



Universitetet  
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITSKAPLEGE FAKULTET

## MASTEROPPGÅVE

Studieprogram/spesialisering:  Master i Konstruksjonsteknikk og materialteknologi / Byggkonstruksjoner	Vårsemester, 2011  Open
Forfatter: Eirik Botnen	..... (signatur forfatter)
Fagansvarleg: Kjell Tore Fosså  Rettleiar(ar): Torbjørn Kjøberg, Skanska Norge AS	
Tittel på masteroppgåva: Flatdekke kaikonstruksjon med eller uten spennarmering  Engelsk tittel: Flat slab quay structure with or without tension reinforcement	
Studiepoeng: 30	
Emneord: Kaikonstruksjon Flatdekke Armert betong Spennarmert betong	Sidetal: 123  + vedlegg: 195 + CD  Stavanger, 14.6.2011



## Innleiing

I dagens anleggsverksemd er det ein omfattande bruk av prefabrikkerte betongelement i kaikonstruksjonar. Dette er eit økonomisk gunstig alternativ til plasstøyt i forhold til effektivisering av byggjeprosess.

Dagens kaikonstruksjonar vert utsett for og er dimensjonert for større og større nyttelaster frå godshandtering. Dette medfører større og tyngre element som set auka krav til kranutstyr. Hovudmålet med oppgåva er å vurdere om det er mogleg å konstruere eit etteroppspent flatdekke-element som bidreg til å redusere totalvekta og med det også redusert krav til krankapasitet.

I oppgåva har eg vurdert 2 ulike alternativ for spennarmering, eit uinjisert spennsystem og eit injisert spennsystem. Eg vil samanlikna og vurdere eventuelle fordeler og ulemper ved bruk av spennarmering i kaikonstruksjonar.

Vidare har eg utført berekningar for eit ekvivalent slakkarmert flatdekkealternativ. Dette har eg gjort for å estimera og eventuelt synleggjere kva konsekvensar vekt- og materialinnsparing ved å nytta spennarmering gjev på konstruksjonen. Ved dimensjonering av dei tre flatdekkealternativa er det nytta forenkla handberekningsmodellar frå utarbeidde retningslinjer og regelverk innanfor fagområdet.





## Forord

Denne masteroppgåva er utarbeida ved Universitetet i Stavanger våren 2011 og er avslutning på eit toårig masterstudium innan konstruksjonsteknikk og materialteknologi. Oppgåva er definert i samarbeid med Torbjørn Kjoberg ved Skanska Norge AS.

Målet med oppgåva er å nytta opparbeidd kunnskap gjennom studiet og tileigne seg ny kunnskap utover pensum for å oppnå ei fullstendig og god masteroppgåve.

Bakgrunnen for oppgåvevalet var ynskje om å tilegna seg utvida kunnskap innan dimensjonering av slakk og spennarmerte betongkonstruksjonar. Oppgåva krev at eg set meg inn i reglar for dimensjonering. Vidare gir oppgåva meg moglegheit til utdjupa kunnskap innanfor dette området.

Eg har gjennom utarbeiding av oppgåva fått betre forståing for verkemåte av flatdekker, både slakk og spennarmerte. Ein vesentleg del av oppgåva er dimensjonering basert på forenkla handbereknings-modellar og metodar. Eg har med det tilegna meg betre kunnskap og ferdigheiter innan handberekning av betongkonstruksjonar.

Dimensjoneringskriteria for flatdekke er i stor grad basert på retningslinjer etter Eurokode 2 har gitt med betre forståing og kunnskap av det nye og gjeldande standardverket.

Oppstart og gjennomføring av sjølv masteroppgåva har vore ein svært utfordrande og tidkrevjande prosess- Dette har vore spesielt krevjande å finne fram aktuelle berekningsmodellar, nyttige metodar og aktuell faglitteratur. Til tider hadde eg hatt ynskje om utvida tilbod om fagleg rettleiing.

Samstundes har dett egjort oppgåveprosessen svært lærerik for meg og eg ynskje retta ein stor takk til Torbjørn Kjoberg ved Skanska Norge AS som har bidratt med god fagleg ekspertise, rettleiing og tilbakemeldingar undervegs.

Eg ynskjer å takke PhD. Kjell Tore Fosså ved Universitetet i Stavanger for god hjelp og tilbakemelding ved rapportskrivinga.

Til slutt ynskjer eg å takke Sverre Olav Botnen for hans hjelp med korrekturlesing.

Stavanger, 14.6.2011

Eirik Botnen



## Samandrag

Denne oppgåva omhandlar bruk av flatdekke som dekke-element i kaikonstruksjonar. Målet med oppgåva er å konstruere eit vekt-, tids-, og kostnadseffektivt alternativ til dagens kaidekkeelement. For å synleggjere eventuelle skilnader og moglegheita for å estimere vekt og materialinnsparing, er det gjennomført komplette berekningar for i hovudsak tre ulike dekkealternativ.

- Slakkarmert Flatdekke
- Spennarmert Flatdekke med Uinjisert Spennsystem
- Spennarmert Flatdekke med Injisert Spennsystem

Hovudsakleg skal ein vurdera skilnad mellom etteroppspent og slakkarmert flatdekke, men det er valt å vurdera to ulike spennsystema for å samanlikna eventuelle berekningsmessige skilnader.

Kaielement i oppgåva er ein open kaikonstruksjon beståande av prefabrikkert flatdekkeelement (16m \* 12m) opplagra på stålpelar (Ø800). Kaidekker er utsett for store nyttelaster og punktlaster dette gjev grunnlag for store opptredande skjerspenningar kring pelar. Det er derfor nytta søyleforsterking for å redusere eventuelle kapasitetsproblem. Søyleforsterkinga er utforma etter retningslinjer gitt i EC2.

Fordelen med prefabrikasjon av betongelement er muligheita for ei nøyaktig og kontrollerte utføring og utstøyping under kontrollerte forhold. Dette er med på å sikre ein produktkvalitet ein ikkje kan oppnå ved plasstøpte konstruksjonar. Stor fordel for spennarmerte konstruksjonar der ein ynskjer god nøyaktigheit til utførande arbeid med tanke på kabelføring og fordeling for å sikre at konstruksjonen oppfører seg som ynskja. Andre fordelar ved å nytta etteroppspente flatedekker kontra slakkarmert er at ein kan redusere dekketjukk, om ynskjeleg auke spennlengder, redusere riss, auka tverrsnittets tettleik mot gjennomgang av sjøvatn samt og redusere nedbøyinga.

Oppgåva er inndelt i tre hovud emne

1. Denne delen omhandlar eit innleiande litteraturstudium av viktige og sentrale aspekt med omsyn til dimensjonering og prosjektering av aktuell kaikonstruksjon, samt flatdekke og spennsystemas verkemåte og berekningsmodellar nytta i dimensjoneringa.
2. Den andre delen består av føresetnadar, reglar og retningslinjer for dimensjonering ved forenkla handberekningar i brot og bruksgrensetilstand for dei ulike flatdekkealternativa.
3. Den tredje delen omhandlar resultat basert på forenkla handberekningar av dimensjoneringsreglar og føresetnadar satt i dei to føregåande kapittel, samt ein kommentar/diskusjon ut frå berekna resultat.

Sjølv om handberekningane gjev konservative resultat kan ein frå berekningane vurdera etteroppspent flatdekke system er eit berekningsmessig mogleg dekkealternativ. Kapasitet og berekningsmessige skilnaden mellom dei to spennarmerte systema er minimal, om ein ynskjer å nytta spennarmering i kaikonstruksjon er det anbefalt å gjennomføre ei vurdering av pålitelegheit og kostnadar for vidare avgjersle knytt opp til fordelar og ulemper med dei to spennsystema.

Med bakgrunn i berekningane er effekten av å nytta spennarmering kontra tradisjonell slakkarmering for eit ekvivalent flatdekke vesentleg. Ein mogleg reduksjon på tilnærma 75 tonn reduserer krav til kranutstyr og kapasitet betrakteleg.

Berekningar av flatdekke ved hjelp av forenkla handberekningar er svært tid- og arbeidskrevjande og gjev som nemnt konservative resultat. Det er anbefalt i tilfeller der ein ynskjer fullverdige berekningar med avgrensa tid og høge krav til nøyaktigheit å nytta FEM-dataverktøy, her kan handberekningane være eit godt hjelpemiddel for kontroll og overslagsberekning av resultatata.



## Innholdsliste

Innleiing .....	III
Forord .....	V
Samandrag .....	VII
Forkortingar og Symbol .....	12
Figurliste.....	16
Tabelliste .....	17
1.1 Kaikonstruksjonar .....	19
1.1.1 Generelt.....	19
1.1.2 Prefabrikkerte kaiement .....	19
1.1.3 Konstruktive omsyn .....	20
1.1.4 Korrosjon .....	21
1.1.4.1 Kloridinntrenging .....	21
1.1.5 Alternativ armering .....	22
1.1.5.1 Rustfritt stål .....	22
1.1.5.2 Ikkje metallisk .....	23
1.2. Flatdekke".....	24
1.2.1 Slakkarmert Flatdekke .....	24
1.2.2 Etterspent Flatdekke.....	25
1.2.2.1 Fordelar.....	26
1.2.2.2 Ulemper .....	26
1.3 Spennsystem.....	27
1.3.1 Uinjisert.....	27
1.3.2 Injisert .....	28
1.3.3 Forskjellar .....	30
1.4 Verkemåte .....	32
1.4.1 Lastbalansering .....	32
1.4.2 Plassering .....	33
1.4.3 Fordeling av spennkablur .....	34
1.5 Oppspenning.....	35
1.5.1 Tap av Spennkraft .....	36
1.5.1.1 Korttidstap .....	37
1.5.1.2 Langtidstap .....	39
1.6 Berekningsmodell.....	42

2.DIMENSJONERING .....	45
2.1 Bestandighet og pålitelegheit .....	46
2.2 Laster .....	47
2.3 Materialeigenskapar .....	49
2.3.1 Betong .....	49
2.3.2 Armeringsstål .....	50
2.3.3 Spennstål .....	50
2.4 Brotgrensetilstand.....	52
2.4.1 Momentdimensjonering .....	52
2.4.1.1 Minimumskrav etter EC2 .....	54
2.4.2 Skjerdimensjonering .....	55
2.4.2.1 Dimensjonerande spenning.....	56
2.4.2.2 Skjerkraftkapasitet u/skjerarmering.....	61
2.4.2.3 Skjertrykkbrot.....	62
2.4.2.4 Skjerkraftkapasitet m/skjerarmering.....	62
2.4.2.5 Minimumskrav etter EC2 .....	63
2.5 Bruksgrensetilstand .....	64
2.5.1 Nedbøyingsavgrensing.....	64
2.5.2 Spenningavgrensing .....	66
2.5.3 Rissviddeavgrensing .....	66
3.BEREKNING.....	69
3.1 Føresetnadar .....	69
3.1.1 Diverse .....	69
3.1.2 Materialeigenskapar .....	69
3.1.3 Geometri .....	70
3.1.4 Inndeling i platestriper .....	71
3.1.5 Statisk system.....	72
3.1.6 Laster.....	73
3.1.7 Oppspenningskraft .....	74
3.2 Berekning av Spennkablar .....	77
3.2.1 Spennarmeringsprofil.....	77
3.2.2 Fordeling og mengd .....	78
3.2.3 Ekvivalente krefter.....	79
3.3 Momentberekning .....	82
3.3.1 Slakkarmert .....	82
3.3.2 Spennarmert .....	85
3.3.2.1 - Uinjisert.....	86

3.3.2.2	- Injisert.....	90
3.4	Skjerberekning .....	92
3.4.1	Slakkarmert .....	92
3.4.2	Spennarmert .....	97
3.4.2.1	- Uinjisert.....	98
3.4.2.2	- Injisert.....	99
3.5	Spenningsberekning .....	102
3.5.1	Slakkarmert .....	102
3.5.2	Spennarmert .....	103
3.6	Nedbøyingsberekning.....	104
3.6.1	Slakkarmert .....	105
3.6.2	Spennarmert .....	106
3.7	Vektberekning .....	111
3.7.1	Slakkarmert Flatdekke .....	111
3.7.2	Spennarmert Flatdekke – Uinjisert .....	113
3.7.3	Spennarmert Flatdekke – Injisert .....	114
4.	Konklusjon .....	117
5.	Referansar.....	119
6.	Vedleggsliste .....	121

## Forkortingar og Symbol

### Store latinske bokstavar

A	-	Tverrsnittsareal
$A_c$	-	Tverrsnittsareal av Betong
$A_s$	-	Tverrsnittsareal av Armering
$A_{s,min}$	-	Tverrsnittsareal av minimumsarmering
$A_p$	-	Tverrsnittsareal av Spennarmering
$A_{sw}$	-	Tverrsnittsareal av skjerarmering
$A_{sw,min}$	-	Tverrsnittsareal av minimumsskjerarmering
$A_t$	-	Transformert tverrsnittsareal
D	-	Dordiameter
$E_c$	-	Elastisitetsmodul normalbetong
$E_{c,eff}$	-	Betongens effektiv elastisitetsmodul
$E_{cL}$	-	Langtids elastisitetsmodul for betong
$E_{cm}$	-	sekantmodul, elastisitetsmodul for betong
$E_p$	-	Elastisitetsmodul spennstål
$E_s$	-	Elastisitetsmodul armeringsstål
EC0	-	Eurokode : NS-EN 1990:2002+NA:2008
EC1	-	Eurokode 1 : NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008
EC2	-	Eurokode 2 : NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008
EI	-	Bøyestivleik
F	-	Påverknad
$F_k$	-	Karakteristisk verdi for ein påverknad
$G_k$	-	Karakteristisk verdi for ein permanent påverknad
I	-	Betongtverrsnittets arealtreglekismoment
$I_t$	-	Armert tverrsnitt arealtreglekismoment
JFK	-	jamt fordelt kablar
JFL	-	jamt fordelt last
L	-	Lengde
M	-	Bøyemoment
$M_{ED}$	-	Dimensjonerande verdi for bøyemoment
$M_{PD}$	-	Spennarmeringens momentkapasitet
$M_{ED}$	-	Betongens trykksonekapasitet
MI	-	Momentintensitet
N	-	Aksialkraft
$N_{ED}$	-	Dimensjonerande verdi for aksialkraft
$N_S$	-	Fiktiv aksialkraft
$P_k$	-	Karakteristisk verdi for variabel påverknad 1
P	-	Forspenningskraft
$P_0$	-	Initiell kraft i aktiv ende av spennarmeringa umiddelbart etter oppspenning
$Q_k$	-	Karakteristisk verdi for variabel påverknad 2
S	-	Indre krefter og momenter

SLS	-	Bruksgrensetilstand
ULS	-	Brotgrensetilstand
V	-	Skjerkraft
$V_{ED}$	-	Dimensjonerande verdi for skjerkraft

**Små latinske bokstavar**

a	-	avstand / geometriske data
a	-	stigningstall
b	-	Tverrsnittets totale bredde
$b_p$	-	aktuell tverrsnittsbreidde ved berekning av armeringsforhold
$b_\sigma$	-	aktuell tverrsnittsbreidd ved berekning av aksialbidrag
d	-	diameter, tjukn
d	-	avstand frå strekkarmeringens tyngdepunktslinje til trykkranden
$d_s$	-	avstand frå strekkarmeringens tyngdepunktslinje til trykkranden(armeringsstål)
$d_p$	-	avstand frå strekkarmeringens tyngdepunktslinje til trykkranden(spennstål)
e	-	eksentrisitet
$f_c$	-	Betongtrykkfastleik
$f_{cd}$	-	Betongens dimensjonerande trykkfastleik
$f_{ck}$	-	Betongens karakteristiske trykkfastleik etter 28 døgn
$f_{cm}$	-	Middelverdi av betongens sylindertykkfastleik
$f_{ctm}$	-	Middelverdi av betongens aksialtrekkfastleik
$f_p$	-	Spennstålets strekkfastleik
$f_{pk}$	-	Spennstålets karakteristiske strekkfastleik
$f_{pd}$	-	Spennstålets dimensjonerande strekkfastleik
$f_{p0,1k}$	-	Spennstålets karakteristiske 0,1% - strekkgrense
$f_t$	-	Armeringens strekkfastleik
$f_{yd}$	-	Armeringens dimensjonerande strekkfastleik (flytegrense)
$f_{yk}$	-	Armeringens karakteristiske strekkfastleik (flytegrense)
$f_{ywd}$	-	Skjerarmeringens dimensjonerande flytegrense
h	-	pilhøgde
h	-	høgde
$h_0$	-	effektiv tverrsnittstjukn
k	-	koeffisient/faktor
$k_v$	-	koeffisient/faktor for punktlasta påverknad
l	-	(eller L) lengde, spennvidde
m	-	masse
$q_{nu}$	-	Nedoverretta ekvivalent last (utkragar)
$q_{nf}$	-	Nedoverretta ekvivalent last (felt)
$q_{ou}$	-	Oppoverretta ekvivalent last (utkragar)
$q_{of}$	-	Oppoverretta ekvivalent last (felt)
r	-	radius
1/r	-	krumming i bestemt snitt
s	-	avstand frå opplegg til lastflata
t	-	tjukn

$t$	-	tida som vurderast
$t_0$	-	betongens alder i døgn ved belastning
$t_y, t_x$	-	punktlastas breidd
$u$	-	omkrets
$x$	-	avstand frå nøytralakse til trykkrand
$x, y, z$	-	koordinatar
$y_t$	-	avstand mellom betongens tyngdepunkt og armert tverrsnittstyngdepunkt
$z$	-	tverrsnittets indre momentarm

### Små greske bokstavar

$\alpha$	-	vinkel, forholdstal
$\alpha_{cc}$	-	faktor for dimensjonerande strekkfastleik
$\beta$	-	vinkel, forholdstal
$\beta_c$	-	faktor som syner kryputviklinga i forhold til tid etter belastning
$\beta_{fcm}$	-	faktor som tek omsyn til betongens fastleik
$\beta_H$	-	faktor som avhenger av relativ fuktigheita
$\beta_{t0}$	-	faktor som tek omsyn til betongens alder
$\gamma$	-	partialfaktor
$\gamma_c$	-	partialfaktor for betong
$\gamma_F$	-	partialfaktor for påverknadar, F (lastfaktor)
$\gamma_G$	-	partialfaktor for permanente påverknadar, G (lastfaktor)
$\gamma_M$	-	partialfaktor for materialeigenskapane
$\gamma_P$	-	partialfaktor for påverknad forårsaka av forspenning, P
$\gamma_Q$	-	partialfaktor for variabelpåverknad, Q
$\gamma_S$	-	partialfaktor for armeringsstål og spennstål
$\delta$	-	forskyving (nedbøying)
$\epsilon_c$	-	trykktøying i betongen
$\epsilon_{c1}$	-	trykktøying i betongen ved største spenning $f_c$
$\epsilon_{cu}$	-	tøyingsgrense for trykk i betongen
$\epsilon_u$	-	tøying i armering eller spennstål ved største last
$\epsilon_{uk}$	-	karakteristisk tøying i armering eller spennstål ved største last
$\eta$	-	materialstivleiksforhold
$\theta$	-	vinkel
$\lambda$	-	slanking
$\mu$	-	friksjonskoeffisient
$\nu$	-	Poisson's tal
$\rho$	-	betongdensitet
$\rho_{1000}$	-	verdi for relaksasjonstapet ( i % ) ved 1000 timar ved 20°C
$\rho_l$	-	armeringsforhold for lengdearmering
$\sigma_c$	-	trykkspenning i betongen
$\sigma_{cp}$	-	trykkspenning i betongen frå aksialbelastning eller forspenning
$\sigma_{cu}$	-	trykkspenning i betongen ved tøyingsgrense $\epsilon_{cu}$

$\sigma_{m0}$	-	initiell oppspenningskraft
$\sigma_{p,max}$	-	maksimal tillat oppspenning
$\phi$	-	diameter for armering, kabelkanalar og føringsrøyr
$\varphi$	-	kryptall
$\Psi$	-	faktorar som definerer representative verdier av variable påverknader
$\Psi_0$	-	kombinasjonsverdi
$\Psi_1$	-	ofte førekommande
$\Psi_2$	-	tilnærma permanente

## Figurliste

Figur 1: Open Kai.....	19
Figur 2: Massiv Kai.....	20
Figur 3: Kloridinntrenging [25].....	21
Figur 4: Kloridinntrenging ulike fasar [25].....	21
Figur 5: Flatdekke m/ forsterkingsplate og søylevoute [23] .....	24
Figur 6: Flatdekke utan søylevoute [23] .....	24
Figur 7: Søylevoute for kvadratisk søyle .....	25
Figur 8: Søylevoute for sirkulær søyle [3] .....	25
Figur 9: Redusert Bygghøgd [24].....	26
Figur 10: Uinjisert Spennkabel .....	27
Figur 11: Aktiv forankring Uinjisert system [24] .....	28
Figur 12: Passiv forankring Uinjisert system [24] .....	28
Figur 13: Injisert Føringsrøyr [10] .....	28
Figur 14: Illustrasjon av komplett røyrssystem [24].....	29
Figur 15: Aktiv forankring Injisert system [24] .....	29
Figur 16: Passiv forankring Injisert system [24].....	29
Figur 17: Hydraulisk jekk [10].....	30
Figur 18: Realistisk og Idealisert Spennarmeringsprofil.....	32
Figur 19: Infleksjonspunkt .....	33
Figur 20: Plassering av spennkabel [3] .....	33
Figur 21: Fordeling av spennkabler [3].....	34
Figur 22: Krytøying i betongen [11] .....	39
Figur 23: Svinntøying.....	40
Figur 24: Arbeidsdiagram armeringsstål [14] .....	50
Figur 26: Arbeidsdiagram spennstål [14].....	51
Figur 25: Skjerarmering (T-hode)[22] .....	50
Figur 27: Gjennomlokking u/søylevoute.....	55
Figur 28: Gjennomlokking m/søylevoute .....	55
Figur 29: Kritisk kontrollsnitt .....	55
Figur 30: Plate understøtta av søyle med voute [14].....	56
Figur 31: Anbefalt faktor $\beta$ [14] .....	57
Figur 32: Last nær opplegg .....	58
Figur 33: Punktlast nær opplegg, fritt opplagt platekant [2] .....	59
Figur 34: Punktlast nær opplegg, fast innspent platekant [2].....	60
Figur 35: Plassering av skjearmering etter EC2 [14].....	63
Figur 36: Nedbøying i flatdekket .....	64
Figur 37: Tillatte rissvidder.....	67
Figur 38: Armert betongstav med riss [11] .....	67
Figur 39: Dekketgeometri .....	70
Figur 40: Dekketjukn .....	71
Figur 41: Søyleforsterking .....	71
Figur 42: Inndeling i platestriper Y-Retning.....	71
Figur 43: Inndeling i platestriper X-Retning.....	72
Figur 44: Fritt opplagt bjelke med symmetriske utkrager .....	72
Figur 45: Fast innspent utkrager.....	72
Figur 46: Fritt opplagt bjelke .....	73
Figur 47: Spennarmeringsprofil .....	77
Figur 48: Forankring for uinjiser system.....	77



Figur 49: Forankring for injisert system .....	77
Figur 50: Ekvivalente krefter .....	80
Figur 51: Detaljar for berekning av ekvivalente krefter .....	80
Figur 52: Armeringsmengd x-retning (SF) .....	84
Figur 53: Armeringsmengd y-retning (SF) .....	84
Figur 54: Statikkformel 1 .....	85
Figur 55: Statikkformel 2 .....	85
Figur 56: Statikkformel 3 .....	86
Figur 57: Skjerareal .....	92
Figur 58: Skjerarmeringsløysing [22] .....	97
Figur 59: Redusert Spennlengd .....	107
Figur 60: Nedbøyingsformlar .....	108

## Tabelliste

Tabell 1: Relaksasjonsklassar [14] .....	41
Tabell 2: Dimensjonerande Brukstad .....	46
Tabell 3: Lastkombinasjonar frå [16] .....	47
Tabell 4: Lastkombinasjon i brotgrense m/tilhøyrande verdiar .....	47
Tabell 5: Tyngdetettleik Betong .....	48
Tabell 6: Materialeigenskapar Betong B50 .....	69
Tabell 7: Materialeigenskapar Armeringsstål .....	70
Tabell 8: Materialeigenskapar Spennstål .....	70
Tabell 9: Laster med tilhøyrande verdiar slakkarmert .....	74
Tabell 10: Laster med tilhøyrande verdiar spennarmert .....	74
Tabell 11: Oppspenningskraft uinjisert spennsystem .....	74
Tabell 12: Oppspenningskraft injisert spennsystem .....	75
Tabell 13: Infleksjonspunkta .....	77
Tabell 14: Eksentrisitet og pilhøgde .....	78
Tabell 15: Momentfordeling SF .....	82
Tabell 16: Armeringsmengd (SF) .....	83
Tabell 17: Momentbidrag frå spennarmeringa UF .....	86
Tabell 18: Dimensjonerande moment UF .....	87
Tabell 19: Momentbidrag frå spennarmering i platestriper over støtte UF .....	87
Tabell 20: Momentkapasitet platestriper over støtte, X-retning, UF .....	88
Tabell 21: Armeringsmengd (UF) .....	89
Tabell 22: Dimensjonerande Moment (IF) .....	90
Tabell 23: Armeringsmengd (IF) .....	90
Tabell 24: Skjerarmeringsmengd pr.søylepunkt SF .....	96
Tabell 25: Reduskjonsbidrag frå spennarmeringa .....	97
Tabell 26: Skjerarmeringsmengd pr.søylepunkt (UF) .....	99
Tabell 27: Skjerarmeringsmengd pr.søylepunkt (IF) .....	100
Tabell 28: Total skjearmeringsmengd .....	101
Tabell 29: Betongspenningar UF og IF .....	103
Tabell 30: Bøyestivleik SF .....	105

Tabell 31: Bøyestivleik UF og IF.....	106
Tabell 32: Nedbøying platemidte.....	109
Tabell 33: Oppsummering lengdearmering SF.....	111
Tabell 34: Oppsummering skjearmering SF.....	112
Tabell 35: Totalvekt SF.....	112
Tabell 36: Oppsummering vektdifferanse.....	112
Tabell 37: Oppsummering armeringsmengd UF.....	113
Tabell 38: Oppsummering skjearmering UF.....	113
Tabell 39: Totalvekt UF.....	113
Tabell 40: Oppsummering armeringsmengd IF.....	114
Tabell 41: Oppsummering skjearmering IF.....	114
Tabell 42: Totalvekt IF.....	114
Tabell 43: Totalvekt dekkealternativer.....	115

## 1.1 Kaikonstruksjonar

### 1.1.1 Generelt

Dei fleste kaikonstruksjonar i Noreg er i dag utført i armert betong, anten plasstøypet eller som prefabrikkerte betongelement. Det blir også bygd kaiar i stål og tre men dette er mindre utbreidd pga redusert levetid som følgje av store mekaniske påkjenningar frå støyt- og fortøyingkrefter frå fartøy samt miljøpåkjenning som bølger, is og straum.

Bakgrunn for utstrakt bruk av armert betong er at det gode samvirkeforholdet materialet har samt at fersk betong er lettformelig.

Isolert sett er betong eit sprøtt materiale som vil sprekkje opp (riss) når det blir utsett for strekkrefter., for å motverke oppsprekking av konstruksjonsdel blir det støypet inn armeringstål som har som mål å halde konstruksjonsdelen saman. Samvirke mellom betongens høge trykkapasitet og armeringens strekkfastleik (evne til å ta opp strekkrefter) gjer armert betong til eit ideelt bygningsmateriale. For å utnytta armeringens eigenskapar blir den i hovudsak lagt i konstruksjonsdelens strekksone, men blir også nytta i trykksone dersom ein har trykkspenningar høgare enn betongens kapasitet.

Produksjon av betong består (kort sagt) av ei blanding av sement, sand, aggregat og vatn. Ved å regulera blandingsforhold, sementtypar og tilsetningsstoff kan ein framstilla ynskja kvalitet/eigenskapar på betongen med tanke på bruksområde. For kaiar som er svært utsett for aggressivt miljø frå sjøvattn gjev betong muligheit for å produsera ein tett betong (låg permeabilitet) som er med på å redusere faren for korrosjon.

### 1.1.2 Prefabrikkerte kaielement

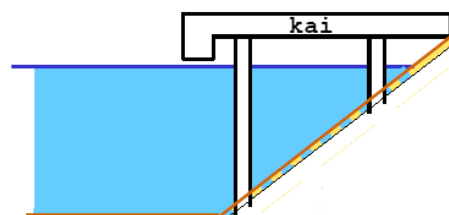
Bruk av prefabrikkerte kaielement er muligheita for utstøyping under kontrollerte forhold, sikra at elementet oppnår dei ynskja eigenskapane samt redusera/ neglisjera risiko for kloridpåverknad på sentrale delar i konstruksjonen. ”Produktkvalitet og nøyaktigheit kan utførast på eit nivå som ikkje er mulig for plasstøypete konstruksjonar, rutinemessig bruk av høg betongfastleik gjev auka spennvidder, lågare materialforbruk og betra bestandighet”. [4] Allereie frå produksjon kan detaljløysingar installerast, med dette unngår utstrakt bruk av konvensjonell forskaling som er med på å effektivisera monteringsarbeidet. [1]

Auka sikring i forhold til kvalitet samt ei kostnadseffektive løysingar gjer at bruken av betongelement i bygningskonstruksjonar blir meir og meir utstrakt.

Ein skil mellom to hovudtypar kai: [1]

Opne kaiar – Kaikonstruksjon med open front som gjev sjøen fri åtgang under overbygning. Omhandlar kaiar:

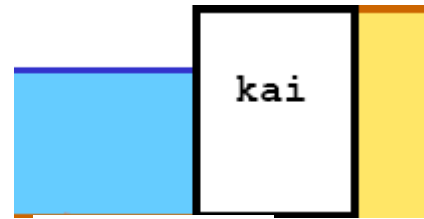
- Kai-pirar
- Pele og pillar-kaiar (Figur 1)



Figur 1: Open Kai

Massive kaiar – Karakteristisk for denne type kai er tett/massiv front mot sjøen. Omhandlar kaitypar

- Gravitasjonskai (Figur 2)
- Forankra spunt



Figur 2: Massiv Kai

Betongelement har utstrakt bruksområde i kaikonstruksjon, og blir nytta i alt frå enkle til kompliserte kaikonstruksjonar. Denne oppgåva omhandlar ein open kai med flatdekkessystem av prefabrikkert betongelement (slakk- og spennarmert) på stålpelar. Andre aktuelle bruksområde for betongelement er:[1]

- Betongpelar og senkekassar
- Betongspunt
- Bjelkeelement
- Kaifrontelement

### 1.1.3 Konstruktive omsyn

Ved utforming / prosjektering av kaikonstruksjon er det ulike faktorar som må vurderast for å oppnå ei ideell løysing for den aktuelle konstruksjonen. [1]

- Bruksområde
- Belastning
- Klimatiske forhold
- Lasteutstyr

Kaiar og hamneanlegg er utsett for laster som er særigne for denne type konstruksjon (Støyt- og fortøyingslastar frå fartøy samt naturlaster). Byggherren kan setje krav til nyttelast, punktlast og dynamiske laster frå truck og godshandtering etter eigna bruksområde.

Opptredande laster er ofte representert som nytte og punktlast frå godshandtering eksempelvis er lastene i oppgåva laster frå container, truckar og mobilkranar.

(Punktlast og Nyttelast opptreer ikkje samtidig på eit kaifelt)

Prefabrikkerte kaikonstruksjonar ar avhengig av kran/løfteutstyr for transport frå produksjonsområde til byggeplass. For større element nyttar ein kranlekter , det er derfor viktig å tilpassa vekta på elementet til løftekapasiteten.

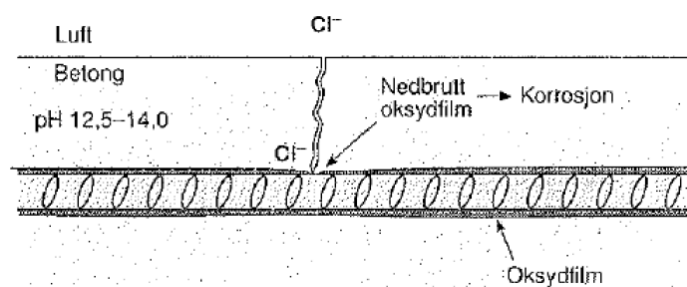
Utviklinga innan kaikonstruksjonar går i retning av dimensjonering for større og større nyttelaster, dette medfører større og tyngre element som skaper problem for løftekapasiteten.

### 1.1.4 Korrosjon

Betongkonstruksjonar i maritime miljø som kaiar er svært utsett for ekstreme miljøpåkjenningar i form av kloridinntrenging. Det er derfor svært viktig å ivareta korrosjonsproblematikken i prosjekteringsfasen. Sidan alle kaikonstruksjonar inneheld slakk- og/eller spennarmering, er det viktig å hindra eventuelt redusera faren for kloridinntrenging. For spennarmerte konstruksjonar er dette særskilt viktig. Sidan spennstålet er påført strekkspenningar vil korrosjon på stålet være kritisk for konstruksjonens bæreevne. Når ein spenner stålet vil porene i stålet utvida seg (store porer gjev større tilgang på luft i stålet) dersom det byrjar å korrodere vil korrosjonshastigheita være mykje høgare enn for vanleg armeringsstål. Dette er særskilt viktig ved bruk av uinjisert spennsystem der spennarmeringa ligg i føringsrør med spesial fett slik at det er i forankringspunkta det vil være kritisk.

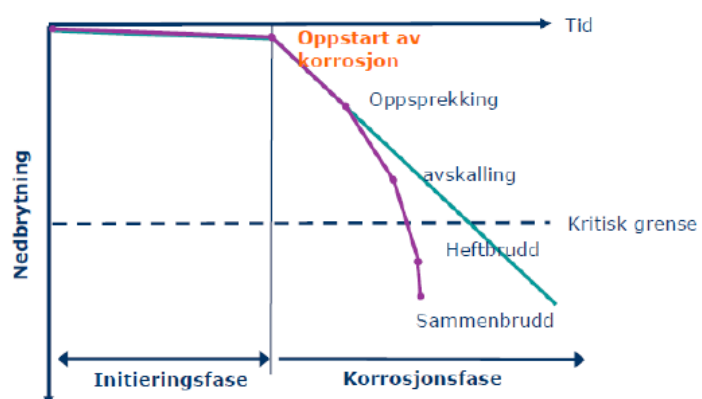
#### 1.1.4.1 Kloridinntrenging

Kloridinntrenging skjer ved at salt ion trenger inn i betongen, når kloridfronten trengjer inn til armeringa byrjar klorida å byte ned det passive sjiktet(oksidadfilm). For at korrosjon skal starta er det føresetnad om tilstrekkelig mengde klorid i konstruksjonen (kritisk kloridnivå) samt at det er tilgang på oksygen og vatn. Kritisk kloridnivå varierar frå konstruksjon til konstruksjon, samstundes som ein kan ha ulike nivå i ulike delar av same konstruksjon [5].



Figur 3: Kloridinntrenging [25]

Rustproduktet som blir danna har eit volum 5-7 gongar større enn stålet sitt. Dette verkjar sprengjande på betongen og ein vil få rissdanning, avskalling, tap av bæreevne og i verste fall samanbrot eller kollaps. Kloridinntrenging er delt inn i to fasar, *initieringsfasen* er tida det tar før kloridfronten når armeringa medan *korrosjonsfasen* syner nedbrytinga av samt konsekvensane av korrosjon



Figur 4: Kloridinntrenging ulike fasar [25]

Salt ion som fører til korrosjon kan være tilstades i produksjon av betongen eller tilført gjennom brukstida. I produksjon av betong kan klorid bli tilført gjennom bruk av kloridhaldige akseleratarar, sement, forureina tilslag eller ved bruk av kloridhaldig vatn. Det

er klorid i betongens porevatn som er hovudkjelda til nedbryting av det beskyttande oksidlaget på armeringa.

Kaiens underside, front og baksida under kai er mest utsett for angrep, lokalisert i skvalpesona som har kontinuerleg tilgang på oksygen og saltvatn, som begge er føresetnadar for at korrosjon skal finne stad. I skvalpesona har ein effekten gjennom konstant tørking og fukting som transporterer klorid inn i betongen. Medverkande er også betongens porestruktur, som fører til kloriddiffusjon av klorhaldig vatn gjennom kapillærsug.

Viktige parameter for prosjektering av betongkonstruksjonar i maritime miljø ein bør ta omsyn til:[1]

- Overdekning ( aukar initieringsfasen, perioden det tar før ein oppnår kritisk kloridnivå)
- Miljøklasse
- Bruk av alternativ armeringsmateriale
- Overflatebehandling
- Bestandig betong. Betongen sin evne til å motstå miljøet sin nedbrytande effekt[5]
  - Lavt v/c tal gjev lågare kapillærporøsitet
  - Tilset pozzolaner – lågare permeabilitet, tettare porestruktur

### 1.1.5 Alternativ armering

Å auke levetida til maritime betongkonstruksjonar i korrosivt miljø byr på store utfordringar reint teknisk og økonomisk. Reperasjonsarbeid og utbetring av korroderte betongkonstruksjonar eit utbreidd problem som gjev stor økonomisk kostnadar. Det har derfor blitt retta større fokus mot bruk av utradisjonelle/ alternative forsterkingsmaterialar som løysing på problemet dei siste åra. Dei mest omtala materiala er rustfritt stål og karbonarmering.[6]

#### 1.1.5.1 Rustfritt stål

Det vanlegaste rustfrie stålet er krumlegert stål (kruminnhald  $> 10,5\%$ ) elles blir det ikkje karakterisert som rustfritt. Kromlegeringa er det som gjev stålet auka motstand mot korrosjon. Krom dannar ein tynn kromoksidfilm på stålets overflate som verkar som eit passiviserande sjikt. I kombinasjon med betongens høge pH vil dette danne ekstra beskyttelse mot korrosjon. Nikkel legering blir også nytta til ein viss grad, sidan den også dannar ein beskyttande film samt gjev stålet auka duktilitet. Ulike legeringar gjev stålet ulike eigenskapar og krystallstruktur.[6]

Det kan være hensiktsmessig å nytta rustfri armering i kritiske stader i konstruksjonen, men ein må då sikre at det ikkje oppstår kontakt med vanleg armering pga forskjellig elektrisk potensiale. Dersom korrosjon finner stad vil den konsentrera seg på den vanlege armeringa fyrst pga lågare potensiale. [7]

### 1.1.5.2 Ikkje metallisk

Det er i seinare tid starta utvikling av ikkje metalliske materialar som karbon og glasfiberarmering. Karbonarmering er ikkje metallisk og dermed ikkje utsett for korrosjon frå kloridinntrenging, Karbon har betydelig strekkapasitet i forhold til vekt. [6]

Sjølv om fordelane ved å bruke alternative forsterkingsmaterialar, er store er dei økonomiske kostnadane knytt til produksjon for høge samtidig som det er mangel på standardar og designguidar.

Så langt ein ikkje får kostnadane ned vil ikkje dei være konkurransedyktige i forhold til tradisjonell armering.

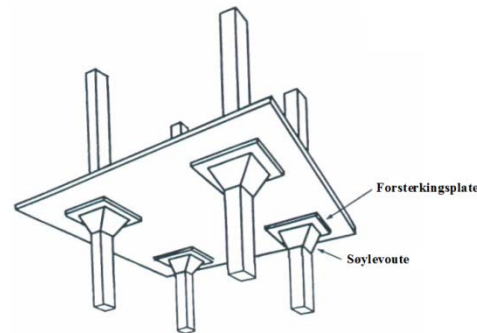
## 1.2. Flatdekke

Flatdekker er definert som bjelkelaus betongplate direkte opplagra på søyler.

Plata har hovudarmering i to retningar. Som armering nyttar ein anten slakk- eller spennarmering, eventuelt kombinasjon av dei to.

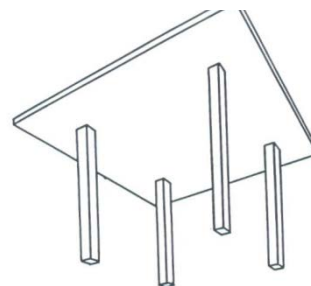
Flatdekker har i hovudsak to forskjellige former [3]:

1. Med søyleforsterking  
(forsterkingsplate og/eller søylevoute)  
Hensiktsmessig dersom plata har store moment- og skjerpåkjenning ved søylehovud



Figur 5: Flatdekke m/ forsterkingsplate og søylevoute [23]

2. Utan søyleforsterking, dvs plan underside



Figur 6: Flatdekke utan søylevoute [23]

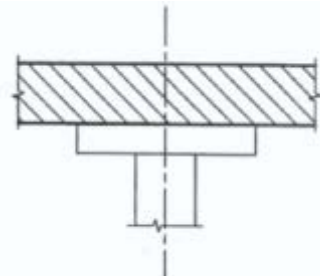
Som element i kaiar er bruken av flatdekker eit nytt bruksområde som er lite utforska, dette i hovudsak grunna dekkeelement som blir nytta i dag er godt utvikla og god kapasitet for dei store belastningar kaikonstruksjonar er utsett for. Dagens kaidekkeelement utfordrar allereie løftekapasiteten for transport/produksjon med ei utvikling i retning av dimensjonering for større og større nyttelaster, samtidig som ein ynskjer å redusera produksjons kostnader og tid gjer det aktuelt å sjå på alternative løysingar. [1]

### 1.2.1 Slakkarmert Flatdekke

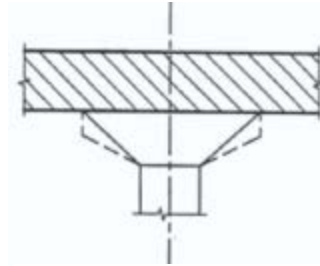
Tradisjonelt er står val av flatdekke mellom med eller utan søyleforsterking (søylevoute). Lastpåkjenning, funksjonelle eigenskapar, vedlikehald samt spennvidder er også av betydning når ein vel dekkeform. For kaikonstruksjonen i oppgåva er det hensiktsmessig å nytta søyleforsterking. Søylevouta gjev auka kapasitet med omsyn til moment og skjerooverføring frå dekket til søyle samt ein auka stivleik i søylepunkte vil gje forskyvingsreduksjon [3]. Når vekta av dekkeelement er av stor betydning er det hensiktsmessig å nytte søylevoute for å redusere dekketjukk. For forenkla berekningar er det satt føresetnad om momentstiv forbindelse mellom dekke og søyle.



Utforming av søylevoute er avhengig av ønska geometri og utføring med tanke på bruksområde. Uavhengig av geometri vil ein få stor auke i dekkets kapasitet og stivleik for søyleområdet [3]. For kaiar er det ynskjeleg med kjegle- eller pyramideforma søyleforsterking (Figur 8). Dette grunna undersida kai er svært utsett for korrosivt miljø. Sirkulær geometri er med på å redusere eventuelle skarpe overgangar mellom dekke og søyle, områder svært utsett for forvitring. Alternativt er kvadratisk utforming (Figur 7), som er mest nytta for bustad/industribygg der ein ikkje har same aggressive eksponeringsforhold, lettar utforming mhp. forskaling[3].



Figur 7: Søylevoute for kvadratisk søyle



Figur 8: Søylevoute for sirkulær søyle [3]

### 1.2.2 Etterspent Flatdekke

Etterspent betong er definert , oppspenning(påføring av strekkspenning i stålet) av stålet etter at betongen er utstøypt og tilstrekkelig herda.

Bruken av etterspente flatdekker er byrjar å blir svært utstrakt, særst som dekkessystem med store spenn vil ein få ein effektiv reduksjon av nedbøying [3].

I etterspente flatdekker skil ein mellom

- ❖ Injisert (samvirke)
- ❖ Uinjiserte (ikkje samvirke, mest brukt)

For samanlikning av eventuelle skilnadar er det i oppgåva gjennomført vurdering av begge spennsystema for dekkessystemet.

Kabelføringa i dekket følgje momentet (figur 20), størst moment over støtte og i felt fører til kabelprofil blir lagt med kurvatur nedst i felt og høgast over støtte for effektiv motverking av yte laster [8].

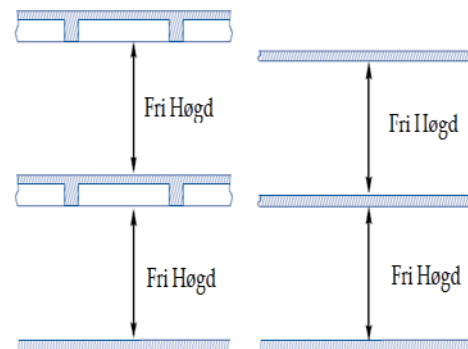
Horisontal fordeling av armeringa er også momentbestemt, etter fordeling av moment i felt og søylestriper [3]. (vidare omtala i kap.1.4.3)

Spennarmerte flatdekker er eit alternativ det er verdt å sjå nærare på. Som løysing på vektproblematikken samt totalkostnadar knytt til produksjon er bruk av spennarmering eit vekt- og prisgunstig alternativ

Som for slakkarmert, blir det spennarmerte flatdekket utført med sirkulære / kjegleforma søylevoute for betre kapasiteten mot skjer.

### 1.2.2.1 Fordelar

Etterspente flatdekker gjev god materialutnytting, større spennvidder med redusert dekketjukk (Figur 9). Dette er svært effektivt for innsparing av bygghøgde for høgare bygg, og i kaiar vil dette resultera i lettare dekkekonstruksjon. Ei himling fri for bjelkar gjev moglieheit for føring for ventilasjon og andre tekniske installasjonar [9].



Figur 9: Redusert Bygghøgde [24]

Tradisjonelle slakkarmerte flatdekker er det satt anbefalt avgrensing til spennvidder på ca 7 meter med tanke på nedbøying samt økonomisk. For etteroppspente flatdekker er maksimal spennvidde sett lik cirka 16 – 17 meter [13]. For å utnytte låg dekketjukk og avgrensa nedbøying frå store vertikallaster er det for etterspent flatdekke er det anbefalt spennvidd 7 – 12 meter

Som nemnt over er den store fordel og generell bakgrunn for bruk av spennarmert dekke moglieheita til å avgrense nedbøying. Dei ekvivalente vertikalkraftene motverkar eigenvekta og einaste bidrag til nedbøying kjem får nyttelasta. Andre fordelar er at belastning på søyler og fundament blir redusert når ein innfører vertikale ekvivalente krafter. [11]

Eit stort problem slakkarmerte flatdekker har er skjerkapasitet rundt søyle i form av gjennomlökkingskrefter [13]. Spennarmert flatdekke har ein auka kapasitet mot gjennomlökking fordi spennarmeringa gjev eit vesentlig bidrag til aksialtrykk i tverrsnittet, og dermed reduksjon i vertikalkrafta. Trykkspenningane påført betongen bidreg også til ein tettare betong og dermed ei betra bestandighet [13].

### 1.2.2.2 Ulemper

Sidan bruk av etteroppspent flatdekke som kaikonstruksjon er eit ”nytt” bruksområde er kompetansen avgrensa, og val av meir anerkjente dekker blir nytta.

Det er knytt store utfordringar til sikkerheita til uinjiserte spennsystem. Etter oppspenning blir all krafta overført til endeforankringa, noko som gjer at ein under prosjektering og utføring må sikre at ein reduserar/ungår faren for korrosjon eller skade på systemet, i verste fall kan dette resultera i samanbrot.

## 1.3 Spennsystem

Som nemnt under *Etterspent Flatdekker* er det to spennsystem som blir nytta i betongkonstruksjonar

- Uinjiserte spennkablar
- Injiserte spennkablar

Dei to systema har mange like eigenskapar, men det er også knytt fordelar og ulemper til dei ulike systema.

Dei ulike komponentane som inngår i spennsystem nytta i oppgåva

- Spennkablar
- Føringsrøyr
- Forankring
- Jekk
- Spesialfett (berre Uinjisert System)
- Injiseringsmørtel (berre Injisert System)

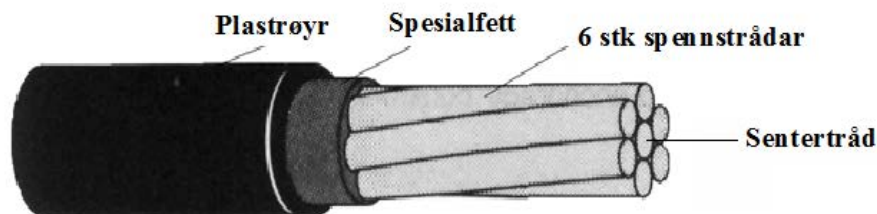
### *Spennkablar*

Felles for dei to systema er at dei begge nyttar spennkablar med same materialeigenskapar (sjå delkapittel 2.3.3). Ein spennkabel (monostrand) er bygd opp av 7 individuelle spenstrådar med diameter 4 – 5 mm [11]. Ein sentertråd med 6 trådar vikla rundt utgjer ein enkelt spennkabel. Dei mest vanlege tverrsnittdimensjonane nytta i spennkablar er som nytta i oppgåva 0,6" (150 mm<sup>2</sup>) men 0,5" (100 mm<sup>2</sup>) er også ofte nytta.

Som nemnt tidlegare er spennstål svært utsett for korrosjon dersom eksponert, dette er pga spenning av stålet vil føre til ein meir open porestruktur, større tilgang på oksygen og dermed svært korrosjonsømfintleg.

### 1.3.1 Uinjisert

Oppbygd av individuelle spennkablar ført i plastikkroyr fylt med spesialfett. (Figur 10)



Figur 10: Uinjisert Spennkabel

Er mykje brukt i dekkekonstruksjonar grunna plassparande samt lett utføring. Spennkabelen ligg "fritt" i konstruksjonen utan direkte kontakt (samvirke) med betongen, dette gjev auka krav/ merksemd til prosjektering av kaidekke konstant utsett for korrosivt miljø [10]. I verste fall kan korrosjon i forankringspunkta føra til samanbrot av konstruksjonen.

### **Føringsrøyrer og Spesialfett**

Føringsrøyreret er av polyetylen (Figur 10), og er tettsitjande rundt kabelen (diameter 20mm). [13]. Det blir sett krav til føringsrøyrrets eigenskapar, og i spesialfettet er det derfor tilsett eit antikorrosjonsmiddel som opptrer som vern for korrosjon. Fettet er uløyselig i vatn og taklar temperaturdifferansar frå -20 til + 50 grader celsius, dette gjer at kablane er anvendelig i dei fleste miljø [13].

### **Forankring**

Forankringa overfører strekkspenningane påført stålet ved oppspenning til trykkspenningar i betongen. Det er viktig at ein unngår brot i forankringa, ettersom dette medfører eit totalt spennkrafttap i spennkabelen. Nokre produsentar tilbyr beskyttelse av forankringa ved å nytta polyetylen kapsel, lufttett ,fylt med spesialfett eller injiseringsmørtel [10].

Skil mellom aktiv og passiv forankring. Forskjellen ligg i kva ende ein spenner opp armeringa. Aktiv forankring(Figur 11) er i enden det spennes opp, her vil ein fjerna delar av polyetylen røyreret for å gjera plass til jekken. Når jekken har oppnådd ynskja kraft setter ein på stålkilar som overfører spenninga frå stålet til betongen. I etterkant vil ein innkapsla det eksponerte område med beskyttande kapsel som nemnt over. Passiv forankring blir automatisk forankra ved utstøyping(Figur 12).



Figur 11: Aktiv forankring Uinjisert system [24]



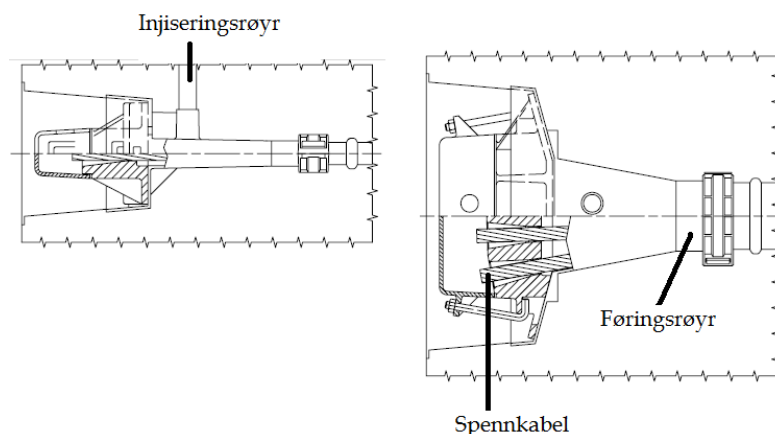
Figur 12: Passiv forankring Uinjisert system [24]

### 1.3.2 Injisert

Det injiserte spennsystemet nytta er system utvikla med tanke på bruk i flatdekkje [10], der det er ynskjeleg med låg plattjukn. Oppbygd av 4 spennkablær ført gjennom føringsrøyr betongen.

Spenner opp konstruksjonen med ønska kraft, for så å injisere føringsrøyra med spesialmørtel som sikrar heft (samvirke) mellom stål og betong.

For å illustrere korleis spennsystemet er oppbygd sjå figur 13.

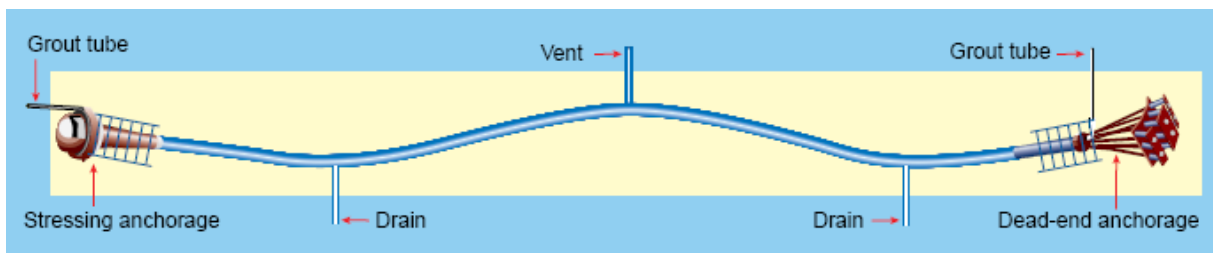


Figur 13: Injisert Føringsrøyr [10]

### **Føringsrør**

Spennkablane ligg i eit føringsrør, enten korrugerte stålrør eller som nytta i oppgåva plastikk [13]. Flate plastrør (figur 13) er det mest gunstige alternative for etterspent flatdekket med tanke på avgrensa plass samt ynskje om å halde totalvekta så låg som mulig. Det komplette rørsystemet skal bestå av injisering-, drenerings- og luftslangar (figur 14) som alle forbinder føringsrøret med fri luft.[10]

Injiseringsslangane nyttar ein for injisering av spesialmørtel, dreneringsslangane drenerer vekk vatn fram til injisering finn stad og luftslangane slepper ut luft og vatn ved injisering samt nytta til å injiserer mot slutten for å sikre komplett samvirke mellom stål og betong [9].



Figur 14: Illustrasjon av komplett rørsystem [24]

### **Injiseringmørtel**

Før ein injiserer mørtel i føringsrørene som sikrar permanent heft til betongen er det viktig å kontrollere rørsystemet, slik at ein sikrar å oppnå eit tett system. Injiseringmørtelen som ved reparasjonar av betongkonstruksjonar har eigenskapar lik eller betre enn prosjekttert betongkvalitet [5].

### **Forankring**

I likskap med uninjisert system er det to forankringspunkt ved oppspenning av systemet; Aktiv og passiv forankring (sjå figur 15 og 16). Prosedyren er også lik, men forskjellen her er at etter oppspenning vil ein kile fast spennkablane for så å injisere mørtel som sikrar heft til betongen.



Figur 16: Passiv forankring Injisert system [24]



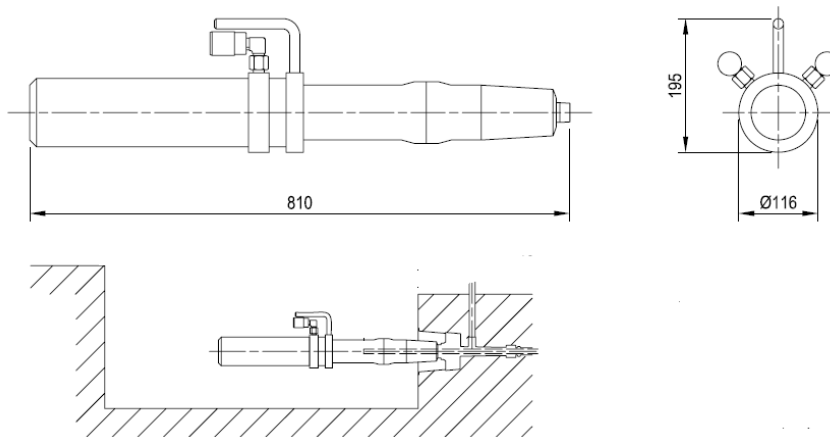
Figur 15: Aktiv forankring Injisert system [24]

## Jekk

For begge spennsystema blir det nytta hydraulisk oppspenningskraft(figur 17) kalla donkraft [13]. Påføring av donkraft skjer etter at betongen har oppnådd tilstrekkelig styrke.

Det er tidlegare omtala deler av oppspenningsfasen, her er kort gangen i oppspenning av spennsystem.

Hydraulisk jekk spenner opp spennkablane enkeltvis til ynskja kraft, stålkilar låser kablane til forankring, til slutt montering av vernekapsel eller injisering av røyrsystem alt etter kva system ein nyttar [11].



Figur 17: Hydraulisk jekk [10]

### 1.3.3 Forskjellar

I prosjektering av kaielement er det ulike aspekt ein må ta omsyn til når ein velgjer spennsystem, nokre av dei sentrale forskjellane med dei to systema er omtala i dette delkapittelet.

Den tydlegaste forskjellen mellom uinjisert og injisert ligg i akkurat injiseringa. Injisert spennsystem etablerer fullt samvirke med betongen, dette gjer at usikkerheita knytt til skade og korrosjon ved endeforankringa ikkje lenger er like kritisk som for uinjisert system, som ved skade vil risiker total kollaps/samanbrot. På den andre sida er utføring av injisering ei meir komplisert arbeidsoppgåve som er tidkrevjande og kan dermed være ei dårleg økonomisk løysing. Dette er viktig detaljar å vurdera ettersom økonomi og produksikkerheit står sentralt i alle prosjekter.

Oppspenning av større spennsystem blir gjort ved bruk innleidde firma med spesialkompetanse innanfor fagfeltet. Spennsystema vurdert i oppgåva er basert på oppspenning frå enkel jekk, fordelan er at oppspenningsprosedyren er lettare (ikkje avhengig av spesial utstyr og personell med naudsynt sertifiseringa) og ein kan nytta arbeidskraft allereie tilstades på byggjeplassen.

I tillegg til dei viktigaste aspekta (nemnt over) ved avgjersle av system er det fleire punkt som talar for og imot bruken av dei to. Uinjiserte kablar gjev muligheita for rask og enkle utføring av kablane, ein får svært små spenntap frå friksjon grunna føringsrøyrene er fettfylt og ved å unngå meir kompliserte injiseringsarbeidet vil bruken av dette systemet være generelt eit betre økonomisk alternativ [9].

Hovud argumentet som ofte talar for bruk av injiserte spennkablar, er som nemnt pga gode oppførsle i ulykkes situasjon, ein unngår total kollaps.

## 1.4 Verkemåte

### 1.4.1 Lastbalansering

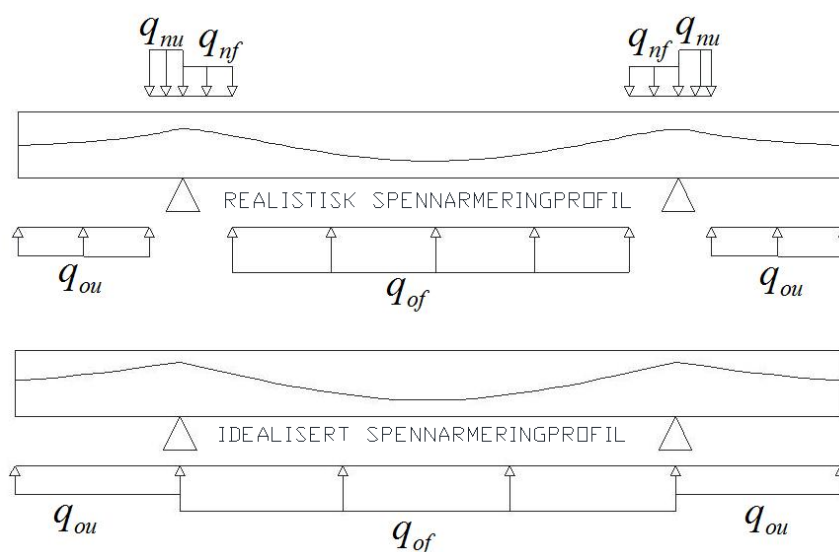
Metoden er basert på utnytting av vertikal krefter generert av krumma spennarmeringsprofil. Vertikale krefter frå spennarmeringa er også kjent som ekvivalent last eller krefter. For ein oppspent spennkabel vil krumminga bidra til å prøve å rette seg ut, ”sidan den ligg inne i betongen har den inga muligheit for dette, men blir haldt på plass av nedoverretta tverrkraft frå betongen”[11]. Dette resultere i at ein langs heile kabellengda har ei oppoverretta løftekraft.

Ein ynskjer å etablere eit spenningsbilete som kompenserar for spenningane eigenvekta og dei påførte lastene skapar. Å nytta parabelforma spennarmeringsprofil bidreg til å motverke ytre belastning frå eigenvekt og til dels nyttelast (lastbalanse). I tilfelle der den ekvivalente lasta motverker eigenvekta vil einaste bidraget til nedbøying være frå nyttelasta, dvs i ubelasta tilstand har ein inga nedbøying [11]. Berekningsmessig skil ein mellom to teoretiske tilfeller, ideell- og realistisk spennarmeringsprofil.

**Ideell spennprofil** er basert på parabelforma kabelprofil med knekk over opplegg, dette er aktuelt i tilfeller der ein har muligheit for forankring av kabel i ende i/over opplegg (knekkpunkt). Dette er ikkje mulig i tilfeller der ein fører spennkabel gjennom heile konstruksjonen, dette pga krav til krumming. Ein idealisert spennprofil vil gje oppoverretta ekvivalent last langs heile kabellengda (Figur 18), noko som i verkelegheita ikkje er realistisk [8].

**Realistisk spennprofil** : Ved å føre spennkabel gjennom heile konstruksjonen vil det over støtte/opplegg grunna krav vere jamn krumma bue, motsatt retta av i felt (Figur 19). Nedoverretta ekvivalent last over søyle er avgrensa i forhold til infleksjonspunkter, punkta ligg i  $\alpha \cdot L$  avstand frå opplegg (Figur 19) .

Figur 18 illustrerer korleis dei ekvivalente kreftene verkar for dei to spennarmeringsprofilane.

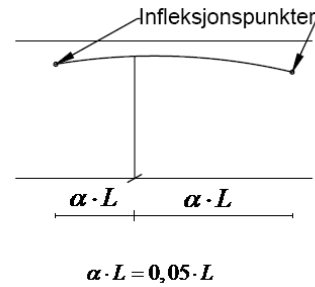


Figur 18: Realistisk og Idealisert Spennarmeringsprofil



I tilfelle med to like spenn (symmetri om opplegg) vil avstanden ( $\alpha \cdot L$ ) til infleksjonspunkt være lik ettersom avstanden avhenger av spennvidda. I tilfelle med ulik spennvidde til kvar side av opplegg (usymmetrisk) vil avstanden ( $\alpha \cdot L$ ) og være forskjellig (Figur 19).

Figur 18 syner fritt opplagt bjelke med symmetriske utkrager , ulike spennlengder i felt og utkrager gjev grunnlag for ulik avstand til infleksjonspunkt og ekvivalent last.



Figur 19: Inflexjonspunkt

Det er ynskjeleg å nytta spennarmringsprofil lik momentforløpet, for best mulig ta opp ytre belastning[8]. Profil lik momentforløpet gjev også konstruksjonen fri frå tvangsmomenter. Uavhengig av utforming av spennprofil er det likevekt i dei ekvivalente kreftene langs spennkabelen, dvs etter oppspenning er summen av alle lastene langs spennkabelen lik null.

Ekvivalent last for fritt opplagt bjelke samt utkrager er generelt uttrykt ved :[8]

$$q_{ekv.felt} = \frac{8 \cdot P \cdot h}{2L^2}$$

$$q_{ekv.utkrager} = \frac{2 \cdot P \cdot e}{L^2}$$

$P =$  Oppspenningskraft

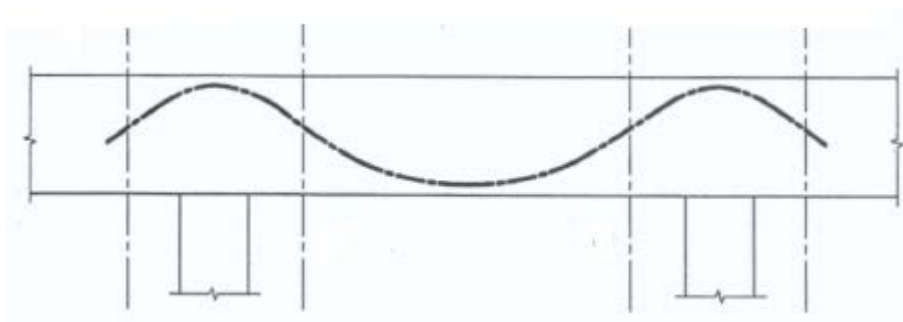
$e =$  eksentrisitet

$h =$  pilhøgd

$L =$  Spennvidde

## 1.4.2 Plassering

Det er i oppgåva nytta parabelforma spennarmeringsprofil (horisontalt). Dette som nemnt for å utnytta ekvivalente lasta krumminga av kabelen gjev på konstruksjonen. I figur 20 illustrerer prinsippet i korleis armeringsføringa er ( nedst i felt og øvst over støtte). Har ingen endeeksentrisitet, dvs ingen vertikalkomponent av forankringskrafta [11].



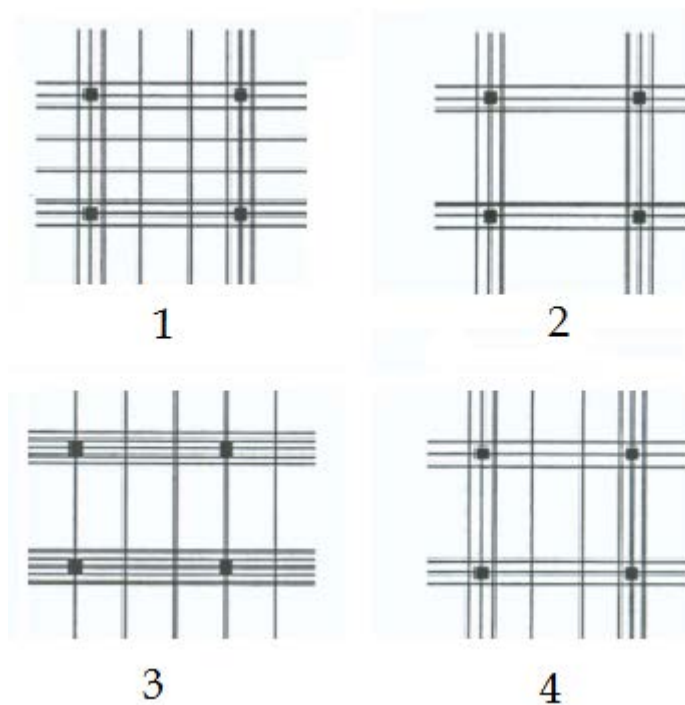
Figur 20: Plassering av spennkabel [3]

### 1.4.3 Fordeling av spennkabler

Fordeling av spennkabler i etterspente flatdekker kan utførast på forskjellige måtar. Ideelt sett ynskjer ein ei fordeling av kablane lik momentfordelinga i planet[3]. Kabelfordeling etter opptredande moment er ynskjeleg, største del kablar over støtte minst i felt. Redusert mengde i felt er også gunstig med tanke på unngå for høge betongspenningar som kan resultere i opprissing.

Ved å konsentrera kabelmengda over støtte bidrar dette til best lastbalansering. Reint praktisk er det kabelmengda det kjem an på, store kabelmengder gjev meir kompleks og arbeidskrevjande utføring.

Det er ingen fasit på korleis ein skal fordele spennarmeringa i flatdekker. I oppgåva er det valt å konsentrera mengdene over støtte, for utnytta balanserande effekten spennarmeringa har på konstruksjonen. I flatdekker med kontinuerlig spenn vil 60 - 75% av momenta blir tatt opp av søylestripene og resterande i feltstripa[12] dette stemmer og godt overeins med momentfordeling i EC2 Tillegg I. Andre alternativ er syna i under (Figur 21)[3]



Figur 21: Fordeling av spennkabler [3]

1. Valt fordeling av kablar, ideell fordeling med tanke på kreftene som verkar på konstruksjonen.
2. Konsentrert fordeling berre over støtte, gjev enklaste løysing men gjev ingen bidrag til forskyving i felt.
3. Konsentrert fordeling over støtte i retning med lengste spenn, jamt fordelt i retning kortaste spenn.
4. Konsentrer mengde over støtte i begge retningar, samt fordelt i felt i retning med lengste spenn.

## 1.5 Oppspenning

Oppspenning av spennstål er kort sagt kontrollert påføring av krefter. Påføring av kraft i størrelsesorden og med fordeling for å motverke dei ytre lastene [11].

Introduserer strekkspenning får spennstålet som overført til betongen opptrer som trykkspenning. Trykkspenningane blir anten overført via andeforankringa (uinjisert system) eller ved samvirke mellom betong og spennstål (injisert system).

Ynskjer å etablere eit spenningsbilete som kompenserer for spenningane eigenvekt og ytre belastning gjev på konstruksjonen.

Som nemnt tidlegare vil påført trykkspenning bidra til reduksjon i permeabilitet og opprissing av tverrsnittet, samt tverrkreftene frå spennarmeringa (ekvivalent last) vil redusere nedbøyinga (Ideelt sett konstant trykkspenning igjennom konstruksjonsdelens lengderetning [8]).

For oppspenning i av spennkablur er det satt avgrensing til følgjande:

Største tillete spenning ( $\sigma_{p,max}$ ) og spennkraft ( $P_{max}$ ) etter EC2 5.10.2.1

$$\sigma_{p,max} = \min \{ k_1 \cdot f_{pk}, k_2 \cdot f_{p0,1k} \}$$

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max}$$

Inklusiv anbefalt verdiar for  $k_1$  og  $k_2$  lik høvesvis 0.8 og 0.9

$$\sigma_{p,max} = \min \{ 0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0,1k} \}$$

Det er også satt krav til maksimal *initial oppspenning* ( $\sigma_{m0}$ ) og kraft ( $P_{m0}$ ), dvs spenning og kraft umiddelbart etter oppspenning.

$$\sigma_{m0} = \min \{ k_7 \cdot f_{pk}, k_8 \cdot f_{p0,1k} \}$$

$$P_{m0} = A_p \cdot \sigma_{m0}$$

Inklusiv anbefalt verdiar for  $k_7$  og  $k_8$  lik høvesvis 0.75 og 0.85

$$\sigma_{m0} = \min \{ 0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0,1k} \}$$

I oppgåva er det nytta fastleikar og materialfaktorar henta frå produsenten VSL og EC2.

Karakteristisk strekkfastleik ( $f_{pk}$ )

$$f_{pk} = 1800 \text{ MPa}$$

Tillete flytespenning(0,1 grense) ( $f_{p0,1k}$ )

$$f_{p0,1k} = 1600 \text{ MPa}$$

Dimensjonerande brotspenning ( $f_{pd}$ )

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$$

EC2 5.10.8 set krav til konstruksjon som nyttar spennsystem som ikkje har etablert samvirke mellom spennstål og betong. Dette grunna i brotgrensetilstand kan ein få stor nedbøying som kan resultera i ekstra tøying av stålet. EC2 gjev anbefalt auke i spenning så langt ikkje detaljerte berekningar er gjennomført.

$$\Delta\sigma_{p,ULS} = 100MPa$$

Dimensjonerande brotspenning blir då:

$$f_{pd} = \frac{\sigma_{p0} + \Delta\sigma_{p,ULS}}{\gamma_s}$$

$\sigma_{p0}$  - Spenning etter fråtrekk frå spenntap

### 1.5.1 Tap av Spennkraft

Det er kjent at ved dimensjonering av spennarmerte betongkonstruksjonar vil initial oppspenningskrafta reduserast med tida. Det er derfor viktig å definere krafta i spennarmeringa ved ulike nivå [12].

For å sikre seg at ein nyttar berekningsmessig korrekt kraft i spennarmeringa må ein inkludere reduksjon i spennkraft. Spennkrafttap blir hovudsakleg inndelt i to hovudkategoriar:[11]

*Korttidstap*: Tap som oppstår ved oppspenning av konstruksjonen, omhandlar

- Elastisk deformasjon
- Friksjonstap
- Låsetap

*Langtidstap*: tidsavhengige tap som

- Kryp
- Svinn
- Relaksasjon

### 1.5.1.1 Korttidstap

Tap av tøyingsdifferanse frå temperaturdifferanse er ikkje inkludert, sidan dette er mest aktuelt ved føroppspente konstruksjonar[11].

**Elastisk deformasjon** er tap av spennkraft som følgje av momentan deformasjon av betongen[14]. Tapet blir berekna som midlare tap i kvar spennkabel EC2 5.10.5.1 (2)

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \Sigma \left[ \frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right]$$

$A_p$  = Spennarmeringens tverrsnittsareal

$E_p$  = Spennarmeringens E-modul

$\Delta \sigma_c(t)$  = Spenningsendring i spennkabel ved tidspunkt t

$E_{cm}(t)$  = Betongens midlare E-modul ved tidspunktet t

$j$  = faktor tilsvarende  $\frac{(n-1)}{2 \cdot n}$  der n er identiske spennkabler som spenns opp

etter kvarandre, tilnærma verdi er blir satt lik 0.5

### Friksjonstap

Det vil oppstå kontakt(friksjonskrefter) mellom føringsrøyr og spennstål grunna valt kabelprofil[11]. Kurvatur i parabelforma spennprofil vil generere eit normaltrykk frå spennarmeringa på føringsrøyret ved oppspenning. Ved berekning av spenntap pga friksjon nyttar ein friksjonskoeffisient for tiltenkt system. Injisert system som er injisert med spesialfett som reduserer friksjon mellom materiala vil dermed gje eit lågare spenntap enn for uninjisert som har direkte kontakt mellom spennstål og føringsrøyr under oppspenning.

Friksjonstap blir berekna etter EC2 5.10.5.2

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max} \cdot (1 - e^{-\mu(\theta+k \cdot x)})$$

der

$\theta$  = summen av vinkelendring over avstanden x

$\mu$  = friksjonskoeffisient mellom spennstål og føringsrøyr

$k$  = utilsikta vinkelendring for innvendig spennkabel(pr. lengdeeeining)

størrelsesorden  $0,005 \geq k \geq 0,01$

$x$  = Avstand frå aktiv ende til betrakta snitt

Dersom det er ynskjeleg å redusera spenntapet frå friksjon kan ein[11]

- Redusera spennkabelkrumminga slik at den totale vinkelendringa blir redusert, effektiv metode for å redusere krumminga er å introdusera endeeksentrisitet i begge forankringspunkta.
- Oppspenning / jekking av spennkabel frå begge endar
- Overoppspenning med etterfølgjande slakking. (spenner opp til ynskja kraft i viktigaste området på konstruksjonsdelen, for deretter redusera jekkekrafta slik at spennarmeringa skapar motsatt retta friksjonskraft i ønska lengde frå enden.

## Låsetap

Etter oppspenning forankrar ein spennstålet til konstruksjonen ved hjelp av stålkilar. Stålkilane vil gli nokre millimeter i augneblinken når ein overfører oppspenningskrafta frå jekk til betong, kjent som låsetap. Det aktuelle tap er oppgitt av produsent og ligg som regel i størrelsesorden 4-5mm.

Berekning med konstant tøyingsreduksjon i heile spennstålets lengde er berre gyldig dersom ein ikkje har friksjon mellom spennstål og armeringsrøyr[11]. Sidan friksjon allereie er etablert i systemet kan ein berekna kor langt inn i kabelen låsetapet påverkar, etter [18]

$$l_{set} = \sqrt{\frac{\Delta L_{lås} \cdot E_p \cdot A_p}{a}}$$

der

$\Delta L_{lås}$  = Låsegliding gitt frå produsent (VSL)

$a = \frac{\Delta P}{L} \mu$  (stigningstall frå friksjonstapet)

$L$  = Spennkabel lengd

For vidare berekning av aktuelt låsetap i forankring, er avhengig av

$l_{set} > L$       Låsetap i både passiv og aktiv forankring

$l_{set} < L$       Låsetap i aktiv forankring, i passiv går mot 0

Finn deretter spennkrafttap pga låsing

$l_{set} > L$

$$\Delta P_{lås,aktiv} = \frac{\Delta L_{lås} \cdot E_p \cdot A_p}{L} + a \cdot L$$

$$\Delta P_{lås,passiv} = \frac{\Delta L_{lås} \cdot E_p \cdot A_p}{L} - a \cdot L$$

$l_{set} < L$

$$\Delta P_{lås,aktiv} = 2 \cdot a \cdot l_{set}$$

For å redusera låsetap kan ein overspenna spennkabelen for å kompensera for kileglidinga.

Då vil ein oppnår ynskja spennkraft i kabelen etter låsetap. Overspenning er kunn tillete i tilfeller der ein med nøyaktigheit kan måle jekkekrafta med avvik på +/- 5% EC2 5.10.2.1 (2)

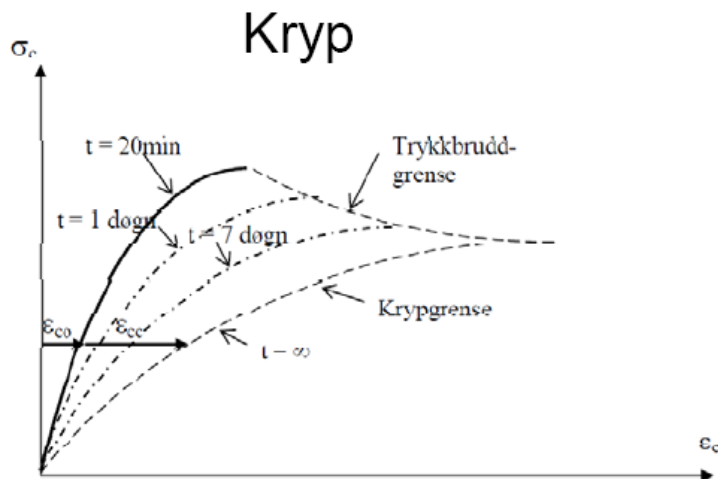
### 1.5.1.2 Langtidstap

Tidsavhengige tap kjem som nemnt av kryp og svinn i betongen og relaksasjon av spennstålet, aktuelt i alle spennarmerte konstruksjonar både før- og etteroppent.

#### Kryp

Definert som auke i tøyning over tid som følgjer av langtidslasters effekt på konstruksjonen. Berekningsmessig ser ein på spenning i armering og ut frå dette finn ein kryptøyning.

I oppgåva er det berekna kryptøyning for to metodar, antatt reint betongtverrsnitt samt ein som tek omsyn til spennarmeringas areal. For spenningsberekning er eigenlast og spennkraft definert som langtidslaster. Berekna betongtøyning ved spennarmering for kort og langtid, differansen vil gje tøyingsreduksjon i spennarmeringa.



Figur 22: Kryptøyning i betongen [11]

#### Langtids E-modul

$$E_{cL} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi}$$

$E_{cm}$  = E-modul for Betong

$\varphi$  = Kryptall (Nyttar EC2 Tillegg B for å finne aktuelt kryptall)

#### Betongspenning ved spennarmering

$$\sigma_c^t = \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot e$$

$N$  = Aksialkraft i tp pga forspenning

$M_t$  = Moment i tp pga forspenning og eigenlast

$I_t$  = Armerte tverrsnittets arealtrehetsmoment over tp

$A_t$  = Transformerte tverrsnittet

Gjev grunnlag for tøyings- og spenningsendring (kort og langtid)

$$\varepsilon_{cK} = \frac{\sigma_{c,kort}^t}{E_{cm}} \Rightarrow \Delta\sigma_{pK} = \varepsilon_{cK} \cdot E_p$$

$$\varepsilon_{cL} = \frac{\sigma_{c,Lang}^t}{E_{cL}} \Rightarrow \Delta\sigma_{pL} = \varepsilon_{cL} \cdot E_p$$

Tøyingsendring pga kryp

$$\Delta\varepsilon_{p,kryp} = \varepsilon_{cL} - \varepsilon_{cK}$$

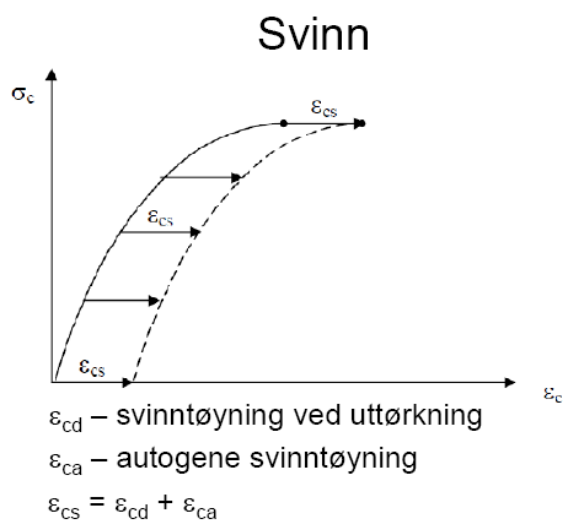
Spenningsendring pga kryp

$$\Delta\sigma_{p,kryp} = \Delta\sigma_{pL} - \Delta\sigma_{pK}$$

### Svinn

Uttørking av betongen resultere i svinntøyning i betongen. I motsetning til kryp er ikkje svinn avhengig av lastnivået[11]. Svinntøyning ( $\varepsilon_{cs}$ ) basert på to typar svinn, autogent og uttørkingssvinn.

Autogentsvinn ( $\varepsilon_{ca}$ ): reaksjonsproduktet frå vatn og sement fyller eit mindre volum enn reaktantane separat, dvs får ein volumreduksjon kjent som kjemisksvinn. Den ytre effekten av kjemisk svinn er kjent som autogentsvinn. Det autogene svinnet utviklar seg med betongens fastleiksutvikling, hovuddelen utviklar seg derfor på eit tidleg stadium etter utstøyping EC2 3.1.4.(6)



Figur 23: Svinntøyning [11]

$$\varepsilon_{ca} = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

Uttørkingssvinn ( $\varepsilon_{cd}$ ): Herda betong er utsett for luft vil tørke ut og utvikla uttørkingssvinn.

Betongplater er svært utsett for uttørkingssvinn grunna stor overflate i kontakt med atmosfæren. Inndelt i reversibel og irreversibeldel. Når konstruksjonsdelen blir oppfukta vil betongen swelle og ved uttørking vil betongen svinne, berre 40-70% av uttørkingssvinnet er reversibelt og resterande (irreversibelt) og årsak til uttørkingssvinn [5].

Uttørkingssvinn utviklar seg sakte grunna avhengig av fuktransport gjennom herda konstruksjonsdel, verdi for svinntøyning pga uttørking EC2 tabell 3.2 [14].



Frå berekna svinntøyning finn ein ei fiktiv kraft ( $N_s$ ) som gjev spennarmeringa same tøyning som svinntøyning.

$$N_s = |\varepsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_p$$

Resultierende svinntøyning ved spennarmeringa

$$\Delta\varepsilon_{p,svinn} = \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{cm} \cdot A_t} + \frac{N_s \cdot (e - y_t)}{E_{cm} \cdot I_t}$$

$y_t$  = avstand mellom betongtverrsnittets tp og armerte tverrsnittets tp

Finn spenningsendring i spennarmeringa pga svinn

$$\Delta\sigma_{p,svinn} = \Delta\varepsilon_{p,svinn} \cdot E_p$$

### Relaksasjon

Relaksasjon i spennstål er spenningstap når spennkablur er utsett for konstant tøyning over tid. Relaksasjonstapet er nesten identisk til effekten kryp har på betongen, men forskjellen ligg i at kryp er endring i tøyning mens relaksasjon er tap av spenning i spennstålet [12].

EC2 3.3.2 (4) Definere tre relaksasjonsklassar, med tilhøyrande verdiar EC2 3.3.2 (6)

Tabell 1: Relaksasjonsklassar [14]

Relaksasjonsklassar	Definisjon	$\rho_{1000}$
Klasse 1	Tråd eller tau → vanlig relaksasjon	8 %
Klasse 2	Tråd eller tau → låg relaksasjon	2,5 %
Klasse 3	Varmvalsa og bearbeida stenger	4 %

Den dimensjonerande verdien  $\rho_{1000}$  er basert på relaskasjonstapet (%) 1000 timar etter oppspenning og med middeltemperatur på 20° C [14].

I oppgåva er spennstålet definert i relaksasjonsklasse 2, berekning av relaksasjonstapet etter formel EC2 3.3.2 (7)

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

der

$\Delta\sigma_{pr}$  = Absoluttverdi av relaksasjonstapet

$\sigma_{pi}$  = Absoluttverdi av initiell forspenning

$t$  = Tid etter oppspenning (i timar)

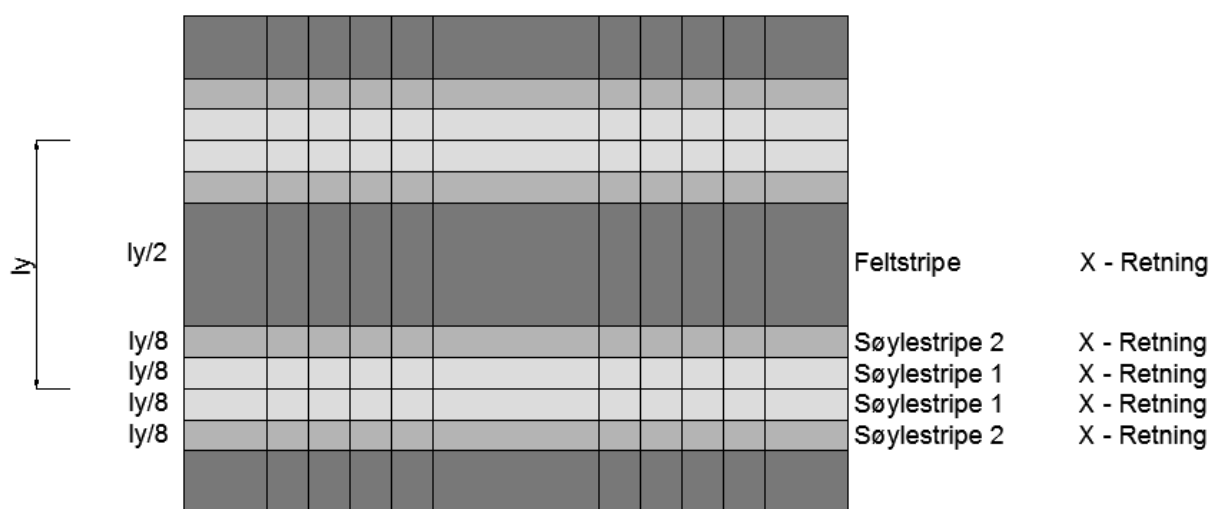
$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$$

## 1.6 Berekningsmodell

I denne oppgåva er det nytta berekningsmodell basert på forenkla elastisitetsteori, med grunnlag i enkel bjelketeori og momentintensitet for kontinuerlig plate [3].

Momentintensitetane er basert på empiriske testar og er ein anerkjent modell for dimensjonering av flatdekker. Basert på inndeling av plata i felt og søylestriper, med tilhøyrande momentintensitetar. Modellen nytta i oppgåva er henta frå [3].

Inndeling av plata i respektive søyle- og feltstriper er syna i figur 22. Feltstripebreidd er satt lik  $0.5 \cdot \text{spennvidd}$  vinkelrett på spennretninga, søylestripen1 og  $2 \cdot 0,125 \cdot \text{spennvidd}$  vinkelrett på spennretninga, dvs aktuell spennvidd for striper i x – retning nyttar ein  $l_y$  og for y – retning  $l_x$ . (illustrert i figur 22)



Figur 22: inndeling i søyle- og feltstriper (x - retning)

Etter anbefaling i [3] er det som tidlegare nemnt føresetnad om at plata er momentstivforbundet til søylene.

Figur 23 syner fordelinga av moment mellom søyle- og feltstriper. Følgjande notasjonar er nytta for momentintensitetane.

For Støttemoment ( $m_s$ )

$m_{SF}$  – støttemoment i feltstripe (kNm/m)

$m_{SS}$  – støttemoment i søylestripe (kNm/m)

For Feltmoment ( $m_F$ )

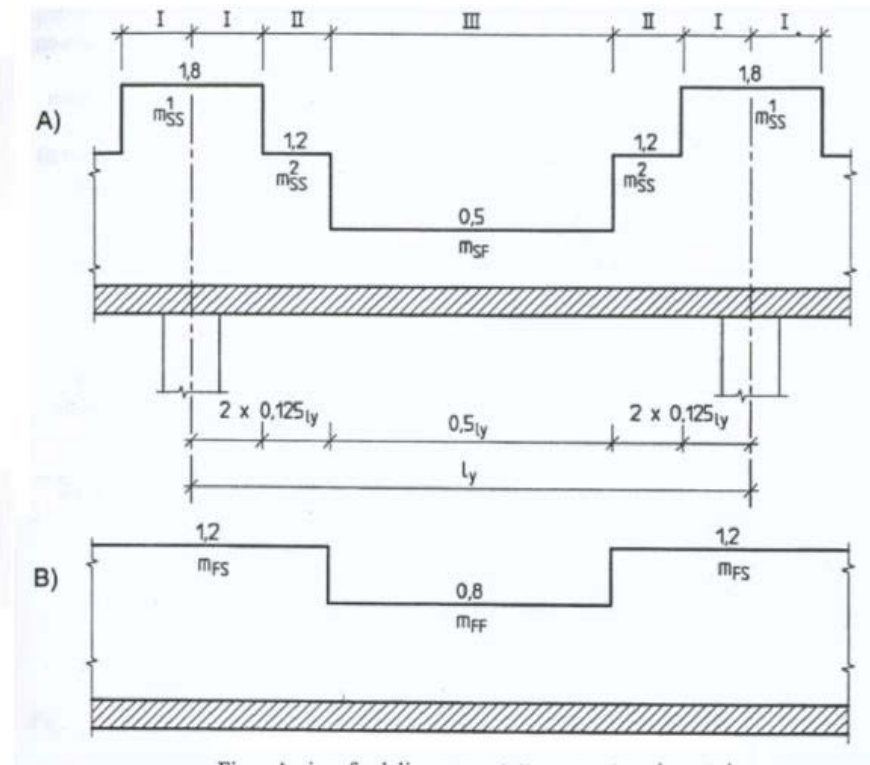
$m_{FS}$  – Feltmoment i søylestripe (kNm/m)

$m_{FF}$  – Feltmoment i feltstripe (kNm/m)

Det er viktig å merkja seg at momenta for ei aktuell breidd er kjent som stripemoment (kNm/m), medan for moment for heile breidda mellom søylene nyttar ein kNm

Momenta for kontinuerlige flatdekker blir berekna som for bjelkar/ plater, vidare fordeler ein støtte- og feltmomenta inn i stripemoment.

Figur 23 syner inndeling av stripemoment mellom søylene, der kvar av søylestripene er  $0.25 \cdot$  spennvidd vinkelrett på spennretning, summen av søylestripe 1 og 2 er lik feltstripebreidd på  $0,5 \cdot$  spennvidd vinkelrett på spennretning [3].



