdot \left(\frac{x_1^2}{2} \right) = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.x2} := q_s \cdot \left(\frac{x_2^2}{2} \right) = 61.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.x3} := q_s \cdot \left(\frac{x_3^2}{2} \right) = 244.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.x4} := (q_s \cdot x_3) \cdot \left[x_4 - \left(\frac{x_3}{2} \right) \right] = 440.64 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.x5} := (q_s \cdot x_3) \cdot \left[x_5 - \left(\frac{x_3}{2} \right) \right] = 636.48 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Snittkrefter skjær


$$V_{Ed.x1} := q_s \cdot x_1 = 0 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed.x2} := q_s \cdot x_2 = 244.8 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed.x3} := q_s \cdot x_3 = 489.6 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed.x4} := (q_s \cdot x_3) + [q_{s0} \cdot (x_4 - x_3)] = 489.6 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed.x5} := (q_s \cdot x_3) + [q_{s0} \cdot (x_5 - x_3)] = 489.6 \cdot \text{kN}$$

Sign:	Dato/date:	Prosjekt/Project:	Norconsult 
AxWWa	2014-06-10	<u>NY ØYFERGETERMINAL</u>	
Ktr./Check:	Dato/date:	Vedlegg J	
HMR	2014-06-11	Prosjektnr: 5142802	Side 18 av 24

Tverrsnittskontroll moment $c_{mom} := 0.17$

$$M_{Rd.c.x1} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_{vegg} \cdot d_1^2 = 157.781 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad z_1 := \left[1 - c_{mom} \cdot \left(\frac{M_{Ed.x1}}{M_{Rd.c.x1}} \right) \right] \cdot d_1 = 300 \cdot \text{mm}$$

$$A_{s.x1} := \frac{M_{Ed.x1}}{f_{yd} \cdot z_1} = 0 \cdot \text{mm}^2$$

$$M_{Rd.c.x2} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_{vegg} \cdot d_2^2 = 359.757 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad z_2 := \left[1 - c_{mom} \cdot \left(\frac{M_{Ed.x2}}{M_{Rd.c.x2}} \right) \right] \cdot d_2 = 439.899 \cdot \text{mm}$$

$$A_{s.x2} := \frac{M_{Ed.x2}}{f_{yd} \cdot z_2} = 319.982 \cdot \text{mm}^2$$

$$M_{Rd.c.x3} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_{vegg} \cdot d_3^2 = 641.688 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad z_3 := \left[1 - c_{mom} \cdot \left(\frac{M_{Ed.x3}}{M_{Rd.c.x3}} \right) \right] \cdot d_3 = 565.763 \cdot \text{mm}$$

$$A_{s.x3} := \frac{M_{Ed.x3}}{f_{yd} \cdot z_3} = 995.186 \cdot \text{mm}^2$$

$$M_{Rd.c.x4} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_{vegg} \cdot d_4^2 = 929.128 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad z_4 := \left[1 - c_{mom} \cdot \left(\frac{M_{Ed.x4}}{M_{Rd.c.x4}} \right) \right] \cdot d_4 = 669.307 \cdot \text{mm}$$

$$A_{s.x4} := \frac{M_{Ed.x4}}{f_{yd} \cdot z_4} = 1514.212 \cdot \text{mm}^2$$


$$M_{Rd.c.x5} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_{vegg} \cdot d_5^2 = 1266.633 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad z_5 := \left[1 - c_{mom} \cdot \left(\frac{M_{Ed.x5}}{M_{Rd.c.x5}} \right) \right] \cdot d_5 = 777.389 \cdot \text{mm}$$

$$A_{s.x5} := \frac{M_{Ed.x5}}{f_{yd} \cdot z_5} = 1883.103 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s.l.m} := \max(A_{s.x1}, A_{s.x2}, A_{s.x3}, A_{s.x4}, A_{s.x5}) = 1883.103 \cdot \text{mm}^2$$

$$n_{\phi 25.m} := \frac{A_{s.l.m}}{A_{\phi 25}} = 3.836$$

Antall jern nødvendig for opptak av moment

Sign:	Dato/date:	Prosjekt/Project:	Norconsult 
AxWWa	2014-06-10	<u>NY ØYFERGETERMINAL</u>	
Ktr./Check:	Dato/date:	Vedlegg J	
HMR	2014-06-11	Prosjektnr: 5142802	Side 19 av 24

Tverrsnittskontroll skjærkraft

$$C_{Rd.c.vegg} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$A_{s.l.vegg} := 4 \cdot A_{\emptyset 25}$$

Input aktuell generell lengdearmring, 4 stk $\emptyset 25$

$$\sigma_{cp.dekke} := 0$$

Fortutsetter ingen aksialspenning

k - verdier for aktuelle kontrollsnitt:

$$k_{0.x1} := 1 + \sqrt{\frac{200 \cdot \text{mm}}{d_1}} = 1.816 \quad k_{x1} := \min(k_{0.x1}, 2.0) = 1.816$$

$$k_{0.x2} := 1 + \sqrt{\frac{200 \cdot \text{mm}}{d_2}} = 1.664 \quad k_{x2} := \min(k_{0.x2}, 2.0) = 1.664$$

$$k_{0.x3} := 1 + \sqrt{\frac{200 \cdot \text{mm}}{d_3}} = 1.575 \quad k_{x3} := \min(k_{0.x3}, 2.0) = 1.575$$

$$k_{0.x4} := 1 + \sqrt{\frac{200 \cdot \text{mm}}{d_4}} = 1.524 \quad k_{x4} := \min(k_{0.x4}, 2.0) = 1.524$$

$$k_{0.x5} := 1 + \sqrt{\frac{200 \cdot \text{mm}}{d_5}} = 1.485 \quad k_{x5} := \min(k_{0.x5}, 2.0) = 1.485$$

ρ - verdier for aktuelle kontrollsnitt:

$$\rho_{L.0.x1} := \frac{A_{s.l.vegg}}{b_{vegg} \cdot d_1} = 0.026 \quad \rho_{L.x1} := \min(\rho_{L.0.x1}, 0.02) = 0.02$$

$$\rho_{L.0.x2} := \frac{A_{s.l.vegg}}{b_{vegg} \cdot d_2} = 0.017 \quad \rho_{L.x2} := \min(\rho_{L.0.x2}, 0.02) = 0.017$$

$$\rho_{L.0.x3} := \frac{A_{s.l.vegg}}{b_{vegg} \cdot d_3} = 0.013 \quad \rho_{L.x3} := \min(\rho_{L.0.x3}, 0.02) = 0.013$$

$$\rho_{L.0.x4} := \frac{A_{s.l.vegg}}{b_{vegg} \cdot d_4} = 0.011 \quad \rho_{L.x4} := \min(\rho_{L.0.x4}, 0.02) = 0.011$$

$$\rho_{L.0.x5} := \frac{A_{s.l.vegg}}{b_{vegg} \cdot d_5} = 0.009 \quad \rho_{L.x5} := \min(\rho_{L.0.x5}, 0.02) = 0.009$$

$V_{Rd.c.min}$ - verdier for aktuelle kontrollsnitt:

$$v_{min.x1} := 0.035 \cdot k_{x1} \left(\frac{3}{2}\right) \cdot f_{ck} \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \left(\frac{m^{0.5} \cdot s}{kg^{0.5}}\right) \cdot \left(\frac{1}{1000}\right) = 0.575$$

$$V_{Rd.c.min.x1} := v_{min.x1} \cdot d_1 \cdot b_{vegg} \cdot \left(\frac{N}{mm^2}\right) = 43.111 \cdot kN$$

$$v_{min.x2} := 0.035 \cdot k_{x2} \left(\frac{3}{2}\right) \cdot f_{ck} \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \left(\frac{m^{0.5} \cdot s}{kg^{0.5}}\right) \cdot \left(\frac{1}{1000}\right) = 0.504$$

$$V_{Rd.c.min.x2} := v_{min.x2} \cdot d_2 \cdot b_{vegg} \cdot \left(\frac{N}{mm^2}\right) = 57.098 \cdot kN$$

$$v_{min.x3} := 0.035 \cdot k_{x3} \left(\frac{3}{2}\right) \cdot f_{ck} \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \left(\frac{m^{0.5} \cdot s}{kg^{0.5}}\right) \cdot \left(\frac{1}{1000}\right) = 0.464$$

$$V_{Rd.c.min.x3} := v_{min.x3} \cdot d_3 \cdot b_{vegg} \cdot \left(\frac{N}{mm^2}\right) = 70.19 \cdot kN$$

$$v_{min.x4} := 0.035 \cdot k_{x4} \left(\frac{3}{2}\right) \cdot f_{ck} \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \left(\frac{m^{0.5} \cdot s}{kg^{0.5}}\right) \cdot \left(\frac{1}{1000}\right) = 0.442$$

$$V_{Rd.c.min.x4} := v_{min.x4} \cdot d_4 \cdot b_{vegg} \cdot \left(\frac{N}{mm^2}\right) = 80.405 \cdot kN$$

$$v_{min.x5} := 0.035 \cdot k_{x5} \left(\frac{3}{2}\right) \cdot f_{ck} \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \left(\frac{m^{0.5} \cdot s}{kg^{0.5}}\right) \cdot \left(\frac{1}{1000}\right) = 0.425$$

$$V_{Rd.c.min.x5} := v_{min.x5} \cdot d_5 \cdot b_{vegg} \cdot \left(\frac{N}{mm^2}\right) = 90.293 \cdot kN$$

Dimensjonerende skjærkapasitet for aktuelle kontrollsnitt (NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 6.6.2(1)):

$$V_{Rd.c.0.x1} := \left[C_{Rd.c} \cdot k_{x1} \cdot \left[\rho_{L.x1} \cdot 100 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\frac{N}{mm^2}} \right) \right] \right]^{\left(\frac{1}{3}\right)} \cdot d_1 \cdot b_{vegg} \cdot \left(\frac{N}{mm^2}\right) = 73.264 \cdot kN$$

$$V_{Rd.c.x1} := \max(V_{Rd.c.0.x1}, V_{Rd.c.min.x1}) = 73.264 \cdot kN$$

$$V_{Ed.x1} = 0 \cdot kN$$

$$\frac{V_{Ed.x1}}{V_{Rd.c.x1}} = 0 \quad \text{OK !}$$

$$V_{Rd.c.0.x2} := C_{Rd.c} \cdot k_{x2} \cdot \left[\rho_{L.x2} \cdot 100 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{N} \right) \right]^{\left(\frac{1}{3} \right)} \cdot d_2 \cdot b_{vegg} \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right) = 96.657 \cdot kN$$

$$V_{Rd.c.x2} := \max(V_{Rd.c.0.x2}, V_{Rd.c.min.x2}) = 96.657 \cdot kN \quad V_{Ed.x2} = 244.8 \cdot kN$$

$$\frac{V_{Ed.x2}}{V_{Rd.c.x2}} = 2.533 \quad \text{Ikke OK ! Må skjærarmeres!}$$

$$V_{Rd.c.0.x3} := C_{Rd.c} \cdot k_{x3} \cdot \left[\rho_{L.x3} \cdot 100 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{N} \right) \right]^{\left(\frac{1}{3} \right)} \cdot d_3 \cdot b_{vegg} \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right) = 110.918 \cdot kN$$

$$V_{Rd.c.x3} := \max(V_{Rd.c.0.x3}, V_{Rd.c.min.x3}) = 110.918 \cdot kN \quad V_{Ed.x3} = 489.6 \cdot kN$$

$$\frac{V_{Ed.x3}}{V_{Rd.c.x3}} = 4.414 \quad \text{Ikke OK ! Må skjærarmeres!}$$

$$V_{Rd.c.0.x4} := C_{Rd.c} \cdot k_{x4} \cdot \left[\rho_{L.x4} \cdot 100 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{N} \right) \right]^{\left(\frac{1}{3} \right)} \cdot d_4 \cdot b_{vegg} \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right) = 121.435 \cdot kN$$

$$V_{Rd.c.x4} := \max(V_{Rd.c.0.x4}, V_{Rd.c.min.x4}) = 121.435 \cdot kN \quad V_{Ed.x4} = 489.6 \cdot kN$$

$$\frac{V_{Ed.x4}}{V_{Rd.c.x4}} = 4.032 \quad \text{Ikke OK ! Må skjærarmeres!}$$

$$V_{Rd.c.0.x5} := \left[C_{Rd.c} \cdot k_{x5} \cdot \left[\rho_{L.x5} \cdot 100 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{N} \right) \right]^{\left(\frac{1}{3} \right)} \right] \cdot d_5 \cdot b_{vegg} \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right) = 131.197 \cdot kN$$

$$V_{Rd.c.x5} := \max(V_{Rd.c.0.x5}, V_{Rd.c.min.x5}) = 131.197 \cdot kN \quad V_{Ed.x5} = 489.6 \cdot kN$$

$$\frac{V_{Ed.x5}}{V_{Rd.c.x5}} = 3.732 \quad \text{Ikke OK ! Må skjærarmeres!}$$

Dimensjonerende skjærtrykkkapasitet (NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 6.2.2 (6)):

$$\nu_{vegg} := 0.6 \cdot \left[1 - \left(\frac{f_{ck}}{250 \cdot \frac{N}{mm^2}} \right) \right] = 0.492$$

$$V_{Rd.max.x1} := 0.5 \cdot b_{vegg} \cdot d_1 \cdot \nu_{vegg} \cdot f_{cd} = 470.475 \cdot kN \quad V_{Ed.x1} = 0 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$\frac{V_{Ed.x1}}{V_{Rd.max.x1}} = 0 \quad \text{OK !}$$

$$V_{Rd.max.x2} := 0.5 \cdot b_{vegg} \cdot d_2 \cdot \nu_{vegg} \cdot f_{cd} = 710.417 \cdot kN \quad V_{Ed.x2} = 244.8 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$\frac{V_{Ed.x2}}{V_{Rd.max.x2}} = 0.345 \quad \text{OK !}$$


$$V_{Rd.max.x3} := 0.5 \cdot b_{vegg} \cdot d_3 \cdot \nu_{vegg} \cdot f_{cd} = 948.791 \cdot kN \quad V_{Ed.x3} = 489.6 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$\frac{V_{Ed.x3}}{V_{Rd.max.x3}} = 0.516 \quad \text{OK !}$$

$$V_{Rd.max.x4} := 0.5 \cdot b_{vegg} \cdot d_4 \cdot \nu_{vegg} \cdot f_{cd} = 1141.686 \cdot kN \quad V_{Ed.x4} = 489.6 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$\frac{V_{Ed.x4}}{V_{Rd.max.x4}} = 0.429 \quad \text{OK !}$$

$$V_{Rd.max.x5} := 0.5 \cdot b_{vegg} \cdot d_5 \cdot \nu_{vegg} \cdot f_{cd} = 1333.013 \cdot kN \quad V_{Ed.x5} = 489.6 \cdot \frac{kN}{m}$$

Sign:	Dato/date:	Prosjekt/Project:	Norconsult 
AxWWa	2014-06-10	<u>NY ØYFERGETERMINAL</u>	
Ktr./Check:	Dato/date:	Vedlegg J	
HMR	2014-06-11	Prosjektnr: 5142802	Side 23 av 24

$$\frac{V_{Ed.x5}}{V_{Rd.max.x5}} = 0.367 \quad \text{OK !}$$

Oppsummering skjærkapasitet uten innlagt skjærarmering:

- Skjærstrekkkapasiteten til betongveggen er ikke tilstrekkelig til å overføre lastvirkningen fra største pullertlast uten innlagt skjærarmering - betongveggen må skjærarmers!
- Største overskridelse av skjærstrekkkapasitet finnes for snitt x_3 og dette snittet med tilhørende dimensjonerende lastvirkning legges til grunn for bestemmelse av nødvendig skjærarmering.
- Skjærtrykkkapasiteten er tilstrekkelig for dimensjonerende skjærkraftvirkning - betongveggenes dimensjoner trenger ikke økes!

Skjærstrekkkapasitet med innlagt skjærarmering (NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 6.2.3):

Skjærkapasitet kontrolleres for snitt x_3 .

$$f_{ywd.vegg} := 0.8 \cdot f_{yk} = 400 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \text{Skjærarmeringens dimensjonerende fasthet}$$

$$v_{l.vegg} := 0.6 \quad \text{Fasthetsreduksjonsfaktor for opprisset betong}$$

$$\cot\theta_{vegg} := 1 \quad \text{Forutsetter trykkgurt med vinkel 45 grader}$$

$$\tan\theta_{vegg} := 0$$

$$\alpha_{cw.vegg} := 1 \quad \text{Verdi for ikke-forspente konstruksjoner}$$


$$s_{a.vegg} := 200mm \quad \text{Forutsetter senteravstand 200mm for skjærarmering}$$

$$V_{Rd.s.vegg.min} := V_{Ed.x3} = 489.6 \cdot kN \quad \text{Dimensjonerende kapasitet må ha minimumverdi lik dimensjonerende skjærkraftvirkning i snitt x_3 }$$

$$A_{sw.vegg} := s_{a.vegg} \cdot \left(\frac{V_{Rd.s.vegg.min}}{z_3 \cdot f_{ywd.vegg} \cdot \cot\theta_{vegg}} \right) = 432.69 \cdot mm^2$$

$$n_{snitt.vegg} := 2 \quad \text{Legger skjærarmering som skjærbøyler, to snitt per bøyle}$$

$$A_{sw.snitt.vegg} := \frac{A_{sw.vegg}}{n_{snitt.vegg}} = 216.345 \cdot mm^2 \quad \text{Nødvendig armeringsmengde per bøyle med senteravstand 200mm.}$$

Sign:	Dato/date:	Prosjekt/Project:	Norconsult 
AxWWa	2014-06-10	<u>NY ØYFERGETERMINAL</u>	
Ktr./Check:	Dato/date:	Vedlegg J	
HMR	2014-06-11	Prosjektnr: 5142802	Side 24 av 24

Det kan legges bøyler $\phi 12c200$, to snitt gir $A_{sw}=226,2 \text{ mm}^2$ per bøyle.

Kontroll skjærtrykkapasitet med innlagt skjærarmering (NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 6.2.3)

$$V_{Rd,max,sw,vegg} := \alpha_{cw,vegg} \cdot b_{vegg} \cdot z_3 \cdot v_{l,vegg} \cdot \frac{f_{cd}}{(\cot \theta_{vegg} + \tan \theta_{vegg})} = 2164.045 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Ed,x3} = 489.6 \cdot \text{kN}$$

$$\frac{V_{Ed,x3}}{V_{Rd,max,sw,vegg}} = 0.226 \quad \text{OK !}$$

22,6% utnyttelse

Oppsummering armeringsmengder betongvegg bak konsoll for pullert:

- Bøylearmering $\phi 12c200$ for opptak av momentvirkning fra horisontal pullertlast og overføring av fastholdingskraft ned i toppdekke på flyter.
- Bøylearmering $\phi 12c200$ som skjærarmering i betongvegg.
- Lengdearmering o.k. betongvegg $A_{s,l,min}=1883 \text{ mm}^2$. Denne kan legges som 6stk $\phi 20$ buntet i par á 2stk jern ($A_{s,l,1}=1885 \text{ mm}^2$), eller som 4stk $\phi 25$ buntet i par á 2stk jern ($A_{s,l,2}=1963 \text{ mm}^2$).

Vedlegg K

Dimensjonering av betongpontong Kranløft

Vedlegg K - Dimensjonering av betongpontong for kranløft

Innledning

Betongpontongen skal løftes i posisjon utenfor Rådhusbrygge 4 ved bruk av en leker med kran.

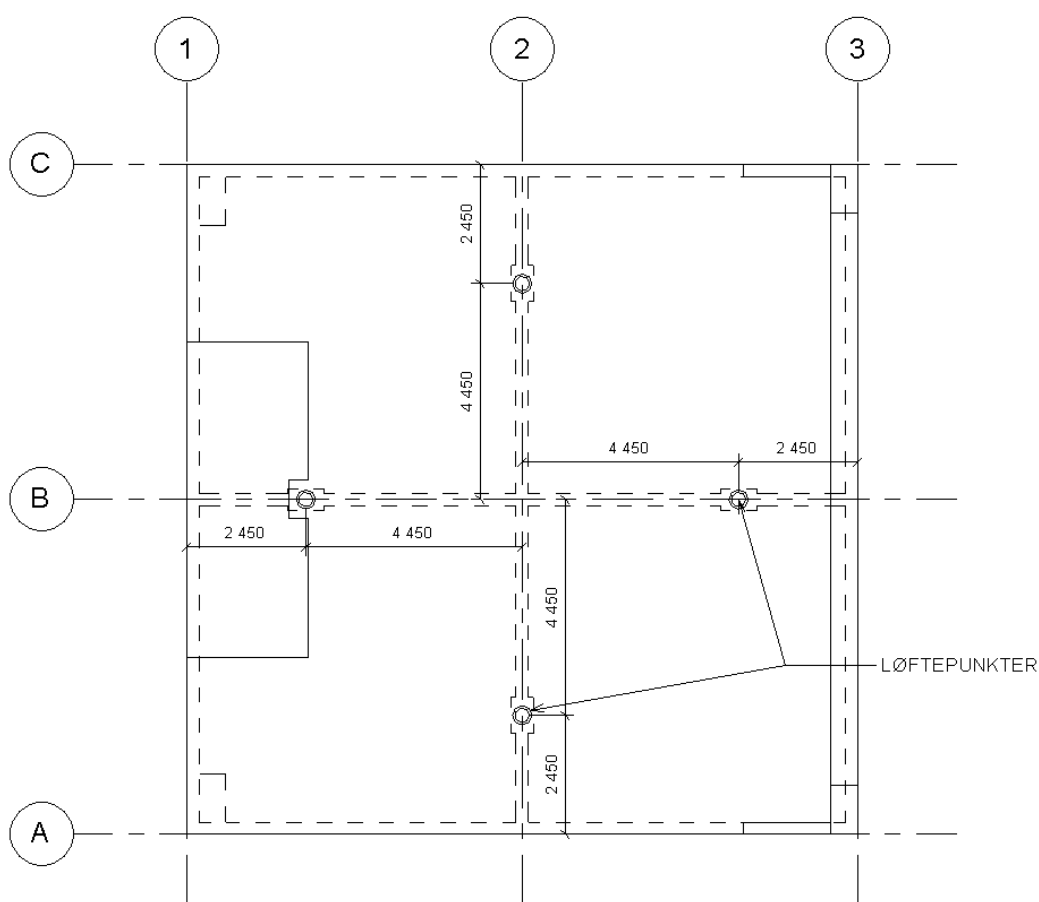
Påtenkt løftefartøy har løftekapasitet på 400 tonn og kan løfte i 4 stk opphengspunkt.

Etter dialog med kranoperatør og ALTi Bygg og Anlegg skal det forutsettes at ett løftepunkt skal kunne ta 1/3 av den totale løftekraften.

Løftepunkter forutsettes plassert sentrisk i indre vertikale vegger halvveis mellom senter betongpontong og ytterkanter, se figur under.

I det følgende dimensjoneres betongflyteren og nødvendige forankringsjern for overføring av lastene i løftepunktene til betongflyteren.

Det gjøres i tillegg en vurdering av tilhørende krefter i løfestropper som følge av helning.



Lastforutsetninger

Lastfaktorer og øvrige parametre benyttet i dimensjoneringen

$$\gamma_G := 1.2$$

Lastfaktor egenlast

$$g = 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

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

$$f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Egenvekten til betongflyteren inkludert EPS

$$G_{\text{flyter.k}} := 341823 \text{ kg}$$

$$G_{\text{flyter.Ed}} := \gamma_G \cdot G_{\text{flyter.k}} = 452.154 \cdot \text{ton}$$

Dimensjonerende verdi av betongflyterens egenvekt overskrider løftefartøys kapasitet!

Det forutsettes imidlertid at løftefartøyet har tilstrekkelig kapasitet til å løfte den reelle vekten av betongpontongen, mens forankringspunktene i betongflyteren dimensjoneres på bakgrunn av den dimensjonerende lastvirkningen.

