

## Etteroppspanning av plattendekke



**Erik Bjålid**



**Morten Ianssen Mysen**

### **Veiledere**

Rein Terje Thorstensen, UiA  
Simen Rindebakken, Rambøll

**Universitetet i Agder, 2021**  
Fakultet for teknologi og realfag  
Institutt for ingeniørvitenskap

# Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring

Den enkelte student er selv ansvarlig for å sette seg inn i hva som er lovlige hjelpemidler, retningslinjer for bruk av disse og regler om kildebruk. Erklæringen skal bevisstgjøre studentene på deres ansvar og hvilke konsekvenser fusk kan medføre. Manglende erklæring fritar ikke studentene fra sitt ansvar.

1.	Jeg/vi erklærer herved at min/vår besvarelse er mitt/vårt eget arbeid, og at jeg/vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.	<input checked="" type="checkbox"/>
2.	Jeg/vi erklærer videre at denne besvarelsen: - ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands. - ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt. - ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt. - har alle referansene oppgitt i litteraturlisten. - ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse.	<input checked="" type="checkbox"/>
3.	Jeg/vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å betrakte som fusk og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høyskoler i Norge, jf. Universitets- og høyskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen §§ 31.	<input checked="" type="checkbox"/>
4.	Jeg/vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert.	<input checked="" type="checkbox"/>
5.	Jeg/vi er kjent med at Universitetet i Agder vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter høgskolens retningslinjer for behandling av saker om fusk.	<input checked="" type="checkbox"/>
6.	Jeg/vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider.	<input checked="" type="checkbox"/>

# Publiseringsavtale

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

Forfatter(ne) har opphavsrett til oppgaven. Det betyr blant annet enerett til å gjøre verket tilgjengelig for allmennheten (Åndsverkloven. §2).

Alle oppgaver som fyller kriteriene vil bli registrert og publisert i Brage Aura og på UiA sine nettsider med forfatter(ne)s godkjenning.

Opgaver som er unntatt offentlighet eller taushetsbelagt/konfidensiell vil ikke bli publisert.

Jeg/vi gir herved Universitetet i Agder en vederlagsfri rett til å gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering:  JA  NEI

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?  JA  NEI

(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over?  JA  NEI

Er oppgaven unntatt offentlighet?  
(inneholder taushetsbelagt informasjon. Jfr. Offl. §13/Fvl. §13)  JA  NEI

# Forord

Denne masteroppgaven markerer avslutningen på vår toårige mastergrad i Bygg ved Universitetet i Agder. Oppgaven er definert i samarbeid med Simen Rindebakken ved Rambøll.

Bakgrunnen for oppgavevalget var interessen rundt det å undersøke en ny dekkeløsning, samt å kunne ta teorien ut i praksis for å se om dette var gjennomførbart. Oppgaven har vært veldig spennende og lærerik. Vi tar med oss mye lærdom både i faget betong og dimensjonering, i tillegg til det mer praktiske rundt dette.

Vi vil gjerne rette en stor takk til vår eksterne veileder, Simen Rindebakken, ved Rambøll for oppgaven og ikke minst veiledningen vi har fått. Vi vil også takke vår interne veileder, Rein Terje Thorstensen, ved Universitetet i Agder for både gode råd og veiledning i løpet av denne oppgaven. Retter også en takk til Tom Ivar Gravklev og de andre hos Systemblokk, som ga oss muligheten til å teste denne dekkeløsningen i praksis.

Til slutt vil vi takke hverandre for godt samarbeid på denne oppgaven, samt godt samarbeid gjennom masterstudiet ved UiA.

# Summary

In this master thesis, the use of post-tensioned lattice girder slabs has been investigated. By use of non-prestressed or pre-tensioned reinforcement, the usual span-width of lattice girder slabs are from 7 to 10.5 meters. In cases where parts of a floor system requires span-widths larger than 10.5 m, lattice girder slabs will either not be used or supplemented with other types of concrete slabs. The latter can complicate matters as the thickness and properties will differ from the surrounding lattice girder slabs. It has thus been examined whether use of post-tensioning could increase this span-width, as well as how it will be dimensioned and executed.

On the basis of Eurocode 2, a method has been mapped to calculate this slab type. Three separate cases has been calculated, of which one has been constructed and tested until failure. It consisted of 2 spans of 12 meters, with a total thickness of 270 mm. The results of this test indicates that this method of calculation can be considered conservative, as the test results significantly outperformed the expected results in terms of capacity and deflection.

Through calculations of two further cases, it was determined that the slab type can support the span-widths for which it was required in the two cases, respectively 15 meters for a residential building and 12 meters for a basement parking structure.