Figur A viser fordelingen av støttemomentene i x-retning  
 Figur B viser fordelingen av feltmomentene i x-retning

Til figur A:  
 I gjelder Søylestripe 1 (Indre søylestriper)  
 II gjelder Søylestripe 2 (Ytre søylestriper)  
 III gjelder Feltstripe

Figur 23: Fordeling av moment for x-retning [3]

For å nytta den forenkla berekningsmetoden er det sett krav til forholdet mellom spennviddene. I tilfeller der søylene ligg i eit rektangulært eller tilnærma rektangulært mønster skal følgjande krav tilfredstillast for å nytta forenkla berekningsmetodar:

Spennviddekrav :

$$\frac{l_{\min}}{l_{\max}} \geq 0,7$$

$l_{\min}$  = Minste spennlengd

$l_{\max}$  = Største spennlengd

For momentberekninga ved forenkla modell er spennvidda satt lik avstand mellom søylene, dette gjev ekstra sikkerheit mot dimensjonering rundt søyla. Vidare er det også viktig å påpeika at berekning av momentfordeling er tilnærma[3]. Det dimensjonerande momentet over støtte (søyle) er berekna ut frå at dekket er fritt opplagt på søyla, men grunna antatt momentstiv forbindelse mellom dekke og søyle kan ein velje å dimensjonere for moment ved søylekant.



## 2.DIMENSJONERING

Dimensjonering av konstruksjonar etter EC2 [14] skal gjennomførast i ulike grensetilstandar. Grensetilstand seier noko om situasjonen det skal dimensjonera for, dvs i aktuell grensetilstand skal oppretthalde tilfredstillande tiltenkt funksjon. Dei mest vanlege grensetilstandane det blir dimensjonert for er:

### Brotgrense (ULS – Ultimate Limit State)

Nytta av sikkerheitsbetyding med omsyn til konstruksjonens kapasitet mot brot.

EC 0 [16] gjev krav å påvise der det er aktuelt : Tap av likevekt for konstruksjonen eller deler av konstruksjonen (betrakte som stivt legeme), brot definert ved store deformasjonar , omdanning av konstruksjonen til ein mekanisme, samanbrot og tap av stabilitet.

### Bruksgrense (SLS - Serviceability Limit State)

Nytta av funksjonsbetyding med omsyn til konstruksjonens funksjonsdyktigheit ved normal bruk.

EC 0 [16] gjev krav for påvisning av bla. menneskes komfort og konstruksjonens utsjånad. For grensetilstanden blir det også satt krav til nedbøying, riss, spenningsavgrensing samt sikre konstruksjonens bestandighet,

For at betongkonstruksjonar skal oppretthalde krav frå standardverk som bla. styrke og utsjånad gjennom brukstida utan omfattande vedlikehaldsarbeid, er det sentralt i dimensjoneringa å gjere grundig vurdering av pålitelegheit og bestandighet. Sær viktig er dette i maritimt miljø der overdekning og betongsamansetning er parameter som er sentrale for å sikre konstruksjonens pålitelegheit i forhold til brukstid.

## 2.1 Bestandighet og pålitelegheit

Bestandighet er betongens evne til å motstå miljøets nedbrytande effekt på.

Generelt er bestandig konstruksjon ein konstruksjon som opprettheld krav til bla. styrke og stabilitet gjennom den dimensjonerande brukstida.[14]

EC Tabell2.1 gjev anbefalt dimensjonerande brukstid (i år) for ulike konstruksjonar

Tabell 2: Dimensjonerande Brukstid

Dimensjonerande Brukstidskategori	Veiledende dimensjonerande brukstid (år)	Eksempel
1	10	Midlertidige konstruksjonar
2	10 til 25	Utskiftbare konstruksjonsdelar
3	15 til 30	Landbruksbygningar og liknande konstr.
4	50	Bygningskonstruksjonar og andre vanlige konstr.
5	100	Monumentale bygningskonstruksjonar

Konstruksjonen blir gjennom dimensjonerande brukstid utsett for miljøpåverknadar, mekaniske, kjemiske og andre fysiske forhold. EC2 4.2 Tabell 4.1 gjev klassifisering for dimensjonering av konstruksjonens miljøpåverknad i eksponeringsklassar. .

For at konstruksjonen skal være tilstrekkelig beskytta mot miljøpåverknad samt oppretthalde funksjon og utsjånad gjennom dimensjonert brukstid, er det viktig å sikre tilstrekkelig overdekning til armeringa.

Skal nytte ein minimumsoverdekning ( $c_{min}$ ) som skal sikra overføring av krefter vha. heft, beskytte armering mot korrosjon og tilfredstillast krav til brannmotstand. [14]

### EC2 4.4.1.2(2)P Minimumsoverdekning

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm)$$

der

$$c_{min,b} = \text{min overdekning med omsyn til heft (EC2 NA.4.4.1.2(3))}$$

$$c_{min,dur} = \text{min overdekning med omsyn til miljøpåverknad}$$

$$\text{Armeringsstål} \rightarrow \text{EC2 NA.4.4.1.2(5) TabellNA.4.4N}$$

$$\text{Spennstål} \rightarrow \text{EC2 NA.4.4.1.2(5) TabellNA.4.5N}$$

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \text{tillegg for sikkerhet}$$

$$\Delta c_{dur,st} = \text{reduksjon ved bruk av rustfritt stål}$$

$$\Delta c_{dur,add} = \text{reduksjon ved bruk av tilleggsbeskytting}$$

NB! Nominell overdekning skal være angitt på teikningane, definert som ( $c_{nom}$ ), der er avvik ( $\Delta c_{dev}$ ) skal tas omsyn til i dimensjoneringa.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

der

$$\Delta c_{dev} = 10mm \text{ (EC2 4.4.1.3)}$$

## 2.2 Laster

Lastene blir klassifisert etter tidsavhengig påverknad på konstruksjonen. I oppgåva er det i både brot- og bruksgrense klassifisert følgjande laster[16]

Permanent - Eigenvekt til konstruksjonen (G)

Variabel - Nyttelast eller Punktlast (Q)

Notasjonar nytta er anbefaling frå standardverk.

For å syna et ein ikkje overskrir dimensjonerande verdiar for last i grensetilstand, er det medrekna ein partiellfaktor som tek omsyn til mulig ugunstig avvik for lastens verdi. Aktuelle lastkombinasjonar i brotgrense er nytta faktorar gitt i EC NA.1.2(B) og er syna i tabell 3

Tabell 3: Lastkombinasjonar frå [16]

Vedvarande og forbigående dimensjonerande situasjon.	Permanente laster		Dominerende variabel last
	Ugunstig	Gunstig	
6.10a	$\gamma_{Gj,sup} * G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} * G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$
6.10b	$\xi_{Gj,sup} * G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,sup} * G_{kj,sup}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$

Kombinasjon frå variabel nyttelast vil i både brot- og bruksgrensetilstand bli satt lik  $\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$  der  $\psi_{0,1}=1,0$ . Faktoren  $\xi$  er i Noreg satt  $0.89*1,35=1.2$ . Laskombinasjon med tilhøyrande verdiar syna i tabell 4.

Tabell 4: Lastkombinasjon i brotgrense m/tilhøyrande verdiar

Vedvarande og forbigående dimensjonerande situasjon.	Permanente laster Eigenvekt		Dominerende variabel last Nyttelast
	Ugunstig	Gunstig	
6.10a	$1.35 * G_{kj,sup}$	$1,0 * G_{kj,inf}$	$1.05 * Q_{k,1}$
6.10b	$1,2 * G_{kj,sup}$	$1,0 * G_{kj,sup}$	$1,5 * Q_{k,1}$

### Spennkraft

For spennarmeringsberekning i brotgrense må ein multiplisera krafta med lastfaktor ( $\gamma_p$ ).

Anbefalt verdi frå EC2 NA.2.4.2.2(1):

$\gamma_p = 0.9$   $\Rightarrow$  Gunstig effekt, verkar same vei som moment frå eigenvekt og nyttelast

$\gamma_p = 1.1$   $\Rightarrow$  Ugunstig effekt, verkar motsatt vei av moment frå eigenvekt og nyttelast

Ved berekning av i brotgrense kan effekten spennarmeringa gjev på konstruksjonen anten betraktast som ytre laste eller som indre motstand, forskjellen ved å betrakte som ytre last er at ein nyttar M-N.diagram for berekning mens for tilfelle der ein betraktar som indre motstand bereknar ein som for slakkarmert.

Ytre belastning – vanlegvis nytta når spennarmeringa ligg i tverrsnittets trykksone  
Indre motstand – vanlegvis nytta når spennarmeringa ligg i tverrsnittet strekksone. Dette er som regel tilfelle når tverrsnittet er utsett for moment frå eigenvekt og nyttelast i tillegg til spennkrafta.[11]

*Bruksgrense:*

Dimensjonerande verdiar i bruksgrensetilstand nyttar ein for permanente og variable laster faktor lik 1.0.

Dimensjonering skal være basert på lastmodellar og modellar for konstruksjonsberekning for dei aktuelle grensetilstandane [16].

Alle dei permanente lastbidraga frå konstruksjonen blir berekna som eigenlast. Etter EC1 [17] Tillegg A er tyngdetettleiken til betong (tabell 5)

**Tabell 5: Tyngdetettleik Betong**

Type	Tettleik ( $\rho$ )
Betong normalarmert	25 kN/m <sup>3</sup>
Betong	24 kN/m <sup>3</sup>



## 2.3 Materialeigenskapar

Sentralt innanfor materialeigenskapane er materialfaktoren. Materialfaktoren er ein sikkerheitsfaktor som avhenger av materialet som blir nytta. Faktoren for materiala omtala her er:

$$\gamma_c = \text{betong}$$

$$\gamma_s = \text{armering / spennarmering}$$

I dette kapittelet syner ein oversikt over materiala nytta i dimensjonering av flatdekkessystem med tilhøyrande verdiar frå Eurokode 2 [14].

### 2.3.1 Betong

I spennarmerte betongkonstruksjonar nyttar ein ofte betong med høgare fastleik enn i slakkarmerte konstruksjonar, dette grunna dei store trykkpåkjenninga ved oppspenning av spennstålet[11]. Betong med høg fastleik er hensiktsmessig å nytta i konstruksjonsdelar med store spenn for å redusere eigenvekta, samt pga høge lokale trykkspenningar i forankringane.

Betongens samansetning med omtanke til minimalt tap pga kryp og svin krevjar spesiell omsyn, slik at effekten av oppspenning ikkje blir redusert (tap av spennkraft). Tett betong med lavt vatn/ sement – forhold er ønskjeleg for å gje spennarmeringa ein relativ effektivt vern mot kloridinntrenging.

I dimensjoneringa av faltdekke er det nytta betong kvalitet B50 M40, både for slakk- og spennarmert flatdekker. Notasjonen M40 er minste bestandighetsklassifiseringa for aktuell betong med tanke på eksponeringsklasse.[14 tabell NA.4.4/5N]

Materialeigenskapane samt tilhøyrande materialfaktorar for betongkvalitet B50 er henta frå EC2 Tabell 3.1

Sentrale fastleik- og deformasjonsegenskapar etter EC2:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8MPa$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} \leq B50$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctk,0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctk,0.95} = 1.3 \cdot f_{ctm}$$

$$E_{cm} = 22 \cdot \left[ \frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3} \quad (f_{cm} \text{ i MPa})$$

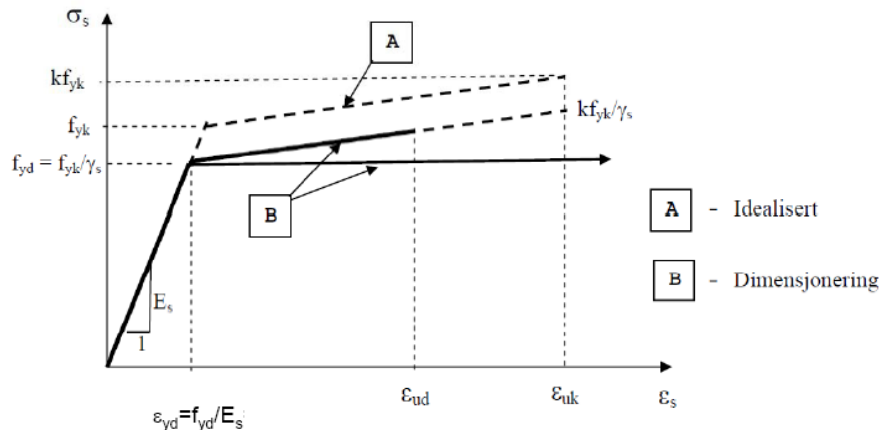
$$\varepsilon_{c1} = 0.7 \cdot f_{cm}^{0.31} \leq 2,8$$

Noter: koeffisienten  $\alpha_{cc}$  tek omsyn til effekten av at langtidslaster gjev trykkfastleiken ein reduksjon og ugunstig verknad pga korleis lasta blir påført. EC2 NA.3.1.6

### 2.3.2 Armeringsstål

I dimensjoneringa er det nytta armeringsstål B500C kvalitet. Dette er den mest nytta kvalitet for armering. Armeringsstålet er varmvalsa med "kammer" på overflata, derav namnet kamstål. Dei tverrgåande "kammane" gjev ei mekanisk fordjuping og det er dette som er med på å sikra samvirket mellom betong og armeringsstål[11].

Armeringsstål er å finne i ulike diameter, typisk 8,10,12,16,20,25,32mm i lengder på 6m/12m.



Figur 24: Arbeidsdiagram armeringsstål [14]

EC2 3.2.7(2) gjev dimensjoneringsføresetnadar for bruk av armeringsstål

- Lineær fastning med dimensjonerande grensetøyning  $\epsilon_{ud} = 3\%$  og  $k = 1,04$
- Horisontal øvre del der det ikkje er naudsynt å påvise grensetøyning.

Som skjerarmering er det i oppgåva valt T-hovud armering.

T – hovud armering forankrar armeringens fulle reelle brotstyrke kunn i hovudet. Bidreg til reduksjon i materialmengd samt er mindre plasskrevjande samanlikna med tradisjonell skjerarmering. T – hovud er lettare å handtere dette gjev kortare arbeidstid til plassering. Lettar ein utføring bidrar dette til betra utstøyping og meir bestandig betong, som er viktigmoment ved dimensjonering for betongkonstruksjonar i maritime miljø [15].



Figur 25: Skjerarmering (T-hode)[22]

### 2.3.3 Spennstål

Spennstål nytt er av høg fastleik, dersom ein ynskjer maksimal effektiv oppspenning av flatdekket slik at ein ikkje får strekkspenningar i bruksgrense er det avgjerande å nytta høg fastleik på stålet[11]. Ein vil få tap av spennkraft i stålet over tid pga. kryp og svinn i betong samt reduksjon frå relaksasjon i stålet. Derfor er det avgjerande å nytta høg kvalitet for å minimera/redusera eventuelle tap.

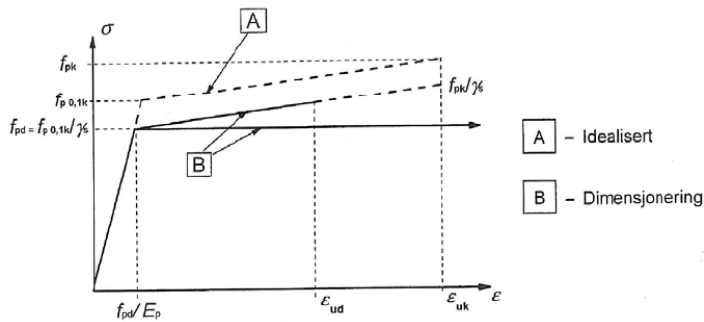
Flytespenning nyttar ein 0,1% karakteristisk strekkgrense  $f_{p0,1k} = 1500 - 1800 \text{ MPa}$ , er tilnærma tre gonger fastleiken til vanleg armeringsstål, anbefalt verdi for karakteristisk strekkfastleik ligg i området cirka 10% høgare enn  $f_{p0,1k}$  [11]

(Verdiar for fastleikar er omtala i kapittel 1.5)

E-modul for spennstål ( $E_p$ ) er inndelt avhengig av klassifisering av spennstålet.

- Tråd og stenger er anbefalt verdi  $E_p = 205 GPa$ . Variasjon i e-modul grunna produsent og produksjonsprosess vil faktisk verdi ligge i området 195 til 210  $GPa$
- Tau er anbefalt verdi  $E_p = 195 GPa$ . Variasjon i e-modul grunna produsent og produksjonsprosess vil faktisk verdi ligge i området 185 til 205  $GPa$

Grunna muligheit for variasjon i spennstålets e-modul bør ein nytta verdi produsenten angir i sertifikat ved levering [14].



Figur 26: Arbeidsdiagram spennstål [14]

Skal for berekning i brotgrensetilstand nytta idealisert dimensjonerande spennings-tøyingsamanheng frå arbeidsdiagram over.

## 2.4 Brotgrensetilstand

### 2.4.1 Momentdimensjonering

For forenkla berekning av dimensjonerande moment nyttar ein bjelketeori samt inndeling i søyle- og feltstriper med tilhøyrande momentintensitetar (kap. 1.6). Det er mulig å nytta FEM – berekningar ved bruk dataverktøy men dette er ikkje gjort i oppgåva.

EC2 6.1 (2) set berekningsføresetnadar for berekning i brotgrensetilstand

- ❖ Plane tverrsnitt forblir plane (Naviers hypotese)
- ❖ Tøyning i armering eller spennkabler med full heft, uavhengig av strekk eller trykk, er den same som for betongen omkring.
- ❖ Oppretthalde spennings- og tøyningseigenskapar frå EC2 3.1.7
- ❖ Ser vekk frå betongens strekkfastleik
- ❖ Initial tøyning i spennkabler er grunnlag for bestemming av spenning i spennkablane.

For vidare berekning av tverrsnittets kapasitet for bøyning, må ein definera brotkriterium dvs når brot inntreff[11].

Brotkriterium:

- ❖ Trykkbrot i betongen når trykktøyning i betongen ( $\varepsilon_c$ ) er lik tøyingsgrense ( $\varepsilon_{cu}$ )

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$$

avhenger av valt spennings- tøyingssamanheng for dimensjonering av tverrsnitt etter EC2.

- ❖ Brot i armeringa:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{ud}$$

$$\varepsilon_{ud} = \text{Gitt av EC2 N.A.3.5(901)}$$

### Slakkarmert

Normal praksis i Noreg er kapasitetsberekning for normal armert tverrsnitt, dvs armeringstøyning ved brot ( $\varepsilon_s = 2 \cdot \varepsilon_{yk}$ ), samt fullt utnytta trykksone[11].

Betongtrykksoneas dimensjonerande momentkapasitet ( $M_{Rd}$ )[11]

$$M_{Rd} = 0,275 \cdot f_{cd} \cdot d \cdot b^2$$

der

$$K = \lambda \eta \cdot (1 - 0,5 \lambda \alpha) \alpha$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = 0,8 \\ \eta = 1,0 \end{array} \right\} \text{for } \leq B50 \text{ (Mest nytta verdiane)}$$

For eit fullt utnytta betongtverrsnitt med trykksonehøgde  $\alpha d \approx 0,4$  (henta frå [11]) blir momentkapasiteten

$$M_{Rd} = 0,275 \cdot f_{cd} \cdot d \cdot b^2$$

Naudsynt armeringstverrsnitt finne ein ved hjelp av formel

$$A_s = \frac{M_{ED}}{f_{yd} \cdot z}$$

der

$$z = 0.835 \cdot d \text{ (indre momentarm)}$$

$$f_{yd} = \text{armeringens dimensjonerande flytegrense}$$

(Det kan i nokre tilfeller være aktuelt med trykkarmering i tverrsnittet, ein situasjon der ytre dimensjonerande moment overgår betongens trykksonekapasitet ( $M_{ED} \geq M_{Rd}$ )).

Strekkarmering blir dimensjonert for ( $M_{Rd}$ ) og trykkarmeringa må ta opp resterande ytre dimensjonerande moment ( $\Delta M_{ED} = M_{ED} - M_{Rd}$ )

For plater vil betongtrykksone sjeldan være fullt utnytta, dette grunna at bruksgrensekraft ofte vil være dimensjonerande for platetjukk (nedbøying og rissvidder), samt ein har varierende moment i platebreidda.

I tilfelle der tverrsnittets trykksone berre er delvis utnytta, dvs  $M_{ED} \leq M_{Rd}$ , er det hensiktsmessig å redusere trykksone høgda ( $\alpha d$ ) [11]. Ved å multiplisere forholdet mellom dimensjonerande moment ( $M_{ED}$ ) og fullt utnytta momentkapasitet ( $M_{Rd}$ ), dette resulterer i følgjande indre momentarm ( $z$ )

$$\alpha d = \frac{M_{ED}}{M_{Rd}} \cdot 0,4d \Rightarrow z = d - 0,5\lambda \alpha d$$

### Spennarmert

Momentbidraget frå spennarmeringa ( $M_{pd}$ ) finn ein ved formel

$$M_{pd} = f_{pd} \cdot A_p \cdot z_p$$

der

$$z_p = \text{indre momentarm til spennarmeringa}$$

I deler av plata kan det være at spennarmeringen ikkje har tilstrekkelig momentkapasitet det vil her være naudsynt med tilleggsarmering (slakkarmering) utover minimumskrav.

Dimensjonerer då for differansen mellom opptredande ( $M_{ED}$ ) og momentbidrag frå spennarmeringa ( $M_{pd}$ ).

$$A_s = \frac{M_{ED} - M_{pd}}{f_{yd} \cdot z_s}$$

I alternativ der ein nytta spennarmering, vil den totale momentkapasiteten bestå av bidrag får både spenn- og slakkarmeringa. Slakkarmeringsmengd er usikker, men krav til minimumsarmering må være opprettheldt.

Slakkarmeringsbidraget ( $M_s$ )

$$M_s = f_{yd} \cdot A_s \cdot z_s$$

der

$z_s$  = indre momentarm til slakkarmeringa

Endeleg momentkapasitet ( $M_d$ ) blir då:

$$M_d = M_s + M_{pd} \qquad M_d \geq M_{ED}$$

### 2.4.1.1 Minimumskrav etter EC2

- ❖ Minimumsarmeringskrav er gitt i EC2 N.A.9.2.1.1 (1)

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \left( \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \right) \cdot b \cdot d$$

der

$f_{cm}$  = middelvei for betongens aksialtrekkfastleik

$f_{yk}$  = armeringens karakteristiske flytegrense

og

$$A_{s,\min} \geq 0,0013 \cdot b \cdot d$$

- ❖ Maksimal senteravstand gitt i EC2 N.A.9.3.1.1 (3)

$$s_{\max,slab} = \min(3 \cdot h, 400mm) \Rightarrow \text{for hovudarmering}$$

$$s_{\max,slab} = \min(3,5 \cdot 450mm) \Rightarrow \text{for fordelingsarmering}$$

- ❖ Fri avstand mellom armeringsstenger med omsyn til utstøyping EC2 N.A.8.2 (2)

$$a_h = \max \{ 2 \cdot \phi, d_g + 5mm, 20mm \}$$

der

$d_g$  = maksimal tilslagsstørrelse

Dersom ein har bøyearmering i fleire lag må

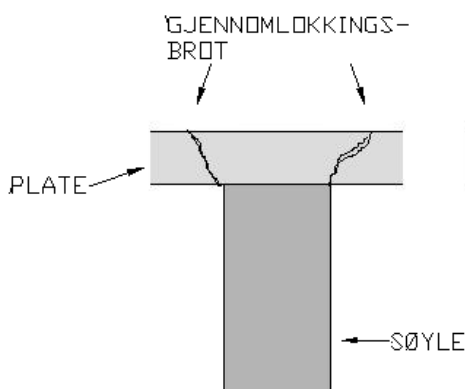
$$a_v = \max \{ 1,5 \cdot \phi, d_g + 5mm, 20mm \}$$

- ❖ EC2 9.4.1 (2) set ved innersøyle krav om at  $0,5 \cdot A_t$  av overkantarmeringa skal leggast innanfor ei breidd som tilsvarer  $0,125 \cdot$  spennvidda for kvar av søylene.  $A_t$  er armeringsarealet som er naudsynt for å ta opp heile negative momentet over breidda av dei to platehalvdelane til kvar side av søylene [14].
- ❖ EC2 9.4.1 (3) Skal ved innvendig søyle leggast underkantarmering (min. 2 stenger) i kvar ortogonale retning. Skal ved eventuelle skjerbrot hindre totalt samanbrot og bør førast gjennom søylene.

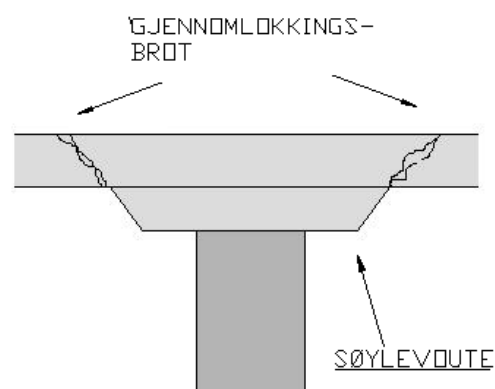
### 2.4.2 Skjerdimensjonering

Skjer er normalt ikkje kritisk for betongplater utsett for jamt fordelt last opplagra på bjelkar eller vegg, fordi skjerkraft pr. lengdeining då er relativt låg. For flatdekker kan skjerkreftene vær kritiske, spesielt med tanke på konsentrerte laster [19]. Konsentrerte laster blir her sett på som overføring av krafter frå søyla til dekket, altså søyleverrsnittet påverknad på dekket. Ved stor belastning kan overføring av skjerkreftene langs søylesnittet bli så høge at dei resulterer i gjennomlokkingsbrot (Figur 27).

I tilfeller som for kaikonstruksjonar, der ein har store nytte- og punktlaster, er det derfor hensiktsmessig å nytte søyleforsterking (Figur 28) som vil fordele skjerkrafta langs eit større snitt ( redusert skjerkraft pr. lengde eining) dette bidreg til auka kapasitet mot gjennomlokking.[2] .



Figur 27: Gjennomlokkning u/søylevoute

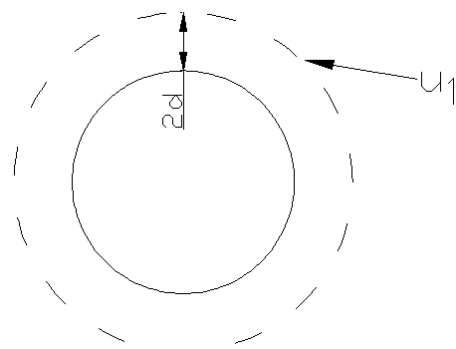


Figur 28: Gjennomlokkning m/søylevoute

EC2 gjev retningslinjer for skjerdimensjonering av søyle - dekke forbindelse. (EC2 6.4.3)

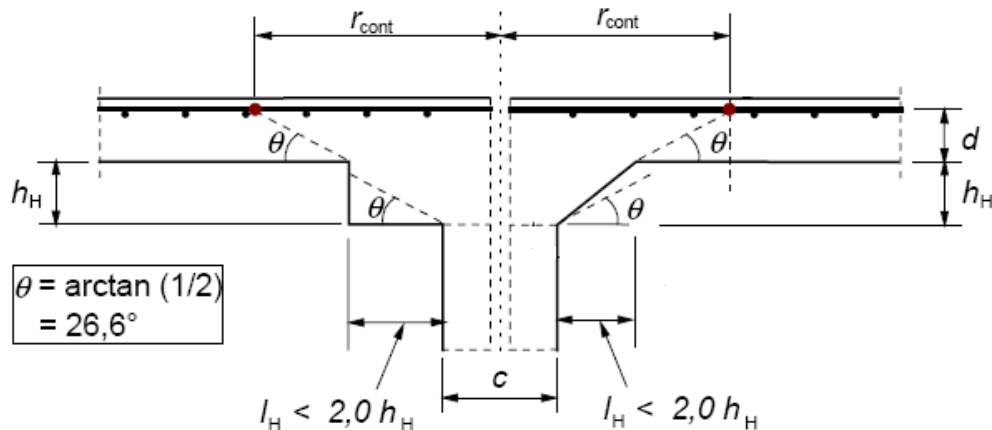
1. Kontrollerer skjerstrekkapasiteten utan skjearmering ( $V_{Rd,c}$ ), dersom ein overskrir kapasiteten og det er naudsynt med skjearmering
2. Bereknar ein skjerkapasitet inklusiv skjearmering ( $V_{Rd,cs}$ ), basert på at skjearmeringa tek opp all skjerkraft. Der det er berekningsmessig naudsynt med skjearmering må ein påvise eit ytre kontrollsnitt der det ikkje lengre er naudsynt med skjearmering.
3. Kontroll av skjetrykkkapasitet ( $V_{Rd,max}$ ), representere maksimal skjerspenningkapasitet for konsentrerte laster langs det aktuelle kontrollsnittet

Dei innvendige søylene blir sett på som sentrisk belasta, skjerpåkjenninga blir då berekna ved å fordela reaksjonskrafta frå søyla langs eit kritisk snitt (Figur 29). Etter EC2 skal ein kontrollera konsentrerte laster i kritisk kontrollsnitt ( $u_1$ )  $2d$  frå søylekant



Figur 29: Kritisk kontrollsnitt

Dersom ein nyttar søyleforsterking (voute) er det i EC2 satt krav til utforminga. For sirkulær søylevoute skal  $l_H \leq 2,0 \cdot h_H$  (sjå figur 30).



Figur 30: Plate understøtta av søyle med voute [14]

Når ein nyttar søylevoute skal kontroll av skjerkapasitet i kritisk snitt avstand  $r_{cont}$  frå senter søyle[14]. Tverrsnittets avstand frå senter søyle til kritisk snitt blir satt lik [14]:

$$v_{ED} = v_{ED, pkt} + v_{ED, g}$$

$$r_{cont} = 2 \cdot d + l_H + 0,5 \cdot c$$

der

$d$  = Effektiv tjukn av tverrsnittet

(avstand frå strekkarmeringsne tyngdepunkt til trykkranden)

$l_H$  = Avstand søylekant til voutekant

$c$  = Diameter for sirkulær søyle

#### 2.4.2.1 Dimensjonerande spenning

Dimensjonerande skjerkraft og spenning blir berekna frå ytre belasting. Flatdekket må i denne oppgåva kontrollerast for to tilfeller:

- ❖ Jamt fordelt last( Nyttelast )
- ❖ Punktlast

##### **Jamt fordelt last:**

Dimensjonerande skjerkraft( $V_{ED}$ ) for jamt fordelt last blir rekna for fullt belasta felt. Dette gjev tilfelle med størst skjerkraftoverføring frå dekke til søyle.

**Slakkarmert ( $V_{ED, slakk}$ ):**

$$V_{ED, slakk} = q \cdot A_{skjer}$$

der

$q$  = Ytre belasting (Jamt fordelt last)

$A_{skjer}$  = Belasta areal



*Spennarmert* ( $V_{ED,sp}$ ):

For spennarmert tverrsnitt vil ein få ein skjerkraftsreduksjon frå spennkablane i tillegg til ytre belastning. Den oppoverretta ekvivalente lasten frå spennkablane bidreg til å redusere dimensjonerande skjerkraft betydelig. Dimensjonerande skjerkraft blir

$$V_{ED,sp} = V_{ED,slakk} - (V_{sp} \cdot A_{skjer})$$

der

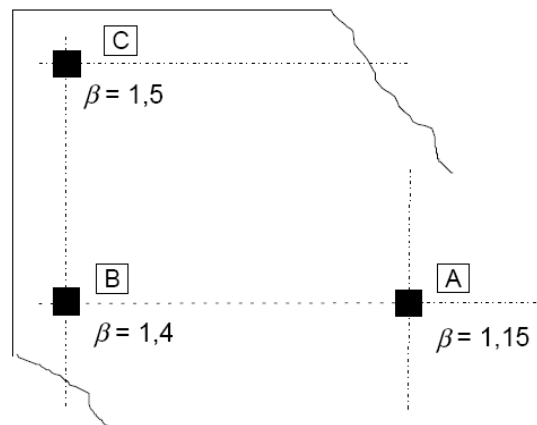
$V_{sp}$  = Vertikalbidrag frå spennarmering

For dimensjonerande skjerspenning i kritisk snitt har EC2 inkludert ein faktor ( $\beta$ ) som tar omsyn til skjerkraftfordelinga frå moment i forbindelse mellom plate og søyle [14]. For konstruksjon der stabilitet ikkje er avhengig av rammevirkning mellom dekke og søyle samt tilstøtende felt ikkje avvik i lengde med meir enn 25 % kan følgjande verdiar nyttast [14]. (Figur 31)

Innvendig søyle  $\Rightarrow \beta_A = 1,15$

Kant søyle  $\Rightarrow \beta_B = 1,4$

Hjørne søyle  $\Rightarrow \beta_C = 1,5$



Figur 31: Anbefalt faktor  $\beta$  [14]

Dimensjonerande skjerspenning ( $v_{ed}$ ) i kritisk snitt etter EC2

$$v_{ED} = \beta \cdot \frac{V_{ED}}{u_i \cdot d}$$

der

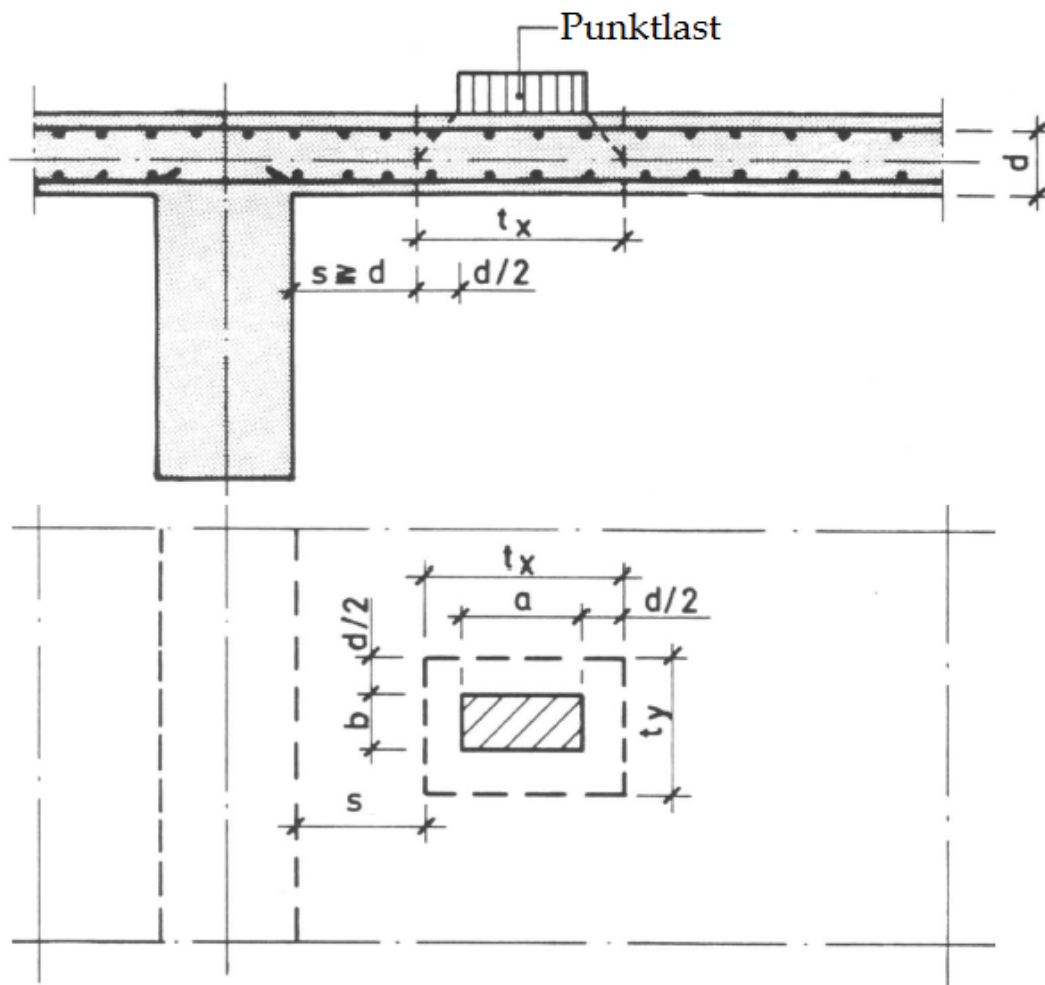
$u_i$  = omkrets av kritisk kontrollsnitt

$V_{ED}$  = anten  $V_{ED,slakk}$  eller  $V_{ED,sp}$

### **Punktlasta:**

Kaidekker er som nemnt utsett for store laster, nyttelaster og store enkeltlastar frå godshandtering. Enkeltlastene eller punktlast er her representert som vekt frå truck eller mobilkranar.

Norsk Betongforeining har utarbeida publikasjon som omhandlar skjerkapasitet for plater utsett for konsentrerte laster. Punktlast lokalisert nær opplegg vil for flatdekker være ugunstigaste lastsituasjon. (figur 32)



Figur 32: Last nær opplegg

Sidan dimensjonerande punktlast og nyttelast ikkje opptrer samtidig vil den minst gunstige lastsituasjon vera kombinasjon av eigenvekt og punktlast nær opplegg.

Opptredande skjerspenning i plata skal sjekkast i eit snitt  $s$  frå søyle / voutekant. Avstanden  $s$  skal ikkje være mindre enn  $2 \cdot d$  frå søyle / voutekant med mindre det føreligg krav til plassering.

Opptredande skjerspenning frå punktlasta ( $v_{ED.pkt}$ ) blir berekna etter formel gitt i [2]:

$$v_{ED.pkt} = k_v \cdot \frac{Q}{t_y \cdot d}$$

der

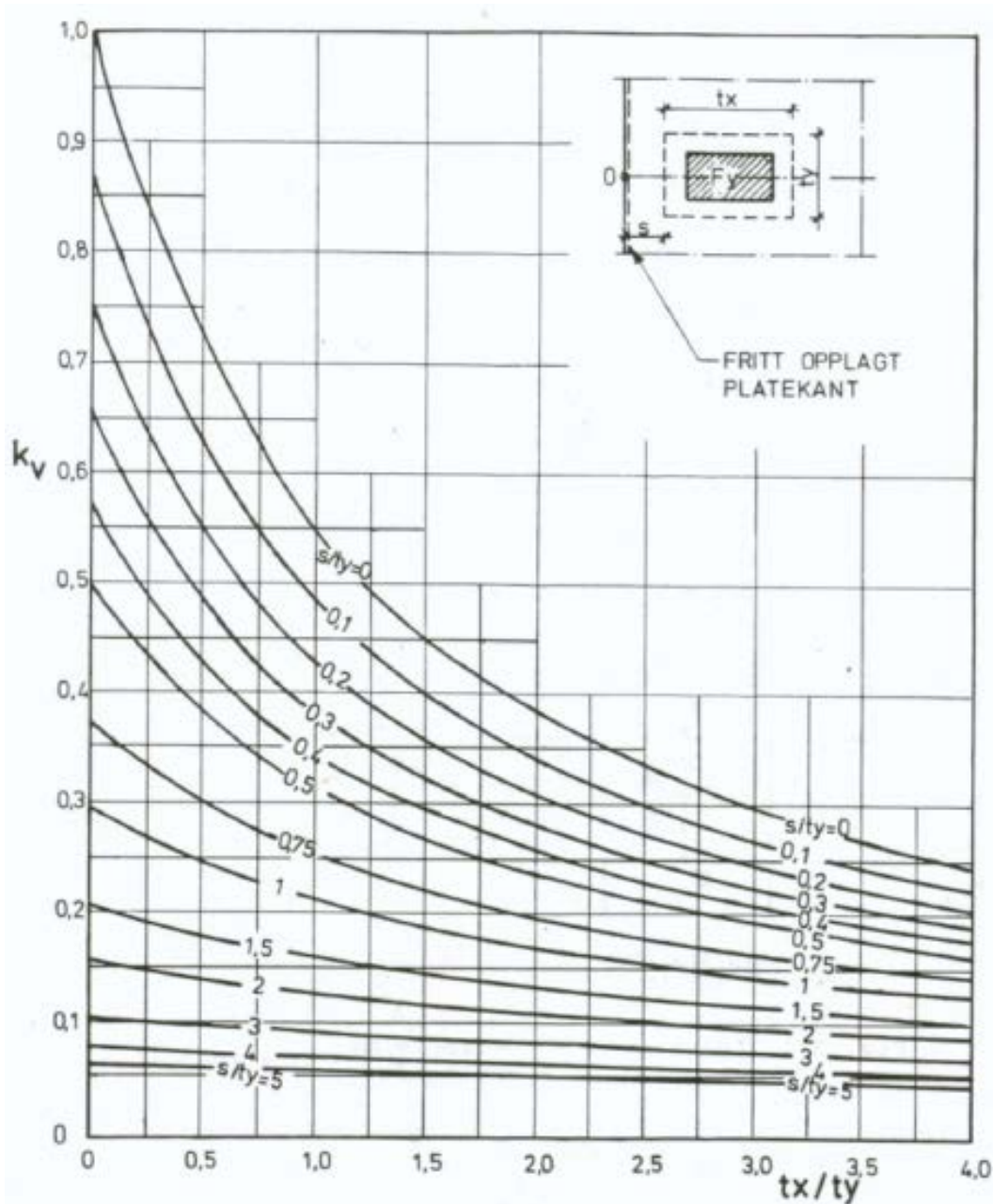
$Q$  = Punktlast

$t_y$  = lastbreidd

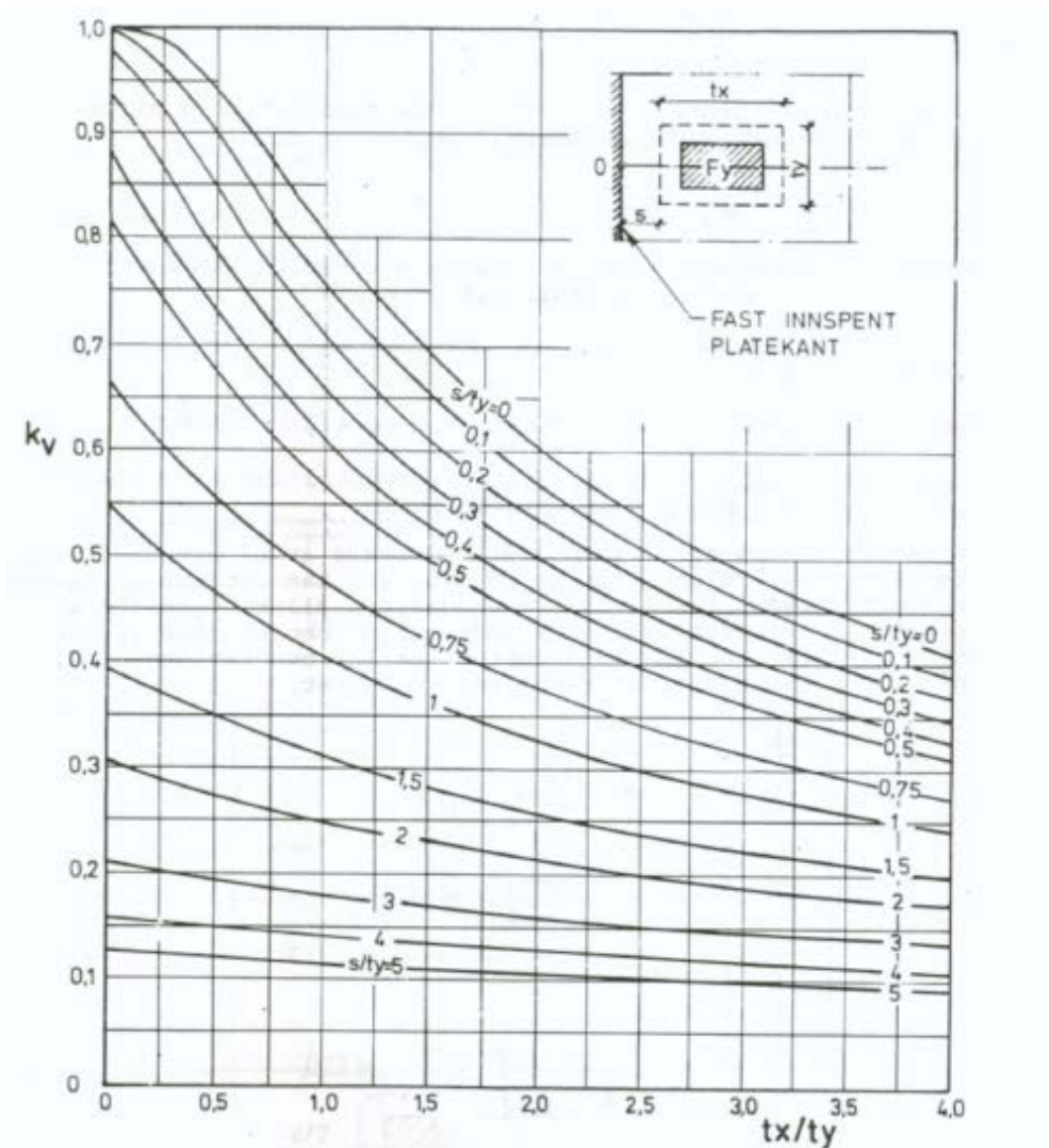
$k_v$  = funksjon av  $\frac{t_x}{t_y}$  og  $\frac{s}{t_y}$  samt innspenningsgrade

Faktoren  $k_v$  er avlest frå diagram 4.1 (figur 33) og 4.2 (Figur 34). Faktoren er avhengig av innspenningsgraden til søyla, Figur 28 for fast innspent platekant ( $k_{v1}$ ) og Figur 27 fritt opplagt platekant ( $k_{v2}$ ). For forenkla berekning nyttar ein 50% innspenningsgrad dvs.

$$k_v = \frac{k_{v1} + k_{v2}}{2}$$



Figur 33: Punktlast nær opplegg, fritt opplagt platekant [2]



Figur 34: Punktlast nær opplegg, fast innspent platekant [2]

Skjerspenning som følger av egenvekta blir berekna som for jamt belasta nyttelast dette resulterer i dimensjonerande skjerspenning ( $v_{ED}$ )

$$v_{ED} = v_{ED.pkt} + v_{ED.g}$$

2.4.2.2 Skjerkraftkapasitet u/skjerarmering

Skjerkraftkapasitet utan skjearmering (ved konsentrerte laster) EC2 6.4.4 (1)

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp})$$

der

$$C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_s}$$

N.A.6.2.2(1) gjev  $k_2$  og  $v_{\min}$

$k_2 = 0,18 \Rightarrow$  for betong med største tilslag  $D \geq 16\text{mm}$ , der det grove tilslaget utgjer 50% eller meir av det totale samla tilslagsmengd og det ikkjeblir nytta grovt tilslag av kalk eller stein med tilsvarande låg fastleik

$k_2 = 0,15$  om vilkår for 0,18 ikkje blir oppretthaldt

$k_1 = 0,1$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} + \rho_{lx}} \leq 0,02 \Rightarrow$  Armeringsforhold

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cx}}{2} \Rightarrow$  Normalspenning i betongen

Variablar ein må ta omsyn til ved berekning av kapasitet

Armeringsforholdet ( $\rho_l$ ); Bli rekna ut frå strekkarmering med direkte samvirke (heft) med betongen, dvs uinjiserte spennkablar system gjev ingen bidrag til armeringsforholdet[11].

Normalspenning i betongen ( $\sigma_{cp}$ ) består av spenningsbidrag i x- og y retning i kritisk snitt

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \quad \& \quad \sigma_{cx} = \frac{N_{Ed,x}}{A_{cx}}$$

I tilfelle med spennarmering vil aksialkraft ( $N_{Ed}$ ) pga oppspenning av spennarmering, vil gje eit positivt bidrag og aukar kapasiteten. I tillegg set EC2 9.4.3 (2) avgrensing at berre spennkablar innfor avstand  $0,5 \cdot d$  frå voutekant skal medrekna i vertikalbidrag frå spennarmeringa.

### 2.4.2.3 Skjertrykkbrot

Kontroll av dimensjonerende skjerspenning mot skjerstrykkbrot ( $v_{Rd,max}$ ) skal utførast etter EC2 6.4.5 (3)

$$v_{ED} = \beta \cdot \frac{V_{ED}}{u_0 \cdot d} \leq v_{Rd,max}$$

der

$u_0$  = søylevoutens omkrets

EC2 N.A 6.4.5 (3) gjev følgjande verdi for  $v_{Rd,max}$

$$v_{Rd,max} = \min\left(0,4 \cdot v \cdot f_{ck}, \frac{1,6 \cdot v_{Rd,c} \cdot u_1}{\beta \cdot u_0}\right)$$

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{ck}$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \Rightarrow EC2 NA.6.6N$$

Ved dimensjonering for skjerbrot nyttar ein kritisk kontrollsnitt lik omkretsen av søylevouta. Dersom det er berekningsmessig naudsynt med skjararmering tillet EC2 N.A 6.4.5(3) å nytta  $v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{ck}$  utan ytterligere avgrensing.

### 2.4.2.4 Skjerkraftkapasitet m/skjararmering

Der det er berekningsmessig naudsynt med skjararmering blir skjerkapasitet rekna ut frå uttrykket

(EC2 6.4.5 (1))

$$v_{Rd.cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left(\frac{1}{u_1 \cdot d}\right) \sin \alpha$$

der

$A_{sw}$  = Skjararmeringsareal langs omkrets av eit snitt rund søyla/vouta [mm<sup>2</sup>]

$s_r$  = 0,75 · d (Radiell senteravstand mellom snitt med skjararmering [mm])

$f_{ywd,ef}$  = effektiv dimensjonerende fastleik i skjararmeringen

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d \leq f_{ywd}$$

$\alpha$  = vinkel mellom skjararmering og platens plan

Løyser formel med omsyn på  $A_{sw}$  for å finne naudsynt armeringsmengd i kvart snitt

$$A_{sw} = \left[ \frac{(v_{ED} - 0,75 \cdot v_{Rd,c}) \cdot s_r \cdot u_1}{1,5 \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha} \right]$$

### 2.4.2.5 Minimumskrav etter EC2

- ❖ Minste skjearmeringsmengd for flatdekker skal oppretthalde krav gitt i EC2 9.4.3(2)

$$A_{sw,min} = \frac{1,5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha}{s_r \cdot s_t} \geq 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

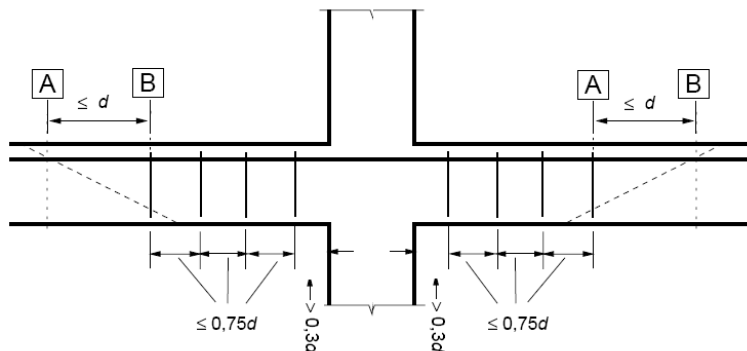
der

$s_t = 1,5 \cdot d$  (tangentiell senteravstand mellom snitt med armering)

- ❖ Plasserer skjearmering i avstand  $kd$  frå belasta areal(søyle/ søylevoute) og innanfor omkretsen av kontrollsnitt der det ikkje lenger er naudsynt med skjearmering. EC2 N.A.6.5.5(4)  $\Rightarrow k = 1$ .

EC2 9.4.3 (1) Fordeler skjearmeringa i minimum 2 rader, avstanden mellom radene med skjearmering skal ikkje overskride  $0,75 \cdot d$  (Figur 35).

Senteravstanden mellom skjearmeringseiningane langs omkretsen av eit snitt bør ikkje overskride  $1,5 \cdot d$  innanfor fyrste kontrollsnitt og bør ikkje overskride  $2 \cdot d$  for resterande snitt, dette gjelder for den delen av omkretsen som bidreg til skjerkraftkapasiteten.



Figur 35: Plassering av skjearmering etter EC2 [14]

A= Ytre kontrollsnitt der det er naudsynt med skjearmering

B= Fyrste kontrollsnitt der skjearmering ikkje er naudsynt

## 2.5 Bruksgrensetilstand

### 2.5.1 Nedbøyingsavgrensing

Spennarmerte flatdekker (før- og etterspent) vil ofte gje liten nedbøyning som tidlegar nemnt pga oppspenning av spennkablar som motverker eigenvekt. Sjølv med oppspenning av spennkablar utover eigenvekta (for å motverke deler av nyttelast), vil ein kunne få vesentleg nedbøyingsbidrag i tilfeller der nyttelasta er relativt stor.

Nedbøyingsberekning for flatdekker kan bereknast ut frå elastisitetsteori, men ein slik analyse vil være svært tidskrevjande [8]. Nyttar forenkla nedbøyingsberekning for flatdekker der ein betraktar platestripene som bjelkar.

Nedbøyingsberekningane er basert på tabell- og formelverk [20], ettersom berekning av innspenningsgraden av dekkeelement – søyle er svært omfattande og komplekst vil ei forenkling med fritt opplager vilkår gje meir konservative resultat enn i verkelegheita. Søylestripene i x- og y-retning tenkt som uavhengige rammer og feltstripene kontinuerlige bjelkar opplagra på søylestripene.

Kaikonstruksjon er lokalisert i aggressivt miljø og har derfor i stivleiksberekningane nytta stadium 1, uopprissa tverrsnitt. Dette gjev ein vesentleg lågare stivleik, fordi ein ikkje utnyttar kapasiteten til tverrsnittet til det fulle.

Syna i figur 36 vil nedbøyning i platemidte bestå av summen av nedbøyning i felt for feltstripe (X - retning) + felt søylestripe (Y - retning) *eller* nedbøyning i felt for feltstripe (Y - retning) + felt søylestripe (X - retning) [3].

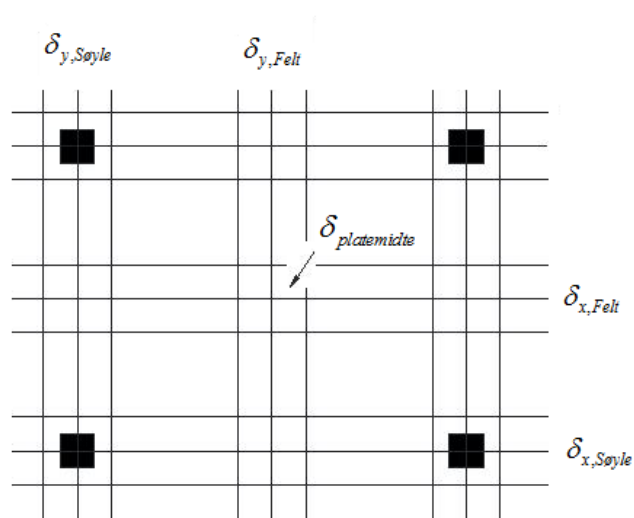
$$\delta_1 = \delta_{x,Felt} + \delta_{y,Søyle}$$

$\Rightarrow$  *eller*

$$\delta_2 = \delta_{y,Felt} + \delta_{x,Søyle}$$

For å oppnå eit meir nøyaktig resultat er alternativet å nytta middelveirdien :

$$\delta_{platemidte} = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2}$$



Figur 36: Nedbøyning i flatdekket



Nedbøyingsberegningar for flatdekker er komplisert og forenkla metodar vil dermed kunn gje eit tilnærma resultat. Dette grunna bla:

- ❖ Momentfordeling basert på stripemetoden er ein forenkla tilnærmingsmetode, sidan det er vanskelig å nøyaktigheit rekna momentfordelinga i dekket utan gjennomføring av ikkje-lineær analyse som tek omsyn til rissdanning.[3]
- ❖ Stivleiken avhenger av rissdanning. Det er knytt stor usikkerheit opp mot berekning av kvar riss oppstår med grunnlag i betongens strekkfastleik. Dette blir ytterlegare komplisert der ein har dynamiske laster som er med på å endre momentfordeling og dermed riss situasjonen[3].

Etter EC2 skal deformasjonen av konstruksjonen ikkje påverke tiltenkt bruksområde eller utsjånad på ein ugunstig måte [14]. EC2 gjev i tillegg retningslinjer og føresetnadar for nedbøyingsberekning.

- EC2 7.4.1(5)** → Maksimal nedbøying
- spennvidde/500 dersom nedbøying kan skade tilstøytande delar av konstruksjonen. Grenseverdi kan vurderast etter følsemd for tilstøytande konstruksjonsdel.
- EC2 7.4.2** → Tilfeller der nedbøyingsberekning kan utelatast.
- Inkluderer faktor som tar høgd for valt statisk system. Dette er *ikkje* aktuelt for spennarmerte konstruksjonar
- EC2 7.4.2** → Kontroll av nedbøying ved berekning.
- Bereknast med lastkombinasjon som er aktuell i samhøve med formål.
  - Berekningsmetodens nytta skal representer konstruksjonens faktisk oppførsel med tilfredstillande nøyaktigheit
  - Svinn, kryp og risstilstands påverknad på nedbøyingsberekning
- EC N.A.1.4.2** → Brukbarheitskriterium
- Nedbøying der tidsavhengige effektar er av betydning bereknast for lassituasjon *tilnærma permanent*, mendan tilleggslaster for lastsituasjon *karakteristisk* eller ofte *førekommande* bereknast som korttidslast.

### 2.5.2 Spenningavgrensing

---

I bruksgrensetilstand skal det også utførast kontroll av rissvidder. Ein ynskjer å unngå rissdanning i tverrsnittet. For å kontrollere tilstanden bereknar ein største strekkspenningar i kritiske delar av konstruksjonen og kontrollerer dei opp mot krav og retningslinjer gitt i eurokode.

I spenningsberekningane inkluderer laster frå eigenvekt og oppspenning.

$$\sigma_c = \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot x$$

der

$N$  = Oppspenningskrafta

$A_t$  = Transformert tverrsnitt

$M_t$  = Moment som virke i tverrsnittets tyngdepunktsakse  
(oppspenningsmoment+eigenlastmoment)

$I_t$  = Armerte tverrsnitts arealtregheitsmoment

$x$  = Avstand frå nøytralaksen til aktuelt snitt

EC2 7.2(1)P setter følgjande spenningsavgrensing: Trykkspenning i betongen skal avgrensast for å unngå riss i lengderetninga, mikroriss eller store krydeformasjonar som kan medføre uakseptabel verknad på konstruksjonens funksjon.

→ N.A.7.2(2) Avgrensing for tillete trykkspenning i betongen for å unngå riss

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}$$

→ N.A.7.2(5) Avgrensing for tillete armeringsspenning for å unngå in-elastisk tøyning, uakseptabel opprissing og elastisk deformasjon med omsyn til utsjånad

$$\sigma_s \leq 0,8 \cdot f_{yk}$$

Spennarmeringa er med på å motverke rissdanning i tverrsnittet, og reduserer strekkspenningane ved å introdusere trykkspenning frå spennkablar.

### 2.5.3 Rissviddeavgrensing

---

Opprissing skal avgrensast slik at ikkje konstruksjonens eigentlege funksjon eller bestandighet blir skada eller gjev uakseptabel utsjånad [11].

Riss i betongen er som oftast eit resultat av at konstruksjonen er utsett for ytrebelastning, men kan oppstå som følgjer av plastisk svinn eller ved kjemiske reaksjon i den herda betongen[14].

Berekning av rissvidder avhenger av miljøpåkjenning konstruksjonen er utsett for (eksponeringsklasse). Med omsyn til bestandighet har EC2 NA.7.3.1 Tabell NA.7.1N fastsett

grenseverdier for tillatte rissvidder etter eksponeringsklasse og armeringstype nytta. I figur under syner at maksimal rissvidde avhengig av faktor  $k_c$ .

Eksponeringsklasse	Armerte konstruksjonsdeler og forspente konstruksjonsdeler med spennarmering uten kontinuerlig samvirke		Forspente konstruksjonsdeler med spennarmering med kontinuerlig samvirke <sup>3)</sup>	
	Lastkombinasjon	Grenseverdi	Lastkombinasjon	Grenseverdi
X0	Tilnærmet permanent	0,40 <sup>1)</sup>	Ofte forekommende	0,30 $k_c$
XC1, XC2, XC3, XC4	Tilnærmet permanent	0,30 $k_c$	Ofte forekommende	0,20 $k_c$
XD1, XD2, XS1, XS2	Tilnærmet permanent	0,30 $k_c$	Ofte forekommende	0,20 $k_c$
			Tilnærmet permanent	Trykkavlastning <sup>2)</sup>
XD3, XS3	Ofte forekommende	0,30 $k_c$	Ofte forekommende	Trykkavlastning <sup>2)</sup>
XSA	Vurderes særskilt <sup>4)</sup>		Vurderes særskilt <sup>4)</sup>	

Figur 37: Tillatte rissvidder

Der faktor  $k_c$  tek omsyn til verknaden av større overdekning ( $c_{nom}$ ) enn bestandighetskravet ( $c_{min,dur}$ ) er

$$k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} \leq 1,3$$

Risskontroll ved berekning av rissvidder:

Dersom ein har opprissa betong i delar av betongkonstruksjonen består deformasjonen i betongen av fleire enkeltriss og strekkøying mellom rissene, illustrert for strekkstav i betong [11].

Deformasjonen i betongen = deformasjon i armeringa.

EC2 7.3.4(1) ⇒

$$w + s_r \cdot \epsilon_{cm} = s_r \cdot \epsilon_{sm}$$

der

$w$  = rissvidde

$s_r$  = rissavstand

$\epsilon_{cm}$  = midlere tøyning i betongen

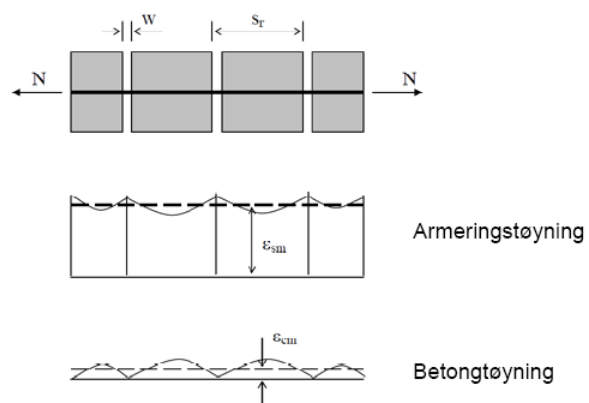
$\epsilon_{sm}$  = midlere tøyning i armering

Rissvidde blir funnet ved å løyse likninga med tanke på ( $w$ ) som gjev likning

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

Løysing av tøyingsdifferansen ( $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ ) er spesifisert i EC2 7.3.4(2).

Dersom det er satt krav til avgrensing av rissvidda er det etter EC2 krav til minimumsarmering med heft for å avgrensa opprissing i områder der det kan oppstå strekk.



Figur 38: Armert betongstav med riss [11]

*EC2 7.3.2 Minimumsarmering*

$$A_{s,\min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s}$$

der

$A_{ct}$  = Betongareal i strekksone

$\sigma_s$  = Største tillatt armeringsspenning (anta lik  $f_{yk}$ )

$k$  = koeffisient som tek omsyn til ujamn spenningsfordeling i tverrsnittet

$k_c$  = koeffisient som tek omsyn til spenningsfordeling umiddelbart før opprissing

### 3. BEREKNING

Denne delen av oppgåva gjennomgår dimensjoneringsgangen av flatdekke som dekkeelement i kaikonstruksjon. Det er gjennomført forenkla handberekningar for tre ulike dekkealternativer:

- Slakkarmert Flatdekke → SF
- Spennarmert Flatdekke m/uinjisert spennsystem →UF
- Spennarmert Flatdekke m/injisert spennsystem →IF

Oppgåva er gjennomført i samarbeid med Skanska Noreg AS v/ Torbjørn Kjoberg som har sett naudsynte parameter for dekke geometri, søyleplassering og dimensjon, samt gjeve anbefaling av dekketjukn.

Hovudformålet er å konstruere eit flatdekkeelement som er eit vekt, tids- og kostnadseffektivt alternativ til dagens kaidekke elementer. Med fokus på utføring og vektinnsparring er resterande føresetnader for dimensjonering og berekning sett etter dagens gjeldande regelverk og retningslinjer for å oppnå eit konkurransedyktig alternativ.

Berekning av statiske moment og momentfordeling i dekket er basert på forenkla handberekningar og momentintensitetsmodell.

#### 3.1 Føresetnader

##### 3.1.1 Diverse

Overdekning  $c_{nom} = 70mm$  (Vedlegg 9)

Dekketjukn(Figur 40)

Slakkarmert  $t_{SF} = 500mm$

Spennarmert  $t_{UF} = t_{IF} = 350mm$

##### 3.1.2 Materialeigenskapar

Det er valt å nytta betong B50. Dette er betong med relativ høg fastleik. Å bruke betong med høgfastleik er som tidlegare nemnt med på å motstå dei store spenningane som blir overført til konstruksjonen ved oppspenning, spesielt dei konsentrerte trykkspenningane ved forankring. Vidare i vurderinga er fordelene at høg fastleik aukar stivleiken i konstruksjonen og kan dermed bidra til ein reduksjon i eigenvekt.

Tabell 6 syner materialparameter nytta i berekningane.

Tabell 6: Materialeigenskapar Betong B50

Betongkvalitet	$f_{ck}$ (Mpa)	$f_{ck,cube}$ (Mpa)	$f_{cd}$ (MPa)	$\gamma_c$	$\alpha_{cc}$	$E_{cm}$ (Nmm <sup>2</sup> )
B50	50	60	28,33	1,5	0,85	37000

Tradisjonelt armeringsstål nyttar ein kvalitet B500C, med tilhøyrande verdiar gitt i tabell7.

Tabell 7: Materialeigenskapar Armeringsstål

Stålkvalitet	$f_{yk}$ (Mpa)	$f_{yd}$ (Mpa)	$\gamma_s$	E - modul (Nmm <sup>2</sup> )
B500NC	500	434	1,15	200 000

Spennarmering nyttar ein høgfaststål. Materialparameter er henta frå produsent samt og er i samsvar med EC2.

#### Armeringsareal Spennstål

$$A_{p,UF} = 150\text{mm}^2 (\text{uinjisert}) \quad (1\text{stk spennkabel pr. føringsrøyr})$$

$$A_{p,IF} = 600\text{mm}^2 (\text{injisert}) \quad (4\text{stk spennkablur pr. føringsrøyr})$$

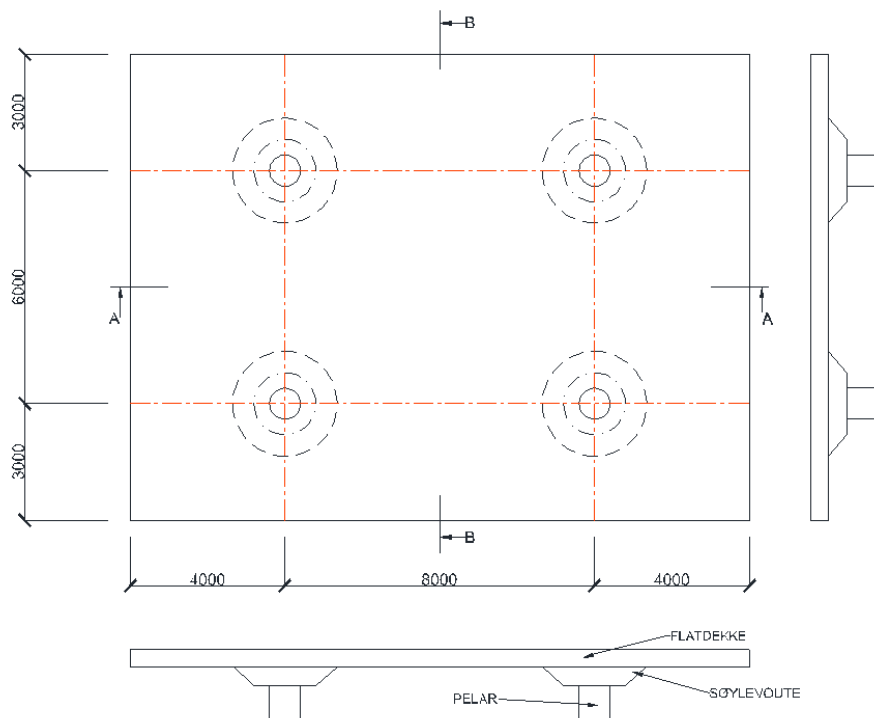
Tabell 8: Materialeigenskapar Spennstål

Spennstål	$f_{pk}$ (Mpa)	$f_{p0,1k}$ (MPa)	$\gamma_s$	E - Modul (Nmm <sup>2</sup> )
0.6"	1800	1600	1,15	196 000

### 3.1.3 Geometri

Kaidekkeelementet er flatdekke m/ søylevoute opplagra på stålpelar i eit rektangulært rutemønster, syna i figur under.

I utgangspunktet vil ein nytta flatdekke utan søyleforsterking for å holde vekta så låg som mulig, men sidan konstruksjonen er utsett for store kailaster er det gjort antaking om at kraftoverføringa mellom dekke og pel vil bli så stor at det er hensiktsmessig å inkludere søyleforsterking for å unngå store skjearmeringsmengder.

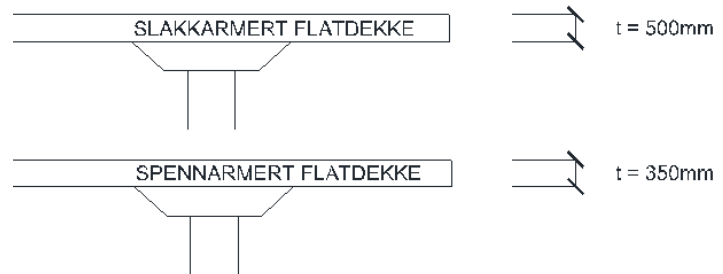


Figur 39: Dekketgeometri

Forholdet mellom spennviddene er opprettholdt  $\Rightarrow$  forenkla beregningsmetodar

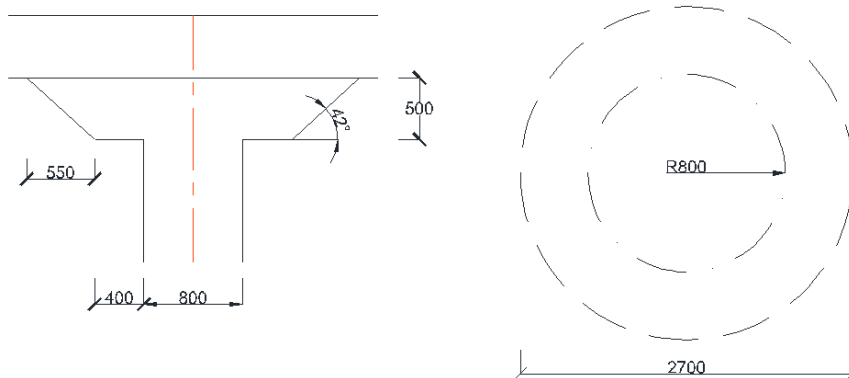
$$\frac{l_{\min}}{l_{\max}} = \frac{6000}{8000} = 0,75 \geq 0,7$$

Val av dekketjukk for er gjort etter anbefaling frå kvalifiserte fagpersonar med kompetanse innanfor fagfeltet. For dimensjonering av dei spennarmerte dekkessystema er det nytta same dekketjukk for å tydeleg synleggjera eventuelle forskjellar i systemval. (Figur 40)



Figur 40: Dekketjukk

## SØYLEFORSTERKING

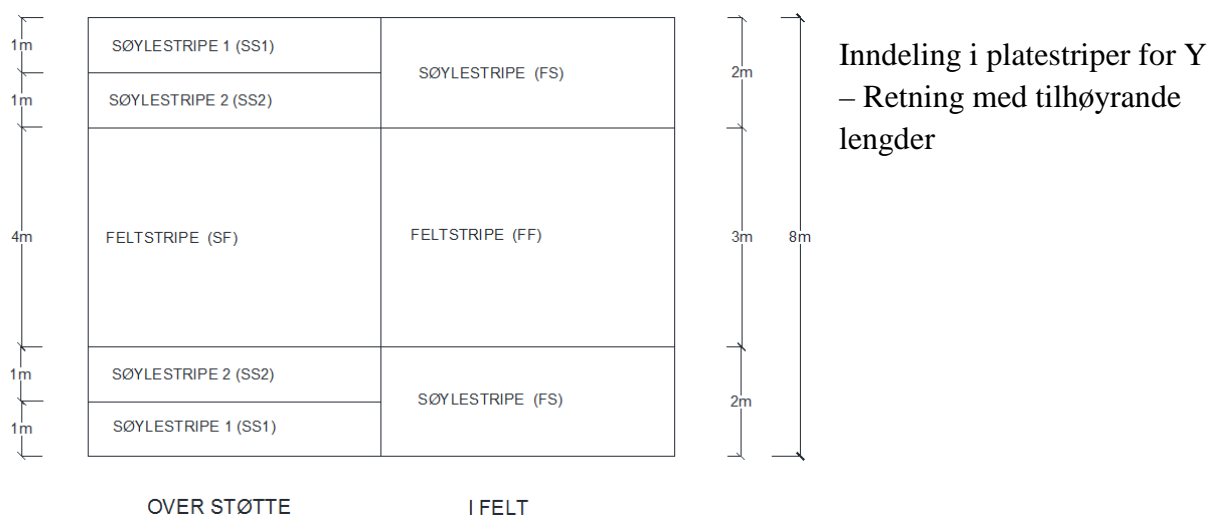


Figur 41: Søyleforsterking

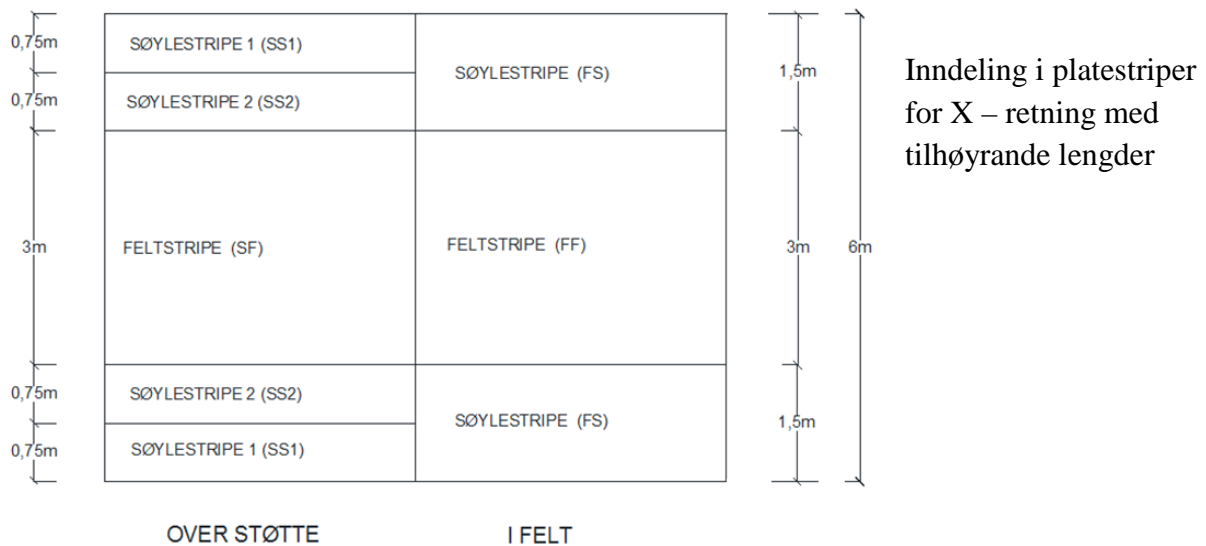
Utforming av sølevouter er i samsvar med krav og retningslinjer sett i EC2.

### 3.1.4 Inndeling i platestriper

Dekket sin geometri er grunnlag for inndeling i platestriper, etter retningslinjer for beregningsmodellen er fordelinga i søyle og feltstriper av flatdekket illustrert under.



Figur 42: Inndeling i platestriper Y-Retning



Figur 43: Inndeling i platestriper X-Retning

### 3.1.5 Statisk system

Ut frå geometrien er statisk system for x- og y-retning illustrert i figur under. Fritt opplagt bjelke med symmetriske utkragar.



Figur 44: Fritt opplagt bjelke med symmetriske utkragere

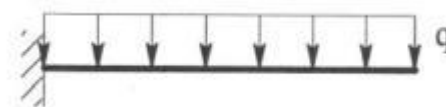
For å fastslå momentfordelinga i plata må ein fyrst gjennomføre statiske berekningar av systemet for å finne dimensjonerande moment i felt og over støtte.

Statisk berekning for systemet er basert på elementær bjelketeori. Det er gjort følgjande føresetnader ved berekning:

Oppgåva nyttar dimensjonerande laster gitt i kap 3.1.5 og ugunstigaste plassering som grunnlag for statiske berekningar.

#### **Støttemoment:**

Sidan det ikkje er gjennomført eksakte berekningar av faktisk innspenning mellom dekket og pelar er forenkla berekning av største støttemoment basert på statisk modell for fast innspent utkragerbjelke. Berekningsmessig nyttar ein heile utkragarlengd, dvs. avstand frå søylesenter (Ser her vekk frå eventuell reduksjon i spennlengd som resultat av å introdusere uendelig søyleforsterking). Antaking om fast innspenning mellom dekkeelement og pelar samt ingen reduksjon i spennlengd er forenklingar som resulterer i større dimensjonerande støttemoment enn i verkelegheita.



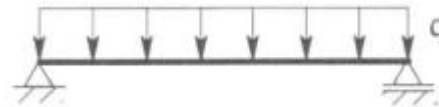
Figur 45: Fast innspent utkrager



X – Retning	Y – Retning	
$M_{Sx,SF} = 600kNm$	$M_{Sy,SF} = 337,5kNm$	Slakkarmert(Vedlegg 1.3)
$M_{Sx,UF} = M_{s,IF} = 564kNm$	$M_{Sy,UF} = M_{s,IF} = 317,25kNm$	Spennarmert(Vedlegg 3.5 og 4.5)

**Feltmoment:**

Det største feltmomentet er berekna for fullt belasta felt. Her har ein i oppgåva gått ut frå fritt opplagt bjelke som statisk modell for berekning av maksimal feltmoment. Her som for støttmomentet atterspeglar ikkje sambindinga den verklege innspenningsgraden og ein ser vekk frå reduksjonseffekten søyleforsterking har på spennlengda. I tillegg blir flatdekket sett på som ei kontinuerlig plate/bjelke og ein vil dermed få eit reduksjonsbidrag frå eigenvekta av utkrager. Sidan ein går ut frå at fritt opplagt bjelke er konservativ vel ein med forenkla berekningar å redusere feltmomentet med momentet som eigenvekta generere for ein fast innspent utkragerbjelke.



Figur 46: Fritt opplagt bjelke

X – Retning	Y – Retning	
$M_{Fx,SF} = 480kNm$	$M_{Fy,SF} = 270kNm$	Slakkarmert(Vedlegg 1.3)
$M_{Fx,UF} = M_{Fx,IF} = 480kNm$	$M_{Fy,UF} = M_{Fy,IF} = 270kNm$	Spennarmert(Vedlegg 3.5 og 4.5)

3.1.6 Laster

Dei statiske berekningar av det prefabrikkerte kaelementet er berekna med grunnlag i følgjande for kailaster:

Eigenlast  $g = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot t$   $t = \text{platetjukk}$

(Det er ikkje inkludert eigenvekt frå søylevouta)

Jamt Fordelt Last  $p = 40 \frac{kN}{m^2}$

Punktlast  $Q = 700kN$  (over 1m\*1m)

NB! Punktlast og nyttelast opptrer ikkje samstundes på eit kaifelt.

### Dimensjonerende laster

Berekna med lastfaktorar som gjev størst dimensjonerande last for betrakta grensetilstand

Tabell 9: Laster med tilhøyrande verdiar slakkarmert

SLAKKARMERT	$\psi$	Last	Brotgrense	$\psi$	Brukgrense
Eigenlast	1,2	12,5	15	1	12,5
Nyttelast	1,5	40	60	1	40
Punktlast	1,5	700	1050	1	700
<b>Totalt</b>			<b>75kN/m<sup>2</sup></b>		<b>52,5kN/m<sup>2</sup></b>

Tabell 10: Laster med tilhøyrande verdiar spennarmert

SPENNARMERT	$\psi$	Last	Brotgrense	$\psi$	Brukgrense
Eigenlast	1,2	8,75	10,5	1	8,75
Nyttelast	1,5	40	60	1	40
Punktlast	1,5	700	1050	1	700
<b>Totalt</b>			<b>70,5kN/m<sup>2</sup></b>		<b>48,75kN/m<sup>2</sup></b>

### 3.1.7 Oppspenningskraft

Tabell 11 og 12 syner oppspenningskrafta for Uinjisert og Injisert spennsystem som følgjer av kort- og langtidseffektanes påverknad. (Vedlegg 2A og 2B.)

Tabell 11: Oppspenningskraft uinjisert spennsystem

Oppspenning		UINJISERT SPENNSYSTEM			
		Aktiv Forankring		Passiv Forankring	
		N/mm <sup>2</sup>	%	N/mm <sup>2</sup>	%
	Maksimal tillatt oppspenning ( $\sigma_{p,max}$ )	1440		1440	
-	Friksjonstap			21,527	1,495
-	Låsetap	74,101	5,146	23,899	1,66
-	Elastisk Forkorting	4,391	0,305	4,391	0,305
=	Umiddelbart etter oppspenning ( $\sigma_{m0}$ )	1361,508		1390,183	
-	Kryp	74,915	5,445	74,915	5,445
-	Svinn	24,637	1,791	24,637	1,791
-	Relaksasjon	60,021	4,362	60,021	4,362
=	Netto spenning ( $\sigma_{p0}$ )	1201,935		1230,61	
	Netto spenningstap (i prosent %)		17,05		15,058
	Netto spenningstap (N/mm <sup>2</sup> )	238,065		209,39	

Tabell 12: Oppspenningskraft injisert spennsystem

Oppspenning		INJISERT SPENNSYSTEM			
		Aktiv Forankring		Passiv Forankring	
		N/mm <sup>2</sup>	%	N/mm <sup>2</sup>	%
	Maksimal tillatt oppspenning ( $\sigma_{p,max}$ )	1440		1440	
-	Friksjonstap			29,964	2,081
-	Låsetap	96,681	6,714	25,819	1,793
-	Elastisk Forkorting	4,45	0,309	4,45	0,309
=	Umiddelbart etter oppspenning ( $\sigma_{m0}$ )	1338,869		1379,767	
-	Kryp	70,835	5,211	70,835	5,211
-	Svinn	24,591	1,809	24,591	1,809
-	Relaksasjon	59,3	4,362	59,3	4,362
=	Netto spenning ( $\sigma_{p0}$ )	1184,143		1225,041	
	Netto spenningstap (i prosent %)		18,41		15,565
	Netto spenningstap (N/mm <sup>2</sup> )	255,857		214,959	

Effektiv oppspenningskraft nytta for vidare berekning baserer seg på gjennomsnittleg verdi av spenning frå aktiv og passiv forankring. Resultierende oppspenningskraft pr eining er:

**Injisert spennkablær:**

$$\sigma_{p0,IF} = \frac{\sigma_{p0,passiv} + \sigma_{p0,aktiv}}{2} = \frac{(1184,143 + 1225,041)MPa}{2} = 1204,592MPa$$

$$F_{p0} = \sigma_{p0} \cdot A_{p,IF} = \boxed{722,755kN}$$

**Uinjisert spennkablær:**

$$\sigma_{p0,UF} = \frac{\sigma_{p0,passiv} + \sigma_{p0,aktiv}}{2} = \frac{(1201,935 + 1230,61)MPa}{2} = 1216,273MPa$$

$$F_{p0,UF} = \sigma_{p0,UF} \cdot A_{p,UF} = \boxed{182,44kN}$$

Det er her viktig å merke seg at ein, som nemnt i kapittel 1.5, vil ein få auke i brotspenninga for spennsystem utan samvirke med betongen. Dimensjonerande brotspenning blir då:

$$f_{pd,UF} = \frac{\Delta\sigma_{p,ULS} + \sigma_{p0,UF}}{\gamma_s} = \frac{100MPa + 1216,273MPa}{1,15} = 1144,58MPa$$

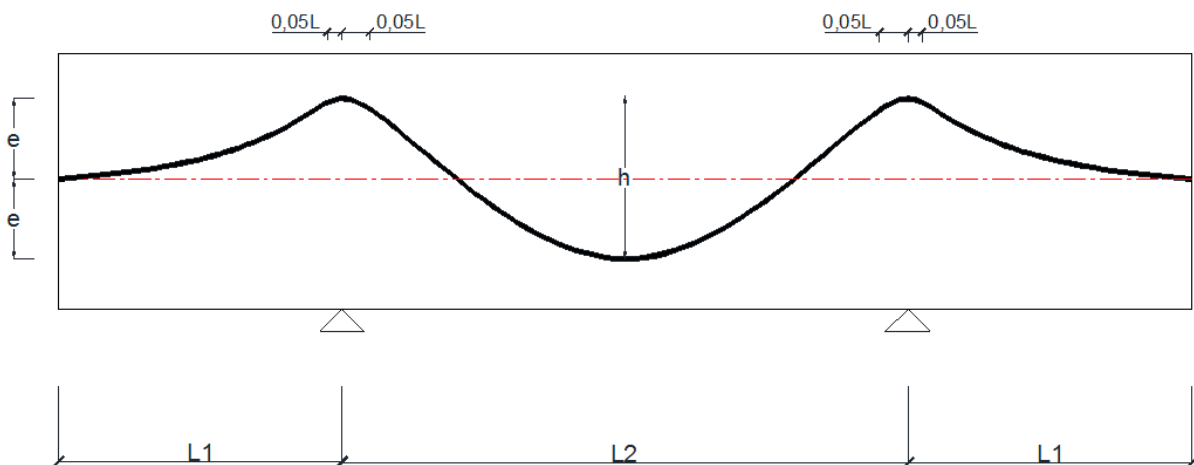
### ***Kommentar***

Frå tabellane ser ein liten forskjell i spenntapet for dei to spennsystema. Dette er fordi ved berekning av spenningstap er det sett føresetnad om jamn fordeling av spennarmering i platebreidda, medan i verkelegheita er det ideelt sett fordelt i forhold til momentfordelinga. Sidan det uinjiserte spennsystemet krev mindre plass er spennarmeringsmengda pr. meter større enn for injisert. Ein har dermed større reduksjon bidrag frå langtidseffektane. Større friksjonskoeffisient pga. kontakt mellom spennstål og føringsrøyr, samt større belastning på stålkilar ved forankring(4 stk spennkablur pr. føringsrøyr) gjev det injiserte spennsystemet større korttidstap. Totalt sett motverkar dei to effektane nesten kvarandre og gjev ein svært liten forskjell i spenningsreduksjon pr. kabel.

## 3.2 Berekning av Spennkabler

### 3.2.1 Spennarmeringsprofil

For best å utnytte den last balanserende effekten spennarmering gjev på konstruksjonen vel ein føring av spennarmeringen etter opptredande moment frå ytre laster i begge retningar, som syna i figur under.

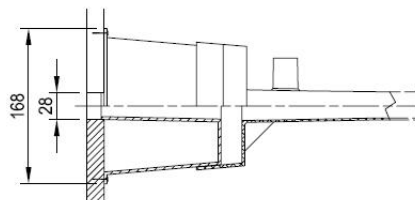


Figur 47: Spennarmeringsprofil

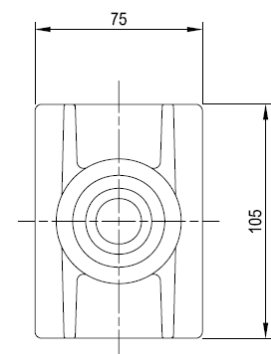
Produsenten av vurdert spennsystem, VSL, har følgjande dimensjonar for forankring av dei to systema(Figur 48 og 49).

Bakgrunn i ynskje om å halde dekketjukn så låg som mulig er det valt å plassere forankringspunkta i betongtverrsnittets tyngdepunktsakse.

Ved å plassere spennkabel i senter av plata sikrar ein også tilstrekkelig overdekning til forankringspunkta, som er svært utsatt for korrosjonsangrep.



Figur 49: Forankring for injisert system



Figur 48: Forankring for uinjiser system

For berekning av infleksjonspunkta til den parabelforma spennarmeringsprofilen i x- og y-retning nyttar ein formel:

$$\alpha \cdot l = 0,05 \cdot L \Rightarrow$$

(Vedleg 3.3 og 4.3)

Tabell 13: Infleksjonspunkta

	$L_{utkrager}$	$\alpha l = Utkrager$	$L_{felt}$	$\alpha l = Felt$
<b>X - Retning</b>	4m	200mm	8m	400mm
<b>Y - Retning</b>	3m	150mm	6m	300mm

Ved plassering av spennkabel over støtte og i felt er det tatt omsyn til overdekning. Over støtte er kabel lagt med eksentrisitet (e) i forhold nøytral aksen og pilhøgd (h) i feltmidte.

Tabell 14: Eksentrisitet og pilhøgd

	over støtte (e)	i felt (h)
X - Retning	95mm	190mm
Y - Retning	90mm	180mm

### 3.2.2 Fordeling og mengd

Val av mengd spennarmering i flatdekket avhenger av lastsituasjonen. Kaikonstruksjonen er utsett for stor nyttelast, og det er derfor hensiktsmessig å balansere heile eigenvekta pluss deler av nyttelasta for å i hovudsak å unngå stor nedbøying.

Naudsynt oppspenningskraft er basert på å balansera 100% av eigenvekta og 30% av nyttelasta.  $\Rightarrow q_{bal} = 28,5 \frac{kN}{m^2}$  i begge tilfella.

Spennlengdene er størst i x – retning. Her er det naudsynt med oppspenningskraft(  $P_{naudsynt}$  ) for utkragar og felt berekna frå formel gitt i kapittel 1.4.1

$$\text{Utkrager: } P_{utkr,x} = \frac{q_{bal} \cdot L_{utkr,x}^2}{2 \cdot e_x} \quad \Rightarrow \quad P_{utkr,x} = 2400 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Felt: } P_{felt,x} = \frac{q_{bal} \cdot L_{felt,x}^2}{8 \cdot h} \quad \Rightarrow \quad P_{felt,x} = 1200 \frac{kN}{m}$$

Naudsynt mengd spennkabler i x-retning blir då:

$$n_x = \frac{P_{naudsynt} \cdot b_x}{F_{p0}}$$

der

$$P_{naudsynt} = \max(P_{utkr,x}, P_{felt,x})$$

$$b_x = 6m \text{ (platebreidd x - retning)}$$

$$F_{p0} = \text{oppspenningskraft}$$

$$\text{Uinjisert Spennsystem} \quad \Rightarrow \quad \approx 79stk$$

$$\text{Injisert Spennsystem} \quad \Rightarrow \quad \approx 20stk$$

Berekna naudsynt spennarmeringsmengd er anbefalt mengd for å motverke ytre belastning med valt  $q_{bal}$ . Berekningsmodellen nytta i oppgåva er basert på inndeling i platestriper med tilhøyrande momentintensitetar . Valet av spennarmering er gjort i forhold til dette samt teoretisk mulig mengd med omsyn til forankringsplatas dimensjonar. Spennarmeringsmengd i plata blir då (x - retning): (Vedlegg 3.2 og 4.2)

### X - RETNING

<u>Platestripe</u>	<u>Uinjisert</u>	<u>Injisert</u>
Søylestripe 1	20stk	4stk
Søylestripe 2	19stk	4stk
<u>Feltstripe</u>	<u>14stk</u>	<u>3stk</u>
Totalt	53stk	11stk

Kabelmengda i søylestripe 1 og 2 er maksimalt utnytta med tanke på plass, sidan det er her ein har størst opptredande moment. I feltstripa er det valt å redusere mengda spennkablur fordi etter momentintensitet vil ein ha sterkt redusert opptredande moment i feltstripa. Ved å ta omsyn til dette kan ein unngå for høge betongspenningar i tverrsnittet som kan resultere i opprissing, noko som kan være svært kritisk for konstruksjonen.