Dimensjonerende last i løftepunkt

$$W_{\text{flyter.Ed}} := g \cdot G_{\text{flyter.Ed}} = 4022.566 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende egenlast av betongpontong

$$F_{v.Ed} := \frac{W_{\text{flyter.Ed}}}{3} = 1340.855 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende last per løftepunkt

Dimensjonering og kapasitetskontroll for opptak av last fra kranløft

Nødvendig forankringsjern for opptak av vertikallast i løftepunkt

Dimensjonerende last i et løftepunkt må tas av strekkapasiteten til innstøpt forankringsjern for overføring ned i betongflyteren. Det forutsettes støpt inn 2 stk forankringsjern for nedføring av last i løftepunkt.

$$A_{s,f} := \frac{F_{v,Ed}}{f_{yd}} = 3083.967 \cdot \text{mm}^2$$

Totalt nødvendig armeringsareal per løftepunkt

$$n_f := 4$$

Antall forankringsjern per løftepunkt

$$A_{s,jern} := \frac{A_{s,f}}{n_f} = 770.992 \cdot \text{mm}^2$$

Nødvendig armeringsareal per forankringsjern

$$\phi_{f,min} := \sqrt{\frac{4 \cdot A_{s,jern}}{\pi}} = 31.331 \cdot \text{mm}$$

Nødvendig diameter forankringsjern

$$\phi_{f,valgt} := 36 \text{ mm}$$

Valgt diameter forankringsjern

$$A_{s,jern,valgt} := \frac{\pi \cdot \phi_{f,valgt}^2}{4} = 1017.876 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,f,valgt} := n_f \cdot A_{s,jern,valgt} = 4071.504 \cdot \text{mm}^2$$

Nødvendig forankringslengde for forankringsjern


Det beregnes en nødvendig forankringslengde forbi snitt hvor forankringsjernene kan antas å kunne overføre full last. Dette gjøres for å kunne vurdere aktuell lastfordeling i indre vertikallvegger.

- Dimensjonerende forankringslengde for kraftoverføring

Dimensjonerende heftfasthet (EC2 8.4.2)

$$f_{ctk,0.05} := 2.7 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1.53 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Sign:	Dato/date:	Prosjekt/Project:	Norconsult 
AxWWa	2014-06-19	<u>NY ØYFERGETERMINAL</u>	
Ktr./Check:	Dato/date:	Vedlegg K	Side 4 av 14
SA	2014-06-20	Prosjektnr: 5142802	

$$\eta_1 := 1.0$$

Gode forhold, heftbetingelser og armerings plassering

$$\eta_2 := \frac{(132\text{mm} - \phi_{f,\text{valgt}})}{100\text{mm}} = 0.96$$

For armeringsjern $\phi > 32\text{mm}$

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 3.305 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Basis kraftinnføringslengde (EC2 8.4.3)

$$F_{s,1} := F_{V,Ed} = 1340.855 \cdot \text{kN}$$

Strekraft i 4 stk forankringsjern fra kranløft

$$A_s := A_{s,f,\text{valgt}} = 0.004 \text{ m}^2$$

Armeringsareal i forbindelsen

$$\sigma_{sd,1} := \frac{F_{s,1}}{A_s} = 329.327 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dimensjonerende spenning i armeringsjern

$$l_{bd,rqd,1} := \left(\frac{\phi_{f,\text{valgt}}}{4} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{sd,1}}{f_{bd}} \right) = 896.859 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende forankringslengde (EC2 8.4.4)

$$c_{nom} := 90\text{mm}$$

Antar at forankringsjern legges i senter av vertikalvegg med avvik +/- 10mm.

$$\alpha_1 := 1.0 \quad \text{Rett stang}$$

$$\alpha_{2,0} := 1 - 0.15 \cdot \left(\frac{c_{nom} - \phi_{f,\text{valgt}}}{\phi_{f,\text{valgt}}} \right) = 0.775$$

$$\alpha_{2,1} := \max(\alpha_{2,0}, 0.7)$$

$$\alpha_2 := \min(\alpha_{2,1}, 1.0) = 0.775$$

$$\alpha_3 := 1.0 \quad \text{Beregner uten bidrag fra tverrarmering i vertikalvegg}$$

$$\alpha_4 := 1.0 \quad \text{Ikke sveist tverrarmering}$$

$$\alpha_5 := 1.0 \quad \text{Ikke gunstig trykk på tvers langs dimensjonerende forankringslengde}$$

$$l_{b,\text{min},1} := \max(0.3 \cdot l_{bd,rqd,1}, 10 \cdot \phi_{f,\text{valgt}}, 100\text{mm}) = 360 \cdot \text{mm}$$

$$l_{bd.0.1} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd.rqd.1} = 695.066 \cdot \text{mm}$$

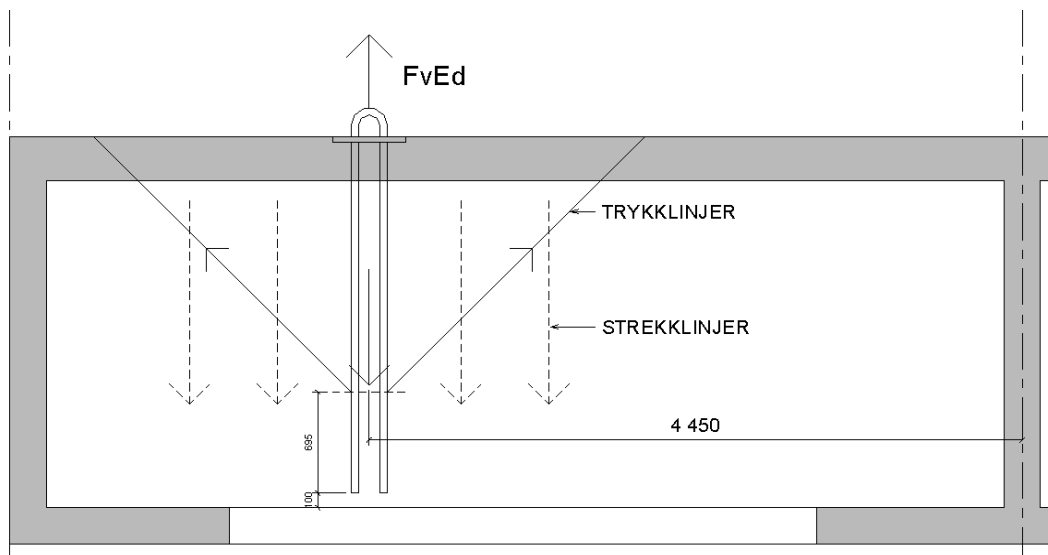
$$l_{bd.1} := \max(l_{bd.0.1}, l_{b.min.1}) = 695.066 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende forankringslengde for forankringsstag for overføring av dimensjonerende last i løftepunkt.

Lastoverføring fra forankringsjern til vertikalvegger

På bakgrunn av beregnet dimensjonerende forankringslengde av valgte forankringsjern i det foregående bestemmes en beregningsmodell for lastoverføring av strekkraft i forankringsjern fra dimensjonerende last i løftepunkt til indre vertikalvegger i betongflyteren.

Det forutsettes at forankringsjernene kan støpes inn sentrisk i vertikalvegger ned til overkant bunnplate med en toleranse lik 100mm, se figur under.



Som det sees av figuren tillates strekkraften overført over 3760mm som følge av nødvendig forankringslengde. Det kan være aktuelt å støpe inn forankringsjern med endeplater/endeskruer for å kunne redusere dimensjonerende forankringslengde.

Vertikalarming i veggskive for opptak av last i løftepunkt

Det er forutsatt generell armering $\phi 12c200$ dobbelarmert i veggskiver. I det følgende beregnes nødvendig armeringsmengde over bredden som lasten beregningsmessig kan tas over.

$$B_{last} := 3.76 \text{ m}$$

Bredde i vertikalvegg for lastopptak

$$A_{s.n\ddot{o}dv} := \frac{A_{s.f}}{B_{last}} = 820.204 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Nødvendig armeringsareal per meter

$$\phi_g := 12 \text{ mm}$$

Generell vertikal armering $\phi 12$

$$A_{s.g} := \frac{\pi \cdot \phi_g^2}{4} = 113.097 \cdot \text{mm}^2$$

Armeringsareal en stk ø12

$$n_{\phi 12} := \frac{A_{s.f}}{A_{s.g}} = 27.268$$

Nødvendig antall ø12 innenfor bredde for lastopptak

$$c_{\phi 12, \max} := 2 \cdot \left(\frac{B_{\text{last}}}{n_{\phi 12}} \right) = 275.779 \cdot \text{mm}$$

Største senteravstand for dobbeltarmert ø12

Generell armering ø12c200 dobbeltarmert i vertikalvegg er OK for overføring av strekkraft i forankringsjern til betong.

$$A_{s, \phi 12c200} := 565 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Armeringsmengde ø12c200

$$A_{s, V\text{vegg}} := 2 \cdot A_{s, \phi 12c200} = 1130 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Total vertikal armering i vertikalvegg med dobbeltarmert ø12c200

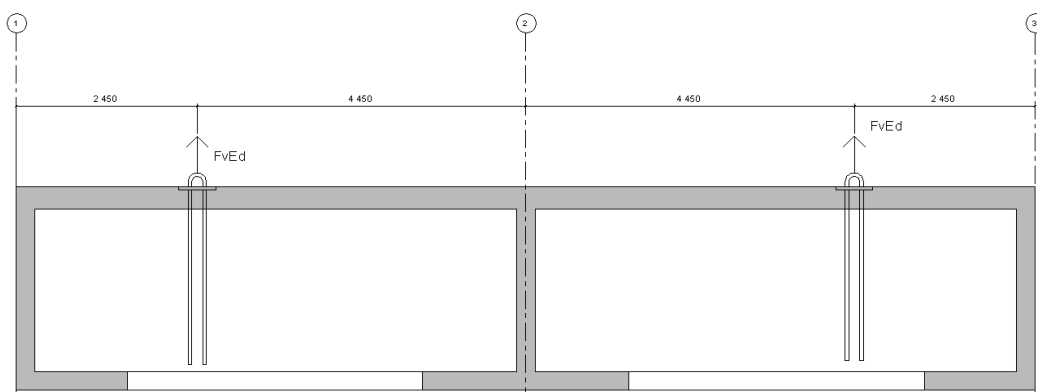
$$\frac{A_{s, \text{nød}v}}{A_{s, V\text{vegg}}} = 0.726$$

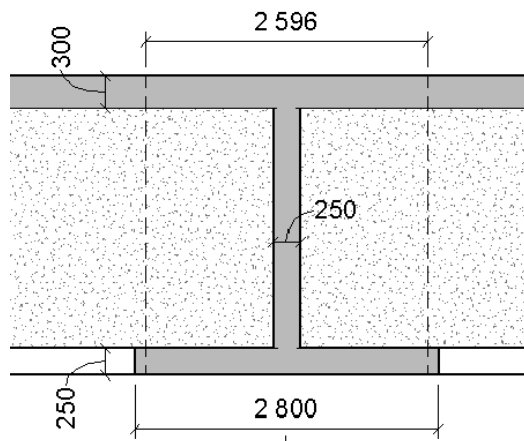
72,6 % kapasitetsutnyttelse mot nødvendig armeringsmengde i indre vertikalvegg

Vurdering av global kapasitet for betongpontong ved kranløft

Ved kranløft vil betongpontongen være opphengt i to punkter langs hver indre vertikalvegg som krysses i pontongens senter. I det følgende gjøres en vurdering av kapasiteten til indre vertikalvegger betraktet som høye I-bjelker for lastbæringen under kranløft.

Figuren under viser et snitt av betongpontongen og opphengspunktene.



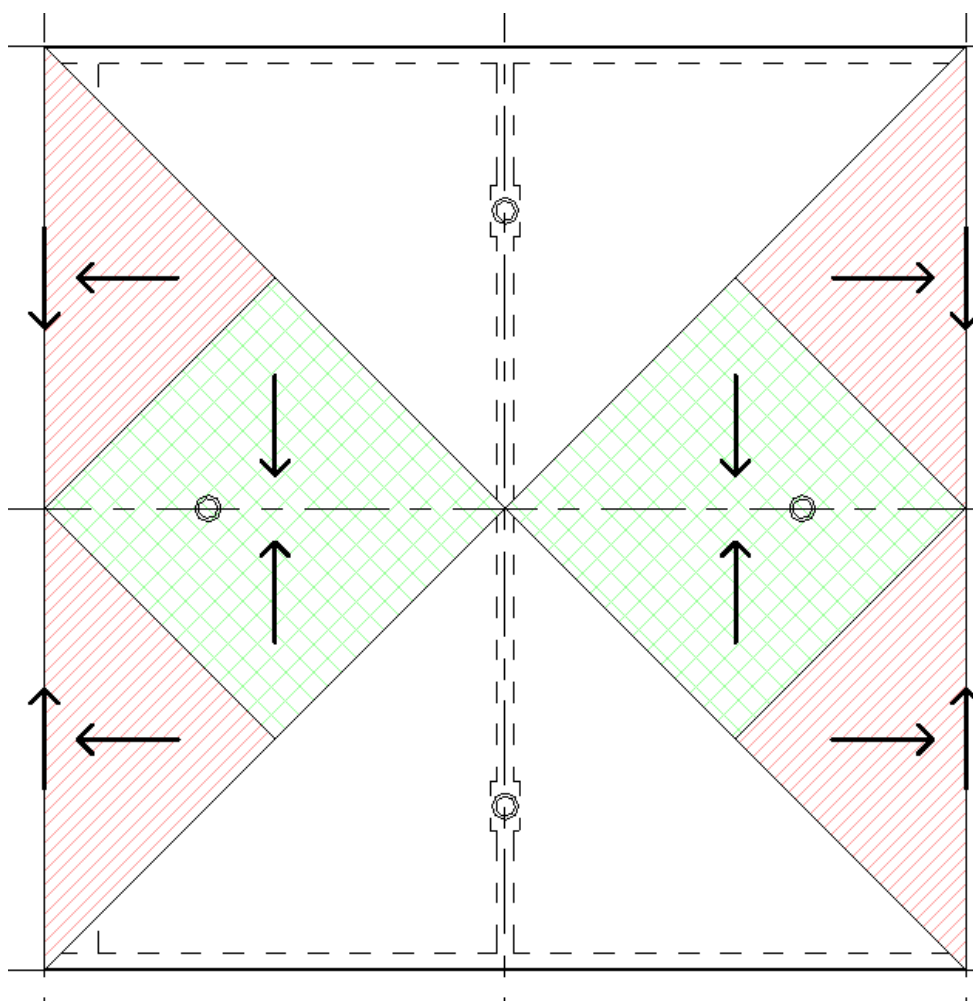


Betraktet "indre" I-bjelke med virksomme flenser som beregnet i vedlegg E.

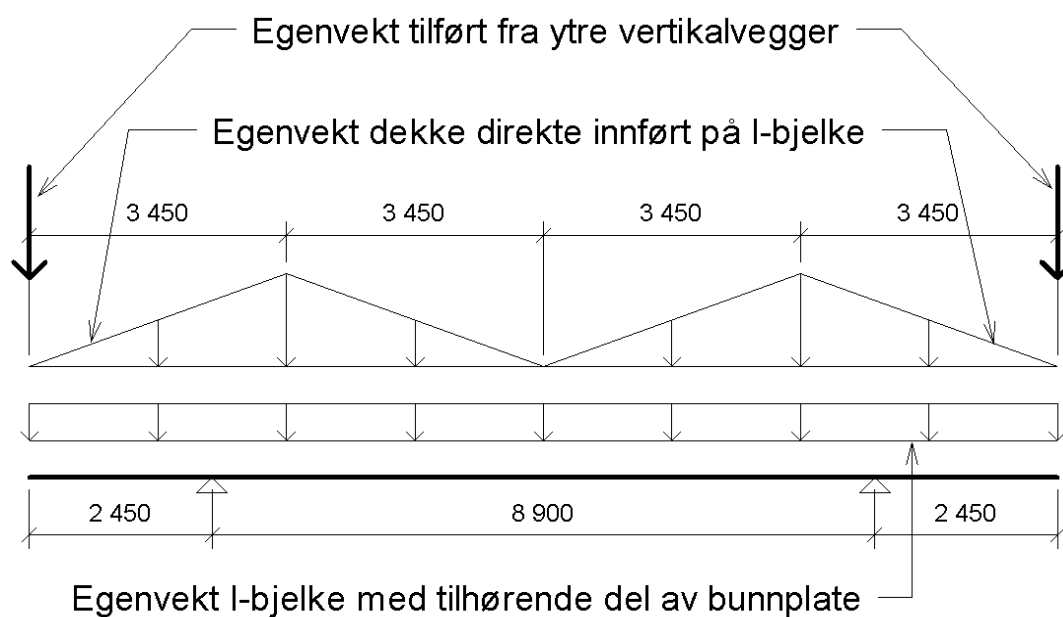
For vurderingen av betongpontongens kapasitet vurderes de kryssende I-bjelkene å måtte bære all egenvekt da betongpontongen kun er opphengt i disse. Egenvekten av dekket vil fordeles mellom vertikalvegger og følge disse inn til I-bjelkene, sammen med egenvekten av vertikalveggene. I det følgende forutsettes at egenvekt av utstikkende del av bunnplate "tilhører" den tilstøtende vertikalveggen den er forbundet til.

På figuren på neste side er dette illustrert ved at egenvekt dekke i grønn sone fordeles direkte inn til gjennomgående I-bjelke (horisontal på figur), mens egenvekt dekke i rød sone fordeles først til ytre vertikalvegger for så å føres inn til I-bjelken ved hver ende sammen med egenvekten av ytre vertikalvegger og underliggende del av bunnplate. Egenvekt av indre vertikalvegg med tilhørende del av bunnplate vurderes som jevnt fordelt egenlast over bjelkelengden.

Egenvekten tilhørende det uskraverte området tilføres I-bjelken som vises vertikalt på figuren.



Basert på det overnevnte gir dette lasttilfelle over en idealisert I-bjelke som vist på figuren under.



Egenlast av delkomponenter

Egenvekt av steg i I-bjelke og tilhørende bunnplate som jevnt fordelt last

$$B_{\text{bunnflens}} := 2.8\text{m} \quad t_{\text{bunn}} := 0.25\text{m}$$

$$H_{\text{steg}} := 2.2\text{m} \quad t_{\text{steg}} := 0.25\text{m}$$

$$L_{\text{Ibjelke}} := 13.8\text{m}$$

$$A_{\text{Ibjelke}} := (B_{\text{bunnflens}} \cdot t_{\text{bunn}}) + (H_{\text{steg}} \cdot t_{\text{steg}}) = 1.25 \cdot \text{m}^2$$

$$g_{\text{Ibjelke.Ed}} := \gamma_G \cdot \rho_c \cdot A_{\text{Ibjelke}} = 37.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt av dekke direkte tilført I-bjelke som trapeslast

$$t_{\text{dekke}} := 0.3\text{m} \quad L_{\text{last}} := \frac{L_{\text{Ibjelke}}}{2} = 6.9\text{m} \quad H_{\text{last}} := \frac{L_{\text{last}}}{2} = 3.45\text{m}$$

$$g_{\text{dekke.min.Ed}} := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ingen last fra dekke innført i ender og midt

$$g_{\text{dekke.max.Ed}} := \gamma_G \cdot \rho_c \cdot t_{\text{dekke}} \cdot H_{\text{last}} = 31.05 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Topp trapeslast innført i 1/4-dels punkt

Egenvekt av ytre vertikalvegg og tilhørende bunnplate


$$B_{\text{bunnflens2}} := 1.5\text{m} \quad L_{\text{Cbjelke}} := L_{\text{Ibjelke}} = 13.8\text{m}$$

$$A_{\text{Cbjelke}} := (B_{\text{bunnflens2}} \cdot t_{\text{bunn}}) + (H_{\text{steg}} \cdot t_{\text{steg}}) = 0.925 \text{m}^2$$

$$g_{\text{Cbjelke.Ed}} := \gamma_G \cdot \rho_c \cdot A_{\text{Cbjelke}} = 27.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{\text{Cbjelke.Ed}} := g_{\text{Cbjelke.Ed}} \cdot L_{\text{Cbjelke}} = 382.95 \cdot \text{kN}$$

Punktlast i hver ende av I-bjelke

Sign:	Dato/date:	Prosjekt/Project:	Norconsult 
AxWWa	2014-06-19	<u>NY ØYFERGETERMINAL</u>	
Ktr./Check:	Dato/date:	Vedlegg K	Side 10 av 14
SA	2014-06-20	Prosjektnr: 5142802	

Egenvekt av dekke tilført ytre vertikalvegger

$$A_{last1side} := \frac{L_{last} \cdot H_{last}}{2} = 11.903 \text{ m}^2$$

$$G_{dekke1side.Ed} := \gamma_G \cdot \rho_c \cdot t_{dekke} \cdot A_{last1side} = 107.123 \cdot \text{kN}$$

$$G_{dekke.tot.Ed} := 2 \cdot G_{dekke1side.Ed} = 214.245 \cdot \text{kN} \quad \text{Punktlast i hver ende av I-bjelke}$$

Dimensjonering og kapasitetskontroll

Lastvirkningsanalyse for beregnede lastvirkninger er utført i G-Prog statikkbjelke og finnes som bilag 1 til dette vedlegg.

Dimensjonerende lastvirkninger er beregnet til det følgende:

- Dimensjonerende moment ved opphengspunkt (strekk i overkant), $M_{s.Ed} = 1597,7 \text{ kNm}$
- Dimensjonerende skjærkraft inn mot opphengspunkt, $V_{Ed} = 716,1 \text{ kN}$

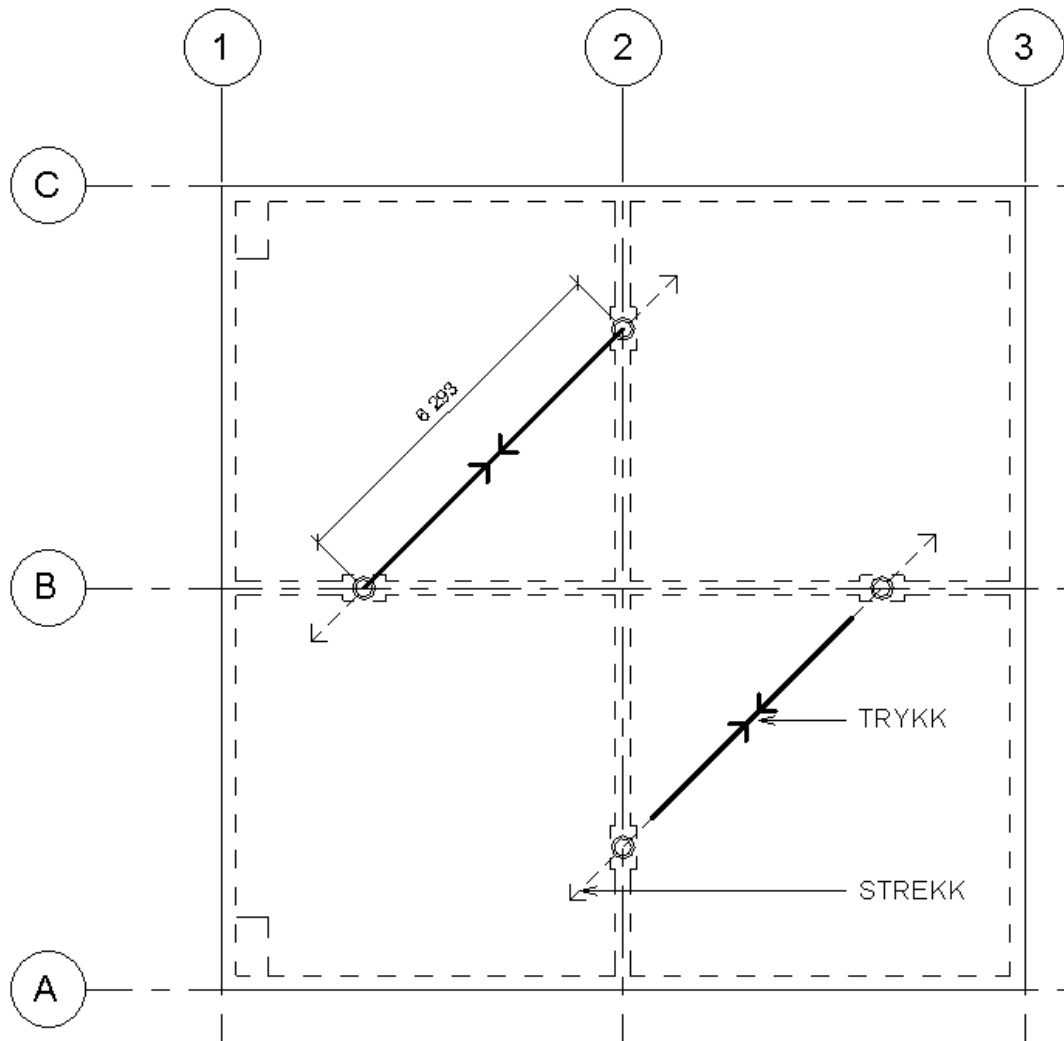
Kapasitetskontroll av I-bjelkens tverrsnitt for snittkrefter beregnet i lastvirkningsanalysen er utført i G-Prog Betonganalyse og finnes som bilag 2 til dette vedlegg.