# Innhold

Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring	ii
Publiseringsavtale	ii
Forord	iii
Summary	iv
Figurliste	ix
Tabelliste	xi
<b>1 Innledning</b>	<b>1</b>
<b>2 Samfunnsperspektiv</b>	<b>3</b>
<b>3 Teori</b>	<b>5</b>
3.1 Spennbetong . . . . .	5
3.1.1 Introduksjon . . . . .	5
3.1.2 Etteroppspent betong . . . . .	6
3.1.3 Lastbalansering . . . . .	7
3.1.4 Statisk bestemte konstruksjoner . . . . .	8
3.1.5 Statisk ubestemte konstruksjoner . . . . .	8
3.2 Plattendekke . . . . .	10
3.3 Dataprogram . . . . .	11
3.3.1 K-bjelke . . . . .	11
<b>4 Forskerspørsmål</b>	<b>12</b>
<b>5 Case</b>	<b>14</b>
5.1 Testdekke . . . . .	14
5.2 Boligdekke . . . . .	16
5.3 Dekke over parkeringskjeller . . . . .	17
<b>6 Metode</b>	<b>19</b>
6.1 Generelle beregninger og bestemmelser . . . . .	20
6.1.1 Laster . . . . .	20
6.1.2 Eksponeringsklasse, bestandighetsklasse og overdekning . . . . .	21
6.1.3 Betong . . . . .	22
6.1.4 Armeringsstål . . . . .	23
6.1.5 Spennstål . . . . .	23

6.1.6	Minimumsarmering . . . . .	23
6.1.7	Avstand mellom kabelkanaler . . . . .	24
6.2	Tøyningsreduksjon . . . . .	24
6.3	Spennkraft . . . . .	25
6.3.1	Maksimal spennkraft . . . . .	25
6.3.2	Initiell spennkraft . . . . .	25
6.4	Korttidstap . . . . .	26
6.4.1	Friksjonstap . . . . .	26
6.4.2	Låsetap . . . . .	27
6.4.3	Elastisk deformasjon av betongen . . . . .	29
6.5	Langtidstap . . . . .	29
6.5.1	Kryp . . . . .	29
6.5.2	Svinn . . . . .	31
6.5.3	Relaksasjon . . . . .	31
6.6	Bruddgrensetilstand . . . . .	33
6.6.1	Spennkraft i bruddgrensetilstand . . . . .	33
6.6.2	Svinndifferanse . . . . .	33
6.6.3	Momentkapasitet . . . . .	34
6.6.4	Skjærkraftkapasitet . . . . .	34
6.7	Brukgrensetilstand . . . . .	36
6.7.1	Betongspenninger . . . . .	36
6.7.2	Rissvidde . . . . .	38
6.7.3	Nedbøyning . . . . .	39
<b>7</b>	<b>Resultater</b> . . . . .	<b>42</b>
7.1	Generelle beregninger og bestemmelser . . . . .	42
7.1.1	Materialegenskaper . . . . .	43
7.1.2	Laster . . . . .	44
7.2	Spennkraft . . . . .	44
7.2.1	Maksimal spennkraft . . . . .	44
7.2.2	Tap av spennkraft . . . . .	45
7.2.3	Tap i risset tilstand . . . . .	46
7.3	Svinndifferanse . . . . .	47
7.4	Momentberegninger . . . . .	47
7.4.1	Momenter fra forspenning . . . . .	47
7.4.2	Opptredende momenter . . . . .	48
7.5	Slakkarmering . . . . .	48
7.5.1	Armeringsmengde . . . . .	48
7.5.2	Bidrag fra gitterdragere . . . . .	49
7.6	Momentkapasitet . . . . .	50
7.6.1	Skjærkapasitet . . . . .	50
7.6.2	Skjærkrefter i støpeskjøt . . . . .	51
7.7	Betongspenninger . . . . .	51
7.8	Riss . . . . .	52
7.8.1	Rissmoment . . . . .	52
7.8.2	Rissviddebegrensning . . . . .	52
7.9	Nedbøyning . . . . .	53
7.10	Utførelse av forsøk . . . . .	55
7.10.1	Plattendekke . . . . .	55
7.10.2	Påstøp . . . . .	57