I vedlegg 3.2 og 4.2 er det utført berekingar for naudsynt armering i y – retning. Det er nytta same horisontal fordeling av spennarmeringa som for x - retning. Stripebreiddene i y – retning er breiare, noko som er særst gunstig for søylestripe 1. Her fordeler ein ei større mengd kablur her med omsyn til at største delen av det dimensjonerande momentet er fordelt i denne platestripa.

### Y - RETNING

<u>Platestripe</u>	<u>Uinjisert</u>	<u>Injisert</u>
Søylestripe 1	26stk	4stk
Søylestripe 2	15stk	4stk
<u>Feltstripe</u>	<u>10stk</u>	<u>3stk</u>
Totalt	51stk	11stk

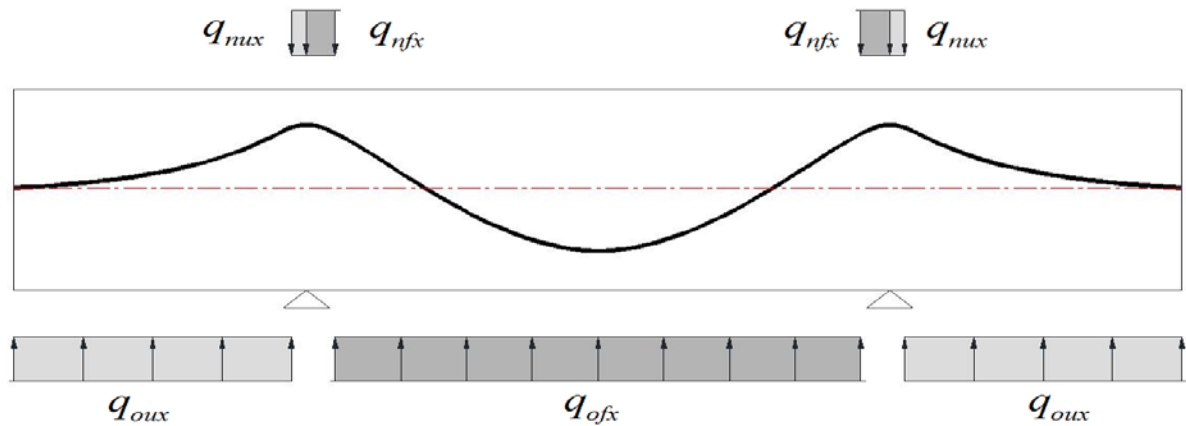
#### 3.2.3 Ekvivalente krefter

Parabelforma spennarmering gjev ekvivalente krefter/laster på konstruksjonen.

Figur 50 illustrerer korleis dei ekvivalente kreftene (oppover- og nedoverretta) verkar langs spennkabelens lengde.

For bereking av momentfordeling må ein fyrst finne dei ekvivalente lastene , sidan det er fordelt ulik mengde spennarmering i platestripene for begge systema. I dei to ortogonale retningane vil dette gje ulik ekvivalent last avhengig av kva platestripe ein ser på. Berekingar av ekvivalente laster for dei to spennsystema er utført i vedlegg 3.4 og 4.4.

Framgangsmåten er lik for begge system og retningar, for vidar berekingar av ekvivalente laster er kunn syna for det uninjserte spennsystemet ( x-retning ).



Figur 50: Ekvivalente krefter

der

$q_{mux}$  = Nedoverretta Utkrager

$q_{nfx}$  = Nedoverretta Felt

$q_{oux}$  = Oppoverretta Utkrager

$q_{ofx}$  = Oppoverretta Felt

Oppspenningskraft ( $P$ ) fordelt i dei ulike stripebreddene:

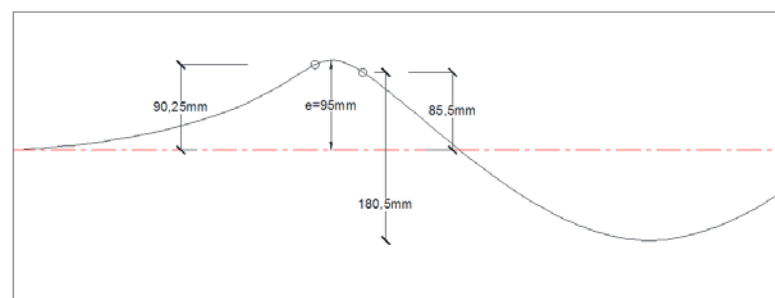
$$P_{ss1x} = 182,44kN \cdot \frac{20stk}{2 \cdot 0,125 \cdot 6m} = 2426,67kN$$

$$P_{ss2x} = 182,44kN \cdot \frac{19stk}{2 \cdot 0,125 \cdot 6m} = 2305,33kN$$

$$P_{sfx} = 182,44kN \cdot \frac{14stk}{0,5 \cdot 6m} = 849,33kN$$

På grunn av symmetri vil dei ekvivalente lastene være like om midtpunkt felt.

Beregning av jamn fordelte ekvivalente lasta pr søylestripe etter formlar gitt i kapittel 1.4.1:  
 Med tilhøyrande verdier for infleksjonspunkt (figur 51)



Figur 51: Detaljar for beregning av ekvivalente krefter



Nedoverretta

$$q_{mux} = \frac{2 \cdot P \cdot 0,00475m}{0,2m^2} \Rightarrow q_{mux,ss1} = 576,33 \frac{kN}{m} \quad q_{mux,ss2} = 547,52 \frac{kN}{m} \quad q_{mux,sf} = 201,72 \frac{kN}{m}$$
$$q_{nfx} = \frac{8 \cdot P \cdot 0,0095m}{(2 \cdot 0,4m)^2} \Rightarrow q_{nfx,ss1} = 288,167 \frac{kN}{m} \quad q_{nfx,ss2} = 273,76 \frac{kN}{m} \quad q_{nfx,sf} = 100,86 \frac{kN}{m}$$

Oppoverretta

$$q_{oux} = \frac{2 \cdot P \cdot 0,09025m}{3,8m^2} \Rightarrow q_{oux,ss1} = 30,33 \frac{kN}{m} \quad q_{oux,ss2} = 28,82 \frac{kN}{m} \quad q_{oux,sf} = 10,617 \frac{kN}{m}$$
$$q_{ofx} = \frac{8 \cdot P \cdot 0,1805m}{(2 \cdot 3,6m)^2} \Rightarrow q_{ofx,ss1} = 67,6 \frac{kN}{m} \quad q_{ofx,ss2} = 64,22 \frac{kN}{m} \quad q_{ofx,sf} = 23,66 \frac{kN}{m}$$

### 3.3 Momentberegning

Dei ytre dimensjonerande støtte- og feltmomenta skal fordelast etter berekningsmodellen, i platestriper med tilhøyrande momentintensitet.

#### 3.3.1 Slakkarmert

Følgjande fordeling av dimensjonerande brotgrensemoment fordelt i platestripene gjev grunnlag for berekning av naudsynt slakkarmeringsmengd. (Vedlegg 1.2)

Tabell 15: Momentfordeling SF

Fordeling av Moment		Moment- intensitet	Stripebreidd (m)	Moment (kNm/m)	Moment (kNm)
Støtte	600kNm				
	Søylestripe 1	1,80	1,50	1080	1620
	Søylestripe 2	1,20	1,50	720	1080
	Feltstripe	0,50	3,00	300	900
	Totalt				3600
Felt	480kNm				
	Søylestripe	1,20	3,00	576	1728
	Feltstripe	0,80	3,00	384	1152
	Totalt				2880

Frå tabell 15 ser ein at største opptredande brotmoment er i søylestripe 1;

$$M_{ss1x} = 1080 \text{ kNm} / \text{m}$$

Slakkarmerte dekket må armerast i respektive platestriper for å ta opp dimensjonerande moment.

$$\text{Antatt } \varnothing 25 \text{ lengde/bøyearmering i begge retningar} \Rightarrow d_{SF} = t_{SF} - c_{\min} - 25 \text{ mm} = 405 \text{ mm}$$

Kontrollerer momentkapasiteten  $M_{Rd}$  pr. meter. (Vedlegg 1.3)

$$M_{Rd} = 0,275 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d_{SF}^2$$

$$M_{Rd} = 0,275 \cdot 28,33 \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 405 \text{ mm} \approx \boxed{1278 \text{ kNm} / \text{m}}$$

$$\Rightarrow M_{Rd} > M_{ss1x} \rightarrow \text{Trykksona er delvis utnytta}$$

Naudsynt slakkarmeringsmengd, syner berekning av søylestripe 1. Dei resterande armeringsmengdene for x- og y-retning er utført i vedlegg 1.3 og blir syna i tabell 16.

$$A_{ss1x} = \frac{M_{ss1x}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{1080 \text{ kNm} / \text{m}}{434,78 \text{ MPa} \cdot 0,835 \cdot 405 \text{ mm}} = 7344 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Naudsynt slakkarmering for søylestripe 1 blir då

$$A_{ss1x} = 7344 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \cdot 1,5 \text{ m} = \boxed{11\,015 \text{ mm}^2}$$

$$\Rightarrow 23 \varnothing 25 \quad / \quad \varnothing 25 \text{ c/c } 65 \text{ mm}$$

Dette gjev totalt armeringsareal for søylestripe 1

$$A_{ss1x} = 23 \cdot \frac{\pi \cdot (25\text{mm})^2}{4} = 11\,290\text{mm}^2$$

Kontrollerer at berekna armeringsmengd gjev ønska momentkapasitet

$$M_{sd,SF} = f_{yd} \cdot \frac{A_{ss1x}}{1.5\text{m}} \cdot z \approx 1107\text{kNm} / \text{m}$$

$$M_{sd,SF} > M_{ss1x} \quad \text{OK!}$$

Armeringsresultatet for flatdekket i X – og Y-retning er syna i tabell under. Tabellen syner naudsynt mengde Ø25 for å oppnå tilstrekkelig kapasitet for dei dimensjonerande moment i dei aktuelle platestripene.

Tabell 16: Armeringsmengd (SF)

Naudsynt Armeringsmengd SLAKKARMERT FLATDEKKE		Naudsynt Armeringsmengd	Mengd Ø25	Senteravstand c/c	Total Armeringsmengd	
X - RETNING	<b>STØTTE</b>					
		SØYLESTRIPE 1	11015mm <sup>2</sup>	23	65mm	11290mm <sup>2</sup>
		SØYLESTRIPE 2	7344mm <sup>2</sup>	15	100mm	7363mm <sup>2</sup>
		FELTSTRIPE	6120mm <sup>2</sup>	13	230mm	6381mm <sup>2</sup>
	<b>FELT</b>					
		SØYLESTRIPE	11750mm <sup>2</sup>	24	125mm	11781mm <sup>2</sup>
		FELTSTRIPE	7833mm <sup>2</sup>	16	185mm	7854mm <sup>2</sup>
Y - RETNING	<b>STØTTE</b>					
		SØYLESTRIPE 1	8261mm <sup>2</sup>	17	115mm	8345mm <sup>2</sup>
		SØYLESTRIPE 2	5508mm <sup>2</sup>	12	165mm	5890mm <sup>2</sup>
		FELTSTRIPE	4590mm <sup>2</sup>	10	400mm	4909mm <sup>2</sup>
	<b>FELT</b>					
		SØYLESTRIPE	8812mm <sup>2</sup>	18	220mm	8836mm <sup>2</sup>
		FELTSTRIPE	5875mm <sup>2</sup>	12	330mm	5890mm <sup>2</sup>

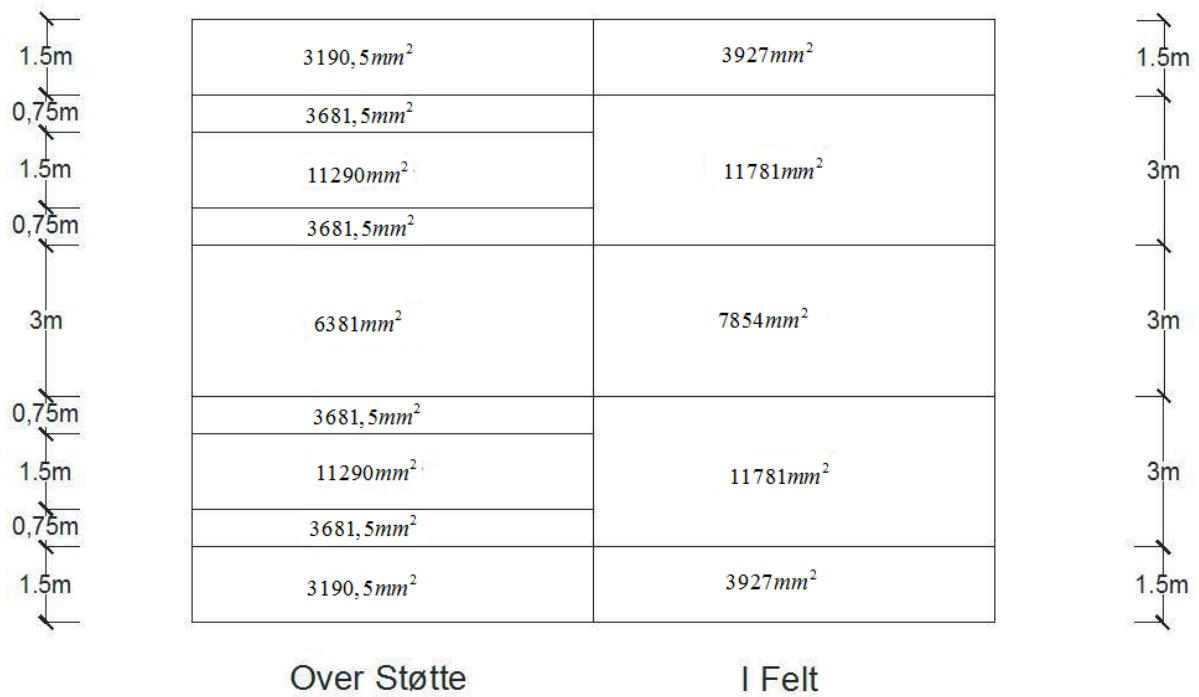
Alle platestriper overheld krav satt i EC2 med omsyn til minimumsarmering, maksimal senteravstand og fri avstand mellom armeringsstengene. (Vedlegg 1.4)

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d_{SF} = 863 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{OK!}$$

$$s_{\max,slab} = \min(3 \cdot t_{SF}, 400\text{mm}) = 400\text{mm} \quad \text{OK!}$$

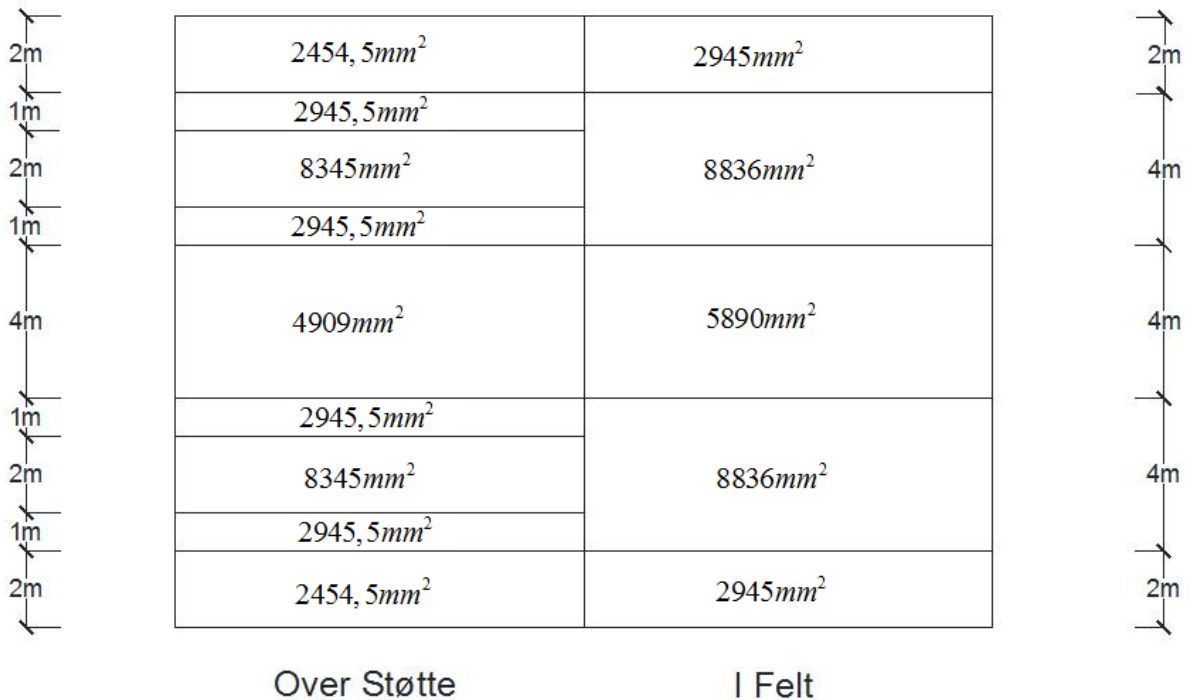
$$a_h \geq \max(2 \cdot 25\text{mm}, 20\text{mm}) = 50\text{mm} \quad \text{OK!}$$

Figur 52 viser fordeling av total armeringsmengd i platestripene for x-retning



Figur 52: Armeringsmengd x-retning (SF)

Figur 53 viser fordeling av total armeringsmengd i platestripene for y-retning



Figur 53: Armeringsmengd y-retning (SF)

### 3.3.2 Spennarmert

I tillegg til brotmomentet frå ytre laster må ein inkludere momenteffekten dei ekvivalente lastene gjev på konstruksjonen.

Her, som for berekning av dimensjonerande moment frå ytre laster nyttar ein statikk frå formelverk for berekning av momenteffekten dei ekvivalente kreftene gjev på konstruksjonen. Ein betraktar dei ekvivalente krefter som ytre belastning på konstruksjonen og antaking om platestriper som bjelkar er gjeldande.

Ved å betrakta dei ekvivalente spennkreftene som ytre belastning, er det i brotgrense berekningane multiplisert med lastfaktor  $\gamma_p$ .

Notasjonen nytta i berekninga er:

<i>Utkrager:</i>	1.Oppadretta	<i>Felt</i>	3.Oppadretta
	2.Nedoverretta		4.Nedoverretta

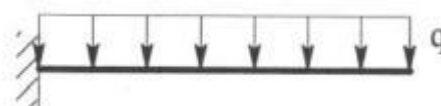
#### Utkrager

##### 1.Oppoverretta ( $q = q_{oux} = q_{ouy}$ )

Forenkla nyttar statisk bjelkemodell fast innspent utkragerbjelke, saman med lengda den ekvivalente lasta verkar over:

$$\text{Reaksjonskrafta} \quad V_1 = q \cdot (L - 0.05L)$$

$$\text{Moment} \quad M_1 = \frac{q \cdot L \cdot (L - 0.05L)}{2}$$



Figur 54: Statikkformel 1

##### 2.Nedoverretta ( $q = q_{nux} = q_{nuy}$ )

Forenkla vurderte ein nedoverretta lasta som for 1. der lasta verkar over spennlengd lik avstanden frå søylesenter til infleksjonspunkt

$$\text{Reaksjonskrafta} \quad V_2 = q \cdot 0,05L$$

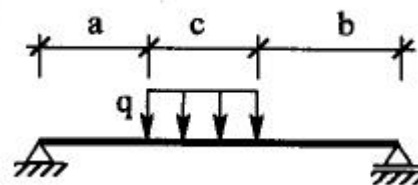
$$\text{Moment} \quad M_2 = \frac{q \cdot (0,05L)^2}{2}$$

#### Felt

##### 3.Oppoverretta ( $q = q_{ofx} = q_{ofy}$ )

$$\text{Reaksjonskraft} \quad V_3 = \frac{q \cdot c(2 \cdot b + c)}{2 \cdot L}$$

$$\text{Moment} \quad M_3 = \frac{V_3^2}{2 \cdot q} + V_3 \cdot a$$

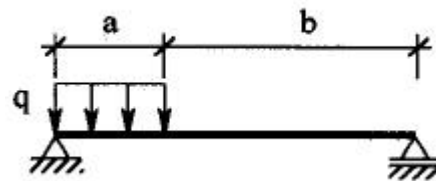


Figur 55: Statikkformel 2

4. Nedoverretta ( $q = q_{nfx} = q_{nfy}$ )

Reaksjonskrefter

$$V_{4A} = \frac{q \cdot a}{L_{tot}} \cdot \left( L_{tot} - \frac{a}{2} \right) \quad V_{4B} = \frac{q \cdot a^2}{2 \cdot L_{tot}}$$



Figur 56: Statikkformel 3

På grunn av symmetri vil ein får total bidrag frå spennarmeringa i kvart opplager lik:

$$V_4 = V_{4A} + V_{4B}$$

Moment

$$M_4 = \frac{V_A^2}{2 \cdot L_{tot}}$$

3.3.2.1 - Uinjisert

Berekninga av momentbidraga, samt dimensjonerande moment for det uninjserte systemet, er utført i vedlegg 3.5 etter formlar gitt over.

I dette delkapittelet syner ein kort gangen i korleis ein kjem fram til dimensjonerande moment frå ytrebelastning og effekten spennarmeringa gjev på konstruksjonen.

Momentbidraga frå spennarmeringa i ulike platestripene over støtte (x og y-retning) er syna i tabell under.

Tabell 17: Momentbidrag frå spennarmeringa UF

MOMENTBIDRAG UINJISERT		intensitet	Platebreidd (m)	UTKRAGER		FELT		Maksimalt støttemoment
				M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	M <sub>4</sub>	
X - RETNING				<b>Momentbidrag frå spennarmering</b>				564
	SS1	1,8	1,5	207,982	12,71	443,463	27,588	1015,2
	SS2	1,2	1,5	197,583	12,074	421,29	27,962	676,8
	SF	0,5	3	72,794	4,448	155,212	26,564	282
Y - RETNING								317,25
	SS1	1,8	2	192,109	11,74	394,368	25,828	571,05
	SS2	1,2	2	110,832	6,773	252,091	14,901	380,7
	SF	0,5	4	36,944	2,258	86,226	4,967	158,625

Dimensjonerande støttemoment i dei aktuelle platestripene berekna frå korleis ekvivalente krefter verkar på konstruksjonen. For maks støttemoment:

$$M_{ed.støtte} = M_{maks.S} + M_2 - M_1 \text{ (tabell 18)}$$

Kontrollert dimensjonerende moment frå statikk formlar mot :

$$M_{S.kontroll} = M_{maks.S} + \gamma_P \cdot P \cdot i_{ux} + \gamma_P \cdot P \cdot e \quad i_{ux} = 4,75mm(\text{figur51})$$

Tabell 18: Dimensjonerende moment UF

Dimensjonerende Moment				
X - RETNING		kNm/m	kNm	M <sub>kontroll</sub>
	SS1	819,928	1229,892	819,928
	SS2	491,291	736,9365	491,291
	SF	213,654	640,962	213,654
	Totalt		<b>2607,7905</b>	OK!
Y - RETNING				
	SS1	390,681	781,362	390,681
	SS2	276,641	553,282	276,641
	SF	123,939	495,756	123,939
	Totalt		<b>1830,4</b>	OK!

Frå tabell ser ein at det maksimale dimensjonerende momentet som er grunnlag for kapasitets berekning høvesvis i x- og y retning

$$M_{ED.støtte.X} \approx 2608kNm$$

$$M_{ED.støtte.Y} \approx 1830kNm$$

Maksimalt feltmoment for dei ulike stripene blir berekna ut frå ytrebelastning samt momentbidraget frå spennarmeringa. Ein finn fyrst det totale momentet for heile platebreidda og fordeler deretter til dei respektive platefelte.

Momentbidraget frå spennarmeringa(Tabell 19)

$$M_{felt.sp} = M_4 + M_1 - M_2 - M_1$$

Tabell 19: Momentbidrag frå spennarmering i platestriper over støtte UF

X - RETNING		M <sub>felt.sp</sub>	M <sub>felt.sp</sub> *stripebreidd
	SS1	-220,229	-330,3435
	SS2	-209,217	-313,8255
	SF	-77,079	-231,237
	Totalt	-506,525	-875,406
Y - RETNING			
	SS1	-188,171	-376,342
	SS2	-133,131	-266,262
	SF	-46,573	-186,292
	Totalt	-367,875	-828,896

Det totale dimensjonerande moment for heile platebreidda

$$M_{ED,Felt.X} = M_{F_x,UF} \cdot 6m + M_{felt.sp,X} \approx 2004kNm$$

$$M_{ED,Felt.Y} = M_{F_y,UF} \cdot 8m + M_{felt.sp,Y} \approx 1331kNm$$

Fordelt inn i platestripe etter momentintensitet:

$$M_{felt.FSx} = 400,92kNm/m \quad M_{felt.FSy} = 300,69kNm/m$$

$$M_{felt.FFx} = 267,3kNm/m \quad M_{felt.FFy} = 200,5kNm/m$$

Ut frå brotmomenta må ein kontrollere at tverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet.

Beregningsmetoden nytta er lik for begge retningar og felt (Vedlegg 3.6) og for vidare berekning ser ein på x-retning over støtte.

Kontrollerer momentkapasiteten for heile platebreidda mot dimensjonerande momentet.

$$M_{Rd} = 0.276 \cdot f_{cd} \cdot b_{plate} \cdot d_{mid}^2$$

$$M_{Rd} = 0.276 \cdot 28.33MPa \cdot 6000mm \cdot 264,375mm^2 = 3280kNm$$

$$\Rightarrow \Rightarrow M_{ED,støtte.X} \ll M_{Rd} \text{ OK!}$$

Sidan betongens momentkapasitet er vesentleg høgare enn opptredande moment vel ein å redusere trykksonehøgda.

Redusert trykksonehøgda:

$$\alpha d_{mid} = 0.4 \cdot d_{mid} \cdot \frac{M_{ED,støtte.X}}{M_{Rd}} \approx 84mm$$

Forenkla tilnærming er å halvere trykksonehøgda som gjev utslag på indre momentarm( z ) til spenn og slakkarmeringa.

$$\Rightarrow z_p = d_p - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha d_{mid} \approx 221mm(\text{spennarmering})$$

$$z_s = d_s - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha d_{mid} \approx 240mm(\text{slakkarmering})$$

Momentkapasitetsbidraget frå spennarmering (Tabell 20)

$$M_{pd} = f_{pd} \cdot n_{uinj} \cdot A_p \cdot z_p$$

der

$$n_{uinj} = \text{kabelmengd i betrakta platefelt}$$

Tabell 20: Momentkapasitet platestriper over støtte, X-retning, UF

X - RETNING (kNm/m)		$M_{pd}$	$M_{ed}$
Støtte	SS1	759,237	819,928
	SS2	721,275	491,291
	SF	531,466	213,654



I søylestripe 1 overgår opptredande moment ( $M_{ED.ss1}$ ) kapasiteten ( $M_{pd.ss1}$ ). Det er her naudsynt med slakkarmering for å oppnå tilstrekkelig kapasitet. I resterande deler av plate ser ein at ein har tilstrekkelig kapasitet og det er kunn naudsynt å nytta minimumskrav til slakkarmering.

Minimumsarmering:

$$A_{s,min} = 0.26 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b \cdot d_{mid} = 564 \text{mm}^2$$

Naudsynt armering i SS1:

$$A_{s,ss1} = \frac{M_{ED.ss1} - M_{pd.ss1}}{f_{yd} \cdot z_s} = 580 \text{mm}^2 > A_{s,min} \text{ OK!}$$

$$n_{ss1} = \frac{A_{s,ss1} \cdot 1.5m}{A_{\emptyset 12}} \Rightarrow 8\emptyset 12$$

Kontroll av endeleg momentkapasitet

$$M_d = f_{yd} \cdot \frac{A_{\emptyset 12} \cdot 8}{1.5m} \cdot z_s + M_{pd,ss1} \approx 822,3 \text{kNm} / m$$

$$M_d > M_{ED,ss1x} \text{ OK!}$$

Naudsynt slakkarmeringsmengd er syna i tabell under. Komplette berekingar for begge retningar og felt er utført i vedlegg 3.6.

Syner mengda  $\emptyset 12$  naudsynt i brotgrense for å oppnå tilstrekkelig kapasitet. Det er viktig å merke seg at mengda spennarmering i søylestripene i felt er summen av SS1 og SS2.

Tabell 21: Armeringsmengd (UF)

Armeringsmengd UINJISERT SPENNSYSTEM			Naudsynt Armeringsmengd	Mengd Ø12	Total Armeringsmengd
X - RETNING	STØTTE		min 564mm <sup>2</sup>		
		SØYLESTRIPE 1	871mm <sup>2</sup>	8	905mm <sup>2</sup>
		SØYLESTRIPE 2	845mm <sup>2</sup>	8	905mm <sup>2</sup>
		FELTSTRIPE	1691mm <sup>2</sup>	15	1696mm <sup>2</sup>
	FELT				
		SØYLESTRIPE	1691mm <sup>2</sup>	15	1696mm <sup>2</sup>
		FELTSTRIPE	1691mm <sup>2</sup>	15	1696mm <sup>2</sup>
Y - RETNING	STØTTE		min. 553mm <sup>2</sup>		
		SØYLESTRIPE 1	1106mm <sup>2</sup>	10	1131mm <sup>2</sup>
		SØYLESTRIPE 2	1106mm <sup>2</sup>	10	1131mm <sup>2</sup>
		FELTSTRIPE	2212mm <sup>2</sup>	20	2620mm <sup>2</sup>
	FELT				
		SØYLESTRIPE	2212mm <sup>2</sup>	20	2620mm <sup>2</sup>
		FELTSTRIPE	2212mm <sup>2</sup>	20	2620mm <sup>2</sup>

3.3.2.2 - Injisert

Moment og dimensjoneringsberegning for det injiserte spennsystemet følger same formlar som berekningsmodellar som for det uninjiserte systemet.

Sidan det er berekningsmessig lik framgangmåte og det er ynskjeleg å vurdere forskjellar mellom systema syner ein i dette delkapittelet oppsummering av viktige og avgjerande resultat for vidare samanlikning. Fullstendig berekning er utført i Vedlegg 4.5 og 4.6.

Det opptredande momentet i dei ulike platestripene samt kapasitetsbidraget spennarmeringa gjev på tverrsnittet er syna i tabell 22.

Tabell 22: Dimensjonerande Moment (IF)

kNm/m		X - Retning		Y - Retning	
Støtte		M <sub>ED</sub>	M <sub>pd</sub>	M <sub>ED</sub>	M <sub>pd</sub>
Felt	SS1	860,482	715,021	461,119	769,990
	SS2	522,082	715,021	270,769	769,990
	SF	223,981	536,266	117,401	577,493
	FS	432,044	1430,042	324,033	1539,980
	FF	288,029	536,266	216,022	577,494

Moment	X – retning	Y- retning
Støttemoment	$M_{ed.støtte,X} \approx 2746kNm$	$M_{ed.støtte,Y} \approx 1934kNm$
Feltmoment	$M_{ED.Felt,X} \approx 2160kNm$	$M_{ED.Felt,Y} \approx 1463kNm$

Ein ser frå tabell at SS1 må tilleggsarmerast for å oppnå tilstrekkelig kapasitet. Resterande platestriper har tilstrekkelig momentkapasitet og er her kunn naudsynt med minimumsarmering.

Tabell 23: Armeringsmengd (IF)

Armeringsmengd INJISERT SPENNSYSTEM			Naudsynt Armeringsmengd	Mengd	Total Armeringsmengd	
X - RETNING	STØTTE		min 559mm <sup>2</sup>			
		SØYLESTRIPE 1	1428mm <sup>2</sup>	11Ø16	2212mm <sup>2</sup>	
		SØYLESTRIPE 2	839mm <sup>2</sup>	8Ø12	905mm <sup>2</sup>	
		FELTSTRIPE	2178mm <sup>2</sup>	15Ø12	1696mm <sup>2</sup>	
	FELT					
			SØYLESTRIPE	1678mm <sup>2</sup>	15Ø12	1696mm <sup>2</sup>
			FELTSTRIPE	1678mm <sup>2</sup>	15Ø12	1696mm <sup>2</sup>
Y - RETNING	STØTTE		min. 544mm <sup>2</sup>			
		SØYLESTRIPE 1	1089mm <sup>2</sup>	10Ø12	1131mm <sup>2</sup>	
		SØYLESTRIPE 2	1089mm <sup>2</sup>	10Ø12	1131mm <sup>2</sup>	
		FELTSTRIPE	2178mm <sup>2</sup>	20Ø12	2620mm <sup>2</sup>	
	FELT					
			SØYLESTRIPE	2178mm <sup>2</sup>	20Ø12	2620mm <sup>2</sup>
			FELTSTRIPE	2178mm <sup>2</sup>	20Ø12	2620mm <sup>2</sup>

### ***Kommentar***

Brotmoment frå ytre belastning er berekna med antaking ved å nytta statikk formlar for fast innspent utkragar og fritt opplagt bjelke for høvesvis maksimalt støtte og felt moment. Dette er grunnlaget for forenkla handberekningar i denne oppgåve med tanke på om det er teoretisk mulig å gjennomføre kaidekke som flatdekkelement.

Statiske momentberekningane er basert på dekke fritt opplagra på søyler, dvs maks støttemoment over søyle/pel samt spennviddene er antatt bruk av teoretisk avstand frå søylesenter, som også bidreg til auka sikring ved dimensjonering av søyleområdet.

*Det er og viktig å poengtera at einkvar berekning av momentfordelinga held fram med å være tilnærma.*

Forenklingane gjort ved berekning av brotmoment og fordeling vil gje konservative resultat. Dersom ein ynskjer å nytta flatdekke som dekke alternativ er det hensiktsmessig å gjennomføra eksakte berekningar ved hjelp av FEM- dataverktøy, samt inkludere eventuell effekten søyleforsterkinga gjev for sambindinga mellom dekke og pelar å betre fastslå innspenningsgraden.

Ved fordeling av dimensjonerande brotmoment, medrekna effekten spennarmeringa gjev på konstruksjonen, ser ein liten forskjell mellom dei to spennsystema. Denne forskjellen er minimal og skuldast at det uinjiserde spennsystemet nyttar større spennarmeringsmengd enn injiserte. Dette resulterer i ein liten auke i naudsynt tilleggsarmering. Forutan dette er momentoppførselen til dei to systema tilnærma lik.

### 3.4 Skjerberegning

Grunna dekkegeometrien vil belastninga vær lik for alle søylene(figur 39). Derfor er det kunn naudsynt å berekne skjerspenning og kapasitet for eit søylepunkt.

For flatdekket er det berekna skjerpåkjønning frå to ulike lastsituasjonar

1. Jamt fordelt belastning
2. Punktlast (hjultrykk)

Berekning er utført i samsvar med Eurokode og etter retningslinjer for punktlaster[2].

Utforming av søyleforsterkinga er lik for slakk og spennarmerte alternativ. Dimensjonar er syna i figur 40.

Søylepunktta i berekningane er vurdert som innersøyler  $\Rightarrow \beta = 1.15$

#### 3.4.1 Slakkarmert

Ein kontrollerer fyrst opptredande skjerspenning mot kapasiteten for tilfellet med jamt fordelt last. Fullstendige skjედimensjoneringsberekningar for begge tilfeller er utført i vedlegg 1.5.

#### **Jamt fordelt last**

Søyleforsterkinga sin geometri

$$d_{\text{søyle}} = 800\text{mm}$$

$$r_{\text{voute}} = 1350\text{mm}$$

$$h_H = 500\text{mm}$$

$$l_H = 950\text{mm} \leq 2 \cdot h_H \text{ OK!}$$

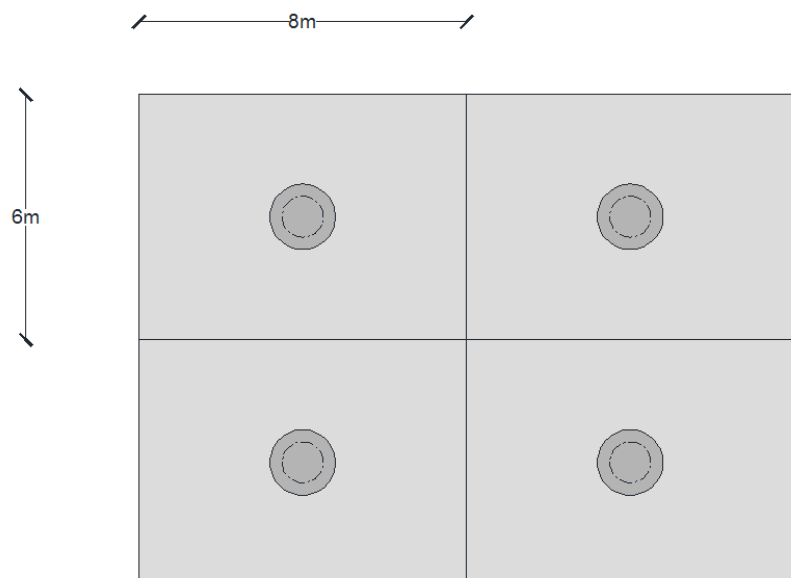
Kontrollerer i kritisk snitt utanfor søylevouta :

$$r_{\text{kontroll}} = 2 \cdot d_{\text{SF}} + l_H + 0,5 \cdot d_{\text{søyle}} = 2160\text{mm}$$

$$u_{\text{kontroll}} = 2 \cdot \pi \cdot r_{\text{kontroll}} = 13572\text{mm}$$

Dimensjonerande skjerkraft blir berekna ut frå lastarealet som belastar det betrakta snittet. For pelar betrakta i berekningane er inndeling av skjereareal som for figur 57.

Arealet innanfor betrakta kontrollsnitt er medrekna i totale skjerearealet, sjølv om at det i teorien gjev ein reduksjon i skjereareal og dermed redusert skjerspenning er den så liten at det er valt å neglisjere bidraget.



Figur 57: Skjereareal

Skjerareal for søylepunkt er då:

$$A_{skjer} = (6m \cdot 8m) = 48m^2$$

Totale dimensjonerande sentrisk skjerkraft:

$$V_{ED, sentr} = q_{ED, SF} \cdot A_{skjer} = 75 \frac{kN}{m^2} \cdot 48m^2 = \underline{3600kN}$$

Dimensjonerande skjerspenning for tilfelle 1 blir då:

$$v_{ED, SF1} = \beta \cdot \frac{V_{ED, sentr}}{u_{kontroll} \cdot d_{SF}} = 1,15 \cdot \frac{3600 \cdot 10^3 N}{13572mm \cdot 405mm} = \boxed{0,753 \frac{N}{mm^2}}$$

Dimensjonerande skjerkapasitet for konsentrerte laster utan skjearmering

$$v_{Rd.c} = C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp})$$

$$C_{Rd.c} = \frac{k_2}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{SF}}} = 1.703$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

Armeringsforholdet ( $\rho_l$ ) er basert på mengda strekkarmering med samvirke til betongen innanfor  $b_\rho / 2$  til kvar side frå søylesenter.

$$b_\rho = (d_{søyle} + 6 \cdot d_{SF}) = 3.23m$$

Armeringsmengd inkludert

$$A_{sLx} = 18831mm^2 \quad A_{sLy} = 11651mm^2$$

Finn armeringsforholdet ut frå

$$\rho_{lx} = \frac{A_{sLx}}{b_\rho \cdot d_{SF}} = \frac{18831mm^2}{3230mm \cdot 405mm} \approx 0.014$$

$$\rho_{ly} = \frac{A_{sLy}}{b_\rho \cdot d_{SF}} = \frac{11651mm^2}{3230mm \cdot 405mm} \approx 0.009$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lx}} = 0.011 \leq 0.02 \text{ OK!}$$

$$v_{Rd.c} = 0.12 \cdot 1.703 \cdot (100 \cdot 0.011 \cdot 50)^{1/3} = \boxed{0.785MPa}$$

$$k_1 = 0.1$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.55MPa \quad v_{Rd.c} \geq v_{min}$$

$$v_{Rd.c} \geq v_{ED, SF1}$$

Dimensjonerande skjerspenningar frå jamt fordelt last er mindre enn kapasiteten så det er ikkje berekningsmessig naudsynt med skjearmering.

*Kontroll av skjetrykkbrot:*

$$v_{ED.0} = \beta \cdot \frac{V_{ED.sentr}}{u_{voute} \cdot d_{SF}} = 1.205 MPa \leq v_{Rd.max}$$

$$v_{Rd.max} = \min \left\{ 0.4 \cdot v \cdot f_{cd}; \frac{1.6 \cdot v_{Rd.c} \cdot u_{kontroll}}{\beta \cdot u_{voute}} \right\} \Rightarrow \min \{5.44; 1.747\}$$

$$v_{Rd.max} = 1.747 MPa < v_{ED.0} \Rightarrow \text{ikkje OK!}$$

### **Punktlast/Hjultrykk**

Sidan nyttelast og punktlast ikkje opptreer samstundes er det verste tilfelle som genererer størst skjerspenning når ein har lasttilfelle med kombinasjonen av eigenvekt og punktlast.

Skjerpåverknad frå punktlast er berekna med grunnlag i retningslinjer utgitt av [2] med diagram frå figurar 33 og 34. Eigenvekta blir betrakta som for tilfellet med jamt fordelt nyttelast.

For berekning av skjerspenningane frå punktlast, er voutekant betrakta som søylekant, slik at ein vil få størst spenningar i den kritiske delen av konstruksjonen.

Punktlasta er konsentrert over lastflata:

$$t_x = t_y = 1000mm + d_{SF} = 1405mm$$

Som for tilfelle 1 er kritisk kontroll snitt lokalisert  $2 \cdot d_{SF}$  frå voutekant, avstanden frå voutekant til lastflata er:  $s = 2 \cdot d_{SF} = 810mm$ .

Forholda mellom  $\frac{s}{t_y} \approx 0.58$  og  $\frac{t_x}{t_y} = 1$  er grunnlag for avlesing av faktor  $k_v$ .

Faktorane er høvesvis

$$k_{v,fast} = 0.52 \quad \text{Fast innspent (figur 34)}$$

$$k_{v,fritt} = 0.29 \quad \text{Fritt opplagt (figur 33)}$$

Sidan det i oppgåva ikkje er gjort eksakte berekningar av sambindinga, vel ein forenkla å nytta middelerdi for vidare berekning.

$$k_v = \frac{k_{v,fast} + k_{v,fritt}}{2} = 0.405$$

Dette resulterer i skjerspenningsbidrag får punktlasta lik

$$v_{ED.pkt} = k_v \cdot \frac{Q}{t_y \cdot d_{SF}} = \underline{0.747 MPa}$$

I tillegg får ein bidrag frå eigenvekt i kontrollsnitt s frå voutekant

$$v_{ED.g} = \beta \cdot \frac{g \cdot A_{skjer}}{u_{kontroll} \cdot d_{SF}} = \underline{0.151 MPa}$$

Den totale dimensjonerande skjerspenninga er då:

$$v_{ED.pkt1} = v_{ED.pkt} + v_{ED.g} = 0.898MPa$$

$$v_{ED.pkt1} > v_{Rd.c} \Rightarrow \text{Det er berekningsmessig naudsynt med skjearmering!}$$

### **Berekningsmessig naudsynt med skjearmering**

Det er fokus på å letta arbeid ved produksjon av dekkealternativa. I samband med dette er det valt å nytta Ø12 skjervudarmerings einingar i aktuelle snitt, der kvar eining har

$$\text{tverrsnittsmål lik } A_{\emptyset 12} = 113mm^2$$

Etter EC2 armerer ein i følgjande snitt:

$$\text{SNITT 1 } \quad 0.3 \cdot d_{SF}$$

$$\text{SNITT 2 } \quad (0.3 + 0.75) \cdot d_{SF}$$

$$\text{SNITT 3 } \quad (0.3 + 2 \cdot 0.75) d_{SF}$$

$\Rightarrow$  til snitt der det lenger ikkje er naudsynt, der kapasiteten er tilstrekkelig.

*Naudsynt skjearmeringsmengd i kvart snitt finn ein ved å nytta formel*

$$A_{s.nauds} = \frac{(v_{Ed} - 0.75 \cdot v_{Rd.c}) \cdot s_r \cdot u_{kontroll}}{1.5 \cdot f_{ywd.ef} \cdot \sin \alpha}$$

der

$$s_r = 0.75 \cdot d_{SF} = 303,75mm$$

$$f_{ywd.ef} = 250 + 0.25d_{SF} = 351.25MPa < f_{yd} \text{ ok!}$$

$$\sin \alpha = 1$$

Må kontrollere at minimumsmengda er tilfredstilt i det betrakta snittet. (kap 2.5.5)

For SNITT 1

$$s_1 = 0.3 \cdot d_{SF} = 121,5mm$$

$$u_{s1} = (s_1 + r_{voute}) \cdot 2 \cdot \pi = 9246mm$$

$$\Rightarrow \frac{s_1}{t_y} = 0.086$$

$$\text{Avlest frå diagram } k_{v,s1fast} = 0.76 \text{ og } k_{v,s1fritt} = 0.5 \Rightarrow \boxed{k_{v,s1} = 0.63}$$

Skjerspenning i Snitt 1

$$\text{Punktlast: } v_{ED.pkt1} = k_v \cdot \frac{Q}{t_y \cdot d_{SF}} = \underline{0.747MPa}$$

$$\text{Eigenvekt } v_{ED.gs1} = \beta \cdot \frac{g \cdot A_{skjer}}{u_{s1} \cdot d_{SF}} = \underline{0.221MPa}$$

$$\text{Dimensjonerande } v_{ED.s1} = v_{ED.pkt1} + v_{ED.gs1} = \boxed{1.384MPa}$$

$$\Rightarrow A_{s,nauds} = \frac{(v_{Ed,s1} - 0.75 \cdot v_{Rd,c}) \cdot s_r \cdot u_{kontroll}}{1.5 \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha} = 6222 \text{mm}^2$$

$$n_{s1} = \frac{A_{s,s1}}{A_{\phi 12}} \approx 55 \text{stk}$$

$$\Rightarrow c_s = \frac{u_{s1}}{n_{s1}} \approx 165 \text{mm}$$

Kontrollere at minimumskravet er tilfredstilt

$$A_{s,min s1} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\frac{f_{yk}}{(s_r \cdot u_{s1})} \cdot 1.5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha} = 2118 \text{mm}^2 < A_{s,s1} \text{ OK!}$$

Dette resulterer i at i SNITT 1 er det naudsynt med 55stk skjereiningar fordelt langs snitt med senteravstand 165mm.

Framgangsmåten er lik for skjearmering av resterande snitt. Fullstendig berekning av naudsynt skjearmeringsmengd er gjennomført i vedlegg 1.6. Ved å følgje same framgangsmetode, vil ein i snitt 5 oppnå tilstrekkelig kapasitet og det er ikkje lenger naudsynt å armere. Etter EC2 er det gitt retningslinjer for armering fram til avstand  $kd$  frå snitt der det ikkje lenger er naudsynt med skjearmering. Dette resulterer i skjearmering i 4 snitt. Resultat av naudsynte skjearmeringsmengder er syna i tabellen under.

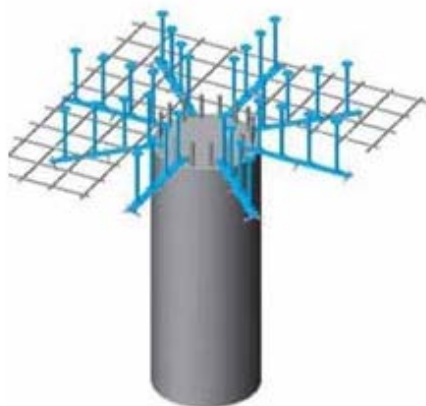
Tabell 24: Skjearmeringsmengd pr.søylepunkt SF

Skjearmeringsmengd pr. søylepunkt	Dimensjonerande skjerspenning	Antall skjereiningar	Senteravstand
SNITT 1	1,384MPa	55	165mm
SNITT 2	1,143MPa	38	290mm
SNITT 3	0,978MPa	27	480mm
SNITT 4	0,801MPa	15	995mm
SNITT 5	0,72MPa < $v_{Rd,c}$	-	-

Frå tabellen ser ein at det innerste snittet krevjar størst mengd skjereiningar og reduksjon i utover i snitta. Ei tenkt utføring er illustrert i figur 58. Dette er figur over løysingsalternativ utan dei faktiske armeringsmengdene.

Ved å føre skjereiningane rundt søyla, som illustrert, bidreg dette til letta utføring spesielt dersom ein har tverrsnitt med mykje armering lettar det betrakteleg å nytta skjehovudarmering som alternativ til tradisjonell armering med oppbygde stenger.





Figur 58: Skjerarmeringsløsning [22]

Eventuell løysing er å føre sirkulære skinner i aktuelt snitt der skjereiningane er fordelt etter senteravstand, Dette vil kunne bidra til å lettare oppnå ideell fordeling av naudsynt skjearmering i dei forskjellige snitta.

Skjertrykkkapasiteten berekna for tilfelle 1, er ikkje lenger kritisk med tanke på at ein får tilstrekkelig kapasitet sidan plata er skjearmert for punktlasta.

### 3.4.2 Spennarmert

For berekning av opptredande skjerkrefter for dei spennarmerte alternativa må ein inkludere reduksjonsbidraget dei ekvivalente kreftene gjev på konstruksjonen. Frå tidlegare berekning av avstanden frå søylesenter til infleksjonspunkta ser ein at avstanden er mindre enn avstanden ut til det kritiske kontrollsnittet  $2*d$ . Dette medfører at dei nedoverretta ekvivalente kreftene ikkje skal medreknast når ein bereknar dimensjonerande skjerspenning. Skjerbidraga frå ekvivalente kreftene for begge systema følgjer formelverk syna i kapittel 3.3.3. Berekning av reduksjon i skjerkrafta er uttrykt ved  $V_1$  og  $V_3$  med tilhøyrande verdiar er syna i tabell under.

Tabell 25: Reduskjonsbidrag frå spennarmeringa

	Uinjisert system				Injisert system			
	X - Retning		Y - Retning		X - Retning		Y - Retning	
	$V_1$	$V_3$	$V_1$	$V_3$	$V_1$	$V_3$	$V_1$	$V_3$
SS1	103,991	219,536	128,073	270,376	82,394	173,943	78,058	164,788
SS2	98,791	208,559	73,888	155,986	82,394	173,943	78,058	164,788
SF	36,397	76,838	24,629	51,995	30,898	65,229	29,272	61,796
Totalt	239,179	504,933	226,59	478,357	195,686	413,115	185,388	391,372

Resultierende skjerspenningsbidrag pr. søylepunkt er summen av bidrag i x og y-retning, forenkla tilnærmar ein koablane innanfor kritisk sone lik SS1 og SS2

$$V_{red} = V_{1x} + V_{1y} + V_{3x} + V_{3y}$$

$$\Rightarrow V_{red,UF} = 1259.2kN$$

$$\Rightarrow V_{red,IF} = 998.4kN$$

Dimensjonar for søylevouta er lik som for slakkarmert alternativ. Det er viktig å notere seg at endringa i dekketjukn gjev endring i kritisk kontrollsnitt. Kontrollsnitt for spennarmert system:

$$r_{kontroll} = 2 \cdot d_{mid} + l_H + 0,5 \cdot d_{søyle} = 1879 \text{ mm}$$

$$u_{kontroll} = 2 \cdot \pi \cdot r_{kontroll} = 11805 \text{ mm}$$

Berekningsmodell og framgangsmetode er lik som for slakkarmert alternativ. Vidare i oppgåva syner ein variablar og resultat som har betydning for kapasitet og spenningsberegning. Fullstendig berekning er utført i vedlegg 3.7 og 4.7 for høvesvis uinjisert og injisert spennsystem.

### 3.4.2.1 - Uinjisert

*Dimensjonerande skjerkapasitet for konsentrerte laster utan skjearmering*

$$v_{Rd.c} = C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$$

Her får ein eit aksialbidrag frå spennarmeringa lik:

$$\sigma_{cp} = \min\left(\frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2}; 0,2 \cdot f_{cd}\right) = 5,667 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd.c} = 0,12 \cdot 1,87 \cdot (100 \cdot 0,002 \cdot 50)^{1/3} + 0,1 \cdot 5,667 = \boxed{1,064 \text{ MPa}}$$

$$v_{Rd.c} > v_{ED,SF1} \text{ OK!}$$

**Jamt fordelt last** gjev sentrisk skjebelasting:

$$V_{ED,sentr} = q_{ED,UF} \cdot A_{skjer} = 70,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 48 \text{ m}^2 = \boxed{3384 \text{ kN}}$$

Total dimensjonerande sentrisk belasting :

$$V_{ED,UF} = V_{ED,sentr} - V_{red,UF} \approx \boxed{1935 \text{ kN}}$$

Skjerspenning som følgjer av jamt fordelt last

$$v_{ED,SF1} = \beta \cdot \frac{V_{ED,UF}}{u_{kontroll} \cdot d_{mid}} = 1,15 \cdot \frac{1935 \cdot 10^3 \text{ N}}{11805 \text{ mm} \cdot 264 \text{ mm}} = \boxed{0,783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}$$

### **Punktlast**

Grunna redusert dekketjukn vil også lastarealet forandra som gjev endring i forholdet mellom

$$\frac{s}{t_y} \approx 0,418 \text{ som resulterer i endring av faktoren } k_v.$$

Avlest frå diagram samt nytta samt antaking om 50% innspenning gjev  $k_v = 0,455$

Dette resulterer i skjerspenningsbidrag får punktlasta lik

$$v_{ED,pkt,UF} = k_v \cdot \frac{Q}{t_y \cdot d_{mid}} = \boxed{1,461 \text{ MPa}}$$

I tillegg får ein bidrag frå eigenvekt og spennarmering

$$v_{ED.sp,UF} = \beta \cdot \frac{(V_g - V_{ED,UF})}{u_{kontroll} \cdot d_{SF}} = \underline{-0.278MPa}$$

Den totale dimensjonerande skjerspenninga er då:

$$v_{ED.pkt,UF} = v_{ED.pkt,UF} + v_{ED.sp,UF} = 1,151MPa$$

$$v_{ED.pkt,UF} > v_{Rd.c}$$

Det er berekningsmessig naudsynt med skjearmering. Nyttar same formlar og framgangsmåte for berekning av naudsynt skjearmeringsmengd for SF. Fullstendig berekning er gjennomført i vedlegg 3.7. I tabell 26 er det opplista snitt med tilhøyrande verdiar.

Tenkt utføring følgjer same tankegang som for SF

Tabell 26: Skjearmeringsmengd pr.søylepunkt (UF)

Skjearmeringsmengd pr. søylepunkt	Dimensjonerande skjerspenning	Antall skjereiningar	Senteravstand
SNITT 1	1,775MPa	43	205mm
SNITT 2	1,462MPa	29	350mm
SNITT 3	1,251MPa	16	715mm
SNITT 4	1,075MPa	17	745mm
SNITT 5	0,887MPa < v <sub>Rd.c</sub>	-	-

Kontrollerer dimensjonerande trykkapasitet

$$v_{ED.0} = \beta \cdot \frac{V_{ED,UF}}{u_{voute} \cdot d_{mid}} = 1.09MPa \leq v_{Rd,max}$$

$$v_{Rd,max} = 2.061MPa < v_{ED.0} \Rightarrow \text{OK!}$$

### 3.4.2.2 - Injisert

Dimensjonerande skjerkapasitet for konsentrerte laster utan skjearmering

$$v_{Rd.c} = C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$$

I tillegg til bidrag frå aksialspenning vil ein få bidrag til armeringsforholdet pga direkte samvirke/heft med betongen.

Sidan det injiserte systemet er bygd opp av 4stk spennkablar pr røyr er fordelinga over vanskelegare å nøyaktig avgjerde. Forenkla nyttar ein mengda i ss1 i begge retningar. Sjølv om bidraget til armeringsforholdet frå spennarmeringa i verkelegheita er større, er dette eit punkt ein kan berekna med større nøyaktigheit dersom ein overskrir skjerkapasiteten.

$$\rho_{ly} = \frac{A_{sLy} + A_{spLy}}{b_\rho \cdot d_{mid}} = 0.006$$

$$\Rightarrow \rho_{lx} = \frac{A_{sLx} + A_{spLx}}{b_\rho \cdot d_{mid}} = 0.008$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lx}} = 0.007 < 0.02 \text{ OK!}$$

Dette gje auka skjerkapasitet

$$v_{Rd.c} = 0.12 \cdot 1.873 \cdot (100 \cdot 0.007 \cdot 50)^{1/3} + 0.1 \cdot 4,593 = \boxed{1.271MPa}$$

**Jamt fordelt last:**

Har same sentriske ytre skjerkraft som uninjisert system. Bidraget frå spennarmeringa er mindre slik at den totale dimensjonerande sentriske skjerkrafta er:

$$V_{ED,IF} = V_{ED,sentr} - V_{red,IF} \approx \boxed{2386kN}$$

Dette gjev dimensjonerande skjerspenning

$$v_{ED,SF1} = \beta \cdot \frac{V_{ED,IF}}{u_{kontroll} \cdot d_{mid}} = 1,15 \cdot \frac{2386 \cdot 10^3 N}{11805mm \cdot 264mm} = \boxed{0,888 \frac{N}{mm^2}}$$

$$v_{ED,SF1} < v_{Rd.c}$$

**Punktlast**

Dimensjonar på føringsrøyret for injisert spennsystem er større, og dette gjev utslag i endring i effektiv høgd ( $d$ ) i forhold til uninjiserte systemet. Dette gjev nytt forhold mellom avstand

frå voutekant til kritikk kontrollsnitt og lastflata  $\Rightarrow \frac{s}{t_y} = 0.416$ .

Avlest frå diagram gjev midlare faktoren  $k_v = 0.47$ . Dette resulterer i effektiv skjerspenningsbidrag frå punktlasta

$$v_{ED,pkt,IF} = 1.49MPa$$

Frå eigenvekt og effekten spennarmeringa gjev

$$v_{ED.sp} = \beta \cdot \frac{(V_g - V_{ED,IF})}{u_{kontroll} \cdot d_{SF}} = \underline{-0.184MPa}$$

Dimensjonerande skjerspenning

$$v_{ED,UF} = v_{ED,pkt,IF} + v_{ED.sp} = \boxed{1,306MPa}$$

$$v_{ED,UF} > v_{Rd.c} \Rightarrow \text{Det er berekningsmessig naudsynt med skjearmering}$$

Som for UF er skjearmeringsmengda for IF berekna etter same metode, og fullstendige utrekningar er utført i vedlegg 4.7. Tabell under syner snitt med naudsynt skjearmeringsmengd med tilhøyrande verdiar for å oppnå tilstrekkelig kapasitet mot punktlast tilfellet.

Tabell 27: Skjearmeringsmengd pr.søylepunkt (IF)

Skjearmeringsmengd pr. søylepunkt	Dimensjonerande skjerspenning	Antall skjereiningar	Senteravstand
SNITT 1	1,888MPa	41	215mm
SNITT 2	1,573MPa	27	375mm
SNITT 3	1,359MPa	18	635mm
SNITT 4	1,182MPa < $v_{Rd.c}$	-	-

*Dimensjonerande skjerrykkapasitet*

$$v_{ED.0} = \beta \cdot \frac{V_{ED.UF}}{u_{voute} \cdot d_{mid}} = 1.136 MPa \leq v_{Rd.max}$$

$$v_{Rd.max} = 2.455 MPa < v_{ED.0} \Rightarrow \text{OK!}$$

**Kommentar og oppsummering**

Oppsummering av resultatene fra skjerdimensjonering av de ulike dekkealternativa er syna i tabell 28.

**Tabell 28: Total skjearmeringsmengd**

Skjearmeringsmengd pr. søylepunkt	SF		UF		IF	
	Ø12	c/c	Ø12	c/c	Ø12	c/c
SNITT 1	55	165mm	43	205mm	41	215mm
SNITT 2	38	290mm	29	350mm	27	375mm
SNITT 3	27	480mm	16	715mm	18	635mm
SNITT 4	15	995mm	17	745mm	-	-
<b>TOTALT</b>	<b>135</b>		<b>105</b>		<b>86</b>	

Kommentar:

Tabell 28 syner at uavhengig av system er det naudsynt meg skjearmering kring søylevouta. Det er lasttilfellet for punktlast og eigenvekt som generere dei største spenningane og er dermed dimensjonerande. I tilfelle med jamt fordelt last vil sentrisk søylelast fordele seg langs omkrets i kritisk snitt rundt søyleforsterkinga, mendan for punktlast fordeler det seg i kritisk snitt, men lengda lasta fordeler seg over avhenger av lastflata  $\Rightarrow$  Dette gjev største skjerspenning for tilfelle med punktlast og eigenvekt.

Dei to spennsystema skil seg frå SF grunna den vertikale reduksjonskomponenten frå spennarmering og gjev redusert søylelast, samstundes som aksialbidrag frå spennarmeringa aukar kapasiteten til tverrsnittet.

Forskjellen i kapasitet mellom UF og IF er vesentleg. Dette skuldast at IF etablerer samvirke med konstruksjonen og arealet til spennarmeringa er inkludert i kapasitetsberekninga.

Felles for berekning av skjerspenning for systema er at ein ikkje ha redusert eigenvekta med areal innanfor kritisk snitt. Det eventuelle reduksjonsbidraget gjev liten innverknad på dei totale opptredande skjerspenningane sidan dimensjonerande tilfelle for punktlast og eigenvekt er det i hovudsak punktlasta som generere dei største skjerspenningane og eventuell reduksjon i eigenvekt gjev liten effekt på totale dimensjonerande spenningar.

### 3.5 Spenningsberegning

Det skal i bruksgrense gjennomførast kontroll av opptredande rissvidder og nedbøying. Slakkarmert flatdekke kontrollerer ein rissviddene etter gitt retningslinjer i EC2. For dei spennarmerte dekkealternativa kontrollerer ein største opptredande spenningar i tverrsnittet mot tillete.

#### 3.5.1 Slakkarmert

##### **Spenning og rissviddeberegning**

Rissviddeavgrensingsverdi for konstruksjon med eksponeringsklasse XS3 gjev følgjande krav til maksimal rissvidde.

$$w_{\max} = 0.3 \cdot k_c$$

sjølv om det SF nyttar same overdekning som UF og IF (dvs 10mm meir enn naudsynt) kan ein auke kravet til tillate rissvidde med  $w_{\max} = 0.3 \cdot \frac{70\text{mm}}{60\text{mm}} = 0.35\text{mm}$ , men det er for vidare berekning valt den meir konservative tilnærminga  $k_c = 1$ .

Bereknar fyrst armeringsspenningar i feltstripe i felt for x- og y-retning

$$\sigma_s = E_s \cdot \frac{M_f \cdot (1 - \alpha) \cdot d}{EI} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{sx} = 373,18\text{MPa}$$

$$\sigma_{sy} = 207,57\text{MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} \quad \text{OK!}$$

Avgjorde rissvidde etter EC2 7.4.3 der ein nyttar den endelege rissavstanden samt tøyingsdifferansen mellom betong og armering.

Største endelege rissavstand

$$s_{r,max.X} = 421,894\text{mm}$$

$$s_{r,max.Y} = 527,773\text{mm}$$

Tøyingsdifferanse

$$\Delta\varepsilon_X = 1.496 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta\varepsilon_Y = 4.786 \cdot 10^{-3}$$

Berekna rissvidder

$$w_{k.X} = s_{r,max.X} \cdot \Delta\varepsilon_X = 0.631\text{mm} > w_{\max}$$

$$w_{k.Y} = s_{r,max.X} \cdot \Delta\varepsilon_X = 0.253\text{mm}$$

Berekna rissvidder er større enn tillete. Oppgåva vel å leggje inn meir armering i aktuelt snitt for å tilfredstillast krav. Auka armeringsmengd gjev auke i stivleiks for tverrsnittet, som ikkje berre er med på tilfredstillast krav til riss, men som også gjev eit positiv bidrag med tanke på nedbøying. Berekingane følgjer same framgangsmåte og ny armeringsmengd lik

$$A_{sx.NY} = 5000 \frac{mm^2}{m} \Rightarrow w_{k.X} = 0.255mm < w_{max} \text{ OK!}$$

$$A_{sy.NY} = 1700 \frac{mm^2}{m} \Rightarrow w_{k.Y} = 0.241mm$$

Fullstendig beregninger er utført i vedlegg 5.3

### 3.5.2 Spennarmert

For spenningskontroll av spennarmerte flatdekkene (UF og IF) er det kontrollerte spenningane over støtte i felt- og søylestripe samt i felt i høvesvis same striper.

Laster inkludert i spenningsberegning er egenlast og krefter frå oppspenning.

Spenningsane i dei aktuelle snitta er syna i tabell 29 for UF og IF, berekna frå formel gjeve i kapittel 2.6.2

$$\sigma_c^t = \frac{N}{A_t} + \frac{M_t(e - y_t)}{I_t} \text{ (ved spennarmeringa)}$$

$$\sigma_c^u = \frac{N}{A_t} + \frac{M_t(h - y_t)}{I_t} \text{ (underkant)} < -0.6 \cdot f_{ck} = -30MPa$$

$$\sigma_c^o = \frac{N}{A_t} + \frac{M_t(-h - y_t)}{I_t} \text{ (overkant)} < f_{ctm} = 4.1MPa$$

Tabell 29: Betongspenningar UF og IF

Betongspenningar (Mpa)	Over Støtte		I Felt	
	Feltstripe	Støttestripe	Feltstripe	Støttestripe
<b>Uinjisert</b>				
$\sigma_c^t$	-4,318	-11,289	-4,318	-11,108
$\sigma_c^o$	-5,943	-15,19	-5,943	-14,935
$\sigma_c^v$	1,164	1,878	1,164	1,809
<b>Injisert</b>				
$\sigma_c^t$	-3,703	-9,196	-3,703	-9,243
$\sigma_c^o$	-5,106	-12,456	-5,106	-12,502
$\sigma_c^v$	1,03	1,804	1,03	1,757

Ein ser frå tabell at opptredande betongspenningar i aktuelle snitt i dei mest kritiske delane av plata opprettheld krav satt i EC2. Fullstendig beregning av betongspenningar er utført i vedlegg 6.2 og 7.2.

#### Kommentar til spenningsberegning

For beregning av aksialbidraget får spennarmeringa er det multiplisert oppspenningskrafta pr. spenneining med mengd spennarmering i betrakta platestripe. Dette gjev konstante aksialspenningar. Dette gjev ikkje heilt korrekt spenningsfordeling i forhold til verkelegheita, der vil ein ha størst aksialkraft i endane og redusert i midtspenn.

Medrekna effekten ved å endra tyngdepunktet i tverrsnittet med omsyn til at stålet har høgare E-modul enn betongen gjer at ein nyttar transformerte tverrsnitt og arealtregleiksmoment i spenningsberegningane uttrykt som ekvivalent betongtverrsnitt og arealtregleiksmoment.

### 3.6 Nedbøyingsberekning

Nedbøyingsberekning er basert på statikkformlar gitt i tabell og formelverk som tidlegare syna i kap. 3.3.3. For nedbøyning i bruksgrense er det gjennomført berekningar for følgjande tilfeller :

- Utkragar (inkludere Langtidsnedbøyning)
- Platemidte (inkluderer Langtidsnedbøyning)
- Punktlast

Frå figur 36 syner bidrag for berekning av maksimal nedbøyning i platemidte , og ein nyttar midlare verdi for å fastslå den totale nedbøyinga.

Sidan flatdekket i alle tilfeller (SF,UF og IF) er utforma med søyleforsterking, vil lengda utsett for nedbøyning i vere redusert. Etter retningslinjer gitt i [3] kan ein anta uendelig stor stivleik i søylepunktet. Dvs. at ein kan redusere spennlengda med voutebreidd. Dette er svært konservativ antaking og sjølv om alle handberekningar av nedbøyning fortsett held fram med å vere tilnærma, er det i samsvar med Torbjørn Kjoberg valt å redusere spennlengda utsett for nedbøyning med 50% av voutebreidda for å oppnå eit meir realistisk bilete av den verkelge nedbøyinga.

$$\text{For utkragar} \quad L_{red.utkr} = L_{utkr} - 0.5 \cdot d_{voute}$$

$$\text{For Felt} \quad L_{red.felt} = L_{felt} - 0.5 \cdot d_{voute}$$

Det er utført nedbøyingsberekningar for flatdekke med og utan søyleforsterking høvesvis med full og redusert spennlengder. Dette for å syna reduksjonseffekten søylevouta gjev på konstruksjonen.

Berekning av langtids E-modul er antatt belastning etter 28 døger. Dette tillet betongen tilstrekkelig herding slik at den oppnår maksimal trykkfastleik. Dette er hensiktsmessig at betongen herdar så lenge som mulig før konstruksjonsdelen blir belasta. Då har ein større kapasitet mot ytre belastning samt i tilfelle der oppspenningaskrafta får spennarmeringen blir overført til tverrsnittet som rein trykkspenning vil ein høgare trykkfastleik bidra til redusert tap frå kryp. For å syna at ein oppnår maksimal trykkfastleik er det i vedlegg 2A berekna trykkfastleiken for tverrsnittet.

$$\text{Langtids E-Modul} \quad E_{cL} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi}$$

$$\text{SF} \quad \Rightarrow E_{cL,SF} = \frac{37000}{1+1,213} = 16717$$

$$\text{UF=IF} \Rightarrow E_{cL,UF} = E_{cL,IF} = \frac{37000}{1+1,25} = 16444$$

Fullstendige nedbøyingsberekningar

- Slakkarmert - (Vedlegg 5.4)
- Spennarmert - UF (Vedlegg 6.3-6.5) IF (Vedlegg 7.3-7.5)



### 3.6.1 Slakkarmert

Bøyestivleikane i dei betrakta platestripene, her inkluderte auken i armeringsmengd i feltstripene som følgjer av tilfredstilling av risskrav. Bøyestivleiken er medrekna bidrag frå armeringsmengd i aktuell platestripe saman med bidrag frå tilhøyrande betongtverrsnitt etter formel:

$$EI = E_{cm} \cdot I_c + E_s \cdot I_s \quad (\text{Vedlegg 5.2})$$

Tabell 30: Bøyestivleik SF

Platestripe Betrakta		Bøyestivleik pr.meter	Langtids Bøyestivleik pr.meter
X-retning	Feltstripe	$1.488 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2$	$1.105 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2$
	Søylestripe	$2.105 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2$	$1.5 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2$
Y-retning	Feltstripe	$5.948 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$	$4.679 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2$
	Søylestripe	$1.43 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2$	$1.03 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2$

Det er i platemidte ein får størst nedbøyning, så vidare syner ein nedbøyingsberegning for platemidte med redusert spennvidde.

For maksimal nedbøyingsberegning i platefelt er det nytta stikkformel for fritt opplagt bjelke

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ed} \cdot L_{red, felt}^4}{EI}$$

For jamt fordelt last

$$\begin{aligned} \delta_{felts.x} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{52.5 \cdot (8000 - 0.5 \cdot 2700)^4}{1.488 \cdot 10^{14}} = 8.984 \text{ mm} \\ \delta_{felts.y} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{52.5 \cdot (6000 - 0.5 \cdot 2700)^4}{5.948 \cdot 10^{13}} = 5.373 \text{ mm} \\ \Rightarrow \\ \delta_{søyles.x} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{52.5 \cdot (8000 - 0.5 \cdot 2700)^4}{2.105 \cdot 10^{14}} = 6.195 \text{ mm} \\ \delta_{søyles.y} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{52.5 \cdot (6000 - 0.5 \cdot 2700)^4}{1.43 \cdot 10^{14}} = 2.235 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maksimal nedbøyning i platemidte blir då:

$$\delta_{pl.midte} = \frac{(\delta_{felts.x} + \delta_{søyles.y}) + (\delta_{felts.y} + \delta_{søyles.x})}{2} = \boxed{11.472 \text{ mm}}$$

$$\delta_{pl.midte} < \frac{L_{red}}{500} = 13.3 \text{ mm} \Rightarrow \text{OK!}$$

I tilfelle der ein bereknar med total spennlengd vil ein få nedbøyning i platemidte lik

$$\delta_{pl.midt.tot} = 26.605 \text{ mm} > \frac{L}{500} = 16 \text{ mm} \Rightarrow \text{ikkje OK!}$$

Effekten av å nytta flatdekke med søylevoute gjev betydeleg reduksjon i nedbøyinga, og tilsvarar tilnærma 43% av totale nedbøyning for flatdekke utan søyleforsterking.

**Langtidsnedbøying**

$$\begin{aligned} \delta_{felts.x} &= 12.098mm \\ \delta_{felts.y} &= 6.831mm \\ \delta_{søyles.x} &= 8.915mm \\ \delta_{søyles.y} &= 3.104mm \end{aligned} \Rightarrow \delta_{pl.midte} = \boxed{15.745mm} > 13.3mm \Rightarrow \text{ikkje OK!}$$

Dersom ein nyttar strengaste krav til nedbøying, vil det seie at redusert spennlengd er opptrerande langtidsnedbøying *ikkje* tilfredstilt.

I tilfelle der ein bereknar med total spennlengd vil ein få nedbøying i platemidte lik

$$\delta_{pl.midt.tot} = 35.775mm > \frac{L}{500} = 16mm \Rightarrow \text{ikkje OK}$$

For langtidsnedbøyinga ser ein også at å nytta søylevoute gjev tilnærma same reduksjon i nedbøyinga som syna tidlegare.

Det er også gjennomført nedbøyingsberekning for punktlasta. Dette berre for å syna verknaden punktlasta gjev på flatdekket ettersom punktlasta her er ei korttidslast frå truck/mobilkran er det ikkje naudsynt å ta omsyn til den. Sjølv om ein ikkje tek omsyn til den vel ein å syne nedbøyingsbidraget den gjev på flatdekket dersom den hadde vært dimensjonerande.

$$\begin{aligned} \delta_{felts.x} &= 29.508mm \\ \delta_{felts.y} &= 24,112mm \\ \delta_{søyles.x} &= 20,154mm \\ \delta_{søyles.y} &= 10.028mm \end{aligned} \Rightarrow \delta_{pl.midte} = \boxed{41.401mm} \gg 13.3mm \Rightarrow \text{ikkje OK!}$$

3.6.2 Spennarmert

Berekning av bøyestivleiken for dei to spennarmerte dekke alternativa er basert på det transformerte arealtregleiksmomentet som inkludere verknaden spennstålet gjev på tverrsnittet (kap. 3.4.1.2) i tillegg til eit bidrag frå slakkarmeringsmengda i aktuelle stripene.

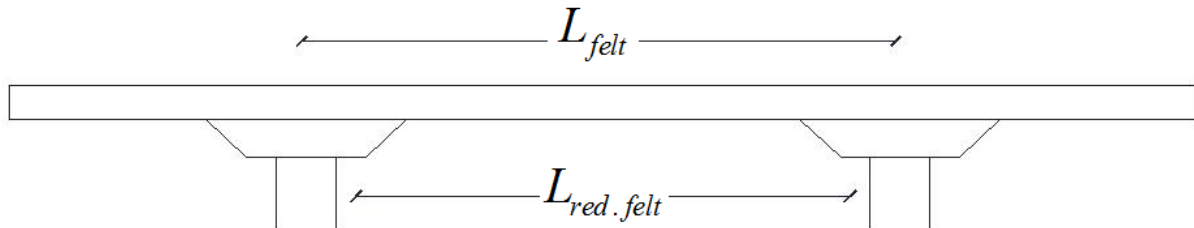
$$EI = E_{cm} \cdot I_t + E_s \cdot I_s \quad (\text{Vedlegg 6.3.1 og 7.3.1})$$

Følgjande verdiar for betrakta platestriper

**Tabell 31: Bøyestivleik UF og IF**

Platestripe Betrakta		Uinjisert		Injisert	
		Bøyestivleik pr.meter	Langtids Bøyestivleik	Bøyestivleik pr.meter	Langtids Bøyestivleik
X	Feltstripe	1.509*10 <sup>14</sup> Nmm <sup>2</sup>	6.987*10 <sup>13</sup> Nmm <sup>2</sup>	1.472*10 <sup>14</sup> Nmm <sup>2</sup>	6.724*10 <sup>13</sup> Nmm <sup>2</sup>
	Søylestripe	1.737*10 <sup>14</sup> Nmm <sup>2</sup>	7.882*10 <sup>13</sup> Nmm <sup>2</sup>	1.693*10 <sup>14</sup> Nmm <sup>2</sup>	7.869*10 <sup>13</sup> Nmm <sup>2</sup>
Y	Feltstripe	1.464*10 <sup>14</sup> Nmm <sup>2</sup>	6.886*10 <sup>13</sup> Nmm <sup>2</sup>	1.473*10 <sup>14</sup> Nmm <sup>2</sup>	6.898*10 <sup>13</sup> Nmm <sup>2</sup>
	Søylestripe	1.736*10 <sup>14</sup> Nmm <sup>2</sup>	7.926*10 <sup>13</sup> Nmm <sup>2</sup>	1.601*10 <sup>14</sup> Nmm <sup>2</sup>	7.378*10 <sup>13</sup> Nmm <sup>2</sup>

Ved berekning av nedbøying med redusert spennlengd er det for dei spennarmerte systema eit tilleggsbidrag frå ekvivalente krafter i betrakta striper. Det er viktig å merke seg at sidan ein redusere spennlengda med 50% av voutebreidda, vil dette resultere i at ein ikkje inkluderer dei nedoverretta ekvivalente kreftene ettersom infleksjonspunkta er lokalisert innanfor spennlengda utsett for nedbøying, sjå figur under.

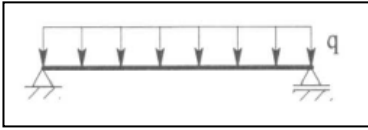
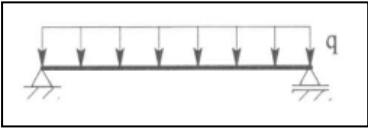
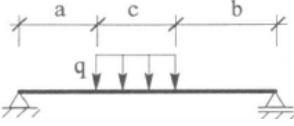
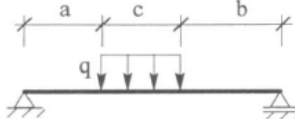


Figur 59: Redusert Spennlengd

For berekning av nedbøying for UF og IF bereknar ein fyrst oppbøyingbidraget spennarmeringa gjev deretter trekk ein frå nedbøyingbidraget frå dei ytre lastene. Syner berekning av maksimal nedbøying i platemidte for UF samt effekten søylevouta gjev på konstruksjonen, berekningsmetode og modell er lik for IF og i tabell 32 er det oppsummering av nedbøyingresultat for alle nedbøyingstilfella for nedbøying i platemidte..

Figur 60 syner formlar nytta for nedbøyingberekning for flatdekke med og utan søyleforsterking.

	Flatdekke m/søyleforsterking	Flatdekke u/søyleforsterking
	$L_{red.felt} = L_{felt} - 0.5 \cdot d_{voute}$	$L_{felt}$
<b>SPENNARMERING</b>		<b>Nedoverretta</b>
		$\delta = \frac{q \cdot a^2 \cdot L^2}{48EI} \cdot (1.5 - \alpha^2) \quad \alpha = \frac{a}{L}$
	<b>Oppoverretta</b>	<b>Oppoverretta</b>
	$\delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384EI}$	$\delta = \frac{q \cdot L^4}{384EI} \cdot (5 - 12\alpha^2 + 8\alpha^4 - 12\beta^2 + 8\beta^4)$ $\beta = \frac{b}{L} \quad \alpha = \frac{a}{L}$

YTRE BELASTNING	Nedoverretta	Nedoverretta
	 $\delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384EI}$	 $\delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384EI}$
PUNKTLAST	Nedoverretta	Nedoverretta
	 $\delta = \frac{q \cdot L^4}{384EI} \cdot (5 - 12\alpha^2 + 8\alpha^4 - 12\beta^2 + 8\beta^4)$ $\beta = \frac{b}{L} \quad \alpha = \frac{a}{L}$	 $\delta = \frac{q \cdot L^4}{384EI} \cdot (5 - 12\alpha^2 + 8\alpha^4 - 12\beta^2 + 8\beta^4)$ $\beta = \frac{b}{L} \quad \alpha = \frac{a}{L}$

Figur 60: Nedbøyningsformlar

**Nedbøying av flatdekket m/søylevoute:**

Bidrag frå spennarmeringa (oppoverretta)

$$\delta_{felts.x} = -\frac{5}{384} \cdot \frac{23,658 \cdot (8000 - 0.5 \cdot 2700)^4}{1.509 \cdot 10^{14}} = -3.993 \text{ mm}$$

$$\delta_{felts.y} = -\frac{5}{384} \cdot \frac{21,346 \cdot (6000 - 0.5 \cdot 2700)^4}{1.464 \cdot 10^{13}} = -0.888 \text{ mm}$$

$$\delta_{søyles.x} = -\frac{5}{384} \cdot \frac{67.595 \cdot (8000 - 0.5 \cdot 2700)^4}{1.737 \cdot 10^{14}} = -9.912 \text{ mm}$$

$$\delta_{søyles.y} = -\frac{5}{384} \cdot \frac{110.998 \cdot (6000 - 0.5 \cdot 2700)^4}{1.736 \cdot 10^{14}} = -3.893 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \delta_{pl.midte.sp} = \frac{(\delta_{felts.x} + \delta_{søyles.y}) + (\delta_{felts.y} + \delta_{søyles.x})}{2} = \boxed{-9.343 \text{ mm}}$$

Bidrag frå ytre laster

$$\delta_{felts.x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{48.75 \cdot (8000 - 0.5 \cdot 2700)^4}{1.488 \cdot 10^{14}} = 8.229 \text{ mm}$$

$$\delta_{felts.y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{48.75 \cdot (6000 - 0.5 \cdot 2700)^4}{5.948 \cdot 10^{13}} = 2.028 \text{ mm}$$

$$\delta_{søyles.x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{48.75 \cdot (8000 - 0.5 \cdot 2700)^4}{2.105 \cdot 10^{14}} = 7.148 \text{ mm}$$

$$\delta_{søyles.y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{48.75 \cdot (6000 - 0.5 \cdot 2700)^4}{1.43 \cdot 10^{14}} = 1.71 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \delta_{pl.midte.ytre} = \frac{(\delta_{felts.x} + \delta_{søyles.y}) + (\delta_{felts.y} + \delta_{søyles.x})}{2} = \boxed{9.557 \text{ mm}}$$

Totalnedbøying i platemidte

$$\delta_{pl.midte} = \delta_{pl.midte.ytre} + \delta_{pl.midte.sp} = \boxed{0.214mm}$$

$$\delta_{pl.midte} < \frac{L_{red}}{500} = 13.3mm \Rightarrow OK!$$

**Nedbøying av flatdekke u/søylevoute:**

Bidrag frå spennarmeringa(oppoverretta)

$$\delta_{pl.midte.O.sp} = \frac{(-8.264 - 10.661) + (-2.432 - 20,511)}{2} = \boxed{-20.934mm}$$

Bidrag frå spennarmeringa(nedoverretta)

$$\delta_{pl.midte.N.sp} = \frac{(0.214 + 0.276) + (0.063 - 0.53)}{2} = \boxed{0.541mm}$$

Bidrag frå ytre laster

$$\delta_{pl.midte.ytre} = \frac{(17.235 + 4.739) + (5.621 + 14.972)}{2} = \boxed{21.283mm}$$

Totalnedbøying i platemidte

$$\delta_{pl.midte.tot} = \delta_{pl.midte.ytre} + \delta_{pl.midte.N.sp} + \delta_{pl.midte.O.sp} = \boxed{0.891mm} < 16mm \Rightarrow OK!$$

Nedbøyinga for begge tilfella med og utan søyleforsterking syner liten total nedbøying, begge tilfella tilfredstiller deformasjonskrav valt etter EC2.

Dette er fordi spennkablane for UF og IF er oppspent for å motverke 100% av eigenvekta pluss delar av nyttelasta. Dette resulterer i at når dekket er ubelasta vil ein ha oppbøying i platemidte. Verdien av denne er liten og i spenningsberekningane syner at den ikkje påverkar konstruksjonens integritet.

Sjølv om nedbøyinga i begge tilfeller er små, er effekten søyleforsterkinga gjev tydeleg. Differansen gjev 4 gangar høgare nedbøyingsverdi ved flatdekke utan søylevoute enn med.

Tabellen under syner nedbøyingsresultata for platemidte for dei ulike tilfella for alle dekkealternativa som er vurdert, samt syner den nedbøyingseffekten søylevouta gjev på konstruksjonen.

Tabell 32: Nedbøying platemidte

NEDBØYING PLATEMIDTE	Uinjisert(UF)		Injisert(IF)		Slakkarmert (SF)	
	< 13.3mm	< 16mm	< 13.3mm	< 16mm	< 13.3mm	< 16mm
	med søylevoute	utan søylevoute	med søylevoute	utan søylevoute	med søylevoute	utan søylevoute
Nedbøying	0.214mm	0.891mm	2.224mm	5.384mm	11.472mm	26.605mm
Langtidsnedbøying	0.329mm	1.613mm	4.793mm	11.546mm	15.474mm	35.775mm
Punktlast	25.961mm	45.074mm	28.695mm	50.828mm	41.401mm	79.496mm

***Kommentar :***

Felles for alle dekkealternativa er overskriding av tillete nedbøying i tilfelle med punktlast, her overgår ein kravet til forskyving betrakteleg. Punktlasta er representert av truck eller mobilkran på dekket og etter anbefaling frå Torbjørn Kjøberg skal den ikkje takast omsyn til i berekningane.

Nedbøyingsberegning for UF og IF tilfredstiller deformasjonskrava. Dette er som nemnt fordi ekvivalente kreftene frå spennarmeringa overgår den ytre belastinga frå eigenvekta samt ved berekning av naudsynt oppspenningskraft var den balanserende krafta berekna ut frå dimensjonerande laster i brotgrense.

Ein ser frå tabell at dei to etteroppente flatdekkealternativa gjev tydeleg avgrensa nedbøying i forhold til slakkarmert, sjølv om nedbøyinga for SF er innanfor grenseverdi er fordelene ved å nytta spennarmering at ein utnytter dei oppoverretta ekvivalente kreftene langs spennkablane slik at ei tillet ein reduksjon i dekketjukn og dermed reduserer ein totalvekta ettersom betong gjev det største totalvektbidraget.

Dette gjev at spennarmerte dekker er svært gunstig alternativ til tradisjonelt slakkarmerte dekker.

Handberekningane er basert på inndeling av platestriper betrakta som bjelkar. For berekning av maksimal nedbøying i platemidte er det nytta statikk formelverk basert på fritt opplagra bjelkar. Ved å betrakte platefelta som fritt opplagra bjelkar neglisjerer ein rotasjonsstivleiken til søylene, og ein får dermed større nedbøying. Generelt sett vil forenkla berekningar gje større nedbøying enn verkeleg. Det er dermed hensiktsmessig å nytta FEM-dataverktøy i tilfeller der ein ynskjer å avgjerde forskyvinga med større sikkerheit og nøyaktigheit. Det er viktig å presiserer ettersom eksakte berekningar av nedbøying gjev grunnlag for komplekse og omfattande kalkulasjonar er forenkla handberekningar ei tilnærming av resultatet, sjølv om ein får konservative resultat er det ein god peikepinn på forventa forskyving.

Det er og viktig å nemne at definering av deformasjonskrav er ein skjønsmessig vurdering i forhold til kvart enkelttilfelle. Her er det valt til sikker side med "strengaste" forskyvingskrav med redusert spennlengd/500, men dersom naudsynt kan ein gjere grundigare vurdering og korrigere kravet deretter.

### 3.7 Vektberegning

I dette kapittelet oppsummerer ein kort resultatata som har påverknad på totalvekta samt tilhøyrande vektbidrag og berekning av totalvekt av dei ulike flatdekkealternativa. Ein syner også ein oppsummering av armeringsmengdene i dei aktuelle dekka. Fullstendig detaljert vektberegning er utført i vedlegg 8.

Ved berekning av vektbidraget frå slakkarmering (bøyearmering) vel ein armeringsføring gjennom heile dekkelengda i begge retningar for dei to spennarmerte alternativ. Dette grunna eventuell material innsparing ved å nytta ulike lengder i felt og over støtte vil være svært liten når ein medreknar at omfarseskjøt ”stel” mange meter samt spesialproduksjon etter lengder og at utføringa er meir tidkrevjande medfører høgare totalkostnader *enn* ved å føra slakkarmeringa gjennom heile dekket.

Slakkarmerte alternativet er lengdearmeringsmengda vesentleg høgare. Det er betong som gjev det største vektbidraget, samt at det ikkje føreligg detaljerte armeringsteikningar vel ein ved vektberegning å forenkla vektbidraget frå armeringsstålet ved å nytta 70% av lengdearmeringsmengd ved tenkt teoretisk føring gjennom heile dekket i begge retningar.

Vektbidraget frå skjearmering utgjer svært liten del av totalvekta. Det derfor forenkla ved berekning antatt skjereiningshøgder høvesvis 0.3m for SF og 0.2m for UF og IF .

For berekning av vektbidrag frå skjær og lengdearmering er det nytta armeringstabell for vekt pr. lengdeining for dei ulike dimensjonane.

For totalvekta av kvart dekkealternativ er det gjennomført berekningar som inkluderer vektbidrag frå slakk og spennarmering. Det er og syna effekten volumreduksjon i betongtverrsnittet som slakk og spennarmering gjev på totalvekta, samt vekt differansen ved berekning av normalarmert tverrsnitt

Vektbidraget spennarmeringa gjev pr. lengdeining er henta frå produsenten sine heimesider.

#### 3.7.1 Slakkarmert Flatdekke

Bøyearmeringsmengd for dekket i dei to ortogonale retningane er syna i tabellen under.

Tabell 33: Oppsummering lengdearmering SF

		$L_x$	X - RETNING (mm <sup>2</sup> )	Mengd Ø25 (stk)	$L_y$	Y - RETNING (mm <sup>2</sup> )	Mengd Ø25 (stk)
Støtte	Søylestripe 1	1,5m	11290	23	2m	8345	17
	Søylestripe 2	1,5m	7363	15	2m	5890	12
	Feltstripe	3m	6381	13	4m	4909	10
Felt	Søylestripe	3m	11781	24	4m	8836	18
	Feltstripe	3m	15217	31	4m	6872	14
	Totalt	6m	52032	106	8m	34852	71

Skjerarmeringsmengda i tabell 34 syner naudsynt mengd for 1 stk søylepunkt. Det er 4 søylepunkt totalt pr element slik at total skjerarmeringsmengd er 4 større.

Tabell 34: Oppsummering skjerarmering SF

Skjerarmeringsmengd pr. søylepunkt	SF	
	Ø12	c/c
SNITT 1	55	165mm
SNITT 2	38	290mm
SNITT 3	27	480mm
SNITT 4	15	995mm
<b>TOTALT</b>	<b>135</b>	

Betongen sin høge massetettleik er bakgrunn for det største vektbidraget, men det er medrekna vektbidraget armeringsstålet gjev på totalvekta. Under syner ein tabell over resulterande vekt for flatdekke inklusiv bidrag frå armeringsmengder, betongdekke og søylevoute.