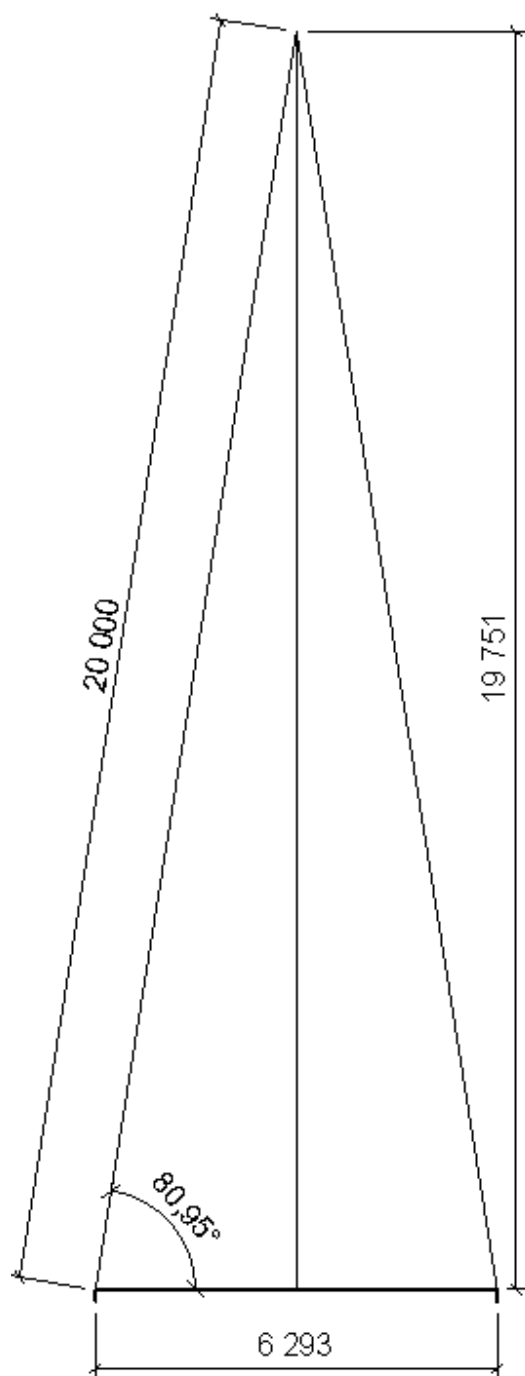
Forutsetninger for kapasitetskontrollen:

- Det er tatt utgangspunkt i armeringsmengden som benyttet for kontroll av betongpontong under bølbelast med generell armering $\phi 16c200$ i overkant og underkant I-bjelke. Dette tilsvarer ca 12 stk jern over beregningsmessig effektiv bredde av flensene.
- Tverrsnittskapasiteten er ikke tilstrekkelig for strekk i overkant med armering som angitt i punkt over og overkant armeringen er økt til $12 \times 2 \phi 16$ med bunter à 2 stk jern for å angi reel armeringsmengde for dobbeltarmert dekke i overkant.
- For økt armeringsmengde er tverrsnittskapasiteten tilstrekkelig med følgende utnyttelser:
 - Momentkapasitet 64 % utnyttelse
 - Skjærkraftkapasitet 15 % utnyttelse

Vurdering av horisontalkrefter i dekket fra kranlast

Kranløftet utføres med via to løftekroker på kran som hver har to wirer, totalt 4 stk løftepunkt på betongflyteren. Wirene som kommer fra løftekrokene er 20m lange og wirer fra samme løftekrok vil måtte festes diagonalt på flyteren. Den respektive vinkelen som oppstår i wiren vil gi opphav til en horisontalkraft som må overføres i trykk og strekk i øvre betongdekke. Se figur under.





Dimensjonerende last i wire

$$L_{\text{wire}} := 20\text{m}$$

$$H_{\text{krok}} := 19.75\text{m}$$

$$F_{\text{wire.Ed}} := F_{\text{v.Ed}} \left(\frac{L_{\text{wire}}}{H_{\text{krok}}} \right) = 1357.828 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende horisontallast

$$\alpha := \left(\frac{\pi \cdot 81}{180} \right) = 1.414$$

$$\cos(\alpha) = 0.156$$

$$F_{\text{H.Ed}} := F_{\text{wire.Ed}} \cdot \cos(\alpha) = 212.411 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende betongspenning trykk i toppdekke

$b_{\text{trykk}} := 0.5\text{m}$ Forutsatt opptatt over 0,5m bredde i toppdekke

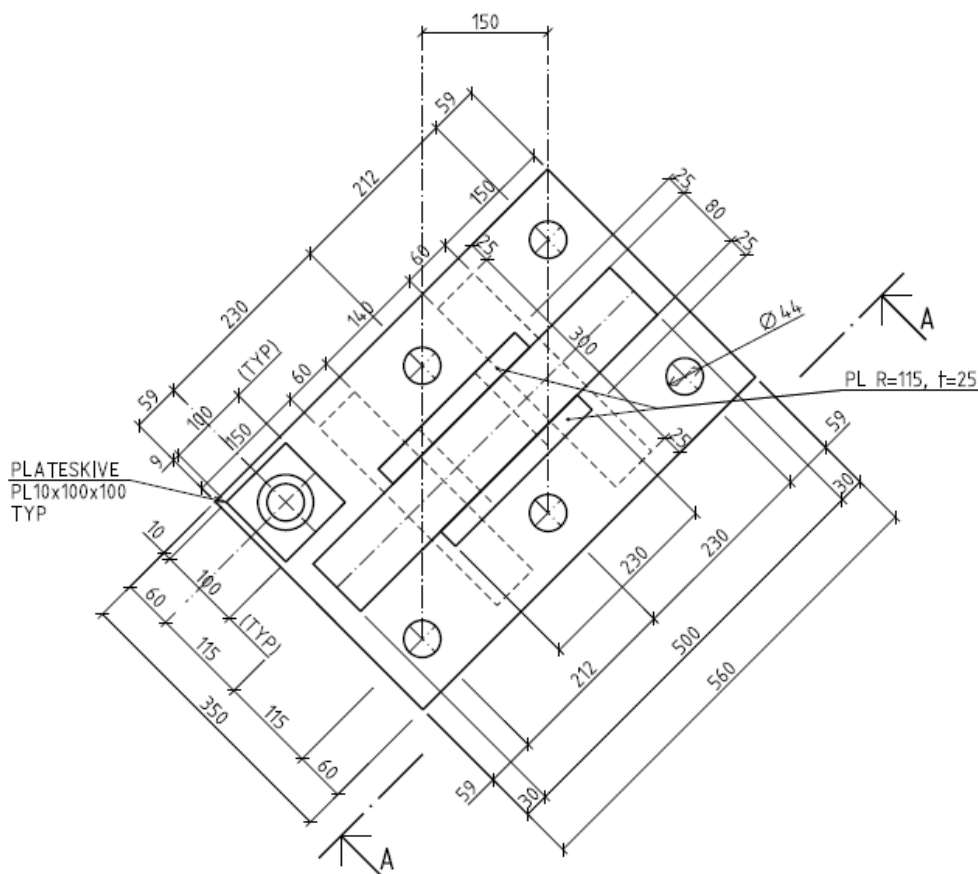
$$\sigma_{c.H} := \frac{F_{H.Ed}}{t_{\text{dekke}} \cdot b_{\text{trykk}}} = 1.416 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\sigma_{c.H}}{f_{cd}} = 0.056 \quad \text{OK}$$

Betongspenning langs kant av innstøpt stålplate

Horisontallasten virker med 45 graders vinkel på stålforbindelsen til løftebalk. Den innstøpte stålplaten er vinklet tilsvarende og det forutsettes at horisontalkraften kan overføres til toppdekke via kontaktrykket mellom stålplaten og betongen. Stålplaten som støpes inn har tykkelse 50mm. Det kontrolleres i det følgende tilstrekkelig overføringskapasitet av horisontalkraften mellom stålplate og betong.

Stålplatenes dimensjoner er angitt på figur under, ref. tegning nr. 17040.



$$t_{s,plate} := 50\text{mm} \quad b_{s,plate} := 350\text{mm}$$

$$\sigma_{c.H.s} := f_{cd} = 25.5 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Største tillate trykkspenning i betong

$$b_{s,plate,min} := \frac{F_{H.Ed}}{t_{s,plate} \cdot \sigma_{c.H.s}} = 166.597 \cdot \text{mm}$$

Minimum bredde for stålplate

$$\sigma_{c.kant} := \frac{F_{H.Ed}}{t_{s,plate} \cdot b_{s,plate}} = 12.138 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Betongspenning langs kant stålplate

$$\frac{\sigma_{c.kant}}{\sigma_{c.H.s}} = 0.476 \quad \text{OK !}$$

47,6 % utnyttelse av betongtrykkfasthet

Nødvendig armeringsmengde i hver retning

$$F_{H.x.Ed} := \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right) \cdot F_{H.Ed} = 150.197 \cdot \text{kN}$$

Nødvendig armeringsmengder beregnes for horisontalkraftkomponenter i x- og y-retning

$$F_{H.y.Ed} := \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right) \cdot F_{H.Ed} = 150.197 \cdot \text{kN}$$

$$A_{s.H.x} := \left(\frac{F_{H.x.Ed}}{f_{yd}} \right) = 345.454 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s.H.y} := \left(\frac{F_{H.y.Ed}}{f_{yd}} \right) = 345.454 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s.dekke} := 2 \cdot 1005 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 2010 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Dobbeltarmert toppdekke i både x- og y-retning med ø16c200

$$A_{s.dekke.0.35\text{m}} := A_{s.dekke} \cdot 0.35\text{m} = 703.5 \cdot \text{mm}^2$$

Horisontallast forutsatt tatt opp over 350mm bredde i toppdekket. Tilsvarende stålplatens tykkelse.

$$\frac{A_{s.H.x}}{A_{s.dekke.0.35\text{m}}} = 0.491 \quad \text{OK !}$$

$$\frac{A_{s.H.y}}{A_{s.dekke.0.35\text{m}}} = 0.491 \quad \text{OK !}$$

Vedlegg K

Dimensjonering av betongpontong Kranløft

Bilag 1 Snittkrefter I-bjelke

Norconsult AS

Dato: 29. juli 2014

Tid: 13:23:58

Signatur:

Programmet er utviklet av Norconsult Informasjonssystemer as.

Programsystem: G-PROG Betong

Programmodul: Statikkbjelke versjon 6.22

Norm: Norsk Standard NS3490 2. utg. desember 2004

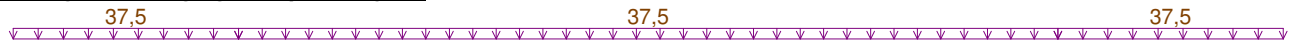
Beregning av statikk for kontinuerlig bjelke

Dokument: N:\514\28\5142802\5 Arbeidsdokumenter\52 Beregninger\04 G-Prog\Vedlegg K - Dimensjonering av betongpontong for kranløft\Snittkrefter

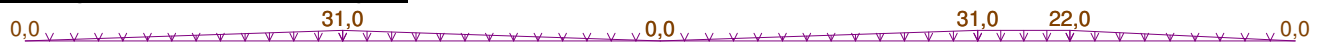
1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Egenlast steg og bunnplate I-bjelke



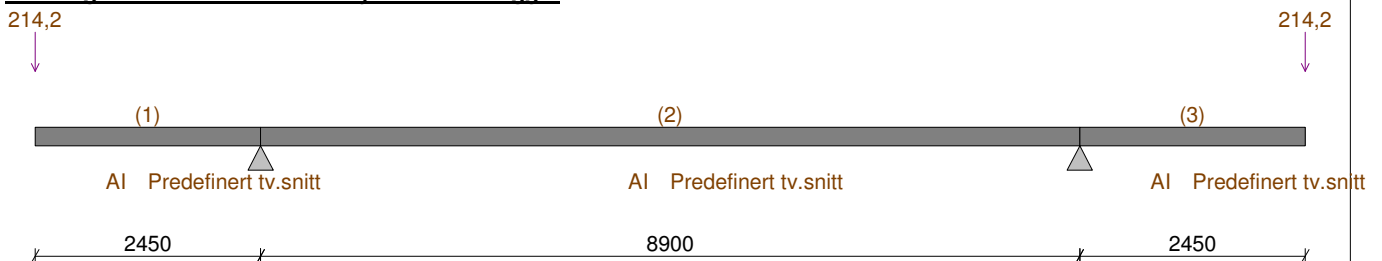
1.1.2 Egenlast fra dekke tilført I-bjelke



1.1.3 Egenlast fra ytre vertikallvegg og tilhørende bunnplate



1.1.4 Egenvekt dekke innført fra ytre vertikallvegger



2. Materialdata

Bjelkens E-modul Ecn 20 000 MPa
Bjelkens spesifikke tyngde Rho 2 500 kg/m3

3. Geometri

3.1 Tverrsnittsgeometrier

Generelt tverrsnitt: Predefinert tv.snitt

Tverrsnittsareal A 1,80e+005 mm2
Tregghetsmoment I 5,40e+009 mm4

4. Laster

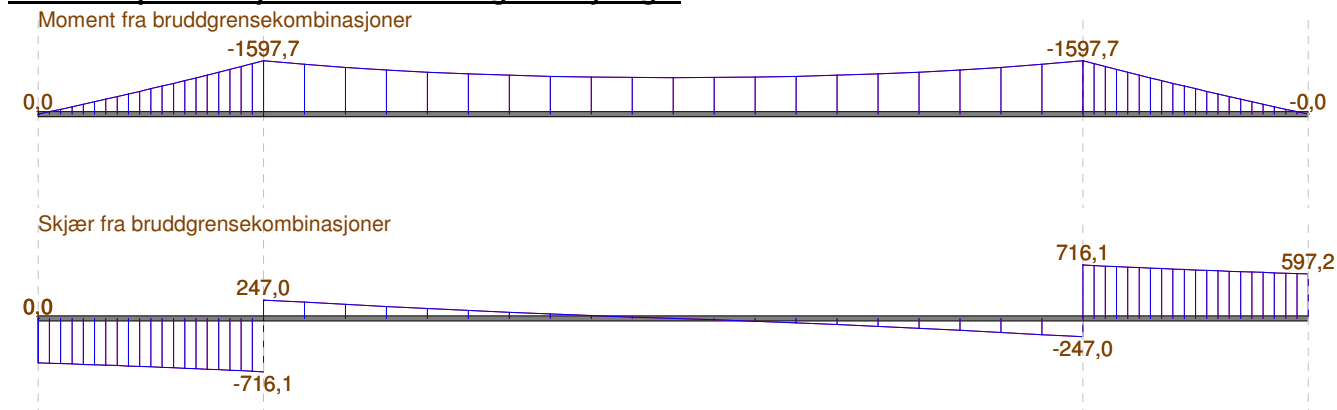
4.1 Lastkombinasjoner

4.1.1 Kranløft (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Egenlast steg og bunnplate I-bjelke	Permanent	1,00	1,00	1,00
Egenlast fra dekke tilført I-bjelke	Permanent	1,00	1,00	1,00
Egenlast fra ytre vertikallvegg og tilhørende bunnplate	Permanent	1,00	1,00	1,00
Egenvekt dekke innført fra ytre vertikallvegger	Permanent	1,00	1,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
Min gamma : Minste lastfaktor
Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



6. Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner

Felt	x(mm)	Mf(kNm)	Vv(kN)	Mv(kNm)	Vh(kN)	Mh(kNm)
1	0	-0,0	0,0	-0,0	-716,1	-1 597,7
2	4 450	-1 097,3	247,0	-1 597,7	-247,0	-1 597,7
3	2 450	-0,0	716,1	-1 597,7	597,2	-0,0

x(mm) : Avstand fra venstre opplegg til maksimalt feltmoment
 Mf(kNm) : Maksimalt feltmoment
 Vv(kN) : Maksimal skjærkraft i venstre ende av feltet
 Mv(kNm) : Maksimalt moment i venstre ende av feltet
 Vh(kN) : Maksimal skjærkraft i høyre ende av feltet
 Mh(kNm) : Maksimalt moment i høyre ende av feltet
 : 2 stjerner hvis minste moment ikke er i kant opplegg

7. Oppleggskrefter

7.1 Ekstremverdier fra alle bruddkombinasjoner

Oppl	Nmax	N1	M1U	M1O	Nmin	N2	M2U	M2O	N3	M3U	M3O	N4	M4U	M4O
1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	963,1	0,0	0,0	963,1	0,0	0,0	963,1	0,0	0,0	963,1	0,0	0,0	0,0	0,0
3	963,1	0,0	0,0	963,1	0,0	0,0	963,1	0,0	0,0	963,1	0,0	0,0	0,0	0,0
4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

N1 : Maksimal oppleggskraft (kN)
 M1U : Moment fra søyle under, basert på maksimal oppleggskraft (kNm)
 M1O : Moment fra søyle over, basert på maksimal oppleggskraft (kNm)
 N2 : Minimal oppleggskraft (kN)
 M2U : Moment fra søyle under, basert på minimal oppleggskraft (kNm)
 M2O : Moment fra søyle over, basert på minimal oppleggskraft (kNm)
 N3 : Oppleggskraft basert på maksimalt oppleggsmoment (kN)
 M3U : Moment fra søyle under, basert på maksimalt oppleggsmoment (kNm)
 M3O : Moment fra søyle over, basert på maksimalt oppleggsmoment (kNm)
 N4 : Oppleggskraft basert på minimalt oppleggsmoment (kN)
 M4U : Moment fra søyle under, basert på minimalt oppleggsmoment (kNm)
 M4O : Moment fra søyle over, basert på minimalt oppleggsmoment (kNm)

8. Fortegnsregler

Positiv last (jevnt fordelt, punktlast og trapeslast) peker nedover.
 Positiv momentlast dreier mot urviseren.
 Positivt moment gir strekk i underkant.
 Positiv skjærkraft vil dreie et bjelkeelement med urviseren.
 Positiv oppleggskraft er oppover.
 Positivt oppleggsmoment vil dreie et oppleggspunkt med urviseren.
 Positiv forskyvning er nedover.

Innholdsfortegnelse

<u>1.</u>	<u>Grafisk presentasjon av inndata</u>	2
1.1	Lasttilfeller	2
1.1.1	Egenlast steg og bunnplate I-bjelke	2
1.1.2	Egenlast fra dekke tilført I-bjelke	2
1.1.3	Egenlast fra ytre vertikalvegg og tilhørende bunnplate	2
1.1.4	Egenvekt dekke innført fra ytre vertikalvegger	2
<u>2.</u>	<u>Materialdata</u>	2
<u>3.</u>	<u>Geometri</u>	2
3.1	Tverrsnittsgeometrier	2
<u>4.</u>	<u>Laster</u>	2
4.1	Lastkombinasjoner	2
4.1.1	Kranløft (Brudd)	2
<u>5.</u>	<u>Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger</u>	3
<u>6.</u>	<u>Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner</u>	3
<u>7.</u>	<u>Oppleggskrefter</u>	3
7.1	Ekstremverdier fra alle bruddkombinasjoner	3
<u>8.</u>	<u>Fortegnsregler</u>	3

Vedlegg K

Dimensjonering av betongpontong Kranløft

Bilag 2 Tverrsnittskontroll I-bjelke

Norconsult AS

Dato: 29. juli 2014

Tid: 13:29:07

Signatur:

Programmet er utviklet av Norconsult Informasjonssystemer as.