Tabell 35: Totalvekt SF

Konstruksjondel	Mengd	Eining
Vektbidrag Betong	254400	kg
Vektbidrag Skjerarmering	143,856	kg
Vektbidrag Lengdearmering	13733,72	kg
<b>Totalvekt</b>	<b>268277,576</b>	<b>kg</b>

Vektberekninga over syner totalvekta utan inkludering av eventuell volumreduksjon armeringa gjev. Dersom ein vel å inkludere volumreduksjonen er bidraget:

$$M_{red1} = - \left[ (A_{\emptyset 25} \cdot 16m \cdot 106stk) + (A_{\emptyset 25} \cdot 12m \cdot 71stk) \right] \cdot \rho_{Betong}$$

$$M_{red1} \approx -3000kg$$

Ved å overslagsberekna totalvekta med massetettleiken for normalarmert betong ser ein liten differansen frå berekna totalvekt dersom ein trekk frå volumreduksjonen (Tabell 36).

Tabell 36: Oppsummering vektdifferanse

Normal Armert Betong	265000
Total vekt inkl. volumred.	<b>265277,576</b>
Differanse	277,576

Vektberekning av slakkarmert flatdekke med søyleforsterking gjev eit godt bilete på den verkelege vekta, sjølv om antaking om å nytta 70% av lengdearmering ved tenkt føring gjennom heile dekket er det betongen som gjev størst bidrag og eventuelle endringar i vekt som følgjar av meir nøyaktig berekning ved eksakt armeringsføring vil gje svært små endringar på totalvekta.



### 3.7.2 Spennarmert Flatdekke – Uinjisert

Total armeringsmengd for slakk og spennarmering

Tabell 37: Oppsummering armeringsmengd UF

UF		L <sub>x</sub>	X - RETNING (mm <sup>2</sup> )	Mengd	L <sub>y</sub>	Y - RETNING (mm <sup>2</sup> )	Mengd	Spennarmering	
								X	Y
Støtte	Søylestripe 1	1,5m	905	8Ø12	2m	1131	10Ø12	20	26
	Søylestripe 2	1,5m	905	8Ø12	2m	1131	10Ø12	19	15
	Feltstripe	3m	1696	15Ø12	4m	2620	20Ø12	14	10
Felt	Søylestripe	3m	1696	15Ø12	4m	2620	20Ø12	SS1+SS2 = 39	SS1+SS2 = 41
	Feltstripe	3m	1696	15Ø12	4m	2620	20Ø12	FS = 14	FS = 10
	Totalt	6m	6898		8m	10122		53	51

Skjerarmeringsmengd pr. søylepunkt

Tabell 38: Oppsummering skjearmering UF

Skjerarmeringsmengd pr. søylepunkt	UF	
	Ø12	c/c
SNITT 1	43	205mm
SNITT 2	29	350mm
SNITT 3	16	715mm
SNITT 4	17	745mm
<b>TOTALT</b>	<b>105</b>	

Forskjellen for dei spennarmerte er at ein inkluderer vektbidraget frå spennarmeringa i tillegg til armeringsstålet. Totale vekta blir då:

Tabell 39: Totalvekt UF

Konstruksjondel	Mengd	Eining
Vektbidrag Betong	185280	kg
Vektbidrag Skjearmering	74,592	kg
Vektbidrag Lengdearmering	3438,336	kg
Vektbidrag Spennarmering	3215,2704	kg
Totalvekt	192008,1984	kg

Bereknar verknaden ein volumreduksjon frå spenn og slakkarmering ut frå dimensjonar på føringsrøyr og armeringsstål.

$$M_{red,slakk} = -\left[ (A_{\phi 12} \cdot 16m \cdot 61stk) + (A_{\phi 12} \cdot 12m \cdot 80stk) \right] \cdot \rho_{Betong}$$

$$M_{red,spenn} = -\left[ (\phi 10 \cdot 16m \cdot 53stk) + (\phi 10 \cdot 12m \cdot 51stk) \right] \cdot \rho_{Betong}$$

$$M_{red,spenn} = M_{red,spenn} + M_{red,slakk} \approx 1600kg$$

Ved å inkludere vektreduksjon blir resulterande totalvekt for flatdekkeelementet tilnærma **190 500 kg.**

### 3.7.3 Spennarmert Flatdekke – Injisert

Total armeringsmengd for slakk og spennarmering

Tabell 40: Oppsummering armeringsmengd IF

IF		L <sub>x</sub>	X - RETNING (mm <sup>2</sup> )	Mengd	L <sub>y</sub>	Y - RETNING (mm <sup>2</sup> )	Mengd	Spennarmering	
								X	Y
Støtte	Søylestripe 1	1,5m	2212	11Ø16	2m	1131	10Ø12	4	4
	Søylestripe 2	1,5m	905	8Ø12	2m	1131	10Ø12	4	4
	Feltstripe	3m	1696	15Ø12	4m	2620	20Ø12	3	3
Felt	Søylestripe	3m	1696	15Ø12	4m	2620	20Ø12	SS1+SS2 = 8	SS1+SS2 = 8
	Feltstripe	3m	1696	15Ø12	4m	2620	20Ø12	FS = 3	FS = 3
	Totalt	6m	8205		8m	10122		11	11

Skjerarmeringsmengd pr. søylepunkt

Tabell 41: Oppsummering skjearmering IF

Skjerarmeringsmengd pr. søylepunkt	IF	
	Ø12	c/c
SNITT 1	41	215mm
SNITT 2	27	375mm
SNITT 3	18	635mm
SNITT 4	-	-
TOTALT	86	

SS1 x- retning nyttar Ø16 armeringsstål. Dette ser ein vekk frå ved vektberegning og nyttar vektbidrag som for Ø12 jern. Det totale vektbidraget for injisert system:

Tabell 42: Totalvekt IF

Konstruksjondel	Mengd	Eining
Vektbidrag Betong	185280	kg
Vektbidrag Skjearmering	61,0944	kg
Vektbidrag Lengdearmering	3523,584	kg
Vektbidrag Spennarmering	2713,15968	kg
Totalvekt	191577,8381	kg

Forenkla ved berekning av eventuell volumreduksjon inkluderer ein volumet av kabelmengda i kvart føringsrøyr. Føringsrøyrene skal etter oppspenning injiserast med spesialmørtel antar ein same tettleik som for betong.

$$M_{red,slakk} = - \left[ (A_{\varnothing 12} \cdot 16m \cdot 64stk) + (A_{\varnothing 12} \cdot 12m \cdot 80stk) \right] \cdot \rho_{Betong}$$

$$M_{red,spenn} = - \left[ (\varnothing 13,8 \cdot 16m \cdot 4 \cdot 11stk) + (\varnothing 13,8 \cdot 12m \cdot 4 \cdot 11stk) \right] \cdot \rho_{Betong}$$

$$M_{red,spenn} = M_{red,spenn} + M_{red,slakk} \approx 1000kg$$

Totalvekta dersom ein inkluderer volumreduksjon er cirka **190 500kg**.

***Kommentar***

Berekna totalvekt for dei ulike dekkealternativa.

**Tabell 43: Totalvekt dekkealternativer**

Flatdekkealternativ	Total
SF	265 000kg
UF	190 500kg
IF	190 500kg

Frå tabell 43 er det ingen forskjell av betydning mellom dei to spennarmerte dekkealternativa. Det som er tydelig er dei skil seg frå det slakkarmerte alternativet med nærmare 75 tonn, som er vesentleg i vurdering av løftekapasitet. Sjølv om det er nytta forenklingar ved berekning av volumreduksjon gjev dette så lite bidrag at det vil ikkje være utslagsgjevande i forhold til betongens vektbidrag.



## 4. Konklusjon

I denne oppgåva er det gjennomført forenkla handberekningar og dimensjonering av tre ulike flatdekkealternativ for bruk som dekkelement i kaikonstruksjon. Eg har i hovudsak vurdere eventuelle reduksjonseffekt spennarmeringa gjev på totalvekta men samstundes hatt fokus på enkel og gjennomførebare løysing som tilfredstillar kapasitetskrava.

Frå berekning av momentfordelinga ser ein tydeleg forskjell mellom dei to spennarmerte og det slakkarmerte dekkealternativet. Spennarmert flatdekke gjev lågare dimensjonerande brotmoment i platestripene. Dette grunna valet av parabelforma spennarmeringsprofil gjev oppoverretta tverrkrefter utanfor infleksjonspunkta som bidreg til å motverkar momentet frå ytre laster. I tilfelle med SF må slakkarmeringa ta opp alle kreftene generert frå eigenlast og nyttelast slik at naudsynt slakkarmeringsmengd er relativ stor i forhold til dei to spennarmerte dekk.

Skilnaden mellom UF og IF ved fordeling av opptredande bortmoment er liten. Forskjellen er synleg i søylestripe 1 og skyldast at det UF systemet har mulighet til å fordele ei større spennarmeringsmengd i denne stripa, som resulterer i at IF må tilleggsarmerast med litt større slakkarmeringsmengd. Kan konkludere med at forskjellen er minimal og gjev liten påverknad for berekning totalvekta.

Statikkformlane nytte for berekning av støtte og feltmoment gjev konservative resultat. Dette er ei forenkling hovudsakleg fordi det ikkje er gjennomført eksakte berekning av innspenningsgraden av sambindinga mellom dekke og pelar. Det er derfor viktig å poengtere at einkvar momentfordeling held fram med å vere tilnærma.

Alle dekkealternativa har behov for skjearmering kring søyleforsterkinga grunna store opptredande skjerspenningar i tilfellet med punktlasta og eigenlast.

Spennarmeringa gjev aksialbidrag som er med på å redusere skjerspenningane frå eigenvekta, som bidreg til auka skjersstrekkapasiteten, dette resulterer i størst skjearmeringsbehov for SF. Skilnaden mellom UF og IF er også her liten. Forskjellen i skjearmeringsmengd er grunna injiserte spennsystemet etablerer samvirke med betongen som blir medrekna i armeringsforholdet i kapasitetsberekningane slik at det lågaste skjearmeringsbehovet er for IF.

Rissviddeberekning for SF overgår tillat maksimal verdi, dette medfører ein liten auke i slakkarmering i feltstripene for dei to ortogonale retningane, som igjenn bidreg til auka bøyestivleik for tverrsnittet. Opptredande betongspenningane for spennarmerte alternativ tilfredstillar krav og det er ikkje naudsynt med rissfordelende armering.

Frå nedbøyingsberekningane for flatdekke med søyleforsterking ser ein stor skilnad frå SF(11,472mm) til UF(0,214mm) og IF(2,224mm). Dette som nemnt er fordi det ekvivalente lastbidraget motverkar ytrebelastninga i dei betrakta platestripene.

UF gjev lågast nedbøyingsbidrag grunna kabelmengda i aktuelle platestripene medrekna for nedbøyingsberekning er høgare enn for IF. Sjølv om begge spennarmerte flatdekk

tilfredstiller deformasjonskrav og nedbøyinga i begge tilfeller låg, er det tydeleg skilnad mellom dei to.

Felles for alle tre er at effekten ved å nytta søyleforsterking er stor. Ein kan meir enn halvere nedbøyinga i alle berekna tilfeller.

Spennarmeringens effekt ved estimering av vektreduksjon er vesentleg. Sjølv om vektberekningane tek høgde for volumreduksjon frå bruk av slakk og spennarmering, samt vektbidraga frå lengde og skjerarmering er det vektbidraget frå betong som er dominerande. Sidan SF er dimensjonert med større dekketjukn for tilfredstilla kapasitetskrav går dette på kostnad av totalvekta. Dei to spennarmerte alternativa har tilnærma identisk totalvekt lik 190 500kg mot slakkarmert på 265 000kg. Dette gjev muligheit for vektreduksjon på nærare 75 tonn som er betydelig for krankapasiteten. Lettare dekke fører til redusert krav til kranutstyr som igjen resultere i lågare kostnader.

Med bakgrunn i dette kan ein konkludere med at spennarmert flatdekkeelement kan gje betrakteleg vektreduksjon kontra eit ekvivalent slakkarmert flatdekkeelement.

Frå berekningane gjennomført i oppgåva ser ein at forskjellane mellom dei to spennarmerte dekkealternativa er minimal.

Uinjisert gjev grunnlag for enklare og mindre arbeidskrevjande utføring. Etablerer ikkje samvirke med konstruksjonen og dersom ein vel denne løysinga må ein sikre at forankringa ikkje blir utsett for korrosjon som i verste fall kan resultera i totalt samanbrot av konstruksjonen. På den andre sida vil val av injisert system sikre fullstendig samvirke med betongen og er ikkje like utsett for korrosjon. Utføring av injisering og oppspenningsarbeid er meir komplisert og tidskrevjande som bidreg til å auka kostnader.

Det er dermed for vidare avgjersle av spennsystemsystem hensiktsmessig å gjennomføra ein pålitelegheit og kostnadsvurdering mellom dei to.

Handberekningar ved hjelp av forenkla berekningsmetodar og modellar for flatdekkealternativa var relativt tidskrevjande og utfordrande. I tilfeller der ein ynskjer å utføre fullstendige berekningar av flatdekke (spenn- og slakkarmert) ved hjelp av FEM-dataverktøy for å oppnå større nøyaktigheit, er handberekningar eit godt verktøy for overslagsberekning og kontrollering av resultat.

## 5.Referansar

---

- [1] Norsk Betongforening's Komité. (1988). *Retningslinjer for bruk av prefabrikerte betongelementer i kai og havnebygging*, Publikasjon nr.17. Norsk Betongforening
- [2] Norsk Betongforening's Brokomité. (1978). *Skjærkraftkapasitet for plater med konsentrerte laster*, Publikasjon nr.6. Norsk Betongforening
- [3] Dr. ing. Hagberg, T. (2004). *Flatdekker: Beregning og konstruktiv utforming*, Publikasjon nr.33. Norsk Betongforening,
- [4] Vinje, L. Wilberg, J. Alexander, S. (2010). *Bygging med betongelementer (Bind A)*. Oslo: Betongelementforeningen
- [5] Gjerp, P. Opsahl, M. Smepllass, S. (2004). *Grunnleggende betongteknologi (2. utg)*. Lillestrøm: Byggenæringens Forlag
- [6] Markset, G. Tostam, S. Klinghoffer, O. (2006) *Guide of the use of stainless steel reinforcement in concrete structures*. Project report 405. Oslo: SINTEF Byggforsk. Tilgjengelig frå:  
<http://www.sintef.no/upload/Byggforsk/Publikasjoner/Prrapp%20405.pdf>
- [7] ISSF. International Stainless Steel Forum. Tilgjengelig frå:  
[http://www.worldstainless.org/ISSF/Files/ISSF Why Use Stainless Steel Reinforcing Bar English.pdf](http://www.worldstainless.org/ISSF/Files/ISSF%20Why%20Use%20Stainless%20Steel%20Reinforcing%20Bar%20English.pdf)
- [8] Lin T.Y, Burns . N.H. (1982). *Design of Prestressed Concrete Structures* (Third edition). New York, USA : John Wiley & Sons, Inc
- [9] Dr. P.Ritz, P. Matt, Ch. Tellenbach, H.U. Aeberhard, *Post-Tensioned Slabs*, VSL Report Series Vol. 4.2, Publisert av VSL International LTD, tilgjengelig frå:  
[http://vsl.net/Portals/0/vsl\\_techreports/PT\\_Slabs.pdf](http://vsl.net/Portals/0/vsl_techreports/PT_Slabs.pdf)
- [10] VSL International LTD. *Technical data of the VSL Slab System*. European Technical Approval No ETA-06/0006. Tilgjengelig frå:  
[http://www.vsl.cz/storage/File/brochures/VSL\\_European\\_Technical\\_Approval.pdf](http://www.vsl.cz/storage/File/brochures/VSL_European_Technical_Approval.pdf)
- [11] Sørensen, S. I. (2010). *Betongkonstruksjoner; Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. Trondheim: Tapir Akademiske Forlag
- [12] Nawy, E. G. (2006). *Prestressed Concrete; A fundamental approach*(fifth edition). New Jersey: Pearson Prentice Hall

- [13] Spenneteknikk AS. *BBR-VT-CONA single spennntausystem*. K.B Spenneteknikk AS, tilgjengelig frå: <http://www.spenneteknikk.no/brosjyrer/BBR-VT-CONA-Single-spenntausystem-24022011.pdf>
- [14] NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008. Eurokode 2: *Prosjektering av betongkonstruksjoner; Del 1-1 Allmenne regler og regler for bygninger*. Norge: Standard Norge
- [15] HRC – Europe. *T-Hodet armering; Fordeler for brukerne*. Lierstrand, Norge. Tilgjengelig frå: <http://www.hrc-europe.com/pdf/info-HRC-TH-armering.pdf>
- [16] NS-EN 1990:2002+NA:2008. Eurokode: *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Norge: Standard Norge
- [17] NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008. Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger*. Norge: Standard Norge
- [18] Collins, M. P. Mitchell, D. (1991). *Prestressed concrete structures*. New Jersey, USA : Prentice-Hall, Inc
- [19] Park, R. Gamble, W.L. (2000). *Reinforced concrete slabs (second edition)*. New York, USA: John Wiley & Sons, Inc
- [20] Larsen, P.K. Clausen, A. H. Aalberg, A. (2003). *Stålkonstruksjoner ; profil og former* (3. utg). Trondheim: Tapir Akademiske Forlag
- [21] Haugan, J.(2007). *Formler og tabeller*. Bekkestua: NKI Forlaget
- [22] Peikko Group. (2006). *Punching shear reinforcement(stud rails)*. Tilgjengelig frå: <http://www.peikko.ca/Default.aspx?id=625738>
- [23] Figurar frå: <http://www.horizon-engineers.com/moh.htm>
- [24] Figurar frå: [www.vsl.net](http://www.vsl.net) og [www.vsl.com](http://www.vsl.com)
- [25] Førelasjon presentasjon.(2010). MOK100 – Betongteknologi. *Nedbryting av betong*. Universitetet i Stavanger



## 6. Vedleggsliste

---

VEDLEGG 1	Brotgrenseberekning for Slakkarmert Flatdekke
VEDLEGG 2A	Tap av spennkraft; Spennarmert Flatdekke med uinjisert spennsystem
VEDLEGG 2B	Tap av spennkraft; Spennarmert Flatdekke med injisert spennsystem
VEDLEGG 3	Brotgrenseberekning for Spennarmert Flatdekke med uinjisert spennsystem
VEDLEGG 4	Brotgrenseberekning for Spennarmert Flatdekke med injisert spennsystem
VEDLEGG 5	Bruksgrenseberekning for Slakkarmert Flatdekke
VEDLEGG 6	Bruksgrenseberekning for Spennarmert Flatdekke med uinjisert spennsystem
VEDLEGG 7	Bruksgrenseberekning for Spennarmert Flatdekke med injisert spennsystem
VEDLEGG 8	Vektberekning
VEDLEGG 9	Overdekning



## VEDLEGG 1

### Brotgrenseberegning for Slakkarmert Flatdekke

- 1.1 Føresetnad for berekning**
- 1.2 Momentberekning**
  - 1.2.1 Fordeling av Moment
- 1.3 Dimensjonering for Moment**
  - 1.3.1 Naudsynt Armeringsmengd
  - 1.3.2 Total Armeringsmengd
- 1.4 Kontrollkrav**
- 1.5 Skjerdimensjonering**
  - 1.5.1 Skjerkapasitet
  - 1.5.2 Jamt fordelt
  - 1.5.3 Skjetrykkapasitet
  - 1.5.4 Punktlast
  - 1.5.5 Skjerarmeringsmengd

## 1.1 FØRESETNAD FOR BEREKNING

$$m = 1 \text{ m}_*$$

$$\text{kN}\cdot\text{m} = 1 \text{ kN}\cdot\text{m}_*$$

### Dekketjukk t

$$t := 500\text{mm}$$

$$b := 1000\text{mm}$$

### Lengder

$$L_x := 8\text{m} \quad (\text{Felt})$$

$$L_{x2} := 4\text{m} \quad (\text{Utkrager})$$

$$L_y := 6\text{m} \quad (\text{Felt})$$

$$L_{y2} := 3\text{m} \quad (\text{Utkrager})$$

### Tettleik betong

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

Laster som verkar på konstruksjonen i brotgrense

Eigenlast	$g_{\text{plate}} := 1.2 \cdot b \cdot \rho_{\text{betong}}$	$g_{\text{plate}} = 15 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$
-----------	--	---

Nyttelast	$p_{\text{nytte}} := 1.5 \cdot b \cdot 40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$p_{\text{nytte}} = 60 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$
-----------	---	---

Dimensjonerande last	$q_{\text{ed}} := g_{\text{plate}} + p_{\text{nytte}}$	$q_{\text{ed}} = 75 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$
----------------------	--	--

## 1.2 MOMENTBEREKNING

For berekning av dimensjonerande brotmomentn frå ytre laster, nyttar formelverk [20] og betraktar utkraga delen av plata som fast innspent bjelke og midtfelt som fritt opplagt bjelke, dette vil gje dei størst mulige støtte og feltmomenta.

### Støttemoment

$$M_{sx} := \frac{q_{\text{ed}} \cdot L_{x2}^2}{2} \quad M_{sx} = 600 \text{ m kN}$$

$$M_{sy} := \frac{q_{\text{ed}} \cdot L_{y2}^2}{2} \quad M_{sy} = 337.5 \text{ m kN}$$

### Felt moment

$$M_{fx} := \left( \frac{q_{\text{ed}} \cdot L_x^2}{8} \right) - \frac{g_{\text{plate}} \cdot L_{x2}^2}{2} \quad M_{fx} = 480 \text{ m kN}$$

$$M_{fy} := \left( \frac{q_{\text{ed}} \cdot L_y^2}{8} \right) - \frac{g_{\text{plate}} \cdot L_{y2}^2}{2} \quad M_{fy} = 270 \text{ m kN}$$

## 1.2.1 FORDELING AV MOMENT

Momentintensitetane er henta frå [3]

### X - RETNING

Støttemomenter\*

Søylestripe 1  $M_{ss1x} := 1.8 \cdot M_{sx}^*$

Søylestripe 2  $M_{ss2x} := 1.2 \cdot M_{sx}^*$

Feltstripe\*  $M_{sfx} := 0.5 \cdot M_{sx}^*$

Stripebredde\*

$L_{ss1x} := 2 \cdot 0.125 \cdot L_y$  \*

$L_{ss2x} := 2 \cdot 0.125 \cdot L_y$  \*

$L_{sfx} := 0.5 \cdot L_y^*$

Feltmomenter\*

Søylestripe\*  $M_{fsx} := 1.2 \cdot M_{fx}^*$

$L_{fsx} := 0.5 \cdot L_y^*$

Feltstripe\*  $M_{ffx} := 0.8 \cdot M_{fx}^*$

$L_{ffx} := 0.5 \cdot L_y^*$

### Momentfordeling kNm/m (X-Retning)

Støttemoment\*

$M_{ss1x} = 1080 \text{ kN} \cdot \text{m}^*$

$M_{ss2x} = 720 \text{ kN} \cdot \text{m}^*$

$M_{sfx} = 300 \text{ kN} \cdot \text{m}^*$

Feltmoment\*

$M_{fsx} = 576 \text{ kN} \cdot \text{m}^*$

$M_{ffx} = 384 \text{ kN} \cdot \text{m}^*$

### Y - RETNING

Støttemomenter\*

Søylestripe 1  $M_{ss1y} := 1.8 \cdot M_{sy}^*$

Søylestripe 2  $M_{ss2y} := 1.2 \cdot M_{sy}^*$

Feltstripe\*  $M_{sfy} := 0.5 \cdot M_{sy}^*$

Stripebredde\*

$L_{ss1y} := 2 \cdot 0.125 \cdot L_x$  \*

$L_{ss2y} := 2 \cdot 0.125 \cdot L_x$  \*

$L_{sfy} := 0.5 \cdot L_x^*$

Feltmomenter\*

Søylestripe\*  $M_{fsy} := 1.2 \cdot M_{fy}^*$

$L_{fsy} := 0.5 \cdot L_x^*$

Feltstripe\*  $M_{ffy} := 0.8 \cdot M_{fy}^*$

$L_{ffy} := 0.5 \cdot L_x^*$

### Momentfordeling (Y-Retning)

(kNm/m)

Støttemoment\*

$M_{ss1y} = 607.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^*$

$M_{ss2y} = 405 \text{ kN} \cdot \text{m}^*$

$M_{sfy} = 168.75 \text{ kN} \cdot \text{m}^*$

Feltmoment\*

$M_{fsy} = 324 \text{ kN} \cdot \text{m}^*$

$M_{ffy} = 216 \text{ kN} \cdot \text{m}^*$

## 1.3 DIMENSJONERING FOR MOMENT

### Betong

$$f_{ck} := 50 \text{ MPa}_*$$

$$f_{ctm} := 4.1 \text{ MPa}$$

$$\gamma_m := 1.5_*$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_m} * \quad f_{cd} = 28.333 \text{ MPa}_*$$

### Armeringsstål

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}_*$$

$$\gamma_s := 1.15_*$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} * \quad f_{yd} = 434.783 \text{ MPa}_*$$

### Overdekning

$$c_{\min} := 70 \text{ mm}_*$$

$$d := t - c_{\min} - 25 \text{ mm} *$$

$$d = 405 \text{ mm}_*$$

$$M_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 *$$

$$M_{Rd} = 1278.028 \text{ kN} \cdot \text{m}_*$$

$$M_{ed} > M_{Rd}$$

Det opptredande momentet er større enn Betongenstrykksone kapasiete i begge retninger

$$\alpha := 0.412$$

$$\lambda := 0.8$$

$$z := (1 - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha) \cdot d *$$

$$z = 0.338 \text{ m}$$

## X Retning

### OVER STØTTE

#### Søylestripe 1

$$L_{ss1x} = 1.5 \text{ m} *$$

$$A_{\text{strek}} := \frac{M_{ss1x}}{f_{yd} \cdot z} *$$

$$A_{\text{strek}} = 7.344 \text{ mm} \quad (\text{pr meter})_*$$

#### Søylestripe 2

$$L_{ss2x} = 1.5 \text{ m} *$$

$$M_{ss2x} = 720 \text{ m kN}$$

$$A_{ss2x} := \frac{M_{ss2x}}{f_{yd} \cdot z} *$$

$$M_{Rd} = 1278.028 \text{ m kN}$$

$$A_{ss2x} = 4895.7 \text{ mm}^2 * \quad (\text{pr meter})_*$$

**Feltstripe**

$$L_{sfx} = 3 \text{ m} *$$

$$A_{sfx} := \frac{M_{sfx}}{f_{yd} \cdot z} *$$

$$A_{sfx} = 2039.875 \text{ mm}^2 * \quad (\text{pr meter})*$$

**I FELT****Søylestripe**

$$L_{fsx} = 3 \text{ m} *$$

$$A_{fsx} := \frac{M_{fsx}}{f_{yd} \cdot z} *$$

$$A_{fsx} = 3916.56 \text{ mm}^2 * \quad (\text{pr meter})*$$

**Feltstripe**

$$L_{ffx} = 3 \text{ m} *$$

$$A_{ffx} := \frac{M_{ffx}}{f_{yd} \cdot z} *$$

$$A_{ffx} = 2611.04 \text{ mm}^2 * \quad (\text{pr meter})*$$

**Y - Retning****OVER STØTTE****Søylestripe**

$$L_{ss1y} = 2 \text{ m} *$$

$$A_{ss1y} := \frac{M_{ss1y}}{f_{yd} \cdot z} *$$

$$A_{ss1y} = 4130.747 \text{ mm}^2 * \quad (\text{pr meter})*$$

**Søylestripe 2**

$$L_{ss2y} = 2 \text{ m} *$$

$$A_{ss2y} := \frac{M_{ss2y}}{f_{yd} \cdot z} *$$

$$A_{ss2y} = 2753.831 \text{ mm}^2 * \quad (\text{pr meter})*$$

**Feltstripe**

$$L_{sfy} = 4 \text{ m} *$$

$$A_{sfy} := \frac{M_{sfy}}{f_{yd} \cdot z} *$$

$$A_{sfy} = 1147.43 \text{ mm}^2 * \quad (\text{pr meter})*$$

**I FELT****Søylestripe**

$$L_{fsy} = 4 \text{ m} *$$

$$A_{fsy} := \frac{M_{fsy}}{f_{yd} \cdot z} *$$

$$A_{fsy} = 2.203 \text{ m mm} \quad (\text{pr meter})_*$$

**Feltstripe**

$$L_{ffy} = 4 \text{ m} *$$

$$A_{ffy} := \frac{M_{ffy}}{f_{yd} \cdot z} *$$

$$A_{ffy} = 1468.71 \text{ mm}^2 \quad (\text{pr meter})_*$$

**1.3.1 Naudsynt Armeringsmengd****X - RETNING****Over Støtte**

Søylestripe 1	$A_{1sx} := A_{strek} \cdot 1.5_*$	$A_{1sx} = 11.015 \text{ m mm}$	<b>(11 015 mm<sup>2</sup>)</b>
Søylestripe 2	$A_{2x} := A_{ss2x} \cdot 1.5_*$	$A_{2x} = 7.344 \text{ m mm}$	<b>(7345 mm<sup>2</sup>)</b>
Feltstripe*	$A_{3x} := A_{sfx} \cdot 3_*$	$A_{3x} = 6.12 \text{ m mm}$	<b>(6121 mm<sup>2</sup>)</b>

**I Felt**

Søylestripe*	$A_{4x} := A_{fsx} \cdot 3_*$	$A_{4x} = 11.75 \text{ m mm}$	<b>(11 752 mm<sup>2</sup>)</b>
Feltstripe*	$A_{5x} := A_{ffx} \cdot 3_*$	$A_{5x} = 7.833 \text{ m mm}$	<b>(7835 mm<sup>2</sup>)</b>

**Y - RETNING****Over Støtte**

Søylestripe 1	$A_{1y} := A_{ss1y} \cdot 2_*$	$A_{1y} = 8.261 \text{ m mm}$	<b>(8263 mm<sup>2</sup>)</b>
Søylestripe 2	$A_{2y} := A_{ss2y} \cdot 2_*$	$A_{2y} = 5.508 \text{ m mm}$	<b>(5509 mm<sup>2</sup>)</b>
Feltstripe*	$A_{3y} := A_{sfy} \cdot 4_*$	$A_{3y} = 4.59 \text{ m mm}$	<b>(4591 mm<sup>2</sup>)</b>

**I Felt**

Søylestripe*	$A_{4y} := A_{fsy} \cdot 4_*$	$A_{4y} = 8.812 \text{ m mm}$	<b>(8814 mm<sup>2</sup>)</b>
Feltstripe*	$A_{5y} := A_{ffy} \cdot 4_*$	$A_{5y} = 5.875 \text{ m mm}$	<b>(5876 mm<sup>2</sup>)</b>



## Armeringsbehov

### Uttrykt ved mengd og senteravstand

$$A_{\emptyset 25} := \frac{\pi \cdot (25\text{mm})^2}{4}$$

$$A_{\emptyset 25} = 0.491 \text{ m mm}$$

### X - Retning

#### Støtte

##### Søylestripe 1

$$n_{1x} := \frac{A_{1sx}}{A_{\emptyset 25}}$$

$$n_{1x} = 22.44$$

$$s_{1x} := \frac{1500\text{mm}}{23}$$

$$s_{1x} = 65.217 \text{ mm}$$

**Strekkarmering**

**23Ø25 c/c 65mm**

##### Søylestripe 2

$$n_{2x} := \frac{A_{2sx}}{A_{\emptyset 25}}$$

$$n_{2x} = 14.96$$

$$s_{2x} := \frac{1500\text{mm}}{15}$$

$$s_{2x} = 100 \text{ mm}$$

**Strekkarmering**

**15Ø25 c/c 100mm**

##### Feltstripe

$$n_{3x} := \frac{A_{3sx}}{A_{\emptyset 25}}$$

$$n_{3x} = 12.467$$

$$s_{3x} := \frac{3000\text{mm}}{13}$$

$$s_{3x} = 230.769 \text{ mm}$$

**Strekkarmering**

**13Ø25 c/c 230mm**

#### Felt

##### Søylestripe

$$n_{4x} := \frac{A_{4sx}}{A_{\emptyset 25}}$$

$$n_{4x} = 23.936$$

$$s_{4x} := \frac{3000\text{mm}}{24}$$

$$s_{4x} = 125 \text{ mm}$$

**Strekkarmering**

**24Ø25 c/c 125mm**

##### Feltstripe

$$n_{5x} := \frac{A_{5sx}}{A_{\emptyset 25}}$$

$$n_{5x} = 15.958$$

$$s_{5x} := \frac{3000\text{mm}}{16}$$

$$s_{5x} = 187.5 \text{ mm}$$

**Strekkarmering**

**16Ø25 c/c 185mm**

**Y - Retning****Støtte\_****Søylestripe 1**

$$n_{1y} := \frac{A_{1y}}{A_{\emptyset 25}} \quad n_{1y} = 16.83$$

$$s_{1y} := \frac{2000\text{mm}}{17} \quad s_{1y} = 117.647 \text{ mm}$$

**Strekkarmering** **17Ø25 c/c 115mm****Søylestripe 2**

$$n_{2y} := \frac{A_{2y}}{A_{\emptyset 25}} \quad n_{2y} = 11.22$$

$$s_{2y} := \frac{2000\text{mm}}{12} \quad s_{2y} = 166.667 \text{ mm}$$

**Strekkarmering** **12Ø25 c/c 165mm****Feltstripe**

$$n_3 := \frac{A_{3y}}{A_{\emptyset 25}} \quad n_3 = 9.35$$

$$s_{3y} := \frac{4000\text{mm}}{10} \quad s_{3y} = 400 \text{ mm}$$

**Strekkarmering** **10Ø25 c/c 400mm****Felt****Søylestripe**

$$n_{4y} := \frac{A_{4y}}{A_{\emptyset 25}} \quad n_{4y} = 17.952$$

$$s_{4y} := \frac{4000\text{mm}}{18} \quad s_{4y} = 222.222 \text{ mm}$$

**Strekkarmering** **18Ø25 c/c 220mm****Feltstripe**

$$n_{5y} := \frac{A_{5y}}{A_{\emptyset 25}} \quad n_{5y} = 11.968$$

$$s_{5y} := \frac{4000\text{mm}}{12} \quad s_{5y} = 333.333 \text{ mm}$$

**Strekkarmering** **12Ø25 c/c 330mm**

### 1.3.2 Total Slakkarmeringsmengd

#### X - Retning

$$\begin{aligned} A_{x1} &:= 23 \cdot A_{\emptyset 25} & A_{x1} &= 11.29 \text{ m mm} \\ A_{x2} &:= 15 \cdot A_{\emptyset 25} & A_{x2} &= 7.363 \text{ m mm} \\ A_{x3} &:= 13 \cdot A_{\emptyset 25} & A_{x3} &= 6.381 \text{ m mm} \\ A_{x4} &:= 24 \cdot A_{\emptyset 25} & A_{x4} &= 11.781 \text{ m mm} \\ A_{x5} &:= 16 \cdot A_{\emptyset 25} & A_{x5} &= 7.854 \text{ m mm} \end{aligned}$$

#### Y - Retning

$$\begin{aligned} A_{y1} &:= 17 \cdot A_{\emptyset 25} & A_{y1} &= 8.345 \text{ m mm} \\ A_{y2} &:= 12 \cdot A_{\emptyset 25} & A_{y2} &= 5.89 \text{ m mm} \\ A_{y3} &:= 10 \cdot A_{\emptyset 25} & A_{y3} &= 4.909 \text{ m mm} \\ A_{y4} &:= 18 \cdot A_{\emptyset 25} & A_{y4} &= 8.836 \text{ m mm} \\ A_{y5} &:= 12 \cdot A_{\emptyset 25} & A_{y5} &= 5.89 \text{ m mm} \end{aligned}$$

## 1.4 KONTROLLKRAV

### Minumumsarmering

EC2 NA 9.2.1.1 (1)

**Minste armeringstverrsnitt** skal være større enn

$$A_{s,\min 1} := 0.26 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot 1000 \text{ mm} \cdot d$$

$$A_{s,\min 1} = 0.863 \text{ m mm}$$

eller

$$A_{s,\min 2} := 0.0013 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot d$$

$$A_{s,\min 2} = 0.527 \text{ m mm}$$

### Senteravstand

EC2 NA 9.3.1.1 (3)

**Maksimal senteravstand**

$$s_{\max,\text{slab}} := \min(3 \cdot t, 400 \text{ mm})$$

$$s_{\max,\text{slab}} = 400 \text{ mm}$$

EC2 NA 8.2 (2)

**Fri avstand mellom armeringsstenger** av omsyn til utstøyping

Avstand mellom armeringsstenger i samme lag

$$a_h := \max(2 \cdot 25 \text{ mm}, 20 \text{ mm})$$

I alle platestriper er krav til minimumsarmering, maksimal senteravstand samt avtand mellom armeringsstenger i samme lag innanfor krava.

## 1.5 SKJERDIMENSJONERING

Har utført beregningane etter EC2 6.4 (8)

Plate understøtta av sirkulær voute

$$l_H := 950\text{mm}$$

$$d_{\text{søyle}} := 800\text{mm}$$

$$r_{\text{voute}} := l_H + \frac{d_{\text{søyle}}}{2} \quad r_{\text{voute}} = 1350\text{mm}$$

$$u_{\text{voute}} := 2\pi \cdot r_{\text{voute}} \quad u_{\text{voute}} = 8482.3\text{mm}$$

$$h_H := 500\text{mm} \quad l_H < 2 \cdot h_H \quad \text{OK!}$$

Kontroll i kritisk kontrollsnitt utenfor søylevoute. Avstanden frå senter søyle er gitt av:

$$r_{\text{cont}} := 2d + l_H + 0.5d_{\text{søyle}}$$

$$r_{\text{cont}} = 2.16\text{m}$$

### 1.5.1 SKJERKAPASITET

$$f_{ck1} := 50$$

$$k_2 := 0.18$$

$$C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_m} \quad C_{Rd,c} = 0.12$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}} \quad k = 1.703$$

Armeringsforhold

Frå EC2 6.4.4 ved beregning av  $\rho$  skal betrakte platestripa som søylebreidda + 3\*d til kvar side. Dette tilsvarar:

$$b_\rho := (d_{\text{søyle}} + 6d) \quad b_\rho = 3.23\text{m}$$

Det er for beregning av armeringsforholdet tatt utgangspunkt i tidlegare berekna armeringsmengder for dei ulike stripene pr.meter

$$A_{sLx} := \left( 1.5 \cdot \text{m} \cdot 7344 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right) + \left( 1.5 \cdot \text{m} \cdot 4897 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right) + \left( 0.23 \cdot \text{m} \cdot 2040 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right)$$

$$A_{sLx} = 18.831\text{m mm}$$

$$A_{sLy} := \left( 2 \cdot m \cdot 4131 \cdot \frac{\text{mm}^2}{m} \right) + \left( 1.23m \cdot 2755 \cdot \frac{\text{mm}^2}{m} \right)$$

$$A_{sLy} = 11.651 \text{ m mm}$$

$$\rho_{Ix} := \frac{A_{sLx}}{b_{\rho} \cdot d} \quad \rho_{Ix} = 0.014$$

$$\rho_{Iy} := \frac{A_{sLy}}{b_{\rho} \cdot d} \quad \rho_{Iy} = 0.009$$

$$\rho_I := \sqrt{\rho_{Ix} \cdot \rho_{Iy}} \quad \rho_I = 0.011 \quad \rho_I < 0.02 \quad \text{OK!}$$

$$v_{Rd.c} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_I \cdot f_{ck1} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa}$$

$$v_{Rd.c} = 0.785 \text{ MPa}$$

**Minste verdi** EC2 6.2.2

$$b_w := 1000 \text{ mm}$$

$$k_1 := 0.1$$

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

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck1}} \text{ MPa} \quad v_{\min} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd.c.min} := v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$$

$$V_{Rd.c.min} = 0.55 \text{ MPa}$$

## **1.5.2 JAMT FORDELT LAST**

Jevnt fordelt last (brotgrense)  $q := 75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

*Skjærarealet*

$$L_1 := 6\text{m}$$

$$L_2 := 8\text{m}$$

$$A_{\text{skjær}} := L_1 \cdot L_2 \quad A_{\text{skjær}} = 48\text{m}^2$$

*Sentrisk søylelast*

$$V_{\text{Ed.sentrisk}} := q \cdot A_{\text{skjær}}$$

$$V_{\text{Ed.sentrisk}} = 3600\text{ kN}$$

*Dimensjonerande skjerspenning*

$$\beta := 1.15$$

$$u_{\text{cont}} := 2 \cdot \pi \cdot r_{\text{cont}}$$

$$u_{\text{cont}} = 13.572\text{ m}$$

$$v_{\text{ed}} := \beta \cdot \frac{V_{\text{Ed.sentrisk}}}{u_{\text{cont}} \cdot d}$$

$$v_{\text{ed}} = 0.753\text{ MPa}$$

Ser her at  $v_{\text{Rd.c}} > v_{\text{ed}}$ . Tverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet og det er derfor ikkje berekningsmessig behov for skjærarmering

## **1.5.3 SKJÆRTRYKKAPASITET**

EC2 6.4.5 (3)

$$v_{\text{Ed.0}} := \beta \cdot \frac{V_{\text{Ed.sentrisk}}}{u_{\text{voute}} \cdot d} \quad v_{\text{Ed.0}} < v_{\text{Rd.max}}$$

$$v := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{\text{ck1}}}{250} \right) \quad v = 0.48$$

$$v_{\text{Rd.max}} := \min \left( 0.4 \cdot v \cdot f_{\text{cd}}, \frac{1.6 \cdot v_{\text{Rd.c}} \cdot u_{\text{cont}}}{\beta \cdot u_{\text{voute}}} \right)$$

$$v_{\text{Rd.max}} = 1.747\text{ MPa}$$

$$v_{\text{Ed.0}} = 1.205\text{ MPa}$$

$$v_{\text{Ed.0}} < v_{\text{Rd.max}} \quad \text{Ikkje OK !!}$$

## 1.5.4 PUNKTLAST (HJULTRYKK)

*Dimensjonerende last*

(Q - Brotgrense)

Punktlast 700kN (1.0m x 1.0m)

$$Q := 1.5 \cdot 700 \text{ kN}$$

$$Q = 1050 \text{ kN}$$

Nyttar Norsk Betongforenings Publikasjon Nr. 6 Diagram 4.1 og 4.2 for berekning av dimensjonerende skjerspenninger for punktlast nær opplegg.

### Lastflata

$$t_x := 1000 \text{ mm} + d$$

$$t_x = 1.405 \text{ m}$$

$$t_y := t_x$$

$$\frac{t_x}{t_y} = 1 \quad (\text{Kvadratisk lastflate})$$

### Avstand (s) frå lastflata til opplegg

Etter EC2 skal sjekka skjer i avtand  $2 \cdot d$  frå søylekant. I dette tilfellet blir voutekant betrakta som søylekant sidan det er her ein vil ha størst skjerspenning

$$s_1 := 2 \cdot d$$

$$s_1 = 810 \text{ mm}$$

Forhold mellom lastbreidd og avstand frå voutekant

$$\frac{s_1}{t_y} = 0.577$$

### Avlest frå diagram

Diagram 4.1 (Fast innspent)  $k_{v1} := 0.52$

Diagram 4.2 (Fritt opplagt)  $k_{v2} := 0.29$

(Sidan ein ikkje kan seie at plata verken er fast innspent eller fritt opplagt nyttar ein for foreinkla berekningar 50% innspenning)

$$k_v := \frac{k_{v1} + k_{v2}}{2} \quad k_v = 0.405 \quad (50 \% \text{ innspenning})$$

### Skjerspenningsbidrag frå Punktlasta

$$v_{ED.pkt} := \left( k_v \cdot \frac{Q}{t_y \cdot d} \right) \quad v_{ED.pkt} = 0.747 \text{ MPa}$$

I tillegg frå skjerspenning frå punktlast vil eigenvekta bidra til auka skjerspenning i det aktuelle snittet.

**Skjerspenningsbidrag frå Eigenvekta**

$$V_g := 0.5m \cdot L_1 \cdot L_2 \cdot \rho_{\text{betong}} \cdot 1.2 \qquad V_g = 720 \text{ kN}$$

Kontrollerer i snitt der hjultrykket skapar størst skjerspenning

EC2 6.4 (8)

$$r_{\text{kontroll.g}} := r_{\text{voute}} + s_1$$

$$r_{\text{kontroll.g}} = 2160 \text{ mm}$$

$$u_{\text{kontroll.g}} := 2 \cdot \pi \cdot r_{\text{kontroll.g}}$$

$$u_{\text{kontroll.g}} = 13571.68 \text{ mm}$$

$$v_{\text{ED.g}} := \frac{\beta \cdot V_g}{u_{\text{kontroll.g}} \cdot d}$$

$$v_{\text{ED.g}} = 0.151 \text{ MPa}$$

**Dimensjonerande skjerspenning**

$$v_{\text{ED}} := v_{\text{ED.pkt}} + v_{\text{ED.g}}$$

$$v_{\text{ED}} = 0.898 \text{ MPa}$$

$$v_{\text{Rd.c}} = 0.785 \text{ MPa}$$

$$v_{\text{Rd.c}} < v_{\text{ED}}$$

Har ikkje tilstrekkelig skjerkapasitet, det er berekningsmessig naudsynt med skjearmering

**1.5.5 SKJERARMERINGSMENGD****Med berekningsmessig behov for skjearmering**

Fyrst finn ein snitt det ikkje lenger er naudsynt med skjearmering, dvs i snitt der skjerspenning frå punktlast og eigenvekt ikkje overgår opptredande skjerspenning

Frå berekning av dimensjonerande skjerspenning er forskjellen mellom opptredande og kapasiteten i snitt  $2 \cdot d$  frå voutekant liten, prøver derfor med  $2.5 \cdot d$

$$s_{\text{ny}} := 4.5 \cdot d$$

$$\frac{s_{\text{ny}}}{t_y} = 1.297$$

Frå diagram får ein følgjande verdiar

Fast innspant

$$k_{v1ny} := 0.48$$

Fritt opplagt

$$k_{v2ny} := 0.27$$

$$k_{vny} := \frac{k_{v1ny} + k_{v2ny}}{2}$$

$$k_{vny} = 0.375$$

Skjerspenningsbidrag frå Punktlast

$$v_{\text{pkt}} := k_{vny} \cdot \frac{Q}{t_y \cdot d}$$

$$v_{\text{pkt}} = 0.692 \text{ MPa}$$



Skjerspenningsbidrag frå eigenvekta

$$r_{\text{kont.ny}} := r_{\text{voute}} + s_{\text{ny}}$$

$$r_{\text{kont.ny}} = 3172.5 \text{ mm}$$

$$u_{\text{kont.ny}} := 2 \cdot \pi \cdot r_{\text{kont.ny}}$$

$$u_{\text{kont.ny}} = 19933.405 \text{ mm}$$

$$v_g := \frac{\beta \cdot V_g}{u_{\text{kont.ny}} \cdot d}$$

$$v_g = 0.103 \text{ MPa}$$

Dimensjonerande skjerspenning i snitt 4.5d frå voutekant

$$v_{\text{ed.ny}} := v_{\text{pkt}} + v_g$$

$$v_{\text{ed.ny}} = 0.795 \text{ MPa}$$

$$v_{\text{Rd.c}} > v_{\text{ed.ny}}$$

### Etter EC2 9.4.3 gjev naudsynt snitt der det er naudsynt med skjearmering

0.3*d	Snitt 1
(0.3+0.75)*d	Snitt 2
(0.3+2*0.75)*d	Snitt 3
(0.3+2*0.75)*d	Snitt 4

Som skjearmering er det valt å nytta skjershodearmering (T-Hovud) fordelt i aktuelle snitt rundt søylevouta.

Skjearmering T-hovud Ø12

$$A_{\phi 12} := \pi \cdot \frac{(12\text{mm})^2}{4}$$

$$A_{\phi 12} = 0.113 \text{ m mm}$$

Får EC2 6.4.5 (1) Der det er naudsynt med skjearmering, nyttar følgjande verdiar og uttrykk

$$u_1 := (r_{\text{voute}} + 2d) \cdot 2\pi$$

omkrets kritisk kontrollsnitt

$$f_{\text{yk1}} := 500$$

$$f_{\text{ywd}} := \frac{f_{\text{yk}}}{\gamma_s}$$

$$f_{\text{ywd}} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{ywd.ef}} := \left( 250 + 0.25 \cdot \frac{d}{\text{mm}} \right) \text{MPa}$$

$$f_{\text{ywd.ef}} = 351.25 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{ywd.ef}} < f_{\text{ywd}} \quad \text{OK !!}$$

$$s_r := 0.75 \cdot d \quad s_r = 303.75 \text{ mm}$$

$$\sin \alpha := 1$$

der  $\alpha$  er vinkel mellom skjearmeringen og platens plan

$$\cos \alpha := 0$$

**SNITT 1**

$$b_1 := 0.3d$$

$$b_1 = 121.5 \text{ mm}$$

$$u_{b1} := (b_1 + r_{v\text{oute}}) \cdot 2 \cdot \pi$$

$$u_{b1} = 9.246 \text{ m}$$

$$\frac{b_1}{t_y} = 0.086$$

Frå diagram  $k_{v1b1} := 0.76$

$$k_{v2b1} := 0.5$$

$$k_{vb1} := \frac{k_{v1b1} + k_{v2b1}}{2}$$

$$k_{vb1} = 0.63$$

**Dimensjonerande skjerspenning i Snitt 1**

Bidrag frå Punktlast

$$v_{\text{pkt.b1}} := k_{vb1} \cdot \frac{Q}{t_y \cdot d}$$

$$v_{\text{pkt.b1}} = 1.163 \text{ MPa}$$

Bidrag frå Eigenvekt

$$v_{\text{g.b1}} := \frac{\beta \cdot V_g}{u_{b1} \cdot d}$$

$$v_{\text{g.b1}} = 0.221 \text{ MPa}$$

Totalt

$$v_{\text{ed.b1}} := v_{\text{g.b1}} + v_{\text{pkt.b1}}$$

$$v_{\text{ed.b1}} = 1.384 \text{ MPa}$$

**Naudsynt Armeringsmengd**

$$A_{\text{sw.b1}} := \left[ \frac{[v_{\text{ed.b1}} - (0.75 \cdot v_{\text{Rd.c}})] \cdot s_r \cdot u_1}{1.5 \cdot f_{y\text{wd.ef}} \cdot \sin \alpha} \right]$$

$$A_{\text{sw.b1}} = 6.222 \text{ m mm}$$

**Minimumsarmering EC2 9.4.3 (2)**

$$A_{\text{sw.min1}} := \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{\text{ck1}}}}{f_{\text{yk1}} \cdot \frac{1.5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha}{s_r \cdot u_{b1}}}$$

$$A_{\text{sw.min1}} = 2.118 \text{ m mm}$$

$$A_{\text{sw.b1}} > A_{\text{sw.min1}}$$

**Tot. Mengd i Snitt**

$$n_{b1} := \frac{A_{\text{sw.b1}}}{A_{\emptyset 12}}$$

$$n_{b1} = 55.014$$

$$A_1 := 55 \cdot A_{\emptyset 12}$$

$$A_1 = 6.22 \text{ m mm}$$

$$s_{b1} := \frac{u_{b1}}{55}$$

$$s_{b1} = 168.104 \text{ mm}$$

**SNITT 2**

$$b_2 := (0.3 + 0.75) \cdot d$$

$$b_2 = 425.25 \text{ mm}$$

$$u_{b2} := (b_2 + r_{voute}) \cdot 2 \cdot \pi$$

$$u_{b2} = 11.154 \text{ m}$$

$$\frac{b_2}{t_y} = 0.303$$

Frå diagram

$$k_{v1b2} := 0.66$$

$$k_{v2b2} := 0.38$$

$$k_{vb2} := \frac{k_{v1b2} + k_{v2b2}}{2}$$

$$k_{vb2} = 0.52$$

**Dimensjonerande skjerspenning i Snitt 2**

Bidrag frå Punktlast

$$v_{pkt.b2} := k_{vb2} \cdot \frac{Q}{t_y \cdot d}$$

$$v_{pkt.b2} = 0.96 \text{ MPa}$$

Bidrag frå Eigenvekt

$$v_{g.b2} := \frac{\beta \cdot V_g}{u_{b2} \cdot d}$$

$$v_{g.b2} = 0.183 \text{ MPa}$$

Totalt

$$v_{ed.b2} := v_{g.b2} + v_{pkt.b2}$$

$$v_{ed.b2} = 1.143 \text{ MPa}$$

**Naudsynt Armeringsmengd**

$$A_{sw.b2} := \left[ \frac{[v_{ed.b2} - (0.75 \cdot v_{Rd.c})] \cdot s_r \cdot u_1}{1.5 \cdot f_{ywd.ef} \cdot \sin \alpha} \right]$$

$$A_{sw.b2} = 4.338 \text{ m mm}$$

**Minimumsarmering EC2 9.4.3 (2)**

$$A_{sw.min2} := \frac{0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck1}}}{f_{yk1}}}{\frac{1.5 \sin \alpha + \cos \alpha}{s_r \cdot u_{b2}}}$$

$$A_{sw.min2} = 2.555 \text{ m mm}$$

$$A_{sw.b2} > A_{sw.min2}$$

**Tot. Mengd i Snitt**

$$n_{b2} := \frac{A_{sw.b2}}{A_{\phi 12}}$$

$$n_{b2} = 38.354$$

$$A_2 := 38 \cdot A_{\phi 12}$$

$$A_2 = 4.298 \text{ m mm}$$

$$s_{b2} := \frac{u_{b2}}{38}$$

$$s_{b2} = 293.532 \text{ mm}$$

**SNITT 3**

$$b_3 := (0.3 + 2 \cdot 0.75) \cdot d$$

$$b_3 = 729 \text{ mm}$$

$$u_{b3} := (b_3 + r_{v\text{oute}}) \cdot 2 \cdot \pi$$

$$u_{b3} = 13.063 \text{ m}$$

$$\frac{b_3}{t_y} = 0.519$$

Frå diagram  $k_{v1b3} := 0.57$

$$k_{v2b3} := 0.32$$

$$k_{vb3} := \frac{k_{v1b3} + k_{v2b3}}{2}$$

$$k_{vb3} = 0.445$$

**Dimensjonerande skjerspenning i Snitt 3**

Bidrag frå Punktlast

$$v_{\text{pkt}.b3} := k_{vb3} \cdot \frac{Q}{t_y \cdot d}$$

$$v_{\text{pkt}.b3} = 0.821 \text{ MPa}$$

Bidrag frå Eigenvekt

$$v_{g.b3} := \frac{\beta \cdot V_g}{u_{b3} \cdot d}$$

$$v_{g.b3} = 0.157 \text{ MPa}$$

Totalt

$$v_{\text{ed}.b3} := v_{g.b3} + v_{\text{pkt}.b3}$$

$$v_{\text{ed}.b3} = 0.978 \text{ MPa}$$

**Naudsynt Armeringsmengd**

$$A_{\text{sw}.b3} := \left[ \frac{[v_{\text{ed}.b3} - (0.75 \cdot v_{\text{Rd}.c})] \cdot s_r \cdot u_1}{1.5 \cdot f_{y\text{wd}.ef} \cdot \sin \alpha} \right]$$

$$A_{\text{sw}.b3} = 3.045 \text{ m mm}$$

**Minimumsarmering EC2 9.4.3 (2)**

$$A_{\text{sw}.min3} := \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck1}}}{f_{yk1}} \cdot \frac{s_r \cdot u_{b3}}{1.5 \sin \alpha + \cos \alpha}$$

$$A_{\text{sw}.min3} = 2.993 \text{ m mm}$$

$$A_{\text{sw}.b3} < A_{\text{sw}.min3}$$

**Tot. Mengd i Snitt**

$$n_{b3} := \frac{A_{\text{sw}.min3}}{A_{\phi 12}}$$

$$n_{b3} = 26.461$$

$$A_3 := 27 \cdot A_{\phi 12}$$

$$A_3 = 3.054 \text{ m mm}$$

$$s_{b3} := \frac{u_{b3}}{27}$$

$$s_{b3} = 483.805 \text{ mm}$$

**SNITT 4**

$$b_4 := (0.3 + 3 \cdot 0.75) \cdot d$$

$$b_4 = 1032.75 \text{ mm}$$

$$u_{b4} := (b_4 + r_{voute}) \cdot 2 \cdot \pi$$

$$u_{b4} = 14.971 \text{ m}$$

$$\frac{b_4}{t_y} = 0.735$$

Frå diagram

$$k_{v1b4} := 0.47$$

$$k_{v2b4} := 0.25$$

$$k_{vb4} := \frac{k_{v1b4} + k_{v2b4}}{2}$$

$$k_{vb4} = 0.36$$

**Dimensjonerande skjerspenning i Snitt 3**

Bidrag frå Punktlast

$$v_{\text{pkt}.b4} := k_{vb4} \cdot \frac{Q}{t_y \cdot d}$$

$$v_{\text{pkt}.b4} = 0.664 \text{ MPa}$$

Bidrag frå Eigenvekt

$$v_{g.b4} := \frac{\beta \cdot V_g}{u_{b4} \cdot d}$$

$$v_{g.b4} = 0.137 \text{ MPa}$$

Totalt

$$v_{ed.b4} := v_{g.b4} + v_{\text{pkt}.b4}$$

$$v_{ed.b4} = 0.801 \text{ MPa}$$

**Naudsynt Armeringsmengd**

$$A_{sw.b4} := \left[ \frac{[v_{ed.b4} - (0.75 \cdot v_{Rd.c})] \cdot s_r \cdot u_1}{1.5 \cdot f_{ywd.ef} \cdot \sin \alpha} \right]$$

$$A_{sw.b4} = 1.662 \text{ m mm}$$

**Minimumsarmering EC2 9.4.3 (2)**

$$A_{sw.min4} := \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck1}}}{\frac{f_{yk1}}{1.5 \sin \alpha + \cos \alpha}} \cdot s_r \cdot u_{b4}$$

$$A_{sw.min4} = 3.43 \text{ m mm}$$

$$A_{sw.b4} < A_{sw.min4}$$

**Tot. Mengd i Snitt**

$$n_{b4} := \frac{A_{sw.b4}}{A_{\emptyset 12}}$$

$$n_{b4} = 14.696$$

$$A_4 := 15 \cdot A_{\emptyset 12}$$

$$A_4 = 1.696 \text{ m mm}$$

$$s_{b4} := \frac{u_{b4}}{15}$$

$$s_{b4} = 998.084 \text{ mm}$$

**SNITT 5**

$$b_5 := (0.3 + 4 \cdot 0.75) \cdot d$$

$$b_5 = 1336.5 \text{ mm}$$

$$u_{b5} := (b_5 + r_{voute}) \cdot 2 \cdot \pi$$

$$u_{b5} = 16.88 \text{ m}$$

$$\frac{b_5}{t_y} = 0.951$$

Frå diagram

$$k_{v1b5} := 0.42$$

$$k_{v2b5} := 0.23$$

$$k_{vb5} := \frac{k_{v1b5} + k_{v2b5}}{2}$$

$$k_{vb5} = 0.325$$

***Dimensjonerande skjerspenning i Snitt 3***

Bidrag frå Punktlast

$$v_{pkt.b5} := k_{vb5} \cdot \frac{Q}{t_y \cdot d}$$

$$v_{pkt.b4} = 0.664 \text{ MPa}$$

Bidrag frå Eigenvekt

$$v_{g.b5} := \frac{\beta \cdot V_g}{u_{b5} \cdot d}$$

$$v_{g.b5} = 0.121 \text{ MPa}$$

Totalt

$$v_{ed.b5} := v_{g.b5} + v_{pkt.b5}$$

$$v_{ed.b5} = 0.721 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd.c} > v_{ed.b5}$$

**EC2 9.4.3**

Dette er det ytterste snittet der det ikkje lenger er naudsynt med skjearmering, skjearmerer i snitt 1 - 4 med utrekna mengder.

## VEDLEGG 2A

### Tap av Spennkraft: Spennarmert Flatdekke med Uinjisert Spennsystem

#### 2.1 Korttidstap

- 2.1.1 Føresetnad for berekning
- 2.1.2 Friksjonstap
- 2.1.3 Låsetap
- 2.1.4 Elastisk deformasjon
- 2.1.5 Oppsummering av korttidstap

#### 2.2 Langtidstap

- 2.2.1 Kryp
- 2.2.2 Svinn
- 2.2.3 Relaksasjon
- 2.2.4 Oppsummering av langtidstap

#### 2.3 Tap Totalt

## 2.1 Korttidstap

Korttidstap består av

Friksjonstap  
Låstap  
Elastisk deformasjon

### 2.1.1 Føresetnader

#### Eksentrisiteter

$$e_x := 95\text{mm} \quad \text{over støtte}$$

$$e_y := 90\text{mm} \quad \text{over støtte}$$

$$h_x := 2 \cdot e_x \quad h_x = 190\text{ mm} \quad \text{i felt}$$

$$h_y := 2 \cdot e_y \quad h_y = 180\text{ mm} \quad \text{i felt}$$

#### Spennlengder

$$L_{\text{utkr.x}} := 4\text{m}_*$$

$$L_{\text{utkr.y}} := 3\text{m}_*$$

$$L_{\text{felt.x}} := 8\text{m}_*$$

$$L_{\text{felt.y}} := 6\text{m}_*$$

#### Betong B50

$$f_{\text{ck}} := 50_*$$

$$\gamma_c := 1.5_*$$

$$\alpha_{\text{cc}} := 0.85_* \quad \text{EC2 NA} \\ 11.3.5$$

$$f_{\text{cd}} := \alpha_{\text{cc}} \cdot \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_c} * \quad f_{\text{cd}} = 28.333 *$$

#### Spennarmering

$$f_{\text{pk}} := 1860\text{MPa}_*$$

$$f_{\text{p0.1k}} := 1600\text{MPa}_*$$

$$\gamma_s := 1.15_*$$

Med tanke på krav til forankring samt utrekna antall kablar, vil ein ha ulik mengd i dei forskjellige stripene. ei forenkling ved utrekning av spennarmeringsarealet er for å nytta gjennomsnitt kablar pr. meter.

$$n_x := 50 \quad b_{\text{plate}} := 6 \quad A_{\text{p.kabel}} := 150\text{mm}^2$$

$$f_x := \frac{n_x}{b_{\text{plate}}} \quad f_x = 8.333$$

Spenningsarealet pr.meter blir då:

$$A_p := A_{\text{p.kabel}} \cdot f_x \quad A_p = 1.25\text{ mmm}$$



**Tillatt oppspennig og oppspenningskraft**

$$\sigma_{p.\max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k})^* \quad \sigma_{p.\max} = 1440 \text{ MPa}_*$$

$$P_{jekk} := \sigma_{p.\max} \cdot A_p^* \quad P_{jekk} = 1800 \text{ kN}_*$$

**Initiell oppspenning/oppspenningskraft**

$$\sigma_{m0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k})^* \quad \sigma_{m0} = 1360 \text{ MPa}_*$$

$$P_{m0} := \sigma_{m0} \cdot A_p^* \quad P_{m0} = 1700 \text{ kN}_*$$

**2.1.2 FRIKSJONSTAP**

Sidan det er forskjellige spennvidder samt eksentrisitet er vinkelendringa ulik i dei to retningane.

Spennkablernes helning i midtsnitt

$$\theta_m := 0$$

$$\theta_{1x} := \frac{e_x}{L_{utkr.x}}$$

$$\theta_{1x} = 0.024$$

$$\theta_{2x} := \frac{h_x}{\frac{L_{felt.x}}{2}}$$

$$\theta_{2x} = 0.048$$

$$\theta_{1y} := \frac{e_y}{L_{utkr.y}}$$

$$\theta_{1y} = 0.03$$

$$\theta_{2y} := \frac{h_y}{\frac{L_{felt.y}}{2}}$$

$$\theta_{2y} = 0.06$$

Total vinkelendring langs spennkebel X - Retning

$$\theta_x := 2\theta_{1x} + \theta_m + 2\theta_{2x} \quad \theta_x = 0.143$$

Total vinkelendring langs spennkebel Y - Retning

$$\theta_y := 2\theta_{1y} + \theta_m + 2\theta_{2y} \quad \theta_y = 0.18$$

$$\mu := 0.05$$

Friksjonskoeffisient oppgitt frå produsent VSL

$$k := 0.01 \text{ m}^{-1}$$

Tillegskrumning *EC2 5.10.5.2 (3)*

$$L_x := 16 \text{ m}$$

Lengden av spennkabel i X - Retning

$$L_y := 12 \text{ m}$$

Lengden av spennkabel i Y - Retning

$$P_{\max} := \sigma_{p.\max} \cdot A_p$$

Maksimal spennkraft

Tap på grunn av friksjon i etteroppspent kabler blir utrekna etter uttrykk frå EC2 5.10.5.2 (1)

Spennkablane i X og Y retning har ulik lengd og vil gje forskjellig tap, med praktisk omsyn nyttar ein midlere verdi av dei to respektive retningane

$$\Delta P_{\mu 16m} := P_{\max} \cdot \left[ 1 - e^{-\mu \cdot (\theta_x + k \cdot L_x)} \right] \quad \Delta P_{\mu 16m} = 27.02 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu 12m} := P_{\max} \cdot \left[ 1 - e^{-\mu \cdot (\theta_y + k \cdot L_y)} \right] \quad \Delta P_{\mu 12m} = 26.799 \text{ kN}$$

Det endelege tapet pga.friksjon blir då:

$$\Delta P_{\mu} := \frac{\Delta P_{\mu 16m} + \Delta P_{\mu 12m}}{2} \quad \Delta P_{\mu} = 26.909 \text{ kN}$$

$$\Delta \sigma_{f,p} := \frac{\Delta P_{\mu}}{A_p} \quad \Delta \sigma_{f,p} = 21.527 \text{ MPa}$$

Tap pga. friksjon i prosent blir då:

$$FT := \frac{\Delta \sigma_{f,p} \cdot 100}{\sigma_{p,\max}} \quad FT = 1.495$$

**Det endelege tapsbidraget friksjon gjev på spennarmeringen er 1.495%**

### 2.1.3 LÅSTAP

$$\Delta L_{\text{lås}} := 4 \text{ mm} \quad \text{Låsgliding gitt av produsent}$$

$$E_p := 196000 \text{ MPa} \quad E - \text{Modul Spennstål}$$

Stigningstall frå friksjonstap ( a )

Sidan det er ulike friksjonstap samt spennkabel lengder i X og Y retning nyttar ein for praktisk omsyn midlare verdi

$$a_x := \frac{\Delta P_{\mu 16m}}{L_x} \quad a_x = 1.689 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$$

$$a_y := \frac{\Delta P_{\mu 12m}}{L_y} \quad a_y = 2.233 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$$

Det endelege stigningstalet frå friksjonstapet blir då:

$$a := \frac{a_x + a_y}{2} \quad a = 1.961 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$$

$$l_{\text{set}} := \sqrt{\frac{\Delta L_{\text{lås}} \cdot E_p \cdot A_p}{a}} \quad l_{\text{set}} = 22.355 \text{ m}$$

## Virkingen av låsetap over kabellengda

$l_{\text{set}} < L$       Låstap går mot 0 for passiv forankring

$l_{\text{set}} > L$       Låstap i aktiv og passiv forankring

I dette tilfellet får me låstap i begge forankringspunktta       $l_{\text{set}} > L$

Aktiv Forankring

$$\Delta P_{\text{lås.a}} := \frac{\Delta L_{\text{lås}} \cdot E_p \cdot A_p}{L_x} + a \cdot L_x \quad \Delta P_{\text{lås.a}} = 92.626 \text{ kN}$$

$$\Delta \sigma_{\text{lås.a}} := \frac{\Delta P_{\text{lås.a}}}{A_p} \quad \Delta \sigma_{\text{lås.a}} = 74.101 \text{ MPa}$$

Passiv Forankring

$$\Delta P_{\text{lås.p}} := \frac{\Delta L_{\text{lås}} \cdot E_p \cdot A_p}{L_x} - a \cdot L_x \quad \Delta P_{\text{lås.p}} = 29.874 \text{ kN}$$

$$\Delta \sigma_{\text{lås.p}} := \frac{\Delta P_{\text{lås.p}}}{A_p} \quad \Delta \sigma_{\text{lås.p}} = 23.899 \text{ MPa}$$

Totale spenn tap pga. Låstap i aktiv og passiv forankring

$$\Delta P_{\text{lås}} := \Delta P_{\text{lås.a}} + \Delta P_{\text{lås.p}} \quad \Delta P_{\text{lås}} = 122.5 \text{ kN}$$

$$\Delta \sigma_{\text{lås}} := \Delta \sigma_{\text{lås.a}} + \Delta \sigma_{\text{lås.p}} \quad \Delta \sigma_{\text{lås}} = 98 \text{ MPa}$$

Prosentvis reduksjon pga. låstap

Aktiv Forankring

$$LT_{\text{la}} := \frac{\Delta \sigma_{\text{lås.a}} \cdot 100}{\sigma_{\text{p.max}}} \quad LT_{\text{la}} = 5.146$$

Passiv Forankring

$$LT_{\text{lp}} := \frac{\Delta \sigma_{\text{lås.p}} \cdot 100}{\sigma_{\text{p.max}}} \quad LT_{\text{lp}} = 1.66$$

Totalt

$$LT := \frac{\Delta \sigma_{\text{lås}} \cdot 100}{\sigma_{\text{p.max}}} \quad LT = 6.806$$

**Det endelege tapsbidraget låstap gjev på spennarmeringen er 6.806%**

**2.1.4 ELASTISK FORKORTING**

EC2 5.10.5.1:

$$b := 1000\text{mm} \quad h := 350\text{mm}$$

$$f_{cm} := 58$$

$$f_{ck} = 50$$

$$\gamma_p := 1.15 \quad E_p = 196000 \text{ MPa}$$

Antar belastning av konstruksjonen etter 38 dlgn, betongen har då oppnådd maks sylindertykkfastleik , og betongens E - Modul er då:

$$E_{cm} := 37000\text{MPa}$$

$$\eta_{el} := \frac{E_p}{E_{cm}} \quad \eta_{el} = 5.297$$

$$A_c := b \cdot h \quad A_c = 350 \text{ m mm}$$

$$A_{t,el} := A_c + (\eta_{el} - 1) \cdot A_p \quad A_{t,el} = 355.372 \text{ m mm}$$

$$y_{t,el} := \frac{(\eta_{el} - 1) \cdot A_p \cdot e_x}{A_{t,el}}$$

$$y_{t,el} = 1.436 \text{ mm}$$

$$I_{t,el} := \left( \frac{b \cdot h^3}{12} \right) + b \cdot h \cdot y_{t,el}^2 + (\eta_{el} - 1) \cdot A_p \cdot (e_x - y_{t,el})^2$$

$$I_{t,el} = 3.621 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$N_{kryp,el} := P_{m0}$$

$$g_{el} := \left( 0.35\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2 \cdot 1\text{m} \right) \quad g_{el} = 10.5 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$$

$$M_g := \frac{g_{el} \cdot (4\text{m})^2}{2} \quad M_g = 84 \text{ m kN}$$

$$M_{1,el} := -N_{kryp,el} \cdot e_x \quad M_{1,el} = -161.5 \text{ m kN}$$

$$M_{t,el} := M_{1,el} - M_g \quad M_{t,el} = -245.5 \text{ m kN}$$

$$\sigma_{c,el} := \frac{N_{kryp,el}}{A_{t,el}} + \left( \frac{M_{t,el}}{I_{t,el}} \right) \cdot e_x$$

$$\sigma_{c,el} = -1.658 \text{ MPa}$$

$$j := 0.5$$

Spenningsreduksjon pga elastisk deformasjon

$$\Delta\sigma_{el} := E_p \cdot \left| \frac{j \cdot \sigma_{c,el}}{E_{cm}} \right| \quad \Delta\sigma_{el} = 4.391 \text{ MPa}$$

i Prosent (%)

$$EL := \frac{\Delta\sigma_{el} \cdot 100}{\sigma_{p,max}} \quad EL = 0.305$$

## 2.1.5 OPPSUMMERING AV KORTTIDSTAP

	1.FRIKSJON		2.LÅS	
	Spenning (N/mm <sup>2</sup> )	Prosent (%)	Spenning (N/mm <sup>2</sup> )	Prosent (%)
<b>(aktiv)</b>	$\Delta\sigma_{f,a} := 0$		$\Delta\sigma_{lås,a} = 74.101 \text{ MPa}$	$LT_{1a} = 5.146$
<b>(passiv)</b>	$\Delta\sigma_{f,p} = 21.527 \text{ MPa}$	$FT = 1.495$	$\Delta\sigma_{lås,p} = 23.899 \text{ MPa}$	$LT_{1p} = 1.66$

Tap for elastisk deformasjon verkar i begge forankringspunkta(aktiv og passiv forankring)

Totalt reduksjon

Spenninger

$$\sigma_{tap,a} := -\Delta\sigma_{lås,a} - \Delta\sigma_{el} \quad \sigma_{tap,a} = -78.491 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{tap,p} := -\Delta\sigma_{lås,p} - \Delta\sigma_{f,p} - \Delta\sigma_{el} \quad \sigma_{tap,p} = -49.818 \text{ MPa}$$

I Prosent

$$KT_a := LT_{1a} + EL \quad KT_a = 5.451$$

$$KT_p := FT + LT_{1p} + EL \quad KT_p = 3.46$$

## 2.2 LANGTIDSTAP

1. Kryp
2. Svinn
3. Relaksasjon

### 2.2.1 KRYP For å finne kryptall brukt EC2 Tillegg B

Etter grunnleggjande likningar i Tillegg B må ein finne reduksjon pga kryp med effekten langtids E-modul gjev. Foreinkling er det påført eigenlast samt sorspenning som langtidseffektar.

Berekningane er gjennomført for to ulike tilfeller

1. Med omsyn til Spennarmeringa
2. Utan omsyn til Spennarmeringa

Initiell oppspenning/oppspenning etter korttidstap er trukket fra

$$\sigma_{\text{tap.passiv}} := \sigma_{\text{p.max}} + \sigma_{\text{tap.p}} \quad \sigma_{\text{tap.passiv}} = 1390.182 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{tap.aktiv}} := \sigma_{\text{p.max}} + \sigma_{\text{tap.a}} \quad \sigma_{\text{tap.aktiv}} = 1361.509 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{tap.kort}} := \frac{\sigma_{\text{tap.passiv}} + \sigma_{\text{tap.aktiv}}}{2} \quad \sigma_{\text{tap.kort}} = 1375.845 \text{ MPa}$$

Ser at berekna initiell oppspenning ved bruk av korttidstap er litt høgare enn ved å nytta EC2 som gjev følgjande verdi

$$\sigma_{\text{m0}} = 1360 \text{ MPa} \quad f_{\text{pd}} := \sigma_{\text{m0}}$$

Initiell oppspenningskraft

$$\text{Berekna } F_{\text{pd}} := \sigma_{\text{tap.kort}} \cdot A_{\text{p}} \quad F_{\text{pd}} = 1719.807 \text{ kN} \quad (\text{pr. kabel})$$

$$\text{EC2 } F_{\text{pd.EC2}} := \sigma_{\text{m0}} \cdot A_{\text{p}} \quad F_{\text{pd.EC2}} = 1700 \text{ kN}$$

$$E_{\text{p}} = 196000 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{ck}} = 50$$

$$\gamma_{\text{p}} = 1.15$$

$$A_{\text{c}} = 350 \text{ m mm}$$

$$u := 2 \cdot b$$

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_{\text{c}}}{u} \quad h_0 = 350 \text{ mm}$$

### 2.1.2.1 Med Omsyn til Spennarmeringa

Finn E-Modul samt kryptal etter langtid ved å nytta Tilleg B.1

Antar pålasting etter 14døgn

$$t_0 := 28 \quad t := 18250 \quad (50 \text{ År})$$

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

$$\alpha_1 = 0.702 \quad \alpha_2 = 0.904 \quad \alpha_3 = 0.777$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad \beta_{f_{cm}} = 2.206$$

$$RH := 70$$

$$\beta_H := \frac{1.5 \left[ 1 + (0.012RH)^{18} \right] h_0}{\text{mm}} + 250\alpha_3 \quad \beta_H = 741.966$$

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} \quad \beta_{t_0} = 0.488$$

$$\beta_c := \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} \quad \beta_c = 0.988$$

$$\text{kryp}_{RH} := \left[ 1 + \frac{\left( 1 - \frac{RH}{100} \right) \cdot \alpha_1}{0.1 \cdot \sqrt{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{kryp}_{RH} = 1.174$$

$$\text{kryptall} := \text{kryp}_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} \cdot \beta_c \quad \text{kryptall} = 1.25$$

Ein får då langtids E-Modul

$$E_{cL} := \frac{E_{cm}}{1 + \text{kryptall}} \quad E_{cL} = 16444.16 \text{ MPa}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} \quad \eta = 5.297$$

$$A_t := A_c + \eta \cdot A_p \quad A_t = 356.622 \text{ m mm}$$

$$y_t := (\eta - 1) \cdot \left( \frac{A_p}{A_t} \cdot e_x \right) \quad y_t = 1.431 \text{ mm}$$

$$I_t := \left( \frac{b \cdot h^3}{12} \right) + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_x - y_t)^2$$

$$I_t = 3.621 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$N_{\text{kryp}} := -F_{\text{pd}}$$

$$N_{\text{kryp}} = -1719.807 \text{ kN}$$

$$M_1 := N_{\text{kryp}} \cdot e_x$$

$$M_1 = -163.382 \text{ m kN}$$

$$M_t := M_1 - M_g$$

$$M_t = -247.382 \text{ m kN}$$

$$\sigma_{\text{ctK}} := \frac{N_{\text{kryp}}}{A_t} + \left( \frac{M_t}{I_t} \right) \cdot e_x$$

$$\sigma_{\text{ctK}} = -11.313 \text{ MPa}$$

#### Korttid

$$\varepsilon_{\text{ctK}} := \frac{\sigma_{\text{ctK}}}{E_{\text{cm}}}$$

$$\varepsilon_{\text{ctK}} = -3.058 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{\text{ctK}} := \varepsilon_{\text{ctK}} \cdot E_p$$

$$\Delta\sigma_{\text{ctK}} = -59.93 \text{ MPa}$$

#### Langtid

$$\sigma_{\text{ctL}} := \sigma_{\text{ctK}}$$

$$\varepsilon_{\text{ctL}} := \frac{\sigma_{\text{ctL}}}{E_{\text{cL}}}$$

$$\varepsilon_{\text{ctL}} = -6.88 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{\text{ctL}} := \varepsilon_{\text{ctL}} \cdot E_p$$

$$\Delta\sigma_{\text{ctL}} = -134.845 \text{ MPa}$$

#### Endring

$$\varepsilon_{\text{ct}} := \varepsilon_{\text{ctL}} - \varepsilon_{\text{ctK}}$$

$$\varepsilon_{\text{ct}} = -3.822 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{\text{kryp}} := \Delta\sigma_{\text{ctL}} - \Delta\sigma_{\text{ctK}}$$

$$\Delta\sigma_{\text{kryp}} = -74.915 \text{ MPa}$$

#### Prosentvis reduksjon (tap) av kraft i spennarmering pga kryp

$$\text{Kryp} := \frac{\Delta\sigma_{\text{kryp}} \cdot 100}{\sigma_{\text{tap.kort}}}$$

$$\text{Kryp} = -5.445$$

Reduksjon i spennkraft pga kryp er relativ stor men realistisks med tanke på stor spennarmeringsareal i tverrsnitt.

#### Forenkla berekningar etter Eurokode 2

$$\Delta\varepsilon := \text{kryptall} \cdot \frac{\sigma_{\text{ctK}}}{E_{\text{cm}}}$$

$$\Delta\varepsilon = -3.822 \times 10^{-4}$$



### 2.2.1.2 Utan Omsyn til Spennarmeringa

Betongspenning i høgd med spennarm.

$$\sigma_{\text{kort}} := \left[ \left( \frac{N_{\text{kryp}}}{A_c} \right) + \left( \frac{M_t}{I_t} \right) \cdot (e_x) \right] \quad \sigma_{\text{kort}} = -11.405 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{\text{kort}} := \frac{\sigma_{\text{kort}}}{E_{\text{cm}}} \quad \varepsilon_{\text{kort}} = -3.082 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{\text{kort}} := \varepsilon_{\text{kort}} \cdot E_p \quad \Delta\sigma_{\text{kort}} = -60.414 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{lang}} := \sigma_{\text{kort}}$$

$$\varepsilon_{\text{lang}} := \frac{\sigma_{\text{lang}}}{E_{\text{cL}}} \quad \varepsilon_{\text{lang}} = -6.935 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{\text{lang}} := \varepsilon_{\text{lang}} \cdot E_p \quad \Delta\sigma_{\text{lang}} = -135.933 \text{ MPa}$$

Endring

$$\Delta\varepsilon_{\text{ct2}} := \varepsilon_{\text{lang}} - \varepsilon_{\text{kort}} \quad \Delta\varepsilon_{\text{ct2}} = -3.853 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{\text{kryp2}} := \Delta\sigma_{\text{lang}} - \Delta\sigma_{\text{kort}} \quad \Delta\sigma_{\text{kryp2}} = -75.519 \text{ MPa}$$

Prosentvis reduksjon (tap) av kraft i spennarmering pga kryp

$$\text{Kryp}_2 := \frac{\Delta\sigma_{\text{kryp2}} \cdot 100}{\sigma_{\text{tap.kort}}} \quad \text{Kryp}_2 = -5.489$$

Foreinkla berekningar etter Eurokode 2

$$\Delta\varepsilon_2 := -\text{kryptall} \cdot \frac{\sigma_{\text{kort}}}{E_{\text{cm}}} \quad \Delta\varepsilon_2 = 3.853 \times 10^{-4}$$

Ut frå foreinkla berekning etter EC2 og berekningar for spenningsendring ser ein at spenningsreduksjonen som følgjer av kryp stemmer overeins i begge tilfella

samt at spenningsreduksjon ved å inkluderer spennarmeringsarealet gjev tilnærma lik redusksjon som for kunn betongverrsnittet.

## 2.2.2 SVINN

Uttørkingssvinn

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.215 \cdot 10^{-4}$$

Henta frå tabelle 3.2 i EC2.  
Nytta RH=80% samt middelveidi  
mellom f.ck for 40 og 60 MPa

Autogentsvinn

$$\varepsilon_{ca} := 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{ca} = 1 \times 10^{-4}$$

Fri svinntøyning

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd,0} + \varepsilon_{ca}$$

$$\varepsilon_{cs} = 1.215 \times 10^{-4}$$

For bruk ved håndberekningar nyttar ein ei fiktiv kraft som gjev same kraft i armeringen som svinntøyning gjev. Fiktive krafta er uttrykt ved:

$$N_s := |\varepsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_p$$

$$N_s = 29.767 \text{ kN}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn} := \left[ \varepsilon_{cs} + \left( \frac{N_s}{E_{cm} \cdot A_t} \right) + \frac{N_s \cdot (e_x - y_t)^2}{E_{cm} \cdot I_t} \right]$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn} = 1.257 \times 10^{-4}$$

Spenningsreduksjon (endring) i spennarmeringa pga svinn

$$\Delta\sigma_{p.svinn} := -\Delta\varepsilon_{p.svinn} \cdot E_p$$

$$\Delta\sigma_{p.svinn} = -24.637 \text{ MPa}$$

Prosentvis reduksjon (tap) av kraft i spennarmering pga kryp

$$Svinn := \frac{\Delta\sigma_{p.svinn} \cdot 100}{\sigma_{tap.kort}}$$

$$Svinn = -1.791$$

### 2.2.3 RELAKSASJON

Relaksasjon er spenningsreduksjon i spennarmeringen pga konstant tøyning over lang tid

EC2 3.3.2 (4) Relaksasjonsklassar

Klasse 1: Tråd eller tau	vanleg relaksasjon	8 %
Klasse 2: Tråd eller tau	lav relaksasjon	2.5 %
Klasse 3: Varmvalsa og bearbeida stenger		4 %

Ved berekning av relaksasjonstapet nyttar ein verdi som er relaksasjonstapet (i prosent) 1000 timar etter oppspenning med middeltemperatur på 20 grader Celsius.

I dette tilfellet er spennarmeringen i klasse 2, som gjev verdien:

$$\rho_{1000} := 2.5$$

$$\sigma_{pi} := \sigma_{m0} \quad \sigma_{pi} = 1360 \text{ MPa}$$

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

$$\mu_R := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} \quad \mu_R = 0.731$$

Endelig verdi av relaksasjonstapet kan bereknast for

$$t_R := t \cdot 24 \quad \text{tid etter oppspenning ( 50 År)} \quad t_R = 438000$$

Endeleg relaksasjonstap etter 50 År

$$\Delta\sigma_{pR} := -0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_R} \cdot \left( \frac{t_R}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_R)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{\text{tap.kort}}$$

$$\Delta\sigma_{pR} = -60.021 \text{ MPa}$$

Prosentvis reduksjon (tap) av kraft i spennarmering pga relaksasjon

$$\text{Relaksasjon} := \frac{\Delta\sigma_{pR} \cdot 100}{\sigma_{\text{tap.kort}}} \quad \text{Relaksasjon} = -4.362$$

Totalt spenningstap pga Kryp, Svinn og Relaksasjon blir då:

$$\sigma_{\text{tap.lang}} := \Delta\sigma_{\text{kryp}} + \Delta\sigma_{\text{p.svinn}} + \Delta\sigma_{pR}$$

$$\sigma_{\text{tap.lang}} = -159.573 \text{ MPa}$$

Totalt prosentvis reduksjon (tap) av kraft i spennarmering langtids effekter

$$\text{tap}_{\text{lang}} := \text{Kryp} + \text{Svinn} + \text{Relaksasjon}$$

$$\text{tap}_{\text{lang}} = -11.598$$

## 2.2.4 OPPSUMMERING AV LANGTIDSTAP

	Spenning	i Prosent
<b>1.Kryp</b>	$\Delta\sigma_{\text{kryp}} = -74.915 \text{ MPa}$	Kryp = -5.445
<b>2.Svinn</b>	$\Delta\sigma_{\text{p.svinn}} = -24.637 \text{ MPa}$	Svinn = -1.791
<b>3.Relaksasjon</b>	$\Delta\sigma_{\text{pR}} = -60.021 \text{ MPa}$	Relaksasjon = -4.362
<b>Totalt</b>	$\sigma_{\text{tap.lang}} = -159.573 \text{ MPa}$	$\text{tap}_{\text{lang}} = -11.598$

## 2.3 Totalt tap

$$\sigma_{\text{T.aktiv}} := \sigma_{\text{tap.a}} + \sigma_{\text{tap.lang}}$$

$$\sigma_{\text{T.aktiv}} = -238.065 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{T.passiv}} := \sigma_{\text{tap.p}} + \sigma_{\text{tap.lang}}$$

$$\sigma_{\text{T.passiv}} = -209.391 \text{ MPa}$$

Krafttap

$$F_{\text{tap.a}} := \sigma_{\text{T.aktiv}} \cdot A_{\text{p}}$$

$$F_{\text{tap.a}} = -297.581 \text{ kN}$$

$$F_{\text{tap.p}} := \sigma_{\text{T.passiv}} \cdot A_{\text{p}}$$

$$F_{\text{tap.p}} = -261.739 \text{ kN}$$

i Prosent

$$\text{Aktiv} := -KT_{\text{a}} + \text{tap}_{\text{lang}}$$

$$\text{Aktiv} = -17.049$$

$$\text{Passiv} := -KT_{\text{p}} + \text{tap}_{\text{lang}}$$

$$\text{Passiv} = -15.058$$

$$\text{Tap} := \frac{\text{Aktiv} + \text{Passiv}}{2}$$

$$\text{Tap} = -16.053$$

Netto pr.meter:

$$\sigma_{\text{p01}} := \sigma_{\text{p.max}} + \sigma_{\text{T.aktiv}}$$

$$\sigma_{\text{p01}} = 1201.935 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{p02}} := \sigma_{\text{p.max}} + \sigma_{\text{T.passiv}}$$

$$\sigma_{\text{p02}} = 1230.609 \text{ MPa}$$

$$F_{\text{p0a}} := \sigma_{\text{p01}} \cdot A_{\text{p}}$$

$$F_{\text{p0a}} = 1502.419 \text{ kN}$$

$$F_{\text{p0p}} := \sigma_{\text{p02}} \cdot A_{\text{p}}$$

$$F_{\text{p0p}} = 1538.261 \text{ kN}$$

Netto pr.kabel blir då::

$$F_{\text{aktiv}} := \frac{F_{p0a}}{f_x} \qquad F_{\text{aktiv}} = 180.29 \text{ kN}$$

$$F_{\text{passiv}} := \frac{F_{p0p}}{f_x} \qquad F_{\text{passiv}} = 184.591 \text{ kN}$$

$$F_{\text{netto}} := \frac{F_{\text{aktiv}} + F_{\text{passiv}}}{2} \qquad F_{\text{netto}} = 182.441 \text{ kN}$$

Dette resultere i ein i denne oppgåva nyttar ei oppspenningskraft

For oppgåva nyttar ein oppspenningskraft lik 182kN



## VEDLEGG 2B

### Tap av Spennkraft: Spennarmert Flatdekke med Injisert Spennsystem

#### 2.1 Korttidstap

- 2.1.1 Føresetnad for berekning
- 2.1.2 Friksjonstap
- 2.1.3 Låsetap
- 2.1.4 Elastisk deformasjon
- 2.1.5 Oppsummering av korttidstap

#### 2.2 Langtidstap

- 2.2.1 Kryp
- 2.2.2 Svinn
- 2.2.3 Relaksasjon
- 2.2.4 Oppsummering av langtidstap

#### 2.3 Tap Totalt

## 2.1 Korttidstap

Korttidstap består av

Friksjonstap  
Låstap  
Elastisk deformasjon

### 2.1.1 Føresetnader

<b>Eksentrisiteter</b>	$e_x := 95\text{mm}$	<i>over støtte</i>
	$e_y := 90\text{mm}$	<i>over støtte</i>
	$h_x := 2 \cdot e_x$	$h_x = 190\text{ mm}$ <i>i felt</i>
	$h_y := 2 \cdot e_y$	$h_y = 180\text{ mm}$ <i>i felt</i>
<b>Spennlengder</b>	$L_{\text{utkr.x}} := 4\text{m}_*$	
	$L_{\text{utkr.y}} := 3\text{m}_*$	
	$L_{\text{felt.x}} := 8\text{m}_*$	
	$L_{\text{felt.y}} := 6\text{m}_*$	
<b>Betong B50</b>	$f_{\text{ck}} := 50_*$	
	$\gamma_c := 1.5_*$	$\alpha_{\text{cc}} := 0.85_*$
	$f_{\text{cd}} := \alpha_{\text{cc}} \cdot \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_c} *$	$f_{\text{cd}} = 28.333 *$
<b>Spennarmering</b>	$f_{\text{pk}} := 1860\text{MPa}_*$	
	$f_{\text{p0.1k}} := 1600\text{MPa}_*$	
	$\gamma_s := 1.15_*$	$A_{\text{p.røyrr}} := 600\text{mm}^2_*$
	<p>For injiserte nyttar ein som for uinjisert spennarmering jamt fordelt kabelmengd pr meter. Injiserte spennarmering ligg i føringsrøyr (4 spennkablær pr. røyr), dette tilfellet er det 12 røyr i x-retning, dvs ei fordeling 2 røyr pr.meter.</p>	
	$A_p := A_{\text{p.røyrr}} \cdot 2$	$A_p = 1.2\text{ m mm}$
<b>Tillatt oppspennig og oppspenningskraft</b>	$\sigma_{\text{p.max}} := \min(0.8 \cdot f_{\text{pk}}, 0.9 \cdot f_{\text{p0.1k}})_*$	$\sigma_{\text{p.max}} = 1440\text{ MPa}_*$
	$P_{\text{jekk}} := \sigma_{\text{p.max}} \cdot A_p*$	$P_{\text{jekk}} = 1728\text{ kN}_*$
<b>Initiell oppspenning/oppspenningskraft</b>	$\sigma_{\text{m0}} := \min(0.75 \cdot f_{\text{pk}}, 0.85 \cdot f_{\text{p0.1k}})_*$	$\sigma_{\text{m0}} = 1360\text{ MPa}_*$
	$P_{\text{m0}} := \sigma_{\text{m0}} \cdot A_p*$	$P_{\text{m0}} = 1632\text{ kN}_*$



## 2.1.2 FRIKSJONSTAP

Sidan det er forskjellige spennvidder samt eksentrisitet er vinkelendringa ulik i dei to retningane.