Programsystem: G-PROG Betong

Programmodul: Betonganalyse etter Eurocode versjon 6.23

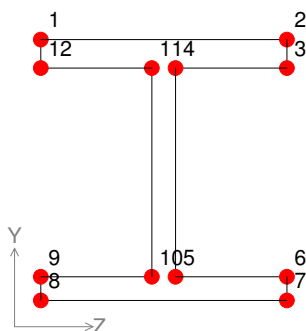
Norm: Norsk Standard NS-EN 1992 med norsk nasjonalt tillegg NA:2008

Analyse av betongtverrsnitt

Dokument: N:\514\28\5142802\5 Arbeidsdokumenter\52 Beregninger\04 G-Prog\Vedlegg K - Dimensjonering av betongpontong for kranløftI-bjelke tv

1. Materialdata

Betongklasse etter EN1992	C	B45	MPa
Materialfaktor for betong	GammaC	1,50	
Største tilslag etter NS-EN 12620	D	20	mm
Sementklasse	Sement	N	
Relativ fuktighet	RH	80	%
Alder ved pålastning	t0	28	døgn
Eksponeringsklasse	X	XS3	
Dimensjonerende levetid	Lvt	50	år
Tillegg / fradrag i nominell verdi for Cdur. 4.4.1.2 (6) - (11)	DeltaC	0	mm
Ståltype	Stål	B	
Materialfaktor for stål	GammaS	1,15	
Strekkarmeringens flytegrense	fyk	500	MPa
Bøylenes flytegrense	fywk	500	MPa
Toleranse for plassering av jern vertikalt	Toleranse	10,0	mm



2. Kapasitetskontroll for moment

Tilf.	MEdG	MEdQ	Mgr	Mdim/MRd	Mdim	Eps.cd	Eps.sd	Eps.c	Eps.s	Eps.cc	Eps.ccs	Eps.cs
	kNm	kNm	kNm		kNm	promille	promille	promille	promille	promille	promille	promille
1	0	-1 598	0	0,64	-3 451	-0,79	20,00	-0,43	1,43	0,00	0,00	-0,27

MEdG : Moment fra langtidslast
MEdQ : Moment fra korttidslast
Mgr : Grense for dim. moment (pkt 6.2.3(7))
Mdim/MRd : Kapasitetsutnyttelse for moment
Mdim : Dimensjonerende moment etter pkt 6.2.3(7)
Eps.cd : Tøyning i betongen fra MRd
Eps.sd : Tøyning i strekkarmering fra MRd
Eps.c : Tøyning i betongen
Eps.s : Tøyning i strekkarmering
Eps.cc : Kryptøyning på trykksiden
Eps.ccs : Kryptøyning på strekksiden
Eps.cs : Svinntøyning

2.1 Kapasitetskontroll for skjærkraft

Tilf.	VEd	VEd.max	VEd.red	Theta	Ab	VEdred/Vdc	VEdred/Vds	VEd.red/VRd	VEd.max/VRd	VRd,c	VRd,s	VRd,max
	kN	kN	kN	tan	mm ² /m					kN	kN	kN
1	716	716	0	1,00	0	0,00	0,00	0,00	0,15	361	1 146	4 872

VEd : Tilhørende skjærkraft
VEd.max : Maksimal skjærkraft
VEd.red : Redusert skjærkraft
Theta : Helningsvinkel for trykkdiagonalen
Ab : Statisk nødvendig skjærarmering
VEdred/Vdc : Skjærutnyttelse for betong, uten bøyler
VEdred/Vds : Skjærutnyttelse med innlagt bøylearmering
VEd.red/VRd : Kapasitetsutnyttelse for strekkbrudd (skjærkraft)
VEd.max/VRd : Kapasitetsutnyttelse for trykkbrudd (skjærkraft)
VRd,c : Skjærkraftskapasitet uten skjærarmering
VRd,s : Skjærkraftskapasitet med skjærarmering

VRd,max : Skjærkapasitet for trykkbrudd

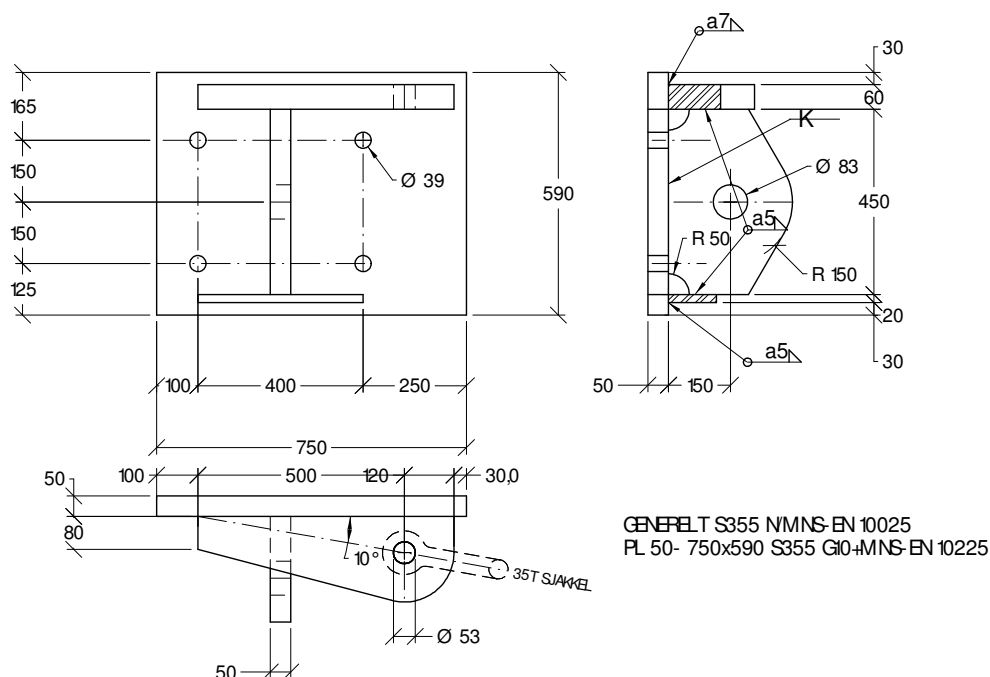
Innholdsfortegnelse

<u>1. Materialdata</u>	2
<u>2. Kapasitetskontroll for moment</u>	2
2.1 Kapasitetskontroll for skjærkraft	2

Vedlegg L

Dimensjonering av innfestingsplater

Vedlegg L - Beregning og dimensjonering av innfeste for flytebrygge



Referanser

- Referanse [1]: Dimensjonerende laster forankring. Notat fra Norconsult datert 2014-06-23
 Referanse [2]: Eurocode 3, EN-1993-1-9, Prosjektering av stålkonstruksjoner
 Allmenne regler og regler for bygninger
 Referanse [3]: Eurocode 3, EN-1993-1-8, Prosjektering av stålkonstruksjoner
 Knutepunkter og forbindelser
 Referanse [4]: Eurocode 3, EN-1993-1-9, Prosjektering av stålkonstruksjoner
 Utmattingspåkjennte konstruksjoner

Stålmaterialer

Elastisitetsmodul	$E := 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$		
Materialfaktorer	$\gamma_{M0} := 1.05$	$\gamma_{M1} := 1.05$	$\gamma_{M2} := 1.25$
	$\gamma_{M6.ser} := 1.0$		
Stålsort S 355 - $t \leq 40 \text{ mm}$	$f_y := 355 \cdot \text{MPa}$	$f_u := 510 \cdot \text{MPa}$	$\epsilon_y := \sqrt{\frac{235}{f_y}} \cdot \text{MPa} = 0.81$
Stålsort S 355 - $40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	$f_{y.p} := 335 \cdot \text{MPa}$		
Korrelasjonsfaktor	$\beta_w = 0.9$	$f_{ub} := 800 \text{ MPa}$	

Gjengestag M36 8.8

$$d := 36 \cdot \text{mm}$$

$$A_s = 817 \cdot \text{mm}^2$$

$$d_0 := \begin{cases} (d + 2 \cdot \text{mm}) & \text{if } 16 \cdot \text{mm} \leq d \leq 24 \cdot \text{mm} \\ (d + 3 \cdot \text{mm}) & \text{if } d > 24 \cdot \text{mm} \end{cases} = 39 \cdot \text{mm}$$

Mutterhøyde og sakivetykkelse

$$m_{\text{nut}} := 31 \cdot \text{mm} \quad h_{\text{washer}} := 6 \cdot \text{mm}$$

Gjengestaget strekkapasitet

$$F_{t.Rd} := \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 470.592 \cdot \text{kN}$$

Avskjæringkapasitet forutsatt gjenger i avskjæringsnittet

$$F_{v.Rd} := \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 313.728 \cdot \text{kN}$$

Geometri

$$B := 12.650 \text{m}$$

$$D := 2.362 \text{m}$$

Lengde av skråstag

$$L_s := \sqrt{B^2 + D^2} = 12.869 \text{m}$$

Vinkel mellom wire og bryggekant i horisontalplanet

$$\beta := \text{atan}\left(\frac{D}{B}\right) = 10.6 \cdot \text{deg}$$

Maks vinkel mellom hovedstag og horisontalplanet i vertikalplanet

$$\alpha := 22 \text{deg}$$

Maks høydeforskjell

$$\Delta H := D \cdot \tan(\alpha) = 954.31 \cdot \text{mm}$$

Skråstagets vinkel i vertikalplanet langs skråstaget

$$\Delta \alpha := \text{atan}\left(\frac{\Delta H}{L_s}\right) = 4.2 \cdot \text{deg}$$

Dimensjonerende laster - Ref [1] side 33

Opptredende kraft inn/ut

$$N_{Ed} := 640 \text{kN}$$

Kraft i stag

$$N_{\text{stag.Ed}} := \frac{N_{Ed}}{\cos(\alpha)} = 690 \cdot \text{kN}$$

$$V_{y.Ed} := N_{Ed} \cdot \tan(\alpha) = 259 \cdot \text{kN}$$

Skjærkraft fra wirekryss $V_{x.Ed} := 320 \text{ kN}$

Kraft i wire $N_{w.Ed} := \frac{V_{x.Ed}}{\cos(\beta) \cdot \cos(\Delta\alpha)} = 326 \cdot \text{kN}$

Komponenter fra wire $\Delta N_{Ed} := V_{x.Ed} \cdot \tan(\beta) \cdot \cos(\alpha) = 55 \cdot \text{kN}$

$$\Delta V_{y.Ed} := V_{x.Ed} \cdot \tan(\beta) \cdot \sin(\alpha) = 22.383 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende krefter som virker på boltegruppen - 4x M36

$$N_{t.Ed} := N_{Ed} + \Delta N_{Ed} = 695.399 \cdot \text{kN}$$

$$V_{v.Ed} := V_{y.Ed} + \Delta V_{y.Ed} = 280.96 \cdot \text{kN}$$

$$V_{h.Ed} := V_{x.Ed} = 320 \cdot \text{kN}$$

Skruebilde	$e_x := 100 \cdot \text{mm}$	$e_y := 165 \cdot \text{mm}$	
	$m_x := 175 \cdot \text{mm}$	$m_1 := 75 \cdot \text{mm}$	
	$p_1 := 400 \cdot \text{mm}$	$p_2 := 300 \cdot \text{mm}$	
Endeplate	$t_p := 50 \cdot \text{mm}$	$b_p := 750 \cdot \text{mm}$	$h_p := 590 \cdot \text{mm}$
Øvrige platetykkelser	$t_1 := 50 \cdot \text{mm}$	$t_2 := 60 \cdot \text{mm}$	$t_3 := 20 \cdot \text{mm}$

$$\Sigma l_{\text{eff},1} := \begin{cases} l_{\text{eff},\text{cp}} \leftarrow \pi \cdot m_x + p_2 & = 708.75 \cdot \text{mm} \\ l_{\text{eff},\text{nc}} \leftarrow 0.5 \cdot p_2 + \alpha_p \cdot m_x - (2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_x) \\ \min(l_{\text{eff},\text{cp}}, l_{\text{eff},\text{nc}}) \end{cases}$$

$$M_{\text{pl},1.\text{Rd}} := \frac{\min(2 \cdot l_{\text{eff},1}, 2 \cdot \Sigma l_{\text{eff},1}) \cdot t_p^2}{4} \cdot \frac{f_{y,p}}{\gamma_{\text{MO}}} = 282.656 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{\text{pl},2.\text{Rd}} := M_{\text{pl},1.\text{Rd}}$$

Dimensjonerende kapasitet i et T-stykke med strekk - Ref [3] tabell 6.2

Antal bolterader $n_b := 2$

Understøp $t_c := 50 \cdot \text{mm}$

Maks tøyningslengde

$$L_{b,\text{max}} := \frac{8.8 \cdot m_x^3 \cdot A_s \cdot n_b}{\min(l_{\text{eff},1}, \Sigma l_{\text{eff},1}) \cdot t_p^3} = 869.853 \cdot \text{mm}$$

$$L_b := 8 \cdot d + t_c + t_p + h_{\text{washer}} + \frac{1}{2} \cdot m_{\text{nut}} = 409.5 \cdot \text{mm}$$

$$\text{hevarkrefter} := \begin{cases} \text{"vil oppstå"} & \text{if } L_b \leq L_{b,\text{max}} \\ \text{"vil ikke oppstå"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"vil oppstå"}$$

$$n := \min(e_x, 1.25 \cdot m_x) = 100 \cdot \text{mm}$$

Bruddform 1 $F_{T,1.\text{Rd}} := \frac{4 \cdot M_{\text{pl},1.\text{Rd}}}{m_x} = 6460.714 \cdot \text{kN}$

Bruddform 2 $F_{T,2.\text{Rd}} := \frac{2 \cdot M_{\text{pl},2.\text{Rd}} + n \cdot (4 \cdot F_{t,\text{Rd}})}{m_x} = 4305.996 \cdot \text{kN}$

Bruddform 1-2 uten hevarkrefter $F_{T,12.\text{Rd}} := \frac{2 \cdot M_{\text{pl},1.\text{Rd}}}{m_x} = 3230.357 \cdot \text{kN}$

Bruddform 3 $F_{T,3.\text{Rd}} := 4 \cdot F_{t,\text{Rd}} = 1882.368 \cdot \text{kN}$

Dimensjonerende kapasitet

$$F_{T,\text{Rd}} := \begin{cases} \min(F_{T,1.\text{Rd}}, F_{T,2.\text{Rd}}, F_{T,3.\text{Rd}}) & \text{if } L_b \leq L_{b,\text{max}} \\ \min(F_{T,12.\text{Rd}}, F_{T,3.\text{Rd}}) & \text{otherwise} \end{cases} = 1882.368 \cdot \text{kN}$$

Konklusjon

Fordi bruddform 3 er dimensjonerende, kontrolleres forankringsboltene enkeltvis.

Dimensjonerende kapasitet for en enkelt bolt - Ref [3] tabell 3.4

Momentarm for $V_{x.Ed}$ $a_x := \frac{t_2}{2} + m_1 + \frac{p_2}{2} = 255 \cdot \text{mm}$

Dimensjonerende boltekrefter

Strekk $F_{t.Ed} := \frac{1}{4} \cdot N_{t.Ed} + \frac{1}{2} \cdot \Delta N_{M.Ed} = 259.476 \cdot \text{kN}$

Vertikal skjærkraft $F_{v.Ed} := \frac{1}{4} \cdot V_{v.Ed} = 70.24 \cdot \text{kN}$

Horisontal skjærkraft $F_{h.Ed} := \frac{1}{4} \cdot V_{h.Ed} = 80 \cdot \text{kN}$

Polart arealmoment $I_p := 4 \cdot \left[\left(\frac{p_1}{2} \right)^2 + \left(\frac{p_2}{2} \right)^2 \right] = 250000 \cdot \text{mm}^2$

$$\Delta F_{h.Ed} := \frac{V_{h.Ed} \cdot a_x \cdot \left(\frac{p_2}{2} \right)}{I_p} = 48.96 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta F_{v.Ed} := \frac{V_{h.Ed} \cdot a_x \cdot \left(\frac{p_1}{2} \right)}{I_p} = 65.28 \cdot \text{kN}$$

Total dimensjonerende skjærkraft

$$F_{\max.Ed} := \sqrt{(F_{v.Ed} + \Delta F_{v.Ed})^2 + (F_{h.Ed} + \Delta F_{h.Ed})^2} = 187.073 \cdot \text{kN}$$

Kontroll av kapasiteter

$$\eta_v := \frac{F_{\max.Ed}}{F_{v.Rd}} = 0.60$$

$$\eta_t := \frac{F_{t.Ed}}{F_{t.Rd}} = 0.55$$

$$\eta_{\max} := \frac{F_{\max.Ed}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.Ed}}{1.4 \cdot F_{t.Rd}} = 0.99$$

Hullkanttrykk

$$e_x = 100 \cdot \text{mm}$$

$$e_1 := e_x = 100 \cdot \text{mm} \quad e_2 := h_p - e_y - p_2 = 125 \cdot \text{mm}$$

$$\alpha_b := \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = 0.855$$

$$k_1 := \min \left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5 \right) = 2.5$$

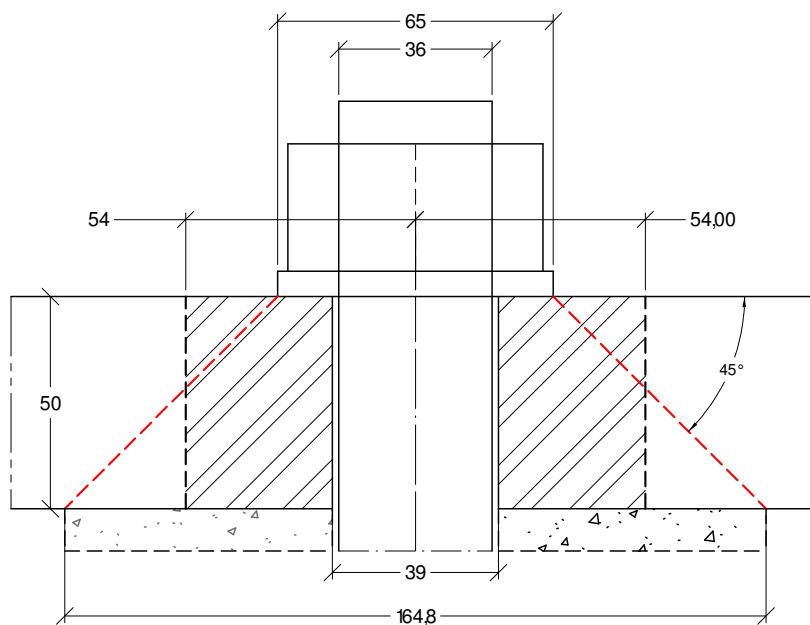
$$F_{b.Rd} := \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_p}{\gamma_{M2}} = 1569.231 \cdot \text{kN}$$

$$\eta_b := \frac{F_{\max.Ed}}{F_{b.Rd}} = 0.12$$

Utmatting av forankringsboltene

Merknad

Skravert område viser trykk-
kjeglen pga. forspenning



Lastfaktor $\gamma_F := 1.6$

Materialfaktor for utmatting - levetidsmetode og liten konskvens ved utmattingsskade

$$\gamma_{Mf} := 1.35$$

Dimensjonerende strekkraft $F_{t.Ed.f} := \frac{F_{t.Ed}}{\gamma_F} = 162.173 \cdot \text{kN}$

Forspenning $F_{p.c} := 0.7 \cdot (0.8 \cdot f_{ub}) \cdot A_s = 366.016 \cdot \text{kN}$

Skivens diameter - NS-EN 14399-5

$$d_w := 64.8 \cdot \text{mm}$$

Betongtrykksjonens diameter

$$d_c := 2 \cdot t_p + d_w = 164.8 \cdot \text{mm}$$

Maks betongtrykk

$$\sigma_{c,\max} := \frac{F_{p,c}}{\frac{\pi}{4} \cdot (d_c^2 - d_0^2)} = 18.177 \cdot \text{MPa}$$

Effektivt ytre strekk etter Per Kr. Larsen (2010) Dimensjonering av stålkonstruksjoner
2. utg., se avsnitt 10.4.6

Trykk-kjegelens diameter

$$d_k := 3 \cdot d = 108 \cdot \text{mm}$$

$$A_k := \frac{\pi}{4} \cdot (d_k^2 - d_0^2) = 7966.294 \cdot \text{mm}^2$$

$$F_{\text{eff.Ed}} := F_{t,\text{Ed.f}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{A_k}{A_s}} = 15.085 \cdot \text{kN}$$

Boltens spenningsvariasjon

$$\Delta\sigma_{\text{Ed}} := \frac{F_{\text{eff.Ed}}}{A_s} = 18.464 \cdot \text{MPa}$$

Strekpåkjennte skruer (bolter) klassifiseres i kategori 50, se NS-EN 1993-1-9: tabell 8.1. For $N = 2 \cdot 10^6$ lastveklingslanger

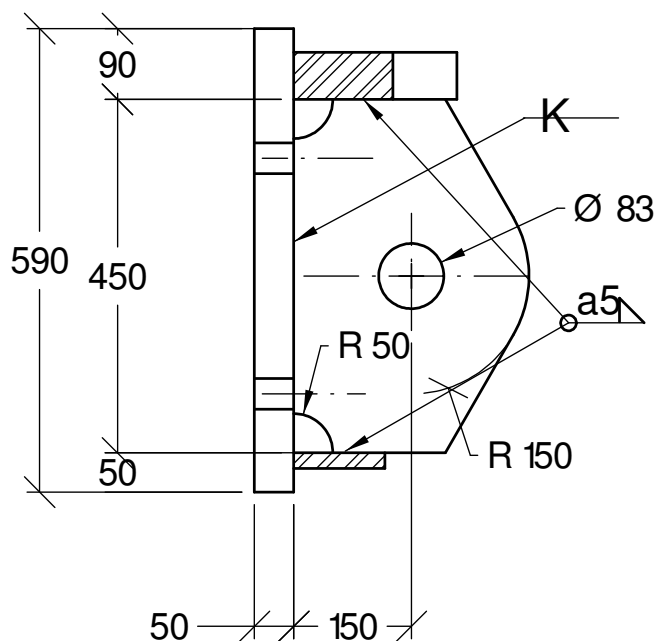
$$\Delta\sigma_c := 50 \cdot \text{MPa}$$

Tykkelseeffekten

$$k_s := \left(\frac{30}{d} \cdot \text{mm} \right)^{0.25} = 0.96$$

$$\eta_{\text{fat}} := \frac{\Delta\sigma_{\text{Ed}}}{\left(\frac{k_s \cdot \Delta\sigma_c}{\gamma_{\text{Mf}}} \right)} = 0.52$$

Bolteledd - ref [3] tabell 3.10



Boltdiameter (pinne) $d_1 := 80 \cdot \text{mm}$

Øyeplatens tykkelse $t_1 = 50 \cdot \text{mm}$

Øyeplatens ytre radius $r_1 := 150 \cdot \text{mm}$

$r_0 := 50 \cdot \text{mm}$

Lysåpning mellom stagets øyeplater

$w_1 := 60 \cdot \text{mm}$

Øyeplatens bredde $b_1 := 2 \cdot m_1 + p_2 - 2 \cdot r_0 = 350 \cdot \text{mm}$

$h_1 := 150 \cdot \text{mm}$

Hulldiameter $d_{0.1} := \begin{cases} (d_1 + 2 \cdot \text{mm}) & \text{if } d_1 \leq 50 \cdot \text{mm} \\ (1.04 \cdot d_1) & \text{if } 50 \cdot \text{mm} < d_1 \leq 100 \cdot \text{mm} \\ (d_1 + 4 \cdot \text{mm}) & \text{if } 100 \cdot \text{mm} < d_1 \end{cases} = 83 \cdot \text{mm}$

Tykkelse øyeplatene som er sveist til staget

$a_1 := 25 \text{mm}$

Lysåpning mellom øyeplatene

$c_1 := \frac{w_1 - t_1}{2} = 5 \cdot \text{mm}$

Bolt (pinne) av S355

$$f_{y, \text{pin}} := \text{MPa} \cdot \begin{cases} 355 & \text{if } d_1 \leq 40 \cdot \text{mm} \\ 335 & \text{if } 40 \cdot \text{mm} < d_1 \leq 80 \cdot \text{mm} \\ 315 & \text{if } 80 \cdot \text{mm} < d_1 \leq 100 \cdot \text{mm} \\ 295 & \text{if } 100 \cdot \text{mm} < d_1 \leq 150 \cdot \text{mm} \\ 285 & \text{if } 150 \cdot \text{mm} < d_1 \leq 200 \cdot \text{mm} \\ 275 & \text{if } 200 \cdot \text{mm} < d_1 \leq 250 \cdot \text{mm} \end{cases} = 335 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{u, \text{pin}} := \text{MPa} \cdot \begin{cases} 510 & \text{if } d_1 \leq 40 \cdot \text{mm} \\ 470 & \text{if } 40 \cdot \text{mm} < d_1 \leq 100 \cdot \text{mm} \\ 450 & \text{if } 100 \cdot \text{mm} < d_1 \leq 250 \cdot \text{mm} \end{cases} = 470 \cdot \text{MPa}$$

Kapasitetskontroll av bolt $M_{1, \text{Ed}} := \frac{N_{\text{stag, Ed}}}{8} \cdot (t_1 + 4 \cdot c_1 + 2 \cdot a_1) = 10.354 \cdot \text{kNm}$

$$A_1 := d_1^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 5026.548 \cdot \text{mm}^2$$

$$W_{\text{el}, 1} := \frac{\pi}{32} \cdot d_1^3 = 50265.482 \cdot \text{mm}^3$$

Boltens skjærkapasitet $F_{v, 1, \text{Rd}} := \frac{0.6 \cdot A_1 \cdot f_{u, \text{pin}}}{\gamma_{M2}} = 1133.989 \cdot \text{kN}$

Boltens momentkapasitet $M_{1, \text{Rd}} := \frac{1.5 \cdot W_{\text{el}, 1} \cdot f_{y, \text{pin}}}{\gamma_{M0}} = 24.056 \cdot \text{kNm}$

$$M_{1, \text{Rd, ser}} := \frac{0.8 \cdot W_{\text{el}, 1} \cdot f_{y, \text{pin}}}{\gamma_{M0}} = 12.83 \cdot \text{kNm}$$

Kapasitetskontroll ULS

$$\eta_{1, v} := \frac{N_{\text{stag, Ed}}}{F_{v, 1, \text{Rd}}} = 0.61$$

$$\eta_{1, m} := \frac{M_{1, \text{Ed}}}{M_{1, \text{Rd}}} = 0.43$$

$$\eta_{1.v}^2 + \eta_{1.m}^2 = 0.56$$

Kapasitetskontroll SLS

$$\eta_{1.m.ser} := \frac{M_{1.Ed}}{\gamma_F M_{1.Rd.ser}} = 0.50$$

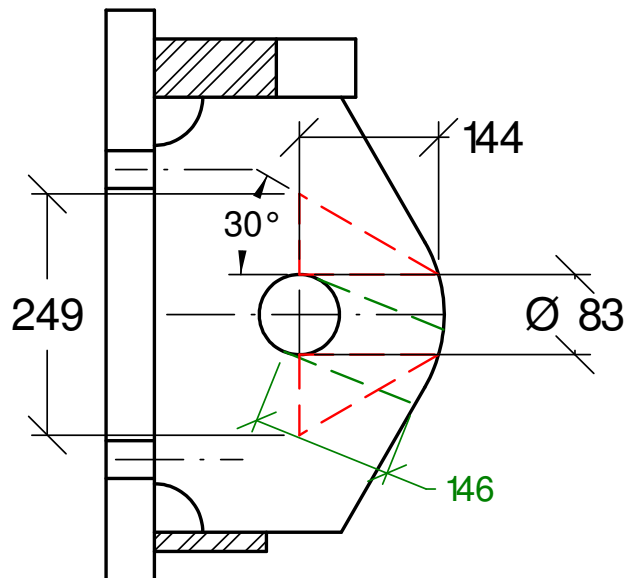
Kontakttrykket mellom bolt og grunnmateriale

$$\sigma_{h.Ed} := 0.591 \cdot \sqrt{\frac{N_{stag.Ed}}{\gamma_F} \cdot \frac{E \cdot (d_{0.1} - d_1)}{d_1^2 \cdot t_1}} = 562.528 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{h.Rd} := \frac{2.5 \cdot f_{y.p}}{\gamma_{M6.ser}} = 837.5 \cdot \text{MPa}$$

$$\eta_h := \frac{\sigma_{h.Ed}}{f_{h.Rd}} = 0.67$$

Utrivning av bolt i øyeplate



Kantavstand

$$l_T := 144 \cdot \text{mm}$$

Fordelingsbredde
etter Whitmore

$$l_\sigma := 2 \cdot l_T \cdot \tan(30 \cdot \text{deg}) + d_{0.1} = 249.477 \cdot \text{mm}$$

Skjærkraftkapasitet

$$V_{eff.v.Rd} := \frac{2 \cdot (l_T \cdot t_1) \cdot f_{y.p}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = 2652.512 \cdot \text{kN}$$

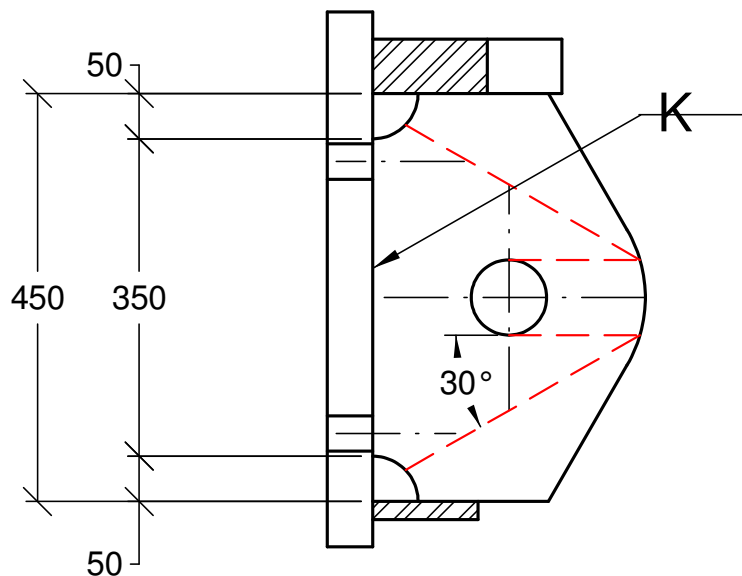
$$\eta_{eff.v} := \frac{N_{stag.Ed}}{V_{eff.v.Rd}} = 0.26$$

Strekraftkapasitet

$$N_{\text{eff.t.Rd}} := \frac{(l_{\sigma} - d_{0.1}) \cdot t_1 \cdot f_{y.p}}{\gamma_{M0}} = 2652.512 \cdot \text{kN}$$

$$\eta_{\text{eff.t}} := \frac{N_{\text{stag.Ed}}}{N_{\text{eff.t.Rd}}} = 0.26$$

Sveis med fullstendig gjennombrenning mellom øyeplate og endeplate



Dimensjonerende krefter

$$N_{\text{Ed}} = 640 \cdot \text{kN}$$

$$V_{y.\text{Ed}} = 258.577 \cdot \text{kN}$$

Lengde av K-sveis

$$b_1 = 350 \cdot \text{mm}$$

Skjærkraftens momentarm

$$h_1 = 150 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{\text{Ed}} := \frac{N_{\text{Ed}}}{b_1 \cdot t_1} = 36.571 \cdot \text{MPa}$$

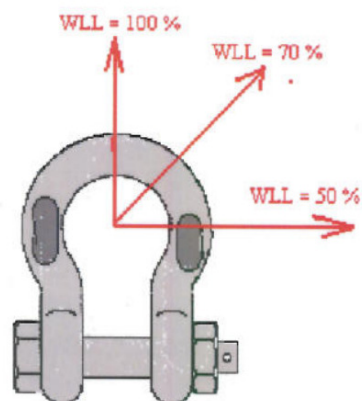
$$\tau_{\text{Ed}} := \frac{V_{y.\text{Ed}}}{b_1 \cdot t_1} = 14.776 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{vM.\text{Ed}} := \sqrt{\sigma_{\text{Ed}}^2 + 3 \cdot \tau_{\text{Ed}}^2} = 44.637 \cdot \text{MPa}$$

K-sveisens kapasitet

$$\eta_{vM} := \frac{\sigma_{vM.\text{Ed}}}{\frac{f_{y.p}}{\gamma_{M0}}} = 0.14$$

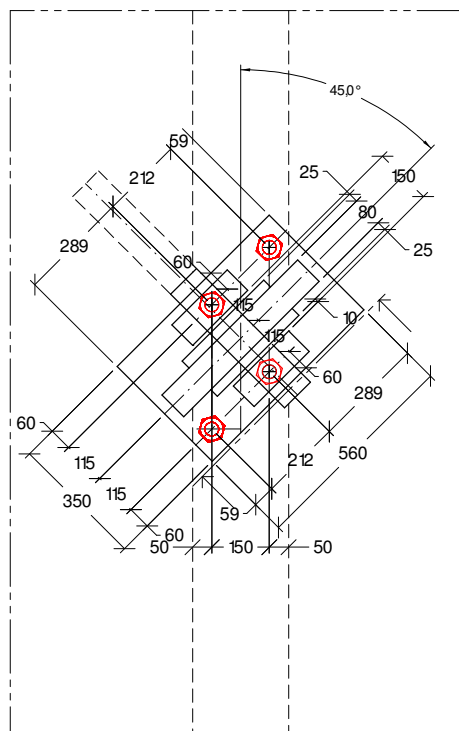
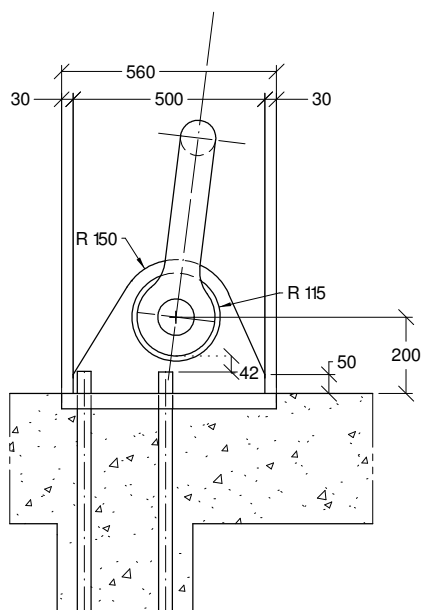
BELASTNING PÅ SJAKKEL



Vedlegg M

Dimensjonering av løfteører for kranløft

Vedlegg M - Beregning og dimensjonering av løfteøre på flytebrygge



Referanser

Referanse [1]: Eurocode 3 EN-1993-1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner
Allmenne regler og regler for bygninger

Referanse [2]: Eurocode 3 EN-1993-1-8 Prosjektering av stålkonstruksjoner
Knutepunkter og forbindelser

Referanse [3]: NORSOK R-002 Lifting equipment

1.1 Materialer

Elastisitetsmodul $E := 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

Materialfaktorer $\gamma_{M0} := 1.05$ $\gamma_{M1} := 1.05$ $\gamma_{M2} := 1.25$

Stålsort S 355 - $t \leq 40$ mm	$f_y := 355 \cdot \text{MPa}$	$f_u := 510 \cdot \text{MPa}$	$\epsilon_y := \sqrt{\frac{235}{f_y}} \cdot \text{MPa} = 0.81$
Løfteøre	$t_p := 80 \cdot \text{mm}$		
	$f_{y,p} = 335 \cdot \text{MPa}$	$f_{u,p} = 470 \cdot \text{MPa}$	
Korrelasjonsfaktor	$\beta_w = 0.9$		
Gjengestag M36 8.8	$d := 36 \cdot \text{mm}$	$f_{ub} := 800 \text{MPa}$	
	$A_s = 817 \cdot \text{mm}^2$		

1.2 Dimensjonerende lastvirkninger

Kraft i wire

$$N_{\alpha,Ed} := 1351 \cdot \text{kN}$$

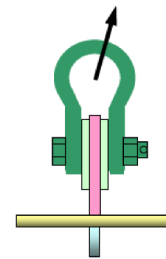
$$\alpha := 83 \cdot \text{deg}$$

$$N_{\text{vert},Ed} := N_{\alpha,Ed} \cdot \sin(\alpha) = 1340.93 \cdot \text{kN}$$

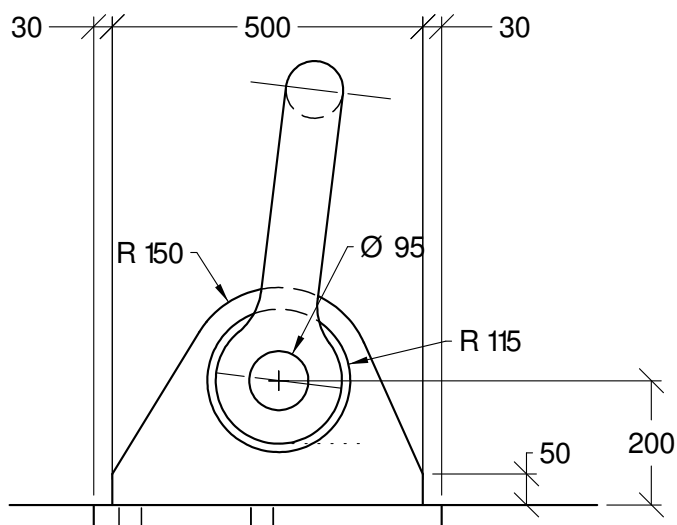
$$N_{\text{hor},Ed} := N_{\alpha,Ed} \cdot \cos(\alpha) = 164.645 \cdot \text{kN}$$

$$N_{\text{lat},Ed} := 0.05 \cdot N_{\alpha,Ed} = 67.55 \cdot \text{kN}$$

Lateral load acting in the centre of the shackle bow



1.3 Bolteledd - ref [2]



Sjakkell

Boltdiameter i 120t sjakkell $d_p := 95 \cdot \text{mm}$

Hulldiameter i løfteøre $d_{0,p} := \begin{cases} (d_p + 2 \cdot \text{mm}) & \text{if } d_p \leq 50 \cdot \text{mm} \\ (1.04 \cdot d_p) & \text{if } 50 \cdot \text{mm} < d_p \leq 100 \cdot \text{mm} \\ (d_p + 4 \cdot \text{mm}) & \text{if } 100 \cdot \text{mm} < d_p \end{cases} = 99 \cdot \text{mm}$

$$h_{sj} := \frac{370 + 95}{2} \cdot \text{mm} = 232.5 \cdot \text{mm}$$

Kontroll av geometri etter ref.[3] $d_h := 1.03 \cdot d_p + 2 \cdot \text{mm} = 99.9 \cdot \text{mm}$

Løfteørets tykkelse $t_p = 80 \cdot \text{mm}$ $f_{y,p} = 335 \cdot \text{MPa}$ $f_{u,p} = 470 \cdot \text{MPa}$

Løfteørets ytre radius $r_p := 150 \cdot \text{mm}$

Kinnplatenes tykkelse $t_c := 25 \cdot \text{mm}$

Kinnplatenes ytre radius $r_c := 115 \cdot \text{mm}$

Lysåpning i sjakkell $w_s := 150 \cdot \text{mm}$

Løfteøretes bredde $b_p := 500 \cdot \text{mm}$

Løfteørets senterhøyde $h_p := 200 \cdot \text{mm}$

Løfteørets_geometri := $\begin{cases} \text{"er OK"} & \text{if } \begin{aligned} &r_p > r_c + t_c \\ &d_h < r_c < 1.5 \cdot d_h \\ &0.4 \cdot w_s < t_p < 0.6 \cdot w_s \\ &0.75 \cdot w_s \leq t_p + 2 \cdot t_c \leq 0.9 \cdot (w_s - 3 \cdot \text{mm}) \\ &2.0 \cdot d_h \leq h_p \leq 2.4 \cdot d_h \\ &2.4 \cdot h_p \leq b_p \leq 2.7 \cdot h_p \end{aligned} \\ \text{"bør revurderes"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"er OK"}$

Kontroll av hulkanttrykkapasitetene etter ref.[2] - tabell 3.10

Hulkanttrykk fra wire $F_{b,Ed} := N_{\alpha,Ed} = 1351 \cdot \text{kN}$

Sideveis belastning på sjakkell antas å virke som et kraftpar på kinnplatene

$$\Delta F_{b,Ed} := N_{lat,Ed} \cdot \frac{h_{sj}}{t_p + t_c} = 149.575 \cdot \text{kN}$$

Hullkanttrykk - ULS

$$F_{b.Rd} := \frac{1.5 \cdot (t_p + 2 \cdot t_c) \cdot d_p \cdot f_{y.p}}{\gamma_{M0}} = 5910.357 \cdot \text{kN}$$

$$\eta_b := \frac{F_{b.Ed} + \Delta F_{b.Ed}}{F_{b.Rd}} = 0.25$$

Hullkanttrykk - SLS

$$\gamma_F := 1.20$$

$$\gamma_{M6.ser} := 1.0$$

$$F_{b.Ed.ser} := \frac{F_{b.Ed}}{\gamma_F} = 1125.833 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta F_{b.Ed.ser} := \frac{\Delta F_{b.Ed}}{\gamma_F} = 124.646 \cdot \text{kN}$$

$$F_{b.Rd.ser} := \frac{0.6 \cdot (t_p + 2 \cdot t_c) \cdot d_p \cdot f_{y.p}}{\gamma_{M6.ser}} = 2482.35 \cdot \text{kN}$$

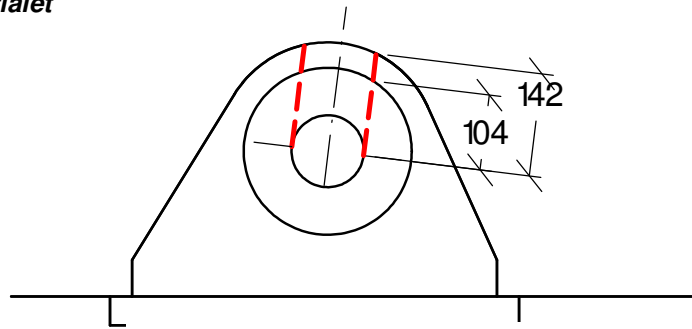
$$\eta_{b.ser} := \frac{F_{b.Ed.ser} + \Delta F_{b.Ed.ser}}{F_{b.Rd.ser}} = 0.50$$

Kontroll av kontakttrykket etter ref.[2] - formlene (3.14) - (3.16)

$$\sigma_{h.Ed} := 0.591 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot (F_{b.Ed.ser} + \Delta F_{b.Ed.ser}) \cdot (d_{0.p} - d_p)}{d_p^2 \cdot (t_p + 2 \cdot t_c)}} = 545.044 \cdot \text{MPa}$$

$$\eta_h := \frac{\sigma_{h.Ed}}{\left(\frac{2.5 \cdot f_{y.p}}{\gamma_{M6.ser}} \right)} = 0.65$$

Utrivning av grunnmaterialet



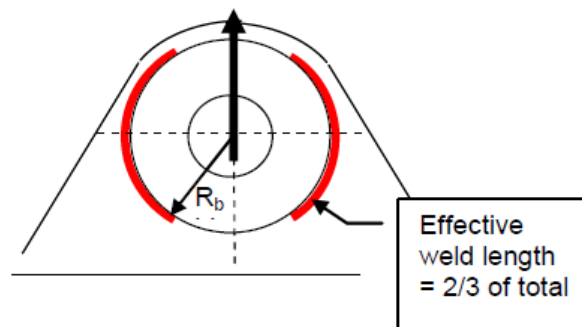
Samlet skjærareal $A_{\tau} := (4 \cdot 104 \cdot t_c + 2 \cdot 142 \cdot t_p) \cdot \text{mm} = 33120 \cdot \text{mm}^2$

Utrivningskapasitet $F_{\tau, Rd} := \frac{A_{\tau} \cdot f_{y,p}}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 6100.778 \cdot \text{kN}$

$$\eta_{\tau} := \frac{N_{\alpha, Ed}}{F_{\tau, Rd}} = 0.22$$

Kilsveis mellom løfteøre og kinnplate

Ref.[3] - figur J.10



Lastvirkning $F_{c, Ed} := F_{b, Ed} \cdot \frac{t_c}{t_p + 2 \cdot t_c} + \Delta F_{b, Ed} = 409.383 \cdot \text{kN}$

Kilsveis $a_c := \text{round} \left(\sqrt{\frac{t_p}{\text{mm}}}, 0 \right) \cdot \text{mm} = 9 \cdot \text{mm}$

Sveisems skjærkapasitet
rregner 2/3 av omkretsen $F_{u, Rd} := \frac{2}{3} \cdot (2 \cdot \pi \cdot r_c) \cdot \frac{a_c \cdot f_{u,p}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}} = 1045.716 \cdot \text{kN}$

$$\eta_u := \frac{F_{c, Ed}}{F_{u, Rd}} = 0.39$$

Sveis mellom løfteøre og fotplate

$$c_p := \min\left(\frac{t_p}{5}, 3 \cdot \text{mm}\right) = 3 \cdot \text{mm}$$

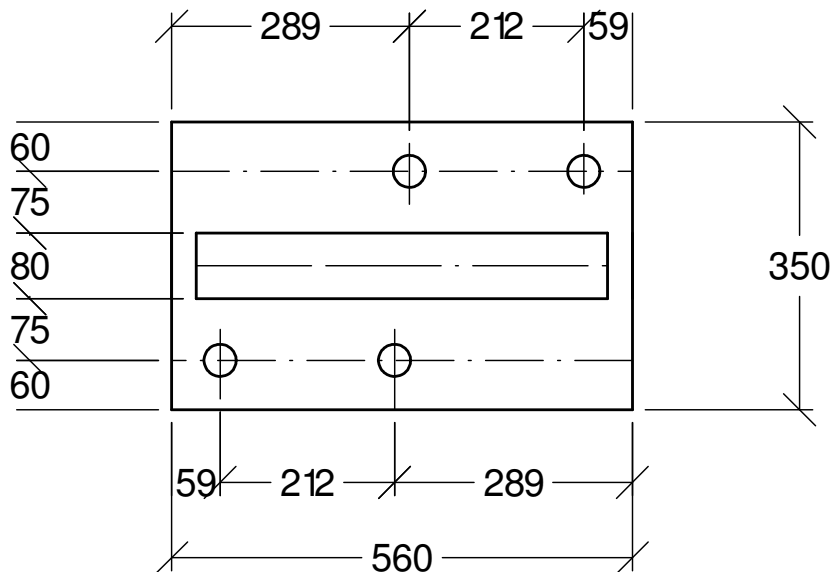
$$a_p := \frac{t_p - c_p}{2} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4}\right) = 27.224 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{90} := \frac{N_{\text{vert.Ed}}}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_p \cdot b_p} + \frac{N_{\text{lat.Ed}} \cdot (h_{sj} + h_p)}{(t_p - a_p) \cdot \sqrt{2} \cdot a_p \cdot b_p} = 63.586 \cdot \text{MPa}$$

$$\tau_0 := \frac{N_{\text{hor.Ed}}}{2 \cdot a_p \cdot b_p} = 6.048 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{w.Ed} := \sqrt{4 \cdot \sigma_{90}^2 + 3 \cdot \tau_0^2} = 127.603 \cdot \text{MPa}$$

$$\eta_w := \frac{\sigma_{w.Ed}}{\left(\frac{f_{u,p}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}\right)} = 0.31$$



Bolteavstander

$$m_x := 75 \cdot \text{mm}$$

$$e_y := 59 \cdot \text{mm}$$

$$e_x := 60 \cdot \text{mm}$$

$$w := 212 \cdot \text{mm}$$

Fotplatas effektive bredde

$$b_f := 2 \cdot e_y + w = 330 \cdot \text{mm}$$

Effektiv flytelinje

$$l_{\text{eff}} := 0.5 \cdot b_f = 165 \cdot \text{mm}$$

Fotplatas tykkelse

$$t_f := 50 \cdot \text{mm}$$

$$f_{y.f} = 335 \cdot \text{MPa}$$

Fotplatas momentkapasitet

$$M_{pl.Rd} := \frac{1}{4} \cdot \frac{l_{eff} \cdot t_f^2 \cdot f_{y.f}}{\gamma_{M0}} = 32.902 \cdot \text{kNm}$$

Strekkapasitet

$$F_{t.Rd} := \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 470.592 \cdot \text{kN}$$

Bruddform 1-2 dvs. uten hevarmkrefter

$$F_{T.12.Rd} := \frac{2 \cdot M_{pl.Rd}}{m_x} = 877.381 \cdot \text{kN}$$

Bruddform 3

$$F_{T.3.Rd} := 2 \cdot F_{t.Rd} = 941.184 \cdot \text{kN}$$

$$N_{T.Rd} := \min(F_{T.12.Rd}, F_{T.3.Rd}) \cdot 2 = 1754.762 \cdot \text{kN}$$

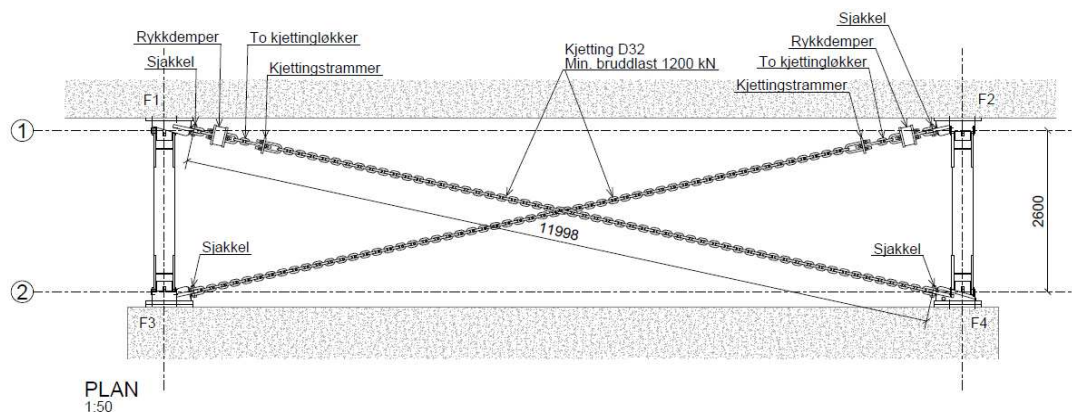
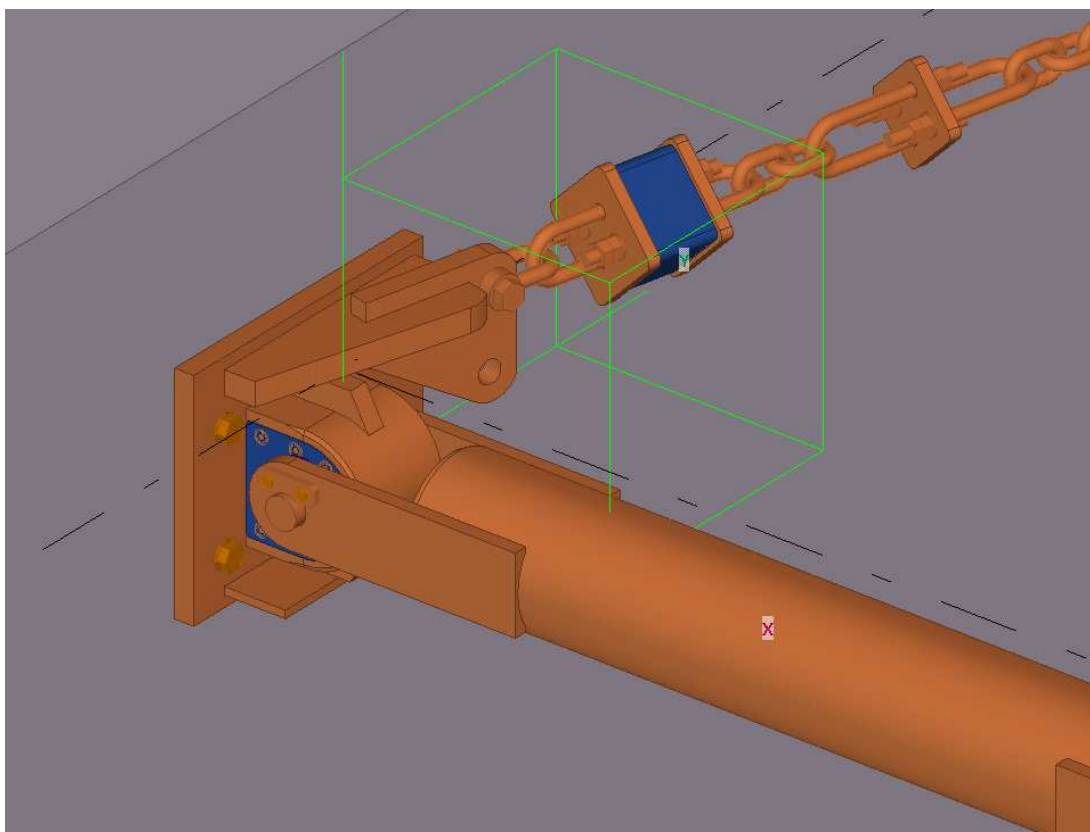
$$\eta_T := \frac{N_{vert.Ed}}{N_{T.Rd}} = 0.76$$

Vedlegg N

Dimensjonering av innfestingsstag

Vedlegg N: Dimensjonering av innfestingsstag.