Spennkablernes helning i midtsnitt

$$\theta_m := 0$$

$$\theta_{1x} := \frac{e_x}{L_{utkr.x}}$$

$$\theta_{1x} = 0.024$$

$$\theta_{2x} := \frac{h_x}{\frac{L_{felt.x}}{2}}$$

$$\theta_{2x} = 0.048$$

$$\theta_{1y} := \frac{e_y}{L_{utkr.y}}$$

$$\theta_{1y} = 0.03$$

$$\theta_{2y} := \frac{h_y}{\frac{L_{felt.y}}{2}}$$

$$\theta_{2y} = 0.06$$

Total vinkelendring langs spennkebel X - Retning

$$\theta_x := 2\theta_{1x} + \theta_m + 2\theta_{2x}$$

$$\theta_x = 0.143$$

Total vinkelendring langs spennkebel Y - Retning

$$\theta_y := 2\theta_{1y} + \theta_m + 2\theta_{2y}$$

$$\theta_y = 0.18$$

$$\mu := 0.12$$

Friksjonskoeffisient oppgitt frå produsent VSL

$$k := 0.001 \text{m}^{-1}$$

Tillegskrumning

EC2 5.10.5.2 (3)

Gitt av prod.

$$L_x := 16\text{m}$$

Lengden av spennkabel i X - Retning

$$L_y := 12\text{m}$$

Lengden av spennkabel i Y - Retning

$$P_{\max} := \sigma_{p.\max} \cdot A_p$$

Maksimal spennkraft

Tap på grunn av friksjon i etteroppspent kabler blir utrekna etter uttrykk frå EC2 5.10.5.2 (1)

Spennkablane i X og Y retning har ulik lengd og vil gje forskjellig tap, for praktisk omsyn nyttar ein midlere verdi av dei to respektive retningane

$$\Delta P_{\mu 16\text{m}} := P_{\max} \cdot \left[ 1 - e^{-\mu \cdot (\theta_x + k \cdot L_x)} \right] \quad \Delta P_{\mu 16\text{m}} = 32.556 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu 12\text{m}} := P_{\max} \cdot \left[ 1 - e^{-\mu \cdot (\theta_y + k \cdot L_y)} \right] \quad \Delta P_{\mu 12\text{m}} = 39.358 \text{ kN}$$

Det endelege tapet pga.friksjon blir då:

$$\Delta P_{\mu} := \frac{\Delta P_{\mu 16m} + \Delta P_{\mu 12m}}{2} \quad \Delta P_{\mu} = 35.957 \text{ kN}$$

$$\Delta \sigma_{f,p} := \frac{\Delta P_{\mu}}{A_p} \quad \Delta \sigma_{f,p} = 29.964 \text{ MPa}$$

Tap pga. friksjon i prosent blir då:

$$FT := \frac{\Delta \sigma_{f,p} \cdot 100}{\sigma_{p,max}} \quad FT = 2.081$$

**Det endelege tapsbidraget friksjon gjev på spennarmeringen er 2.081%**

### 2.1.3 LÅSTAP

$$\Delta L_{lås} := 5 \text{ mm} \quad \text{Låsgliding gitt av produsent}$$

$$E_p := 196000 \text{ MPa} \quad E - \text{Modul Spennstål}$$

Stigningstall frå friksjonstap ( a )

Sidan det er ulike friksjonstap samt spennkabel lengder i X og Y retning nyttar ein for praktisk omsyn midlare verdi

$$a_x := \frac{\Delta P_{\mu 16m}}{L_x} \quad a_x = 2.035 \frac{1}{m} \text{ kN}$$

$$a_y := \frac{\Delta P_{\mu 12m}}{L_y} \quad a_y = 3.28 \frac{1}{m} \text{ kN}$$

Det endelege stigningstalet frå friksjonstapet blir då:

$$a := \frac{a_x + a_y}{2} \quad a = 2.657 \frac{1}{m} \text{ kN}$$

$$l_{set} := \sqrt{\frac{\Delta L_{lås} \cdot E_p \cdot A_p}{a}} \quad l_{set} = 21.037 \text{ m}$$

Virkningen av låsetap over kabellengda

$l_{set} < L$       Låstap går mot 0 for passiv forankring

$l_{set} > L$       Låstap i aktiv og passiv forankring

I dette tilfellet får me låstap i begge forankringspunkta       $l_{set} > L$

Aktiv Forankring

$$\Delta P_{l\ddot{a}s.a} := \frac{\Delta L_{l\ddot{a}s} \cdot E_p \cdot A_p}{L_x} + a \cdot L_x$$

$$\Delta P_{l\ddot{a}s.a} = 116.017 \text{ kN}$$

$$\Delta \sigma_{l\ddot{a}s.a} := \frac{\Delta P_{l\ddot{a}s.a}}{A_p}$$

$$\Delta \sigma_{l\ddot{a}s.a} = 96.681 \text{ MPa}$$

Passiv Forankring

$$\Delta P_{l\ddot{a}s.p} := \frac{\Delta L_{l\ddot{a}s} \cdot E_p \cdot A_p}{L_x} - a \cdot L_x$$

$$\Delta P_{l\ddot{a}s.p} = 30.983 \text{ kN}$$

$$\Delta \sigma_{l\ddot{a}s.p} := \frac{\Delta P_{l\ddot{a}s.p}}{A_p}$$

$$\Delta \sigma_{l\ddot{a}s.p} = 25.819 \text{ MPa}$$

Totale spenntap pga. Låstap i aktiv og passiv forankring

$$\Delta P_{l\ddot{a}s} := \Delta P_{l\ddot{a}s.a} + \Delta P_{l\ddot{a}s.p}$$

$$\Delta P_{l\ddot{a}s} = 147 \text{ kN}$$

$$\Delta \sigma_{l\ddot{a}s} := \Delta \sigma_{l\ddot{a}s.a} + \Delta \sigma_{l\ddot{a}s.p}$$

$$\Delta \sigma_{l\ddot{a}s} = 122.5 \text{ MPa}$$

Prosentvis reduksjon pga. låstap

Aktiv Forankring

$$LT_{la} := \frac{\Delta \sigma_{l\ddot{a}s.a} \cdot 100}{\sigma_{p.max}}$$

$$LT_{la} = 6.714$$

Passiv Forankring

$$LT_{lp} := \frac{\Delta \sigma_{l\ddot{a}s.p} \cdot 100}{\sigma_{p.max}}$$

$$LT_{lp} = 1.793$$

Totalt

$$LT := \frac{\Delta \sigma_{l\ddot{a}s} \cdot 100}{\sigma_{p.max}}$$

$$LT = 8.507$$

## 2.1.4 ELASTISK FORKORTING

EC2 5.10.5.1:

$$b := 1000\text{mm} \quad h := 350\text{mm}$$

$$f_{cm} := 58$$

$$f_{ck} = 50$$

$$\gamma_p := 1.15 \quad E_p = 196000 \text{ MPa}$$

Antar belastning av konstruksjonen etter 38 dlgn, betongen har då oppnådd maks sylindertykkfastleik , og betongens E - Modul er då:

$$E_{cm} := 37000 \text{ MPa}$$

$$\eta_{el} := \frac{E_p}{E_{cm}} \quad \eta_{el} = 5.297$$

$$A_c := b \cdot h \quad A_c = 350 \text{ m mm}$$

$$A_{t,el} := A_c + (\eta_{el} - 1) \cdot A_p \quad A_{t,el} = 355.157 \text{ m mm}$$

$$y_{t,el} := \frac{(\eta_{el} - 1) \cdot A_p \cdot e_x}{A_{t,el}}$$

$$y_{t,el} = 1.379 \text{ mm}$$

$$I_{t,el} := \left( \frac{b \cdot h^3}{12} \right) + b \cdot h \cdot y_{t,el}^2 + (\eta_{el} - 1) \cdot A_p \cdot (e_x - y_{t,el})^2$$

$$I_{t,el} = 3.619 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$N_{kryp,el} := P_{m0}$$

$$g_{el} := \left( 0.35\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.2 \cdot 1\text{m} \right) \quad g_{el} = 10.5 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$$

$$M_g := \frac{g_{el} \cdot (4\text{m})^2}{2} \quad M_g = 84 \text{ m kN}$$

$$M_{1,el} := -N_{kryp,el} \cdot e_x \quad M_{1,el} = -155.04 \text{ m kN}$$

$$M_{t,el} := M_{1,el} - M_g \quad M_{t,el} = -239.04 \text{ m kN}$$

$$\sigma_{c,el} := \frac{N_{kryp,el}}{A_{t,el}} + \left( \frac{M_{t,el}}{I_{t,el}} \right) \cdot e_x$$

$$\sigma_{c,el} = -1.68 \text{ MPa}$$

$$j := 0.5$$

Spenningsreduksjon pga elastisk deformasjon

$$\Delta\sigma_{el} := E_p \cdot \left| \frac{j \cdot \sigma_{c,el}}{E_{cm}} \right| \quad \Delta\sigma_{el} = 4.45 \text{ MPa}$$

i Prosent (%)

$$EL := \frac{\Delta\sigma_{el} \cdot 100}{\sigma_{p,max}} \quad EL = 0.309$$

## 2.1.5 OPPSUMMERING AV KORTTIDSTAP

	1.FRIKSJON		2.LÅS	
	Spenning (N/mm <sup>2</sup> )	Prosent (%)	Spenning (N/mm <sup>2</sup> )	Prosent (%)
<b>(aktiv)</b>	$\Delta\sigma_{f,a} := 0$		$\Delta\sigma_{l\ddot{a}s,a} = 96.681 \text{ MPa}$	$LT_{1a} = 6.714$
<b>(passiv)</b>	$\Delta\sigma_{f,p} = 29.964 \text{ MPa}$	$FT = 2.081$	$\Delta\sigma_{l\ddot{a}s,p} = 25.819 \text{ MPa}$	$LT_{1p} = 1.793$
Totalt reduksjon				
Spenninger				
	$\sigma_{tap,a} := -\Delta\sigma_{l\ddot{a}s,a} - \Delta\sigma_{el}$		$\sigma_{tap,a} = -101.131 \text{ MPa}$	
	$\sigma_{tap,p} := -\Delta\sigma_{l\ddot{a}s,p} - \Delta\sigma_{f,p} - \Delta\sigma_{el}$		$\sigma_{tap,p} = -60.234 \text{ MPa}$	
I Prosent				
	$KT_a := LT_{1a} + EL$		$KT_a = 7.023$	
	$KT_p := FT + LT_{1p} + EL$		$KT_p = 4.183$	

## 2.2 LANGTIDSTAP

1. Kryp
2. Svinn
3. Relaksasjon

### 2. KRYP

For å finne kryptall brukt EC2 Tillegg B

Etter grunnleggjande likningar i Tillegg B må ein finne reduksjon pga kryp med effekten langtids E-modul gjev. Foreinkling er det påført eigenlast samt sorspenning som langtidseffektar.

Berekningane er gjennomført for to ulike tilfeller

1. Med omsyn til Spennarmeringa
2. Utan omsyn til Spennarmeringa

Initiell oppspenning/oppspenning etter korttidstap er trukket fra

$$\sigma_{\text{tap.passiv}} := \sigma_{\text{p.max}} + \sigma_{\text{tap.p}} \quad \sigma_{\text{tap.passiv}} = 1379.766 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{tap.aktiv}} := \sigma_{\text{p.max}} + \sigma_{\text{tap.a}} \quad \sigma_{\text{tap.aktiv}} = 1338.869 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{tap.kort}} := \frac{\sigma_{\text{tap.passiv}} + \sigma_{\text{tap.aktiv}}}{2} \quad \sigma_{\text{tap.kort}} = 1359.318 \text{ MPa}$$

Ser at berekna initiell oppspenning ved bruk av korttidstap er litt høgare enn ved å nytta EC2 som gjev følgjande verdi

$$\sigma_{\text{m0}} = 1360 \text{ MPa} \quad f_{\text{pd}} := \sigma_{\text{m0}}$$

Initiell oppspenningskraft

$$\text{Berekna } F_{\text{pd}} := \sigma_{\text{tap.kort}} \cdot A_{\text{p}} \quad F_{\text{pd}} = 1631.181 \text{ kN} \quad (\text{pr. kabel})$$

$$\text{EC2 } F_{\text{pd.EC2}} := \sigma_{\text{m0}} \cdot A_{\text{p}} \quad F_{\text{pd.EC2}} = 1632 \text{ kN}$$

$$f_{\text{ck}} = 50$$

$$E_{\text{p}} = 196000 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{c}} = 350 \text{ m mm}$$

$$u := 2 \cdot b$$

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_{\text{c}}}{u} \quad h_0 = 350 \text{ mm}$$

## 2.1 Med Omsyn til Spennarmeringa

Berekna kryptall er same som for uinjisert

$$\text{kryptall} := 1.25$$

Ein får då langtids E-Modul

$$E_{cL} := \frac{E_{cm}}{1 + \text{kryptall}}$$

$$E_{cL} = 16444.444 \text{ MPa}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

$$\eta = 5.297$$

$$A_t := A_c + \eta \cdot 3A_p$$

$$A_t = 369.07 \text{ m mm}$$

$$y_t := (\eta - 1) \cdot \left( \frac{A_p}{A_t} \cdot e_x \right)$$

$$y_t = 1.327 \text{ mm}$$

$$I_t := \left( \frac{b \cdot h^3}{12} \right) + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e_x - y_t)^2$$

$$I_t = 3.619 \times 10^3 \text{ L mm}$$

$$N_{\text{kryp}} := -P_{m0}$$

$$N_{\text{kryp}} = -1632 \text{ kN}$$

$$M_1 := N_{\text{kryp}} \cdot e_x$$

$$M_1 = -155.04 \text{ m kN}$$

$$g_{pl} := \left( h \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 1.2$$

$$M_t := M_1 - M_g$$

$$M_t = -239.04 \text{ m kN}$$

$$\sigma_{ctK} := \frac{N_{\text{kryp}}}{A_t} + \left( \frac{M_t}{I_t} \right) \cdot e_x$$

$$\sigma_{ctK} = -10.697 \text{ MPa}$$

Korttid

$$\varepsilon_{ctK} := \frac{\sigma_{ctK}}{E_{cm}}$$

$$\varepsilon_{ctK} = -2.891 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{ctK} := \varepsilon_{ctK} \cdot E_p$$

$$\Delta\sigma_{ctK} = -56.666 \text{ MPa}$$

Langtid

$$\sigma_{ctL} := \sigma_{ctK}$$

$$\varepsilon_{ctL} := \frac{\sigma_{ctL}}{E_{cL}}$$

$$\varepsilon_{ctL} = -6.505 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{ctL} := \varepsilon_{ctL} \cdot E_p$$

$$\Delta\sigma_{ctL} = -127.499 \text{ MPa}$$

Endring

$$\begin{aligned}\varepsilon_{ct} &:= \varepsilon_{ctL} - \varepsilon_{ctK} & \varepsilon_{ct} &= -3.614 \times 10^{-4} \\ \Delta\sigma_{kryp} &:= \Delta\sigma_{ctL} - \Delta\sigma_{ctK} & \Delta\sigma_{kryp} &= -70.833 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Prosentvis reduksjon (tap) av kraft i spennarmering pga kryp

$$\text{Kryp} := \frac{\Delta\sigma_{kryp} \cdot 100}{\sigma_{\text{tap.kort}}} \quad \text{Kryp} = -5.211$$

Reduksjon i spennkraft pga kryp er relativ stor men realistisks med tanke på stor spennarmeringsareal i tverrsnitt.

Foreinkla berekningar etter Eurokode 2

$$\Delta\varepsilon := \text{kryptall} \cdot \frac{\sigma_{ctK}}{E_{cm}} \quad \Delta\varepsilon = -3.614 \times 10^{-4}$$

## 2.1 Utan Omsyn til Spennarmeringa

Betongspenning i høgd med spennarm.

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{kort}} &:= \left[ \left( \frac{N_{\text{kryp}}}{A_c} \right) + \left( \frac{M_t}{I_t} \right) \cdot (e_x) \right] & \sigma_{\text{kort}} &= -10.938 \text{ MPa} \\ \varepsilon_{\text{kort}} &:= \frac{\sigma_{\text{kort}}}{E_{cm}} & \varepsilon_{\text{kort}} &= -2.956 \times 10^{-4} \\ \Delta\sigma_{\text{kort}} &:= \varepsilon_{\text{kort}} \cdot E_p & \Delta\sigma_{\text{kort}} &= -57.942 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{lang}} &:= \sigma_{\text{kort}} \\ \varepsilon_{\text{lang}} &:= \frac{\sigma_{\text{lang}}}{E_{cL}} & \varepsilon_{\text{lang}} &= -6.652 \times 10^{-4} \\ \Delta\sigma_{\text{lang}} &:= \varepsilon_{\text{lang}} \cdot E_p & \Delta\sigma_{\text{lang}} &= -130.371 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Endring

$$\begin{aligned}\Delta\varepsilon_{ct2} &:= \varepsilon_{\text{lang}} - \varepsilon_{\text{kort}} & \Delta\varepsilon_{ct2} &= -3.695 \times 10^{-4} \\ \Delta\sigma_{kryp2} &:= \Delta\sigma_{\text{lang}} - \Delta\sigma_{\text{kort}} & \Delta\sigma_{kryp2} &= -72.428 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Prosentvis reduksjon (tap) av kraft i spennarmering pga kryp

$$\text{Kryp}_2 := \frac{\Delta\sigma_{kryp2} \cdot 100}{\sigma_{\text{tap.kort}}} \quad \text{Kryp}_2 = -5.328$$

Foreinkla berekningar etter Eurokode 2

$$\Delta\varepsilon_2 := -\text{kryptall} \cdot \frac{\sigma_{\text{kort}}}{E_{cm}} \quad \Delta\varepsilon_2 = 3.695 \times 10^{-4}$$



## 2.2.2 SVINN

Uttørkingssvinn

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.215 \cdot 10^{-4}$$

Autogentsvinn

$$\varepsilon_{ca} := 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{ca} = 1 \times 10^{-4}$$

Fri svinntøyning

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd,0} + \varepsilon_{ca}$$

$$\varepsilon_{cs} = 1.215 \times 10^{-4}$$

For bruk ved håndberekningar nyttar ein ei fiktiv kraft som gjev same kraft i armeringen som svinntøyning gjev. Fiktive krafta er uttrykt ved:

$$N_s := |\varepsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_p$$

$$N_s = 28.577 \text{ kN}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn} := \left[ \varepsilon_{cs} + \left( \frac{N_s}{E_{cm} \cdot A_t} \right) + \frac{N_s \cdot (e_x - y_t)^2}{E_{cm} \cdot I_t} \right]$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn} = 1.255 \times 10^{-4}$$

Spenningsreduksjon (endring) i spennarmeringa pga svinn

$$\Delta\sigma_{p.svinn} := -\Delta\varepsilon_{p.svinn} \cdot E_p$$

$$\Delta\sigma_{p.svinn} = -24.591 \text{ MPa}$$

Prosentvis reduksjon (tap) av kraft i spennarmering pga kryp

$$Svinn := \frac{\Delta\sigma_{p.svinn} \cdot 100}{\sigma_{\text{tap.kort}}}$$

$$Svinn = -1.809$$

## 2.2.3 RELAKSASJON

Relaksasjon er spenningsreduksjon i spennarmeringen pga konstant tøyning over lang tid

EC2 3.3.2 (4) Relaksasjonsklassar

Klasse 1: Tråd eller tau	vanleg relaksasjon	8 %
Klasse 2: Tråd eller tau	lav relaksasjon	2.5 %
Klasse 3: Varmvalsa og bearbeida stenger		4 %

Ved berekning av relaksasjonstapet nyttar ein verdi som er relaksasjonstapet (i prosent) 1000 timar etter oppspenning med middeltemperatur på 20 grader Celsius.

I dette tilfellet er spennarmeringen i klasse 2, som gjev verdien:

$$\rho_{1000} := 2.5$$

$$\sigma_{pi} := \sigma_{m0}$$

$$\sigma_{pi} = 1360 \text{ MPa}$$

$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

$$\mu_R := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} \quad \mu_R = 0.731$$

Endelig verdi av relaksasjonstapet kan bereknast for

$$t := 18250$$

$$t_R := t \cdot 24 \quad \text{tid etter oppspenning (50 \AA r)} \quad t_R = 438000$$

Endelig relaksasjonstap etter 50 \AA r

$$\Delta\sigma_{pR} := -0.66 \cdot \rho \cdot 1000 \cdot e^{9.1 \cdot \mu_R} \cdot \left(\frac{t_R}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_R)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{tap.kort}$$

$$\Delta\sigma_{pR} = -59.3 \text{ MPa}$$

Prosentvis reduksjon (tap) av kraft i spennarmering pga relaksasjon

$$\text{Relaksasjon} := \frac{\Delta\sigma_{pR} \cdot 100}{\sigma_{tap.kort}} \quad \text{Relaksasjon} = -4.362$$

Totalt spenningsstap pga Kryp, Svinn og Relaksasjon blir d\aa:

$$\sigma_{tap.lang} := \Delta\sigma_{kryp} + \Delta\sigma_{p.svinn} + \Delta\sigma_{pR}$$

$$\sigma_{tap.lang} = -154.724 \text{ MPa}$$

Totalt prosentvis reduksjon (tap) av kraft i spennarmering langtidseffekter

$$tap_{lang} := \text{Kryp} + \text{Svinn} + \text{Relaksasjon}$$

$$tap_{lang} = -11.382$$

## **2.2.4 OPPSUMMERING AV LANGTIDSTAP**

	<b>Spenning</b>	<b>i Prosent</b>
<b>1.Kryp</b>	$\Delta\sigma_{kryp} = -70.833 \text{ MPa}$	Kryp = -5.211
<b>2.Svinn</b>	$\Delta\sigma_{p.svinn} = -24.591 \text{ MPa}$	Svinn = -1.809
<b>3.Relaksasjon</b>	$\Delta\sigma_{pR} = -59.3 \text{ MPa}$	Relaksasjon = -4.362
<b>Totalt</b>	$\sigma_{tap.lang} = -154.724 \text{ MPa}$	$tap_{lang} = -11.382$

## 2.3 TOTALT TAP

Spenningstap

$$\sigma_{T.aktiv} := \sigma_{tap.a} + \sigma_{tap.lang}$$

$$\sigma_{T.aktiv} = -255.854 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{T.passiv} := \sigma_{tap.p} + \sigma_{tap.lang}$$

$$\sigma_{T.passiv} = -214.957 \text{ MPa}$$

Krafttap

$$F_{tap.a} := \sigma_{T.aktiv} \cdot A_p$$

$$F_{tap.a} = -307.025 \text{ kN}$$

$$F_{tap.p} := \sigma_{T.passiv} \cdot A_p$$

$$F_{tap.p} = -257.949 \text{ kN}$$

i Prosent

$$\text{Aktiv} := -KT_a + tap_{lang}$$

$$\text{Aktiv} = -18.405$$

$$\text{Passiv} := -KT_p + tap_{lang}$$

$$\text{Passiv} = -15.565$$

$$\text{Tap} := \frac{\text{Aktiv} + \text{Passiv}}{2}$$

$$\text{Tap} = -16.985$$

$$\sigma_{p01} := \sigma_{p.max} + \sigma_{T.aktiv}$$

$$\sigma_{p01} = 1184.146 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p02} := \sigma_{p.max} + \sigma_{T.passiv}$$

$$\sigma_{p02} = 1225.043 \text{ MPa}$$

Netto Spennkraft **pr.meter** blir då:

$$F_{p0a} := \sigma_{p01} \cdot A_p$$

$$F_{p0a} = 1420.975 \text{ kN}$$

$$F_{p0p} := \sigma_{p02} \cdot A_p$$

$$F_{p0p} = 1470.051 \text{ kN}$$

Netto spennkraft **pr. føringsrøyr**

$$F_{aktiv} := \frac{F_{p0a}}{2}$$

$$F_{aktiv} = 710.487 \text{ kN}$$

$$F_{passiv} := \frac{F_{p0p}}{2}$$

$$F_{passiv} = 735.026 \text{ kN}$$

$$F_{netto} := \frac{F_{aktiv} + F_{passiv}}{2}$$

$$F_{netto} = 722.757 \text{ kN}$$

Dette resultere i ein i denne oppgåva nyttar ei oppspenningskraft lik **722,75 kN**



## VEDLEGG 3

### Brotgrenseberegning for Spennarmert Flatdekke med Uinjisert Spennsystem

- 3.1 Føresetnad for berekning
- 3.2 Val an antall Kablar
- 3.3 Infleksjonspunkt
- 3.4 Ekvivalente krafter
- 3.5 Moment og Skjer berekning
- 3.6 Dimensjonering for Moment
- 3.7 Dimensjonering for Skjer
  - 3.7.1 Skjerspenningsskapasitet
  - 3.7.2 Jamt fordelt
  - 3.7.3 Skjertrykkapasitet
  - 3.7.4 Punktlast
  - 3.7.5 Skjerarmeringsmengd

### 3.1 Føresetnad for berekning

<b>Eksentrisitet over støtte og i midtfelt</b>	$e_x := 95\text{mm}$		
	$e_y := 90\text{mm}$		
<b>Pilhøgd i felt</b>	$h_x := 2 \cdot e_x$	$h_x = 190\text{ mm}$	
	$h_y := 2 \cdot e_y$	$h_y = 180\text{ mm}$	
<b>Spennvidder</b>	$L_{\text{utkr.x}} := 4\text{m}_*$		
	$L_{\text{utkr.y}} := 3\text{m}_*$		
	$L_{\text{felt.x}} := 8\text{m}_*$		
	$L_{\text{felt.y}} := 6\text{m}_*$		
<b>Stripebreidder</b>	$b_{sx} := 6\text{m}_*$		
	$b_{sy} := 8\text{m}_*$		
<b>Laster</b>	Egenlast*	$g_{\text{plate}} := 1.2 \cdot 0.35\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} *$	$g_{\text{plate}} = 10.5 \frac{1}{\text{m}^2} \text{kN}_*$
	Nyttelast*	$p := 1.5 \cdot 40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} *$	$p = 60 \frac{1}{\text{m}^2} \text{kN}_*$
	Dim <sub>last</sub> *	$q_{\text{Ed}} := p + g_{\text{plate}}*$	$q_{\text{Ed}} = 70.5 \frac{1}{\text{m}^2} \text{kN}_*$
<b>Spennarmering</b>	$f_{pk} := 1860\text{MPa}_*$		$\gamma_s := 1.15_*$
	$f_{p0.1k} := 1600\text{MPa}_*$		
	$A_p := 150\text{mm}^2_*$		
<b>Tillatt oppspennig og oppspenningskraft</b>	$\sigma_{p.\text{max}} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k})_*$		$\sigma_{p.\text{max}} = 1440\text{ MPa}_*$
	$P_{\text{jekk}} := \sigma_{p.\text{max}} \cdot A_p*$		$P_{\text{jekk}} = 216\text{ kN}_*$
<b>Initiell oppspenning/oppspenningskraft etter korttidstap er trukket fra</b>	$\sigma_{m0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k})_*$		$\sigma_{m0} = 1360\text{ MPa}_*$
	$P_{m0} := \sigma_{m0} \cdot A_p*$		$P_{m0} = 204\text{ kN}_*$

**Brotspenning**

Frå berekning av spennkrafttap

$$\sigma_{\text{aktiv}} := 1201.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{passiv}} := 1230.609 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{p.ULS}} := 100 \text{ MPa}$$

EC2 5.10.8

$$f_{\text{pd}} := \left[ \frac{\left( \frac{\sigma_{\text{aktiv}} + \sigma_{\text{passiv}}}{2} \right) + \Delta\sigma_{\text{p.ULS}}}{\gamma_s} \right]$$

$$f_{\text{pd}} = 1144.569 \text{ MPa}$$

**Balansering av last**

$$q_{\text{bal}} := g_{\text{plate}} + 0.3p_* \quad q_{\text{bal}} = 28.5 \frac{1}{\text{m}^2} \text{ kN}_*$$

Rekner som for bjelke uten ende eksentrisitet pga. må ha tilstrekkelig overdekning frå overflata inn til forankringsplata

**3.2 Val av antall Kablar**

Netto oppspenningskraft ( redusert for kort - og langtidstap)

$$P_{\text{p0}} := 182.44 \text{ kN}$$

**Naudsynt oppspenningskraft**

$$P_{\text{utkr.x}} := \frac{q_{\text{bal}} \cdot L_{\text{utkr.x}}^2}{2 \cdot e_x} * \quad P_{\text{utkr.x}} = 2400 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$P_{\text{utkr.y}} := \frac{q_{\text{bal}} \cdot L_{\text{utkr.y}}^2}{2 \cdot e_y} * \quad P_{\text{utkr.y}} = 1425 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$P_{\text{felt.x}} := \frac{q_{\text{bal}} \cdot L_{\text{felt.x}}^2}{8 \cdot h_x} * \quad P_{\text{felt.x}} = 1200 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$P_{\text{felt.y}} := \frac{q_{\text{bal}} \cdot L_{\text{felt.y}}^2}{8 \cdot h_y} * \quad P_{\text{felt.y}} = 712.5 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

**Antall kablar**

$$n_x := \frac{P_{\text{utkr.x}} \cdot b_{\text{sx}}}{P_{\text{p0}}} * \quad n_x = 78.93 *$$

$$n_y := \frac{P_{\text{utkr.y}} \cdot b_{\text{sy}}}{P_{\text{p0}}} * \quad n_y = 62.486 *$$

## **X - Retning**

Total spennkabelmengd anbefalt sum spennarmering i plata, dvs at mengda ikkje er definitiv men veileiande for vidare berekningar.

Syner under to forskjellige metodar for å komme fram til opptredande moment

1. basert på jamt fordelt spennarmeringsmengd  
(Tar med berekningar for å syna forskjell)
2. basert på fordeling etter momentintensitet (NB Publ.33)

### ***Jamt fordelt***

Ved momentberegning for plate vil ei jamt fordelt spennarmeringsmengd være innanfor tolleransekrav for plassering, det negative aspektet ved å nytta JFK er at ein vil få høge betongspenningar i feltstripe pga det opptredande momentet er redusert men kabelmengde er uforandra. Berekningsmessig er det viktig å notere seg at ein vil få høgare betongspenningar ved bruk av jamt fordelt.

$$f_x := \frac{n_x}{b_{sx}} * \qquad f_x = 13.155 \frac{1}{m} *$$

Ein teoretisk tenkt fordeling av spennkablur etter momentfordelinga NB publ. 33

Mengda spennkablur fordelt i plata i dei aktuelle stripene etter momentintensitet blir då:

$$n_{ss1x} := \frac{0.45 \cdot n_x}{0.25 b_{sx}} \qquad n_{ss1x} = 23.679 \frac{1}{m}$$

$$n_{ss2x} := \frac{0.30 \cdot n_x}{0.25 b_{sx}} \qquad n_{ss2x} = 15.786 \frac{1}{m}$$

$$n_{sfx} := \frac{0.25 \cdot n_x}{0.5 b_{sx}} \qquad n_{sfx} = 6.578 \frac{1}{m}$$

På grunn av tolleransekrav med tanke på plassering vil ein ikkje kunne oppnå ein ideel fordeling av spennkablurane etter momentintensitetane. Så når ein skal rekna etter momentintensitet vil kabelmengda være noko redusert i forhold til for jamt fordelt.

Kabelmengd i søylestripene er maksimalt utnytta i forhold til plasseringskrav, i søylefelt har ein valgt å redusere mengda spennkablur sidan momentet vil være sterkt redusert her ein vil med dette unngå for høge betongspenningar i det aktuelle tverrsnittet. Dette er tilfelle for begge retningane.

### ***Momentintensitet***

Kabelfordeling i Dei aktuelle stripene

Søylestripe 1	20 stk
Søylestripe 2	19 stk
Felt	14 stk

$$f_{x_{ss1}} := 20$$

$$f_{x_{ss2}} := 19$$

$$f_{x_{sf}} := 14$$



**Y - Retning****Antall kabler****Totalt 62 spennkabler**

Jamt fordelt

$$f_y := \frac{n_y}{b_{sy}} \quad f_y = 7.811 \frac{1}{m} *$$

Fordelt etter momentintensitet pr.meter

$$n_{ss1y} := \frac{0.45 \cdot n_y}{0.25 b_{sy}} \quad n_{ss1y} = 14.059 \frac{1}{m}$$

$$n_{ss2y} := \frac{0.30 \cdot n_y}{0.25 b_{sy}} \quad n_{ss2y} = 9.373 \frac{1}{m}$$

$$n_{sfy} := \frac{0.25 \cdot n_x}{0.5 b_{sx}} \quad n_{sfy} = 6.578 \frac{1}{m}$$

Syner til begrunning av kabelmengde val for x-retning

$$f_{y_{ss1}} := 26$$

$$f_{y_{ss2}} := 15$$

$$f_{y_{sf}} := 10$$

**Spennarmeringsareal**

Jamt fordelt

$$A_{px} := f_x \cdot A_p \quad A_{px} = 1.973 \text{ mm}$$

$$A_{py} := f_y \cdot A_p \quad A_{py} = 1.172 \text{ mm}$$

**Spennkraft pr.meter**

Jamt fordelt

$$P_x := P_{p0} \cdot f_x \cdot m \quad P_x = 2400 \text{ kN} \quad \text{pr. meter}$$

$$P_y := P_{p0} \cdot f_y \cdot m \quad P_y = 1425 \text{ kN} \quad \text{pr. meter}$$

Etter momentintensitet

$$P_{ss1x} := \frac{(P_{p0} \cdot f_{x_{ss1}}) \cdot m}{0.25 b_{sx}} \quad P_{ss1x} = 2432.533 \text{ kN} \quad P_{ss1y} := \frac{(P_{p0} \cdot f_{y_{ss1}}) \cdot m}{0.25 b_{sy}} \quad P_{ss1y} = 2371.72 \text{ kN}$$

$$P_{ss2x} := \frac{(P_{p0} \cdot f_{x_{ss2}}) \cdot m}{0.25 b_{sx}} \quad P_{ss2x} = 2310.907 \text{ kN} \quad P_{ss2y} := \frac{(P_{p0} \cdot f_{y_{ss2}}) \cdot m}{0.25 b_{sy}} \quad P_{ss2y} = 1368.3 \text{ kN}$$

$$P_{sfx} := \frac{(P_{p0} \cdot f_{x_{sf}}) \cdot m}{0.5 b_{sx}} \quad P_{sfx} = 851.387 \text{ kN} \quad P_{sfy} := \frac{(P_{p0} \cdot f_{y_{sf}}) \cdot m}{0.5 b_{sy}} \quad P_{sfy} = 456.1 \text{ kN}$$

### 3.3 Infleksjonspunkt

#### Platebreidde

$$b_{plx} := 6 \qquad b_{ply} := 8$$

Det er nytta elementær vinkelberegning for plassering av infleksjonspunkt i tverrsnitt.

#### Infleksjonspunkta ( $\alpha L = 0,05 \cdot L$ )

##### X - retning

for utkrager: 0.2m får midtstøtte	$L_1 := 0.05L_{utkr.x}$	$L_1 = 0.2 \text{ m}$	$i_{ux} := 4.75 \text{ mm}$
for felt : 0.4m frå midtstøtte	$L_2 := 0.05 \cdot L_{felt.x}$	$L_2 = 0.4 \text{ m}$	$i_{fx} := 9.5 \text{ mm}$

##### Y - retning

for utkrager: 0.15m får midtstøtte	$L_3 := 0.05L_{utkr.y}$	$L_3 = 0.15 \text{ m}$	$i_{uy} := 4.5 \text{ mm}$
for felt : 0.3m frå midtstøtte	$L_4 := 0.05 \cdot L_{felt.y}$	$L_4 = 0.3 \text{ m}$	$i_{fy} := 9 \text{ mm}$

### 3.4 Ekvivalente Laster

#### Nedoverretta ekvivalent last

JFK - Jamt fordelte kablar

Nytta formlar frå [8] samt [11]

MI - Etter momentintensitet

#### Utkrager X - RETNING

##### JFK

$$q_{nux} := \frac{2P_x \cdot i_{ux}}{L_1^2} * \quad q_{nux} = 570 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

NB!! kontrollerer lasta med å berekna nedoverretta last for utkrager vha. formel for felt.

(Sjå formel under)

$$q_{nux2} := \frac{8P_x \cdot i_{ux}}{(2L_1)^2} * \quad q_{nux2} = 570 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

##### MI

$$q_{nux.ss1} := \frac{2P_{ss1x} \cdot i_{ux}}{L_1^2} * \quad q_{nux.ss1} = 577.727 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$q_{nux.ss2} := \frac{2P_{ss2x} \cdot i_{ux}}{L_1^2} * \quad q_{nux.ss2} = 548.84 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$q_{nux.sf} := \frac{2P_{sfx} \cdot i_{ux}}{L_1^2} * \quad q_{nux.sf} = 202.204 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

**Felt X - RETNING****JFK**

$$q_{\text{nfX}} := \frac{8P_x \cdot i_{\text{fX}}}{(2L_2)^2} *$$

$$q_{\text{nfX}} = 285 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

**MI**

$$q_{\text{nfX.ss1}} := \frac{8P_{\text{ss1X}} \cdot i_{\text{fX}}}{(2L_2)^2} *$$

$$q_{\text{nfX.ss1}} = 288.863 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$q_{\text{nfX.ss2}} := \frac{8P_{\text{ss2X}} \cdot i_{\text{fX}}}{(2L_2)^2} *$$

$$q_{\text{nfX.ss2}} = 274.42 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$q_{\text{nfX.sf}} := \frac{8P_{\text{sfX}} \cdot i_{\text{fX}}}{(2L_2)^2} *$$

$$q_{\text{nfX.sf}} = 101.102 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

**Utkrager Y - RETNING****JFK**

$$q_{\text{nuy}} := \frac{2P_y \cdot i_{\text{uy}}}{L_3^2} *$$

$$q_{\text{nuy}} = 570 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

NB!! kontrollerer lasta med å berekna nedoverretta last for utkrager vha. formel for felt.  
(Sjå formel under)

$$q_{\text{nuy2}} := \frac{8P_y \cdot i_{\text{uy}}}{(2L_3)^2} *$$

$$q_{\text{nuy2}} = 570 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

**MI**

$$q_{\text{nuy.ss1}} := \frac{2P_{\text{ss1y}} \cdot i_{\text{uy}}}{L_3^2} *$$

$$q_{\text{nuy.ss1}} = 948.688 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$q_{\text{nuy.ss2}} := \frac{2P_{\text{ss2y}} \cdot i_{\text{uy}}}{L_3^2} *$$

$$q_{\text{nuy.ss2}} = 547.32 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$q_{\text{nuy.sf}} := \frac{2P_{\text{sfy}} \cdot i_{\text{uy}}}{L_3^2} *$$

$$q_{\text{nuy.sf}} = 182.44 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

**Felt Y - RETNING****JFK**

$$q_{nfy} := \frac{8P_y \cdot i_{fy}}{(2L_4)^2} *$$

$$q_{nfy} = 285 \frac{1}{m} \text{ kN}_*$$

**MI**

$$q_{nfy.ss1} := \frac{8P_{ss1y} \cdot i_{fy}}{(2L_4)^2} *$$

$$q_{nfy.ss1} = 474.344 \frac{1}{m} \text{ kN}_*$$

$$q_{nfy.ss2} := \frac{8P_{ss2y} \cdot i_{fy}}{(2L_4)^2} *$$

$$q_{nfy.ss2} = 273.66 \frac{1}{m} \text{ kN}_*$$

$$q_{nfy.sf} := \frac{8P_{sfy} \cdot i_{fy}}{(2L_4)^2} *$$

$$q_{nfy.sf} = 91.22 \frac{1}{m} \text{ kN}_*$$

**Oppoverretta ekvivalent last**

Ekvivalent oppoverretta lastbidrag for lengdene

$$L_{ux} := L_{utkr.x} - L_1 \quad L_{ux} = 3.8 \text{ m} \quad i_1 := e_x - i_{ux} \quad i_1 = 90.25 \text{ mm}$$

$$L_{fx} := L_{felt.x} - 2L_2 \quad L_{fx} = 7.2 \text{ m} \quad i_2 := h_x - i_{fx} \quad i_2 = 180.5 \text{ mm}$$

$$L_{uy} := L_{utkr.y} - L_3 \quad L_{uy} = 2.85 \text{ m} \quad i_3 := e_y - i_{uy} \quad i_3 = 85.5 \text{ mm}$$

$$L_{fy} := L_{felt.y} - 2L_4 \quad L_{fy} = 5.4 \text{ m} \quad i_4 := h_y - i_{fy} \quad i_4 = 171 \text{ mm}$$

**X - RETNING****UTKRAGER****JFK**

$$q_{oux} := \frac{2P_x \cdot i_1}{L_{ux}^2} *$$

$$q_{oux} = 30 \frac{1}{m} \text{ kN}_*$$

**MI**

$$q_{oux.ss1} := \frac{2P_{ss1x} \cdot i_1}{L_{ux}^2} *$$

$$q_{oux.ss1} = 30.407 \frac{1}{m} \text{ kN}_*$$

$$q_{oux.ss2} := \frac{2P_{ss2x} \cdot i_1}{L_{ux}^2} *$$

$$q_{oux.ss2} = 28.886 \frac{1}{m} \text{ kN}_*$$

$$q_{oux.sf} := \frac{2P_{sfx} \cdot i_1}{L_{ux}^2} *$$

$$q_{oux.sf} = 10.642 \frac{1}{m} \text{ kN}_*$$

**FELT****JFK**

$$q_{ofx} := \frac{8P_x \cdot i_2}{L_{fx}^2} *$$

$$q_{ofx} = 66.852 \frac{1}{m} \text{ kN}_*$$

**MI**

$$q_{ofx.ss1} := \frac{8P_{ss1x} \cdot i_2}{L_{fx}^2} *$$

$$q_{ofx.ss1} = 67.758 \frac{1}{m} \text{ kN}_*$$

$$q_{ofx.ss2} := \frac{8P_{ss2x} \cdot i_2}{L_{fx}^2} *$$

$$q_{ofx.ss2} = 64.37 \frac{1}{m} \text{ kN}_*$$

$$q_{ofx.sf} := \frac{8P_{sfx} \cdot i_2}{L_{fx}^2} *$$

$$q_{ofx.sf} = 23.715 \frac{1}{m} \text{ kN}_*$$

**Y - RETNING****UTKRAGER****JFK**

$$q_{ouy} := \frac{2P_y \cdot i_3}{L_{uy}^2} *$$

$$q_{ouy} = 30 \frac{1}{m} \text{ kN}_*$$

**MI**

$$q_{ouy.ss1} := \frac{2P_{ss1y} \cdot i_3}{L_{uy}^2} *$$

$$q_{ouy.ss1} = 49.931 \frac{1}{m} \text{ kN}_*$$

$$q_{ouy.ss2} := \frac{2P_{ss2y} \cdot i_3}{L_{uy}^2} *$$

$$q_{ouy.ss2} = 28.806 \frac{1}{m} \text{ kN}_*$$

$$q_{ouy.sf} := \frac{2P_{sfy} \cdot i_3}{L_{uy}^2} *$$

$$q_{ouy.sf} = 9.602 \frac{1}{m} \text{ kN}_*$$

**FELT****JFK**

$$q_{ofy} := \frac{8P_y \cdot i_4}{L_{fy}^2} *$$

$$q_{ofy} = 66.852 \frac{1}{m} \text{ kN}_*$$

**MI**

$$q_{ofy.ss1} := \frac{8P_{ss1y} \cdot i_4}{L_{fy}^2} *$$

$$q_{ofy.ss1} = 111.266 \frac{1}{m} \text{ kN}_*$$

$$q_{ofy.ss2} := \frac{8P_{ss2y} \cdot i_4}{L_{fy}^2} *$$

$$q_{ofy.ss2} = 64.192 \frac{1}{m} \text{ kN}_*$$

$$q_{ofy.sf} := \frac{8P_{sfy} \cdot i_4}{L_{fy}^2} *$$

$$q_{ofy.sf} = 21.397 \frac{1}{m} \text{ kN}_*$$

### 3.5 Moment og skjær berekning

Berekning av momentbidrag får spennarmeringa er gjort utfrå antakelse om ein realistisk spennarmeringsprofil.

**Ideal** - Nyttar oppoverretta ekvivalent last i heile feltet

**Realistisk** - inkluderer den nedoverretta ekvivalent last ein har innanfor infleksjonspunkta

Utkrager

1. Oppadretta
2. Nedoverretta

Felt

3. Oppadretta
4. Nedoverretta

Lastfaktor i brotgrense for spennkraft

$$\gamma_{p.ug} := 1.1 \quad \text{Ugunstig - verkar med ytre laster}$$

$$\gamma_{p.g} := 0.9 \quad \text{Gunstig - verkar mot ytre laster}$$

#### Utkrager ( X - retning )

**Formlar henta frå formelverk  
[20] og [21] :**

1. Oppadretta

Skjærbidrag

$$V_{1x} := q_{oux} \cdot L_{ux} \cdot \gamma_{p.g} \quad V_{1x} = 102.6 \text{ kN}$$

$$V_{1xss1} := q_{oux.ss1} \cdot L_{ux} \cdot \gamma_{p.g} \quad V_{1xss1} = 103.991 \text{ kN}$$

$$V_{1xss2} := q_{oux.ss2} \cdot L_{ux} \cdot \gamma_{p.g} \quad V_{1xss2} = 98.791 \text{ kN}$$

$$V_{1xsf} := q_{oux.sf} \cdot L_{ux} \cdot \gamma_{p.g} \quad V_{1xsf} = 36.397 \text{ kN}$$

Momentbidrag

$$M_{1x} := \frac{q_{oux} \cdot L_{utkr.x} \cdot L_{ux} \cdot \gamma_{p.g}}{2} \quad M_{1x} = 205.2 \text{ m kN}$$

$$M_{1xss1} := \frac{q_{oux.ss1} \cdot L_{utkr.x} \cdot L_{ux} \cdot \gamma_{p.g}}{2} \quad M_{1xss1} = 207.982 \text{ m kN}$$

$$M_{1xss2} := \frac{q_{oux.ss2} \cdot L_{utkr.x} \cdot L_{ux} \cdot \gamma_{p.g}}{2} \quad M_{1xss2} = 197.583 \text{ m kN}$$

$$M_{1xsf} := \frac{q_{oux.sf} \cdot L_{utkr.x} \cdot L_{ux} \cdot \gamma_{p.g}}{2} \quad M_{1xsf} = 72.794 \text{ m kN}$$

Totale momentbidrag frå spennarmeringa

$$M_{1.xsf} := M_{1xss1} + M_{1xss2} + M_{1xsf} \quad M_{1.xsf} = 478.358 \text{ m kN}$$

## 2. Nedøverretta

## Skjerbidrag

$$V_{2x} := (q_{nux} \cdot L_1) \cdot \gamma_{p,ug} \quad V_{2x} = 125.4 \text{ kN}$$

$$V_{2xss1} := (q_{nux.ss1} \cdot L_1) \cdot \gamma_{p,ug} \quad V_{2xss1} = 127.1 \text{ kN}$$

$$V_{2xss2} := (q_{nux.ss2} \cdot L_1) \cdot \gamma_{p,ug} \quad V_{2xss2} = 120.745 \text{ kN}$$

$$V_{2xsf} := (q_{nux.sf} \cdot L_1) \cdot \gamma_{p,ug} \quad V_{2xsf} = 44.485 \text{ kN}$$

## Momentbidrag

$$M_{2x} := \frac{\gamma_{p,ug} \cdot q_{nux} \cdot L_1^2}{2} \quad M_{2x} = 12.54 \text{ m kN}$$

$$M_{2xss1} := \frac{\gamma_{p,ug} \cdot q_{nux.ss1} \cdot L_1^2}{2} \quad M_{2xss1} = 12.71 \text{ m kN}$$

$$M_{2xss2} := \frac{\gamma_{p,ug} \cdot q_{nux.ss2} \cdot L_1^2}{2} \quad M_{2xss2} = 12.074 \text{ m kN}$$

$$M_{2xsf} := \frac{\gamma_{p,ug} \cdot q_{nux.sf} \cdot L_1^2}{2} \quad M_{2xsf} = 4.448 \text{ m kN}$$

Totale momentbidrag frå spennarmeringa

$$M_{2,xf} := M_{2xss1} + M_{2xss2} + M_{2xsf} \quad M_{2,xf} = 29.233 \text{ m kN}$$

**Felt ( X - retning )**

## 3. Oppadretta

$$V_{3x} := \frac{\gamma_{p,g} \cdot q_{ofx} \cdot L_{fx} \cdot (2 \cdot L_2 + L_{fx})}{2 \cdot L_{felt,x}} \quad V_{3x} = 216.6 \text{ kN}$$

$$V_{3xss1} := \frac{\gamma_{p,g} \cdot q_{ofx.ss1} \cdot L_{fx} \cdot (2 \cdot L_2 + L_{fx})}{2 \cdot L_{felt,x}} \quad V_{3xss1} = 219.536 \text{ kN}$$

$$V_{3xss2} := \frac{\gamma_{p,g} \cdot q_{ofx.ss2} \cdot L_{fx} \cdot (2 \cdot L_2 + L_{fx})}{2 \cdot L_{felt,x}} \quad V_{3xss2} = 208.559 \text{ kN}$$

$$V_{3xsf} := \frac{\gamma_{p,g} \cdot q_{ofx.sf} \cdot L_{fx} \cdot (2 \cdot L_2 + L_{fx})}{2 \cdot L_{felt,x}} \quad V_{3xsf} = 76.838 \text{ kN}$$

Maks moment vil opptre i midtfelt

$$M_{3x} := \left( \frac{V_{3x}^2}{2 \cdot q_{ofx}} \right) + V_{3x} \cdot L_2 \quad M_{3x} = 437.532 \text{ m kN}$$

$$M_{3xss1} := \left( \frac{V_{3xss1}^2}{2 \cdot q_{ofx.ss1}} \right) + V_{3xss1} \cdot L_2 \quad M_{3xss1} = 443.463 \text{ m kN}$$

$$M_{3xss2} := \left( \frac{V_{3xss2}^2}{2 \cdot q_{ofx.ss2}} \right) + V_{3xss2} \cdot L_2 \quad M_{3xss2} = 421.29 \text{ m kN}$$

$$M_{3xsf} := \left( \frac{V_{3xsf}^2}{2 \cdot q_{ofx.sf}} \right) + V_{3xsf} \cdot L_2 \quad M_{3xsf} = 155.212 \text{ m kN}$$

Totale momentbidrag frå spennarmeringa

$$M_{3.xsf} := M_{3xss1} + M_{3xss2} + M_{3xsf} \quad M_{3.xsf} = 1019.965 \text{ m kN}$$

#### 4. Nedøverretta

$$V_{4xA} := \frac{q_{nfx} \cdot L_2}{L_{felt.x}} \cdot \left( L_{felt.x} - \frac{L_2}{2} \right) \cdot \gamma_{p.ug} \quad V_{4xA} = 122.265 \text{ kN}$$

$$V_{4xB} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nfx} \cdot (L_2^2)}{2L_{felt.x}} \quad V_{4xB} = 3.135 \text{ kN}$$

$$V_{4xAss1} := \frac{q_{nfx.ss1} \cdot L_2}{L_{felt.x}} \cdot \left( L_{felt.x} - \frac{L_2}{2} \right) \cdot \gamma_{p.ug} \quad V_{4xAss1} = 123.922 \text{ kN}$$

$$V_{4xBss1} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nfx.ss1} \cdot (L_2^2)}{2L_{felt.x}} \quad V_{4xBss1} = 3.177 \text{ kN}$$

$$V_{4xAss2} := \frac{q_{nfx.ss2} \cdot L_2}{L_{felt.x}} \cdot \left( L_{felt.x} - \frac{L_2}{2} \right) \cdot \gamma_{p.ug} \quad V_{4xAss2} = 117.726 \text{ kN}$$

$$V_{4xBss2} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nfx.ss2} \cdot (L_2^2)}{2L_{felt.x}} \quad V_{4xBss2} = 3.019 \text{ kN}$$

$$V_{4xAsf} := \frac{q_{nfx.sf} \cdot L_2}{L_{felt.x}} \cdot \left( L_{felt.x} - \frac{L_2}{2} \right) \cdot \gamma_{p.ug} \quad V_{4xAsf} = 43.373 \text{ kN}$$

$$V_{4xBsf} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nfx.sf} \cdot (L_2^2)}{2L_{felt.x}} \quad V_{4xBsf} = 1.112 \text{ kN}$$



Sidan spennarmeringsprofilen er symmetrisk får me føgjande skjærkraft frå vedoverretta ekvivalent last:

$$\begin{aligned} V_{4x} &:= V_{4xA} + V_{4xB} & V_{4x} &= 125.4 \text{ kN} \\ V_{4xss1} &:= V_{4xA_{ss1}} + V_{4xB_{ss1}} & V_{4xss1} &= 127.1 \text{ kN} \\ V_{4xss2} &:= V_{4xA_{ss2}} + V_{4xB_{ss2}} & V_{4xss2} &= 120.745 \text{ kN} \\ V_{4xsf} &:= V_{4xA_{sf}} + V_{4xB_{sf}} & V_{4xsf} &= 44.485 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momenta vil opptre i midtfelt pga symmetri

$$\begin{aligned} M_{4x} &:= \frac{V_{4x}^2}{2 \cdot q_{nfx}} & M_{4x} &= 27.588 \text{ m kN} \\ M_{4xss1} &:= \frac{V_{4xss1}^2}{2 \cdot q_{nfx.ss1}} & M_{4xss1} &= 27.962 \text{ m kN} \\ M_{4xss2} &:= \frac{V_{4xss2}^2}{2 \cdot q_{nfx.ss2}} & M_{4xss2} &= 26.564 \text{ m kN} \\ M_{4xsf} &:= \frac{V_{4xsf}^2}{2 \cdot q_{nfx.sf}} & M_{4xsf} &= 9.787 \text{ m kN} \\ M_{4.xsf} &:= M_{4xss1} + M_{4xss2} + M_{4xsf} & M_{4.xsf} &= 64.313 \text{ m kN} \\ M_{4_{xsf}} &:= M_{4x} \cdot 6 & M_{4_{xsf}} &= 165.528 \text{ m kN} \end{aligned}$$

## Utkrager ( Y - retning )

### 1. Oppadretta

$$\begin{aligned} V_{1y} &:= \gamma_p \cdot g \cdot q_{ouy} \cdot L_{uy} & V_{1y} &= 76.95 \text{ kN} \\ V_{1y_{ss1}} &:= \gamma_p \cdot g \cdot q_{ouy.ss1} \cdot L_{uy} & V_{1y_{ss1}} &= 128.073 \text{ kN} \\ V_{1y_{ss2}} &:= \gamma_p \cdot g \cdot q_{ouy.ss2} \cdot L_{uy} & V_{1y_{ss2}} &= 73.888 \text{ kN} \\ V_{1y_{sf}} &:= \gamma_p \cdot g \cdot q_{ouy.sf} \cdot L_{uy} & V_{1y_{sf}} &= 24.629 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M_{1y} := \frac{\gamma_{p.g} \cdot q_{ouy} \cdot L_{utkr.y} \cdot L_{uy}}{2} \quad M_{1y} = 115.425 \text{ m kN}$$

$$M_{1y_{ss1}} := \frac{\gamma_{p.g} \cdot q_{ouy.ss1} \cdot L_{utkr.y} \cdot L_{uy}}{2} \quad M_{1y_{ss1}} = 192.109 \text{ m kN}$$

$$M_{1y_{ss2}} := \frac{\gamma_{p.g} \cdot q_{ouy.ss2} \cdot L_{utkr.y} \cdot L_{uy}}{2} \quad M_{1y_{ss2}} = 110.832 \text{ m kN}$$

$$M_{1y_{sf}} := \frac{\gamma_{p.g} \cdot q_{ouy.sf} \cdot L_{utkr.y} \cdot L_{uy}}{2} \quad M_{1y_{sf}} = 36.944 \text{ m kN}$$

Totale momentbidrag frå spennarmeringa

$$M_{1,y_{sf}} := M_{1y_{ss1}} + M_{1y_{ss2}} + M_{1y_{sf}} \quad M_{1,y_{sf}} = 339.886 \text{ m kN}$$

## 2. Nedøverretta

$$V_{2y} := (q_{nuy} \cdot L_3) \cdot \gamma_{p.ug} \quad V_{2y} = 94.05 \text{ kN}$$

$$V_{2y_{ss1}} := (q_{nuy.ss1} \cdot L_3) \cdot \gamma_{p.ug} \quad V_{2y_{ss1}} = 156.534 \text{ kN}$$

$$V_{2y_{ss2}} := (q_{nuy.ss2} \cdot L_3) \cdot \gamma_{p.ug} \quad V_{2y_{ss2}} = 90.308 \text{ kN}$$

$$V_{2y_{sf}} := (q_{nuy.sf} \cdot L_3) \cdot \gamma_{p.ug} \quad V_{2y_{sf}} = 30.103 \text{ kN}$$

$$M_{2y} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nuy} \cdot L_3^2}{2} \quad M_{2y} = 7.054 \text{ m kN}$$

$$M_{2y_{ss1}} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nuy.ss1} \cdot L_3^2}{2} \quad M_{2y_{ss1}} = 11.74 \text{ m kN}$$

$$M_{2y_{ss2}} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nuy.ss2} \cdot L_3^2}{2} \quad M_{2y_{ss2}} = 6.773 \text{ m kN}$$

$$M_{2y_{sf}} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nuy.sf} \cdot L_3^2}{2} \quad M_{2y_{sf}} = 2.258 \text{ m kN}$$

Totale momentbidrag frå spennarmeringa

$$M_{2,y_{sf}} := M_{2y_{ss1}} + M_{2y_{ss2}} + M_{2y_{sf}} \quad M_{2,y_{sf}} = 20.771 \text{ m kN}$$

**Felt ( Y - retning )**

## 3. Oppadretta

$$V_{3y} := \frac{\gamma_{p.g} \cdot q_{ofy} \cdot L_{fy} \cdot (2 \cdot L_4 + L_{fy})}{2 \cdot L_{felt,y}} \quad V_{3y} = 162.45 \text{ kN}$$

$$V_{3y_{ss1}} := \frac{\gamma_{p.g} \cdot q_{ofy.ss1} \cdot L_{fy} \cdot (2 \cdot L_4 + L_{fy})}{2 \cdot L_{felt,y}} \quad V_{3y_{ss1}} = 270.376 \text{ kN}$$

$$V_{3y_{ss2}} := \frac{\gamma_{p.g} \cdot q_{ofy.ss2} \cdot L_{fy} \cdot (2 \cdot L_4 + L_{fy})}{2 \cdot L_{felt,y}} \quad V_{3y_{ss2}} = 155.986 \text{ kN}$$

$$V_{3y_{sf}} := \frac{\gamma_{p.g} \cdot q_{ofy.sf} \cdot L_{fy} \cdot (2 \cdot L_4 + L_{fy})}{2 \cdot L_{felt,y}} \quad V_{3y_{sf}} = 51.995 \text{ kN}$$

$$M_{3y} := \left( \frac{V_{3y}^2}{2 \cdot q_{ofy}} \right) + V_{3x} \cdot L_4 \quad M_{3y} = 262.357 \text{ m kN}$$

$$M_{3y_{ss1}} := \left( \frac{V_{3y_{ss1}}^2}{2 \cdot q_{ofy.ss1}} \right) + V_{3x_{ss1}} \cdot L_4 \quad M_{3y_{ss1}} = 394.368 \text{ m kN}$$

$$M_{3y_{ss2}} := \left( \frac{V_{3y_{ss2}}^2}{2 \cdot q_{ofy.ss2}} \right) + V_{3x_{ss2}} \cdot L_4 \quad M_{3y_{ss2}} = 252.091 \text{ m kN}$$

$$M_{3y_{sf}} := \left( \frac{V_{3y_{sf}}^2}{2 \cdot q_{ofy.sf}} \right) + V_{3x_{sf}} \cdot L_4 \quad M_{3y_{sf}} = 86.226 \text{ m kN}$$

Totale momentbidrag frå spennarmeringa

$$M_{3,y_{sf}} := M_{3y_{ss1}} + M_{3y_{ss2}} + M_{3y_{sf}} \quad M_{3,y_{sf}} = 732.685 \text{ m kN}$$

## 4. Nedøverretta

$$V_{4yA} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nfy} \cdot L_4}{L_{felt,y}} \cdot \left( L_{felt,y} - \frac{L_4}{2} \right) \quad V_{4yA} = 91.699 \text{ kN}$$

$$V_{4yB} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nfy} \cdot (L_4^2)}{2L_{felt,y}} \quad V_{4yB} = 2.351 \text{ kN}$$

$$V_{4y_{Ass1}} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nfy.ss1} \cdot L_4}{L_{felt,y}} \cdot \left( L_{felt,y} - \frac{L_4}{2} \right) \quad V_{4y_{Ass1}} = 152.62 \text{ kN}$$

$$V_{4y_{Bss1}} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nfy.ss1} \cdot (L_4^2)}{2L_{felt,y}} \quad V_{4y_{Bss1}} = 3.177 \text{ kN}$$

$$V_{4yAss2} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nfy.ss2} \cdot L_4}{L_{felt.y}} \cdot \left( L_{felt.y} - \frac{L_4}{2} \right) \quad V_{4yAss2} = 88.05 \text{ kN}$$

$$V_{4yBss2} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nfy.ss2} \cdot \left( L_4^2 \right)}{2L_{felt.y}} \quad V_{4xBss2} = 3.019 \text{ kN}$$

$$V_{4yAsf} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nfy.sf} \cdot L_4}{L_{felt.y}} \cdot \left( L_{felt.y} - \frac{L_4}{2} \right) \quad V_{4yAsf} = 29.35 \text{ kN}$$

$$V_{4yBsf} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nfy.sf} \cdot \left( L_4^2 \right)}{2L_{felt.y}} \quad V_{4xBsf} = 1.112 \text{ kN}$$

Sidan spennarmeringsprofilen er symmetrisk får me føgjande skjærkraft frå vedoverretta ekvivalent last:

$$V_{4y} := V_{4yA} + V_{4yB} \quad V_{4y} = 94.05 \text{ kN}$$

$$V_{4yss1} := V_{4yAss1} + V_{4yBss1} \quad V_{4yss1} = 156.534 \text{ kN}$$

$$V_{4yss2} := V_{4yAss2} + V_{4yBss2} \quad V_{4yss2} = 90.308 \text{ kN}$$

$$V_{4ysf} := V_{4yAsf} + V_{4yBsf} \quad V_{4ysf} = 30.103 \text{ kN}$$

Momenta vil opptre i midtfelt pga symmetri

$$M_{4y} := \frac{V_{4y}^2}{2 \cdot q_{nfy}} \quad M_{4y} = 15.518 \text{ m kN}$$

$$M_{4yss1} := \frac{V_{4yss1}^2}{2 \cdot q_{nfy.ss1}} \quad M_{4yss1} = 25.828 \text{ m kN}$$

$$M_{4yss2} := \frac{V_{4yss2}^2}{2 \cdot q_{nfy.ss2}} \quad M_{4yss2} = 14.901 \text{ m kN}$$

$$M_{4ysf} := \frac{V_{4ysf}^2}{2 \cdot q_{nfy.sf}} \quad M_{4ysf} = 4.967 \text{ m kN}$$

Totale momentbidrag frå spennarmeringa

$$M_{4,ysf} := M_{4yss1} + M_{4yss2} + M_{4ysf} \quad M_{4,ysf} = 45.696 \text{ m kN}$$

## Frå Ytre dimensjonerande laster får me følgande krefter og moment:

$$M_{\text{utkr.x}} := \frac{(q_{\text{Ed}} \cdot L_{\text{utkr.x}}^2) \text{m}}{2}$$

$$M_{\text{utkr.x}} = 564 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{utkr.xss1}} := M_{\text{utkr.x}} \cdot 1.8$$

$$M_{\text{utkr.xss1}} = 1015.2 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{utkr.xss2}} := M_{\text{utkr.x}} \cdot 1.2$$

$$M_{\text{utkr.xss2}} = 676.8 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{utkr.xsf}} := M_{\text{utkr.x}} \cdot 0.5$$

$$M_{\text{utkr.xsf}} = 282 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{utkr.y}} := \frac{(q_{\text{Ed}} \cdot L_{\text{utkr.y}}^2) \text{m}}{2}$$

$$M_{\text{utkr.y}} = 317.25 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{utkr.yss1}} := M_{\text{utkr.y}} \cdot 1.8$$

$$M_{\text{utkr.yss1}} = 571.05 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{utkr.yss2}} := M_{\text{utkr.y}} \cdot 1.2$$

$$M_{\text{utkr.yss2}} = 380.7 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{utkr.yssf}} := M_{\text{utkr.y}} \cdot 0.5$$

$$M_{\text{utkr.yssf}} = 158.625 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{felt.x}} := \frac{(q_{\text{Ed}} \cdot L_{\text{felt.x}}^2) \text{m}}{8}$$

$$M_{\text{felt.x}} = 564 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{felt.xss}} := M_{\text{felt.x}} \cdot 1.2$$

$$M_{\text{felt.xss}} = 676.8 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{felt.xsf}} := M_{\text{felt.x}} \cdot 0.8$$

$$M_{\text{felt.xsf}} = 451.2 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{felt.y}} := \frac{(q_{\text{Ed}} \cdot L_{\text{felt.y}}^2) \text{m}}{8}$$

$$M_{\text{felt.y}} = 317.25 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{felt.yss}} := M_{\text{felt.y}} \cdot 1.2$$

$$M_{\text{felt.yss}} = 380.7 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{felt.yssf}} := M_{\text{felt.y}} \cdot 0.8$$

$$M_{\text{felt.yssf}} = 253.8 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{egenvekt.x}} := \frac{g_{\text{plate}} \cdot L_{\text{utkr.x}}^2 \cdot \text{m}}{2}$$

$$M_{\text{egenvekt.x}} = 84 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{egenvekt.y}} := \frac{g_{\text{plate}} \cdot L_{\text{utkr.y}}^2 \cdot \text{m}}{2}$$

$$M_{\text{egenvekt.y}} = 47.25 \text{ m kN}$$

$$V_{\text{utkr.x}} := q_{\text{Ed}} \cdot L_{\text{utkr.x}}$$

$$V_{\text{utkr.x}} = 282 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$$

$$V_{\text{utkr.y}} := q_{\text{Ed}} \cdot L_{\text{utkr.y}}$$

$$V_{\text{utkr.y}} = 211.5 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$$

$$V_{\text{felt.x}} := \frac{q_{\text{Ed}} \cdot L_{\text{felt.x}}}{2}$$

$$V_{\text{felt.x}} = 282 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$$

$$V_{\text{felt.y}} := \frac{q_{\text{Ed}} \cdot L_{\text{utkr.y}}}{2}$$

$$V_{\text{felt.y}} = 105.75 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$$

**MAKS STØTTEMOMENT****X - RETNING** (kNm/m)**X - RETNING** (kNm)

JFK

$$M_{\text{støtte.x}} := M_{\text{utkr.x}} + M_{2x} - M_{1x}$$

$$M_{\text{støtte.x}} = 371.34 \text{ m kN}$$

MI

$$M_{\text{støtte.xss1}} := M_{\text{utkr.xss1}} + M_{2xss1} - M_{1xss1}$$

$$M_{\text{støtte.xss1}} = 819.928 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{støtte.xss2}} := M_{\text{utkr.xss2}} + M_{2xss2} - M_{1xss2}$$

$$M_{\text{støtte.xss2}} = 491.292 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{støtte.xsf}} := M_{\text{utkr.xsf}} + M_{2xsf} - M_{1xsf}$$

$$M_{\text{støtte.xsf}} = 213.655 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{ss1x}} := M_{\text{støtte.xss1}} \cdot 0.25 \cdot 6$$

$$M_{\text{ss1x}} = 1229.893 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{ss2x}} := M_{\text{støtte.xss2}} \cdot 0.25 \cdot 6$$

$$M_{\text{ss2x}} = 736.938 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{sfx}} := M_{\text{støtte.xsf}} \cdot 0.5 \cdot 6$$

$$M_{\text{sfx}} = 640.965 \text{ m kN}$$

**Y - RETNING**

JFK

$$M_{\text{støtte.y}} := M_{\text{utkr.y}} + M_{2y} - M_{1y}$$

$$M_{\text{støtte.y}} = 208.879 \text{ m kN}$$

MI

$$M_{\text{støtte.yss1}} := M_{\text{utkr.yss1}} + M_{2yss1} - M_{1yss1}$$

$$M_{\text{støtte.yss1}} = 390.681 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{støtte.yss2}} := M_{\text{utkr.yss2}} + M_{2yss2} - M_{1yss2}$$

$$M_{\text{støtte.yss2}} = 276.641 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{støtte.ysf}} := M_{\text{utkr.ysf}} + M_{2ysf} - M_{1ysf}$$

$$M_{\text{støtte.ysf}} = 123.939 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{ss1y}} := M_{\text{støtte.yss1}} \cdot 0.25 \cdot 8$$

$$M_{\text{ss1y}} = 781.361 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{ss2y}} := M_{\text{støtte.yss2}} \cdot 0.25 \cdot 8$$

$$M_{\text{ss2y}} = 553.282 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{sfy}} := M_{\text{støtte.ysf}} \cdot 0.5 \cdot 8$$

$$M_{\text{sfy}} = 495.754 \text{ m kN}$$

**KONTROLL AV MOMENT**

JFK

$$M_{\text{st.kont.x}} := M_{\text{utkr.x}} - \gamma_{p,\text{ug}} \cdot P_x \cdot e_x + \gamma_{p,\text{g}} \cdot P_x \cdot i_{ux}$$

$$M_{\text{st.kont.x}} = 323.46 \text{ m kN}$$

MI

$$M_{\text{st.kont.xss1}} := M_{\text{utkr.xss1}} - \gamma_{p,\text{ug}} \cdot P_{\text{ss1x}} \cdot e_x + \gamma_{p,\text{g}} \cdot P_{\text{ss1x}} \cdot i_{ux}$$

$$M_{\text{st.kont.xss1}} = 771.399 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{st.kont.xss2}} := M_{\text{utkr.xss2}} - \gamma_{p,\text{ug}} \cdot P_{\text{ss2x}} \cdot e_x + \gamma_{p,\text{g}} \cdot P_{\text{ss2x}} \cdot i_{ux}$$

$$M_{\text{st.kont.xss2}} = 445.189 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{st.kont.xsf}} := M_{\text{utkr.xsf}} - \gamma_{p,\text{ug}} \cdot P_{\text{sfx}} \cdot e_x + \gamma_{p,\text{g}} \cdot P_{\text{sfx}} \cdot i_{ux}$$

$$M_{\text{st.kont.xsf}} = 196.67 \text{ m kN}$$

JFK

$$\begin{aligned}
 M_{\text{st.kont.y}} &:= M_{\text{utkr.y}} - \gamma_{\text{p.g}} \cdot P_{\text{y}} \cdot e_{\text{y}} + \gamma_{\text{p.g}} \cdot P_{\text{y}} \cdot i_{\text{uy}} & M_{\text{st.kont.y}} &= 207.596 \text{ m kN} \\
 M_{\text{st.kont.yss1}} &:= M_{\text{utkr.yss1}} - \gamma_{\text{p.ug}} \cdot P_{\text{ss1y}} \cdot e_{\text{y}} + \gamma_{\text{p.g}} \cdot P_{\text{ss1y}} \cdot i_{\text{uy}} & M_{\text{st.kont.yss1}} &= 345.855 \text{ m kN} \\
 M_{\text{st.kont.yss2}} &:= M_{\text{utkr.yss2}} - \gamma_{\text{p.ug}} \cdot P_{\text{ss2y}} \cdot e_{\text{y}} + \gamma_{\text{p.g}} \cdot P_{\text{ss2y}} \cdot i_{\text{uy}} & M_{\text{st.kont.yss2}} &= 250.78 \text{ m kN} \\
 M_{\text{st.kont.ysf}} &:= M_{\text{utkr.ysf}} - \gamma_{\text{p.ug}} \cdot P_{\text{sfy}} \cdot e_{\text{y}} + \gamma_{\text{p.g}} \cdot P_{\text{sfy}} \cdot i_{\text{uy}} & M_{\text{st.kont.ysf}} &= 115.318 \text{ m kN}
 \end{aligned}$$

## MAKS FELTMOMENT

### X - RETNING

JFK

$$M_{\text{feltm.x}} := (M_{\text{felt.x}} + M_{4x} + M_{1x}) + (-M_{2x} - M_{3x} - M_{\text{egenvekt.x}}) M_{\text{feltm.x}} = 262.716 \text{ m kN}$$

Summen av moment i plata blir:

$$M_{11} := M_{\text{feltm.x}} \cdot 6 \quad M_{11} = 1576.296 \text{ m kN}$$

Fordelt i platestriper

$$M_{\text{feltxxfs}} := 1.2 \cdot M_{\text{feltm.x}} \quad M_{\text{feltxxfs}} = 315.259 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{feltxff}} := 0.8 \cdot M_{\text{feltm.x}} \quad M_{\text{feltxff}} = 210.173 \text{ m kN}$$

MI

Bidrag frå spennarmeringa

$$M_{\text{Fxss1}} := (M_{4xss1} + M_{1xss1}) + (-M_{2xss1} - M_{3xss1})$$

$$M_{\text{Fxss2}} := (M_{4xss2} + M_{1xss2}) + (-M_{2xss2} - M_{3xss2})$$

$$M_{\text{Fxsf}} := (M_{4xsf} + M_{1xsf}) + (-M_{2xsf} - M_{3xsf})$$

$$M_{\text{Fmx}} := M_{\text{Fxss1}} \cdot 1.5 + M_{\text{Fxss2}} \cdot 1.5 + M_{\text{Fxsf}} \cdot 3 \quad M_{\text{Fmx}} = -875.412 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{FELT.x}} := M_{\text{felt.x}} \cdot 6 + M_{\text{Fmx}} - M_{\text{egenvekt.x}} \cdot 6 \quad M_{\text{FELT.x}} = 2004.588 \text{ m kN}$$

Ser at momentet i plata er litt høgare enn for jamt fordelt, dette grunna mindre armeringsmengd når ein nyttar fordeling i platestriper.

Fordeling av dimensjonerande feltmoment blir då:

$$M_{\text{FM.fsx}} := \left( \frac{M_{\text{FELT.x}}}{6} \right) \cdot 1.2 \quad M_{\text{FM.fsx}} = 400.918 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{FM.ffx}} := \left( \frac{M_{\text{FELT.x}}}{6} \right) \cdot 0.8 \quad M_{\text{FM.ffx}} = 267.278 \text{ m kN}$$

**Y - RETNING**

JFK

$$M_{\text{feltm.y}} := (M_{\text{felt.y}} + M_{4y} + M_{1y}) + (-M_{2y} - M_{3y} - M_{\text{egenvekt.y}}) \quad M_{\text{feltm.y}} = 131.533 \text{ m kN}$$

Summen av moment i plata blir:

$$M_{12} := M_{\text{feltm.y}} \cdot 8 \quad M_{12} = 1052.262 \text{ m kN}$$

Fordelt i platestriper

$$M_{\text{feltm.yfs}} := 1.2 \cdot M_{\text{feltm.y}} \quad M_{\text{feltm.yfs}} = 157.839 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{feltm.yff}} := 0.8 \cdot M_{\text{feltm.y}} \quad M_{\text{feltm.yff}} = 105.226 \text{ m kN}$$

MI

$$M_{\text{Fyss1}} := (M_{4y\text{ss1}} + M_{1y\text{ss1}}) + (-M_{2y\text{ss1}} - M_{3y\text{ss1}})$$

$$M_{\text{Fyss2}} := (M_{4y\text{ss2}} + M_{1y\text{ss2}}) + (-M_{2y\text{ss2}} - M_{3y\text{ss2}})$$

$$M_{\text{Fysf}} := (M_{4y\text{sf}} + M_{1y\text{sf}}) + (-M_{2y\text{sf}} - M_{3y\text{sf}})$$

$$M_{\text{Fmy}} := M_{\text{Fyss1}} \cdot 2 + M_{\text{Fyss2}} \cdot 2 + M_{\text{Fysf}} \cdot 4 \quad M_{\text{Fmy}} = -828.892 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{FELT.y}} := M_{\text{felt.y}} \cdot 8 + M_{\text{Fmy}} - M_{\text{egenvekt.y}} \cdot 8 \quad M_{\text{FELT.y}} = 1331.108 \text{ m kN}$$

Fordeling av dimensjonerende feltmoment i aktuelle platestriper:

$$M_{\text{FM.fsy}} := \left( \frac{M_{\text{FELT.x}}}{8} \right) \cdot 1.2 \quad M_{\text{FM.fsy}} = 300.688 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{FM.ffy}} := \left( \frac{M_{\text{FELT.x}}}{8} \right) \cdot 0.8 \quad M_{\text{FM.ffy}} = 200.459 \text{ m kN}$$

**Fordeling av Moment i dekke blir då:**

Moment nytta for vidare berekning er :

**X - RETNING**

$$M_{\text{ed.støtte}} := (M_{\text{støtte.xss1}} \cdot 0.125 \cdot 2 \cdot b_{\text{plx}}) + (M_{\text{støtte.xss2}} \cdot 0.125 \cdot 2 \cdot b_{\text{plx}}) + (M_{\text{støtte.xsf}} \cdot 0.5 \cdot b_{\text{plx}})$$

$$M_{\text{ed.støtte}} = 2607.795 \text{ m kN}$$

evt

$$M_{\text{ED.støtte}} := M_{\text{ss1x}} + M_{\text{ss2x}} + M_{\text{sfx}} \quad M_{\text{ED.støtte}} = 2607.795 \text{ m kN}$$

**Ved bruk av JFK får ein moment i heile platebreidda**

$$M_{\text{EDsx}} := M_{\text{støtte.x}} \cdot 6 \quad M_{\text{EDsx}} = 2228.04 \text{ m kN}$$

Ved berekning med Jamt fordelt kablar får ein lavare Total støttemoment i dei ulike søylestripene, dette er på grunn som nevnt redusert kabelmengde

$$M_{\text{ed.felt.x}} := M_{\text{FELT.x}} \quad M_{\text{ed.felt.x}} = 2004.588 \text{ m kN}$$



**Y - RETNING**

$$M_{\text{ed.støtte.y}} := (M_{\text{støtte.yss1}} \cdot 0.125 \cdot 2 \cdot b_{\text{ply}}) + (M_{\text{støtte.yss2}} \cdot 0.125 \cdot 2 \cdot b_{\text{ply}}) + (M_{\text{støtte.ySF}} \cdot 0.5 \cdot b_{\text{ply}})$$

$$M_{\text{ed.støtte.y}} = 1830.397 \text{ m kN}$$

evt

$$M_{\text{ED.støtte.y}} := M_{\text{ss1y}} + M_{\text{ss2y}} + M_{\text{sfy}}$$

$$M_{\text{ED.støtte.y}} = 1830.397 \text{ m kN}$$

**Ved bruk av JFK får ein moment i heile platebreidda**

Som for x - retning er feltmomentet (reduisert kabelmengd)  
og for å syna forskjellen er:

$$M_{\text{EDsy}} := M_{\text{støtte.y}} \cdot 8$$

$$M_{\text{EDsy}} = 1671.03 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{ed.felt.y}} := M_{\text{FELT.y}}$$

$$M_{\text{ed.felt.y}} = 1331.108 \text{ m kN}$$

**3.6 Dimensjonering for Moment****Flatdekke**

$$t := 350 \text{ mm}$$

Antar Ø12 strekkarm.

$$c_{\text{min}} := 70 \text{ mm}$$

$$d_{\text{s}} := t - c_{\text{min}} - 12 \frac{\text{mm}}{2}$$

$$d_{\text{s}} = 274 \text{ mm}$$

$$d_{\text{p}} := t - c_{\text{min}} - 20 \text{ mm} - \frac{10.5}{2} \text{ mm}$$

$$d_{\text{p}} = 254.75 \text{ mm}$$

$$d_{\text{mid}} := \frac{d_{\text{s}} + d_{\text{p}}}{2}$$

$$d_{\text{mid}} = 264.375 \text{ mm}$$

$$A_{\text{Ø20}} := 314.16 \text{ mm}^2$$

**Armeringsstål**

$$f_{\text{yk}} := 500 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{yd}} := \frac{f_{\text{yk}}}{\gamma_{\text{s}}}$$

$$f_{\text{yd}} = 434.783 \text{ MPa}$$

**Betong B50**

$$f_{\text{ck}} := 50^*$$

$$\gamma_{\text{c}} := 1.5^*$$

$$\alpha_{\text{cc}} := 0.85^*$$

$$f_{\text{cd}} := \alpha_{\text{cc}} \cdot \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_{\text{c}}} *$$

$$f_{\text{cd}} = 28.333 *$$

$$f_{\text{ctm}} := 4.1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{cd1}} := 28.333 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{yd1}} := 434.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

## X - RETNING

### Betongens trykksonekapasitet i X - RETNING

$$M_{Rd} := 0.276 \cdot f_{cd1} \cdot b_{plx} \cdot d_{mid}^2 \cdot m \quad M_{Rd} = 3279.394 \text{ m kN}$$

$$M_{ed.støtte} < M_{Rd} \quad x := 0.4 \cdot d_{mid}$$

$$\alpha d_{midx} := 0.4 \cdot d_{mid} \cdot \frac{M_{ed.støtte}}{M_{Rd}} \quad \alpha d_{midx} = 84.093 \text{ mm}$$

$$\lambda := 0.8$$

$$z_{px} := d_p - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha d_{midx} \quad z_{px} = 221.113 \text{ mm (Indre momentarm spenn.arm)}$$

$$z_{sx} := d_s - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha d_{midx} \quad z_{sx} = 240.363 \text{ mm (Indre momentarm slakk.arm)}$$

$$M_{ed.felt.x} < M_{Rd}$$

$$\alpha d_{midxf} := 0.4 \cdot d_{mid} \cdot \frac{M_{ed.felt.x}}{M_{Rd}} \quad \alpha d_{midxf} = 64.642 \text{ mm}$$

$$z_{pxf} := d_p - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha d_{midxf} \quad z_{pxf} = 228.893 \text{ mm (Indre momentarm spenn.arm)}$$

$$z_{sxf} := d_s - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha d_{midxf} \quad z_{sxf} = 248.143 \text{ mm (Indre momentarm slakk.arm)}$$

### Momentbidrag frå spennarmeringen (kNm/m)

For jamt fordelt kablar

$$M_{pdx} := f_{pd} \cdot (20 + 19 + 14) \cdot 150 \text{ mm}^2 \cdot z_{px} \quad M_{pdx} = 2011.977 \text{ m kN} \quad M_{ed.støtte} > M_{pdx}$$

For momentintensitet

$$M_{pdxss1} := f_{pd} \cdot 20 \cdot 150 \text{ mm}^2 \cdot z_{px} \quad M_{pdxss1} = 759.237 \text{ m kN} \quad M_{støtte.xss1} > M_{pdxss1}$$

$$M_{pdxss2} := f_{pd} \cdot 19 \cdot 150 \text{ mm}^2 \cdot z_{px} \quad M_{pdxss2} = 721.275 \text{ m kN} \quad M_{støtte.xss2} < M_{pdxss2}$$

$$M_{pdxsf} := f_{pd} \cdot 14 \cdot 150 \text{ mm}^2 \cdot z_{px} \quad M_{pdxsf} = 531.466 \text{ m kN} \quad M_{støtte.xsf} < M_{pdxsf}$$

$$M_{pdx} := f_{pd} \cdot (20 + 19 + 12) \cdot 150 \text{ mm}^2 \cdot z_{px} \quad M_{pdx} = 2011.977 \text{ m kN} \quad M_{ed.felt.x} < M_{pdx}$$

$$M_{pdxfs} := f_{pd} \cdot (20 + 19) \cdot 150 \text{ mm}^2 \cdot z_{px} \quad M_{pdxfs} = 1480.511 \text{ m kN} \quad M_{FM.fsx} < M_{pdxfs}$$

$$M_{pdxff} := f_{pd} \cdot 14 \cdot 150 \text{ mm}^2 \cdot z_{px} \quad M_{pdxff} = 531.466 \text{ m kN} \quad M_{FM.ffx} < M_{pdxff}$$

I felt har ein tilstrekkelig kapasitet, mens i søylestripe 1 er det naudsynt med tilleggsarmering

**Minimumsarmering**

$$A_{s.minx} := 0.26 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot 1000 \text{mm} \cdot d_{mid}$$

$$A_{s.minx} = 0.564 \text{ m mm}$$

**(564mm<sup>2</sup>/m)****Naudsynt armeringsmengd for å oppretthalde minimumskrav**

For felt er det tilstrekkelig kapasitet og naudsynt armeringsmengd er basert på minimumskrav:

$$A_{sx.fs} := A_{s.minx} \cdot 6 \cdot 0.5 \qquad A_{sx.fs} = 1.691 \text{ m mm}$$

$$A_{sx.ff} := A_{sx.fs} \qquad A_{sx.ff} = 1.691 \text{ m mm}$$

For Støtte er kapasitet tilstrekkelig i søylefelt 2 og feltstripe

$$A_{ss2} := A_{s.minx} \cdot 0.25 \cdot 6 \qquad A_{ss2} = 0.845 \text{ m mm}$$

$$A_{sf} := A_{s.minx} \cdot 6 \cdot 0.5 \qquad A_{sf} = 1.691 \text{ m mm}$$

Må berekne armeringsmengd for søylestripe 1 over støtte, samt kontrollere at dei er over minimumskravet.

*Min.krav for støttfelta*

$$A_{ss1} := A_{s.minx} \cdot 6 \cdot 0.25 \qquad A_{ss1} = 0.845 \text{ m mm}$$

**Støtte**

$$A_{\emptyset 12} := \frac{\pi \cdot (12 \text{mm})^2}{4}$$

$$A_{\emptyset 12} = 0.113 \text{ m mm}$$

**Søylestripe 1**

$$A_{sx.ss1} := \frac{(M_{støtte.xss1} - M_{pd.xss1}) \cdot 1.5}{z_{sx} \cdot f_{yd1}}$$

$$A_{sx.ss1} = 0.871 \text{ m mm}$$

$$n_{xss1} := \frac{A_{sx.ss1}}{A_{\emptyset 12}}$$

$$n_{xss1} = 7.702$$

$$A_{xss1} := A_{\emptyset 12} \cdot 8$$

$$A_{xss1} = 0.905 \text{ m mm}$$

$$s_{ss1x} := \frac{0.25 \cdot 6}{8}$$

$$s_{ss1x} = 0.188$$

**Søylestripe 2**

$$n_{xss2} := \frac{A_{ss2}}{A_{\emptyset 12}}$$

$$n_{xss2} = 7.476$$

$$A_{xss2} := A_{\emptyset 12} \cdot 8$$

$$A_{xss2} = 0.905 \text{ m mm}$$

$$s_{ss2x} := \frac{0.25 \cdot 6 \text{m}}{5}$$

$$s_{ss2x} = 0.3 \text{ m}$$

**Feltstripe**

$$n_{xsf} := \frac{A_{sf}}{A_{\emptyset 12}}$$

$$n_{xsf} = 14.951$$

$$A_{x.sf} := A_{\emptyset 12} \cdot 15$$

$$A_{x.sf} = 1.696 \text{ m mm}$$

$$s_{sf.x} := \frac{0.5 \cdot 6 \text{m}}{15}$$

$$s_{sf.x} = 0.2 \text{ m}$$

**Felt****Søylestripe**

$$n_{xfs} := \frac{A_{s,minx} \cdot 0.5 \cdot 6}{A_{\emptyset 12}}$$

$$n_{xfs} = 14.951$$

$$A_{xfs} := A_{\emptyset 12} \cdot 15$$

$$A_{xfs} = 1.696 \text{ mmm}$$

$$s_{fsx} := \frac{0.5 \cdot 6 \text{ m}}{15}$$

$$s_{fsx} = 0.2 \text{ m}$$

**Feltstripe = Søylestripe**

**Kapasitetens bidrag fra slakkarmering****Støtte**

$$M_{xss1} := f_{yd} \cdot \frac{A_{sx,ss1}}{1.5} \cdot z_{sx}$$

$$M_{xss2} := f_{yd} \cdot A_{s,minx} \cdot z_{sx}$$

$$M_{xsf} := f_{yd} \cdot A_{s,minx} \cdot z_{sx}$$

$$M_{xss1} = 60.689 \text{ m kN}$$

$$M_{xss2} = 58.904 \text{ m kN}$$

$$M_{xsf} = 58.904 \text{ m kN}$$

**Felt**

$$M_{xfs} := f_{yd} \cdot A_{s,minx} \cdot z_{sxf}$$

$$M_{xfs} = 60.811 \text{ m kN}$$

**Endelig momentkapasiete for tverrsnittet er :**

$$M_{dxss1} := M_{pdxss1} + M_{xss1}$$

$$M_{dxss1} = 819.926 \text{ m kN}$$

$$M_{dxss1} > M_{ss1x}$$

$$M_{dxss2} := M_{pdxss2} + M_{xss2}$$

$$M_{dxss2} = 780.179 \text{ m kN}$$

$$M_{dxss2} > M_{ss2x}$$

$$M_{dxsf} := M_{pdxsf} + M_{xsf}$$

$$M_{dxsf} = 590.37 \text{ m kN}$$

$$M_{dxsf} > M_{sfx}$$

$$M_{dxfs} := M_{pdxfs} + M_{xfs}$$

$$M_{dxfs} = 1541.322 \text{ m kN}$$

$$M_{dxfs} > M_{fel\text{tm}.xfs}$$

$$M_{dxff} := M_{pdxff} + M_{xfs}$$

$$M_{dxff} = 592.277 \text{ m kN}$$

$$M_{dxsf} > M_{fel\text{tm}.xff}$$

**Total slakkarmeringsmengd X - RETNING**

	<i>mm<sup>2</sup></i>	
<b>STØTTE</b>		
<b>Søylestripe 1</b>	<b>905</b>	<b>8 Ø12 c/c188</b>
<b>Søylestripe 2</b>	<b>905</b>	<b>8 Ø12 c/c188</b>
<b>Feltstripe</b>	<b>1696</b>	<b>15 Ø12 c/c200</b>
<b>FELT</b>		
<b>Søylestripe</b>	<b>1696</b>	<b>15 Ø12 c/c200</b>
<b>Feltstripe</b>	<b>1696</b>	<b>15 Ø12 c/c200</b>

**Y - RETNING****Betongens trykksonekapasitet i Y - RETNING**

$$M_{Rdy} := 0.276 \cdot f_{cd1} \cdot b_{ply} \cdot d_{mid}^2 \cdot m \quad M_{Rdy} = 4372.526 \text{ m kN}$$

$$M_{ed.støtte.y} < M_{Rd}$$

$$\alpha_{d_{midy}} := 0.4 \cdot d_{mid} \cdot \frac{M_{ed.støtte.y}}{M_{Rdy}} \quad \alpha_{d_{midy}} = 44.268 \text{ mm}$$

$$z_{py} := d_p - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha_{d_{midy}} \quad z_{py} = 237.043 \text{ mm}$$

$$z_{sy} := d_s - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha_{d_{midy}} \quad z_{sy} = 256.293 \text{ mm}$$

$$M_{ed.felt.x} < M_{Rd}$$

$$\alpha_{d_{midyf}} := 0.4 \cdot d_{mid} \cdot \frac{M_{ed.felt.y}}{M_{Rdy}} \quad \alpha_{d_{midyf}} = 32.193 \text{ mm}$$

$$z_{pyf} := d_p - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha_{d_{midyf}} \quad z_{pyf} = 241.873 \text{ mm}$$

$$z_{syf} := d_s - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha_{d_{midyf}} \quad z_{syf} = 261.123 \text{ mm}$$

**Momentkapasitetsbidrag frå spennarmeringen**

For jamt fordelt kablar

$$M_{pdy} := f_{pd} \cdot (26 + 15 + 10) \cdot 150 \text{ mm}^2 \cdot z_{px} \quad M_{pdy} = 1936.053 \text{ m kN} \quad M_{ed.støtte.y} < M_{pdx}$$

For momentintensitet

$$M_{pdyss1} := f_{pd} \cdot 26 \cdot 150 \text{ mm}^2 \cdot z_{py} \quad M_{pdyss1} = 1058.116 \text{ m kN} \quad M_{støtte.yss1} < M_{pdyss1}$$

$$M_{pdyss2} := f_{pd} \cdot 15 \cdot 150 \text{ mm}^2 \cdot z_{py} \quad M_{pdyss2} = 610.451 \text{ m kN} \quad M_{støtte.yss2} < M_{pdyss2}$$

$$M_{pdyfs} := f_{pd} \cdot 10 \cdot 150 \text{ mm}^2 \cdot z_{py} \quad M_{pdyfs} = 406.968 \text{ m kN} \quad M_{støtte.yfs} < M_{pdyfs}$$

$$M_{pdyff} := f_{pd} \cdot (26 + 15) \cdot 150 \text{ mm}^2 \cdot z_{py} \quad M_{pdyff} = 1668.567 \text{ m kN} \quad M_{felte.yff} < M_{pdyff}$$

$$M_{pdyff} := f_{pd} \cdot 10 \cdot 150 \text{ mm}^2 \cdot z_{py} \quad M_{pdyff} = 406.968 \text{ m kN} \quad M_{felte.yff} < M_{pdyff}$$

Ser at ein har tilstrekkelig kapasitet frå Spennarmeringa og det er ikkje naudsynt med tilleggssarmering.

**Minimumsarmering**

$$d_{sy} := t - c_{\min} - \left[ \frac{(12 + 12)\text{mm}}{2} \right] \quad d_{sy} = 268 \text{ mm}$$

$$d_{py} := t - c_{\min} - (12 + 12)\text{mm} - \frac{10.5}{2} \text{mm} \quad d_{py} = 250.75 \text{ mm}$$

$$d_{\text{mid.ny}} := \frac{d_{sy} + d_{py}}{2} \quad d_{\text{mid.ny}} = 259.375 \text{ mm}$$

$$A_{s.\text{miny}} := 0.26 \cdot \left( \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{yk}} \right) \cdot 1000\text{mm} \cdot d_{\text{mid.ny}}$$

$$A_{s.\text{miny}} = 0.553 \text{ m mm} \quad (533 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$A_{s.\text{miny}} > 0,0013 \cdot b \cdot d \quad \text{OK !!}$$

**Total naudsynt armeringsmengd for å oppretthalde minimumskrav**

For felt er tilstrekkelig armeringsmengd

$$A_{sy.\text{fs}} := A_{s.\text{miny}} \cdot 8 \cdot 0.5 \quad A_{sy.\text{fs}} = 2.212 \text{ m mm}$$

$$A_{sy.\text{ff}} := A_{sy.\text{fs}} \quad A_{sy.\text{ff}} = 2.212 \text{ m mm}$$

For Støtte er tilstrekkelig armeringsmengd

$$A_{sy.\text{ss1}} := A_{s.\text{miny}} \cdot 8 \cdot 0.25 \quad A_{sy.\text{ss1}} = 1.106 \text{ m mm}$$

$$A_{sy.\text{ss2}} := A_{sy.\text{ss1}} \quad A_{sy.\text{ss2}} = 1.106 \text{ m mm}$$

$$A_{sy.\text{sf}} := A_{s.\text{miny}} \cdot 8 \cdot 0.5 \quad A_{sy.\text{sf}} = 2.212 \text{ m mm}$$

**Støtte**

Søylestripe 1

$$n_{y\text{ss1}} := \frac{A_{sy.\text{ss1}}}{A_{\emptyset 12}} \quad n_{y\text{ss1}} = 9.779$$

$$A_{y\text{ss1}} := A_{\emptyset 12} \cdot 10 \quad A_{y\text{ss1}} = 1.131 \text{ m mm}$$

$$s_{\text{ss1y}} := \frac{0.25 \cdot 8\text{m}}{10} \quad s_{\text{ss1y}} = 0.2 \text{ m}$$

Søylestripe 2 = Søylestripe 1

Feltstripe

$$n_{y\text{sf}} := \frac{A_{sy.\text{sf}}}{A_{\emptyset 12}} \quad n_{y\text{sf}} = 19.558$$

$$A_{y\text{sf}} := A_{\emptyset 12} \cdot 20 \quad A_{y\text{sf}} = 2.262 \text{ m mm}$$

$$s_{\text{sf.y}} := \frac{0.5 \cdot 8\text{m}}{20} \quad s_{\text{sf.y}} = 0.2 \text{ m}$$

**Felt**

Søylestripe

$$n_{yfs} := \frac{A_{sy.fs}}{A_{\emptyset 12}} \quad n_{yfs} = 19.558$$

$$A_{yfs} := A_{\emptyset 12} \cdot 20 \quad A_{yfs} = 2.262 \text{ m mm}$$

$$s_{yfs} := \frac{0.5 \cdot 8 \text{ m}}{20} \quad s_{yfs} = 0.2 \text{ m}$$

Feltstripe = Søylestripe

**Kapasitets bidrag frå slakkarmering**

Sidan alle striper nyttar minimumskrav vil dei momentkapasitetsbidraget frå slakkarmeringa være lik.

$$M_{yss1} := f_{yd} \cdot A_{s.miny} \cdot z_{sy}$$

$$M_{yss2} := M_{yss1}$$

$$M_{ysf} := M_{yss1}$$

$$M_{yss1} = 61.62 \text{ m kN}$$

$$M_{yss2} = 61.62 \text{ m kN}$$

$$M_{ysf} = 61.62 \text{ m kN}$$

$$M_{yfs} := M_{yss1}$$

$$M_{yff} := M_{yss1}$$

$$M_{ysf} = 61.62 \text{ m kN}$$

$$M_{yff} = 61.62 \text{ m kN}$$

**Endelig momentkapasiete for tverrsnittet er :**

$$M_{dyss1} := M_{pdyss1} + M_{yss1}$$

$$M_{dyss1} = 1119.736 \text{ m kN}$$

$$M_{dyss1} > M_{ss1y}$$

$$M_{dyss2} := M_{pdyss2} + M_{yss2}$$

$$M_{dyss2} = 672.072 \text{ m kN}$$

$$M_{dyss2} > M_{ss2y}$$

$$M_{dysf} := M_{pdysf} + M_{ysf}$$

$$M_{dysf} = 468.588 \text{ m kN}$$

$$M_{dysf} > M_{sfy}$$

$$M_{dyfs} := M_{pdyfs} + M_{ysf}$$

$$M_{dyfs} = 1730.187 \text{ m kN}$$

$$M_{dyfs} > M_{fel\text{tm},yfs}$$

$$M_{dyff} := M_{pdyff} + M_{ysf}$$

$$M_{dyff} = 468.588 \text{ m kN}$$

$$M_{dyff} > M_{fel\text{tm},yff}$$

**Total slakkarmeringsmengd Y - RETNING****STØTTE**

<b>Søylestripe 1</b>	<b>1131mm<sup>2</sup></b>	<b>10 Ø12c/c200</b>
<b>Søylestripe 2</b>	<b>1131mm<sup>2</sup></b>	<b>10 Ø12c/c200</b>
<b>Feltstripe</b>	<b>2620mm<sup>2</sup></b>	<b>20 Ø12c/c200</b>

**FELT**

<b>Søylestripe</b>	<b>2620mm<sup>2</sup></b>	<b>20 Ø12c/c200</b>
<b>Feltstripe</b>	<b>2620mm<sup>2</sup></b>	<b>20 Ø12c/c200</b>

**3.7 DIMENSJONERING FOR SKJERKRAFT**

Kontrollerer skjerspenningar for to tilfeller

Jamt fordelt last

Punktlast (Hjultrykk)

**Reduksjonsbidrag frå spennarmering**

Inkludere ikkje bidraget som den nedoverretta ekvialnete lasta gjev på konstruksjonen, dette fordi infleksjonspunktet er innanfor kontrollsnittet og blir derfor ikkje medrekna. Dette er tilfelle for begge retningar.

Inkluderer bidrag frå spennarmering innanfor kritisk snitt, dvs tilnærming er å inkludere dei to innerste søylestripene.

$$V_{3x.MI} := (V_{3xss1} + V_{3xss2}) \quad V_{3x.MI} = 428.095 \text{ kN}$$

$$V_{1x.MI} := (V_{1xss1} + V_{1xss2}) \quad V_{1x.MI} = 202.782 \text{ kN}$$

$$V_{ed.sPx} := V_{1x.MI} + V_{3x.MI} \quad V_{ed.sPx} = 630.878 \text{ kN}$$

$$V_{3y.MI} := V_{3yss1} + V_{3yss2} \quad V_{3y.MI} = 426.362 \text{ kN}$$

$$V_{1y.MI} := V_{1yss1} + V_{1yss2} \quad V_{3x.MI} = 428.095 \text{ kN}$$

$$V_{ed.sPy} := (V_{1y.MI} + V_{3y.MI}) \quad V_{ed.sPy} = 628.323 \text{ kN}$$

**Totale skjerbidraget frå spennarmering i x og y retning**

$$V_{ed.sP} := V_{ed.sPx} + V_{ed.sPy} \quad V_{ed.sP} = 1259.201 \text{ kN}$$

**Bidrag får ytre last**

$$V_{Ytre} := q_{Ed} \cdot (6m \cdot 8m) \quad V_{Ytre} = 3384 \text{ kN}$$

**DIMENSJONERANDE SKJERKRAFT**

$$V_{ED} := V_{Ytre} - V_{ed.sP} \quad V_{ED} = 2124.799 \text{ kN}$$



### 3.7.1 Skjærspenningskapasitet

EC2 6.4.4

$$k_2 := 0.18 \quad \gamma_m := 1.5$$

$$C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_m} \quad C_{Rd.c} = 0.12$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d_{\text{mid}}}} \quad k = 1.87$$

Armeringsareal  
Slakkarmering

Frå EC2 6.4.4 ved berekning av armeringsforholdet skal ein betrakta platestripa som søylebreidda + 3\*d. Dette tilsvarer:

$$d_{\text{søyle}} := 800\text{mm}$$

$$b_{\rho} := d_{\text{søyle}} + 6 \cdot d_{\text{mid}} \quad b_{\rho} = 2.386 \text{ m}$$

For vidare berekning er det tatt utgangspunkt i utrekna slakkarmeringsmengd.

$$A_{sLx} := 905 \cdot \text{mm}^2 + \left( \frac{905 \cdot \text{mm}^2}{1.5 \cdot \text{m}} \right) \cdot 0.886 \text{ m}$$

$$A_{sLx} = 1.44 \text{ m mm}$$

$$A_{sLy} := A_{s.miny} \cdot 2.386$$

$$A_{sLy} = 1.319 \text{ m mm}$$

Spennarmering

Det får ikkje bidrag til armeringsforholdet frå spennarmering grunna bruk av uninjserte spennkablar. Ein får ikkje etablert direkte heft mellom materiala dvs ingen samvirke mellom spennstål og betong

Armeringsforhold

$$\rho_{1y} := \frac{A_{sLy}}{b_{\rho} \cdot d_{\text{mid}}} \quad \rho_{1y} = 0.002$$

$$\rho_{1x} := \frac{A_{sLx}}{b_{\rho} \cdot d_{\text{mid}}} \quad \rho_{1x} = 0.002$$

$$\rho_1 := \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}} \quad \rho_1 = 0.002$$

$$\rho_1 < 0.02 \quad \text{OK!}$$

$$k_1 := 0.1$$

Medrekna mengd innanfor det kritisk snittet .Forenkla nyttar ein mengda i dei to fyrste søylestripene for x-retning og y-retning

$$\sigma_{cx} := \frac{P_{jekk} \cdot (f_{x_{ss1}} + f_{x_{ss2}})}{3m \cdot t} \quad \sigma_{cx} = 8.023 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cy} := \frac{P_{jekk} \cdot (f_{y_{ss1}} + f_{y_{ss2}})}{4m \cdot t} \quad \sigma_{cy} = 6.326 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} := \min\left(\frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2}, 0.2 \cdot f_{cd} \cdot \text{MPa}\right) \quad \sigma_{cp} = 5.667 \text{ MPa}$$

$$v_{\min} := \left(0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) \text{MPa}$$

$$v_{\min} = 0.633 \text{ MPa}$$

Kapasitet

$$v_{Rd.c} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} \text{MPa} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$$

$$v_{Rd.c} = 1.064 \text{ MPa}$$

### **3.7.2 Jamt fordelt Last**

Dimensjonerande skjærspenning

EC2 6.4.2 (8)

$$r_{s\text{øyle}} := 400 \text{ mm}$$

$$l_h := 950 \text{ mm}$$

$$r_{\text{kontroll}} := r_{s\text{øyle}} + l_h + 2 \cdot d_{\text{mid}} \quad r_{\text{kontroll}} = 1.879 \text{ m}$$

$$u_{\text{kontroll}} := 2 \cdot \pi \cdot r_{\text{kontroll}} \quad u_{\text{kontroll}} = 11.805 \text{ m}$$

$$\beta := 1.15$$

$$v_{ed} := \beta \cdot \frac{V_{ED}}{u_{\text{kontroll}} \cdot d_{\text{mid}}} \quad v_{ed} = 0.783 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd.c} > v_{ed}.$$

Tverrsnittet har ikkje tilstrekkelig skjærkapasitet og det er derfor berekningsmessig naudsynt med skjærarmering

### 3.7.3 Skjertrykkapasitet

EC2 6.4.5 (3)

$$r_{\text{voute}} := r_{\text{søyle}} + l_h$$

$$r_{\text{voute}} = 1.35 \text{ m}$$

$$u_{\text{voute}} := 2 \cdot \pi \cdot r_{\text{voute}}$$

$$u_{\text{voute}} = 8.482 \text{ m}$$

$$v_{\text{ED.0}} := \beta \cdot \frac{V_{\text{ED}}}{u_{\text{voute}} \cdot d_{\text{mid}}}$$

$$v_{\text{ED.0}} = 1.09 \text{ MPa}$$

$$v := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250} \right)$$

$$v = 0.48$$

$$v_{\text{Rd.max}} := \min \left( 0.4 \cdot v \cdot \text{MPa} \cdot f_{\text{cd}}, \frac{1.6 \cdot v_{\text{Rd.c}} \cdot u_{\text{kontroll}}}{\beta \cdot u_{\text{voute}}} \right)$$

$$v_{\text{Rd.max}} = 2.061 \text{ MPa}$$

$$v_{\text{ED.0}} \leq v_{\text{Rd.max}} \quad \text{ok !!}$$

### 3.7.4 Punktlast (Hjultrykk)

Punktlast            700 kN (1.0m \* 1.0m)

$$Q := 700 \text{ kN} \cdot 1.5$$

$$Q = 1050 \text{ kN}$$

*Dimensjonerende skjærkraft fra punktlasta blir funnet ut fra diagram 4.1 og 4.2 i Norsk betongforenings publikasjon 6.*

**Lastflata**

$$t_x := 1000 \text{ mm} + d_{\text{mid}}$$

$$t_y := t_x$$

**Avstand fra lastflata til opplegg ( s )**

$$s_1 := 2 \cdot d_{\text{mid}}$$

$$\frac{t_x}{t_y} = 1 \quad * \quad \frac{s_1}{t_y} = 0.418 \quad *$$

**Avlest fra diagram:**

Diagram 4.1 ( Fast innspent)             $k_{v1} := 0.59$

Diagram 4.2 ( Fritt opplagt)             $k_{v2} := 0.32$

$$k_v := \frac{k_{v1} + k_{v2}}{2} \quad k_v = 0.455 \quad ( 50 \% \text{ innspenning} )$$

Nyttar verdi for 50% innspenning

**Skjerkraft blir da:**

$$V_{ED.pkt} := k_v \cdot \frac{Q}{t_y} \qquad V_{ED.pkt} = 377.855 \frac{1}{m} \text{ kN}$$

**Skjerspenning blir da:**

$$v_{ED.pkt} := k_v \cdot \frac{Q}{t_y \cdot d_{mid}} \qquad v_{ED.pkt} = 1.429 \text{ MPa}$$

**Bidrag frå eigenvekt**

$$V_g := g_{plate} \cdot (6m \cdot 8m) \qquad V_g = 504 \text{ kN}$$

$$v_{ED.g} := \beta \cdot \frac{V_g}{u_{kontroll} \cdot d_{mid}} \qquad v_{ED.g} = 0.186 \text{ MPa}$$

**Bidrag frå spennarmeringa**

$$v_{ED.sp} := \beta \cdot \frac{-V_{ed.sP}}{u_{kontroll} \cdot d_{mid}} \qquad v_{ED.sp} = -0.464 \text{ MPa}$$

**Dimensjonerande skjerspenning blir då:**

$$v_{ED} := v_{ED.pkt} + v_{ED.g} + v_{ED.sp}$$

$$v_{ED} = 1.151 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd.c} = 1.064 \text{ MPa}$$

$$v_{ED} > v_{Rd.c} \qquad \text{Det er beregningsmessig naudsyant med skjearmering}$$

### 3.7.5 SKJERARMERINGSMENGD

**Etter EC2 9.4.3 gjev naudsyant snitt der det er naudsyant med skjearmering**

0.3*d	Snitt 1
(0.3+0.75)*d	Snitt 2
(0.3+2*0.75)*d	Snitt 3
(0.3+2*0.75)*d	Snitt 4

Som skjearmering er det valt å nytta skjehodearmering (T-Hovud) fordelt i aktuelle snitt rundt søylevouta.

*Skjearmering T-hovud Ø12*

$$A_{\emptyset 12} := \pi \cdot \frac{(12\text{mm})^2}{4} \qquad A_{\emptyset 12} = 0.113 \text{ m mm}$$

Får EC2 6.4.5 (1) Der det er naudsynt med skjearmering, nyttar følgjande verdiar og uttrykk

$$u_{\text{kontroll}} = 11.805 \text{ m}$$

omkrets kritisk kontrollsnitt

$$f_{\text{ck1}} := 50$$

$$f_{\text{yk1}} := 500$$

$$f_{\text{ywd}} := \frac{f_{\text{yk}}}{\gamma_s}$$

$$f_{\text{ywd}} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{ywd.ef}} := \left( 250 + 0.25 \cdot \frac{d_{\text{mid}}}{\text{mm}} \right) \text{MPa}$$

$$f_{\text{ywd.ef}} = 316.094 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{ywd.ef}} < f_{\text{ywd}} \quad \text{OK !!}$$

$$s_r := 0.75 \cdot d_{\text{mid}} \quad s_r = 198.281 \text{ mm}$$

$$\sin \alpha := 1$$

der  $\alpha$  er vinkel mellom skjearmeringen og platens plan

$$\cos \alpha := 0$$

### **SNITT 1**

$$b_1 := 0.3d_{\text{mid}}$$

$$b_1 = 79.313 \text{ mm}$$

$$u_{b1} := (b_1 + r_{\text{voute}}) \cdot 2 \cdot \pi$$

$$u_{b1} = 8.981 \text{ m}$$

$$\frac{b_1}{t_y} = 0.063$$

Frå diagram  $k_{v1b1} := 0.76$

$$k_{v2b1} := 0.51$$

$$k_{vb1} := \frac{k_{v1b1} + k_{v2b1}}{2}$$

$$k_{vb1} = 0.635$$

### ***Dimensjonerande skjerspenning i Snitt 1***

Bidrag frå Punktlast

$$v_{\text{pkt.b1}} := k_{vb1} \cdot \frac{Q}{t_y \cdot d_{\text{mid}}}$$

$$v_{\text{pkt.b1}} = 1.995 \text{ MPa}$$

Bidrag frå Eigenvekt

$$v_{\text{g.b1}} := \frac{\beta \cdot (V_g)}{u_{b1} \cdot d_{\text{mid}}}$$

$$v_{\text{g.b1}} = 0.244 \text{ MPa}$$

Totalt

$$v_{\text{ed.b1}} := v_{\text{g.b1}} + v_{\text{pkt.b1}} + v_{\text{ED.sp}}$$

$$v_{\text{ed.b1}} = 1.775 \text{ MPa}$$

**Naudsynt Armeringsmengd**

$$A_{sw.b1} := \left[ \frac{[v_{ed.b1} - (0.75 \cdot v_{Rd.c})] \cdot s_r \cdot u_{kontroll}}{1.5 \cdot f_{ywd.ef} \cdot \sin \alpha} \right] \quad A_{sw.b1} = 4.82 \text{ m mm}$$

**Minimumsarmering EC2 9.4.3 (2)**

$$A_{sw.min1} := \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck1}}}{f_{yk1} \cdot \frac{1.5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha}{s_r \cdot u_{b1}}} \quad A_{sw.min1} = 1.343 \text{ m mm}$$

$$A_{sw.b1} > A_{sw.min1}$$

**Tot. Mengd i Snitt**

$$n_{b1} := \frac{A_{sw.b1}}{A_{\phi 12}} \quad n_{b1} = 42.618$$

$$A_1 := 43 \cdot A_{\phi 12} \quad A_1 = 4.863 \text{ m mm}$$

$$s_{b1} := \frac{u_{b1}}{43} \quad s_{b1} = 208.852 \text{ mm}$$

**SNITT 2**

$$b_2 := (0.3 + 0.75) \cdot d_{mid} \quad b_2 = 277.594 \text{ mm}$$

$$u_{b2} := (b_2 + r_{voute}) \cdot 2 \cdot \pi \quad u_{b2} = 10.226 \text{ m}$$

$$\frac{b_2}{t_y} = 0.22$$

Frå diagram

$$k_{v1b2} := 0.68$$

$$k_{v2b2} := 0.41$$

$$k_{vb2} := \frac{k_{v1b2} + k_{v2b2}}{2}$$

$$k_{vb2} = 0.545$$

**Dimensjonerande skjerspenning i Snitt 2**

Bidrag frå Punktlast

$$v_{pkt.b2} := k_{vb2} \cdot \frac{Q}{t_y \cdot d_{mid}} \quad v_{pkt.b2} = 1.712 \text{ MPa}$$

Bidrag frå Eigenvekt

$$v_{g.b2} := \frac{\beta \cdot (V_g)}{u_{b2} \cdot d_{mid}} \quad v_{g.b2} = 0.214 \text{ MPa}$$

Totalt

$$v_{ed.b2} := v_{g.b2} + v_{pkt.b2} + v_{ED.sp} \quad v_{ed.b2} = 1.462 \text{ MPa}$$

**Naudsynt Armeringsmengd**

$$A_{sw.b2} := \left[ \frac{[v_{ed.b2} - (0.75 \cdot v_{Rd.c})] \cdot s_r \cdot u_{kontroll}}{1.5 \cdot f_{ywd.ef} \cdot \sin \alpha} \right] \quad A_{sw.b2} = 3.278 \text{ m mm}$$

**Minimalsarmering EC2 9.4.3 (2)**

$$A_{sw.min2} := \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck1}}}{\frac{f_{yk1}}{1.5 \sin \alpha + \cos \alpha}} \quad A_{sw.min2} = 1.529 \text{ m mm}$$

$$s_r \cdot u_{b2} \quad A_{sw.b2} > A_{sw.min2}$$

**Tot. Mengd i Snitt**

$$n_{b2} := \frac{A_{sw.b2}}{A_{\phi 12}} \quad n_{b2} = 28.98$$

$$A_2 := 29 \cdot A_{\phi 12} \quad A_2 = 3.28 \text{ m mm}$$

$$s_{b2} := \frac{u_{b2}}{29} \quad s_{b2} = 352.637 \text{ mm}$$

**SNITT 3**

$$b_3 := (0.3 + 2 \cdot 0.75) \cdot d_{mid} \quad b_3 = 475.875 \text{ mm}$$

$$u_{b3} := (b_3 + r_{voute}) \cdot 2 \cdot \pi \quad u_{b3} = 11.472 \text{ m}$$

$$\frac{b_3}{t_y} = 0.376$$

Frå diagram  $k_{v1b3} := 0.62$

$$k_{v2b3} := 0.35$$

$$k_{vb3} := \frac{k_{v1b3} + k_{v2b3}}{2} \quad k_{vb3} = 0.485$$

**Dimensjonerande skjerspenning i Snitt 3**

Bidrag frå Punktlast

$$v_{pkt.b3} := k_{vb3} \cdot \frac{Q}{t_y \cdot d_{mid}} \quad v_{pkt.b3} = 1.523 \text{ MPa}$$

Bidrag frå Eigenvekt

$$v_{g.b3} := \frac{\beta \cdot (V_g)}{u_{b3} \cdot d_{mid}} \quad v_{g.b3} = 0.191 \text{ MPa}$$

Totalt

$$v_{ed.b3} := v_{g.b3} + v_{pkt.b3} + v_{ED.sp} \quad v_{ed.b3} = 1.251 \text{ MPa}$$

**Naudsynt Armeringsmengd**

$$A_{sw.b3} := \left[ \frac{[v_{ed.b3} - (0.75 \cdot v_{Rd.c})] \cdot s_r \cdot u_{kontroll}}{1.5 \cdot f_{ywd.ef} \cdot \sin \alpha} \right]$$

$$A_{sw.b3} = 2.232 \text{ m mm}$$

**Minimumsarmering EC2 9.4.3 (2)**

$$A_{sw.min3} := \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck1}}}{f_{yk1}} \cdot \frac{1.5 \sin \alpha + \cos \alpha}{s_r \cdot u_{b3}}$$

$$A_{sw.min3} = 1.716 \text{ m mm}$$

$$A_{sw.b3} < A_{sw.min3}$$

**Tot. Mengd i Snitt**

$$n_{b3} := \frac{A_{sw.min3}}{A_{\emptyset 12}}$$

$$n_{b3} = 15.17$$

$$A_3 := 16 \cdot A_{\emptyset 12}$$

$$A_3 = 1.81 \text{ m mm}$$

$$s_{b3} := \frac{u_{b3}}{16}$$

$$s_{b3} = 717.019 \text{ mm}$$

**SNITT 4**

$$b_4 := (0.3 + 3 \cdot 0.75) \cdot d_{mid}$$

$$b_4 = 674.156 \text{ mm}$$

$$u_{b4} := (b_4 + r_{voute}) \cdot 2 \cdot \pi$$

$$u_{b4} = 12.718 \text{ m}$$

$$\frac{b_4}{t_y} = 0.533$$

Frå diagram

$$k_{v1b4} := 0.55$$

$$k_{v2b4} := 0.32$$

$$k_{vb4} := \frac{k_{v1b4} + k_{v2b4}}{2}$$

$$k_{vb4} = 0.435$$

**Dimensjonerande skjerspenning i Snitt 4**

Bidrag frå Punktlast

$$v_{pkt.b4} := k_{vb4} \cdot \frac{Q}{t_y \cdot d_{mid}}$$

$$v_{pkt.b4} = 1.366 \text{ MPa}$$

Bidrag frå Eigenvekt

$$v_{g.b4} := \frac{\beta \cdot (V_g)}{u_{b4} \cdot d_{mid}}$$

$$v_{g.b4} = 0.172 \text{ MPa}$$

Totalt

$$v_{ed.b4} := v_{g.b4} + v_{pkt.b4} + v_{ED.sp}$$

$$v_{ed.b4} = 1.075 \text{ MPa}$$



**Naudsynt Armeringsmengd**

$$A_{sw.b4} := \left[ \frac{[v_{ed.b4} - (0.75 \cdot v_{Rd.c})] \cdot s_r \cdot u_{kontroll}}{1.5 \cdot f_{ywd.ef} \cdot \sin \alpha} \right]$$

$$A_{sw.b4} = 1.365 \text{ m mm}$$

**Minimumsarmering EC2 9.4.3 (2)**

$$A_{sw.min4} := \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck1}}}{\frac{f_{yk1}}{1.5 \sin \alpha + \cos \alpha} \cdot s_r \cdot u_{b4}}$$

$$A_{sw.min4} = 1.902 \text{ m mm}$$

$$A_{sw.b4} < A_{sw.min4}$$

**Tot. Mengd i Snitt**

$$n_{b4} := \frac{A_{sw.min4}}{A_{\emptyset 12}}$$

$$n_{b4} = 16.818$$

$$A_4 := 17 \cdot A_{\emptyset 12}$$

$$A_4 = 1.923 \text{ m mm}$$

$$s_{b4} := \frac{u_{b4}}{17}$$

$$s_{b4} = 748.126 \text{ mm}$$

**SNITT 5**

$$b_5 := (0.3 + 4 \cdot 0.75) \cdot d_{mid}$$

$$b_5 = 872.438 \text{ mm}$$

$$u_{b5} := (b_5 + r_{voute}) \cdot 2 \cdot \pi$$

$$u_{b5} = 13.964 \text{ m}$$

$$\frac{b_5}{t_y} = 0.69$$

Frå diagram

$$k_{v1b5} := 0.49$$

$$k_{v2b5} := 0.27$$

$$k_{vb5} := \frac{k_{v1b5} + k_{v2b5}}{2}$$

$$k_{vb5} = 0.38$$

**Dimensjonerande skjerspenning i Snitt 3**

Bidrag frå Punktlast

$$v_{pkt.b5} := k_{vb5} \cdot \frac{Q}{t_y \cdot d_{mid}}$$

$$v_{pkt.b4} = 1.366 \text{ MPa}$$

Bidrag frå Eigenvekt

$$v_{g.b5} := \frac{\beta \cdot V_g}{u_{b5} \cdot d_{mid}}$$

$$v_{g.b5} = 0.157 \text{ MPa}$$

Totalt

$$v_{ed.b5} := v_{g.b5} + v_{pkt.b5} + v_{ED.sp}$$

$$v_{ed.b5} = 0.887 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd.c} > v_{ed.b5}$$

EC2 9.4.3

Dette er det ytterste snittet der det ikkje lenger er naudsynt med skjearmering, skjearmerer i snitt 1 - 4 med utrekna mengder.



## VEDLEGG 4

### Brotgrenseberegning for Spennarmert Flatdekke med Injisert Spennsystem

- 4.1 Føresetnad for berekning
- 4.2 Val an antall Kablar
- 4.3 Infleksjonspunkt
- 4.4 Ekvivalente krafter
- 4.5 Moment og Skjer berekning
- 4.6 Dimensjonering for Moment
- 4.7 Dimensjonering for Skjer
  - 4.7.1 Skjerspenningsskapasitet
  - 4.7.2 Jamt fordelt
  - 4.7.3 Skjertrykkapasitet
  - 4.7.4 Punktlast
  - 4.7.5 Armeringsmengd

## 4.1 Føresetnad for berekning

**Eksentrisitet over støtte og i midtfelt**

$$e_x := 95\text{mm}$$

$$e_y := 90\text{mm}$$

**Pilhøgd i felt**

$$h_x := 2 \cdot e_x$$

$$h_x = 190\text{ mm}$$

$$h_y := 2 \cdot e_y$$

$$h_y = 180\text{ mm}$$

**Spennvidder**

$$L_{\text{utkr.x}} := 4\text{m}_*$$

$$L_{\text{utkr.y}} := 3\text{m}_*$$

$$L_{\text{felt.x}} := 8\text{m}_*$$

$$L_{\text{felt.y}} := 6\text{m}_*$$

**Laster**

$$\text{Egenlast}_* \quad g_{\text{plate}} := 1.2 \cdot 0.35\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * \quad g_{\text{plate}} = 10.5 \frac{1}{\text{m}^2} \text{kN}_*$$

$$\text{Nyttelast}_* \quad p := 1.5 \cdot 40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \quad p = 60 \frac{1}{\text{m}^2} \text{kN}_*$$

$$\text{Dim}_{\text{last}} * \quad q_{\text{Ed}} := p + g_{\text{plate}} * \quad q_{\text{Ed}} = 70.5 \frac{1}{\text{m}^2} \text{kN}_*$$

**Spennarmering**

$$f_{\text{pk}} := 1860\text{MPa}_* \quad \gamma_s := 1.15_*$$

$$f_{\text{p0.1k}} := 1600\text{MPa}_*$$

$$A_p := 600\text{mm}^2_*$$

**Tillatt oppspennig og oppspenningskraft**

$$\sigma_{\text{p.max}} := \min(0.8 \cdot f_{\text{pk}}, 0.9 \cdot f_{\text{p0.1k}}) * \quad \sigma_{\text{p.max}} = 1440\text{MPa}_*$$

$$P_{\text{jekk}} := \sigma_{\text{p.max}} \cdot A_p * \quad P_{\text{jekk}} = 864\text{ kN}_*$$

**Initiell oppspenning/oppspenningskraft etter korttidstap er trukket fra**

$$\sigma_{\text{m0}} := \min(0.75 \cdot f_{\text{pk}}, 0.85 \cdot f_{\text{p0.1k}}) * \quad \sigma_{\text{m0}} = 1360\text{MPa}_*$$

$$P_{\text{m0}} := \sigma_{\text{m0}} \cdot A_p * \quad P_{\text{m0}} = 816\text{ kN}_*$$

$$f_{\text{pd}} := \sigma_{\text{m0}}$$

**Balansering av last**

$$q_{\text{bal}} := g_{\text{plate}} + 0.3p * \quad q_{\text{bal}} = 28.5 \frac{1}{\text{m}^2} \text{kN}_*$$

Rekner som for bjelke uten ende eksentrisitet pga. må ha tilstrekkelig overdekning frå overflata inn til forankringsplata

## 4.2 Val av antall Kablar

Netto oppspenningskraft ( redusert for kort - og langtidstap)

$$P_{p0} := 722.755 \text{ kN}$$

### Naudsynt oppspenningskraft

$$P_{\text{utkr.x}} := \frac{q_{\text{bal}} \cdot L_{\text{utkr.x}}^2}{2 \cdot e_x} *$$

$$P_{\text{utkr.x}} = 2400 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$P_{\text{utkr.y}} := \frac{q_{\text{bal}} \cdot L_{\text{utkr.y}}^2}{2 \cdot e_y} *$$

$$P_{\text{utkr.y}} = 1425 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$P_{\text{felt.x}} := \frac{q_{\text{bal}} \cdot L_{\text{felt.x}}^2}{8 \cdot h_x} *$$

$$P_{\text{felt.x}} = 1200 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$P_{\text{felt.y}} := \frac{q_{\text{bal}} \cdot L_{\text{felt.y}}^2}{8 \cdot h_y} *$$

$$P_{\text{felt.y}} = 712.5 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

Stripebreidder

$$b_{sx} := 6 \text{ m}_*$$

$$b_{sy} := 8 \text{ m}_*$$

### Antall kablar

$$n_x := \frac{P_{\text{utkr.x}} \cdot b_{sx}}{P_{p0}} *$$

$$n_x = 19.924 *$$

$$n_y := \frac{P_{\text{utkr.y}} \cdot b_{sy}}{P_{p0}} *$$

$$n_y = 15.773 *$$

Som for uninjisert system er det gjennomført beregning etter to metoder for å syna forskjellen ved å redusere spennarmeringsmengda.

- basert på jamt fordelt spennarmeringsmengd  
(Tar med beregningar for å syna forskjell)
- basert på fordeling etter momentintensitet (NB Publ.33)

## X - Retning

### **Jamt fordelt**

$$f_x := \frac{n_x}{b_{sx}} * \quad f_x = 3.321 \frac{1}{m} *$$

Ein teoretisk tenkt fordeling av spennkablur etter momentfordelinga NB publ. 33  
Mengda spennkablur fordelt i plata i dei aktuelle stripene etter momentintensitet blir då:

$$n_{ss1x} := \frac{0.45 \cdot n_x}{0.25 b_{sx}} \quad n_{ss1x} = 5.977 \frac{1}{m}$$

$$n_{ss2x} := \frac{0.30 \cdot n_x}{0.25 b_{sx}} \quad n_{ss2x} = 3.985 \frac{1}{m}$$

$$n_{sfx} := \frac{0.25 \cdot n_x}{0.5 b_{sx}} \quad n_{sfx} = 1.66 \frac{1}{m}$$

### **Momentintensitet**

Kabelfordeling i Dei aktuelle stripene

Søylestripe 1	4 stk	(4*4stk)
Søylestripe 2	4 stk	(4*4stk)
Felt	3 stk	(3*4stk)

$$f_{x_{ss1}} := 4$$

$$f_{x_{ss2}} := 4$$

$$f_{x_{sf}} := 3$$

## Y - Retning

### **Jamt fordelt**

$$f_y := \frac{n_y}{b_{sy}} * \quad f_y = 1.972 \frac{1}{m} *$$

Fordelt etter momentintensitet pr.meter

$$n_{ss1y} := \frac{0.45 \cdot n_y}{0.25 b_{sy}} \quad n_{ss1y} = 3.549 \frac{1}{m}$$

$$n_{ss2y} := \frac{0.30 \cdot n_y}{0.25 b_{sy}} \quad n_{ss2y} = 2.366 \frac{1}{m}$$

$$n_{sfy} := \frac{0.25 \cdot n_x}{0.5 b_{sx}} \quad n_{sfy} = 1.66 \frac{1}{m}$$

Syner til begrunning av kabelmengde val for x-retning

$$f_{y_{ss1}} := 4$$

$$f_{y_{ss2}} := 4$$

$$f_{y_{sf}} := 3$$

Fordelinga stemmer godt overeins med EC2 som anbefaler

$$\text{Søylestripe} \quad 75\%$$

$$\text{Feltstripe} \quad 25\%$$

### Spennarmeringsareal

Jamt fordelt

$$A_{px} := f_x \cdot A_p$$

$$A_{px} = 1.992 \text{ mm}$$

$$1902 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{py} := f_y \cdot A_p$$

$$A_{py} = 1.183 \text{ mm}$$

$$1129 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

### Spennkraft pr.meter

Jamt fordelt

$$P_x := P_{p0} \cdot f_x \cdot m$$

$$P_x = 2400 \text{ kN} \quad \text{pr. meter}$$

$$P_y := P_{p0} \cdot f_y \cdot m$$

$$P_y = 1425 \text{ kN} \quad \text{pr. meter}$$

Etter momentintensitet

$$P_{ss1x} := \frac{(P_{p0} \cdot f_{x_{ss1}}) \cdot m}{0.25b_{sx}}$$

$$P_{ss1x} = 1927.347 \text{ kN}$$

$$P_{ss2x} := \frac{(P_{p0} \cdot f_{x_{ss2}}) \cdot m}{0.25b_{sx}}$$

$$P_{ss2x} = 1927.347 \text{ kN}$$

$$P_{sfx} := \frac{(P_{p0} \cdot f_{x_{sf}}) \cdot m}{0.5b_{sx}}$$

$$P_{sfx} = 722.755 \text{ kN}$$

$$P_{ss1y} := \frac{(P_{p0} \cdot f_{y_{ss1}}) \cdot m}{0.25b_{sy}}$$

$$P_{ss1y} = 1445.51 \text{ kN}$$

$$P_{ss2y} := \frac{(P_{p0} \cdot f_{y_{ss2}}) \cdot m}{0.25b_{sy}}$$

$$P_{ss2y} = 1445.51 \text{ kN}$$

$$P_{sfy} := \frac{(P_{p0} \cdot f_{y_{sf}}) \cdot m}{0.5b_{sy}}$$

$$P_{sfy} = 542.066 \text{ kN}$$

## 4.3 Infleksjonspunkt

### Platebreidde

$$b_{plx} := 6 \qquad b_{ply} := 8$$

Kan i rapporten illustrera korleis ein har funne dei

### Infleksjonspunkta

#### X - retning

for utkrager: 0.2m får midtstøtte	$L_1 := 0.05L_{utkr.x}$	$L_1 = 0.2 \text{ m}$	$i_{ux} := 4.75 \text{ mm}$
for felt : 0.4m frå midtstøtte	$L_2 := 0.05 \cdot L_{felt.x}$	$L_2 = 0.4 \text{ m}$	$i_{fx} := 9.5 \text{ mm}$

#### Y - retning

for utkrager: 0.15m får midtstøtte	$L_3 := 0.05L_{utkr.y}$	$L_3 = 0.15 \text{ m}$	$i_{uy} := 4.5 \text{ mm}$
for felt : 0.3m frå midtstøtte	$L_4 := 0.05 \cdot L_{felt.y}$	$L_4 = 0.3 \text{ m}$	$i_{fy} := 9 \text{ mm}$

## 4.4 Ekvivalente Laster

### Nedoverretta ekvivalent last

JFK - Jamt fordelte kablar

MI - Etter momentintensitet

#### Utkrager X - RETNING

##### JFK

$$q_{nux} := \frac{2P_x \cdot i_{ux}}{L_1^2} * \quad q_{nux} = 570 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

##### MI

$$q_{nux.ss1} := \frac{2P_{ss1x} \cdot i_{ux}}{L_1^2} * \quad q_{nux.ss1} = 457.745 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$q_{nux.ss2} := \frac{2P_{ss2x} \cdot i_{ux}}{L_1^2} * \quad q_{nux.ss2} = 457.745 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$q_{nux.sf} := \frac{2P_{sfx} \cdot i_{ux}}{L_1^2} * \quad q_{nux.sf} = 171.654 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

#### Felt X - RETNING

##### JFK

$$q_{nfx} := \frac{8P_x \cdot i_{fx}}{(2L_2)^2} * \quad q_{nfx} = 285 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$



**MI**

$$q_{\text{nfX.ss1}} := \frac{8P_{\text{ss1x}} \cdot i_{\text{fx}}}{(2L_2)^2} *$$

$$q_{\text{nfX.ss1}} = 228.872 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$q_{\text{nfX.ss2}} := \frac{8P_{\text{ss2x}} \cdot i_{\text{fx}}}{(2L_2)^2} *$$

$$q_{\text{nfX.ss2}} = 228.872 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$q_{\text{nfX.sf}} := \frac{8P_{\text{sfX}} \cdot i_{\text{fx}}}{(2L_2)^2} *$$

$$q_{\text{nfX.sf}} = 85.827 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

**Utkrager Y - RETNING****JFK**

$$q_{\text{nuy}} := \frac{2P_y \cdot i_{\text{uy}}}{L_3^2} *$$

$$q_{\text{nuy}} = 570 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

**MI**

$$q_{\text{nuy.ss1}} := \frac{2P_{\text{ss1y}} \cdot i_{\text{uy}}}{L_3^2} *$$

$$q_{\text{nuy.ss1}} = 578.204 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$q_{\text{nuy.ss2}} := \frac{2P_{\text{ss2y}} \cdot i_{\text{uy}}}{L_3^2} *$$

$$q_{\text{nuy.ss2}} = 578.204 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$q_{\text{nuy.sf}} := \frac{2P_{\text{sfy}} \cdot i_{\text{uy}}}{L_3^2} *$$

$$q_{\text{nuy.sf}} = 216.826 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

**Felt Y - RETNING****JMK**

$$q_{\text{nfY}} := \frac{8P_y \cdot i_{\text{fy}}}{(2L_4)^2} *$$

$$q_{\text{nfY}} = 285 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

**MI**

$$q_{\text{nfY.ss1}} := \frac{8P_{\text{ss1y}} \cdot i_{\text{fy}}}{(2L_4)^2} *$$

$$q_{\text{nfY.ss1}} = 289.102 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$q_{\text{nfY.ss2}} := \frac{8P_{\text{ss2y}} \cdot i_{\text{fy}}}{(2L_4)^2} *$$

$$q_{\text{nfY.ss2}} = 289.102 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$q_{\text{nfY.sf}} := \frac{8P_{\text{sfy}} \cdot i_{\text{fy}}}{(2L_4)^2} *$$

$$q_{\text{nfY.sf}} = 108.413 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

## Oppoverretta ekvivalent last

Ekvivalent oppoverretta lastbidrag for lengdene

$$\begin{array}{llll}
 L_{ux} := L_{utkr.x} - L_1 & L_{ux} = 3.8 \text{ m} & i_1 := e_x - i_{ux} & i_1 = 90.25 \text{ mm} \\
 L_{fx} := L_{felt.x} - 2L_2 & L_{fx} = 7.2 \text{ m} & i_2 := h_x - i_{fx} & i_2 = 180.5 \text{ mm} \\
 L_{uy} := L_{utkr.y} - L_3 & L_{uy} = 2.85 \text{ m} & i_3 := e_y - i_{uy} & i_3 = 85.5 \text{ mm} \\
 L_{fy} := L_{felt.y} - 2L_4 & L_{fy} = 5.4 \text{ m} & i_4 := h_y - i_{fy} & i_4 = 171 \text{ mm}
 \end{array}$$

## X - RETNING

### UTKRAGER

**JFK**

$$q_{oux} := \frac{2P_x \cdot i_1}{L_{ux}^2} *$$

$$q_{oux} = 30 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

**MI**

$$q_{oux.ss1} := \frac{2P_{ss1x} \cdot i_1}{L_{ux}^2} *$$

$$q_{oux.ss1} = 24.092 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$q_{oux.ss2} := \frac{2P_{ss2x} \cdot i_1}{L_{ux}^2} *$$

$$q_{oux.ss2} = 24.092 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$q_{oux.sf} := \frac{2P_{sfx} \cdot i_1}{L_{ux}^2} *$$

$$q_{oux.sf} = 9.034 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

### FELT

**JFK**

$$q_{ofx} := \frac{8P_x \cdot i_2}{L_{fx}^2} *$$

$$q_{ofx} = 66.852 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

**MI**

$$q_{ofx.ss1} := \frac{8P_{ss1x} \cdot i_2}{L_{fx}^2} *$$

$$q_{ofx.ss1} = 53.686 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$q_{ofx.ss2} := \frac{8P_{ss2x} \cdot i_2}{L_{fx}^2} *$$

$$q_{ofx.ss2} = 53.686 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$q_{ofx.sf} := \frac{8P_{sfx} \cdot i_2}{L_{fx}^2} *$$

$$q_{ofx.sf} = 20.132 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

**Y - RETNING****UTKRAGER****JFK**

$$q_{\text{ouy}} := \frac{2P_y \cdot i_3}{L_{\text{uy}}^2} *$$

$$q_{\text{ouy}} = 30 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

**MI**

$$q_{\text{ouy.ss1}} := \frac{2P_{\text{ss1y}} \cdot i_3}{L_{\text{uy}}^2} *$$

$$q_{\text{ouy.ss1}} = 30.432 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$q_{\text{ouy.ss2}} := \frac{2P_{\text{ss2y}} \cdot i_3}{L_{\text{uy}}^2} *$$

$$q_{\text{ouy.ss2}} = 30.432 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$q_{\text{ouy.sf}} := \frac{2P_{\text{sfy}} \cdot i_3}{L_{\text{uy}}^2} *$$

$$q_{\text{ouy.sf}} = 11.412 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

**FELT****JFK**

$$q_{\text{ofy}} := \frac{8P_y \cdot i_4}{L_{\text{fy}}^2} *$$

$$q_{\text{ofy}} = 66.852 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

**MI**

$$q_{\text{ofy.ss1}} := \frac{8P_{\text{ss1y}} \cdot i_4}{L_{\text{fy}}^2} *$$

$$q_{\text{ofy.ss1}} = 67.814 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$q_{\text{ofy.ss2}} := \frac{8P_{\text{ss2y}} \cdot i_4}{L_{\text{fy}}^2} *$$

$$q_{\text{ofy.ss2}} = 67.814 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

$$q_{\text{ofy.sf}} := \frac{8P_{\text{sfy}} \cdot i_4}{L_{\text{fy}}^2} *$$

$$q_{\text{ofy.sf}} = 25.43 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}_*$$

**5.5 Moment og skjer beregning**

Utkrager

1. Oppadretta
2. Nedoverretta

Felt

3. Oppadretta
4. Nedoverretta

Lastfaktor i brotgrense for spennkraft

$$\gamma_{\text{p.g}} := 0.9$$

Gunstig - verkar mot ytre laster

$$\gamma_{\text{p.ug}} := 1.1$$

Ugunstig - verkar med ytre laster

**Utkrager ( X - retning )**

## 1. Oppadretta

## Skjerbidrag

$$V_{1x} := q_{oux} \cdot L_{ux} \cdot \gamma_{p.g} \quad V_{1x} = 102.6 \text{ kN}$$

$$V_{1xss1} := q_{oux.ss1} \cdot L_{ux} \cdot \gamma_{p.g} \quad V_{1xss1} = 82.394 \text{ kN}$$

$$V_{1xss2} := q_{oux.ss2} \cdot L_{ux} \cdot \gamma_{p.g} \quad V_{1xss2} = 82.394 \text{ kN}$$

$$V_{1xsf} := q_{oux.sf} \cdot L_{ux} \cdot \gamma_{p.g} \quad V_{1xsf} = 30.898 \text{ kN}$$

## Momentbidrag

$$M_{1x} := \frac{q_{oux} \cdot L_{utkr.x} \cdot L_{ux} \cdot \gamma_{p.g}}{2} \quad M_{1x} = 205.2 \text{ m kN}$$

$$M_{1xss1} := \frac{q_{oux.ss1} \cdot L_{utkr.x} \cdot L_{ux} \cdot \gamma_{p.g}}{2} \quad M_{1xss1} = 164.788 \text{ m kN}$$

$$M_{1xss2} := \frac{q_{oux.ss2} \cdot L_{utkr.x} \cdot L_{ux} \cdot \gamma_{p.g}}{2} \quad M_{1xss2} = 164.788 \text{ m kN}$$

$$M_{1xsf} := \frac{q_{oux.sf} \cdot L_{utkr.x} \cdot L_{ux} \cdot \gamma_{p.g}}{2} \quad M_{1xsf} = 61.796 \text{ m kN}$$

## Totale momentbidrag frå spennarmeringa

$$M_{1.xsf} := M_{1xss1} + M_{1xss2} + M_{1xsf} \quad M_{1.xsf} = 391.372 \text{ m kN}$$

## 2. Nedøverretta

## Skjerbidrag

$$V_{2x} := (q_{nux} \cdot L_1) \cdot \gamma_{p.ug} \quad V_{2x} = 125.4 \text{ kN}$$

$$V_{2xss1} := (q_{nux.ss1} \cdot L_1) \cdot \gamma_{p.ug} \quad V_{2xss1} = 100.704 \text{ kN}$$

$$V_{2xss2} := (q_{nux.ss2} \cdot L_1) \cdot \gamma_{p.ug} \quad V_{2xss2} = 100.704 \text{ kN}$$

$$V_{2xsf} := (q_{nux.sf} \cdot L_1) \cdot \gamma_{p.ug} \quad V_{2xsf} = 37.764 \text{ kN}$$

## Momentbidrag

$$M_{2x} := \frac{\gamma_{p,ug} \cdot q_{nux} \cdot L_1^2}{2} \quad M_{2x} = 12.54 \text{ m kN}$$

$$M_{2xss1} := \frac{\gamma_{p,ug} \cdot q_{nux,ss1} \cdot L_1^2}{2} \quad M_{2xss1} = 10.07 \text{ m kN}$$

$$M_{2xss2} := \frac{\gamma_{p,ug} \cdot q_{nux,ss2} \cdot L_1^2}{2} \quad M_{2xss2} = 10.07 \text{ m kN}$$

$$M_{2xsf} := \frac{\gamma_{p,ug} \cdot q_{nux,sf} \cdot L_1^2}{2} \quad M_{2xsf} = 3.776 \text{ m kN}$$

Totale momentbidrag frå spennarmeringa

$$M_{2,xf} := M_{2xss1} + M_{2xss2} + M_{2xsf} \quad M_{2,xf} = 23.917 \text{ m kN}$$

**Felt ( X - retning )**

## 3. Oppadretta

$$V_{3x} := \frac{\gamma_{p,g} \cdot q_{ofx} \cdot L_{fx} \cdot (2 \cdot L_2 + L_{fx})}{2 \cdot L_{felt,x}} \quad V_{3x} = 216.6 \text{ kN}$$

$$V_{3xss1} := \frac{\gamma_{p,g} \cdot q_{ofx,ss1} \cdot L_{fx} \cdot (2 \cdot L_2 + L_{fx})}{2 \cdot L_{felt,x}} \quad V_{3xss1} = 173.943 \text{ kN}$$

$$V_{3xss2} := \frac{\gamma_{p,g} \cdot q_{ofx,ss2} \cdot L_{fx} \cdot (2 \cdot L_2 + L_{fx})}{2 \cdot L_{felt,x}} \quad V_{3xss2} = 173.943 \text{ kN}$$

$$V_{3xsf} := \frac{\gamma_{p,g} \cdot q_{ofx,sf} \cdot L_{fx} \cdot (2 \cdot L_2 + L_{fx})}{2 \cdot L_{felt,x}} \quad V_{3xsf} = 65.229 \text{ kN}$$

Maks moment vil opptre i midtfelt

$$M_{3x} := \left( \frac{V_{3x}^2}{2 \cdot q_{ofx}} \right) + V_{3x} \cdot L_2 \quad M_{3x} = 437.532 \text{ m kN}$$

$$M_{3xss1} := \left( \frac{V_{3xss1}^2}{2 \cdot q_{ofx,ss1}} \right) + V_{3xss1} \cdot L_2 \quad M_{3xss1} = 351.365 \text{ m kN}$$

$$M_{3xss2} := \left( \frac{V_{3xss2}^2}{2 \cdot q_{ofx,ss2}} \right) + V_{3xss2} \cdot L_2 \quad M_{3xss2} = 351.365 \text{ m kN}$$

$$M_{3xsf} := \left( \frac{V_{3xsf}^2}{2 \cdot q_{ofx,sf}} \right) + V_{3xsf} \cdot L_2 \quad M_{3xsf} = 131.762 \text{ m kN}$$

Totale momentbidrag frå spennarmeringa

$$M_{3,xf} := M_{3xss1} + M_{3xss2} + M_{3xsf} \quad M_{3,xf} = 834.492 \text{ m kN}$$

## 4. Nedøverretta

$$V_{4xA} := \frac{q_{\text{nfX}} \cdot L_2}{L_{\text{felt.x}}} \cdot \left( L_{\text{felt.x}} - \frac{L_2}{2} \right) \cdot \gamma_{\text{p.ug}} \quad V_{4xA} = 122.265 \text{ kN}$$

$$V_{4xB} := \frac{\gamma_{\text{p.ug}} \cdot q_{\text{nfX}} \cdot (L_2^2)}{2L_{\text{felt.x}}} \quad V_{4xB} = 3.135 \text{ kN}$$

$$V_{4xAss1} := \frac{q_{\text{nfX.ss1}} \cdot L_2}{L_{\text{felt.x}}} \cdot \left( L_{\text{felt.x}} - \frac{L_2}{2} \right) \cdot \gamma_{\text{p.ug}} \quad V_{4xAss1} = 98.186 \text{ kN}$$

$$V_{4xBss1} := \frac{\gamma_{\text{p.ug}} \cdot q_{\text{nfX.ss1}} \cdot (L_2^2)}{2L_{\text{felt.x}}} \quad V_{4xBss1} = 2.518 \text{ kN}$$

$$V_{4xAss2} := \frac{q_{\text{nfX.ss2}} \cdot L_2}{L_{\text{felt.x}}} \cdot \left( L_{\text{felt.x}} - \frac{L_2}{2} \right) \cdot \gamma_{\text{p.ug}} \quad V_{4xAss2} = 98.186 \text{ kN}$$

$$V_{4xBss2} := \frac{\gamma_{\text{p.ug}} \cdot q_{\text{nfX.ss2}} \cdot (L_2^2)}{2L_{\text{felt.x}}} \quad V_{4xBss2} = 2.518 \text{ kN}$$

$$V_{4xAsf} := \frac{q_{\text{nfX.sf}} \cdot L_2}{L_{\text{felt.x}}} \cdot \left( L_{\text{felt.x}} - \frac{L_2}{2} \right) \cdot \gamma_{\text{p.ug}} \quad V_{4xAsf} = 36.82 \text{ kN}$$

$$V_{4xBsf} := \frac{\gamma_{\text{p.ug}} \cdot q_{\text{nfX.sf}} \cdot (L_2^2)}{2L_{\text{felt.x}}} \quad V_{4xBsf} = 0.944 \text{ kN}$$

Sidan spennarmeringsprofilen er symmetrisk får me følgjande skjærkraft frå vedoverretta ekvivalent last:

$$V_{4x} := V_{4xA} + V_{4xB} \quad V_{4x} = 125.4 \text{ kN}$$

$$V_{4xss1} := V_{4xAss1} + V_{4xBss1} \quad V_{4xss1} = 100.704 \text{ kN}$$

$$V_{4xss2} := V_{4xAss2} + V_{4xBss2} \quad V_{4xss2} = 100.704 \text{ kN}$$

$$V_{4xsf} := V_{4xAsf} + V_{4xBsf} \quad V_{4xsf} = 37.764 \text{ kN}$$

Momenta vil opptre i midtfelt pga symmetri

$$M_{4x} := \frac{V_{4x}^2}{2 \cdot q_{nfx}} \quad M_{4x} = 27.588 \text{ m kN}$$

$$M_{4xss1} := \frac{V_{4xss1}^2}{2 \cdot q_{nfx.ss1}} \quad M_{4xss1} = 22.155 \text{ m kN}$$

$$M_{4xss2} := \frac{V_{4xss2}^2}{2 \cdot q_{nfx.ss2}} \quad M_{4xss2} = 22.155 \text{ m kN}$$

$$M_{4xsf} := \frac{V_{4xsf}^2}{2 \cdot q_{nfx.sf}} \quad M_{4xsf} = 8.308 \text{ m kN}$$

$$M_{4.xsf} := M_{4xss1} + M_{4xss2} + M_{4xsf} \quad M_{4.xsf} = 52.618 \text{ m kN}$$

$$M_{4_xsf} := M_{4x} \cdot 6 \quad M_{4_xsf} = 165.528 \text{ m kN}$$

### Utkrager ( Y - retning )

#### 1. Oppadretta

$$V_{1y} := \gamma_p \cdot g \cdot q_{ouy} \cdot L_{uy} \quad V_{1y} = 76.95 \text{ kN}$$

$$V_{1yss1} := \gamma_p \cdot g \cdot q_{ouy.ss1} \cdot L_{uy} \quad V_{1yss1} = 78.058 \text{ kN}$$

$$V_{1yss2} := \gamma_p \cdot g \cdot q_{ouy.ss2} \cdot L_{uy} \quad V_{1yss2} = 78.058 \text{ kN}$$

$$V_{1ysf} := \gamma_p \cdot g \cdot q_{ouy.sf} \cdot L_{uy} \quad V_{1ysf} = 29.272 \text{ kN}$$

$$M_{1y} := \frac{\gamma_p \cdot g \cdot q_{ouy} \cdot L_{utkr.y} \cdot L_{uy}}{2} \quad M_{1y} = 115.425 \text{ m kN}$$

$$M_{1yss1} := \frac{\gamma_p \cdot g \cdot q_{ouy.ss1} \cdot L_{utkr.y} \cdot L_{uy}}{2} \quad M_{1yss1} = 117.086 \text{ m kN}$$

$$M_{1yss2} := \frac{\gamma_p \cdot g \cdot q_{ouy.ss2} \cdot L_{utkr.y} \cdot L_{uy}}{2} \quad M_{1yss2} = 117.086 \text{ m kN}$$

$$M_{1ysf} := \frac{\gamma_p \cdot g \cdot q_{ouy.sf} \cdot L_{utkr.y} \cdot L_{uy}}{2} \quad M_{1ysf} = 43.907 \text{ m kN}$$

Totale momentbidrag frå spennarmeringa

$$M_{1.ysf} := M_{1yss1} + M_{1yss2} + M_{1ysf} \quad M_{1.ysf} = 278.08 \text{ m kN}$$

## 2. Nedoverretta

$$\begin{aligned}
 V_{2y} &:= (q_{nuy} \cdot L_3) \cdot \gamma_{p.ug} & V_{2y} &= 94.05 \text{ kN} \\
 V_{2y_{ss1}} &:= (q_{nuy.ss1} \cdot L_3) \cdot \gamma_{p.ug} & V_{2y_{ss1}} &= 95.404 \text{ kN} \\
 V_{2y_{ss2}} &:= (q_{nuy.ss2} \cdot L_3) \cdot \gamma_{p.ug} & V_{2y_{ss2}} &= 95.404 \text{ kN} \\
 V_{2y_{sf}} &:= (q_{nuy.sf} \cdot L_3) \cdot \gamma_{p.ug} & V_{2y_{sf}} &= 35.776 \text{ kN} \\
 M_{2y} &:= \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nuy} \cdot L_3^2}{2} & M_{2y} &= 7.054 \text{ m kN} \\
 M_{2y_{ss1}} &:= \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nuy.ss1} \cdot L_3^2}{2} & M_{2y_{ss1}} &= 7.155 \text{ m kN} \\
 M_{2y_{ss2}} &:= \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nuy.ss2} \cdot L_3^2}{2} & M_{2y_{ss2}} &= 7.155 \text{ m kN} \\
 M_{2y_{sf}} &:= \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nuy.sf} \cdot L_3^2}{2} & M_{2y_{sf}} &= 2.683 \text{ m kN}
 \end{aligned}$$

Totale momentbidrag frå spennarmeringa

$$M_{2.y_{sf}} := M_{2y_{ss1}} + M_{2y_{ss2}} + M_{2y_{sf}} \quad M_{2.y_{sf}} = 16.994 \text{ m kN}$$

**Felt ( Y - retning )**

## 3. Oppadretta

$$\begin{aligned}
 V_{3y} &:= \frac{\gamma_{p.g} \cdot q_{ofy} \cdot L_{fy} \cdot (2 \cdot L_4 + L_{fy})}{2 \cdot L_{felt.y}} & V_{3y} &= 162.45 \text{ kN} \\
 V_{3y_{ss1}} &:= \frac{\gamma_{p.g} \cdot q_{ofy.ss1} \cdot L_{fy} \cdot (2 \cdot L_4 + L_{fy})}{2 \cdot L_{felt.y}} & V_{3y_{ss1}} &= 164.788 \text{ kN} \\
 V_{3y_{ss2}} &:= \frac{\gamma_{p.g} \cdot q_{ofy.ss2} \cdot L_{fy} \cdot (2 \cdot L_4 + L_{fy})}{2 \cdot L_{felt.y}} & V_{3y_{ss2}} &= 164.788 \text{ kN} \\
 V_{3y_{sf}} &:= \frac{\gamma_{p.g} \cdot q_{ofy.sf} \cdot L_{fy} \cdot (2 \cdot L_4 + L_{fy})}{2 \cdot L_{felt.y}} & V_{3y_{sf}} &= 61.796 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



$$M_{3y} := \left( \frac{V_{3y}^2}{2 \cdot q_{ofy}} \right) + V_{3x} \cdot L_4 \quad M_{3y} = 262.357 \text{ m kN}$$

$$M_{3y_{ss1}} := \left( \frac{V_{3y_{ss1}}^2}{2 \cdot q_{ofy.ss1}} \right) + V_{3x_{ss1}} \cdot L_4 \quad M_{3y_{ss1}} = 252.401 \text{ m kN}$$

$$M_{3y_{ss2}} := \left( \frac{V_{3y_{ss2}}^2}{2 \cdot q_{ofy.ss2}} \right) + V_{3x_{ss2}} \cdot L_4 \quad M_{3y_{ss2}} = 252.401 \text{ m kN}$$

$$M_{3y_{sf}} := \left( \frac{V_{3y_{sf}}^2}{2 \cdot q_{ofy.sf}} \right) + V_{3x_{sf}} \cdot L_4 \quad M_{3y_{sf}} = 94.65 \text{ m kN}$$

Totale momentbidrag frå spennarmeringa

$$M_{3,y_{sf}} := M_{3y_{ss1}} + M_{3y_{ss2}} + M_{3y_{sf}} \quad M_{3,y_{sf}} = 599.451 \text{ m kN}$$

#### 4. Nedøverretta

$$V_{4yA} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nfy} \cdot L_4}{L_{felt.y}} \cdot \left( L_{felt.y} - \frac{L_4}{2} \right) \quad V_{4yA} = 91.699 \text{ kN}$$

$$V_{4yB} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nfy} \cdot (L_4^2)}{2L_{felt.y}} \quad V_{4yB} = 2.351 \text{ kN}$$

$$V_{4y_{Ass1}} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nfy.ss1} \cdot L_4}{L_{felt.y}} \cdot \left( L_{felt.y} - \frac{L_4}{2} \right) \quad V_{4y_{Ass1}} = 93.019 \text{ kN}$$

$$V_{4y_{Bss1}} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nfy.ss1} \cdot (L_4^2)}{2L_{felt.y}} \quad V_{4x_{Bss1}} = 2.518 \text{ kN}$$

$$V_{4y_{Ass2}} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nfy.ss2} \cdot L_4}{L_{felt.y}} \cdot \left( L_{felt.y} - \frac{L_4}{2} \right) \quad V_{4y_{Ass2}} = 93.019 \text{ kN}$$

$$V_{4y_{Bss2}} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nfy.ss2} \cdot (L_4^2)}{2L_{felt.y}} \quad V_{4x_{Bss2}} = 2.518 \text{ kN}$$

$$V_{4y_{Asf}} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nfy.sf} \cdot L_4}{L_{felt.y}} \cdot \left( L_{felt.y} - \frac{L_4}{2} \right) \quad V_{4y_{Asf}} = 34.882 \text{ kN}$$

$$V_{4y_{Bsf}} := \frac{\gamma_{p.ug} \cdot q_{nfy.sf} \cdot (L_4^2)}{2L_{felt.y}} \quad V_{4x_{Bsf}} = 0.944 \text{ kN}$$

Sidan spennarmeringsprofilen er symmetrisk får me føgjande skjærkraft frå vedoverretta ekvivalent last:

$$\begin{aligned} V_{4y} &:= V_{4yA} + V_{4yB} & V_{4y} &= 94.05 \text{ kN} \\ V_{4y_{ss1}} &:= V_{4y_{Ass1}} + V_{4y_{Bss1}} & V_{4y_{ss1}} &= 95.404 \text{ kN} \\ V_{4y_{ss2}} &:= V_{4y_{Ass2}} + V_{4y_{Bss2}} & V_{4y_{ss2}} &= 95.404 \text{ kN} \\ V_{4y_{sf}} &:= V_{4y_{Asf}} + V_{4y_{Bsf}} & V_{4y_{sf}} &= 35.776 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momenta vil opptre i midtfelt pga symmetri

$$\begin{aligned} M_{4y} &:= \frac{V_{4y}^2}{2 \cdot q_{nfy}} & M_{4y} &= 15.518 \text{ m kN} \\ M_{4y_{ss1}} &:= \frac{V_{4y_{ss1}}^2}{2 \cdot q_{nfy.ss1}} & M_{4y_{ss1}} &= 15.742 \text{ m kN} \\ M_{4y_{ss2}} &:= \frac{V_{4y_{ss2}}^2}{2 \cdot q_{nfy.ss2}} & M_{4y_{ss2}} &= 15.742 \text{ m kN} \\ M_{4y_{sf}} &:= \frac{V_{4y_{sf}}^2}{2 \cdot q_{nfy.sf}} & M_{4y_{sf}} &= 5.903 \text{ m kN} \end{aligned}$$

Totale momentbidrag frå spennarmeringa

$$M_{4,y_{sf}} := M_{4y_{ss1}} + M_{4y_{ss2}} + M_{4y_{sf}} \quad M_{4,y_{sf}} = 37.386 \text{ m kN}$$

## Frå Dimensjonerande laster får me følgande krefter og moment:

$$\begin{aligned} M_{utkr.x} &:= \frac{(q_{Ed} \cdot L_{utkr.x}^2) \text{ m}}{2} & M_{utkr.x} &= 564 \text{ m kN} \\ M_{utkr.x_{ss1}} &:= M_{utkr.x} \cdot 1.8 & M_{utkr.x_{ss1}} &= 1015.2 \text{ m kN} \\ M_{utkr.x_{ss2}} &:= M_{utkr.x} \cdot 1.2 & M_{utkr.x_{ss2}} &= 676.8 \text{ m kN} \\ M_{utkr.x_{sf}} &:= M_{utkr.x} \cdot 0.5 & M_{utkr.x_{sf}} &= 282 \text{ m kN} \\ M_{utkr.y} &:= \frac{(q_{Ed} \cdot L_{utkr.y}^2) \text{ m}}{2} & M_{utkr.y} &= 317.25 \text{ m kN} \\ M_{utkr.y_{ss1}} &:= M_{utkr.y} \cdot 1.8 & M_{utkr.y_{ss1}} &= 571.05 \text{ m kN} \\ M_{utkr.y_{ss2}} &:= M_{utkr.y} \cdot 1.2 & M_{utkr.y_{ss2}} &= 380.7 \text{ m kN} \\ M_{utkr.y_{sf}} &:= M_{utkr.y} \cdot 0.5 & M_{utkr.y_{sf}} &= 158.625 \text{ m kN} \end{aligned}$$

$$M_{\text{felt.x}} := \frac{(q_{\text{Ed}} \cdot L_{\text{felt.x}}^2) \text{m}}{8}$$

$$M_{\text{felt.x}} = 564 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{felt.xss}} := M_{\text{felt.x}} \cdot 1.2$$

$$M_{\text{felt.xss}} = 676.8 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{felt.xsf}} := M_{\text{felt.x}} \cdot 0.8$$

$$M_{\text{felt.xsf}} = 451.2 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{felt.y}} := \frac{(q_{\text{Ed}} \cdot L_{\text{felt.y}}^2) \text{m}}{8}$$

$$M_{\text{felt.y}} = 317.25 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{felt.yss}} := M_{\text{felt.y}} \cdot 1.2$$

$$M_{\text{felt.yss}} = 380.7 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{felt.ysf}} := M_{\text{felt.y}} \cdot 0.8$$

$$M_{\text{felt.ysf}} = 253.8 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{egenvekt.x}} := \frac{g_{\text{plate}} \cdot L_{\text{utkr.x}}^2 \cdot \text{m}}{2}$$

$$M_{\text{egenvekt.x}} = 84 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{egenvekt.y}} := \frac{g_{\text{plate}} \cdot L_{\text{utkr.y}}^2 \cdot \text{m}}{2}$$

$$M_{\text{egenvekt.y}} = 47.25 \text{ m kN}$$

$$V_{\text{utkr.x}} := q_{\text{Ed}} \cdot L_{\text{utkr.x}}$$

$$V_{\text{utkr.x}} = 282 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$$

$$V_{\text{utkr.y}} := q_{\text{Ed}} \cdot L_{\text{utkr.y}}$$

$$V_{\text{utkr.y}} = 211.5 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$$

$$V_{\text{felt.x}} := \frac{q_{\text{Ed}} \cdot L_{\text{felt.x}}}{2}$$

$$V_{\text{felt.x}} = 282 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$$

$$V_{\text{felt.y}} := \frac{q_{\text{Ed}} \cdot L_{\text{utkr.y}}}{2}$$

$$V_{\text{felt.y}} = 105.75 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$$

## MAKS STØTTEMOMENT

## korrekt benevning (kNm/m)

### X - RETNING (kNm/m)

### X - RETNING (kNm)

$$M_{\text{støtte.x}} := M_{\text{utkr.x}} + M_{2x} - M_{1x}$$

$$M_{\text{støtte.x}} = 371.34 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{ss1x}} := M_{\text{støtte.xss1}} \cdot 0.25 \cdot 6$$

$$M_{\text{ss1x}} = 1290.723 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{støtte.xss1}} := M_{\text{utkr.xss1}} + M_{2xss1} - M_{1xss1}$$

$$M_{\text{støtte.xss1}} = 860.482 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{ss2x}} := M_{\text{støtte.xss2}} \cdot 0.25 \cdot 6$$

$$M_{\text{ss2x}} = 783.123 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{støtte.xss2}} := M_{\text{utkr.xss2}} + M_{2xss2} - M_{1xss2}$$

$$M_{\text{støtte.xss2}} = 522.082 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{støtte.xsf}} := M_{\text{utkr.xsf}} + M_{2xsf} - M_{1xsf}$$

$$M_{\text{støtte.xsf}} = 223.981 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{sfx}} := M_{\text{støtte.xsf}} \cdot 0.5 \cdot 6$$

$$M_{\text{sfx}} = 671.943 \text{ m kN}$$

**Y - RETNING**

$$M_{\text{støtte.y}} := M_{\text{utkr.y}} + M_{2y} - M_{1y}$$

$$M_{\text{støtte.y}} = 208.879 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{støtte.yss1}} := M_{\text{utkr.yss1}} + M_{2yss1} - M_{1yss1}$$

$$M_{\text{støtte.yss1}} = 461.119 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{støtte.yss2}} := M_{\text{utkr.yss2}} + M_{2yss2} - M_{1yss2}$$

$$M_{\text{støtte.yss2}} = 270.769 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{støtte.yxf}} := M_{\text{utkr.yxf}} + M_{2yxf} - M_{1yxf}$$

$$M_{\text{støtte.yxf}} = 117.401 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{ss1y}} := M_{\text{støtte.yss1}} \cdot 0.25 \cdot 8$$

$$M_{\text{ss1y}} = 922.238 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{ss2y}} := M_{\text{støtte.yss2}} \cdot 0.25 \cdot 8$$

$$M_{\text{ss2y}} = 541.538 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{sfy}} := M_{\text{støtte.yxf}} \cdot 0.5 \cdot 8$$

$$M_{\text{sfy}} = 469.603 \text{ m kN}$$

**KONTROLL AV MOMENT**

$$M_{\text{st.kont.x}} := M_{\text{utkr.x}} - P_x \cdot e_x + P_x \cdot i_{ux}$$

$$M_{\text{st.kont.x}} = 347.4 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{st.kont.xss1}} := M_{\text{utkr.xss1}} - P_{\text{ss1x}} \cdot e_x + P_{\text{ss1x}} \cdot i_{ux}$$

$$M_{\text{st.kont.xss1}} = 841.257 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{st.kont.xss2}} := M_{\text{utkr.xss2}} - P_{\text{ss2x}} \cdot e_x + P_{\text{ss2x}} \cdot i_{ux}$$

$$M_{\text{st.kont.xss2}} = 502.857 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{st.kont.xsf}} := M_{\text{utkr.xsf}} - P_{\text{sfx}} \cdot e_x + P_{\text{sfx}} \cdot i_{ux}$$

$$M_{\text{st.kont.xsf}} = 216.771 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{st.kont.y}} := M_{\text{utkr.y}} - P_y \cdot e_y + P_y \cdot i_{uy}$$

$$M_{\text{st.kont.y}} = 195.412 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{st.kont.yss1}} := M_{\text{utkr.yss1}} - P_{\text{ss1y}} \cdot e_y + P_{\text{ss1y}} \cdot i_{uy}$$

$$M_{\text{st.kont.yss1}} = 447.459 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{st.kont.yss2}} := M_{\text{utkr.yss2}} - P_{\text{ss2y}} \cdot e_y + P_{\text{ss2y}} \cdot i_{uy}$$

$$M_{\text{st.kont.yss2}} = 257.109 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{st.kont.yxf}} := M_{\text{utkr.yxf}} - P_{\text{sfy}} \cdot e_y + P_{\text{sfy}} \cdot i_{uy}$$

$$M_{\text{st.kont.yxf}} = 112.278 \text{ m kN}$$

**MAKS FELTMOMENT****X - RETNING**

JFK

$$M_{\text{feltm.x}} := (M_{\text{felt.x}} + M_{4x} + M_{1x}) + (-M_{2x} - M_{3x} - M_{\text{egenvekt.}}) \quad M_{\text{feltm.x}} = 262.716 \text{ m kN}$$

Summen av moment i plata blir:

$$M_{11} := M_{\text{feltm.x}} \cdot 6$$

$$M_{11} = 1576.296 \text{ m kN}$$

Fordelt i platestriper

$$M_{\text{feltxxfs}} := 1.2 \cdot M_{\text{feltm.x}}$$

$$M_{\text{feltxxfs}} = 315.259 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{feltxff}} := 0.8 \cdot M_{\text{feltm.x}}$$

$$M_{\text{feltxff}} = 210.173 \text{ m kN}$$

MI

Bidrag frå spennarmeringa

$$M_{F_{XSS1}} := (M_{4_{XSS1}} + M_{1_{XSS1}}) + (-M_{2_{XSS1}} - M_{3_{XSS1}})$$

$$M_{F_{XSS2}} := (M_{4_{XSS2}} + M_{1_{XSS2}}) + (-M_{2_{XSS2}} - M_{3_{XSS2}})$$

$$M_{F_{XSF}} := (M_{4_{XSF}} + M_{1_{XSF}}) + (-M_{2_{XSF}} - M_{3_{XSF}})$$

$$M_{F_{MX}} := M_{F_{XSS1}} \cdot 1.5 + M_{F_{XSS2}} \cdot 1.5 + M_{F_{XSF}} \cdot 3 \quad M_{F_{MX}} = -719.781 \text{ m kN}$$

$$M_{FELT.x} := M_{felt.x} \cdot 6 + M_{F_{MX}} - M_{egenvekt.x} \cdot 6 \quad M_{FELT.x} = 2160.219 \text{ m kN}$$

Ser at momentet i plata er litt høgare enn for jamt fordelt, dette grunna mindre armeringsmengd når ein nyttar fordeling i platestriper.

Fordeling av dimensjonerande feltmoment blir då:

$$M_{FM.fsx} := \left( \frac{M_{FELT.x}}{6} \right) \cdot 1.2 \quad M_{FM.fsx} = 432.044 \text{ m kN}$$

$$M_{FM.ffx} := \left( \frac{M_{FELT.x}}{6} \right) \cdot 0.8 \quad M_{FM.ffx} = 288.029 \text{ m kN}$$

**Y - RETNING**

JFK

$$M_{feltm.y} := (M_{felt.y} + M_{4y} + M_{1y}) + (-M_{2y} - M_{3y} - M_{egenvekt.y}) \quad M_{feltm.y} = 131.533 \text{ m kN}$$

Summen av moment i plata blir:

$$M_{12} := M_{feltm.y} \cdot 8 \quad M_{12} = 1052.262 \text{ m kN}$$

Fordelt i platestriper

$$M_{feltm.yfs} := 1.2 \cdot M_{feltm.y} \quad M_{feltm.yfs} = 157.839 \text{ m kN}$$

$$M_{feltm.yff} := 0.8 \cdot M_{feltm.y} \quad M_{feltm.yff} = 105.226 \text{ m kN}$$

MI

$$M_{F_{YSS1}} := (M_{4_{YSS1}} + M_{1_{YSS1}}) + (-M_{2_{YSS1}} - M_{3_{YSS1}})$$

$$M_{F_{YSS2}} := (M_{4_{YSS2}} + M_{1_{YSS2}}) + (-M_{2_{YSS2}} - M_{3_{YSS2}})$$

$$M_{F_{YSF}} := (M_{4_{YSF}} + M_{1_{YSF}}) + (-M_{2_{YSF}} - M_{3_{YSF}})$$

$$M_{F_{MY}} := M_{F_{YSS1}} \cdot 2 + M_{F_{YSS2}} \cdot 2 + M_{F_{YSF}} \cdot 4 \quad M_{F_{MY}} = -697.003 \text{ m kN}$$

$$M_{FELT.y} := M_{felt.y} \cdot 8 + M_{F_{MY}} - M_{egenvekt.y} \cdot 8 \quad M_{FELT.y} = 1462.997 \text{ m kN}$$

Fordeling av dimensjonerande feltmoment i aktuelle platestriper:

$$M_{FM.fsy} := \left( \frac{M_{FELT.y}}{8} \right) \cdot 1.2 \quad M_{FM.fsy} = 324.033 \text{ m kN}$$

$$M_{FM.ffy} := \left( \frac{M_{FELT.y}}{8} \right) \cdot 0.8 \quad M_{FM.ffy} = 216.022 \text{ m kN}$$

## Fordeling av Moment i dekke blir då:

### X - RETNING

$$M_{\text{ed.støtte}} := (M_{\text{støtte.xss1}} \cdot 0.125 \cdot 2 \cdot b_{\text{plx}}) + (M_{\text{støtte.xss2}} \cdot 0.125 \cdot 2 \cdot b_{\text{plx}}) + (M_{\text{støtte.xsf}} \cdot 0.5 \cdot b_{\text{plx}})$$

$$M_{\text{ed.støtte}} = 2745.789 \text{ m kN}$$

evt

$$M_{\text{ED.støtte}} := M_{\text{ss1x}} + M_{\text{ss2x}} + M_{\text{sfx}}$$

$$M_{\text{ED.støtte}} = 2745.789 \text{ m kN}$$

**Ved bruk av JFK får ein moment i heile platebreidda**

$$M_{\text{EDsx}} := M_{\text{støtte.x}} \cdot 6$$

$$M_{\text{EDsx}} = 2228.04 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{ed.felt.x}} := M_{\text{FELT.x}}$$

$$M_{\text{ed.felt.x}} = 2160.219 \text{ m kN}$$

### Y - RETNING

$$M_{\text{ed.støtte.y}} := (M_{\text{støtte.yss1}} \cdot 0.125 \cdot 2 \cdot b_{\text{ply}}) + (M_{\text{støtte.yss2}} \cdot 0.125 \cdot 2 \cdot b_{\text{ply}}) + (M_{\text{støtte.yssf}} \cdot 0.5 \cdot b_{\text{ply}})$$

$$M_{\text{ed.støtte.y}} = 1933.379 \text{ m kN}$$

evt

$$M_{\text{ED.støtte.y}} := M_{\text{ss1y}} + M_{\text{ss2y}} + M_{\text{sfy}}$$

$$M_{\text{ED.støtte.y}} = 1933.379 \text{ m kN}$$

**Ved bruk av JFK får ein moment i heile platebreidda**

$$M_{\text{EDsy}} := M_{\text{støtte.y}} \cdot 8$$

$$M_{\text{EDsy}} = 1671.03 \text{ m kN}$$

$$M_{\text{ed.felt.y}} := M_{\text{FELT.y}}$$

$$M_{\text{ed.felt.y}} = 1462.997 \text{ m kN}$$

## 4.6 Dimensjonering for Moment

### Flatdekke

$$t := 350\text{mm}$$

$$c_{\min} := 70\text{mm}$$

$$d_s := t - c_{\min} - 20 \frac{\text{mm}}{2} \quad d_s = 270\text{ mm}$$

$$d_p := t - c_{\min} - 20\text{mm} - \frac{10.5}{2}\text{mm} \quad d_p = 254.75\text{ mm}$$

$$d_{\text{mid}} := \frac{d_s + d_p}{2} \quad d_{\text{mid}} = 262.375\text{ mm}$$

$$A_{\emptyset 20} := 314.16\text{mm}^2$$

### Armeringsstål

$$f_{yk} := 500\text{MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 434.783\text{ MPa}$$

### Betong B50

$$f_{ck} := 50^*$$

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

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 28.333 \quad *$$

$$f_{ctm} := 4.1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{cd1} := 28.333 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd1} := 434.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

## X - RETNING

### Betongens trykksonekapasitet i X - RETNING

$$M_{Rd} := 0.276 \cdot f_{cd1} \cdot b_{plx} \cdot d_{\text{mid}}^2 \cdot m \quad M_{Rd} = 3229.965\text{ m kN}$$

$$M_{\text{ed.st\o}tte} < M_{Rd}$$

$$\alpha_{d_{\text{mid}x}} := 0.4 \cdot d_{\text{mid}} \cdot \frac{M_{\text{ed.st\o}tte}}{M_{Rd}} \quad \alpha_{d_{\text{mid}x}} = 89.218\text{ mm}$$

$$\lambda := 0.8$$

$$z_{pX} := d_p - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha_{d_{\text{mid}x}} \quad z_{pX} = 219.063\text{ mm (Indre momentarm spenn.arm)}$$

$$z_{sX} := d_s - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha_{d_{\text{mid}x}} \quad z_{sX} = 234.313\text{ mm (Indre momentarm slakk.arm)}$$

$$M_{ed.felt.x} < M_{Rd}$$

$$\alpha_{d_{midxf}} := 0.4 \cdot d_{mid} \cdot \frac{M_{ed.felt.x}}{M_{Rd}} \quad \alpha_{d_{midxf}} = 70.191 \text{ mm}$$

$$z_{pxf} := d_p - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha_{d_{midxf}} \quad z_{pxf} = 226.674 \text{ mm (Indre momentarm spenn.arm)}$$

$$z_{sxf} := d_s - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha_{d_{midxf}} \quad z_{sxf} = 241.924 \text{ mm (Indre momentarm slakk.arm)}$$

### Momentkapasitet frå spennarmeringen

For jamt fordelt kablar

$$M_{pdx} := f_{pd} \cdot (4 + 4 + 3) \cdot 600 \text{ mm}^2 \cdot z_{px} \quad M_{pdx} = 1966.308 \text{ m kN} \quad M_{ed.støtte} > M_{pdx}$$

For momentintensitet

$$M_{pdxss1} := f_{pd} \cdot 4 \cdot 600 \text{ mm}^2 \cdot z_{px} \quad M_{pdxss1} = 715.021 \text{ m kN} \quad M_{støtte.xss1} > M_{pdxss1}$$

$$M_{pdxss2} := f_{pd} \cdot 4 \cdot 600 \text{ mm}^2 \cdot z_{px} \quad M_{pdxss2} = 715.021 \text{ m kN} \quad M_{støtte.xss2} < M_{pdxss2}$$

$$M_{pdxsf} := f_{pd} \cdot 3 \cdot 600 \text{ mm}^2 \cdot z_{px} \quad M_{pdxsf} = 536.266 \text{ m kN} \quad M_{støtte.xsf} < M_{pdxsf}$$

$$M_{pdx} := f_{pd} \cdot (4 + 4 + 3) \cdot 600 \text{ mm}^2 \cdot z_{px} \quad M_{pdx} = 1966.308 \text{ m kN} \quad M_{ed.felt.x} < M_{pdx}$$

$$M_{pdxfs} := f_{pd} \cdot (4 + 4) \cdot 600 \text{ mm}^2 \cdot z_{px} \quad M_{pdxfs} = 1430.042 \text{ m kN} \quad M_{FM.fsx} < M_{pdxfs}$$

$$M_{pdxff} := f_{pd} \cdot 3 \cdot 600 \text{ mm}^2 \cdot z_{px} \quad M_{pdxff} = 536.266 \text{ m kN} \quad M_{FM.ffx} < M_{pdxff}$$

I felt har ein tilstrekkelig kapasitet, mens i søylestripe 1 som for uninjisert system er det naudsynt med tilleggsarmering

### Minimumsarmering

$$A_{s.minx} := 0.26 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot 1000 \text{ mm} \cdot d_{mid}$$

$$A_{s.minx} = 0.559 \text{ m mm} \quad (559 \text{ mm}^2/\text{m})$$

### Naudsynt armeringsmengd for å oppretthalde minimumskrav

For felt er det tilstrekkelig kapasitetog naudsynt armeringsmengd er basert på minimumskrav:

$$A_{sx.fs} := A_{s.minx} \cdot 6 \cdot 0.5 \quad A_{sx.fs} = 1.678 \text{ m mm}$$

$$A_{sx.ff} := A_{sx.fs} \quad A_{sx.ff} = 1.678 \text{ m mm}$$

For Støtte er kapasitet tilstrekkelig i søylefelt 2 og feltstripe

$$A_{ss2} := A_{s.minx} \cdot 0.25 \cdot 6 \quad A_{ss2} = 0.839 \text{ m mm}$$

$$A_{sf} := A_{s.minx} \cdot 6 \cdot 0.5 \quad A_{sf} = 1.678 \text{ m mm}$$



Må berekne armeringsmengd for søylestripe 1 over støtte, samt kontrollera at dei er over minimumskravet.

$$\text{Min.krav for støttfelte} \quad A_{ss1} := A_{s.minx} \cdot 6 \cdot 0.25 \quad A_{ss1} = 0.839 \text{ m mm}$$

## Støtte

### Søylestripe 1

$$A_{sx.ss1} := \frac{(M_{støtte.xss1} - M_{pdXss1}) \cdot 1.5}{z_{sx} \cdot f_{yd1}} \quad A_{sx.ss1} = 2.142 \text{ m mm}$$

For ikkje få store mengder armering vel ein å nytta armeringsdiameter Ø16

$$A_{\emptyset 16} := \frac{\pi \cdot (16\text{mm})^2}{4} \quad A_{\emptyset 16} = 0.201 \text{ m mm}$$

$$n_{xss1} := \frac{A_{sx.ss1}}{A_{\emptyset 16}} \quad n_{xss1} = 10.652$$

$$A_{xss1} := A_{\emptyset 16} \cdot 11 \quad A_{xss1} = 2.212 \text{ m mm}$$

$$s_{ss1x} := \frac{0.25 \cdot 6}{11} \quad s_{ss1x} = 0.136$$

### Søylestripe 2

$$A_{\emptyset 12} := \frac{\pi \cdot (12\text{mm})^2}{4} \quad A_{\emptyset 12} = 0.113 \text{ m mm}$$

$$n_{xss2} := \frac{A_{ss2}}{A_{\emptyset 12}} \quad n_{xss2} = 7.419$$

$$A_{xss2} := A_{\emptyset 12} \cdot 8 \quad A_{xss2} = 0.905 \text{ m mm}$$

$$s_{ss2x} := \frac{0.25 \cdot 6\text{m}}{5} \quad s_{ss2x} = 0.3 \text{ m}$$

### Feltstripe

$$n_{xsf} := \frac{A_{sf}}{A_{\emptyset 12}} \quad n_{xsf} = 14.838$$

$$A_{x.sf} := A_{\emptyset 12} \cdot 15 \quad A_{x.sf} = 1.696 \text{ m mm}$$

$$s_{sf.x} := \frac{0.5 \cdot 6\text{m}}{15} \quad s_{sf.x} = 0.2 \text{ m}$$

## Felt

### Søylestripe

$$n_{xfs} := \frac{A_{s.minx} \cdot 0.5 \cdot 6}{A_{\emptyset 12}} \quad n_{xfs} = 14.838$$

$$A_{xfs} := A_{\emptyset 12} \cdot 15 \quad A_{xfs} = 1.696 \text{ m mm}$$

$$s_{fsx} := \frac{0.5 \cdot 6\text{m}}{15} \quad s_{fsx} = 0.2 \text{ m}$$

### Feltstripe = Søylestripe

## Kapasitetens bidrag frå slakkarmering

### Støtte

$$M_{xss1} := f_{yd} \cdot \frac{A_{sx.ss1}}{1.5} \cdot z_{sx} \quad M_{xss2} := f_{yd} \cdot A_{s.minx} \cdot z_{sx} \quad M_{xsf} := f_{yd} \cdot A_{s.minx} \cdot z_{sx}$$

$$M_{xss1} = 145.455 \text{ m kN} \quad M_{xss2} = 56.987 \text{ m kN} \quad M_{xsf} = 56.987 \text{ m kN}$$

### Felt

$$M_{xfs} := f_{yd} \cdot A_{s.minx} \cdot z_{sxf}$$

$$M_{xfs} = 58.838 \text{ m kN}$$

### Endelig momentkapasiete for tverrsnittet er :

$$M_{dxss1} := M_{pdxss1} + M_{xss1}$$

$$M_{dxss1} = 860.476 \text{ m kN} \quad M_{dxss1} > M_{ss1x}$$

$$M_{dxss2} := M_{pdxss2} + M_{xss2}$$

$$M_{dxss2} = 772.008 \text{ m kN} \quad M_{dxss2} > M_{ss2x}$$

$$M_{dxsf} := M_{pdxsf} + M_{xsf}$$

$$M_{dxsf} = 593.253 \text{ m kN} \quad M_{dxsf} > M_{sfx}$$

$$M_{dxfs} := M_{pdxfs} + M_{xfs}$$

$$M_{dxfs} = 1488.881 \text{ m kN} \quad M_{dxsf} > M_{fel\text{tm}.xfs}$$

$$M_{dxff} := M_{pdxff} + M_{xfs}$$

$$M_{dxff} = 595.104 \text{ m kN} \quad M_{dxsf} > M_{fel\text{tm}.xff}$$

## Total slakkarmeringsmengd X - RETNING

	mm <sup>2</sup>	
<b>STØTTE</b>		
Søylestripe 1	2212	11 Ø16 c/c136
Søylestripe 2	905	8 Ø12 c/c300
Feltstripe	1696	15 Ø16 c/c200
<b>FELT</b>		
Søylestripe	1696	15 Ø16 c/c200
Feltstripe	1696	15 Ø16 c/c200

## Y - RETNING

### Betongens trykksonekapasitet i Y - RETNING

$$M_{Rdy} := 0.276 \cdot f_{cd1} \cdot b_{ply} \cdot d_{mid}^2 \cdot m \quad M_{Rdy} = 4306.62 \text{ m kN}$$

$$M_{ed.st\ddot{o}tte.y} < M_{Rd}$$

$$\alpha_{d_{midy}} := 0.4 \cdot d_{mid} \cdot \frac{M_{ed.st\ddot{o}tte.y}}{M_{Rdy}} \quad \alpha_{d_{midy}} = 47.115 \text{ mm}$$

$$z_{py} := d_p - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha_{d_{midy}} \quad z_{py} = 235.904 \text{ mm}$$

$$z_{sy} := d_s - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha_{d_{midy}} \quad z_{sy} = 251.154 \text{ mm}$$

$$M_{ed.felt.x} < M_{Rd}$$

$$\alpha_{d_{midyf}} := 0.4 \cdot d_{mid} \cdot \frac{M_{ed.felt.y}}{M_{Rdy}} \quad \alpha_{d_{midyf}} = 35.652 \text{ mm}$$

$$z_{pyf} := d_p - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha_{d_{midyf}} \quad z_{pyf} = 240.489 \text{ mm}$$

$$z_{syf} := d_s - 0.5 \cdot \lambda \cdot \alpha_{d_{midyf}} \quad z_{syf} = 255.739 \text{ mm}$$

### Momentkapasitetsbidrag frå spennarmeringen

For jamt fordelt kablar

$$M_{pdy} := f_{pd} \cdot (4 + 4 + 3) \cdot 600 \text{ mm}^2 \cdot z_{px} \quad M_{pdy} = 1966.308 \text{ m kN} \quad M_{ed.st\ddot{o}tte.y} < M_{pdx}$$

For momentintensitet

$$M_{pdyss1} := f_{pd} \cdot 4 \cdot 600 \text{ mm}^2 \cdot z_{py} \quad M_{pdyss1} = 769.99 \text{ m kN} \quad M_{st\ddot{o}tte.yss1} < M_{pdyss1}$$

$$M_{pdyss2} := f_{pd} \cdot 4 \cdot 600 \text{ mm}^2 \cdot z_{py} \quad M_{pdyss2} = 769.99 \text{ m kN} \quad M_{st\ddot{o}tte.yss2} < M_{pdyss2}$$

$$M_{pdyfs} := f_{pd} \cdot 3 \cdot 600 \text{ mm}^2 \cdot z_{py} \quad M_{pdyfs} = 577.493 \text{ m kN} \quad M_{st\ddot{o}tte.yfs} < M_{pdyfs}$$

$$M_{pdyfs} := f_{pd} \cdot (4 + 4) \cdot 600 \text{ mm}^2 \cdot z_{py} \quad M_{pdyfs} = 1539.98 \text{ m kN} \quad M_{feltm.yfs} < M_{pdyfs}$$

$$M_{pdyff} := f_{pd} \cdot 3 \cdot 600 \text{ mm}^2 \cdot z_{py} \quad M_{pdyff} = 577.493 \text{ m kN} \quad M_{feltm.yff} < M_{pdyff}$$

Ser at ein har tilstrekkelig kapasitet frå Spennarmeringa og det er ikkje naudsynt med tilleggssarmering.