Beregning av endret innfestingsstag for flytebrygge,
rotasjonsledd for staget og kjetting med demper



1 Innhold

1 Innhold	side 2
2 Referanser	side 2
3 Materialdata	side 3
4 Geometri	side 5
5 Laster	side 6
6 Beregninger	side 8
6.1 Dimensjonering av lager med gummi	side 8
6.2 Pinnens kapasitet	side 16
6.3 Innfestingsører/gaffelplater i stag	side 18
6.4 Kapasitet for innsveiste plater til eksisterende øyeplate	side 22
6.5 Global knekning av trykkstag	side 25
6.6 Utmatting	side 26
6.7 Kjettingkryss med demping	side 32
6.8 Sjakkell mot øyeplate	side 37

Grunnet skader på stag og innfestingskonsoller for flytebrygge ved Rådhuskaia 4 så må disse utbedres. Dette er en beregningsrapport for de nye løsningene vist på følgende tegninger:

- 17070 Nytt innfestingsstag for flytebrygge. Oversikt. Montering
- 17071 Nytt innfestingsstag for flytebrygge. Oversikt. Monteringsrekkefølge
- 17072 Nytt innfestingsstag for flytebrygge. Stålkonstruksjoner. Stag
- 17073 Nytt innfestingsstag for flytebrygge. Stålkonstruksjoner. Lagerkasse
- 17074 Nytt innfestingsstag for flytebrygge. Gummilager
- 17075 Nytt innfestingsstag for flytebrygge. Stålkonstruksjoner. Kjetting og rykkdemper
- 17076 Nytt innfestingsstag for flytebrygge. Stålkonstruksjoner. Nye forankringsplater på kai

2 Referanser

[EC3-1]	NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008
[EC3-4]	NS-EN 1993-1-4:2006+NA:2009
[EC3-5]	NS-EN 1993-1-5:2006+NA:2009
[EC3-8]	NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009
[EC3-9]	NS-EN 1993-1-9:2005+NA:2010
[1090-2]	NS-EN 1090-2:2008
[SH-1]	Stål Håndbok Del1:2008, Norsk Stålforbund

3 Materialdata

Materialfaktorer $\gamma_{M0} := 1.05$ $\gamma_{M1} := 1.05$ $\gamma_{M2} := 1.25$ $\gamma_{M6.ser} := 1.0$
[EC3-1]
NA.6.1(1)2B

Konstruksjonsstål
(plater)

S355:

$$f_{y.S355} := 355 \text{ MPa}$$

$$f_{u.S355} := 490 \text{ MPa}$$

$$\beta_{w.S355} := 0.9$$

$$E := 210000 \text{ MPa}$$

S460:

$$f_{y.S460} := 460 \text{ MPa}$$

$$f_{u.S460} := 540 \text{ MPa}$$

$$\beta_{w.S460} := 1$$

Rustfritt stål for
pinne, SS2387
(1.4418 iht.
NS-EN 10088)

SS2387

$$f_{y.p} := 620 \text{ MPa}$$

$$f_{u.p} := 830 \text{ MPa}$$

$$E_p := 200000 \text{ MPa}$$

Profildata for
stag (rør)

Profilnummer	<i>l</i>
Profil	CHS 323,9x10
G [kg/m]	77,4
A [mm ²]	9860
h [mm]	323,9
b [mm]	323,9
t _w [mm]	10
t _f [mm]	10
r [mm]	0
I _y [10 ⁶ ·mm ⁴]	121,58
W _{el.y} [10 ³ ·mm ³]	751
W _{pl.y} [10 ³ ·mm ³]	986
I _z [10 ⁶ ·mm ⁴]	121,58
W _{el.z} [10 ³ ·mm ³]	751
W _{pl.z} [10 ³ ·mm ³]	986
I _t [10 ³ ·mm ⁴]	243170

Skruer

Kvalitet	A4-80	<i>tabell 2.2 [3]</i>
Type	M30	
f_{ub} [MPa]	800	<i>tabell 2.2 [3]</i>
f_{yb} [MPa]	600	<i>tabell 2.2 [3]</i>
d [mm]	30	<i>skruediameter</i>
d_0 [mm]	33	<i>hulldiameter</i>
A_b [mm ²]	707	<i>tverrsnittsareal i ugjenget del</i>
A_{sb} [mm ²]	561	<i>tverrsnittsareal i gjenget del</i>

4 Geometri

Lengde stag $L_{\text{stag}} := 2600\text{mm}$

Horisontal forskyvning
av flytebrygge parallelt
med kai $\Delta b := 33\text{mm}$ (ref: Beregning og dimsjonering av
wirekyss med bolteledd)

Høyvann

Maks høyvann
fra horisontal posisjon $\Delta h_{\text{HV}} := 1.44\text{m}$

Vinkel på stag ved
maks høyvann $\Delta \alpha_{\text{HV}} := \arcsin\left(\frac{\Delta h_{\text{HV}}}{L_{\text{stag}}}\right) = 33.6 \cdot \text{deg}$

Høyeste astronomisk
tidevann (HAT) $\Delta h_{\text{HAT}} := 0.36\text{m}$

Vinkel på stag ved
HAT $\Delta \alpha_{\text{HAT}} := \arcsin\left(\frac{\Delta h_{\text{HAT}}}{L_{\text{stag}}}\right) = 8 \cdot \text{deg}$

Lavvann

Min. observerte lavvann
fra horisontal posisjon $\Delta h_{\text{LV}} := -1.84\text{m}$

Vinkel på stag ved
maks lavvann $\Delta \alpha_{\text{LV}} := \arcsin\left(\frac{\Delta h_{\text{LV}}}{L_{\text{stag}}}\right) = -45.05 \cdot \text{deg}$

Laveste astronomisk
tidevann (LAT) $\Delta h_{\text{LAT}} := -0.36\text{m}$

Vinkel på stag ved
LAT $\Delta \alpha_{\text{LAT}} := \arcsin\left(\frac{\Delta h_{\text{LAT}}}{L_{\text{stag}}}\right) = -8 \cdot \text{deg}$

Geometrisk betraktning i Tekla

For eksisterende posisjon av bolteledd for wire (horisontalavstiving) så vil avstanden mellom bolteledd bli kortere ved høyvann og lavvann enn ved horisontal posisjon. Altså wiren vil bli slakkere ved høyvann og lavvann.

$\Delta L_{\text{wire}} := 7\text{mm}$ (ved min. lavvann)

Bolteledd for wire flyttes derfor slik at den er i samme horisontale akse som rotasjonspunktet for staget. Dermed vil det ikke bli noen lengdeendring mellom innfestingspunktene.

5 Laster

5.1 Egenvekt

Egenvekt stag
og plater

$$G_{\text{stag}} := g \cdot (G_1 \cdot L_{\text{stag}} + 70 \text{ kg}) = 2.66 \cdot \text{kN}$$
$$G_{\text{stag.Ed}} := 1.2 \cdot G_{\text{stag}} = 3.2 \cdot \text{kN}$$

5.2 Variabel last

Krefter i forankringsstag fra notatet "Dimensjonerende laster forankring" datert 2014-06-24 og vedlegg I; "Dimensjonering av betongpontong. Innfesting av forankringsstag".

Last 1)

Strekke kraft i stag fra pullertkrefter

Maksimum strekkraft i stag ved strekklast i begge pullerter på ferjeside.

Oppgitt dim.
bruddgrenselast

$$N_{\text{Ed}} := 690 \text{ kN} \quad (\text{strekk})$$

Lastfaktor:

$$\gamma_L := 1.6$$

Bruksgrenselast

$$N_{\text{Ed.ser}} := \frac{N_{\text{Ed}}}{\gamma_L} = 431.3 \cdot \text{kN}$$

Last 2)

Last i stag fra bølger. Utmattingslast

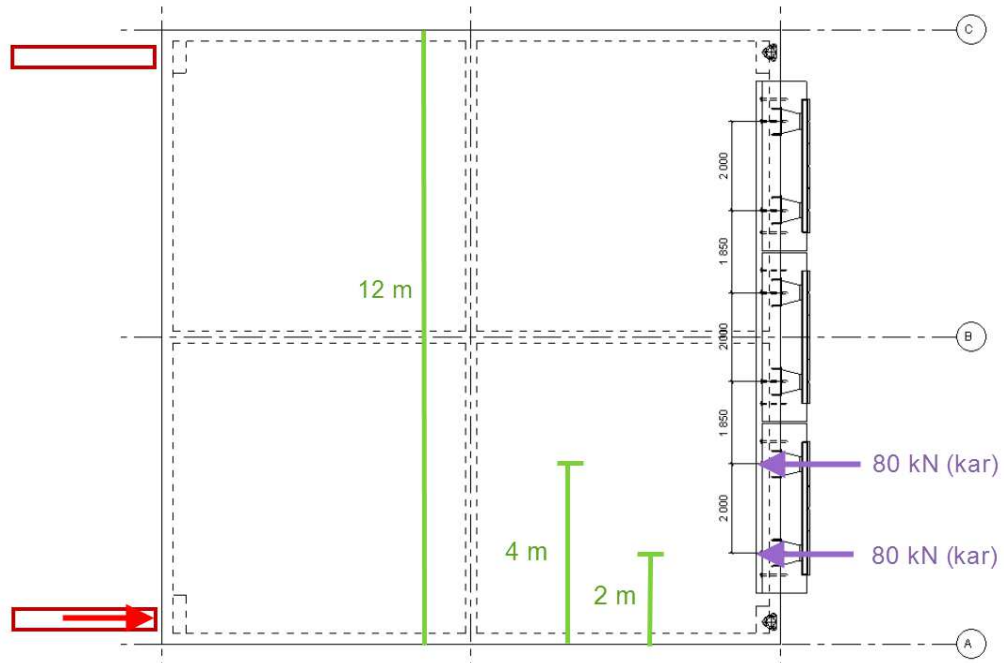
Dynamisk last fra bølger som treffer flytebrygge. Trykk og strekk i stag. Minimal rotasjon i ledd fra bølgens løfteeffekt på brygge.
Se bølgekraftberegninger:

$$N_{\text{bølger}} := 89 \text{ kN} \quad (\text{trykk og strekk})$$

$$N_{\text{bølger.Ed}} := N_{\text{bølger}} \cdot \gamma_L = 142.4 \cdot \text{kN} \quad (\text{trykk og strekk})$$

Last 3) Last i stag fra skipsanløp mot fender

Dimensjonerende last for støtabsorpsjon i stagets rotasjonsledd.



Karakteristisk
last i stag

$$N_{\text{støt}} := 80 \text{ kN} \cdot \left[\frac{(12 \text{ m} - 2 \text{ m})}{12 \text{ m}} + \frac{(12 \text{ m} - 4 \text{ m})}{12 \text{ m}} \right] = 120 \cdot \text{kN} \quad (\text{trykk})$$

$$\gamma_Q := 1.5$$

$$N_{\text{støt.Ed}} := N_{\text{støt}} \cdot \gamma_Q = 180 \cdot \text{kN} \quad (\text{trykk})$$

Last 4) Vind og strøm

$$N_{\text{strøm.Ed}} := 340 \text{ kN} \quad (\text{se vedlegg I})$$

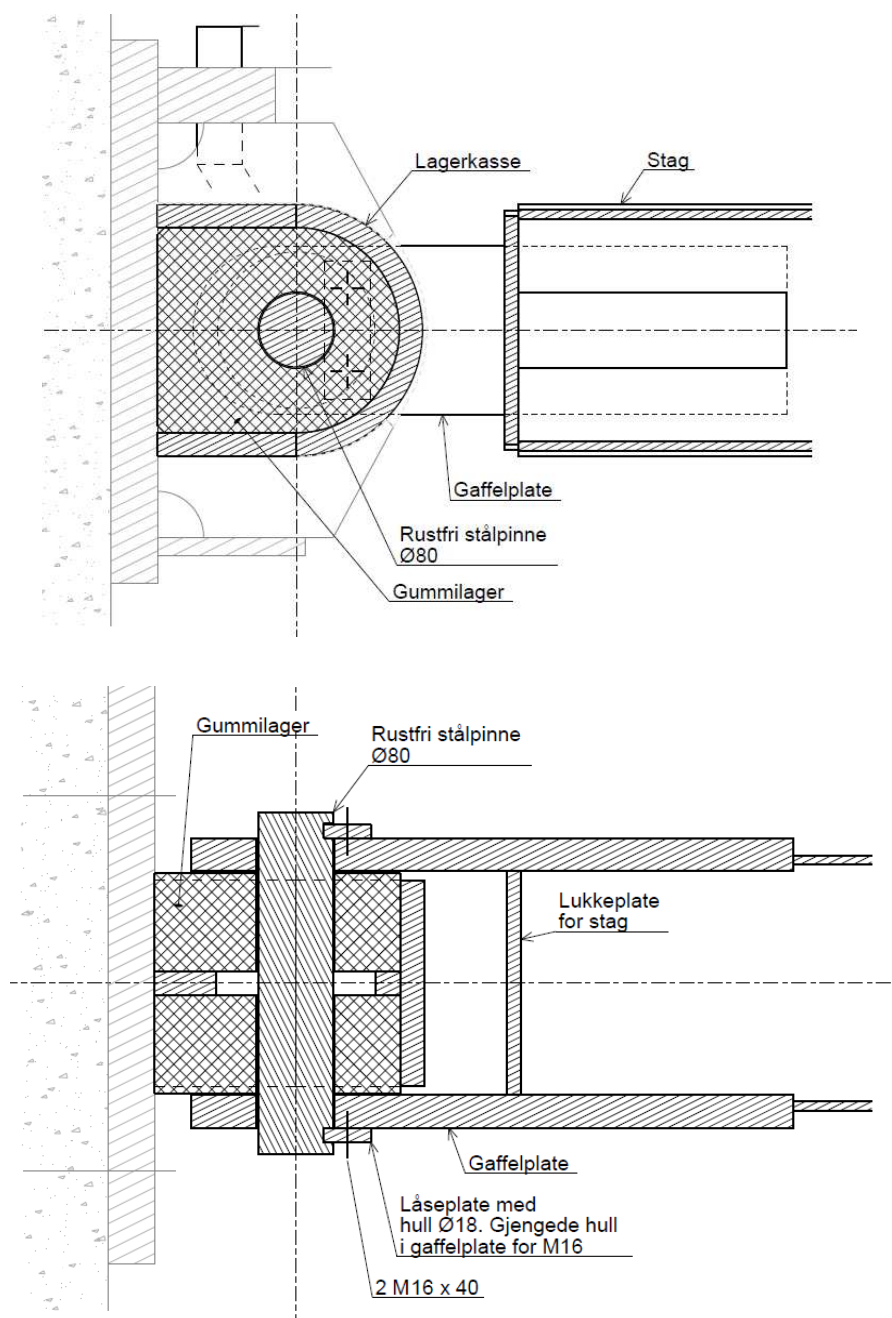
Strekraft i avstivingskryss

Dim. strekkraft $N_{\text{w.Ed}} := 326 \text{ kN} \quad (\text{se hovedrapport for flytebrygge})$

6 Beregninger

6.1 Dimensjonering av lager med gummi

Alternativ 2 som støtabsorderende materiale er gummi. Stålpinnen omslutes helt av gummi. Gummitykkelse, for trykk inn mot kai, er 108 mm. Utformingen sikrer kun trykk i gummien, uansett lastretning i staget.



Produktdata for gummi

Antatte og nødvendige egenskaper:

Bruddspenning
for trykk $f_{u.c.gum} := 100\text{MPa}$

Elastisitetsmodul
(trykk) $E_{gum} := 70\text{MPa}$ ($\pm 10\text{ MPa}$)

ikke bekreftet av
gummiprodusent)

Tøyning ved varig
deformasjon $\epsilon_{u.gum} := 1$

Maks. spenning
i gummi ved rotasjon
av aksling $f_{r.gum} := 10\text{MPa}$

Geometri

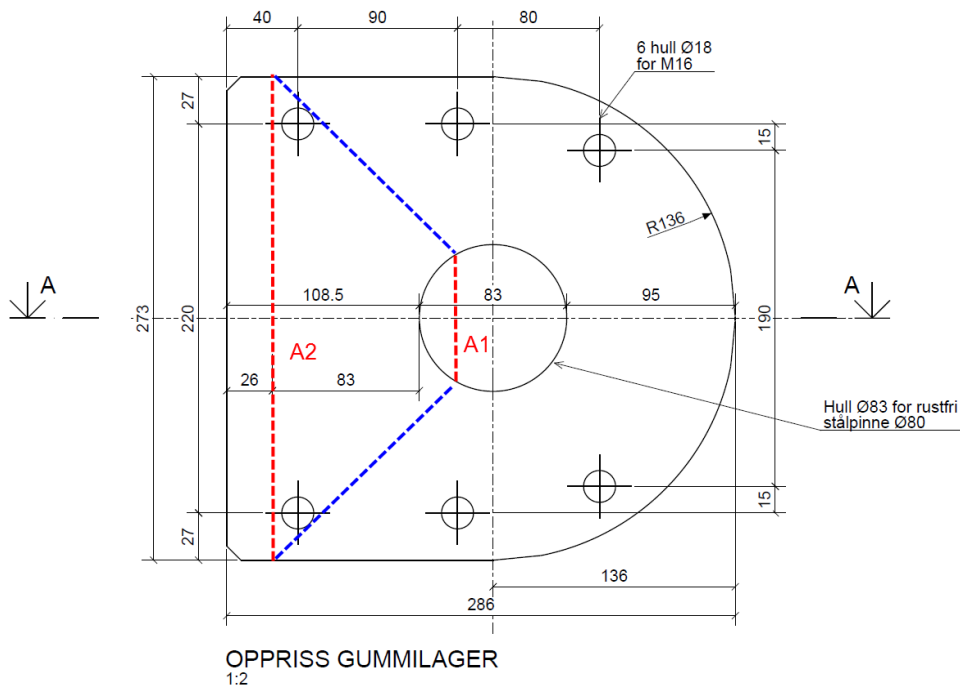
Gummitykkelse for trykk i stag $t_{c.gum} := 108\text{mm}$

Gummitykkelse for strekk i stag $t_{t.gum} := 95\text{mm}$

Diameter stålpinne $d_p := 80\text{mm}$

Bredde av belastet gummi $b_{gum} := 2 \cdot 105\text{mm}$

Tøyninger i gummi. Teori



Antar at trykkspenningene i gummien spres med 45 grader.

Maksimum tillatt deformasjon: $d_{max.tillatt} := 38.5\text{mm}$ (før gaffelplate treffer forankringsplate)

Bredde gummi $b_{gum} = 210 \cdot \text{mm}$

Trykkareal 1

$$h_{\text{gum.1}} := 70\text{mm}$$

$$l_{\text{gum.1}} := 83\text{mm}$$

$$A_{\text{gum.1}} := h_{\text{gum.1}} \cdot b_{\text{gum}} = 14700 \cdot \text{mm}^2$$

Trykkareal 2

$$h_{\text{gum.2}} := 273\text{mm}$$

$$l_{\text{gum.2}} := 26\text{mm}$$

$$A_{\text{gum.2}} := h_{\text{gum.2}} \cdot b_{\text{gum}} = 57330 \cdot \text{mm}^2$$

Forenkler og anvender gjennomsnittsareal for deformasjon mellom A1 og A2.