**Minimumsarmering**

$$d_{sy} := t - c_{\min} - \left[ \frac{(20 + 20)\text{mm}}{2} \right] \quad d_{sy} = 260 \text{ mm}$$

$$d_{py} := t - c_{\min} - (12 + 12)\text{mm} - \frac{10.5}{2} \text{ mm} \quad d_{py} = 250.75 \text{ mm}$$

$$d_{\text{mid.ny}} := \frac{d_{sy} + d_{py}}{2} \quad d_{\text{mid.ny}} = 255.375 \text{ mm}$$

$$A_{s.\text{miny}} := 0.26 \cdot \left( \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{yk}} \right) \cdot 1000\text{mm} \cdot d_{\text{mid.ny}}$$

$$A_{s.\text{miny}} = 0.544 \text{ m mm} \quad (544 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$A_{s.\text{miny}} > 0,0013 \cdot b \cdot d \quad \text{OK !!}$$

**Total naudsynt armeringsmengd for å oppretthalde minimumskrav**

For felt er tilstrekkelig armeringsmengd

$$A_{sy.\text{fs}} := A_{s.\text{miny}} \cdot 8 \cdot 0.5 \quad A_{sy.\text{fs}} = 2.178 \text{ m mm}$$

$$A_{sy.\text{ff}} := A_{sy.\text{fs}} \quad A_{sy.\text{ff}} = 2.178 \text{ m mm}$$

For Støtte er tilstrekkelig armeringsmengd

$$A_{sy.\text{ss1}} := A_{s.\text{miny}} \cdot 8 \cdot 0.25 \quad A_{sy.\text{ss1}} = 1.089 \text{ m mm}$$

$$A_{sy.\text{ss2}} := A_{sy.\text{ss1}} \quad A_{sy.\text{ss2}} = 1.089 \text{ m mm}$$

$$A_{sy.\text{sf}} := A_{s.\text{miny}} \cdot 8 \cdot 0.5 \quad A_{sy.\text{sf}} = 2.178 \text{ m mm}$$

**Støtte**

Søylestripe 1

$$n_{y\text{ss1}} := \frac{A_{sy.\text{ss1}}}{A_{\emptyset 12}} \quad n_{y\text{ss1}} = 9.628$$

$$A_{y\text{ss1}} := A_{\emptyset 12} \cdot 10 \quad A_{y\text{ss1}} = 1.131 \text{ m mm}$$

$$s_{\text{ss1y}} := \frac{0.25 \cdot 8\text{m}}{10} \quad s_{\text{ss1y}} = 0.2 \text{ m}$$

Søylestripe 2 = Søylestripe 1

Feltstripe

$$n_{y\text{sf}} := \frac{A_{sy.\text{sf}}}{A_{\emptyset 12}} \quad n_{y\text{sf}} = 19.256$$

$$A_{y\text{sf}} := A_{\emptyset 12} \cdot 20 \quad A_{y\text{sf}} = 2.262 \text{ m mm}$$

$$s_{\text{sf.y}} := \frac{0.5 \cdot 8\text{m}}{20} \quad s_{\text{sf.y}} = 0.2 \text{ m}$$

**Felt**

Søylestripe

$$n_{yfs} := \frac{A_{sy.fs}}{A_{\emptyset 12}} \quad n_{yfs} = 19.256$$

$$A_{yfs} := A_{\emptyset 12} \cdot 20 \quad A_{yfs} = 2.262 \text{ m mm}$$

$$s_{yfs} := \frac{0.5 \cdot 8 \text{ m}}{20} \quad s_{yfs} = 0.2 \text{ m}$$

Feltstripe = Søylestripe

**Kapasitetens bidrag frå slakkarmering**

Sidan alle striper nyttar minimumskrav vil dei momentkapasitetsbidraget frå slakkarmeringa være lik.

$$M_{y_{ss1}} := f_{yd} \cdot A_{s.miny} \cdot z_{sy}$$

$$M_{y_{ss1}} = 59.454 \text{ m kN}$$

$$M_{y_{fs}} := M_{y_{ss1}}$$

$$M_{y_{sf}} = 59.454 \text{ m kN}$$

$$M_{y_{ss2}} := M_{y_{ss1}}$$

$$M_{y_{ss2}} = 59.454 \text{ m kN}$$

$$M_{y_{ff}} := M_{y_{ss1}}$$

$$M_{y_{ff}} = 59.454 \text{ m kN}$$

$$M_{y_{sf}} := M_{y_{ss1}}$$

$$M_{y_{sf}} = 59.454 \text{ m kN}$$

**Endelig momentkapasiete for tverrsnittet er :**

$$M_{dy_{ss1}} := M_{pdy_{ss1}} + M_{y_{ss1}}$$

$$M_{dy_{ss1}} = 829.444 \text{ m kN}$$

$$M_{dy_{ss1}} > M_{ss1y}$$

$$M_{dy_{ss2}} := M_{pdy_{ss2}} + M_{y_{ss2}}$$

$$M_{dy_{ss2}} = 829.444 \text{ m kN}$$

$$M_{dy_{ss2}} > M_{ss2y}$$

$$M_{dy_{sf}} := M_{pdy_{sf}} + M_{y_{sf}}$$

$$M_{dy_{sf}} = 636.946 \text{ m kN}$$

$$M_{dy_{sf}} > M_{sfy}$$

$$M_{dy_{fs}} := M_{pdy_{fs}} + M_{y_{sf}}$$

$$M_{dy_{fs}} = 1599.434 \text{ m kN}$$

$$M_{dy_{fs}} > M_{fel_{tm,yfs}}$$

$$M_{dy_{ff}} := M_{pdy_{ff}} + M_{y_{sf}}$$

$$M_{dy_{ff}} = 636.946 \text{ m kN}$$

$$M_{dy_{ff}} > M_{fel_{tm,yff}}$$

Total slakkarmeringsmengd		Y - RETNING	
<b>STØTTE</b>			
	Søylestripe 1	1131mm <sup>2</sup>	10 Ø12c/c200
	Søylestripe 2	1131mm <sup>2</sup>	10 Ø12c/c200
	Feltstripe	2620mm <sup>2</sup>	20 Ø12c/c200
<b>FELT</b>			
	Søylestripe	2620mm <sup>2</sup>	20 Ø12c/c200
	Feltstripe	2620mm <sup>2</sup>	20 Ø12c/c200

## 4.7 DIMENSJONERING FOR SKJERKRAFT

Kontrollerer skjerspenningane for to tilfeller

Jamt fordelt last

Punktlast (Hjultrykk)

### Reduksjonsbidrag frå spennarmering

Inkludere ikkje bidraget som den nedoverretta ekvivalnete lasta gjev på konstruksjonen, dette fordi infleksjonspunktet er innanfor kontrollsnittet og blir derfor ikkje medrekna. Dette er tilfelle for begge retningar.

Inkluderer bidrag frå spennarmering innanfor kritisk snitt, dvs tilnærming er å inkludere dei to innerste søylestripene.

$$V_{3x.MI} := (V_{3xss1} + V_{3xss2}) \quad V_{3x.MI} = 347.886 \text{ kN}$$

$$V_{1x.MI} := V_{1xss1} + V_{1xss2} \quad V_{1x.MI} = 164.788 \text{ kN}$$

$$V_{ed.sPx} := V_{1x.MI} + V_{3x.MI} \quad V_{ed.sPx} = 512.674 \text{ kN}$$

$$V_{3y.MI} := V_{3yss1} + V_{3yss2} \quad V_{3y.MI} = 329.576 \text{ kN}$$

$$V_{1y.MI} := V_{1yss1} + V_{1yss2} \quad V_{3x.MI} = 347.886 \text{ kN}$$

$$V_{ed.sPy} := (V_{1y.MI} + V_{3y.MI}) \quad V_{ed.sPy} = 485.691 \text{ kN}$$

### Totale skjerbidraget frå spennarmering i x og y retning

$$V_{ed.sP} := V_{ed.sPx} + V_{ed.sPy} \quad V_{ed.sP} = 998.366 \text{ kN}$$

### Bidrag får ytre last

$$V_{Ytre} := q_{Ed} \cdot (6m \cdot 8m) \quad V_{Ytre} = 3384 \text{ kN}$$

### DIMENSJONERANDE SKJERKRAFT

$$V_{ED} := V_{Ytre} - V_{ed.sP} \quad V_{ED} = 2385.634 \text{ kN}$$

## 4.7.1 Skjærspenningskapasitet

$$\begin{aligned} \text{EC2 6.4.4} \quad k_2 &:= 0.18 & \gamma_m &:= 1.5 \\ C_{\text{Rd.c}} &:= \frac{k_2}{\gamma_m} & C_{\text{Rd.c}} &= 0.12 \\ k &:= 1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d_{\text{mid}}}} & k &= 1.873 \end{aligned}$$

### Armeringsareal

Slakkarmering    Frå EC2 6.4.4 ved berekning av armeringsforholdet skal ein betrakta platestripa som søylebreidda + 3\*d. Dette tilsvarer:

$$\text{EC2 9.4.1(2)} \quad d_{\text{søyle}} := 800\text{mm}$$

$$b_{\rho} := d_{\text{søyle}} + 6 \cdot d_{\text{mid}} \quad b_{\rho} = 2.374 \text{ m}$$

For vidare berekning er det tatt utgangspunkt i utreknaslakkarmeringsmengd.

$$A_{\text{sLx}} := 2212 \cdot \text{mm}^2 + \left( \frac{905 \cdot \text{mm}^2}{1.5 \cdot \text{m}} \right) \cdot 0.874 \text{ m} \quad A_{\text{sLx}} = 2.739 \text{ m mm}$$

$$A_{\text{sLy}} := A_{\text{s.miny}} \cdot 2.374 \quad A_{\text{sLy}} = 1.293 \text{ m mm}$$

### Spennarmering

Andel spennarmering som blir inkludert i armeringsforholdet er mengda over same breidd, men sidan injisert system består av 4stk spennkablar pr føringsrøyr er det vanskeleg å eksakt bestemme mengden.

Nyttar mengdene spennarmering i ss1 for begge retningar, sjølv om dette er mindre enn anbefalt av EC2

$$A_{\text{pLx}} := f_{x_{\text{ss1}}} \cdot A_{\text{p}} \quad A_{\text{pLx}} = 2.4 \text{ m mm}$$

$$A_{\text{pLy}} := f_{y_{\text{ss1}}} \cdot A_{\text{p}} \quad A_{\text{pLy}} = 2.4 \text{ m mm}$$

### Armeringsforhold

$$\rho_{\text{ly}} := \frac{A_{\text{sLy}} + A_{\text{pLy}}}{b_{\rho} \cdot d_{\text{mid}}} \quad \rho_{\text{ly}} = 0.006$$

$$\rho_{\text{lx}} := \frac{A_{\text{sLx}} + A_{\text{pLx}}}{b_{\rho} \cdot d_{\text{mid}}} \quad \rho_{\text{lx}} = 0.008$$

$$\rho_1 := \sqrt{\rho_{\text{lx}} \cdot \rho_{\text{ly}}} \quad \rho_1 = 0.007$$

$$\rho_1 < 0.02 \quad \text{OK!}$$

$$k_1 := 0.1$$

Aksialbidrag frå spennarmeringa søylevoutebreidd + 2d tilsvarar i dette tilfellet breidda av sølestripe 1 i x-retning

$$b_{voute} := 1350\text{mm} \cdot 2 \quad b_{voute} = 2.7 \text{ m}$$

$$b_{\sigma} := b_{voute} + 2 \cdot d_{mid} \quad b_{\sigma} = 3.225 \text{ m}$$

For x - retning tilsvarer dette tilnærma same mengd som for ss1 og ss2

$$\sigma_{cx} := \frac{P_{jekk} \cdot (f_{x_{ss1}} + f_{x_{ss2}})}{b_{\sigma} \cdot t} \quad \sigma_{cx} = 6.124 \text{ MPa}$$

For y-retning foreinklar eg å seier at mengd i ss1 + 2 av føringsrøyra I SS2 er fordelt innanfor søylevoutebreidda.

$$\sigma_{cy} := \frac{P_{jekk} \cdot (f_{x_{ss1}} + 2)}{b_{\sigma} \cdot t} \quad \sigma_{cy} = 4.593 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} := \min\left(\frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2}, 0.2 \cdot f_{cd} \cdot \text{MPa}\right) \quad \sigma_{cp} = 5.359 \text{ MPa}$$

$$v_{min} := \left(0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) \text{MPa}$$

$$v_{min} = 0.634 \text{ MPa}$$

Kapasitet

$$v_{Rd.c} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} \text{MPa} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$$

$$v_{Rd.c} = 1.271 \text{ MPa}$$

Minsteverdi

$$v_{Rd.cmin} := v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$$

$$v_{Rd.cmin} = 1.17 \text{ MPa}$$



## 4.7.2 Jamt Fordelt Last

Dimensjonerande skjærspenning

EC2 6.4.2 (8)

$$r_{\text{søyle}} := 400\text{mm}$$

$$l_h := 950\text{mm}$$

$$r_{\text{kontroll}} := r_{\text{søyle}} + l_h + 2 \cdot d_{\text{mid}}$$

$$r_{\text{kontroll}} = 1.875\text{ m}$$

$$u_{\text{kontroll}} := 2 \cdot \pi \cdot r_{\text{kontroll}}$$

$$u_{\text{kontroll}} = 11.779\text{ m}$$

$$\beta := 1.15$$

$$v_{\text{ed}} := \beta \cdot \frac{V_{\text{ED}}}{u_{\text{kontroll}} \cdot d_{\text{mid}}}$$

$$v_{\text{ed}} = 0.888\text{ MPa}$$

$$v_{\text{Rd.c}} > v_{\text{ed}}$$

Tverrsnittet har ikkje tilstrekkelig skjærkapasitet og det er derfor berekningsmessig naudsynt med skjærarmering

## 4.7.3 Skjertrykkapasitet

EC2 6.4.5 (3)

$$r_{\text{voute}} := r_{\text{søyle}} + l_h$$

$$r_{\text{voute}} = 1.35\text{ m}$$

$$u_{\text{voute}} := 2 \cdot \pi \cdot (r_{\text{voute}})$$

$$u_{\text{voute}} = 8.482\text{ m}$$

$$v_{\text{ED.0}} := \beta \cdot \frac{V_{\text{ED}}}{u_{\text{voute}} \cdot d_{\text{mid}}}$$

$$v_{\text{ED.0}} = 1.233\text{ MPa}$$

$$v := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250} \right)$$

$$v = 0.48$$

$$v_{\text{Rd.max}} := \min \left( 0.4 \cdot v \cdot \text{MPa} \cdot f_{\text{cd}}, \frac{1.6 \cdot v_{\text{Rd.c}} \cdot u_{\text{kontroll}}}{\beta \cdot u_{\text{voute}}} \right)$$

$$v_{\text{Rd.max}} = 2.455\text{ MPa}$$

$$v_{\text{ED.0}} \leq v_{\text{Rd.max}} \quad \text{ok !!}$$

## 4.7.4 Punktlast (Hjultrykk)

$$\text{Punktlast} \quad 700\text{ kN (1.0m * 1.0m)}$$

$$Q := 700\text{kN} \cdot 1.5$$

$$Q = 1.05 \times 10^3\text{ kN}$$

*Dimensjonerande skjærkraft frå punktlasta blir funnet ut frå diagram 4.1 og 4.2 i Norsk betongforenings publikasjon 6.*

**Lastflata**

$$t_x := 1000\text{mm} + d_{\text{mid}}$$

$$t_y := t_x$$

**Avstand frå lastflata til opplegg ( s )**

$$s_1 := 2 \cdot d_{\text{mid}}$$

$$\frac{t_x}{t_y} = 1 \quad * \quad \frac{s_1}{t_y} = 0.416 \quad *$$

**Avlest frå diagram:**

$$\text{Diagram 4.1 ( Fast innspent)} \quad k_{v1} := 0.6$$

$$\text{Diagram 4.2 ( Fritt opplagt)} \quad k_{v2} := 0.34$$

$$k_v := \frac{k_{v1} + k_{v2}}{2} \quad k_v = 0.47 \quad ( 50 \% \text{ innspenning} )$$

Nyttar verdi for 50% innspenning

**Skjerkraft blir da:**

$$V_{\text{ED.pkt}} := k_v \cdot \frac{Q}{t_y} \quad V_{\text{ED.pkt}} = 390.93 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$$

**Skjerspenning blir da:**

$$v_{\text{ED.pkt}} := k_v \cdot \frac{Q}{t_y \cdot d_{\text{mid}}} \quad v_{\text{ED.pkt}} = 1.49 \text{ MPa}$$

**Bidrag frå eigenvekt**

$$V_g := g_{\text{plate}} \cdot (6\text{m} \cdot 8\text{m})$$

$$v_{\text{ED.g}} := \beta \cdot \frac{V_g}{u_{\text{kontroll}} \cdot d_{\text{mid}}} \quad v_{\text{ED.g}} = 0.188 \text{ MPa}$$

**Bidrag frå eigenvekt**

$$v_{\text{ED.sp}} := \beta \cdot \frac{-V_{\text{ed.sp}}}{u_{\text{kontroll}} \cdot d_{\text{mid}}} \quad v_{\text{ED.sp}} = -0.371 \text{ MPa}$$

**Dimensjonerande skjerspenning blir då:**

$$v_{\text{ED}} := v_{\text{ED.pkt}} + v_{\text{ED.g}} + v_{\text{ED.sp}}$$

$$v_{\text{ED}} = 1.306 \text{ MPa}$$

$$v_{\text{Rd.c}} = 1.271 \text{ MPa}$$

$$v_{\text{ED}} < v_{\text{Rd.c}}$$

Det er ikkje berekningsmessig naudsynt med skjearmering

## 4.7.5 SKJERARMERINGSMENGD

**Etter EC2 9.4.3 gjev naudsynt snitt der det er naudsynt med skjearmering**

$0.3 \cdot d$	Snitt 1
$(0.3+0.75) \cdot d$	Snitt 2
$(0.3+2 \cdot 0.75) \cdot d$	Snitt 3
$(0.3+2 \cdot 0.75) \cdot d$	Snitt 4

Som skjearmering er det valt å nytta skjehodearmering (T-Hovud) fordelt i aktuelle snitt rundt søylevouta.

*Skjearmering T-hovud  $\varnothing 12$*

$$A_{\varnothing 12} := \pi \cdot \frac{(12\text{mm})^2}{4} \qquad A_{\varnothing 12} = 0.113 \text{ m mm}$$

Får EC2 6.4.5 (1) Der det er naudsynt med skjearmering, nyttar følgjande verdiar og uttrykk

$$u_{\text{kontroll}} = 11.779 \text{ m} \qquad \text{omkrets kritisk kontrollsnitt}$$

$$f_{ck1} := 50$$

$$f_{yk1} := 500$$

$$f_{ywd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$f_{ywd} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$f_{ywd.ef} := \left( 250 + 0.25 \cdot \frac{d_{\text{mid}}}{\text{mm}} \right) \text{MPa} \qquad f_{ywd.ef} = 315.594 \text{ MPa}$$

$$f_{ywd.ef} < f_{ywd} \qquad \text{OK !!}$$

$$s_r := 0.75 \cdot d_{\text{mid}} \qquad s_r = 196.781 \text{ mm}$$

$$\sin \alpha := 1$$

der  $\alpha$  er vinkel mellom skjearmeringen og platens plan

$$\cos \alpha := 0$$

### SNITT 1

$$b_1 := 0.3d_{\text{mid}} \qquad b_1 = 78.713 \text{ mm}$$

$$u_{b1} := (b_1 + r_{\text{voute}}) \cdot 2 \cdot \pi \qquad u_{b1} = 8.977 \text{ m}$$

$$\frac{b_1}{t_y} = 0.062$$

Frå diagram  $k_{v1b1} := 0.76$

$$k_{v2b1} := 0.51$$

$$k_{vb1} := \frac{k_{v1b1} + k_{v2b1}}{2} \qquad k_{vb1} = 0.635$$

**Dimensjonerande skjerspenning i Snitt 1**

Bidrag frå Punktlast

$$v_{\text{pkt.b1}} := k_{\text{vb1}} \cdot \frac{Q}{t_y \cdot d_{\text{mid}}} \quad v_{\text{pkt.b1}} = 2.013 \text{ MPa}$$

Bidrag frå Eigenvekt

$$v_{\text{g.b1}} := \frac{\beta \cdot (V_g)}{u_{\text{b1}} \cdot d_{\text{mid}}} \quad v_{\text{g.b1}} = 0.246 \text{ MPa}$$

Totalt

$$v_{\text{ed.b1}} := v_{\text{g.b1}} + v_{\text{pkt.b1}} + v_{\text{ED.sp}} \quad v_{\text{ed.b1}} = 1.888 \text{ MPa}$$

**Naudsynt Armeringsmengd**

$$A_{\text{sw.b1}} := \left[ \frac{[v_{\text{ed.b1}} - (0.75 \cdot v_{\text{Rd.c}})] \cdot s_r \cdot u_{\text{kontroll}}}{1.5 \cdot f_{\text{ywd.ef}} \cdot \sin \alpha} \right] \quad A_{\text{sw.b1}} = 4.576 \text{ mmm}$$

**Minimumsarmering EC2 9.4.3 (2)**

$$A_{\text{sw.min1}} := \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{\text{ck1}}}}{f_{\text{yk1}} \cdot \frac{1.5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha}{s_r \cdot u_{\text{b1}}}} \quad A_{\text{sw.min1}} = 1.332 \text{ mmm}$$

$$A_{\text{sw.b1}} > A_{\text{sw.min1}}$$

**Tot. Mengd i Snitt**

$$n_{\text{b1}} := \frac{A_{\text{sw.b1}}}{A_{\phi 12}} \quad n_{\text{b1}} = 40.459$$

$$A_1 := 41 \cdot A_{\phi 12} \quad A_1 = 4.637 \text{ mmm}$$

$$s_{\text{b1}} := \frac{u_{\text{b1}}}{41} \quad s_{\text{b1}} = 218.948 \text{ mm}$$

**SNITT 2**

$$b_2 := (0.3 + 0.75) \cdot d_{\text{mid}} \quad b_2 = 275.494 \text{ mm}$$

$$u_{\text{b2}} := (b_2 + r_{\text{voute}}) \cdot 2 \cdot \pi \quad u_{\text{b2}} = 10.213 \text{ m}$$

$$\frac{b_2}{t_y} = 0.218$$

Frå diagram

$$k_{\text{v1b2}} := 0.68$$

$$k_{\text{v2b2}} := 0.41$$

$$k_{\text{vb2}} := \frac{k_{\text{v1b2}} + k_{\text{v2b2}}}{2} \quad k_{\text{vb2}} = 0.545$$

**Dimensjonerende skjerspenning i Snitt 2**

Bidrag frå Punktlast

$$v_{\text{pkt.b2}} := k_{\text{vb2}} \cdot \frac{Q}{t_y \cdot d_{\text{mid}}} \quad v_{\text{pkt.b2}} = 1.728 \text{ MPa}$$

Bidrag frå Eigenvekt

$$v_{\text{g.b2}} := \frac{\beta \cdot (V_{\text{g}})}{u_{\text{b2}} \cdot d_{\text{mid}}} \quad v_{\text{g.b2}} = 0.216 \text{ MPa}$$

Totalt

$$v_{\text{ed.b2}} := v_{\text{g.b2}} + v_{\text{pkt.b2}} + v_{\text{ED.sp}} \quad v_{\text{ed.b2}} = 1.573 \text{ MPa}$$

**Naudsynt Armeringsmengd**

$$A_{\text{sw.b2}} := \left[ \frac{[v_{\text{ed.b2}} - (0.75 \cdot v_{\text{Rd.c}})] \cdot s_r \cdot u_{\text{kontroll}}}{1.5 \cdot f_{\text{ywd.ef}} \cdot \sin \alpha} \right] \quad A_{\text{sw.b2}} = 3.033 \text{ m mm}$$

**Minimumsarmering EC2 9.4.3 (2)**

$$A_{\text{sw.min2}} := \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{\text{ck1}}}}{\frac{f_{\text{yk1}}}{1.5 \sin \alpha + \cos \alpha}} \quad A_{\text{sw.min2}} = 1.516 \text{ m mm}$$

$$A_{\text{sw.b2}} > A_{\text{sw.min2}}$$

**Tot. Mengd i Snitt**

$$n_{\text{b2}} := \frac{A_{\text{sw.b2}}}{A_{\phi 12}} \quad n_{\text{b2}} = 26.817$$

$$A_2 := 27 \cdot A_{\phi 12} \quad A_2 = 3.054 \text{ m mm}$$

$$s_{\text{b2}} := \frac{u_{\text{b2}}}{27} \quad s_{\text{b2}} = 378.27 \text{ mm}$$

**SNITT 3**

$$b_3 := (0.3 + 2 \cdot 0.75) \cdot d_{\text{mid}} \quad b_3 = 472.275 \text{ mm}$$

$$u_{\text{b3}} := (b_3 + r_{\text{voute}}) \cdot 2 \cdot \pi \quad u_{\text{b3}} = 11.45 \text{ m}$$

$$\frac{b_3}{t_y} = 0.374$$

Frå diagram  $k_{\text{v1b3}} := 0.62$

$$k_{\text{v2b3}} := 0.35$$

$$k_{\text{vb3}} := \frac{k_{\text{v1b3}} + k_{\text{v2b3}}}{2} \quad k_{\text{vb3}} = 0.485$$

**Dimensjonerande skjerspenning i Snitt 3**

Bidrag frå Punktlast

$$v_{\text{pkt.b3}} := k_{\text{vb3}} \cdot \frac{Q}{t_y \cdot d_{\text{mid}}} \quad v_{\text{pkt.b3}} = 1.538 \text{ MPa}$$

Bidrag frå Eigenvekt

$$v_{\text{g.b3}} := \frac{\beta \cdot (V_g)}{u_{\text{b3}} \cdot d_{\text{mid}}} \quad v_{\text{g.b3}} = 0.193 \text{ MPa}$$

Totalt

$$v_{\text{ed.b3}} := v_{\text{g.b3}} + v_{\text{pkt.b3}} + v_{\text{ED.sp}} \quad v_{\text{ed.b3}} = 1.359 \text{ MPa}$$

**Naudsynt Armeringsmengd**

$$A_{\text{sw.b3}} := \left[ \frac{[v_{\text{ed.b3}} - (0.75 \cdot v_{\text{Rd.c}})] \cdot s_r \cdot u_{\text{kontroll}}}{1.5 \cdot f_{\text{ywd.ef}} \cdot \sin \alpha} \right] \quad A_{\text{sw.b3}} = 1.987 \text{ m mm}$$

**Minimumsarmering EC2 9.4.3 (2)**

$$A_{\text{sw.min3}} := \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{\text{ck1}}}}{f_{\text{yk1}} \cdot \frac{1.5 \sin \alpha + \cos \alpha}{s_r \cdot u_{\text{b3}}}} \quad A_{\text{sw.min3}} = 1.699 \text{ m mm}$$

$$A_{\text{sw.b3}} > A_{\text{sw.min3}}$$

**Tot. Mengd i Snitt**

$$n_{\text{b3}} := \frac{A_{\text{sw.b3}}}{A_{\phi 12}} \quad n_{\text{b3}} = 17.57$$

$$A_3 := 18 \cdot A_{\phi 12} \quad A_3 = 2.036 \text{ m mm}$$

$$s_{\text{b3}} := \frac{u_{\text{b3}}}{18} \quad s_{\text{b3}} = 636.094 \text{ mm}$$

**SNITT 4**

$$b_4 := (0.3 + 3 \cdot 0.75) \cdot d_{\text{mid}} \quad b_4 = 669.056 \text{ mm}$$

$$u_{\text{b4}} := (b_4 + r_{\text{voute}}) \cdot 2 \cdot \pi \quad u_{\text{b4}} = 12.686 \text{ m}$$

$$\frac{b_4}{t_y} = 0.53$$

Frå diagram

$$k_{\text{v1b4}} := 0.55$$

$$k_{\text{v2b4}} := 0.32$$

$$k_{\text{vb4}} := \frac{k_{\text{v1b4}} + k_{\text{v2b4}}}{2}$$

$$k_{\text{vb4}} = 0.435$$

**Dimensjonerande skjerspenning i Snitt 4**

Bidrag frå Punktlast

$$v_{\text{pkt.b4}} := k_{\text{vb4}} \cdot \frac{Q}{t_y \cdot d_{\text{mid}}} \quad v_{\text{pkt.b4}} = 1.379 \text{ MPa}$$

Bidrag frå Eigenvekt

$$v_{\text{g.b4}} := \frac{\beta \cdot (V_g)}{u_{\text{b4}} \cdot d_{\text{mid}}} \quad v_{\text{g.b4}} = 0.174 \text{ MPa}$$

Totalt

$$v_{\text{ed.b4}} := v_{\text{g.b4}} + v_{\text{pkt.b4}} + v_{\text{ED.sp}} \quad v_{\text{ed.b4}} = 1.182 \text{ MPa}$$

$$v_{\text{Rd.c}} > v_{\text{ed.b4}}$$

## EC2 9.4.3

Dette er det ytterste snittet der det ikkje lenger er naudsynt med skjerarmering, skjerarmerer i snitt 1 - 4 med utrekna mengder.





## VEDLEGG 5

### Bruksgrenseberegning for Slakkarmert Flatdekke

#### 5.1 Føresetnad for berekning

5.1.1 Kryp

5.1.2 Langtids E-Modul

#### 5.2 Bøyestivleik

#### 5.3 Risskontroll

#### 5.4 Nedbøying

5.4.1 Nedbøying

5.4.2 Langtidsnedbøying

5.4.3 Punktlast

5.4.4 Deformasjonskrav

## 5.1 Føresetnad for berekning

Laster

Egenvekt	$g_{pl} := 0.5 \times 25$	$g_{pl} = 12.5$
Nyttelast	$p := 40$	
Dimensjonerande	$q_{ed} := g_{pl} + p$	$q_{ed} = 52.5$

### 5.1.1 Kryp

For å finne kryptall brukt EC2 Tillegg B

$E_p := 196000$	$\gamma_p := 1.15$
$E_{cm} := 37000$	$f_{cm} := 58$

Betongens E-modul blir ikkje forandra når ein belastar etter 28 døgn, men for å illustrere dette syner ein utrekninga etter Eurokode.

Etter EC2 3.1.2 (6) får følgjande E-Modul

$t_0 := 28$	Antar pålastning etter 28 døgn
$s_{\text{sement}} := 0.385$	Klasse S

$$\beta_{cc} := e^{s_{\text{sement}} \left[ 1 - \left( \frac{28}{t_0} \right)^{0.5} \right]} \quad \beta_{cc} = 1$$

$$f_{cmt} := \beta_{cc} \cdot f_{cm} \quad f_{cmt} = 58$$

$$E_{cm1} := \left( \frac{f_{cmt}}{f_{cm}} \right)^{0.3} \cdot E_{cm} \quad E_{cm1} = 37000$$

Finner så langtids E-modul

Nyttar EC2 Tillegg B

$t := 18250$	Betrakta tidspunkt 50år
$RH := 70$	Relativ fuktighet

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

$$\alpha_1 = 0.702 \quad \alpha_2 = 0.904 \quad \alpha_3 = 0.777$$

$$b_x := 3000 \quad b_y := 4000$$

$$t_{pl} := 500$$

$A_{cx} := 1000\text{mm} \cdot t_{pl}$	$A_{cx} = 500 \text{ m}$	Tverrsnittsarealet
$u_x := 2 \cdot 1000\text{mm}$	$u_x = 2 \text{ m}$	Konstruksjonsdelens omkrets i kontakt med atmosfæren.
$h_0 := 2 \cdot \frac{A_{cx}}{u_x}$	$h_0 = 500$	Effektive tverrsnittstjukkning
$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}$	$\beta_{fcm} = 2.206$	Faktor som tek omsyn til verknaden av betongfastleik på det nomerte kryptallet
$\beta_H := 1.5 \left[ 1 + (0.012RH)^{18} \right] h_0 + 250\alpha_3$		Faktor som avhenger av RH og effektive tverrsnittstjukkning
$\beta_H = 976.72$		
$kryp_{RH} := \left[ 1 + \frac{\left( 1 - \frac{RH}{100} \right) \cdot \alpha_1}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \right] \cdot \alpha_2$		Faktor som tek omsyn til RH på det normerte kryptallet
$kryp_{RH} = 1.144$		
$\beta_{t0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}}$	$\beta_{t0} = 0.488$	Faktor som tek omsyn til betongens alder på det normerte kryptallet
$\beta_c := \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3}$	$\beta_c = 0.984$	Faktor som skildrar kryptutvikling i forhold til tid etter belastning

Det endelege kryptallet blir då:

$$kryp := kryp_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} \cdot \beta_c \qquad kryp = 1.213$$

### **5.1.2 Langtids E-Modul**

Langtids E-Modul :

$$E_{cL} := \frac{E_{cm1}}{1 + kryp} \qquad E_{cL} = 16717.072 \text{ MPa}$$

## 5.2 Bøvestivleik

Frå tidlegare berekningar er det funnet at armeringsbehovet i dei to retningane er henholdsvis:

Felt	$A_{sx} := 2600$	$A_{sy} := 1650$
------	------------------	------------------

Søylestripe	$A_{sx2} := 7344$	$A_{sy2} := 4130$
-------------	-------------------	-------------------

$$E_s := 200000$$

$$d := 405$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{cm}} \quad \eta = 5.405$$

Feltstripe

$$\rho_x := \frac{A_{sx}}{1000 \cdot d} \quad \rho_x = 0.006$$

$$\rho_y := \frac{A_{sy}}{1000 \cdot d} \quad \rho_y = 0.004$$

$$\alpha_x := \sqrt{(\eta \cdot \rho_x)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho_x} - \eta \cdot \rho_x \quad \alpha_x = 0.231$$

$$\alpha_y := \sqrt{(\eta \cdot \rho_y)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho_y} - \eta \cdot \rho_y \quad \alpha_y = 0.189$$

Søylestripe

$$\rho_{x2} := \frac{A_{sx2}}{1000 \cdot d} \quad \rho_{x2} = 0.018$$

$$\rho_{y2} := \frac{A_{sy2}}{1000 \cdot d} \quad \rho_{y2} = 0.01$$

$$\alpha_{x2} := \sqrt{(\eta \cdot \rho_{x2})^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho_{x2}} - \eta \cdot \rho_{x2} \quad \alpha_{x2} = 0.355$$

$$\alpha_{y2} := \sqrt{(\eta \cdot \rho_{y2})^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho_{y2}} - \eta \cdot \rho_{y2} \quad \alpha_{y2} = 0.281$$

Feltstripene

$$I_{c2x} := \frac{b_x \cdot (\alpha_x \cdot d)^3}{3} \quad I_{c2x} = 8.19 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{c2y} := \frac{b_y \cdot (\alpha_y \cdot d)^3}{3} \quad I_{c2y} = 5.98 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{s2x} := A_{sx} \cdot [(1 - \alpha_x) \cdot d]^2 \quad I_{s2x} = 2.522 \times 10^8$$

$$I_{s2y} := A_{sy} \cdot [(1 - \alpha_y) \cdot d]^2 \quad I_{s2y} = 1.78 \times 10^8$$

Søylestripene

$$I_{c2x2} := \frac{b_x \cdot (\alpha_{x2} \cdot d)^3}{3} \quad I_{c2x2} = 2.984 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{c2y2} := \frac{b_y \cdot (\alpha_{y2} \cdot d)^3}{3} \quad I_{c2y2} = 1.975 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{s2x2} := A_{sx2} \cdot [(1 - \alpha_{x2}) \cdot d]^2 \quad I_{s2x2} = 5.004 \times 10^8$$

$$I_{s2y2} := A_{sy2} \cdot [(1 - \alpha_{y2}) \cdot d]^2 \quad I_{s2y2} = 3.498 \times 10^8$$

### **Totale bøystivleiken blir då:**

Feltstripene

$$EI_x := E_{cm} \cdot I_{c2x} + E_s \cdot I_{s2x} \quad EI_x = 8.074 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

$$EI_y := E_{cm} \cdot I_{c2y} + E_s \cdot I_{s2y} \quad EI_y = 5.773 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

Søylestripene

$$EI_{x2} := E_{cm} \cdot I_{c2x2} + E_s \cdot I_{s2x2} \quad EI_{x2} = 2.105 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

$$EI_{y2} := E_{cm} \cdot I_{c2y2} + E_s \cdot I_{s2y2} \quad EI_{y2} = 1.43 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

### **Totale Langtids bøystivleiken blir då:**

Feltstripene

$$EI_{xL} := E_{cL} \cdot I_{c2x} + E_s \cdot I_{s2x} \quad EI_{xL} = 6.413 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

$$EI_{yL} := E_{cL} \cdot I_{c2y} + E_s \cdot I_{s2y} \quad EI_{yL} = 4.56 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

Søylestripene

$$EI_{xL2} := E_{cL} \cdot I_{c2x2} + E_s \cdot I_{s2x2} \quad EI_{xL2} = 1.5 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

$$EI_{yL2} := E_{cL} \cdot I_{c2y2} + E_s \cdot I_{s2y2} \quad EI_{yL2} = 1.03 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

### 5.3 Risskontroll ved beregning av rissvidde

Grenseverdi får EC2, NA.7.3.1 Tabell NA.7.1N

$$c_{\text{nom}} := 70$$

$$c_{\text{min.dur}} := 60$$

$$k_c := \frac{c_{\text{nom}}}{c_{\text{min.dur}}} \quad k_c = 1.167$$

$$w_{\text{max}} := 0.3\text{mm} \cdot k_c \quad w_{\text{max}} = 0.35 \text{ mm}$$

Til sikker side å anta at 1 i korleksjon for overdekning , og ynskjer pga konstruksjonen er lokalisert i eit svært korrosivt miljø å nytta maks tillatt rissvidde lik 0.3mm

Kravet til maksimal rissvidde kan kontrollerast ved armeringsspenning relatert til armeringsdiameter og senteravstand eller ved å direkte berekna rissvidda  $w_k$

Beregning av rissvidden etter EC2 7.4.3 (2)

$$M_{\text{feltx}} := 320 \quad \text{Største feltmoment ( x - retning )} \quad \text{Breidde} = 3\text{meter}$$

$$M_{\text{felty}} := 180 \quad \text{Største feltmoment ( y - retning )} \quad \text{Breidde} = 4\text{meter}$$

$$M_{\text{fsx}} := 1.2 \cdot M_{\text{feltx}} \quad M_{\text{fsx}} = 384 \quad \text{Søylestripe i Felt}$$

$$M_{\text{ffy}} := 0.8 \cdot M_{\text{felty}} \quad M_{\text{ffy}} = 144 \quad \text{Feltstripe i Felt}$$

Armeringsspenning

$$\sigma_{\text{sx}} := E_s \cdot \frac{M_{\text{fsx}} \cdot 10^6 \cdot (1 - \alpha_x) \cdot d}{EI_{\text{xL}}} \quad \sigma_{\text{sx}} = 372.976$$

$$\sigma_{\text{sy}} := E_s \cdot \frac{M_{\text{ffy}} \cdot 10^6 \cdot (1 - \alpha_y) \cdot d}{EI_{\text{yL}}} \quad \sigma_{\text{sy}} = 207.457$$

Største Rissavstand

EC2 7.3.4 (3)

$$c_{\text{od}} := 70 \quad \text{Lengdearmeringens overdekning}$$

$$\phi_{25} := 25 \quad \text{Armeringsdiameter}$$

$$h := 450 \quad \text{Platetjukk}$$

$$k_1 := 0.8$$

$$k_2 := 0.5$$

Faktorer henta frå EC2

$$k_3 := 3.4$$

$$k_4 := 0.425$$

$$h_{\text{c.efx}} := \min \left[ \frac{h}{2}, 2.5 \cdot (h - d), \frac{h - \alpha_x \cdot d}{3} \right] \quad h_{\text{c.efx}} = 112.5$$

$$h_{\text{c.efy}} := \min \left[ \frac{h}{2}, 2.5 \cdot (h - d), \frac{h - \alpha_y \cdot d}{3} \right] \quad h_{\text{c.efy}} = 112.5$$

$$A_{c.effx} := 1000 \cdot h_{c.efx} \quad A_{c.effx} = 1.125 \times 10^5$$

$$A_{c.effy} := 1000 \cdot h_{c.efy} \quad A_{c.effy} = 1.125 \times 10^5$$

$$\rho_{p.effx} := \frac{A_{sx}}{A_{c.effx}} \quad \rho_{p.effx} = 0.023$$

$$\rho_{p.effy} := \frac{A_{sy}}{A_{c.effy}} \quad \rho_{p.effy} = 0.015$$

EC2 7.3.4.(3)

$$s_{r.max.x} := k_3 \cdot c_{od} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_{25}}{\rho_{p.effx}} \quad s_{r.max.x} = 421.894$$

$$s_{r.max.y} := k_3 \cdot c_{od} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_{25}}{\rho_{p.effy}} \quad s_{r.max.y} = 527.773$$

Dersom senteravstanden er større enn  $5 \cdot \left( c_{od} + \frac{\phi_{25}}{2} \right) = 412.5$

nyttar ein følgjande formel for å finna endeleg rissavstand

$$s_{r.maxx} := 1.3 \cdot (h - \alpha_x \cdot d) \quad s_{r.maxx} = 463.369$$

I dette tilfelle er senteravstanden i strekksona er mindre enn 412.5mm

*Tøyingsdifferanse*

$$f_{ctm} := 3.8 \quad k_t := 0.4$$

$$f_{ct.eff} := f_{ctm}$$

$$\varepsilon_{diff.x} := \frac{\sigma_{sx} - k_t \cdot \left( \frac{f_{ct.eff}}{\rho_{p.effx}} \right) \cdot (1 + \eta \cdot \rho_{p.effx})}{E_s} \quad \varepsilon_{diff.x} = 1.495 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{diff.y} := \frac{\sigma_{sy} - k_t \cdot \left( \frac{f_{ct.eff}}{\rho_{p.effy}} \right) \cdot (1 + \eta \cdot \rho_{p.effy})}{E_s} \quad \varepsilon_{diff.y} = 4.78 \times 10^{-4}$$

Berekna rissvidde

$$w_{k,x} := s_{r.max.x} \cdot \varepsilon_{diff.x} \quad w_{k,x} = 0.631$$

$$w_{k,y} := s_{r.max.y} \cdot \varepsilon_{diff.y} \quad w_{k,y} = 0.252$$

Ser at berekna rissvidder er større enn tillatt. Legger inn meir armering i det aktuelle snittet for å sikre krav til rissviddene. Dette gjer at ein får auka bidrag til stivleiken som resultere i mindre nedbøying.

Ei endring i armeringsareal resulterte i at risskrav er opprettholdt. Følgjande rissvidder med auka armeringsareal

Ny armeringsmengd

$$A_{sx.NY} := 5000 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad w_{k1} := 0.255$$

$$A_{sy.NY} := 1700 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad w_{k2} := 0.241$$

$$w_{\max} > w_k$$

## 5.4 Nedbøying

### Kontroll om Nedbøyingsberegning kan utelates

Etter EC2 7.4.2 skal følgjande krav

$$K_{\text{system}} := 1.2 \quad \text{Flatdekke Tabell 7.4N}$$

$$f_{ck} := 50$$

$$\rho_0 := 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$\rho_0 = 7.071 \times 10^{-3}$$

$$\frac{L}{d} < K_{\text{system}} \cdot \left( 11 + 1.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho_x} \right) \quad \text{sidan } \rho_x > \rho_0$$

$$x := K_{\text{system}} \cdot \left( 11 + 1.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho_x} \right) \quad x = 27.219$$

$$L_{\text{feltx}} := 8000$$

$$\frac{L_{\text{feltx}}}{d} = 19.753$$

$$\frac{L_{\text{feltx}}}{d} < x \quad \text{Etter EC2 er det ikkje naudsynt med nedbøyingsberegning, men vel å syna effekten nedbøyinga gjev på flatdekket.}$$

### 5.4.1 Nedbøying

Etter NB publikasjon 33 skal ein ved nedbøyingsberegning nytta nedbøying i platemidte, dvs nedbøyinga er summen av nedbøying i feltstripe i y-retning og nedbøying av søylestripe i x-retning.

Formler henta frå formelsamling

Sidan flatdekket har søyleforsterking i form av vouter, vil lengden utsatt for nedbøying blir redusert. Lengden blir spennvidde - 50% av voutebreidda. Dette er ein antakelse, i staden for å bruke spennvidda - 100% voutebredde, nyttar 50% av voutebreidda pga er rimeleg å anta at stivleiken ikkje er uendeleg i voutekant.



$$L_{\delta fx} := 8000 - 0.5 \cdot 2700 \quad L_{\delta fx} = 6650$$

$$L_{\delta fy} := 6000 - 0.5 \cdot 2700 \quad L_{\delta fy} = 4650$$

$$L_{\delta ux} := 4000 - 0.5 \cdot 1350 \quad L_{\delta ux} = 3325$$

$$L_{\delta uy} := 3000 - 0.5 \cdot 1350 \quad L_{\delta uy} = 2325$$

Tilleggsarmeringa pga. rissviddene gjer auka Stivleik i Feltstripene.

$$EI_{NYx} := 1.488 \cdot 10^{14}$$

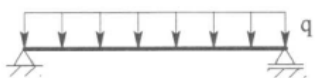
$$EI_{NYy} := 5.948 \cdot 10^{13}$$

med langtids E-modul

$$EI_{NYxL} := 1.105 \cdot 10^{14}$$

$$EI_{NYyL} := 4.679 \cdot 10^{13}$$

### I Felt



$$\delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 EI}$$

### Feltstripene

Total Spennvidd

$$\delta_{2fx} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{ed} \cdot 8000^4}{EI_{NYx}} \quad \delta_{2fx} = 18.817$$

$$\delta_{2fy} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{ed} \cdot 6000^4}{EI_{NYy}} \quad \delta_{2fy} = 14.895$$

Redusert spennvidd

$$\delta_{fx} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{ed} \cdot L_{\delta fx}^4}{EI_{NYx}} \quad \delta_{fx} = 8.984$$

$$\delta_{fy} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{ed} \cdot L_{\delta fy}^4}{EI_{NYy}} \quad \delta_{fy} = 5.373$$

**Søylestripene**

Total Spennvidd

$$\delta_{2fx2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{ed} \cdot 8000^4}{EI_{x2}} \quad \delta_{2fx2} = 13.303$$

$$\delta_{2fy2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{ed} \cdot 6000^4}{EI_{y2}} \quad \delta_{2fy2} = 6.195$$

Redusert spennvidd

$$\delta_{fx2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{ed} \cdot L \delta_{fx}^4}{EI_{x2}} \quad \delta_{fx2} = 6.351$$

$$\delta_{fy2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{ed} \cdot L \delta_{fy}^4}{EI_{y2}} \quad \delta_{fy2} = 2.235$$

**Nedbøyingsbidrag****Total Spennvidde**

$$\delta_{2f1R} := \delta_{2fx} + \delta_{2fy2} \quad \text{eller} \quad \delta_{2f2R} := \delta_{2fy} + \delta_{2fx2}$$

$$\delta_{2f1R} = 25.012 \quad \delta_{2f2R} = 28.198$$

Middelverdi

$$\delta_{2fR} := \frac{\delta_{2f1R} + \delta_{2f2R}}{2} \quad \delta_{2fR} = 26.605$$

**Redusert Spennvidde**

$$\delta_{f1R} := \delta_{fx} + \delta_{fy2} \quad \text{eller} \quad \delta_{f2R} := \delta_{fy} + \delta_{fx2}$$

$$\delta_{f1R} = 11.219 \quad \delta_{f2R} = 11.725$$

Middelverdi

$$\delta_{fR} := \frac{\delta_{f1R} + \delta_{f2R}}{2} \quad \delta_{fR} = 11.472$$

Total nedbøying platemidte(Redusert spennvidd):

$$\delta_{fR} = 11.472$$

Total nedbøying platemidte(Total spennvidd):

$$\delta_{2fR} = 26.605$$

**For utkrager**

$$\delta_{ux} := \frac{q_{ed} \cdot L \delta_{ux}^4}{8EI_{NYx}} \quad \delta_{ux} = 5.391$$

$$\delta_{uy} := \frac{q_{ed} \cdot L \delta_{uy}^4}{8EI_{NYy}} \quad \delta_{uy} = 3.224$$

Ser frå berekning at det er i Platemidte ein har størst nedbøying

**5.4.2 Langtidsnedbøying****I Felt****Feltstripe**

Total Spennvidde

$$\delta_{2fxL} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{ed} \cdot 8000^4}{EI_{NYxL}} \quad \delta_{2fxL} = 25.339$$

$$\delta_{2fyL} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{ed} \cdot 6000^4}{EI_{NYyL}} \quad \delta_{2fyL} = 18.934$$

Redusert Spennvidde

$$\delta_{fxL} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{ed} \cdot L \delta_{fx}^4}{EI_{NYxL}} \quad \delta_{fxL} = 12.098$$

$$\delta_{fyL} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{ed} \cdot L \delta_{fy}^4}{EI_{NYyL}} \quad \delta_{fyL} = 6.831$$

**Søylestripe**

Total Spennvidde

$$\delta_{2fxL2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{ed} \cdot 8000^4}{EI_{xL2}} \quad \delta_{2fxL2} = 18.671$$

$$\delta_{2fyL2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{ed} \cdot 6000^4}{EI_{yL2}} \quad \delta_{2fyL2} = 8.604$$

Redusert Spennvidde

$$\delta_{fxL2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{ed} \cdot L \delta_{fx}^4}{EI_{xL2}} \quad \delta_{fxL2} = 8.915$$

$$\delta_{fyL2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{ed} \cdot L \delta_{fy}^4}{EI_{yL2}} \quad \delta_{fyL2} = 3.104$$

**Nedbøyingsbidrag****Total Spennvidde**

$$\delta_{2f1TL} := \delta_{2fxL} + \delta_{2fyL2} \quad \text{eller} \quad \delta_{2f2TL} := \delta_{2fyL} + \delta_{2fxL2}$$

$$\delta_{2f1TL} = 33.944 \quad \delta_{2f2TL} = 37.606$$

Middelverdi

$$\delta_{2fTL} := \frac{\delta_{2f1TL} + \delta_{2f2TL}}{2} \quad \delta_{2fTL} = 35.775$$

**Redusert Spennvidde**

$$\delta_{f1RL} := \delta_{fxL} + \delta_{fyL2} \quad \text{eller} \quad \delta_{f2RL} := \delta_{fyL} + \delta_{fxL2}$$

$$\delta_{f1RL} = 15.202 \quad \delta_{f2RL} = 15.745$$

Middelverdi

$$\delta_{fRL} := \frac{\delta_{f1RL} + \delta_{f2RL}}{2} \quad \delta_{fRL} = 15.474$$

Total nedbøying platemidte(Redusert spennvidd):

$$\delta_{fRL} = 15.474$$

Total nedbøying platemidte(Total spennvidd):

$$\delta_{2fTL} = 35.775$$

Frå tidlegare berekningar er det i platemidte det er størst nedbøying, treng eigentleg ikkje berekne langtidssnebøying for utkrager, men har valgt å ta det med for å syna at det er forskjell. Har berre gjort berekningar med tanke på redusert spennvidd.

**For utkrager****Feltstripene**

$$\delta_{uxL} := \frac{q_{ed} \cdot L^4 \delta_{ux}}{8EI_{NYxL}} \quad \delta_{uxL} = 7.259$$

$$\delta_{uyL} := \frac{q_{ed} \cdot L^4 \delta_{uy}}{8EI_{NYyL}} \quad \delta_{uyL} = 4.098$$

**Søylestripene**

$$\delta_{uxL2} := \frac{q_{ed} \cdot L^4 \delta_{ux}}{8EI_{xL2}} \quad \delta_{uxL2} = 5.349$$

$$\delta_{uyL2} := \frac{q_{ed} \cdot L^4 \delta_{uy}}{8EI_{yL2}} \quad \delta_{uyL2} = 1.862$$

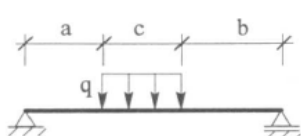
### 5.4.3 NEDBØYING AV PLATEMIDT V/ PUNKTLAST

For beregning av nedbøying for punktlast nyttar ein stivleik i dei respektive retningane som for jamt fordelt.

Punktlast  $q=700\text{kN}$  fordelt over  $1\text{m}\cdot 1\text{m}$

$$q_{\text{pkt}} := 700$$

#### Nedbøying for Punktlast (Felt)



$$\delta = \frac{q \cdot L^4}{384EI} \cdot (5 - 12\alpha^2 + 8\alpha^4 - 12\beta^2 + 8\beta^4)$$

$$\beta = \frac{b}{L} \quad \alpha = \frac{a}{L}$$

$$\alpha_{xL} := \frac{2825}{L_{\delta fx}} \quad \alpha_{xL} = 0.425$$

$$\alpha_{yL} := \frac{1825}{L_{\delta fy}} \quad \alpha_{yL} = 0.392$$

$$\beta_{xL} := \alpha_{xL}$$

$$\beta_{yL} := \alpha_{yL}$$

$$\delta_{\text{pkt}x} := \frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{\text{pkt}} \cdot L_{\delta fx}^4}{EI_{NYx}} \right) \cdot (5 - 12\alpha_{xL}^2 + 8\alpha_{xL}^4 - 12\beta_{xL}^2 + 8\beta_{xL}^4) \quad \delta_{\text{pkt}x} = 28.508$$

$$\delta_{\text{pkt}y} := \frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{\text{pkt}} \cdot L_{\delta fy}^4}{EI_{NYy}} \right) \cdot (5 - 12\alpha_{yL}^2 + 8\alpha_{yL}^4 - 12\beta_{yL}^2 + 8\beta_{yL}^4) \quad \delta_{\text{pkt}y} = 24.112$$

$$\delta_{\text{pkt}x2} := \frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{\text{pkt}} \cdot L_{\delta fx}^4}{EI_{x2}} \right) \cdot (5 - 12\alpha_{xL}^2 + 8\alpha_{xL}^4 - 12\beta_{xL}^2 + 8\beta_{xL}^4) \quad \delta_{\text{pkt}x2} = 20.154$$

$$\delta_{\text{pkt}y2} := \frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{\text{pkt}} \cdot L_{\delta fy}^4}{EI_{y2}} \right) \cdot (5 - 12\alpha_{yL}^2 + 8\alpha_{yL}^4 - 12\beta_{yL}^2 + 8\beta_{yL}^4) \quad \delta_{\text{pkt}y2} = 10.028$$

Nedbøying frå punktlast

$$\delta_{21} := \delta_{\text{pkt}x} + \delta_{\text{pkt}y2}$$

eller

$$\delta_{22} := \delta_{\text{pkt}y} + \delta_{\text{pkt}x2}$$

$$\delta_{21} = 38.536$$

$$\delta_{22} = 44.266$$

Middelverdi

$$\delta_{\text{pkt.R}} := \frac{\delta_{21} + \delta_{22}}{2}$$

$$\delta_{\text{pkt.R}} = 41.401$$

### 5.4.4 Deformasjonskrav (EC2 er gitt i 7.4.1.(5))

$$\delta_{\text{max}} < \frac{\text{Spennvidde}}{500}$$

$$\delta_{\text{maxT}} := \frac{8000}{500}$$

$$\delta_{\text{maxT}} = 16$$

$$\delta_{\text{maxR}} := \frac{L_{\delta fx}}{500}$$

$$\delta_{\text{maxR}} = 13.3$$



## VEDLEGG 6

### Bruksgrenseberegning for Spennarmert Flatdekke med Uinjisert Spennsystem

- 6.1 Føresetnad for berekning**
- 6.2 Spenningsberekning**
- 6.3 Nedbøying**
  - 6.3.1 Bøystivleik
  - 6.3.2 Bidrag frå spennarmering
  - 6.3.3 Bidrag frå ytre laster
  - 6.3.4 Total nedbøying
- 6.4 Langtidsnedbøying**
  - 6.4.1 Bidrag frå Spennarmeringa
  - 6.4.2 Bidrag frå ytre laster
  - 6.4.1 Total langtidsnedbøying
- 6.5 Nedbøying pga. Punktlast**

## 6.1 Føresetnad for beregning

Kraft i spennarmering	$P := 182\text{kN}$		
Stripe breidder	$x := 8000\text{mm}$	$y := 6000\text{mm}$	
	$b_{\text{Xsf}} := 3000\text{mm}$	$b_{\text{XSS}} := 1500\text{mm}$	
	$b_{\text{Ysf}} := 4000\text{mm}$	$b_{\text{YSS}} := 2000\text{mm}$	
			i feltstripe i søylestripe
Platetjukk	$t_{\text{pl}} := 350\text{mm}$		
Overdekning	$c_{\text{min}} := 70\text{mm}$		
	$d_{\text{s}} := t_{\text{pl}} - c_{\text{min}} - 20\text{mm}$	$d_{\text{s}} = 260\text{mm}$	
	$d_{\text{p}} := d_{\text{s}} - 10.5\text{mm}$	$d_{\text{p}} = 249.5\text{mm}$	
	$d_{\text{mid}} := \frac{d_{\text{s}} + d_{\text{p}}}{2}$	$d_{\text{mid}} = 254.75\text{mm}$	
Eksentrisiteter	$e_{\text{x}} := 95\text{mm}$	$h_{\text{x}} := 2e_{\text{x}}$	$h_{\text{x}} = 190\text{mm}$
	$e_{\text{y}} := 90\text{mm}$	$h_{\text{y}} := 2e_{\text{y}}$	$h_{\text{y}} = 180\text{mm}$
Laster i bruksgrense	Egenvekt	$g_{\text{pl}} := t_{\text{pl}} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$g_{\text{pl}} = 8.75 \frac{1}{\text{m}^2} \text{kN}$
	Nyttelast	$p := 40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	
	Dimensjonerande	$q_{\text{ed}} := g_{\text{pl}} + p$	$q_{\text{ed}} = 48.75 \frac{1}{\text{m}^2} \text{kN}$
	Balserande last	$q_{\text{bal}} := g_{\text{pl}} + 0.3 \cdot p$	$q_{\text{bal}} = 20.75 \frac{1}{\text{m}^2} \text{kN}$
Spennarmering	$A_{\text{p}} := 150\text{mm}^2$		
	$E_{\text{p}} := 196000\text{MPa}$		
	$\gamma_{\text{p}} := 1.15$		
Betong B50	$E_{\text{cm}} := 37000\text{MPa}$		
	$f_{\text{ck}} := 50\text{MPa}$		
	$f_{\text{cm}} := 58$		
	$f_{\text{ctm}} := 4.1\text{MPa}$		
Kryp	kryptall := 1.25	Henta frå beregning av tap av spennkraft	
Langtids E-modul	$E_{\text{cL}} := \frac{E_{\text{cm}}}{1 + \text{kryptall}}$	$E_{\text{cL}} = 16444.444\text{MPa}$	



## 6.2 Spenningsberegning

Kontrollerer spennangane i tre forskjellige snitt  
Det er her spenningane vil være mest kritisk

Over støtte: I feltstripe  
I Søylestripe  
I Felt  
I Søylestripe  
I Feltstripe (spenningane her vil være lik spenningane som ein får ved berekning av feltstripe over støtte.)

### **Over støtte**

#### **FELT Stripe**

$$n_{\text{xsf}} := 14$$

Antall kablar i stripe

$$A_{\text{pxsf}} := A_p \cdot \frac{n_{\text{xsf}}}{3}$$

$$\eta_1 := \frac{E_p}{E_{\text{cm}}}$$

$$\eta_1 = 5.297$$

$$A_{\text{cxsf}} := 1000\text{mm} \cdot t_{\text{pl}}$$

$$A_{\text{cxsf}} = 0.35 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{t.sf}} := A_{\text{cxsf}} + (\eta_1 - 1) \cdot A_{\text{pxsf}}$$

$$A_{\text{t.sf}} = 353.008 \text{ m mm}$$

$$y_{\text{tsf}} := \frac{(\eta_1 - 1) \cdot A_{\text{pxsf}} \cdot e_x}{A_{\text{t.sf}}}$$

$$y_{\text{tsf}} = 0.81 \text{ mm}$$

$$I_{\text{t.sf}} := \left( \frac{1000\text{mm} \cdot t_{\text{pl}}^3}{12} \right) + 1000\text{mm} \cdot t_{\text{pl}} \cdot y_{\text{tsf}}^2 + (\eta_1 - 1) \cdot A_{\text{pxsf}} \cdot (t_{\text{pl}} - y_{\text{tsf}})^2$$

$$I_{\text{t.sf}} = 3.94 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$h := \frac{t_{\text{pl}}}{2}$$

$$h = 175 \text{ mm}$$

$$N_1 := -P \cdot \frac{n_{\text{xsf}}}{3}$$

$$N_1 = -849.333 \text{ kN}$$

$$M_{\text{t.s}} := N_1 \cdot (e_x - y_{\text{tsf}})$$

**Betongspenningar**

Betongspenningar i høgd med armeringen

$$\sigma_{\text{cox}} := \left( \frac{N_1}{A_{\text{t.sf}}} \right) + \left[ \frac{M_{\text{t.s}} \cdot (e_x - y_{\text{tsf}})}{I_{\text{t.sf}}} \right] \quad \sigma_{\text{cox}} = -4.318 \text{ MPa}$$

Betongspenningar i underkant

$$\sigma_{\text{c.tx}} := \left( \frac{N_1}{A_{\text{t.sf}}} \right) + \left[ \frac{M_{\text{t.s}} \cdot (h - y_{\text{tsf}})}{I_{\text{t.sf}}} \right] \quad \sigma_{\text{c.tx}} = -5.943 \text{ MPa}$$

Betongspenningar i overkant

$$\sigma_{\text{cux}} := \left( \frac{N_1}{A_{\text{t.sf}}} \right) + \left[ \frac{M_{\text{t.s}} \cdot (-h - y_{\text{tsf}})}{I_{\text{t.sf}}} \right] \quad \sigma_{\text{cux}} = 1.164 \text{ MPa}$$

**SØYLE Stripe**

$$n_{\text{xss}} := 20$$

Antall kablar i stripe

$$A_{\text{pxss}} := A_{\text{p}} \cdot \frac{n_{\text{xss}}}{1.5}$$

$$A_{\text{cxss}} := 1000\text{mm} \cdot t_{\text{pl}}$$

$$A_{\text{cxss}} = 0.35 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{t.ss}} := A_{\text{cxss}} + (\eta_1 - 1) \cdot A_{\text{pxss}}$$

$$A_{\text{t.ss}} = 358.595 \text{ m mm}$$

$$y_{\text{tss}} := \frac{(\eta_1 - 1) \cdot A_{\text{pxss}} \cdot e_x}{A_{\text{t.ss}}}$$

$$y_{\text{tss}} = 2.277 \text{ mm}$$

$$I_{\text{t.ss}} := \left( \frac{1000\text{mm} \cdot t_{\text{pl}}^3}{12} \right) + 1000\text{mm} \cdot t_{\text{pl}} \cdot y_{\text{tss}}^2 + (\eta_1 - 1) \cdot A_{\text{pxss}} \cdot (t_{\text{pl}} - y_{\text{tss}})^2$$

$$I_{\text{t.ss}} = 4.614 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$N_2 := -P \cdot \frac{n_{\text{xss}}}{1.5}$$

$$N_2 = -2426.667 \text{ kN}$$

$$M_{\text{t.ss}} := N_2 \cdot (e_x - y_{\text{tss}})$$

**Betongspenningar**

Betongspenningar i høgd med armeringen

$$\sigma_{\text{Scox}} := \left( \frac{N_2}{A_{\text{t.ss}}} \right) + \left[ \frac{M_{\text{t.ss}} \cdot (e_x - y_{\text{tss}})}{I_{\text{t.ss}}} \right] \quad \sigma_{\text{Scox}} = -11.289 \text{ MPa}$$

Betongspenningar i underkant

$$\sigma_{\text{Sc.tx}} := \left( \frac{N_2}{A_{\text{t.ss}}} \right) + \left[ \frac{M_{\text{t.ss}} \cdot (h - y_{\text{tss}})}{I_{\text{t.ss}}} \right] \quad \sigma_{\text{Sc.tx}} = -15.19 \text{ MPa}$$

Betongspenningar i overkant

$$\sigma_{\text{Scux}} := \left( \frac{N_2}{A_{\text{t.ss}}} \right) + \left[ \frac{M_{\text{t.ss}} \cdot (-h - y_{\text{tss}})}{I_{\text{t.ss}}} \right] \quad \sigma_{\text{Scux}} = 1.878 \text{ MPa}$$

**I Felt****SØYLE Stripe**

$$n_{xfs} := 39$$

$$A_{pxff2} := \frac{n_{xfs}}{3} \cdot A_p \quad A_{pxff2} = 1.95 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{cxf2} := 1000\text{mm} \cdot t_{pl} \quad A_{cxf2} = 0.35 \text{ m}^2$$

$$A_{t2.sf} := A_{cxf2} + (\eta_1 - 1) \cdot A_{pxff2} \quad A_{t2.sf} = 358.38 \text{ m mm}$$

$$y_{tsf2} := \frac{(\eta_1 - 1) \cdot A_{pxff2} \cdot e_x}{A_{t2.sf}} \quad y_{tsf2} = 2.221 \text{ mm}$$

$$I_{t.sf2} := \left( \frac{1000\text{mm} \cdot t_{pl}^3}{12} \right) + 1000\text{mm} \cdot t_{pl} \cdot y_{tsf2}^2 + (\eta_1 - 1) \cdot A_{pxff2} \cdot (t_{pl} - y_{tsf2})^2$$

$$I_{t.sf2} = 4.588 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$N_3 := -P \cdot \frac{n_{xfs}}{3}$$

$$N_3 = -2366 \text{ kN}$$

$$M_{t.s2} := N_3 \cdot (e_x - y_{tsf2})$$

**Betongspenningar**

Betongspenningar i høg  
med armeringen

$$\sigma_{cox2} := \left( \frac{N_3}{A_{t2.sf}} \right) + \left[ \frac{M_{t.s2} \cdot (e_x - y_{tsf2})}{I_{t.sf2}} \right] \quad \sigma_{cox2} = -11.108 \text{ MPa}$$

Betongspenningar i  
underkant

$$\sigma_{c.tx2} := \left( \frac{N_3}{A_{t2.sf}} \right) + \left[ \frac{M_{t.s2} \cdot (h - y_{tsf2})}{I_{t.sf2}} \right] \quad \sigma_{c.tx2} = -14.936 \text{ MPa}$$

Betongspenningar i  
overkant

$$\sigma_{cux2} := \left( \frac{N_3}{A_{t2.sf}} \right) + \left[ \frac{M_{t.s2} \cdot (-h - y_{tsf2})}{I_{t.sf2}} \right] \quad \sigma_{cux2} = 1.809 \text{ MPa}$$

**Kontroll av tillatt trykkspenning i betongen**

$$\sigma_{c.tillatt} := -0.6 \cdot f_{ck} \quad \sigma_{c.tillatt} = -30 \text{ MPa} \quad \text{OK !!!}$$

**Kontroll av tillatt strekkspenning i betongen**

$$\text{Strekkfastleiken} \quad f_{ctm} = 4.1 \text{ MPa} \quad \text{OK !!!}$$

## 6.3 NEDBØYING

Har fulgt Norsk betongforenings Publikasjon 33 sin anbefaling av framgangsmåte for beregning av maksimal nedbøyning i platemidte.

### 6.3.1 Bøvestivleik

#### **Bidrag frå slakkarmeringa**

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$\alpha d_{xs} := 84.093 \text{ mm}$$

$$\alpha d_{ys} := 64.642 \text{ mm}$$

$$\alpha d_{xf} := 44.268 \text{ mm}$$

$$\alpha d_{yf} := 32.193 \text{ mm}$$

$$d_{xs} := 240.363 \text{ mm}$$

$$d_{ys} := 248.143 \text{ mm}$$

$$d_{xf} := 256.293 \text{ mm}$$

$$d_{yf} := 261.123 \text{ mm}$$

Verdiar henta frå tidlegare beregningar

#### Feltstriper

$$A_{sx} := 565 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy} := 655 \text{ mm}^2$$

#### Søylestriper

$$A_{sx2} := 603 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy2} := 565 \text{ mm}^2$$

Slakkarmeringmengd pr meter (henta frå tidlegare beregningar)

#### **Slakkarmeringens bidrag**

##### Feltstriper

$$I_{ssx} := A_{sx} \cdot (d_{xf} - \alpha d_{xf})^2$$

$$I_{ssy} := A_{sy} \cdot (d_{yf} - \alpha d_{yf})^2$$

$$EI_{ys} := I_{ssy} \cdot E_s$$

$$EI_{xs} := I_{ssx} \cdot E_s$$

$$I_{ssx} = 2.54 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{ssy} = 3.433 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$EI_{ys} = 6.866 \times 10^3 \text{ m}^2 \text{ kN}$$

$$EI_{xs} = 5.08 \times 10^3 \text{ m}^2 \text{ kN}$$

##### Søylestriper

$$I_{ssx2} := A_{sx2} \cdot (d_{xs} - \alpha d_{xs})^2$$

$$I_{ssy2} := A_{sy2} \cdot (d_{ys} - \alpha d_{ys})^2$$

$$EI_{ys2} := I_{ssy2} \cdot E_s$$

$$EI_{xs2} := I_{ssx2} \cdot E_s$$

$$I_{ssx2} = 1.473 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{ssy2} = 1.903 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$EI_{ys2} = 3.805 \times 10^3 \text{ m}^2 \text{ kN}$$

$$EI_{xs2} = 2.945 \times 10^3 \text{ m}^2 \text{ kN}$$

#### **Feltstripe**

$$EI_x := E_{cm} \cdot (I_{t, sf}) + E_s \cdot I_{ssx}$$

$$EI_x = 1.509 \times 10^5 \text{ m}^2 \text{ kN}$$

#### **Søylestripe**

$$EI_{x2} := E_{cm} \cdot (I_{t, ss}) + E_s \cdot I_{ssx2}$$

$$EI_{x2} = 1.737 \times 10^5 \text{ m}^2 \text{ kN}$$

**Stivleik i Feltstripe (Y-retning)**

$$n_{yf} := 10$$

Antall kablar i stripe

$$A_{cysf} := 1000\text{mm} \cdot t_{pl}$$

$$A_{cysf} = 0.35 \text{ m}^2$$

$$A_{t.sfy} := A_{cysf} + (\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot \frac{n_{yf}}{4}$$

$$A_{t.sfy} = 351.611 \text{ m mm}$$

$$y_{tsfy} := \frac{(\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot \frac{n_{yf}}{4} \cdot e_y}{A_{t.sfy}}$$

$$y_{tsfy} = 0.412 \text{ mm}$$

$$I_{t.sfy} := \left( \frac{1000\text{mm} \cdot t_{pl}^3}{12} \right) + 1000\text{mm} \cdot t_{pl} \cdot y_{tsfy}^2 + (\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot \frac{n_{yf}}{4} \cdot (t_{pl} - y_{tsfy})^2$$

$$I_{t.sfy} = 3.77 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$EI_y := E_{cm} \cdot (I_{t.sfy}) + E_s \cdot I_{ssy}$$

$$I_{t.sf} = 3.94 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$EI_y = 1.464 \times 10^5 \text{ m}^2 \text{ kN}$$

**Stivleik i søylestripe (Y-retning)**

$$n_{yss} := 26$$

$$A_{cvss} := 1000\text{mm} \cdot t_{pl}$$

$$A_{cvss} = 0.35 \text{ m}^2$$

$$A_{t.ssy} := A_{cvss} + (\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot \frac{n_{yss}}{2}$$

$$A_{t.ssy} = 358.38 \text{ m mm}$$

$$y_{tssy} := \frac{(\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot \frac{n_{yss}}{2} \cdot e_y}{A_{t.ssy}}$$

$$y_{tssy} = 2.104 \text{ mm}$$

$$I_{t.ssy} := \left( \frac{1000\text{mm} \cdot t_{pl}^3}{12} \right) + 1000\text{mm} \cdot t_{pl} \cdot y_{tssy}^2 + (\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot \frac{n_{yss}}{2} \cdot (t_{pl} - y_{tssy})^2$$

$$I_{t.ssy} = 4.589 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$EI_{y2} := E_{cm} \cdot (I_{t.ssy}) + E_s \cdot I_{ssy2}$$

$$EI_{y2} = 1.736 \times 10^5 \text{ m}^2 \text{ kN}$$

Oppsummering av aktuelle stivleikar

$$EI_x = 1.509 \times 10^5 \text{ m}^2 \text{ kN} \quad EI_y = 1.464 \times 10^5 \text{ m}^2 \text{ kN}$$

$$EI_{x2} = 1.737 \times 10^5 \text{ m}^2 \text{ kN} \quad EI_{y2} = 1.736 \times 10^5 \text{ m}^2 \text{ kN}$$

## 6.3.2 Nedbøyingsbidrag frå Spennarmeringa

### Ekvivalente Laster frå spennarmeringa

Største nedbøyning vil opptre i platemidte, ein tar tatt med utrekninga av utkrager for å syne dette.

Stivleiksberegningane er gjort med tanke på stivleik pr. meter, nyttar derfor også jamt fordelte lasta og ekvivalente krefter pr.meter.

#### Ekvivalente laster for Feltstripene

<u>Nedoverretta</u>	X - Retning	Y - Retning
utkrager	$q_{nux} := 201.717 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$q_{nuy} := 182 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
felt	$q_{nfx} := 100.858 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$q_{nfy} := 91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
<u>Oppoverretta</u>		
utkrager	$q_{oux} := 10.617 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$q_{ouy} := 9.579 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
felt	$q_{ofx} := 23.658 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$q_{ofy} := 21.346 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

#### Ekvivalente laster for Søylestipene

<u>Nedoverretta</u>	X - Retning	Y - Retning
utkrager	$q_{nux2} := 576.333 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$q_{nuy2} := 946.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
felt	$q_{nfx2} := 288.167 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$q_{nfy2} := 473.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
<u>Oppoverretta</u>		
utkrager	$q_{oux2} := 30.333 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$q_{ouy2} := 49.811 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
felt	$q_{ofx2} := 67.595 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$q_{ofy2} := 110.998 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Lengder for utkrager  $L_{utkr.x} := 4000\text{mm}$

$$L_{red.sx} := L_{utkr.x} - 0.5 \cdot 1350\text{mm} \quad L_{red.sx} = 3325 \text{ mm}$$

Redusert "bjelke" lengde utsatt for nedbøyning pga antakelse om tilnærma uendelig stor stivhet i voute. Redusere lengda på spenn utsatt for nedbøyning med cirka 50% av voutebreidde. Dette er rimeleg å anta dette med bakgrunn i at stivleiken ikkje er uendeleg i voutekant.

$$L_{1x} := 0.05 \cdot L_{\text{utkr.x}} \quad L_{1x} = 200 \text{ mm}$$

$$L_{2x} := L_{\text{utkr.x}} - L_{1x} \quad L_{2x} = 3800 \text{ mm}$$

$$L_{\text{utkr.y}} := 3000 \text{ mm}$$

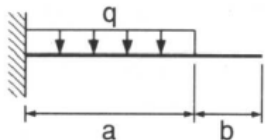
$$L_{\text{red.sy}} := L_{\text{utkr.y}} - 0.5 \cdot 1350 \text{ mm} \quad L_{\text{red.sy}} = 2.325 \text{ m}$$

$$L_{1y} := 0.05 \cdot L_{\text{utkr.y}} \quad L_{1y} = 150 \text{ mm}$$

$$L_{2y} := L_{\text{utkr.y}} - L_{1y} \quad L_{2y} = 2850 \text{ mm}$$

### UTKRAGER

#### **Nedoverretta**



$$\delta = \frac{q \cdot a^3}{24EI} \cdot (4L - a)$$

#### **Feltstriper**

$$\delta_{1x} := \left( \frac{q_{\text{nux}} \cdot L_{1x}^3}{24 \cdot EI_x} \right) \cdot (4 \cdot L_{\text{utkr.x}} - L_{1x}) \quad \delta_{1x} = 0.007 \text{ mm}$$

$$\delta_{1y} := \left( \frac{q_{\text{nuy}} \cdot L_{1y}^3}{24 \cdot EI_y} \right) \cdot (4 \cdot L_{\text{utkr.y}} - L_{1y}) \quad \delta_{1y} = 0.002 \text{ mm}$$

#### **Søylestriper**

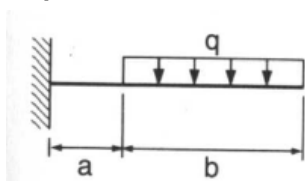
$$\delta_{12x} := \left( \frac{q_{\text{nux}2} \cdot L_{1x}^3}{24 \cdot EI_{x2}} \right) \cdot (4 \cdot L_{\text{utkr.x}} - L_{1x}) \quad \delta_{12x} = 0.017 \text{ mm}$$

$$\delta_{12y} := \left( \frac{q_{\text{nuy}2} \cdot L_{1y}^3}{24 \cdot EI_y} \right) \cdot (4 \cdot L_{\text{utkr.y}} - L_{1y}) \quad \delta_{12y} = 0.011 \text{ mm}$$

Ved å inkludere/ redusere spennlengda pga søylevoute vil det nedoverretta lasta frå spennarmeringa ikkje gje bidrag til nedbøying av plata fordi lastflata utsett for nedoverretta ekvivalent last er innanfor søylevouta

#### **Oppoverretta**

##### Feltstriper



$$\delta_{2x} := -\frac{q_{\text{oux}}}{24 \cdot EI_x} \cdot (3 \cdot L_{\text{utkr.x}}^4 - 4 \cdot L_{1x}^3 \cdot L_{\text{utkr.x}} + L_{1x}^4)$$

$$\delta_{2x} = -2.252 \text{ mm}$$

$$\delta_{2y} := -\frac{q_{\text{ouy}}}{24 \cdot EI_y} \cdot (3 \cdot L_{\text{utkr.y}}^4 - 4 \cdot L_{1y}^3 \cdot L_{\text{utkr.y}} + L_{1y}^4)$$

$$\delta = \frac{q}{24EI} \cdot (4L^4 - 4a^3 \cdot L + a^4) \quad \delta_{2y} = -0.663 \text{ mm}$$

*Inkl. redusert spennlengd*

$$\delta_{2x2} := \frac{-q_{oux} \cdot L_{red.sx}^4}{8EI_x} \quad \delta_{2x2} = -1.075 \text{ mm}$$

$$\delta_{2y2} := \frac{-q_{ouy} \cdot L_{red.sy}^4}{8EI_y} \quad \delta_{2y2} = -0.239 \text{ mm}$$

### **Søylestriper**

$$\delta_{22x} := -\frac{q_{oux2}}{24 \cdot EI_{x2}} \cdot \left( 3 \cdot L_{utkr.x}^4 - 4 \cdot L_{1x}^3 \cdot L_{utkr.x} + L_{1x}^4 \right) \quad \delta_{22x} = -5.588 \text{ mm}$$

$$\delta_{22y} := -\frac{q_{ouy2}}{24 \cdot EI_{y2}} \cdot \left( 3 \cdot L_{utkr.y}^4 - 4 \cdot L_{1y}^3 \cdot L_{utkr.y} + L_{1y}^4 \right) \quad \delta_{22y} = -2.905 \text{ mm}$$

*Inkl. redusert spennlengd*

$$\delta_{2x22} := \frac{-q_{oux2} \cdot L_{red.sx}^4}{8EI_{x2}} \quad \delta_{2x22} = -2.669 \text{ mm}$$

$$\delta_{2y22} := \frac{-q_{ouy2} \cdot L_{red.sy}^4}{8EI_{y2}} \quad \delta_{2y22} = -1.048 \text{ mm}$$

### **FELT**

Lengder for felt  $L_{3x} := 0.05 \cdot x \quad L_{3x} = 400 \text{ mm} \quad L_{3y} := 0.05 \cdot y \quad L_{3y} = 300 \text{ mm}$

$$L_{4x} := x - 2L_{3x} \quad L_{4x} = 7200 \text{ mm} \quad L_{4y} := y - 2L_{3y} \quad L_{4y} = 5400 \text{ mm}$$

$$\alpha_x := \frac{L_{3x}}{x} \quad \alpha_x = 0.05 \quad \alpha_y := \frac{L_{3y}}{y} \quad \alpha_y = 0.05$$

$$\beta_x := \alpha_x \quad \beta_y := \alpha_y$$

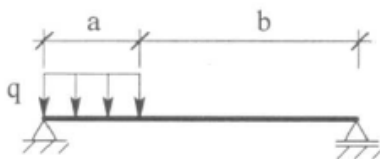
Redusert  $L_{red.fx} := x - 0.5 \cdot 2700 \text{ mm} \quad L_{red.fy} := y - 0.5 \cdot 2700 \text{ mm}$

$$L_{red.fx} = 6650 \text{ mm} \quad L_{red.fy} = 4650 \text{ mm}$$



**Nedoverretta**

Gjev kunn bidrag dersom ein nyttar total spennlengd. dvs lengda mellom søylepunkta



$$\delta = \frac{q \cdot a^2 \cdot L^2}{48EI} \cdot (1.5 - \alpha^2)$$

$$\alpha = \frac{a}{L}$$

**Feltstripene**

$$\delta_{3x} := \left(\frac{1}{48}\right) \cdot \left(\frac{q_{nfx} \cdot L_{3x}^2 \cdot x^2}{EI_x}\right) \cdot (1.5 - \alpha_x^2) \quad \delta_{3x} = 0.214 \text{ mm}$$

$$\delta_{3y} := \left(\frac{1}{48}\right) \cdot \left(\frac{q_{nfy} \cdot L_{3y}^2 \cdot y^2}{EI_y}\right) \cdot (1.5 - \alpha_y^2) \quad \delta_{3y} = 0.063 \text{ mm}$$

**Søylestripene**

$$\delta_{32x} := \left(\frac{1}{48}\right) \cdot \left(\frac{q_{nfx2} \cdot L_{3x}^2 \cdot x^2}{EI_{x2}}\right) \cdot (1.5 - \alpha_x^2) \quad \delta_{32x} = 0.53 \text{ mm}$$

$$\delta_{32y} := \left(\frac{1}{48}\right) \cdot \left(\frac{q_{nfy2} \cdot L_{3y}^2 \cdot y^2}{EI_{y2}}\right) \cdot (1.5 - \alpha_y^2) \quad \delta_{32y} = 0.276 \text{ mm}$$

Bidrag frå nedoverretta ekvivalent last

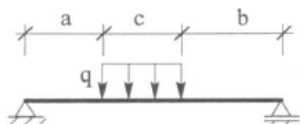
$$\delta_{3.1} := \delta_{3x} + \delta_{32y} \quad \text{eller} \quad \delta_{3.2} := \delta_{3y} + \delta_{32x}$$

$$\delta_{3.1} = 0.489 \text{ mm} \quad \delta_{3.2} = 0.593 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{3T} := \frac{\delta_{3.1} + \delta_{3.2}}{2} \quad \delta_{3T} = 0.541 \text{ mm}$$

Her som for utkrager vil det ved å inkludere/ redusere spennlengda pga søylevoute vil det nedoverretta lasta frå spennarmeringa ikkje gje bidrag til nedbøying av plata fordi lastflata utsett for nedoverretta ekvivalent last er innanfor søylevouta

**Oppoverretta**

$$\delta = \frac{q \cdot L^4}{384EI} \cdot (5 - 12\alpha^2 + 8\alpha^4 - 12\beta^2 + 8\beta^4)$$

$$\beta = \frac{b}{L} \quad \alpha = \frac{a}{L}$$

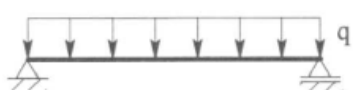
**Feltstripene**

$$\delta_{4x} := -\frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{ofx} \cdot x^4}{EI_x} \right) \cdot \left( 5 - 12\alpha_x^2 + 8\alpha_x^4 - 12\beta_x^2 + 8\beta_x^4 \right) \quad \delta_{4x} = -8.264 \text{ mm}$$

$$\delta_{4y} := -\frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{ofy} \cdot y^4}{EI_y} \right) \cdot \left( 5 - 12\alpha_y^2 + 8\alpha_y^4 - 12\beta_y^2 + 8\beta_y^4 \right) \quad \delta_{4y} = -2.432 \text{ mm}$$

*Inkl. redusert spennlengd*

Ved å redusere spennlangda vil oppoverretta ekvivalent last verke over heile spennlangda og ein nyttar formel for nedbøying under:



$$\delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384EI}$$

$$\delta_{4x2} := -\frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ofx} \cdot L_{red.fx}^4}{EI_x} \quad \delta_{4x2} = -3.993 \text{ mm}$$

$$\delta_{4y2} := -\frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ofy} \cdot L_{red.fy}^4}{EI_y} \quad \delta_{4y2} = -0.888 \text{ mm}$$

**Søylestripene**

$$\delta_{42x} := -\frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{ofx2} \cdot x^4}{EI_{x2}} \right) \cdot \left( 5 - 12\alpha_x^2 + 8\alpha_x^4 - 12\beta_x^2 + 8\beta_x^4 \right) \quad \delta_{42x} = -20.511 \text{ mm}$$

$$\delta_{42y} := -\frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{ofy2} \cdot y^4}{EI_{y2}} \right) \cdot \left( 5 - 12\alpha_y^2 + 8\alpha_y^4 - 12\beta_y^2 + 8\beta_y^4 \right) \quad \delta_{42y} = -10.661 \text{ mm}$$

*Inkl. redusert spennlengd*

$$\delta_{42x2} := -\frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ofx2} \cdot L_{red.fx}^4}{EI_{x2}} \quad \delta_{42x2} = -9.912 \text{ mm}$$

$$\delta_{42y2} := -\frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ofy2} \cdot L_{red.fy}^4}{EI_{y2}} \quad \delta_{42y2} = -3.893 \text{ mm}$$

Bidrag frå oppoverretta ekvivalent last i felt

**Total spennvidde**

$$\delta_{4.1} := \delta_{4x} + \delta_{42y}$$

$$\delta_{4.1} = -18.925 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{4T} := \frac{\delta_{4.1} + \delta_{4.2}}{2}$$

eller

$$\delta_{4.2} := \delta_{4y} + \delta_{42x}$$

$$\delta_{4.2} = -22.942 \text{ mm}$$

$$\delta_{4T} = -20.934 \text{ mm}$$

**Redusert spennvidde**

$$\delta_{4R1} := \delta_{4x2} + \delta_{42y2}$$

$$\delta_{4R1} = -7.886 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{4R} := \frac{\delta_{4R1} + \delta_{4R2}}{2}$$

$$\delta_{4R2} := \delta_{4y2} + \delta_{42x2}$$

$$\delta_{4R2} = -10.799 \text{ mm}$$

$$\delta_{4R} = -9.343 \text{ mm}$$

Det totale nedbøyingsbidraget fra spennarmeringa i platemidtd for total spennvidde

$$\delta_{pl.T} := \delta_{3T} + \delta_{4T}$$

$$\delta_{pl.T} = -20.393 \text{ mm}$$

Det totale nedbøyingsbidraget fra spennarmeringa i platemidtd for redusert spennvidde

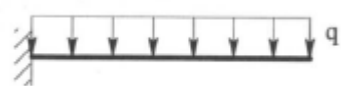
$$\delta_{pl.R} := \delta_{4R}$$

$$\delta_{pl.R} = -9.343 \text{ mm}$$

**6.3.3 Bidrag frå ytre laster**

$$q_x := q_{ed} \cdot 1000 \text{ mm} \quad q_x = 48.75 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN} \quad q_{x2} := q_x \quad q_{x2} = 48.75 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$$

$$q_y := q_{ed} \cdot 1000 \text{ mm} \quad q_y = 48.75 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN} \quad q_{y2} := q_y \quad q_{y2} = 48.75 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$$

**UTKRAGER**

$$\delta = \frac{q \cdot L^4}{8EI}$$

**Feltstripene**

$$\delta_{ux} := \frac{q_x \cdot L_{utkr.x}^4}{8EI_x} \quad \delta_{ux} = 10.341 \text{ mm}$$

$$\delta_{uy} := \frac{q_y \cdot L_{utkr.y}^4}{8EI_y} \quad \delta_{uy} = 3.373 \text{ mm}$$

inkl. Reduksjon i spennlengd

$$\delta_{ux2} := \frac{q_x \cdot L_{red.sx}^4}{8EI_x} \quad \delta_{ux2} = 4.937 \text{ mm}$$

$$\delta_{uy2} := \frac{q_y \cdot L_{red.sy}^4}{8EI_y} \quad \delta_{uy2} = 1.217 \text{ mm}$$

**Søylestripene**

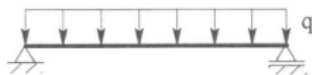
$$\delta_{2ux} := \frac{q_{x2} \cdot L_{utkr.x}^4}{8EI_{x2}} \quad \delta_{2ux} = 8.983 \text{ mm}$$

$$\delta_{2uy} := \frac{q_{y2} \cdot L_{utkr.y}^4}{8EI_{y2}} \quad \delta_{2uy} = 2.844 \text{ mm}$$

inkl. Reduksjon i spennlengd

$$\delta_{2ux2} := \frac{q_{x2} \cdot L_{red.sx}^4}{8EI_{x2}} \quad \delta_{2ux2} = 4.289 \text{ mm}$$

$$\delta_{2uy2} := \frac{q_{y2} \cdot L_{red.sy}^4}{8EI_{y2}} \quad \delta_{2uy2} = 1.026 \text{ mm}$$

**FELT**

$$\delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384EI} \quad q_x = 48.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Feltstripene**

$$\delta_{fx} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_x \cdot x^4}{EI_x} \quad \delta_{fx} = 17.235 \text{ mm}$$

$$\delta_{fy} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_y \cdot y^4}{EI_y} \quad \delta_{fy} = 5.621 \text{ mm}$$

inkl. Reduksjon i spennlengd

$$\delta_{fx2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_x \cdot L_{red.fx}^4}{EI_x} \quad \delta_{fx2} = 8.229 \text{ mm}$$

$$\delta_{fy2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_y \cdot L_{red.fy}^4}{EI_y} \quad \delta_{fy2} = 2.028 \text{ mm}$$

**Søylestripene**

$$\delta_{2fx} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{x2} \cdot x^4}{EI_{x2}} \quad \delta_{2fx} = 14.972 \text{ mm}$$

$$\delta_{2fy} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{y2} \cdot y^4}{EI_{y2}} \quad \delta_{2fy} = 4.739 \text{ mm}$$

inkl. Reduksjon i spennlengd

$$\delta_{2fx2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{x2} \cdot L_{red.fx}^4}{EI_{x2}} \quad \delta_{2fx2} = 7.148 \text{ mm}$$

$$\delta_{2fy2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{y2} \cdot L_{red.fy}^4}{EI_{y2}} \quad \delta_{2fy2} = 1.71 \text{ mm}$$

Bidrag frå ytre last

#### Total Spennvidde

$$\delta_{f1} := \delta_{fx} + \delta_{2fy} \quad \text{eller}$$

$$\delta_{f1} = 21.974 \text{ mm}$$

$$\delta_{f2} := \delta_{fy} + \delta_{2fx}$$

$$\delta_{f2} = 20.593 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{fT} := \frac{\delta_{f1} + \delta_{f2}}{2}$$

$$\delta_{fT} = 21.283 \text{ mm}$$

#### Redusert Spennvidde

$$\delta_{f1R} := \delta_{fx2} + \delta_{2fy2} \quad \text{eller}$$

$$\delta_{f1R} = 9.938 \text{ mm}$$

$$\delta_{f2R} := \delta_{fy2} + \delta_{2fx2}$$

$$\delta_{f2R} = 9.176 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{fR} := \frac{\delta_{f1R} + \delta_{f2R}}{2}$$

$$\delta_{fR} = 9.557 \text{ mm}$$

Nedbøyingsbidrag frå ytre laster i platemidte (total spennvidde)

$$\delta_{fT} = 21.283 \text{ mm}$$

Nedbøyingsbidrag frå ytre laster i platemidte (reduisert spennvidde)

$$\delta_{fR} = 9.557 \text{ mm}$$

### 6.3.4 Total nedbøying

Ut frå berekningar ser ein at platefelt er utsatt for størst nedbøying, dette resultere i størst nedbøying i platemidte

Total nedbøying (Feltstriper + Søylestriper) i Platemidte

Total spennvidde

$$\delta_T := \delta_{fT} + \delta_{pl.T}$$

$$\delta_T = 0.891 \text{ mm}$$

m/reduksjon i spennvidde

$$\delta_R := \delta_{fR} + \delta_{pl.R}$$

$$\delta_R = 0.214 \text{ mm}$$

I val av spennarmeringsmengd, nytta ein ei balanserande last

på 100% eigenvekt + 30% nyttelast sjølv om ein reduserte mengda pga tolleranse samt unngå for høge betongspenningar i felt, er det naturleg at ein vil ha ei lita oppbøying som følgjer av oppspenninga.