Minimum tillatt
E-modul for
gummien

$$E_{\text{gum.min}} := 25\text{MPa}$$

Kraft

$$N_{\text{strøm.Ed}} = 340 \cdot \text{kN}$$

Maksimum tillatt
deformasjon i retning
mot betongkai

$$d_{\text{max.tillatt}} = 38.5 \cdot \text{mm}$$

(fra øyeplater til forankret plate)

Iterert verdi:

$$d_{\text{max}} := \frac{N_{\text{strøm.Ed}} \cdot l_{\text{gum.2}}}{E_{\text{gum.min}} \cdot A_{\text{gum.2}}} + \frac{N_{\text{strøm.Ed}} \cdot l_{\text{gum.1}}}{E_{\text{gum.min}} \cdot \left(\frac{A_{\text{gum.1}} + A_{\text{gum.2}}}{2} \right)} = 37.5 \cdot \text{mm}$$

Minimum tillatt
E-modul for
gummien

$$E_{\text{gum.min}} = 25 \cdot \text{MPa}$$

Tillater ikke lavere E-modul

E-modul brukt
i videre beregninger

$$E_{\text{gum.d}} := 50\text{MPa}$$

Dimensjonerende spenninger og tøyninger i gummi

Last 1) Pollerkraft strekk:

Strekraft $N_{Ed} = 690 \cdot \text{kN}$

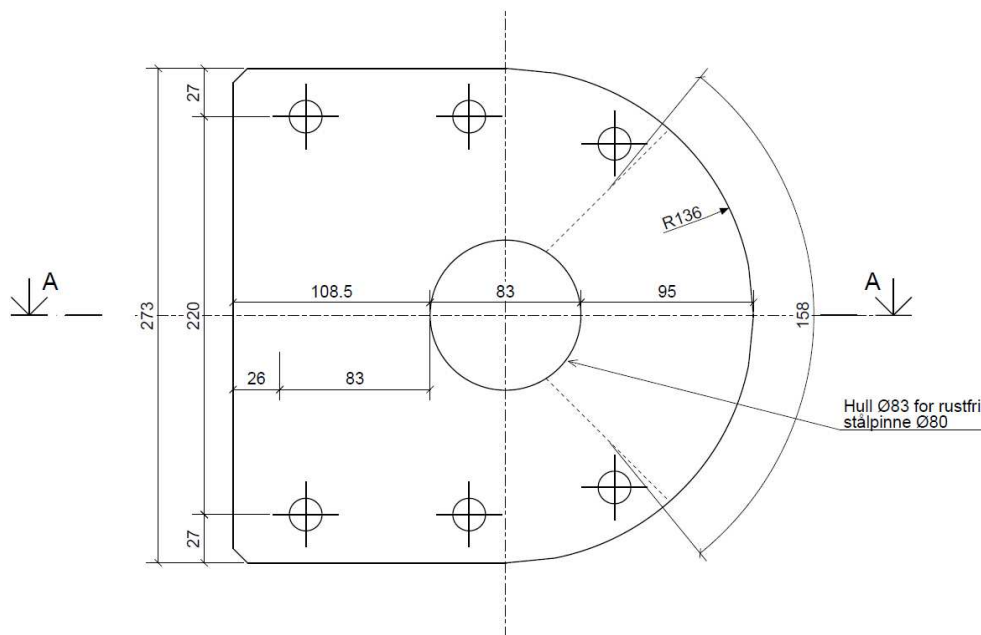
Maksimum spenning $\sigma_{\text{gum.1.Ed}} := \frac{N_{Ed}}{b_{\text{gum}} \cdot d_p} = 41.1 \cdot \text{MPa}$

$$\eta_{\text{gum.1}} := \frac{\sigma_{\text{gum.1.Ed}}}{f_{u.c.\text{gum}}} = 0.41$$

OK

Tøyning ved dim. last $\epsilon_{\text{gum.1.Ed}} := \frac{\sigma_{\text{gum.1.Ed}}}{E_{\text{gum.d}}} = 0.82$

Rett ved pinne



OPPRISS GUMMILAGER
1:2

Gummibredde $b_{\text{gum}} = 210 \cdot \text{mm}$

Buelengde senter $b_{s.\text{gum}} := 158 \text{mm}$

Tykkelse $t_{t.\text{gum}} = 95 \cdot \text{mm}$

Deformasjon ved dim. last (strekk i stag) $d_{\text{gum.1.Ed}} := \frac{N_{Ed} \cdot t_{t.\text{gum}}}{E_{\text{gum.d}} \cdot b_{\text{gum}} \cdot b_{s.\text{gum}}} = 39.5 \cdot \text{mm}$ Mye deformasjon.
Bra

Last 2) Bølger:

Bølgelast antas å virke sammenhengende med rotasjon i leddet.

Støtkraft $N_{bølger.Ed} = 142.4 \cdot \text{kN}$

Maksimum spenning $\sigma_{gum.2.Ed} := \frac{N_{bølger.Ed}}{b_{gum} \cdot d_p} = 8.5 \cdot \text{MPa}$

$$\eta_{gum.2} := \frac{\sigma_{gum.2.Ed}}{f_{r,gum}} = 0.85$$

OK

Tøyning ved .
bølgelast $\epsilon_{gum.2.Ed} := \frac{\sigma_{gum.2.Ed}}{E_{gum.d}} = 0.17$

Rett ved pinne

Deformasjon ved
bølgelast $d_{gum.2.Ed} := \frac{N_{bølger.Ed}}{E_{gum.d}} \cdot \left[\frac{l_{gum.2}}{A_{gum.2}} + \frac{l_{gum.1}}{\left(\frac{A_{gum.1} + A_{gum.2}}{2} \right)} \right] = 7.9 \cdot \text{mm}$

Noe deformasjon.
OK

Last 3) Skipsanløp:

Skipsanløp mest interessant for sjekk av deformasjon av da denne er rettet inn mot kai (trykk i stag).

Støtkraft $N_{\text{støt.Ed}} = 180 \cdot \text{kN}$

Spenning $\sigma_{\text{gum.3.Ed}} := \frac{N_{\text{støt.Ed}}}{b_{\text{gum}} \cdot d_p} = 10.7 \cdot \text{MPa}$

$$\eta_{\text{gum.3}} := \frac{\sigma_{\text{gum.3.Ed}}}{f_{\text{u.c.gum}}} = 0.11 \quad \text{OK}$$

Tøyning ved skipsanløp $\epsilon_{\text{gum.3.Ed}} := \frac{\sigma_{\text{gum.3.Ed}}}{E_{\text{gum.d}}} = 0.21 \quad \text{Rett ved pinne}$

Deformasjon ved skipsanløp $d_{\text{gum.3.Ed}} := \frac{N_{\text{støt.Ed}}}{E_{\text{gum.d}}} \cdot \left[\frac{l_{\text{gum.2}}}{A_{\text{gum.2}}} + \frac{l_{\text{gum.1}}}{\left(\frac{A_{\text{gum.1}} + A_{\text{gum.2}}}{2} \right)} \right] = 9.9 \cdot \text{mm}$

Noe deformasjon.
Bra

Last 4) Vind og strøm:

Skipsanløp mest interessant for sjekk av deformasjon av da denne er rettet inn mot kai (trykk i stag).

Støtkraft $N_{\text{strøm.Ed}} = 340 \cdot \text{kN}$

Spenning $\sigma_{\text{gum.4.Ed}} := \frac{N_{\text{strøm.Ed}}}{b_{\text{gum}} \cdot d_p} = 20.2 \cdot \text{MPa}$

$$\eta_{\text{gum.4}} := \frac{\sigma_{\text{gum.4.Ed}}}{f_{\text{u.c.gum}}} = 0.20 \quad \text{OK}$$

Tøyning ved skipsanløp $\epsilon_{\text{gum.4.Ed}} := \frac{\sigma_{\text{gum.4.Ed}}}{E_{\text{gum.d}}} = 0.40 \quad \text{Rett ved pinne}$

Deformasjon ved skipsanløp $d_{\text{gum.4.Ed}} := \frac{N_{\text{strøm.Ed}}}{E_{\text{gum.d}}} \cdot \left[\frac{l_{\text{gum.2}}}{A_{\text{gum.2}}} + \frac{l_{\text{gum.1}}}{\left(\frac{A_{\text{gum.1}} + A_{\text{gum.2}}}{2} \right)} \right] = 18.8 \cdot \text{mm}$

God deformasjon.

Egenvekt. Varig spenning:

Sjekker også spenning fra egenvekt for å kontrollere evt. varig deformasjon.

$$\text{Spenning ved egenvekt} \quad \sigma_{\text{gum.g.Ed}} := \frac{\frac{G_{\text{stag.Ed}}}{2}}{b_{\text{gum}} \cdot d_p} = 0.1 \cdot \text{MPa}$$

$$\eta_{\text{gum.g}} := \frac{\sigma_{\text{gum.g.Ed}}}{f_{\text{u.c.gum}}} = 0.00 \quad \text{OK}$$

$$\text{Tøyning ved egenvekt} \quad \epsilon_{\text{gum.4.Ed}} := \frac{\sigma_{\text{gum.g.Ed}}}{E_{\text{gum.d}}} = 0.002 \quad \text{Rett ved pinne}$$

$$\text{Deformasjon ved egenvekt} \quad u_{\text{gum.4.Ed}} := \epsilon_{\text{gum.4.Ed}} \cdot t_{\text{t.gum}} = 0.2 \cdot \text{mm} \quad \text{Minimal deformasjon. Bra}$$

Utifra deformasjonsverdiene (støtabsorpsjonen) så vil et ledd med gummi være mest gunstig. Selve forskyvningen av flytebyggen mot eller fra kaien vil være det dobbelte av beregnet deformasjon over da det er støtabsorberende ledd i begge ender.

6.2 Pinnens kapasitet

Sjekker den rustfrie stålpinns kapasitet for bøyning og skjær ved maksimum last.

Moment i pinnen for Orkot

Sjekket etter punkt 3.13 i [EC3-8]

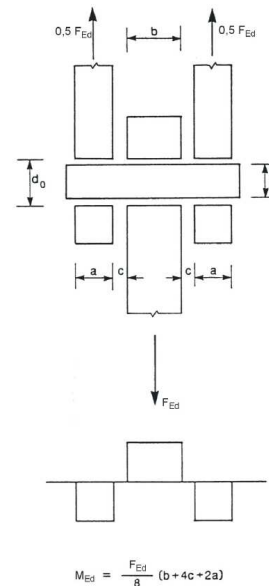
[EC3-8] Figur 3.11:

Normalt tilfelle:

$$a_p := 35\text{mm}$$

$$b_p := b_{\text{gum}} + 40\text{mm} = 250\cdot\text{mm}$$

$$c_p := 6\text{mm}$$



Moment i bolt
for pollerlast

$$M_{p.Ed} := \frac{N_{Ed}}{8} \cdot (b_p + 4 \cdot c_p + 2 \cdot a_p) = 29.7 \cdot \text{kNm}$$

Moment i bolt for
bølgelast (bruks)

$$M_{p.Ed.ser} := \frac{M_{p.Ed}}{\gamma_L} = 18.5 \cdot \text{kNm}$$

Ser først på pinnens kapasitet uten reduksjon av tverrsnittsareal fra skruehull.

[EC3-8] Tabell 3.10

Pinnens momentkapasitet:

Motstandsmoment $W_{p.el} := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_p}{2} \right)^3 = 50265.5 \cdot \text{mm}^3$

Pinnens momentkapasitet for SS2387 $M_{p.Rd} := \frac{1.5 \cdot W_{p.el} \cdot f_{y.p}}{\gamma_{M0}} = 44.5 \cdot \text{kNm}$

Pinnens momentkapasitet for SS2387 $M_{p.Rd.ser} := \frac{0.8 \cdot W_{p.el} \cdot f_{y.p}}{\gamma_{M0}} = 23.7 \cdot \text{kNm}$

Utnyttelse
bøyning av bolt $\eta_{p.M} := \frac{M_{p.Ed}}{M_{p.Rd}} = 0.67$

$$\eta_{p.M.ser} := \frac{M_{p.Ed.ser}}{M_{p.Rd.ser}} = 0.78$$

Avskjæring av pinne:

[EC3-8] Tabell 3.10 $A_p := \pi \cdot \frac{d_p^2}{4} = 5026.5 \cdot \text{mm}^2$

Pinnens skjærkapasitet for SS2387 $F_{v.Rd} := \frac{A_p \cdot f_{y.p}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1713.6 \cdot \text{kN}$

Utnyttelse for
avskjæring ved normal
tilstand. $\eta_v := \frac{\frac{N_{Ed}}{2}}{F_{v.Rd}} = 0.20$

Kombinert bøyning
og skjær i pinne $\eta_{p.MV} := \eta_{p.M}^2 + \eta_v^2 = 0.48$

6.3 Innfestingsører/gaffelplater i stag

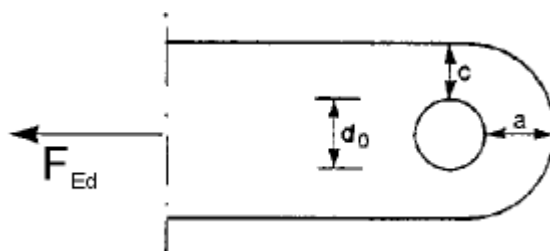
Gaffelplater forkortes til gpl

Maksimum
dimensjonerende
kraft i gaffelplate

$$F_{\text{gpl.Ed}} := \frac{N_{\text{Ed}}}{2} = 345 \cdot \text{kN}$$

Bruksgrenselast
fra bølger i gaffelplate

$$F_{\text{gpl.Ed.ser}} := \frac{N_{\text{bølger}}}{2} = 44.5 \cdot \text{kN}$$



Geometri

[EC3-8] pkt 3.13:

Gaffelplate:

$$a_{\text{gpl}} := 67 \text{ mm}$$

$$c_{\text{gpl}} := 50 \text{ mm}$$

$$t_{\text{gpl}} := 35 \cdot \text{mm}$$

$$d_{0,\text{gpl}} := 83 \text{ mm}$$

$$d_p := 80 \text{ mm}$$

Sjekker geometri av innfestingsøre i staget, rundt boltehullet.

Gitt tykkelse:

$$[EC3-8] \text{ Tabell 3.9} \quad a_{s.min} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } a_{gpl} \geq \frac{F_{gpl.Ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot f_{y.S460} \cdot t_{gpl}} + \frac{2 \cdot d_{0.gpl}}{3} = \text{"OK"} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$c_{p.min} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } c_{gpl} \geq \frac{F_{gpl.Ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot f_{y.S460} \cdot t_{gpl}} + \frac{d_{0.gpl}}{3} = \text{"OK"} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Kontroll av kontakttrykk etter NS-EN 1993-1-8, formlene (3.14) til (3.16)

$$\text{Stagets gaffelplate} \quad \sigma_{h.gpl.Ed} := 0.591 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{gpl.Ed.ser} \cdot (d_{0.gpl} - d_p)}{d_p^2 \cdot t_{gpl}}} = 209.1 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{h.gpl.Ed} := \frac{2.5 \cdot f_{y.S460}}{\gamma_{M6.ser}} = 1150 \cdot \text{MPa}$$

$$\eta_{h.gpl} := \frac{\sigma_{h.gpl.Ed}}{f_{h.gpl.Ed}} = 0.18$$

OK

Sveis mellom rør og innslisset plate

Det legges kilsveis $a=6$ mm mellom rør og innslisset plate.

Total lengde sveis $l_w := 4 \cdot 290 \text{ mm} = 1160 \cdot \text{mm}$

Kilsveisstørrelse $a_w := 6 \text{ mm}$

Spennig i sveis,
uavhengig av retning
[EC3-8] pkt. 4.5.3.3 $f_{w.Ed} := \frac{F_{gpl.Ed}}{l_w \cdot a_w} = 49.6 \cdot \text{MPa}$

Tillatt spenning i
sveis: $f_{vw.Rd} := \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 251.5 \cdot \text{MPa}$

Utnyttelse sveis $\eta_w := \frac{f_{w.Ed}}{f_{vw.Rd}} = 0.20$

Knekning av gaffelplate ved trykk i stag, etter [EC3-1] punkt 6.3:

$$L_{\text{gpl}} := 225 \text{ mm}$$

$$L_{\text{cr.gpl}} := 2 \cdot L_{\text{gpl}} = 450 \cdot \text{mm}$$

$$h_{\text{gpl}} := 183 \text{ mm}$$

$$t_{\text{gpl}} = 35 \cdot \text{mm}$$

$$A_{\text{gpl}} := h_{\text{gpl}} \cdot t_{\text{gpl}} = 6405 \cdot \text{mm}^2$$

$$I_{\text{z.gpl}} := \frac{1}{12} \cdot h_{\text{gpl}} \cdot t_{\text{gpl}}^3 = 653843.8 \cdot \text{mm}^4$$

$$N_{\text{cr.gpl}} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{\text{z.gpl}}}{L_{\text{cr.gpl}}^2} = 6692.2 \cdot \text{kN}$$

Tverrsnittsklasse: $\frac{h_{\text{gpl}}}{t_{\text{gpl}}} = 5.23 \quad \epsilon_{\text{gpl}} := \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_y}} = 0.7$

[EC3-1] 6.3 $\lambda_{\text{gpl}} := \sqrt{\frac{A_{\text{gpl}} \cdot f_y}{N_{\text{cr.gpl}}}} = 0.66$

Knekkkurve c:

$$\alpha_{\text{gpl}} := 0.49$$

$$\Phi_{\text{gpl}} := 0.5 \left[1 + \alpha_{\text{gpl}} \cdot (\lambda_{\text{gpl}} - 0.2) + \lambda_{\text{gpl}}^2 \right] = 0.83$$

$$\chi_{\text{gpl}} := \frac{1}{\Phi_{\text{gpl}} + \sqrt{\Phi_{\text{gpl}}^2 - \lambda_{\text{gpl}}^2}} = 0.75$$

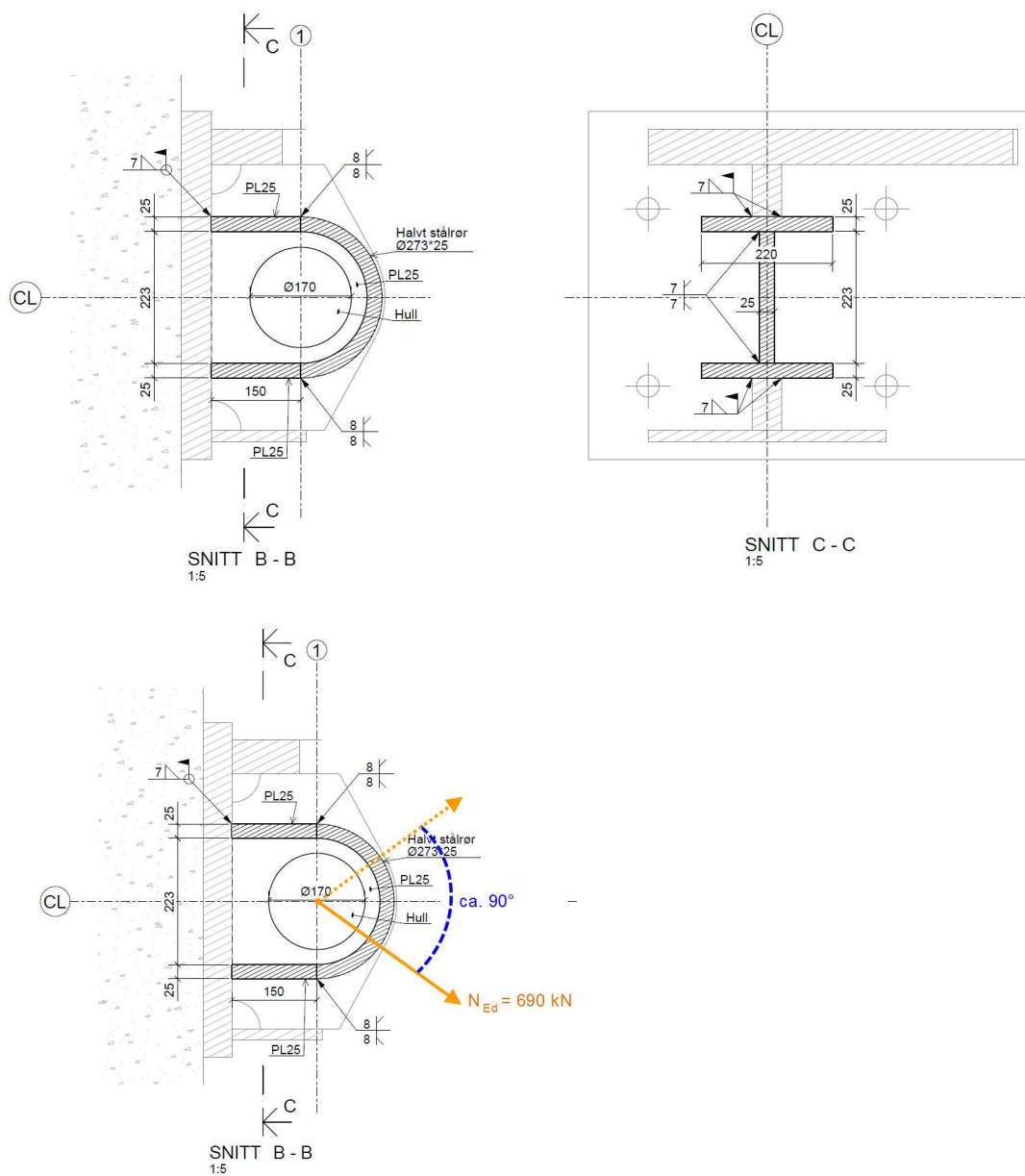
Knekningskapasitet: $N_{\text{gpl.k.Rd}} := \frac{\chi_{\text{gpl}} \cdot A_{\text{gpl}} \cdot f_y}{\gamma_{\text{M0}}} = 2096.4 \cdot \text{kN}$

$$\eta_{\text{knekning.plate}} := \frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{gpl.k.Rd}}} = 0.33$$

OK
Konservativt latt all kraft gå i én gaffelplate.

6.4 Kapasitet for innsveiste plater til eksisterende øyeplate

Dimensjonerende kraft i stag $N_{Ed} = 690 \cdot \text{kN}$ (strekk)



Kapasitet horisontal sveis til eksisterende øyeplate i snitt B-B

Lengde for skjær-
overføring i sveis $l_{w.h1} := 4 \cdot 150\text{mm} = 600 \cdot \text{mm}$

Sveisemål
(sveist på plassen) $a_{w.h1} := 7\text{mm}$

Kapasitet
[EC3-8] (4.3) $F_{w.h1.Rd} := \frac{a_{w.h1} \cdot l_{w.h1} \cdot f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2} \cdot \beta_w} = 1056.2 \cdot \text{kN}$

$$\eta_{w.h1} := \frac{N_{Ed}}{F_{w.h1.Rd}} = 0.65 \quad \text{OK}$$

Kapasitet horisontal sveis til eksisterende forankringsplate

Lengde for skjær-
overføring i sveis
(vilkårlig retning) $l_{w.h2} := 2 \cdot (2 \cdot 220\text{mm} - 25\text{mm}) = 830 \cdot \text{mm}$

Sveisemål
(sveist på plassen) $a_{w.h2} := 7\text{mm}$

Kapasitet $F_{w.h2.Rd} := \frac{a_{w.h2} \cdot l_{w.h2} \cdot f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2} \cdot \beta_w} = 1461 \cdot \text{kN}$

$$\eta_{w.h2} := \frac{N_{Ed}}{F_{w.h2.Rd}} = 0.47 \quad \text{OK}$$

Kapasitet vertikal sveis til eksisterende forankringsplate

Lengde for skjær-
overføring i sveis $l_{w.h3} := 2 \cdot 223\text{mm} = 446 \cdot \text{mm}$

Sveisemål
(sveist på plassen) $a_{w.h3} := 7\text{mm}$

Kapasitet $F_{w.h3.Rd} := \frac{a_{w.h3} \cdot l_{w.h3} \cdot f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2} \cdot \beta_w} = 785.1 \cdot \text{kN}$

$$\eta_{w.h3} := \frac{N_{Ed}}{F_{w.h3.Rd}} = 0.88 \quad \text{OK}$$

Kapasitet for bøyning av bue ved trykk fra gummi

Anser buen (som holder gummien på plass ved strekk i staget) konservativ som en fast innspent bjelke med lengde lik buens diameter, og med en jevnt fordelt last fra gummien

Bueplate $b_{pl} := 220\text{mm}$ $t_{pl} := 25\text{mm}$

$$W_{pl.bue} := \frac{1}{4} \cdot b_{pl} \cdot t_{pl}^2$$

$$M_{pl.bue.Rd} := W_{pl.bue} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 15.1 \cdot \text{kNm}$$

Diameter $d := 273\text{mm} - 25\text{mm} = 248 \cdot \text{mm}$

Jevnt fordelt last $q_{bue.Ed} := \frac{N_{Ed}}{d} = 2.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$

Dim. moment $M_{bue.Ed} := \frac{q_{bue.Ed} \cdot d^2}{24} = 7.1 \cdot \text{kNm}$

$$\eta_{bue.M} := \frac{M_{bue.Ed}}{M_{pl.bue.Rd}} = 0.47$$

6.5 Global knekning av trykkstag, etter [EC3-1] punkt 6.3:

Sjekker ikke vipning da dette ikke er aktuelt for et hulprofil.