## 6.4 Langtidsnedbøying

(Nyttar same formlar som for tidlegare berekningar)

$$\begin{aligned} EI_{xL} &:= E_{cL} \cdot (I_{t.sf}) + E_s \cdot I_{ssx} & EI_{xL} &= 6.987 \times 10^7 \text{ m}^2 \text{ N} \\ EI_{yL} &:= E_{cL} \cdot (I_{t.sfy}) + E_s \cdot I_{ssy} & EI_{yL} &= 6.886 \times 10^7 \text{ m}^2 \text{ N} \\ EI_{xL2} &:= E_{cL} \cdot (I_{t.ss}) + E_s \cdot I_{ssx2} & EI_{xL2} &= 7.882 \times 10^7 \text{ m}^2 \text{ N} \\ EI_{yL2} &:= E_{cL} \cdot (I_{t.ssy}) + E_s \cdot I_{ssy2} & EI_{yL2} &= 7.926 \times 10^7 \text{ m}^2 \text{ N} \end{aligned}$$

Med bakgrunn i berekningane over som syner størst nedbøying i platemidte, utfører ein *kunn* nedbøyingberegning for platemidte for langtid grunna det er her ein har størst nedbøying, syner til berekningar over

### 6.4.1 Bidrag frå spennarmering

#### FELT

##### **Nedoverretta**

##### **Feltstripene**

$$\delta_{3xL} := \left( \frac{1}{48} \right) \cdot \left( \frac{q_{nfx} \cdot L_{3x}^2 \cdot x^2}{EI_{xL}} \right) \cdot (1.5 - \alpha_x^2) \quad \delta_{3xL} = 0.461 \text{ mm}$$

$$\delta_{3yL} := \left( \frac{1}{48} \right) \cdot \left( \frac{q_{nfy} \cdot L_{3y}^2 \cdot y^2}{EI_{yL}} \right) \cdot (1.5 - \alpha_y^2) \quad \delta_{3yL} = 0.134 \text{ mm}$$

##### **Feltstripene**

$$\delta_{32xL} := \left( \frac{1}{48} \right) \cdot \left( \frac{q_{nfx2} \cdot L_{3x}^2 \cdot x^2}{EI_{xL2}} \right) \cdot (1.5 - \alpha_x^2) \quad \delta_{32xL} = 1.168 \text{ mm}$$

$$\delta_{32yL} := \left( \frac{1}{48} \right) \cdot \left( \frac{q_{nfy2} \cdot L_{3y}^2 \cdot y^2}{EI_{yL2}} \right) \cdot (1.5 - \alpha_y^2) \quad \delta_{32yL} = 0.603 \text{ mm}$$

Bidrag frå nedoverretta ekvivalent last

$$\delta_{3.1L} := \delta_{3xL} + \delta_{32yL} \quad \text{eller} \quad \delta_{3.2L} := \delta_{3yL} + \delta_{32xL}$$

$$\delta_{3.1L} = 1.065 \text{ mm} \quad \delta_{3.2L} = 1.302 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{3TL} := \frac{\delta_{3.1L} + \delta_{3.2L}}{2} \quad \delta_{3TL} = 1.183 \text{ mm}$$

**Oppoverretta****Feltstripene**

$$\delta_{4xL} := -\frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{ofx} \cdot x^4}{EI_{xL}} \right) \cdot \left( 5 - 12\alpha_x^2 + 8\alpha_x^4 - 12\beta_x^2 + 8\beta_x^4 \right) \quad \delta_{4xL} = -17.842 \text{ mm}$$

$$\delta_{4yL} := -\frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{ofy} \cdot y^4}{EI_{yL}} \right) \cdot \left( 5 - 12\alpha_y^2 + 8\alpha_y^4 - 12\beta_y^2 + 8\beta_y^4 \right) \quad \delta_{4yL} = -5.168 \text{ mm}$$

*Inkl. redusert spennlengd*

Som for tidlegar berekningar vil ein ved å redusere spennlangda gje oppoverretta ekvivalent last verke over heile spennlangda.

$$\delta_{4xL2} := -\frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ofx} \cdot L_{red.fx}^4}{EI_{xL}} \quad \delta_{4xL2} = -8.622 \text{ mm}$$

$$\delta_{4yL2} := -\frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ofy} \cdot L_{red.fy}^4}{EI_{yL}} \quad \delta_{4yL2} = -1.887 \text{ mm}$$

**Søylestripene**

$$\delta_{42xL} := -\frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{ofx2} \cdot x^4}{EI_{xL2}} \right) \cdot \left( 5 - 12\alpha_x^2 + 8\alpha_x^4 - 12\beta_x^2 + 8\beta_x^4 \right) \quad \delta_{42xL} = -45.191 \text{ mm}$$

$$\delta_{42yL} := -\frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{ofy2} \cdot y^4}{EI_{yL2}} \right) \cdot \left( 5 - 12\alpha_y^2 + 8\alpha_y^4 - 12\beta_y^2 + 8\beta_y^4 \right) \quad \delta_{42yL} = -23.348 \text{ mm}$$

*Inkl. redusert spennlengd*

Som for tidlegar berekningar vil ein ved å redusere spennlangda gje oppoverretta ekvivalent last verke over heile spennlangda.

$$\delta_{42xL2} := -\frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ofx2} \cdot L_{red.fx}^4}{EI_{xL2}} \quad \delta_{42xL2} = -21.838 \text{ mm}$$

$$\delta_{42yL2} := -\frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ofy2} \cdot L_{red.fy}^4}{EI_{yL2}} \quad \delta_{42yL2} = -8.525 \text{ mm}$$

Bidrag frå oppoverretta ekvivalent last i felt

**Total spennvidde**

$$\delta_{4.1L} := \delta_{4xL} + \delta_{42yL}$$

eller

$$\delta_{4.2L} := \delta_{4yL} + \delta_{42xL}$$

$$\delta_{4.1L} = -41.191 \text{ mm}$$

$$\delta_{4.2L} = -50.359 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{4TL} := \frac{\delta_{4.1L} + \delta_{4.2L}}{2}$$

$$\delta_{4TL} = -45.775 \text{ mm}$$

**Redusert spennvidde**

$$\delta_{4R1L} := \delta_{4xL2} + \delta_{42yL2}$$

$$\delta_{4R1L} = -17.147 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{4RL} := \frac{\delta_{4R1L} + \delta_{4R2L}}{2}$$

$$\delta_{4R2L} := \delta_{4yL2} + \delta_{42xL2}$$

$$\delta_{4R2L} = -23.725 \text{ mm}$$

$$\delta_{4R} = -9.343 \text{ mm}$$

Det totale nedbøyingsbidraget frå spennarmeringa i platemidt for total spennvidde

$$\delta_{pl.TL} := \delta_{3TL} + \delta_{4TL}$$

$$\delta_{pl.TL} = -44.592 \text{ mm}$$

Det totale nedbøyingsbidraget frå spennarmeringa i platemidt for redusert spennvidde

$$\delta_{pl.RL} := \delta_{4RL}$$

$$\delta_{pl.RL} = -20.436 \text{ mm}$$

**6.4.2 Bidrag frå ytre laster****Felt****Feltstripene**

$$\delta_{fxL} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_x \cdot x^4}{EI_{xL}}$$

$$\delta_{fxL} = 37.212 \text{ mm}$$

$$\delta_{fyL} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_y \cdot y^4}{EI_{xL}}$$

$$\delta_{fyL} = 11.774 \text{ mm}$$

inkl. Reduksjon i spennlengd

$$\delta_{fxL2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_x \cdot L_{red.fx}^4}{EI_{xL}}$$

$$\delta_{fxL2} = 17.767 \text{ mm}$$

$$\delta_{fyL2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_y \cdot L_{red.fy}^4}{EI_{xL}}$$

$$\delta_{fyL2} = 4.248 \text{ mm}$$

**Søylestripene**

$$\delta_{2fxL} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{x2} \cdot x^4}{EI_{xL2}}$$

$$\delta_{2fxL} = 32.987 \text{ mm}$$

$$\delta_{2fyL} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{y2} \cdot y^4}{EI_{xL2}}$$

$$\delta_{2fyL} = 10.437 \text{ mm}$$



inkl. Reduksjon i spennlengd

$$\delta_{2fxL2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_x 2 \cdot L_{red.fx}^4}{EI_{xL2}} \quad \delta_{2fxL2} = 15.75 \text{ mm}$$

$$\delta_{2fyL2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_y 2 \cdot L_{red.fy}^4}{EI_{xL2}} \quad \delta_{2fyL2} = 3.765 \text{ mm}$$

Bidrag frå ytre last

#### Total Spennvidde

$$\delta_{f1L} := \delta_{fxL} + \delta_{2fyL} \quad \text{eller} \quad \delta_{f2L} := \delta_{fyL} + \delta_{2fxL}$$

$$\delta_{f1L} = 47.649 \text{ mm} \quad \delta_{f2L} = 44.761 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{fTL} := \frac{\delta_{f1L} + \delta_{f2L}}{2} \quad \delta_{fTL} = 46.205 \text{ mm}$$

#### Redusert Spennvidde

$$\delta_{f1RL} := \delta_{fxL2} + \delta_{2fyL2} \quad \text{eller} \quad \delta_{f2RL} := \delta_{fyL2} + \delta_{2fxL2}$$

$$\delta_{f1RL} = 21.532 \text{ mm} \quad \delta_{f2RL} = 19.997 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{fRL} := \frac{\delta_{f1RL} + \delta_{f2RL}}{2} \quad \delta_{fRL} = 20.765 \text{ mm}$$

Nedbøyingsbidrag frå ytre laster i platemidte (total spennvidde)

$$\delta_{fTL} = 46.205 \text{ mm}$$

Nedbøyingsbidrag frå ytre laster i platemidte (reduisert spennvidde)

$$\delta_{fRL} = 20.765 \text{ mm}$$

### **6.4.3 Total nedbøying**

Total langtidsnedbøying i platemidte (total spennvidde)

$$\delta_{fL} := \delta_{fTL} + \delta_{p1.TL} \quad \delta_{fL} = 1.613 \text{ mm}$$

m/reduksjon i spennvidde

$$\delta_{fL2} := \delta_{fRL} + \delta_{p1.RL} \quad \delta_{fL2} = 0.329 \text{ mm}$$

## 6.5 Nedbøying frå Punktlast

For berekning av nedbøying for punktlast nyttar ein Stivleik i dei respektive retningane som for jamt fordelt.

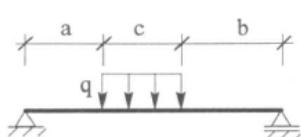
I dette tilfelle ser ein på nedbøying for ytre last gjev på plata som den same som oppoverretta ekvivalente lasta spennarmeringa gjev.

Punktlast  $q=700\text{kN}$  fordelt over  $1\text{m}\cdot 1\text{m}$

$$q_{\text{pkt}} := 700 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Stivleik for aktuelle feltstriper er berekna for 1m breidd men for totale stripebreidda

### Nedbøying for Punktlast (Felt)



$$\delta = \frac{q \cdot L^4}{384EI} \cdot (5 - 12\alpha^2 + 8\alpha^4 - 12\beta^2 + 8\beta^4)$$

$$\beta = \frac{b}{L} \quad \alpha = \frac{a}{L}$$

### Total spennvidde

$$\alpha := \frac{3500\text{mm}}{x} \quad \alpha = 0.438$$

$$\alpha_{2y} := \frac{2500\text{mm}}{y} \quad \alpha_{2y} = 0.417$$

$$\beta := \alpha$$

$$\beta_{2y} := \alpha_{2y}$$

### Feltstripene

$$\delta_{\text{pkt.x}} := \frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{\text{pkt}} \cdot x^4}{EI_x} \right) \cdot (5 - 12\alpha^2 + 8\alpha^4 - 12\beta^2 + 8\beta^4) \quad \delta_{\text{pkt.x}} = 49.12 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{pkt.y}} := \frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{\text{pkt}} \cdot y^4}{EI_y} \right) \cdot (5 - 12\alpha_{2y}^2 + 8\alpha_{2y}^4 - 12\beta_{2y}^2 + 8\beta_{2y}^4) \quad \delta_{\text{pkt.y}} = 21.237 \text{ mm}$$

### Søylestripene

$$\delta_{22\text{pkt.x}} := \frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{\text{pkt}} \cdot x^4}{EI_{x2}} \right) \cdot (5 - 12\alpha^2 + 8\alpha^4 - 12\beta^2 + 8\beta^4) \quad \delta_{22\text{pkt.x}} = 42.67 \text{ mm}$$

$$\delta_{22\text{pkt.y}} := \frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{\text{pkt}} \cdot y^4}{EI_{y2}} \right) \cdot (5 - 12\alpha_{2y}^2 + 8\alpha_{2y}^4 - 12\beta_{2y}^2 + 8\beta_{2y}^4) \quad \delta_{22\text{pkt.y}} = 17.905 \text{ mm}$$

**Bidrag frå punktlast**

$$\delta_{11} := \delta_{\text{pkt.x}} + \delta_{22\text{pkt.y}}$$

eller

$$\delta_{12} := \delta_{\text{pkt.y}} + \delta_{22\text{pkt.x}}$$

$$\delta_{11} = 67.025 \text{ mm}$$

$$\delta_{12} = 63.907 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{\text{pkt.T}} := \frac{\delta_{11} + \delta_{12}}{2}$$

$$\delta_{\text{pkt.T}} = 65.466 \text{ mm}$$

**Redusert spenn**

$$\alpha_{xL} := \left( \frac{2825\text{mm}}{L_{\text{red.fx}}} \right) \quad \alpha_{yL} := \frac{1825\text{mm}}{L_{\text{red.fy}}}$$

$$\beta_{xL} := \alpha_{xL} \quad \beta_{yL} := \alpha_{yL}$$

$$\delta_{\text{pktx}} := \frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{\text{pkt}} \cdot L_{\text{red.fx}}^4}{EI_x} \right) \cdot \left( 5 - 12\alpha_{xL}^2 + 8\alpha_{xL}^4 - 12\beta_{xL}^2 + 8\beta_{xL}^4 \right) \quad \delta_{\text{pktx}} = 28.119 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{pkty}} := \frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{\text{pkt}} \cdot L_{\text{red.fy}}^4}{EI_y} \right) \cdot \left( 5 - 12\alpha_{yL}^2 + 8\alpha_{yL}^4 - 12\beta_{yL}^2 + 8\beta_{yL}^4 \right) \quad \delta_{\text{pkty}} = 9.8 \text{ mm}$$

$$\delta_{2\text{pktx}} := \frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{\text{pkt}} \cdot L_{\text{red.fx}}^4}{EI_{x2}} \right) \cdot \left( 5 - 12\alpha_{xL}^2 + 8\alpha_{xL}^4 - 12\beta_{xL}^2 + 8\beta_{xL}^4 \right) \quad \delta_{2\text{pktx}} = 24.427 \text{ mm}$$

$$\delta_{2\text{pkty}} := \frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{\text{pkt}} \cdot L_{\text{red.fy}}^4}{EI_{y2}} \right) \cdot \left( 5 - 12\alpha_{yL}^2 + 8\alpha_{yL}^4 - 12\beta_{yL}^2 + 8\beta_{yL}^4 \right) \quad \delta_{2\text{pkty}} = 8.262 \text{ mm}$$

**Bidrag frå punktlast**

$$\delta_{21} := \delta_{\text{pktx}} + \delta_{2\text{pkty}}$$

eller

$$\delta_{22} := \delta_{\text{pkty}} + \delta_{2\text{pktx}}$$

$$\delta_{21} = 36.381 \text{ mm}$$

$$\delta_{22} = 34.227 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{\text{pkt.R}} := \frac{\delta_{21} + \delta_{22}}{2}$$

$$\delta_{\text{pkt.R}} = 35.304 \text{ mm}$$

**Det totale nedbøyingsbidraget frå punktlasta i platemidt for total spennvidde**

$$\delta_{\text{punktT}} := \delta_{\text{pkt.T}} + \delta_{\text{pl.T}}$$

$$\delta_{\text{punktT}} = 45.074 \text{ mm}$$

**Det totale nedbøyingsbidraget frå punktlasta i platemidt for redusert spennvidde**

$$\delta_{\text{punktR}} := \delta_{\text{pkt.R}} + \delta_{\text{pl.R}}$$

$$\delta_{\text{punktR}} = 25.961 \text{ mm}$$

EC2 7.4.1 gjev avgrensing til tillatte nedbøyingsverdiar. Etter (5) gjev tillatt nedbøyning etter ferdig bygging

$$\delta_{\text{tillatt.T}} := \frac{8000\text{mm}}{500}$$

$$\delta_{\text{tillatt.T}} = 16 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{tillatt.R}} := \frac{L_{\text{red.fx}}}{500}$$

$$\delta_{\text{tillatt.R}} = 13.3 \text{ mm}$$

Ved å nytta redusert spennvidder for nedbøyingskrav vil ein få dei mest konservative kravet (lågast tillatt nedbøyning).

## VEDLEGG 7

### Bruksgrenseberegning for Spennarmert Flatdekke med Injisert Spennsystem

- 7.1 Føresetnad for berekning**
- 7.2 Spenningsberekning**
- 7.3 Nedbøying**
  - 7.3.1 Bøjestivleik
  - 7.3.2 Bidrag frå spennarmering
  - 7.3.3 Bidrag frå ytre laster
  - 7.3.4 Total nedbøying
- 7.4 Langtidsnedbøying**
  - 7.4.1 Bidrag frå Spennarmeringa
  - 7.4.2 Bidrag frå ytre laster
  - 7.4.1 Total langtidsnedbøying
- 7.5 Nedbøying pga. Punktlast**

## 7.1 Føresetnad for berekning

Kraft i spennarmering	$P := 722.755 \text{ kN}$		
Spennlengder	$x := 8000 \text{ mm}$	$y := 6000 \text{ mm}$	
Stripe breidder	$b_{\text{Xsf}} := 3000 \text{ mm}$ $b_{\text{Ysf}} := 4000 \text{ mm}$	i feltstripe	$b_{\text{XSS}} := 1500 \text{ mm}$ $b_{\text{YSS}} := 2000 \text{ mm}$ i søylestripe
Platetjukk	$t_{\text{pl}} := 350 \text{ mm}$		
Overdekning	$c_{\text{min}} := 70 \text{ mm}$ $d_{\text{korr}} := 35 \text{ mm}$		
	$d_{\text{s}} := t_{\text{pl}} - c_{\text{min}} - 20 \text{ mm}$	$d_{\text{s}} = 260 \text{ mm}$	
	$d_{\text{p}} := d_{\text{s}} - \frac{d_{\text{korr}}}{2}$	$d_{\text{p}} = 242.5 \text{ mm}$	
	$d_{\text{mid}} := \frac{d_{\text{s}} + d_{\text{p}}}{2}$	$d_{\text{mid}} = 251.25 \text{ mm}$	
Eksentrisiteter	$e_{\text{x}} := 95 \text{ mm}$ $e_{\text{y}} := 90 \text{ mm}$	$h_{\text{x}} := 2e_{\text{x}}$ $h_{\text{y}} := 2e_{\text{y}}$	$h_{\text{x}} = 190 \text{ mm}$ $h_{\text{y}} = 180 \text{ mm}$
Laster i bruksgrense	Egenvekt	$g_{\text{pl}} := t_{\text{pl}} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$g_{\text{pl}} = 8.75 \frac{1}{\text{m}^2} \text{ kN}$
	Nyttelast	$p := 40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	
	Dimensjonerande	$q_{\text{ed}} := g_{\text{pl}} + p$	$q_{\text{ed}} = 48.75 \frac{1}{\text{m}^2} \text{ kN}$
Spennarmering	$A_{\text{p}} := 600 \text{ mm}^2$ $E_{\text{p}} := 196000 \text{ MPa}$ $\gamma_{\text{p}} := 1.15$	pr. Føringsrøyr	
Betong B50	$E_{\text{cm}} := 37000 \text{ MPa}$ $f_{\text{ck}} := 50 \text{ MPa}$ $f_{\text{cm}} := 58$ $f_{\text{ctm}} := 4.1 \text{ MPa}$		
Kryp	kryptall := 1.25	Henta frå berekning av tap av spennkraft	
Langtids E-modul	$E_{\text{cL}} := \frac{E_{\text{cm}}}{1 + \text{kryptall}}$	$E_{\text{cL}} = 16444.444 \text{ MPa}$	

## 7.2 Spenningsberegning

Kontrollerer spennangane i tre forskjellige snitt  
Det er her spenningane vil være mest kritisk

Over støtte: I feltstripe  
I Søylestripe  
I Felt  
I Søylestripe  
I Feltstripe (spenningane her vil være lik spenningane som ein får ved berekning av feltstripe over støtte.)

### **Over støtte**

#### **FELT Stripe**

$$n_{\text{xsf}} := 3$$

$$A_{\text{pxsf}} := A_p \cdot \frac{n_{\text{xsf}}}{3} \quad A_{\text{pxsf}} = 0.6 \text{ m mm}$$

$$\eta_1 := \frac{E_p}{E_{\text{cm}}} \quad \eta_1 = 5.297$$

$$A_{\text{cxsf}} := 1000\text{mm} \cdot t_{\text{pl}} \quad A_{\text{cxsf}} = 0.35 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{t.sf}} := A_{\text{cxsf}} + (\eta_1 - 1) \cdot A_{\text{pxsf}} \quad A_{\text{t.sf}} = 352.578 \text{ m mm}$$

$$y_{\text{tsf}} := \frac{(\eta_1 - 1) \cdot A_{\text{pxsf}} \cdot e_x}{A_{\text{t.sf}}} \quad y_{\text{tsf}} = 0.695 \text{ mm}$$

$$I_{\text{t.sf}} := \left( \frac{1000\text{mm} \cdot t_{\text{pl}}^3}{12} \right) + 1000\text{mm} \cdot t_{\text{pl}} \cdot y_{\text{tsf}}^2 + (\eta_1 - 1) \cdot A_{\text{pxsf}} \cdot (t_{\text{pl}} - y_{\text{tsf}})^2$$

$$I_{\text{t.sf}} = 3.888 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$h := \frac{t_{\text{pl}}}{2}$$

$$h = 175 \text{ mm}$$

tyngdepunktets lokasjon i tverrsnittet

Momentverdiar henta frå Momentberegning

$$N_1 := -P \cdot \frac{n_{\text{xsf}}}{3}$$

$$N_1 = -722.755 \text{ kN}$$

$$M_{\text{t.s}} := N_1 \cdot (e_x - y_{\text{tsf}})$$

**Betongspenningar**

Betongspenningar i høgd med armeringen (strekk)

$$\sigma_{\text{cox}} := \left( \frac{N_1}{A_{\text{t.sf}}} \right) + \left[ \frac{M_{\text{t.s}} \cdot (e_x - y_{\text{tsf}})}{I_{\text{t.sf}}} \right] \quad \sigma_{\text{cox}} = -3.703 \text{ MPa}$$

Betongspenningar i underkant (trykk)

$$\sigma_{\text{c.tx}} := \left( \frac{N_1}{A_{\text{t.sf}}} \right) + \left[ \frac{M_{\text{t.s}} \cdot (h - y_{\text{tsf}})}{I_{\text{t.sf}}} \right] \quad \sigma_{\text{c.tx}} = -5.106 \text{ MPa}$$

Betongspenningar i overkant (strekk)

$$\sigma_{\text{cux}} := \left( \frac{N_1}{A_{\text{t.sf}}} \right) + \left[ \frac{M_{\text{t.s}} \cdot (-h - y_{\text{tsf}})}{I_{\text{t.sf}}} \right] \quad \sigma_{\text{cux}} = 1.03 \text{ MPa}$$

**SØYLE Stripe**

$$n_{\text{xss}} := 4$$

$$A_{\text{pxss}} := A_p \cdot \frac{n_{\text{xss}}}{1.5}$$

$$A_{\text{pxss}} = 1.6 \text{ m mm}$$

$$A_{\text{cxss}} := 1000 \text{ mm} \cdot t_{\text{pl}}$$

$$A_{\text{cxss}} = 0.35 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{t.ss}} := A_{\text{cxss}} + (\eta_1 - 1) \cdot A_{\text{pxss}}$$

$$A_{\text{t.ss}} = 356.876 \text{ m mm}$$

$$y_{\text{tss}} := \frac{(\eta_1 - 1) \cdot A_{\text{pxss}} \cdot e_x}{A_{\text{t.ss}}}$$

$$y_{\text{tss}} = 1.83 \text{ mm}$$

$$I_{\text{t.ss}} := \left( \frac{1000 \text{ mm} \cdot t_{\text{pl}}^3}{12} \right) + 1000 \text{ mm} \cdot t_{\text{pl}} \cdot y_{\text{tss}}^2 + (\eta_1 - 1) \cdot A_{\text{pxss}} \cdot (t_{\text{pl}} - y_{\text{tss}})^2$$

$$I_{\text{t.ss}} = 4.408 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$N_2 := -P \cdot \frac{n_{\text{xss}}}{1.5}$$

$$N_2 = -1927.347 \text{ kN}$$

$$M_{\text{t.ss}} := N_2 \cdot (e_x - y_{\text{tss}})$$

**Betongspenningar**

Betongspenningar i høgd med armeringen (strekk)

$$\sigma_{\text{Scox}} := \left( \frac{N_2}{A_{\text{t.ss}}} \right) + \left[ \frac{M_{\text{t.ss}} \cdot (e_x - y_{\text{tss}})}{I_{\text{t.ss}}} \right] \quad \sigma_{\text{Scox}} = -9.196 \text{ MPa}$$

Betongspenningar i underkant (trykk)

$$\sigma_{\text{Sc.tx}} := \left( \frac{N_2}{A_{\text{t.ss}}} \right) + \left[ \frac{M_{\text{t.ss}} \cdot (h - y_{\text{tss}})}{I_{\text{t.ss}}} \right] \quad \sigma_{\text{Sc.tx}} = -12.456 \text{ MPa}$$

Betongspenningar i overkant (strekk)

$$\sigma_{\text{Scux}} := \left( \frac{N_2}{A_{\text{t.ss}}} \right) + \left[ \frac{M_{\text{t.ss}} \cdot (-h - y_{\text{tss}})}{I_{\text{t.ss}}} \right] \quad \sigma_{\text{Scux}} = 1.804 \text{ MPa}$$



**I Felt****SØYLE Stripe**

Ser på pr.meter

$$n_{xfs} := 8$$

$$A_{pxff2} := \frac{n_{xfs}}{3} \cdot A_p \quad A_{pxff2} = 1.6 \text{ m mm}$$

$$A_{cxf2} := 1000\text{mm} \cdot t_{pl} \quad A_{cxf2} = 0.35 \text{ m}^2$$

$$A_{t2.sf} := A_{cxf2} + (\eta_1 - 1) \cdot A_{pxff2} \quad A_{t2.sf} = 356.876 \text{ m mm}$$

$$y_{tsf2} := \frac{(\eta_1 - 1) \cdot A_{pxff2} \cdot e_x}{A_{t2.sf}} \quad y_{tsf2} = 1.83 \text{ mm}$$

$$I_{t.sf2} := \left( \frac{1000\text{mm} \cdot t_{pl}^3}{12} \right) + 1000\text{mm} \cdot t_{pl} \cdot y_{tsf2}^2 + (\eta_1 - 1) \cdot A_{pxff2} \cdot (t_{pl} - y_{tsf2})^2$$

$$I_{t.sf2} = 4.408 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$N_3 := -P \cdot \frac{n_{xfs}}{3}$$

$$N_3 = -1927.347 \text{ kN}$$

$$M_{t.s2} := N_3 \cdot (e_x - y_{tsf2})$$

**Betongspenningar**

Betongspenningar i høg  
med armeringen  
(strekk)

$$\sigma_{cox2} := \left( \frac{N_3}{A_{t2.sf}} \right) + \left[ \frac{M_{t.s2} \cdot (e_x - y_{tsf2})}{I_{t.sf2}} \right] \quad \sigma_{cox2} = -9.243 \text{ MPa}$$

Betongspenningar i  
underkant  
(trykk)

$$\sigma_{c.tx2} := \left( \frac{N_3}{A_{t2.sf}} \right) + \left[ \frac{M_{t.s2} \cdot (h - y_{tsf2})}{I_{t.sf2}} \right] \quad \sigma_{c.tx2} = -12.502 \text{ MPa}$$

Betongspenningar i  
overkant  
(strekk)

$$\sigma_{cux2} := \left( \frac{N_3}{A_{t2.sf}} \right) + \left[ \frac{M_{t.s2} \cdot (-h - y_{tsf2})}{I_{t.sf2}} \right] \quad \sigma_{cux2} = 1.757 \text{ MPa}$$

**Kontroll av tillatt trykkspenning i betongen**

$$\sigma_{c.tillatt} := -0.6 \cdot f_{ck} \quad \sigma_{c.tillatt} = -30 \text{ MPa} \quad \text{OK !!!}$$

**Kontroll av tillatt strekkspenning i betongen**

$$\text{Strekkfastleiken} \quad f_{ctm} = 4.1 \text{ MPa} \quad \text{OK !!!}$$

## 7.3 NEDBØYING

Har fulgt Norsk betongforenings Publikasjon 33 sin anbefaling av framgangsmåte for beregning av maksimal nedbøyning i platemidte.

### 7.3.1 Bøvestivleik

#### Bidrag frå slakkarmeringa

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$\alpha d_{xs} := 89.218 \text{ mm}$$

$$\alpha d_{ys} := 47.115 \text{ mm}$$

$$\alpha d_{xf} := 70.191 \text{ mm}$$

$$\alpha d_{yf} := 35.652 \text{ mm}$$

$$d_{xs} := 234.313 \text{ mm}$$

$$d_{ys} := 251.154 \text{ mm}$$

$$d_{xf} := 241.313 \text{ mm}$$

$$d_{yf} := 255.739 \text{ mm}$$

Verdiar henta frå tidlegare berekningar

#### Feltstriper

$$A_{sx} := 565 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy} := 655 \text{ mm}^2$$

#### Søylestriper

$$A_{sx2} := 1475 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy2} := 565 \text{ mm}^2$$

pr.meter

#### Slakkarmeringens bidrag

##### Feltstriper

$$I_{ssx} := A_{sx} \cdot (d_{xf} - \alpha d_{xf})^2$$

$$I_{ssy} := A_{sy} \cdot (d_{yf} - \alpha d_{yf})^2$$

$$EI_{ys} := I_{ssy} \cdot E_s$$

$$EI_{xs} := I_{ssx} \cdot E_s$$

$$I_{ssx} = 1.654 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{ssy} = 3.173 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$EI_{ys} = 6.345 \times 10^3 \text{ m}^2 \text{ kN}$$

$$EI_{xs} = 3.309 \times 10^3 \text{ m}^2 \text{ kN}$$

##### Søylestriper

$$I_{ssx2} := A_{sx2} \cdot (d_{xs} - \alpha d_{xs})^2$$

$$I_{ssy2} := A_{sy2} \cdot (d_{ys} - \alpha d_{ys})^2$$

$$EI_{ys2} := I_{ssy2} \cdot E_s$$

$$EI_{xs2} := I_{ssx2} \cdot E_s$$

$$I_{ssx2} = 3.105 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{ssy2} = 2.352 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$EI_{ys2} = 4.704 \times 10^3 \text{ m}^2 \text{ kN}$$

$$EI_{xs2} = 6.211 \times 10^3 \text{ m}^2 \text{ kN}$$

#### Feltstripe

$$EI_x := E_{cm} \cdot (I_{t,sf}) + E_s \cdot I_{ssx}$$

$$EI_x = 1.472 \times 10^5 \text{ m}^2 \text{ kN}$$

#### Søylestripe

$$EI_{x2} := E_{cm} \cdot (I_{t,ss}) + E_s \cdot I_{ssx2}$$

$$EI_{x2} = 1.693 \times 10^5 \text{ m}^2 \text{ kN}$$

**Stivleik i Feltstripe (Y-retning)**

$$n_{yf} := 3$$

$$A_{cysf} := 1000\text{mm} \cdot t_{pl} \quad A_{cysf} = 0.35 \text{ m}^2$$

$$A_{t.sfy} := A_{cysf} + (\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot \frac{n_{yf}}{4} \quad A_{t.sfy} = 351.934 \text{ m mm}$$

$$y_{tsfy} := \frac{(\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot \frac{n_{yf}}{4} \cdot e_y}{A_{t.sfy}} \quad y_{tsfy} = 0.495 \text{ mm}$$

$$I_{t.sfy} := \left( \frac{1000\text{mm} \cdot t_{pl}^3}{12} \right) + 1000\text{mm} \cdot t_{pl} \cdot y_{tsfy}^2 + (\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot \frac{n_{yf}}{4} \cdot (t_{pl} - y_{tsfy})^2$$

$$I_{t.sfy} = 3.809 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$EI_y := E_{cm} \cdot (I_{t.sfy}) + E_s \cdot I_{ssy}$$

$$I_{t.sf} = 3.888 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$EI_y = 1.473 \times 10^5 \text{ m}^2 \text{ kN}$$

**Stivleik i søylestripe (Y-retning)**

$$n_{yss} := 4$$

$$A_{cyss} := 1000\text{mm} \cdot t_{pl} \quad A_{cyss} = 0.35 \text{ m}^2$$

$$A_{t.ssy} := A_{cyss} + (\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot \frac{n_{yss}}{2} \quad A_{t.ssy} = 355.157 \text{ m mm}$$

$$y_{tssy} := \frac{(\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot \frac{n_{yss}}{2} \cdot e_y}{A_{t.ssy}} \quad y_{tssy} = 1.307 \text{ mm}$$

$$I_{t.ssy} := \left( \frac{1000\text{mm} \cdot t_{pl}^3}{12} \right) + 1000\text{mm} \cdot t_{pl} \cdot y_{tssy}^2 + (\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot \frac{n_{yss}}{2} \cdot (t_{pl} - y_{tssy})^2$$

$$I_{t.ssy} = 4.201 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$EI_{y2} := E_{cm} \cdot (I_{t.ssy}) + E_s \cdot I_{ssy2}$$

$$EI_{y2} = 1.601 \times 10^5 \text{ m}^2 \text{ kN}$$

Oppsummering av aktuelle stivleikar

$$EI_x = 1.472 \times 10^5 \text{ m}^2 \text{ kN} \quad EI_y = 1.473 \times 10^5 \text{ m}^2 \text{ kN}$$

$$EI_{x2} = 1.693 \times 10^5 \text{ m}^2 \text{ kN} \quad EI_{y2} = 1.601 \times 10^5 \text{ m}^2 \text{ kN}$$

## 7.3.2 Nedbøyingbidrag frå Spennarmeringa

### Ekvivalente Laster frå spennarmeringa

Største nedbøying vil opptre i platemidte, ein tar tatt med utrekninga av utkrager for å syne dette.

Stivleiksberekningane er gjort med tanke på stivleik pr. meter, nyttar derfor også jamt fordelte lasta og ekvivalente krefter pr.meter.

### Ekvivalente laster for Feltstripene

<u>Nedoverretta</u>	X - Retning	Y - Retning
utkrager	$q_{nux} := 172.654 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$q_{nuy} := 216.826 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
felt	$q_{nfx} := 85.827 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$q_{nfy} := 108.413 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
<u>Oppoverretta</u>		
utkrager	$q_{oux} := 9.034 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$q_{ouy} := 11.412 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
felt	$q_{ofx} := 20.132 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$q_{ofy} := 25.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

### Ekvivalente laster for Søylestripene

<u>Nedoverretta</u>	X - Retning	Y - Retning
utkrager	$q_{nux2} := 457.745 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$q_{nuy2} := 578.204 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
felt	$q_{nfx2} := 228.872 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$q_{nfy2} := 289.102 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
<u>Oppoverretta</u>		
utkrager	$q_{oux2} := 24.092 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$q_{ouy2} := 30.432 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
felt	$q_{ofx2} := 53.686 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$q_{ofy2} := 67.814 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$\begin{aligned} \text{Lengder for utkrager} \quad L_{\text{utkr.x}} &:= 4000\text{mm} \\ L_{\text{red.sx}} &:= L_{\text{utkr.x}} - 0.5 \cdot 1350\text{mm} \quad L_{\text{red.sx}} = 3325\text{mm} \end{aligned}$$

Redusert "bjelke" lengde utsatt for nedbøying pga antakelse om tilnærma uendelig stor stivhet i voute. Redusere lengda på spenn utsatt for nedbøying med cirka 50% av voutebreidde. Dette er rimeleg å anta dette med bakgrunn i at stivleiken ikkje er uendeleg i voutekant.

$$L_{1x} := 0.05 \cdot L_{\text{utkr.x}} \quad L_{1x} = 200\text{mm}$$

$$L_{2x} := L_{\text{utkr.x}} - L_{1x} \quad L_{2x} = 3800\text{mm}$$

$$L_{\text{utkr.y}} := 3000\text{mm}$$

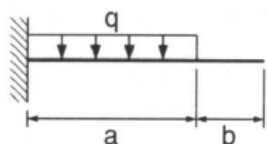
$$L_{\text{red.sy}} := L_{\text{utkr.y}} - 0.5 \cdot 1350\text{mm} \quad L_{\text{red.sy}} = 2.325\text{m}$$

$$L_{1y} := 0.05 \cdot L_{\text{utkr.y}} \quad L_{1y} = 150\text{mm}$$

$$L_{2y} := L_{\text{utkr.y}} - L_{1y} \quad L_{2y} = 2850\text{mm}$$

## UTKRAGER

### Nedoverretta



$$\delta = \frac{q \cdot a^3}{24EI} \cdot (4L - a)$$

### Feltstriper

$$\delta_{1x} := \left( \frac{q_{\text{nux}} \cdot L_{1x}^3}{24 \cdot EI_x} \right) \cdot (4 \cdot L_{\text{utkr.x}} - L_{1x}) \quad \delta_{1x} = 0.006\text{mm}$$

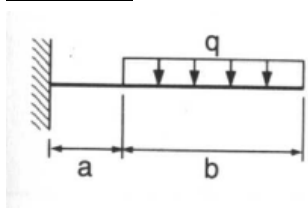
$$\delta_{1y} := \left( \frac{q_{\text{nuy}} \cdot L_{1y}^3}{24 \cdot EI_y} \right) \cdot (4 \cdot L_{\text{utkr.y}} - L_{1y}) \quad \delta_{1y} = 0.002\text{mm}$$

### Søylestriper

$$\delta_{12x} := \left( \frac{q_{\text{nux}2} \cdot L_{1x}^3}{24 \cdot EI_{x2}} \right) \cdot (4 \cdot L_{\text{utkr.x}} - L_{1x}) \quad \delta_{12x} = 0.014\text{mm}$$

$$\delta_{12y} := \left( \frac{q_{\text{nuy}2} \cdot L_{1y}^3}{24 \cdot EI_y} \right) \cdot (4 \cdot L_{\text{utkr.y}} - L_{1y}) \quad \delta_{12y} = 0.007\text{mm}$$

Ved å inkludere/reducere spennlengda pga søylevoute vil det nedoverretta lasta frå spennarminga ikkje gje bidrag til nedbøying av plata fordi lastflata utsett for nedoverretta ekvivalent last er innanfor søylevouta

**Oppoverretta****Feltstriper**

$$\delta_{2x} := -\frac{q_{oux}}{24 \cdot EI_x} \cdot (3 \cdot L_{utkr.x}^4 - 4 \cdot L_{1x}^3 \cdot L_{utkr.x} + L_{1x}^4)$$

$$\delta_{2x} = -1.964 \text{ mm}$$

$$\delta_{2y} := -\frac{q_{ouy}}{24 \cdot EI_y} \cdot (3 \cdot L_{utkr.y}^4 - 4 \cdot L_{1y}^3 \cdot L_{utkr.y} + L_{1y}^4)$$

$$\delta_{2y} = -0.784 \text{ mm}$$

$$\delta = \frac{q}{24EI} \cdot (4L^4 - 4a^3 \cdot L + a^4)$$

***Inkl. redusert spennlengd***

$$\delta_{2x2} := \frac{-q_{oux} \cdot L_{red.sx}^4}{8EI_x}$$

$$\delta_{2x2} = -0.938 \text{ mm}$$

$$\delta_{2y2} := \frac{-q_{ouy} \cdot L_{red.sy}^4}{8EI_y}$$

$$\delta_{2y2} = -0.283 \text{ mm}$$

**Søylestriper**

$$\delta_{22x} := -\frac{q_{oux2}}{24 \cdot EI_{x2}} \cdot (3 \cdot L_{utkr.x}^4 - 4 \cdot L_{1x}^3 \cdot L_{utkr.x} + L_{1x}^4)$$

$$\delta_{22x} = -4.553 \text{ mm}$$

$$\delta_{22y} := -\frac{q_{ouy2}}{24 \cdot EI_{y2}} \cdot (3 \cdot L_{utkr.y}^4 - 4 \cdot L_{1y}^3 \cdot L_{utkr.y} + L_{1y}^4)$$

$$\delta_{22y} = -1.924 \text{ mm}$$

***Inkl. redusert spennlengd***

$$\delta_{2x22} := \frac{-q_{oux2} \cdot L_{red.sx}^4}{8EI_{x2}}$$

$$\delta_{2x22} = -2.174 \text{ mm}$$

$$\delta_{2y22} := \frac{-q_{ouy2} \cdot L_{red.sy}^4}{8EI_{y2}}$$

$$\delta_{2y22} = -0.694 \text{ mm}$$

**FELT**

$$\text{Lengder for felt } L_{3x} := 0.05 \cdot x \quad L_{3x} = 400 \text{ mm} \quad L_{3y} := 0.05 \cdot y \quad L_{3y} = 300 \text{ mm}$$

$$L_{4x} := x - 2L_{3x} \quad L_{4x} = 7200 \text{ mm} \quad L_{4y} := y - 2L_{3y} \quad L_{4y} = 5400 \text{ mm}$$

$$\alpha_x := \frac{L_{3x}}{x} \quad \alpha_x = 0.05 \quad \alpha_y := \frac{L_{3y}}{y} \quad \alpha_y = 0.05$$

$$\beta_x := \alpha_x \quad \beta_y := \alpha_y$$

$$\text{Redusert } L_{\text{red.fx}} := x - 0.5 \cdot 2700 \text{ mm}$$

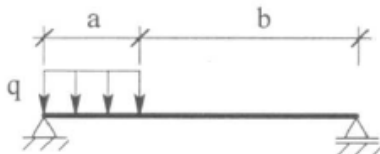
$$L_{\text{red.fy}} := y - 0.5 \cdot 2700 \text{ mm}$$

$$L_{\text{red.fx}} = 6650 \text{ mm}$$

$$L_{\text{red.fy}} = 4650 \text{ mm}$$

### Nedoverretta

Gjev kunn bidrag dersom ein nyttar total spennlengd. dvs lengda mellom søylepunkta



$$\delta = \frac{q \cdot a^2 \cdot L^2}{48EI} \cdot (1.5 - \alpha^2)$$

$$\alpha = \frac{a}{L}$$

#### Feltstripene

$$\delta_{3x} := \left( \frac{1}{48} \right) \cdot \left( \frac{q_{\text{nf}x} \cdot L_{3x}^2 \cdot x^2}{EI_x} \right) \cdot (1.5 - \alpha_x^2) \quad \delta_{3x} = 0.186 \text{ mm}$$

$$\delta_{3y} := \left( \frac{1}{48} \right) \cdot \left( \frac{q_{\text{nf}y} \cdot L_{3y}^2 \cdot y^2}{EI_y} \right) \cdot (1.5 - \alpha_y^2) \quad \delta_{3y} = 0.074 \text{ mm}$$

#### Søylestripene

$$\delta_{32x} := \left( \frac{1}{48} \right) \cdot \left( \frac{q_{\text{nf}x2} \cdot L_{3x}^2 \cdot x^2}{EI_{x2}} \right) \cdot (1.5 - \alpha_x^2) \quad \delta_{32x} = 0.432 \text{ mm}$$

$$\delta_{32y} := \left( \frac{1}{48} \right) \cdot \left( \frac{q_{\text{nf}y2} \cdot L_{3y}^2 \cdot y^2}{EI_{y2}} \right) \cdot (1.5 - \alpha_y^2) \quad \delta_{32y} = 0.183 \text{ mm}$$

$$\delta_{3.1} := \delta_{3x} + \delta_{32y} \quad \text{eller} \quad \delta_{3.2} := \delta_{3y} + \delta_{32x}$$

$$\delta_{3.1} = 0.369 \text{ mm}$$

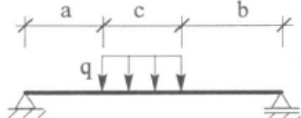
$$\delta_{3.2} = 0.506 \text{ mm}$$

#### Middelverdi

$$\delta_{3T} := \frac{\delta_{3.1} + \delta_{3.2}}{2}$$

$$\delta_{3T} = 0.438 \text{ mm}$$

Her som for utkrager vil det ved å inkludere/reduere spennlengda pga søylevoute vil det nedoverretta lasta frå spennarmeringa ikkje gje bidrag til nedbøying av plata fordi lastflata utsett for nedoverretta ekvivalent last er innanfor søylevouta

**Oppoverretta**

$$\delta = \frac{q \cdot L^4}{384EI} \cdot (5 - 12\alpha^2 + 8\alpha^4 - 12\beta^2 + 8\beta^4)$$

$$\beta = \frac{b}{L} \quad \alpha = \frac{a}{L}$$

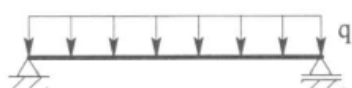
**Feltstripene**

$$\delta_{4x} := -\frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{ofx} \cdot x^4}{EI_x} \right) \cdot (5 - 12\alpha_x^2 + 8\alpha_x^4 - 12\beta_x^2 + 8\beta_x^4) \quad \delta_{4x} = -7.209 \text{ mm}$$

$$\delta_{4y} := -\frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{ofy} \cdot y^4}{EI_y} \right) \cdot (5 - 12\alpha_y^2 + 8\alpha_y^4 - 12\beta_y^2 + 8\beta_y^4) \quad \delta_{4y} = -2.879 \text{ mm}$$

*Inkl. redusert spennlengd*

Ved å redusere spennlangda vil oppoverretta ekvivalent last verke over heile spennlangda og ein nyttar formel for nedbøying under:



$$\delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384EI}$$

$$\delta_{4x2} := -\frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ofx} \cdot L_{red.fx}^4}{EI_x} \quad \delta_{4x2} = -3.484 \text{ mm}$$

$$\delta_{4y2} := -\frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ofy} \cdot L_{red.fy}^4}{EI_y} \quad \delta_{4y2} = -1.051 \text{ mm}$$

**Søylestripene**

$$\delta_{42x} := -\frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{ofx2} \cdot x^4}{EI_{x2}} \right) \cdot (5 - 12\alpha_x^2 + 8\alpha_x^4 - 12\beta_x^2 + 8\beta_x^4) \quad \delta_{42x} = -16.711 \text{ mm}$$

$$\delta_{42y} := -\frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{ofy2} \cdot y^4}{EI_{y2}} \right) \cdot (5 - 12\alpha_y^2 + 8\alpha_y^4 - 12\beta_y^2 + 8\beta_y^4) \quad \delta_{42y} = -7.061 \text{ mm}$$

*Inkl. redusert spennlengd*

$$\delta_{42x2} := -\frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ofx2} \cdot L_{red.fx}^4}{EI_{x2}} \quad \delta_{42x2} = -8.075 \text{ mm}$$

$$\delta_{42y2} := -\frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ofy2} \cdot L_{red.fy}^4}{EI_{y2}} \quad \delta_{42y2} = -2.578 \text{ mm}$$



Bidrag frå oppoverretta ekvivalent last i felt

### Total spennvidde

$$\delta_{4.1} := \delta_{4x} + \delta_{42y}$$

$$\delta_{4.1} = -14.27 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{4T} := \frac{\delta_{4.1} + \delta_{4.2}}{2}$$

eller

$$\delta_{4.2} := \delta_{4y} + \delta_{42x}$$

$$\delta_{4.2} = -19.589 \text{ mm}$$

$$\delta_{4T} = -16.93 \text{ mm}$$

### Redusert spennvidde

$$\delta_{4R1} := \delta_{4x2} + \delta_{42y2}$$

$$\delta_{4R1} = -6.062 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{4R} := \frac{\delta_{4R1} + \delta_{4R2}}{2}$$

$$\delta_{4R2} := \delta_{4y2} + \delta_{42x2}$$

$$\delta_{4R2} = -9.126 \text{ mm}$$

$$\delta_{4R} = -7.594 \text{ mm}$$

Det totale nedbøyingsbidraget frå spennarmeringa i platemidtd for total spennvidde

$$\delta_{pl.T} := \delta_{3T} + \delta_{4T}$$

$$\delta_{pl.T} = -16.492 \text{ mm}$$

Det totale nedbøyingsbidraget frå spennarmeringa i platemidtd for redusert spennvidde

$$\delta_{pl.R} := \delta_{4R}$$

$$\delta_{pl.R} = -7.594 \text{ mm}$$

## 7.3.3 Bidrag frå ytre laster

$$q_x := q_{ed} \cdot 1000 \text{ mm} \quad q_x = 48.75 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN} \quad q_{x2} := q_x \quad q_{x2} = 48.75 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$$

$$q_y := q_{ed} \cdot 1000 \text{ mm} \quad q_y = 48.75 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN} \quad q_{y2} := q_y \quad q_{y2} = 48.75 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$$

### UTKRAGER



#### Feltstripene

$$\delta_{ux} := \frac{q_x \cdot L_{utkr.x}^4}{8EI_x} \quad \delta_{ux} = 10.601 \text{ mm}$$

$$\delta_{uy} := \frac{q_y \cdot L_{utkr.y}^4}{8EI_y} \quad \delta_{uy} = 3.351 \text{ mm}$$

*inkl. Reduksjon i spennlengd*

$$\delta_{ux2} := \frac{q_x \cdot L_{red.sx}^4}{8EI_x} \quad \delta_{ux2} = 5.062 \text{ mm}$$

$$\delta_{uy2} := \frac{q_y \cdot L_{red.sy}^4}{8EI_y} \quad \delta_{uy2} = 1.209 \text{ mm}$$

### Søylestripene

$$\delta_{2ux} := \frac{q_{x2} \cdot L_{utkr.x}^4}{8EI_{x2}} \quad \delta_{2ux} = 9.215 \text{ mm}$$

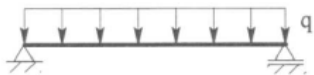
$$\delta_{2uy} := \frac{q_{y2} \cdot L_{utkr.y}^4}{8EI_{y2}} \quad \delta_{2uy} = 3.083 \text{ mm}$$

*inkl. Reduksjon i spennlengd*

$$\delta_{2ux2} := \frac{q_{x2} \cdot L_{red.sx}^4}{8EI_{x2}} \quad \delta_{2ux2} = 4.4 \text{ mm}$$

$$\delta_{2uy2} := \frac{q_{y2} \cdot L_{red.sy}^4}{8EI_{y2}} \quad \delta_{2uy2} = 1.112 \text{ mm}$$

### FELT



$$\delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384EI}$$

### Feltstripene

$$\delta_{fx} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_x \cdot x^4}{EI_x} \quad \delta_{fx} = 17.669 \text{ mm}$$

$$\delta_{fy} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_y \cdot y^4}{EI_y} \quad \delta_{fy} = 5.585 \text{ mm}$$

*inkl. Reduksjon i spennlengd*

$$\delta_{fx2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_x \cdot L_{red.fx}^4}{EI_x} \quad \delta_{fx2} = 8.436 \text{ mm}$$

$$\delta_{fy2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_y \cdot L_{red.fy}^4}{EI_y} \quad \delta_{fy2} = 2.015 \text{ mm}$$

**Søylestripene**

$$\delta_{2fx} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{x2} \cdot x^4}{EI_{x2}} \quad \delta_{2fx} = 15.358 \text{ mm}$$

$$\delta_{2fy} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{y2} \cdot y^4}{EI_{y2}} \quad \delta_{2fy} = 5.138 \text{ mm}$$

inkl. Reduksjon i spennlengd

$$\delta_{2fx2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{x2} \cdot L_{\text{red.fx}}^4}{EI_{x2}} \quad \delta_{2fx2} = 7.333 \text{ mm}$$

$$\delta_{2fy2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{y2} \cdot L_{\text{red.fy}}^4}{EI_{y2}} \quad \delta_{2fy2} = 1.853 \text{ mm}$$

Bidrag frå ytre last

**Total Spennvidde**

$$\delta_{f1} := \delta_{fx} + \delta_{2fy} \quad \text{eller} \quad \delta_{f2} := \delta_{fy} + \delta_{2fx}$$

$$\delta_{f1} = 22.806 \text{ mm} \quad \delta_{f2} = 20.944 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{fT} := \frac{\delta_{f1} + \delta_{f2}}{2} \quad \delta_{fT} = 21.875 \text{ mm}$$

**Redusert Spennvidde**

$$\delta_{f1R} := \delta_{fx2} + \delta_{2fy2} \quad \text{eller} \quad \delta_{f2R} := \delta_{fy2} + \delta_{2fx2}$$

$$\delta_{f1R} = 10.289 \text{ mm} \quad \delta_{f2R} = 9.348 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{fR} := \frac{\delta_{f1R} + \delta_{f2R}}{2} \quad \delta_{fR} = 9.818 \text{ mm}$$

Nedbøyingsbidrag frå ytre laster i platemidte (total spennvidde)  $\delta_{fT} = 21.875 \text{ mm}$ Nedbøyingsbidrag frå ytre laster i platemidte (reduisert spennvidde)  $\delta_{fR} = 9.818 \text{ mm}$

### **7.3.4 Total nedbøying**

Ut frå berekningar ser ein at platefelt er utsatt for størst nedbøying, dette resultere i størst nedbøying i platemidte

Total nedbøying (Feltstriper + Søylestriper) i Platemidte

Total spennvidde

$$\delta_T := \delta_{fT} + \delta_{pl.T} \quad \delta_T = 5.383 \text{ mm}$$

m/reduksjon i spennvidde

$$\delta_R := \delta_{fR} + \delta_{pl.R} \quad \delta_R = 2.224 \text{ mm}$$

I val av spennarmeringsmengd, nytta ein ei balanserande last på 100% eigenvekt + 30% nyttelast sjølv om ein reduserte mengda pga toleranse samt unngå for høge betongspenningar i felt, er det naturleg at ein vil ha ei lita nedbøying som følgjer av oppspenninga.

### **7.4 Langtidsnedbøying**

(Nyttar samme formlar som for tidlegare berekningar)

$$EI_{xL} := E_{cL} \cdot (I_{t.sf}) + E_s \cdot I_{ssx} \quad EI_{xL} = 6.724 \times 10^7 \text{ m}^2 \text{ N}$$

$$EI_{yL} := E_{cL} \cdot (I_{t.sfy}) + E_s \cdot I_{ssy} \quad EI_{yL} = 6.899 \times 10^7 \text{ m}^2 \text{ N}$$

$$EI_{xL2} := E_{cL} \cdot (I_{t.ss}) + E_s \cdot I_{ssx2} \quad EI_{xL2} = 7.869 \times 10^7 \text{ m}^2 \text{ N}$$

$$EI_{yL2} := E_{cL} \cdot (I_{t.ssy}) + E_s \cdot I_{ssy2} \quad EI_{yL2} = 7.378 \times 10^7 \text{ m}^2 \text{ N}$$

Med bakgrunn i berekningane over som syner størst nedbøying i platemidte, utfører ein *kunn* nedbøyingberegning for platemidte for langtids grunna der er her ein har størst nedbøying

#### **7.4.1 Bidrag frå spennarmering**

##### **FELT**

##### ***Nedoverretta***

##### **Feltstripene**

$$\delta_{3xL} := \left( \frac{1}{48} \right) \cdot \left( \frac{q_{nfx} \cdot L_{3x}^2 \cdot x^2}{EI_{xL}} \right) \cdot (1.5 - \alpha_x^2) \quad \delta_{3xL} = 0.408 \text{ mm}$$

$$\delta_{3yL} := \left( \frac{1}{48} \right) \cdot \left( \frac{q_{nfy} \cdot L_{3y}^2 \cdot y^2}{EI_{yL}} \right) \cdot (1.5 - \alpha_y^2) \quad \delta_{3yL} = 0.159 \text{ mm}$$

**Feltstripene**

$$\delta_{32xL} := \left(\frac{1}{48}\right) \cdot \left(\frac{q_{nfx2} \cdot L_{3x}^2 \cdot x^2}{EI_{xL2}}\right) \cdot (1.5 - \alpha_x^2) \quad \delta_{32xL} = 0.929 \text{ mm}$$

$$\delta_{32yL} := \left(\frac{1}{48}\right) \cdot \left(\frac{q_{nfy2} \cdot L_{3y}^2 \cdot y^2}{EI_{yL2}}\right) \cdot (1.5 - \alpha_y^2) \quad \delta_{32yL} = 0.396 \text{ mm}$$

Bidrag frå nedoverretta ekvivalent last

$$\delta_{3.1L} := \delta_{3xL} + \delta_{32yL} \quad \text{eller} \quad \delta_{3.2L} := \delta_{3yL} + \delta_{32xL}$$

$$\delta_{3.1L} = 0.804 \text{ mm} \quad \delta_{3.2L} = 1.088 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{3TL} := \frac{\delta_{3.1L} + \delta_{3.2L}}{2} \quad \delta_{3TL} = 0.946 \text{ mm}$$

**Oppoverretta****Feltstripene**

$$\delta_{4xL} := -\frac{1}{384} \cdot \left(\frac{q_{ofx} \cdot x^4}{EI_{xL}}\right) \cdot (5 - 12\alpha_x^2 + 8\alpha_x^4 - 12\beta_x^2 + 8\beta_x^4) \quad \delta_{4xL} = -15.777 \text{ mm}$$

$$\delta_{4yL} := -\frac{1}{384} \cdot \left(\frac{q_{ofy} \cdot y^4}{EI_{yL}}\right) \cdot (5 - 12\alpha_y^2 + 8\alpha_y^4 - 12\beta_y^2 + 8\beta_y^4) \quad \delta_{4yL} = -6.146 \text{ mm}$$

*Inkl. redusert spennlengd*

Som for tidlegar berekningar vil ein ved å redusere spennlangda gje oppoverretta ekvivalent last verke over heile spennlangda.

$$\delta_{4xL2} := -\frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ofx} \cdot L_{red.fx}^4}{EI_{xL}} \quad \delta_{4xL2} = -7.624 \text{ mm}$$

$$\delta_{4yL2} := -\frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ofy} \cdot L_{red.fy}^4}{EI_{yL}} \quad \delta_{4yL2} = -2.244 \text{ mm}$$

**Søylestripene**

$$\delta_{42xL} := -\frac{1}{384} \cdot \left(\frac{q_{ofx2} \cdot x^4}{EI_{xL2}}\right) \cdot (5 - 12\alpha_x^2 + 8\alpha_x^4 - 12\beta_x^2 + 8\beta_x^4) \quad \delta_{42xL} = -35.95 \text{ mm}$$

$$\delta_{42yL} := -\frac{1}{384} \cdot \left(\frac{q_{ofy2} \cdot y^4}{EI_{yL2}}\right) \cdot (5 - 12\alpha_y^2 + 8\alpha_y^4 - 12\beta_y^2 + 8\beta_y^4) \quad \delta_{42yL} = -15.325 \text{ mm}$$

*Inkl. redusert spennlengd*

Som for tidlegar berekningar vil ein ved å redusere spennlangda gje oppoverretta ekvivalent last verke over heile spennlangda.

$$\delta_{42xL2} := -\frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ofx2} \cdot L_{red.fx}^4}{EI_{xL2}} \quad \delta_{42xL2} = -17.373 \text{ mm}$$

$$\delta_{42yL2} := -\frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ofy2} \cdot L_{red.fy}^4}{EI_{yL2}} \quad \delta_{42yL2} = -5.595 \text{ mm}$$

Bidrag frå oppoverretta ekvivalent last i felt

#### Total spennvidde

$$\delta_{4.1L} := \delta_{4xL} + \delta_{42yL} \quad \text{eller} \quad \delta_{4.2L} := \delta_{4yL} + \delta_{42xL}$$

$$\delta_{4.1L} = -31.102 \text{ mm} \quad \delta_{4.2L} = -42.096 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{4TL} := \frac{\delta_{4.1L} + \delta_{4.2L}}{2} \quad \delta_{4TL} = -36.599 \text{ mm}$$

#### Redusert spennvidde

$$\delta_{4R1L} := \delta_{4xL2} + \delta_{42yL2} \quad \delta_{4R2L} := \delta_{4yL2} + \delta_{42xL2}$$

$$\delta_{4R1L} = -13.22 \text{ mm} \quad \delta_{4R2L} = -19.617 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{4RL} := \frac{\delta_{4R1L} + \delta_{4R2L}}{2} \quad \delta_{4R} = -7.594 \text{ mm}$$

Det totale nedbøyingsbidraget frå spennarmeringa i platemidtd for total spennvidde

$$\delta_{pl.TL} := \delta_{3TL} + \delta_{4TL} \quad \delta_{pl.TL} = -35.653 \text{ mm}$$

Det totale nedbøyingsbidraget frå spennarmeringa i platemidtd for redusert spennvidde

$$\delta_{pl.RL} := \delta_{4RL} \quad \delta_{pl.RL} = -16.418 \text{ mm}$$

### 7.4.2 Bidrag frå ytre laster

Felt

Feltstripene

$$\delta_{fxL} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_x \cdot x^4}{EI_{xL}} \quad \delta_{fxL} = 38.668 \text{ mm}$$

$$\delta_{fyL} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_y \cdot y^4}{EI_{xL}} \quad \delta_{fyL} = 12.235 \text{ mm}$$

inkl. Reduksjon i spennlengd

$$\delta_{fxL2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_x \cdot L_{red.fx}^4}{EI_{xL}} \quad \delta_{fxL2} = 18.462 \text{ mm}$$

$$\delta_{fyL2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_y \cdot L_{red.fy}^4}{EI_{xL}} \quad \delta_{fyL2} = 4.414 \text{ mm}$$

**Søylestripene**

$$\delta_{2fxL} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{x2} \cdot x^4}{EI_{xL2}} \quad \delta_{2fxL} = 33.041 \text{ mm}$$

$$\delta_{2fyL} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{y2} \cdot y^4}{EI_{xL2}} \quad \delta_{2fyL} = 10.454 \text{ mm}$$

inkl. Reduksjon i spennlengd

$$\delta_{2fxL2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{x2} \cdot L_{\text{red.fx}}^4}{EI_{xL2}} \quad \delta_{2fxL2} = 15.775 \text{ mm}$$

$$\delta_{2fyL2} := \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{y2} \cdot L_{\text{red.fy}}^4}{EI_{xL2}} \quad \delta_{2fyL2} = 3.771 \text{ mm}$$

Bidrag frå ytre last

**Total Spennvidde**

$$\delta_{f1L} := \delta_{fxL} + \delta_{2fyL} \quad \text{eller} \quad \delta_{f2L} := \delta_{fyL} + \delta_{2fxL}$$

$$\delta_{f1L} = 49.122 \text{ mm} \quad \delta_{f2L} = 45.275 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{fTL} := \frac{\delta_{f1L} + \delta_{f2L}}{2} \quad \delta_{fTL} = 47.199 \text{ mm}$$

**Redusert Spennvidde**

$$\delta_{f1RL} := \delta_{fxL2} + \delta_{2fyL2} \quad \text{eller} \quad \delta_{f2RL} := \delta_{fyL2} + \delta_{2fxL2}$$

$$\delta_{f1RL} = 22.233 \text{ mm} \quad \delta_{f2RL} = 20.189 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{fRL} := \frac{\delta_{f1RL} + \delta_{f2RL}}{2} \quad \delta_{fRL} = 21.211 \text{ mm}$$

Nedbøyingsbidrag frå ytre laster i platemidte (total spennvidde)  $\delta_{fTL} = 47.199 \text{ mm}$ Nedbøyingsbidrag frå ytre laster i platemidte (reduisert spennvidde)  $\delta_{fRL} = 21.211 \text{ mm}$ **7.4.3 Total nedbøying**

Total langtidsnedbøying i platemidte (total spennvidde)

$$\delta_{fL} := \delta_{fTL} + \delta_{p1.TL} \quad \delta_{fL} = 11.546 \text{ mm}$$

m/reduksjon i spennvidde

$$\delta_{fL2} := \delta_{fRL} + \delta_{p1.RL} \quad \delta_{fL2} = 4.793 \text{ mm}$$

## 7.5 Nedbøying frå Punktlast

For berekning av nedbøying for punktlast nyttar ein Stivleik i dei respektive retningane som for jamt fordelt.

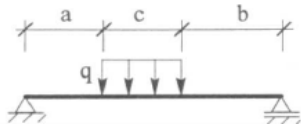
I dette tilfelle ser ein på nedbøying for ytre last gjev på plata som den same som oppoverretta ekvivalente lasta spennarmeringa gjev.

Punktlast  $q=700\text{kN}$  fordelt over  $1\text{m}\cdot 1\text{m}$

$$q_{\text{pkt}} := 700 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Stivleik for aktuelle feltstriper er berekna for 1m breidd men for totale stripebreidda

### Nedbøying for Punktlast (Felt)



$$\delta = \frac{q \cdot L^4}{384EI} \cdot (5 - 12\alpha^2 + 8\alpha^4 - 12\beta^2 + 8\beta^4)$$

$$\beta = \frac{b}{L} \quad \alpha = \frac{a}{L}$$

### Total spennvidde

$$\alpha := \frac{3500\text{mm}}{x} \quad \alpha = 0.438$$

$$\alpha_{2y} := \frac{2500\text{mm}}{y} \quad \alpha_{2y} = 0.417$$

$$\beta := \alpha$$

$$\beta_{2y} := \alpha_{2y}$$

### Feltstripene

$$\delta_{\text{pkt.x}} := \frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{\text{pkt}} \cdot x^4}{EI_x} \right) \cdot (5 - 12\alpha^2 + 8\alpha^4 - 12\beta^2 + 8\beta^4) \quad \delta_{\text{pkt.x}} = 50.357 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{pkt.y}} := \frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{\text{pkt}} \cdot y^4}{EI_y} \right) \cdot (5 - 12\alpha_{2y}^2 + 8\alpha_{2y}^4 - 12\beta_{2y}^2 + 8\beta_{2y}^4) \quad \delta_{\text{pkt.y}} = 21.102 \text{ mm}$$

### Søylestripene

$$\delta_{22\text{pkt.x}} := \frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{\text{pkt}} \cdot x^4}{EI_{x2}} \right) \cdot (5 - 12\alpha^2 + 8\alpha^4 - 12\beta^2 + 8\beta^4) \quad \delta_{22\text{pkt.x}} = 43.772 \text{ mm}$$

$$\delta_{22\text{pkt.y}} := \frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{\text{pkt}} \cdot y^4}{EI_{y2}} \right) \cdot (5 - 12\alpha_{2y}^2 + 8\alpha_{2y}^4 - 12\beta_{2y}^2 + 8\beta_{2y}^4) \quad \delta_{22\text{pkt.y}} = 19.411 \text{ mm}$$

### Bidrag frå punktlast

$$\delta_{11} := \delta_{\text{pkt.x}} + \delta_{22\text{pkt.y}}$$

eller

$$\delta_{12} := \delta_{\text{pkt.y}} + \delta_{22\text{pkt.x}}$$

$$\delta_{11} = 69.767 \text{ mm}$$

$$\delta_{12} = 64.874 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{\text{pkt.T}} := \frac{\delta_{11} + \delta_{12}}{2}$$

$$\delta_{\text{pkt.T}} = 67.321 \text{ mm}$$



**Redusert spenn**

$$\alpha_{xL} := \left( \frac{2825\text{mm}}{L_{\text{red.fx}}} \right) \quad \alpha_{yL} := \frac{1825\text{mm}}{L_{\text{red.fy}}}$$

$$\beta_{xL} := \alpha_{xL} \quad \beta_{yL} := \alpha_{yL}$$

$$\delta_{\text{pktx}} := \frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{\text{pkt}} \cdot L_{\text{red.fx}}^4}{EI_x} \right) \cdot \left( 5 - 12\alpha_{xL}^2 + 8\alpha_{xL}^4 - 12\beta_{xL}^2 + 8\beta_{xL}^4 \right) \quad \delta_{\text{pktx}} = 28.827 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{pkty}} := \frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{\text{pkt}} \cdot L_{\text{red.fy}}^4}{EI_y} \right) \cdot \left( 5 - 12\alpha_{yL}^2 + 8\alpha_{yL}^4 - 12\beta_{yL}^2 + 8\beta_{yL}^4 \right) \quad \delta_{\text{pkty}} = 9.737 \text{ mm}$$

$$\delta_{2\text{pktx}} := \frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{\text{pkt}} \cdot L_{\text{red.fx}}^4}{EI_{x2}} \right) \cdot \left( 5 - 12\alpha_{xL}^2 + 8\alpha_{xL}^4 - 12\beta_{xL}^2 + 8\beta_{xL}^4 \right) \quad \delta_{2\text{pktx}} = 25.057 \text{ mm}$$

$$\delta_{2\text{pkty}} := \frac{1}{384} \cdot \left( \frac{q_{\text{pkt}} \cdot L_{\text{red.fy}}^4}{EI_{y2}} \right) \cdot \left( 5 - 12\alpha_{yL}^2 + 8\alpha_{yL}^4 - 12\beta_{yL}^2 + 8\beta_{yL}^4 \right) \quad \delta_{2\text{pkty}} = 8.957 \text{ mm}$$

**Bidrag frå punktlast**

$$\delta_{21} := \delta_{\text{pktx}} + \delta_{2\text{pkty}}$$

eller

$$\delta_{22} := \delta_{\text{pkty}} + \delta_{2\text{pktx}}$$

$$\delta_{21} = 37.784 \text{ mm}$$

$$\delta_{22} = 34.795 \text{ mm}$$

Middelverdi

$$\delta_{\text{pkt.R}} := \frac{\delta_{21} + \delta_{22}}{2}$$

$$\delta_{\text{pkt.R}} = 36.289 \text{ mm}$$

**Det totale nedbøyingsbidraget frå punktlasta i platemidt for total spennvidde**

$$\delta_{\text{punkT}} := \delta_{\text{pkt.T}} + \delta_{\text{pl.T}}$$

$$\delta_{\text{punkT}} = 50.828 \text{ mm}$$

**Det totale nedbøyingsbidraget frå punktlasta i platemidt for redusert spennvidde**

$$\delta_{\text{punktR}} := \delta_{\text{pkt.R}} + \delta_{\text{pl.R}}$$

$$\delta_{\text{punktR}} = 28.695 \text{ mm}$$

EC2 7.4.1 gjev avgrensing til tillatte nedbøyingsverdiar. Etter (5) gjev tillatt nedbøyning etter ferdig bygging

$$\delta_{\text{tillatt.T}} := \frac{8000\text{mm}}{500}$$

$$\delta_{\text{tillatt.T}} = 16 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{tillatt.R}} := \frac{L_{\text{red.fx}}}{500}$$

$$\delta_{\text{tillatt.R}} = 13.3 \text{ mm}$$

Ved å nytta redusert spennvidder for nedbøyingskrav vil ein få dei mest konservative kravet (lågast tillatt nedbøyning).



## **Vedlegg 8**

### **Vektberekning**

- 8.1 Slakkarmert Flatdekke**
- 8.2 Spennarmert Uinjisert**
- 8.3 Spennarmert Injisert**

## 8.1 Slakkarmert Flatdekke

### Armeringsmengder for Slakkarmert Flatdekke

Lengde armering		X - RETNING (mm <sup>2</sup> )	Mengd Ø25 (stk)	Y - RETNING (mm <sup>2</sup> )	Mengd Ø25 (stk)
Støtte	Søylestripe 1	11290	23	8345	17
	Søylestripe 2	7363	15	5890	12
	Feltstripe	6381	13	4909	10
Felt	Søylestripe	11781	24	8836	18
	Feltstripe	15217	31	6872	14
	<b>Totalt</b>	<b>52032</b>	<b>106</b>	<b>34852</b>	<b>71</b>

### Lengdearmeringsmengd (kg)

Slakkarmering	X - Retning	Y - Retning
Lengd (m)	16	12
Antall Ø 25	106	71
Antall meter	1696	852
kg/m Ø25	3,85	3,85
Breidd 6m/8m (kg)	6529,6	3280,2
<b>Totalt dekkebreidd (kg)</b>	<b>9141,44</b>	<b>4592,28</b>

(Frå armeringstabell)

### Skjerarmering (T - hovud)

Antatt høgd utfrå overdekning, lengdearmering samt tverrsnittstjuken

Skjerarmering	Pr. Søyale
Antall Ø12	135
Tilnærma 300mm	0,3
kg/m Ø12	0,888
<b>Totalt pr Søyale (kg)</b>	<b>35,964</b>
<b>Totalt 4 Søyler (kg)</b>	<b>143,856</b>

Dette gjev ein total armeringsmengd for skjer- og lengdearmering for heile flatdekket på

Armeringsmengd	kg
Skjerarmering	143,856
Lengdearmering	13733,72
<b>Totalt</b>	<b>13877,576</b>

Totalt vekt bidrag frå Betong

Konstruksjondel	Mengd	Eining
Flatdekke	96	m <sup>3</sup>
4 stk søylevoute	10	m <sup>3</sup>
<b>Totalt</b>	<b>106</b>	<b>m<sup>3</sup></b>
Betong	2400	kg/m <sup>3</sup>
Flatdekke	230400	kg
Søylevouter	24000	kg
<b>Totalt</b>	<b>254400</b>	<b>kg</b>

Resultierende vekt for heile flatdekke inklusiv armering, betongdekke og søylevoute blir då:

Materiale	Vekt (kg)
Betong	254400
Armering	13877,576
<b>Total</b>	<b>268277,576</b>

Vekta av Flatdekke elementet er cirka 268 tonn. For å syna vektbidraget armeringa gjev elementet gjer ein eit overslag av tilsvarande volum men nyttar tettleik for betong m/armering lik 2500kg/m<sup>3</sup>

Normal Armert Betong	265000
Utrekna Total vekt	268277,576
<b>Differanse</b>	<b>3277,576</b>

Ut frå berekningar av vekt, ser ein at berekna flatdekke har cirka 3.3 tonn høgar vekt enn dersom ein nyttar overslagsberekning for eit "normal" armert flatdekkeelement. Dette er som nevnt over pga den store armeringsmengda.

Vektberekninga gjort ovanfor er utan å inkludera volumreduksjonen armeringa gjev på totalvekta.

#### **Volumreduksjon pga inkl av armeringsvolum**

$$\rho_{\text{betong}} := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Slakkarmering } V_{\text{sl}} := \left[ \pi \cdot (12.5\text{mm})^2 \cdot 16\text{m} \cdot 106 \right] + \left[ \pi \cdot (12.5\text{mm})^2 \cdot 12\text{m} \cdot 71 \right]$$

$$V_{\text{sl}} = 1.251 \text{ m}^2 \text{ m}$$

Total vektreduksjon

$$M_{\text{red}} := \rho_{\text{betong}} \cdot V_{\text{sl}}$$

$$M_{\text{red}} = 3001.792 \text{ kg}$$

Dersom ein medrekna volumreduksjonen frå spennarmeringa blir total vekta for Slakkarmert flatdekke med søyleforsterking redusert med 3 tonn

Totalvekt for flatdekke element inkl. volumreduksjon frå armering

$$M_{\text{tot}} := 268277.576\text{kg} - M_{\text{red}}$$

$$M_{\text{tot}} = 265275.784 \text{ kg}$$

Ser at totalvekta ved å inkludere volumreduksjon av betongtverrsnittet frå armeringsstålet er tilnærma lik dersom ein nyttar tettleik for eit normal armert tverrsnitt.

## 8.2 Spennarmert Flatdekke - Uinjisert

### Slakkarmeringsmengde

	Striper	X - RETNING (mm <sup>2</sup> )	Y - RETNING (mm <sup>2</sup> )	Antall Ø12 (X)	Antall Ø12 (Y)
Støtte	Søylestripe 1	905	1131	8	10
	Søylestripe 2	905	1131	8	10
	Feltstripe	1696	2620	15	20
Felt	Søylestripe	1696	2620	15	20
	Feltstripe	1696	2620	15	20
	Totalt	6898	10122	61	80

### Slakkarmering (kg)

Slakkarmering	X - Retning	Y - Retning
Lengd (m)	16	12
Antall Ø 12	61	80
Antall meter	976	960
kg/m Ø12	0,888	0,888
Breidd 6m/8m (kg)	866,688	852,48
Totalt dekkebreidd (kg)	1733,376	1704,96

### Skjerarmering (kg)

Skjerarmering	Pr. Søyلة
Antall Ø12	105
Tilnærma 200mm	0,2
kg/m Ø12	0,888
Totalt pr Søyلة (kg)	18,648
Totalt 4 Søyler (kg)	74,592

### Spennarmeringsmengd

	X	Y	lengd (X)	lengd (Y)
Søylestripe 1	20	26	16	12
Søylestripe 2	19	15	16	12
Feltstripe	14	10	16	12
Totalt	53	51	848	612

### Spennarmering (kg)

Spennarmering	X - Retning	Y - Retning
Antall meter	16	12
Antall 0,6"	53	51
Areal pr. kabel	150	150
kg/m	1,10112	1,10112
Breidd 6m/8m	933,74976	673,88544
Totalt dekkebreidd (kg)	1867,49952	1347,77088

Dette gjev totalt vektbidrag frå spenn- og slakkarmering

Armeringsmengd	kg
Spennarmering	3215,2704
Skjerarmering	74,592
Lengdearmering	3438,336
<b>Totalt</b>	<b>6728,1984</b>

Total vektbidrag får Betong

Konstruksjondel	Mengd	Eining
Flatdekke	67,2	m <sup>3</sup>
4 stk søylevoute	10	m <sup>3</sup>
<b>Totalt</b>	<b>77,2</b>	<b>m<sup>3</sup></b>
Betong	2400	kg/m <sup>3</sup>
Flatdekke	161280	kg
Søylevouter	24000	kg
<b>Totalt</b>	<b>185280</b>	<b>kg</b>

Resultierende vekt for flatdekke inklusiv vekt betong, slakkarmering samt spennarmering

Materiale	Vekt (kg)
Betong	185280
Armering	6728,1984
<b>Total</b>	<b>192008,1984</b>

Vekta av Spennarmert flatdekke er ca 191 tonn. Ved samanlikninga av ei identisk "normalarmert" plate med tettleiken er på 2500kg/m

Betong m/armering	193000
Utrekna Total vekt	192008,1984
<b>Differanse</b>	<b>-991,8016</b>

Spennarmert flatdekke for uinjisert spennsystem har lavare totalvekt enn for ein normalarmert

plate, dette grunna låg andel slakkarmering samt tettleiken til spennstålet er lågare enn for kamstål med samme diameter. I dette tilfellet er det ikkje inkludert den volumreduksjonen som slakk- og spennarmering gjev på totalvekta.

#### **Volumreduksjon pga inkl av armeringsvolum**

Kvar spennkabel ligg i rør med radius 10mm (henta frå VSL.net)

$$\text{Spennarmering } V_{sp1} := [\pi \cdot [10 \cdot (\text{mm})]^2 \cdot 53 \cdot 16 \cdot \text{m}] + [\pi \cdot (10 \cdot \text{mm})^2 \cdot 51 \cdot 12 \cdot \text{m}]$$

$$V_{sp1} = 0.459 \text{ m}^2 \text{ m}$$

Slakkarmering

$$V_{s2} := [\pi \cdot (6 \cdot \text{mm})^2 \cdot 61 \cdot 16 \cdot \text{m}] + [\pi \cdot (6 \text{mm})^2 \cdot 80 \cdot 12 \cdot \text{m}]$$

$$V_{s2} = 0.219 \text{ m}^2 \text{ m}$$

*Total vektreduksjon*

$$M_{\text{red2}} := \rho_{\text{betong}} \cdot (V_{\text{sp1}} + V_{\text{s2}})$$

$$M_{\text{red2}} = 1626.31 \text{ kg}$$

Totalvekt for Flatdekke element inkl. volumreduksjon frå armering

$$M_{\text{tot2}} := 192008.1984 \text{ kg} - M_{\text{red2}}$$

$$M_{\text{tot2}} = 190381.889 \text{ kg}$$



### 8.3 Spennarmert Flatdekke - Injisert

#### Slakkarmeringsmengde

	Striper	X - RETNING (mm <sup>2</sup> )	Y - RETNING (mm <sup>2</sup> )	Mengd (X)	Mengd (Y)
Støtte	Søylestripe 1	2212	1131	11Ø16	10Ø12
	Søylestripe 2	905	1131	8Ø12	10Ø12
	Feltstripe	1696	2620	15Ø12	20Ø12
Felt	Søylestripe	1696	2620	15Ø12	20Ø12
	Feltstripe	1696	2620	15Ø12	20Ø12
	Totalt	8205	10122		

#### Slakkarmering (kg)

Slakkarmering	X - Retning	Y - Retning
Lengd (m)	16	12
Antall Ø 12	64	80
Antall meter	1024	960
kg/m Ø12	0,888	0,888
Breidd 6m/8m (kg)	909,312	852,48
Totalt dekkebreidd (kg)	1818,624	1704,96

#### Skjerarmering (kg)

Skjerarmering	Pr. Søyde
Antall Ø12	86
Tilnærma 200mm	0,2
kg/m Ø12	0,888
Totalt pr Søyde (kg)	15,2736
Totalt 4 Søyler (kg)	61,0944

#### Spennarmeringsmengd

	X	Y	lengd (X)	lengd (Y)
Søylestripe 1	4	4	16	12
Søylestripe 2	4	4	16	12
Feltstripe	3	3	16	12
Totalt	11	11	176	132

#### Spennarmering (kg)

Spennarmering	X - Retning	Y - Retning
Antall meter	16	12
Antall (4 pr føringsrøyr)	11	11
Areal pr. kabel	150	150
kg/m	1,10112	1,10112
Breidd 6m/8m	775,18848	581,39136
Totalt dekkebreidd (kg)	1550,37696	1162,78272

Dette gjev totalt vektbidrag frå spenn- og slakkarmering

Armeringsmengd	kg
Spennarmering	2713,15968
Skjerarmering	61,0944
Lengdearmering	3523,584
<b>Totalt</b>	<b>6297,83808</b>

Total vektbidrag får Betong

Konstruksjondel	Mengd	Eining
Flatdekke	67,2	m <sup>3</sup>
4 stk søylevoute	10	m <sup>3</sup>
<b>Totalt</b>	<b>77,2</b>	<b>m<sup>3</sup></b>
Betong	2400	kg/m <sup>3</sup>
Flatdekke	161280	kg
Søylevouter	24000	kg
<b>Totalt</b>	<b>185280</b>	<b>kg</b>

Resultierende vekt for flatdekke inklusiv vekt betong, slakkarmering samt spennarmering

Materiale	Vekt (kg)
Betong	185280
Armering	6297,83808
<b>Total</b>	<b>191577,8381</b>

Vekta av Spennarmert flatdekke er ca 191 tonn. Ved samanlikninga av ei identisk "normalarmert" plate med tettleiken er på 2500kg/m

Betong m/armering	193000
Utrekna Total vekt	191577,8381
<b>Differanse</b>	<b>-1422,16192</b>

Spennarmert flatdekke for uinjisert spennsystem har lavare totalvekt enn for ein normalarmert plate, dette grunna låg andel slakkarmering samt tettleiken til spennstålet er lågare enn for kamstål med samme diameter. I dette tilfellet er det ikkje inkludert den volumreduksjonen som slakk- og spennarmering gjev på totalvekta.

### **Volumreduksjon pga inkl av armeringsvolum**

Ved redusjon frå spennkablar nyttar

$$\text{Spennarmering} \quad V_{sp2} := \left[ \pi \cdot [6.9 \cdot (\text{mm})]^2 \cdot 4 \cdot 11 \cdot 16 \cdot \text{m} \right] + \left[ \pi \cdot (6.9 \cdot \text{mm})^2 \cdot 4 \cdot 11 \cdot 12 \cdot \text{m} \right]$$

$$V_{sp2} = 0.184 \text{ m}^2 \text{ m}$$

Slakkarmering

$$V_{s3} := \left[ \pi \cdot (6 \cdot \text{mm})^2 \cdot 64 \cdot 16 \cdot \text{m} \right] + \left[ \pi \cdot (6 \text{mm})^2 \cdot 80 \cdot 12 \cdot \text{m} \right]$$

$$V_{s2} = 0.219 \text{ m}^2 \text{ m}$$

*Total vektreduksjon*

$$M_{\text{red3}} := \rho_{\text{betong}} \cdot (V_{\text{sp2}} + V_{\text{s3}})$$

$$M_{\text{red3}} = 980.776 \text{ kg}$$

Totalvekt for Flatdekke element inkl. volumreduksjon frå armering

$$M_{\text{tot3}} := 191577.8381 \text{ kg} - M_{\text{red3}}$$

$$M_{\text{tot3}} = 190597.062 \text{ kg}$$



**V98 @; ; 9****OVERDEKNING**

I berekningane er det nytta same overdekning for dimensjonering av slakkarmert som spennarmert. Val av overdekning er basert på spennarmert flatdekke grunna dette gjev strengast krav med tanke på bestandighet.

Følgte følgjande føresetnader for val av overdekning (NS-EN 206-1 og EC2)

Føresetnader

<u>Klassifisering</u>	<u>Notasjon</u>	<u>Referanse</u>
Eksporneringsklasse	XS3	EC2 4.2 Tabell 4.1
Bestandighetsklasse	M40	NS-EN 206-1 Tabell NA.11
Kloridklasse	Cl 0,1	NS-EN 206-1 5.2.7 Tabell 10
Dimensjonerande levetid	50 År	*****GE "Vcdgrm'4Ø

Avgjersle av minste overdekning( $c_{\min}$ ) etter EC2 4.4.1.2(2)P og føresetnader gitt over:

$$c_{\min} = 60mm$$

Nominell overdekning det blir tatt omsyn til ved dimensjonering

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev} \Rightarrow 60mm + 10mm = \underline{70mm}$$