Ser på ren knekning av trykkstaget siden det kun er egenlast som gir bøyningsmoment.

$$L_{\text{stag}} = 2600 \cdot \text{mm}$$

$$L_{\text{cr.stag}} := 1 \cdot L_{\text{stag}} = 2600 \cdot \text{mm} \quad (\text{leddlagret i begge ender})$$

$$\text{Profil}_1 = \text{"CHS 323,9x10"}$$

$$N_{\text{cr.stag}} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y.1}}{L_{\text{cr.stag}}^2} = 37276.4 \cdot \text{kN}$$

Tverrsnittsklasse: $\frac{h_1}{t_{w.1}} = 32.39 \quad \epsilon_{\text{stag}} := \sqrt{\frac{235 \text{MPa}}{f_y}} = 0.71$

[EC3-1] Tabell 5.2 $50 \cdot \epsilon_{\text{stag}}^2 = 25.5 > \frac{h_1}{t_{w.1}} \quad \text{Profil i tverrsnittsklasse 1}$

[EC3-1] 6.3 $\lambda_{\text{stag}} := \sqrt{\frac{A_1 \cdot f_y}{N_{\text{cr.stag}}}} = 0.35$

Knekkkurve a:

$$\alpha_{\text{stag}} := 0.21$$

$$\Phi_{\text{stag}} := 0.5 \left[1 + \alpha_{\text{stag}} \cdot (\lambda_{\text{stag}} - 0.2) + \lambda_{\text{stag}}^2 \right] = 0.58$$

$$\chi_{\text{stag}} := \frac{1}{\Phi_{\text{stag}} + \sqrt{\Phi_{\text{stag}}^2 - \lambda_{\text{stag}}^2}} = 0.97$$

Knekningskapasitet: $N_{\text{stag.k.Rd}} := \frac{\chi_{\text{stag}} \cdot A_1 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 4171.9 \cdot \text{kN}$

$$\eta_{\text{knekning.stag}} := \frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{stag.k.Rd}}} = 0.17$$

OK

6.6 Utmatting, etter [EC3-9] punkt 7 og 8

Sjekker maksimum antall lastvekslinger ved bølgelaster. Maksimum bølgelast kommer av hydrostatisk trykk fra bølge mot den ene siden av flytebyggen, mens det er en bølgebunn på andre siden. Maksim bølgelast vil da være fra en bølgeamplitude på 1,74 m.

Sjekker da utmatningsgrense for

Bølgelast: $F_{utm} := N_{bølger} = 89 \cdot kN$


6.6.1 Rørtverrsnitt ved kilsveis mellom rør og gaffelplater

Rørprofil $Profil_1 = "CHS 323,9 \times 10"$

Aksialspenning i rør

Kurveklasse/
detaljkategori
(tall på kurven
Tabell 8.6,
detalj 2)

$\Delta\sigma_C := 63 MPa$

71	$\alpha \leq 45^\circ$		2) Rør-plateforbindelse med spor i røret og sveist til plate. Hull i enden av sporet.	2) $\Delta\sigma$ beregnes i rørtverrsnittet. Skjærsprekker i sveisen bør påvises ved bruk av tabell 8.5, detalj 8).
63	$\alpha > 45^\circ$			

Konstant amplitude [EC3-9] 7.1 (2)

Utmatningsgrense $\Delta\sigma_D := \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \Delta\sigma_C = 46.4 \cdot MPa$

Terskelverdi $\Delta\sigma_L := \left(\frac{5}{100}\right)^{\frac{1}{5}} \cdot \Delta\sigma_D = 25.5 \cdot MPa$

Lastvekslinger ved
terskelverdi

$$N_R := 1 \cdot 10^8$$

$$\Delta\sigma_R := \begin{cases} \sqrt[3]{\Delta\sigma_C^3 \cdot \frac{2 \cdot 10^6}{N_R}} & \text{if } N_R \leq 5 \cdot 10^6 \\ \sqrt[5]{\Delta\sigma_D^5 \cdot \frac{5 \cdot 10^6}{N_R}} & \text{if } 5 \cdot 10^6 < N_R \leq 1 \cdot 10^8 \\ \Delta\sigma_L & \text{otherwise} \end{cases} = 25.5 \cdot \text{MPa}$$

Last (bølger)

$$F_{\text{utm}} = 89 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende
spenningsamplitude

$$\Delta\sigma_{\text{rør}} := 2 \cdot \frac{F_{\text{utm}}}{A_1} = 18.1 \cdot \text{MPa} < \Delta\sigma_R = 25.5 \cdot \text{MPa} \quad \text{OK}$$

Skjærspenning i sveis mellom øyeplate og rør:

Kurveklasse/
detaljkategori
(tall på kurven
Tabell 8.5,
detalj 9)

$$\Delta\tau_C := 80 \text{MPa}$$

Terskelverdi

$$\Delta\tau_L := \left(\frac{2}{100} \right)^{\frac{1}{5}} \cdot \Delta\tau_C = 36.6 \cdot \text{MPa}$$

Lastvekslinger ved
terskelverdi

$$N_R := 1 \cdot 10^8$$

$$\Delta\tau_R := \begin{cases} \sqrt[5]{\Delta\tau_C^5 \cdot \frac{2 \cdot 10^6}{N_R}} & \text{if } N_R \leq 1 \cdot 10^8 \\ \Delta\tau_L & \text{otherwise} \end{cases} = 36.6 \cdot \text{MPa}$$

a-mål kilsveis

$$a := 6 \text{mm}$$

Lengde kilsveis

$$l_w := 320 \text{mm}$$

Dimensjonerende
skjærspennings-
amplitude

$$\Delta\tau_{\text{sveis}} := 2 \cdot \frac{F_{\text{utm}}}{4 \cdot a \cdot l_w} = 23.2 \cdot \text{MPa} < \Delta\tau_R = 36.6 \cdot \text{MPa} \quad \text{OK}$$

6.6.2 Hull i gaffelplater

Bølgelast $F_{utm} = 89 \cdot \text{kN}$

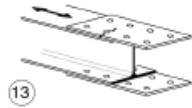
Platetykkelse $t_{gpl} = 35 \cdot \text{mm}$

Platebredde $b_{gpl} := 2 \cdot c_{gpl} = 100 \cdot \text{mm}$

Dimensjonerende
spenningsamplitude $\Delta\sigma_{gpl} := 2 \cdot \frac{F_{utm}}{t_{gpl} \cdot b_{gpl}} = 25.4 \cdot \text{MPa}$

Kurveklasse/
detaljkategori
(tall på kurven
Tabell 8.1,
detalj 13)

$\Delta\sigma_C := 50 \text{MPa}$

50		13) Enkeltsnittet eller dobbeltsnittet forbindelse med ikke-forspente skruer i normale hull. Ingen reversering av laster.	13) ... netto-tverrsnittet
----	---	--	----------------------------

Utmattingsgrense $\Delta\sigma_D := \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \Delta\sigma_C = 36.8 \cdot \text{MPa}$

Terskelverdi $\Delta\sigma_L := \left(\frac{5}{100}\right)^{\frac{1}{5}} \cdot \Delta\sigma_D = 20.2 \cdot \text{MPa}$

Itererer for å finne antall lastvekslinger før utmattingsbrudd:

Iterasjonsverdi
(antall lastvekslinger
før brudd)

$$N_R := 3.2 \cdot 10^7$$

$$\Delta\sigma_{gpl} = 25.4 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_R := \begin{cases} \sqrt[3]{\Delta\sigma_C^3 \cdot \frac{2 \cdot 10^6}{N_R}} & \text{if } N_R \leq 5 \cdot 10^6 \\ \sqrt[5]{\Delta\sigma_D^5 \cdot \frac{5 \cdot 10^6}{N_R}} & \text{if } 5 \cdot 10^6 < N_R \leq 1 \cdot 10^8 \\ \Delta\sigma_L & \text{otherwise} \end{cases} = 25.4 \cdot \text{MPa}$$

Bølgefrequens
(per minutt i
100 år)

$$f_{bølger} := \frac{N_R}{60s \cdot 60 \cdot 24 \cdot 365 \cdot 100} = 0.6 \cdot \frac{1}{\text{min}}$$

Periode

$$T_{bølger} := \frac{1}{f_{bølger}} = 1.6 \cdot \text{min}$$

mellom hver dimensjonerende bølge. Dette er en unaturlig høy frekvens som ikke kommer ikke til å skje. Utmatting OK

6.6.3 Skjær i pinne

Kurveklasse/
detaljkategori
(tall på kurven
Tabell 8.5,
detalj 9)

$$\Delta\tau_C := 100\text{MPa}$$

Terskelverdi

$$\Delta\tau_L := \left(\frac{2}{100}\right)^{\frac{1}{5}} \cdot \Delta\tau_C = 45.7 \cdot \text{MPa}$$

Lastvekslinger ved
terskelverdi

$$N_R := 1 \cdot 10^8$$

$$\Delta\tau_R := \begin{cases} \sqrt[5]{\Delta\tau_C^5 \cdot \frac{2 \cdot 10^6}{N_R}} & \text{if } N_R \leq 1 \cdot 10^8 \\ \Delta\tau_L & \text{otherwise} \end{cases} = 45.7 \cdot \text{MPa}$$

Dimensjonerende
skjærspennings-
amplitude

$$\Delta\tau_{\text{sveis}} := 2 \cdot \frac{F_{\text{utm}}}{\pi \cdot \left(\frac{d_p}{2}\right)^2} = 35.4 \cdot \text{MPa} < \Delta\tau_R = 45.7 \cdot \text{MPa} \quad \text{OK}$$

6.7.4 Moment i pinne

Moment i
pinne

$$M_p := \frac{F_{\text{utm}}}{8} \cdot (b_p + 4 \cdot c_p + 2 \cdot a_p) = 3.8 \cdot \text{kNm}$$

$$W_{p.\text{el}} := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_p}{2}\right)^3 = 50265.5 \cdot \text{mm}^3$$

Bøyespenning

$$\Delta\sigma_p := 2 \cdot \frac{M_p}{W_{p.\text{el}}} = 152.3 \cdot \text{MPa}$$

Kurveklasse
for bolter
(tall på kurven
Table 8.1)

$$\Delta\sigma_C := 160\text{MPa}$$

Utmattingsgrense $\Delta\sigma_D := \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \Delta\sigma_C = 117.9 \cdot \text{MPa}$

Terskelverdi $\Delta\sigma_{L.p} := \left(\frac{5}{100}\right)^{\frac{1}{5}} \cdot \Delta\sigma_D = 64.8 \cdot \text{MPa}$

Itererer for å finne antall lastvekslinger før utmattingssbrudd:

Iterasjonsverdi
(antall lastvekslinger
før brudd) $N_R := 0.31 \cdot 10^7$

$$\Delta\sigma_p = 152.3 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_R := \begin{cases} \sqrt[3]{\Delta\sigma_C^3 \cdot \frac{2 \cdot 10^6}{N_R}} & \text{if } N_R \leq 5 \cdot 10^6 \\ \sqrt[5]{\Delta\sigma_D^5 \cdot \frac{5 \cdot 10^6}{N_R}} & \text{if } 5 \cdot 10^6 < N_R \leq 1 \cdot 10^8 \\ \Delta\sigma_L & \text{otherwise} \end{cases} = 138.3 \cdot \text{MPa}$$

Bølgefrekvens
(per minutt i
100 år) $f_{\text{bølger}} := \frac{N_R}{60s \cdot 60 \cdot 24 \cdot 365 \cdot 100} = 0.1 \cdot \frac{1}{\text{min}}$

Periode $T_{\text{bølger}} := \frac{1}{f_{\text{bølger}}} = 17 \cdot \text{min}$ mellom hver dimensjonerende bølge i 100 år. Dette er en unaturlig høy frekvens som ikke kommer ikke til å skje. Utmatting OK

6.7 Kjettingkryss med damping

Sjekker kjetting og gummien i rykkdemperen.

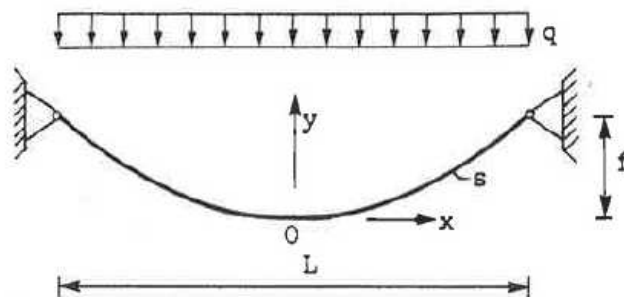
Anvender lik E-modul for gummien som for gummilageret brukt for staget.

6.7.1 Kjettingform. Pilhøyde og strekk

Sjekker pilhøyde, buelengde og strekk.

KABLER OG TAU

Symmetrisk parabelkabel



$$\text{form: } y = \frac{q}{2S_0} x^2, \quad S_0 = \frac{qL^2}{8f}, \quad f = \frac{qL^2}{8S_0}$$

$$\text{strekkraft: } S = \sqrt{S_0^2 + (qx)^2}, \quad S_{\max} = S_0 \sqrt{1 + (4f/L)^2}$$

$$\text{kabellengde: } s = \frac{L}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{4f}{L}\right)^2} + \frac{L^2}{8f} \ln \left[\frac{4f}{L} + \sqrt{1 + \left(\frac{4f}{L}\right)^2} \right]$$

Kilde: Fridtjov Irgens formelsamling

Kjettinglengde horisontalt $L_{\text{kjetting}} := 11998 \text{ mm}$

Kjetting 32x96 $m_{\text{kjetting}} := 23 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ $q_{\text{kjetting}} := g \cdot m_{\text{kjetting}} = 0.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Ønsket pilhøyde $f := 40 \text{ mm}$

Kjettingstrekk fra egenvekt, lengde og pilhøyde $S_0 := \frac{q_{\text{kjetting}} \cdot L_{\text{kjetting}}^2}{8 \cdot f} = 101.5 \cdot \text{kN}$

$$S_{\max} := S_0 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{4 \cdot f}{L_{\text{kjetting}}}\right)^2} = 101.5 \cdot \text{kN}$$

6.7.2 Spenninger og deformasjon i gummi og kjetting

Gummiform

Høyde (bredde) $h_{\text{gum}} := 220\text{mm}$

Hulldiameter
i gummi (for 4 stk
gjengestenger) $d_{0,\text{gum}} := 36\text{mm}$

$$A_{\text{gum}} := h_{\text{gum}}^2 - 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_{0,\text{gum}}}{2} \right)^2 = 44328.5 \cdot \text{mm}^2$$

Gummilengde $L_{\text{gum}} := 160\text{mm}$

Deformasjon og spenning i gummi ved oppspent/rolig tilstand

Antatt E-modul $E_{\text{gum.d}} = 50 \cdot \text{MPa}$

Deformasjon av
gummi ved initial-form $\Delta L_{\text{gum.1}} := \frac{S_{\text{max}} \cdot L_{\text{gum}}}{E_{\text{gum.d}} \cdot A_{\text{gum}}} = 7.3 \cdot \text{mm}$

Spenning $\sigma_{\text{gum.1}} := \frac{S_{\text{max}}}{A_{\text{gum}}} = 2.3 \cdot \text{MPa}$

Deformasjon og spenning i gummi ved strekk i kjetting

Dim. strekkraft for
kjetting i
bruddgrensetilstand $N_{\text{kjetting.Ed}} := N_{\text{w.Ed}} + S_{\text{max}} = 427.5 \cdot \text{kN}$

Strekkraft for kjetting i bruksgrenselast settes lik bølbelasten. Brukes til deformasjons-
beregninger og pilhøyde-beregninger

Kar. strekkraft $N_{\text{kjetting}} := N_{\text{bølger}} = 89 \cdot \text{kN}$

Dim. gummispenning $\sigma_{\text{gum.2}} := \frac{N_{\text{kjetting.Ed}}}{A_{\text{gum}}} = 9.6 \cdot \text{MPa}$ OK

Deformasjon ved
karakteristisk last $\Delta L_{\text{gum.2}} := \frac{N_{\text{kjetting}} \cdot (L_{\text{gum}} - 10\text{mm})}{E_{\text{gum.d}} \cdot A_{\text{gum}}} = 6 \cdot \text{mm}$

Deformasjon og spenning i kjetting ved strekk i kjetting

Diameter kjetting $D := 0.032$

Aksiell stivhet
for kjetting $EA_{\text{kjetting}} := 90000 \cdot 32^2 \cdot N = 92160 \cdot \text{kN}$

$L_{\text{kjetting}} = 11998 \cdot \text{mm}$

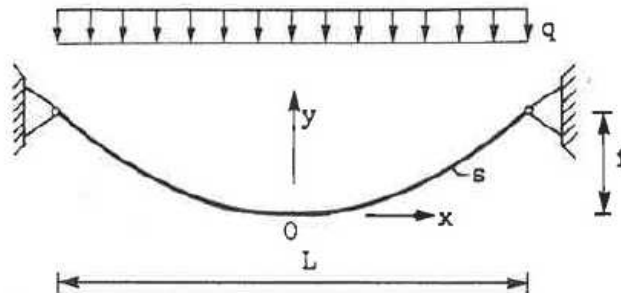
Deformasjon av
kjetting $\Delta L_{\text{kjetting},2} := \frac{N_{\text{kjetting}} \cdot L_{\text{kjetting}}}{EA_{\text{kjetting}}} = 11.59 \cdot \text{mm}$

Total deformasjon
gummi + kjetting $\Delta L_2 := \Delta L_{\text{gum},2} + \Delta L_{\text{kjetting},2} = 17.6 \cdot \text{mm}$

6.7.3 Pihøyde for slapp kjetting ved sideforskyvning

KABLER OG TAU

Symmetrisk parabelkabel



$$\text{form: } y = \frac{q}{2S_0} x^2, \quad S_0 = \frac{qL^2}{8f}, \quad f = \frac{qL^2}{8S_0}$$

$$\text{strekkraft: } S = \sqrt{S_0^2 + (qx)^2}, \quad S_{\max} = S_0 \sqrt{1 + (4f/L)^2}$$

$$\text{kabellengde: } s = \frac{L}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{4f}{L}\right)^2} + \frac{L^2}{8f} \ln \left[\frac{4f}{L} + \sqrt{1 + \left(\frac{4f}{L}\right)^2} \right]$$

Initiell oppspent tilstand (rolig flytebrygge)

Initiell tilstand $f_1 := f = 40 \cdot \text{mm}$

Horisontal lengde $L_1 := L_{\text{kjetting}} = 11998 \cdot \text{mm}$

Buelengde $s_1 := \frac{L_1}{2} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{4 \cdot f_1}{L_1}\right)^2} + \frac{L_1^2}{8 \cdot f_1} \cdot \ln \left[4 \cdot \frac{f_1}{L_1} + \sqrt{1 + \left(\frac{4 \cdot f_1}{L_1}\right)^2} \right] = 11998.4 \cdot \text{mm}$

Forskjøvet tilstand

Sjekker den slappe kjetting i en avlastet tilstand. Får da noe sammentrekking av kjetting og gummi som forkorter buelengde s.

Iterert pilhøyde

$$f_2 := 130\text{mm}$$

Kjettingstrekk fra egenvekt, lengde og pilhøyde

$$S_{0.2} := \frac{q_{\text{kjetting}} \cdot L_{\text{kjetting}}^2}{8 \cdot f_2} = 31.2 \cdot \text{kN}$$

Forkorting av kjetting og gummi grunnet avlasting

$$\Delta s_2 := \frac{(S_0 - S_{0.2}) \cdot L_{\text{kjetting}}}{EA_{\text{kjetting}}} + \frac{(S_0 - S_{0.2}) \cdot L_{\text{gum}}}{E_{\text{gum}} \cdot d \cdot A_{\text{gum}}} = 14.2 \cdot \text{mm}$$

Horisontal lengde

$$L_2 := L_1 - \Delta L_2 = 11980.4 \cdot \text{mm}$$

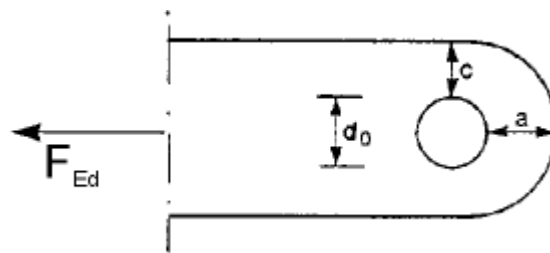
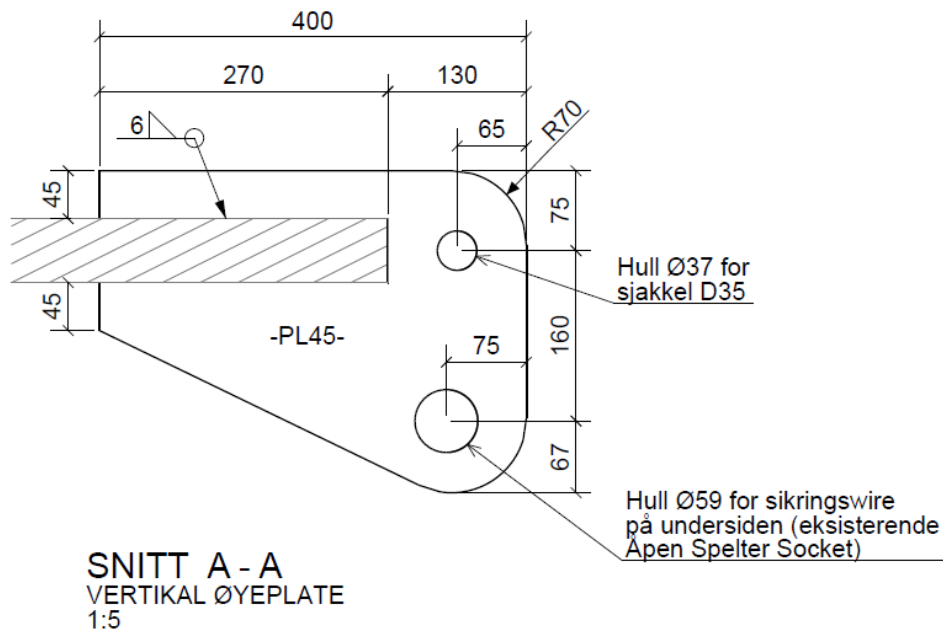
Itereringsverdi for buelengde

$$s_{2.\text{it}} := s_1 - \Delta s_2 = 11984.1 \cdot \text{mm}$$

Iterert buelengde slik at $s_{2.\text{it}}$ er lik s_2

$$s_2 := \frac{L_2}{2} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{4 \cdot f_2}{L_2}\right)^2} + \frac{L_2^2}{8 \cdot f_2} \cdot \ln \left[4 \cdot \frac{f_2}{L_2} + \sqrt{1 + \left(\frac{4 \cdot f_2}{L_2}\right)^2} \right] = 11984.2 \cdot \text{mm}$$

6.8 Sjakk mot øyeplate



Geometri
[EC3-8] pkt 3.13:

$$d_{0,pl} := 41\text{mm}$$

$$d := 39\text{mm}$$

$$a_{pl} := 65\text{mm} - \frac{d_{0,pl}}{2} = 44.5 \cdot \text{mm}$$

$$c_{pl} := 75\text{mm} - \frac{d_{0,pl}}{2} = 54.5 \cdot \text{mm}$$

$$t_{pl} := 50 \cdot \text{mm}$$

Brukslast

$$F_{Ed,ser} := \frac{N_{kjetting,Ed}}{1.5} = 285 \cdot \text{kN}$$

Kontroll av kontakttrykk etter NS-EN 1993-1-8, formlene (3.14) til (3.16)

Hertz-trykk

$$\sigma_{h.Ed} := 0.591 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{Ed.ser} \cdot (d_{0.pl} - d)}{d^2 \cdot t_{pl}}} = 741.4 \text{ MPa}$$

Dim. spenning

$$f_{h.Ed} := 2.5 \cdot f_{y.S355} = 887.5 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

Sjekker geometri av øyeplate i rundt sjakkelhullet.
Gitt tykkelse:

[EC3-8] Tabell 3.9

$$a_{s.min} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } a_{pl} \geq \frac{N_{kjetting.Ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot f_{y.S355} \cdot t_{pl}} + \frac{2 \cdot d_{0.pl}}{3} = \text{"OK"} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$c_{p.min} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } c_{pl} \geq \frac{N_{kjetting.Ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot f_{y.S355} \cdot t_{gpl}} + \frac{d_{0.pl}}{3} = \text{"OK"} \\ \text{"IKKE OK"} & \text{otherwise} \end{cases}$$