7.10.3 Oppspenning . . . . .	57
7.10.4 Resultater fra forsøk . . . . .	57
<b>8 Diskusjon</b>	<b>63</b>
8.1 Resultater fra forsøk . . . . .	63
8.2 Svakheter ved forsøk . . . . .	65
8.3 Øvrig diskusjon . . . . .	65
<b>9 Konklusjon</b>	<b>68</b>
<b>10 Anbefalinger</b>	<b>70</b>
<b>Referanser</b>	<b>71</b>
<b>Vedleggsliste</b>	<b>74</b>
Vedlegg 1 - Generelle bestemmelser for beregninger . . . . .	74
Vedlegg 2 - Spennkraft . . . . .	85
Vedlegg 3 - Bruddgrensetilstand . . . . .	125
Vedlegg 4 - Bruksgrensetilstand . . . . .	168
Vedlegg 5 - K-bjelke beregninger . . . . .	192
Vedlegg 6 - Produksjonstegninger . . . . .	229
Vedlegg 7 - Produktspesifikasjon for spennkabler fra Nedri . . . . .	232
Vedlegg 8 - Møtelogg og fremdriftsplan . . . . .	234



# Figurer

3.1	Spenningsfordeling i rektangulært betongtverrsnitt, a) Sentrisk spennkabel, kun forspenning, b) Sentrisk spennkabel, forspenning og egenlast, c) Spennkabel med eksentrisitet, kun forspenning, d) Spennkabel med eksentrisitet, forspenning og egenlast	5
3.2	Spennbenk [1]	6
3.3	Uinjisert spennkabel	7
3.4	Eksakt lastbalanse, $p = q$	7
3.5	Beregning av moment fra forspenning	8
3.6	Kontinuerlig bjelke med idealisert spennarmeringsprofil	9
3.7	Kontinuerlig bjelke med realistisk spennarmeringsprofil	9
3.8	Plattendekke som løftes på plass [2]	10
3.9	Plattendekke med bredde 2.4 m, og plattendekke med påstøp	11
5.1	Sidesnitt med høyde for plattendekke, påstøp og kaiserdragere	15
5.2	Endesnitt med senteravstand for kaiserdragere	15
5.3	Endesnitt med senteravstand, eksentrisitet i midtfelt og over støtte	15
5.4	Endesnitt av boligdekke	16
5.5	Endesnitt av dekke over parkeringskjeller	17
6.1	Lasttilfelle for tøyingsfaktor [3]	24
6.2	(a) Kurvatoreffekt, (b) Utsiktet vinkelendring [4]	26
6.3	(a) Låsekil før forankring, (b) Glidning av låsekil etter forankring [4]	27
6.4	Reduksjon av låsetap [5]	28
6.5	Relaksasjon i spennstål [1]	32
6.6	Relaksasjon i spennstål [1]	33
6.7	Spennarmert betongtverrsnitt i Stadium II [1]	37
6.8	Armert betongstav med riss [1]	38
6.9	Grenseverdi for $w_{max}$ [6]	39
6.10	Momentdiagrammer ved påsatt enhetslast på bjelke	40
7.1	Slakkarmering og gitterdragere på stålbord	55
7.2	Senteravstand mellom kabelrør	56
7.3	Utstøping av plattendekke	57
7.4	Ferdig støpt plattendekke	57
7.5	Nedbøyning ved elleve lodd	58
7.6	Dekket etter brudd	59
7.7	Resultat av nedbøyning fra test	59
7.8	Resultat fra beregning i K-bjelke med bidrag fra gitterdrager	60
7.9	Resultat fra beregning i K-bjelke uten bidrag fra gitterdrager	61
8.1	Beregning i K-bjelke med 178 kN oppspenningskraft	63

---

8.2 Lastintervaller fra forsøk med tilhørende nedbøyning . . . . .	64
--	----

# Tabeller

6.1	Dimensjonerende verdier for laster . . . . .	20
6.2	Lastfaktorer i bruks- og bruddgrensetilstand . . . . .	20
6.3	Materialfaktorer for bruddgrensetilstand [6] . . . . .	21
6.4	Utdrag fra Tabell NA.4.4N - Krav til minste overdekning $c_{min.dur}$ for armeringsstål .	21
6.5	Utdrag fra Tabell NA.4.5N - Krav til minste overdekning $c_{min.dur}$ for spennstål . . .	21
7.1	Overdekning . . . . .	42
7.2	Eksentrisiteter . . . . .	43
7.3	Materialegenskaper betong . . . . .	43
7.4	Materialegenskaper Armeringsstål . . . . .	43
7.5	Materialegenskaper Spennstål . . . . .	44
7.6	Laster boligdekke . . . . .	44
7.7	Laster dekke parkeringskjeller . . . . .	44
7.8	Korttidstap . . . . .	45
7.9	Tidsavhengige tap . . . . .	45
7.10	Totalt Spennkrafttap . . . . .	46
7.11	Tap i risset tilstand . . . . .	46
7.12	Oppspenningskraft etter tap . . . . .	47
7.13	Svinndifferanse . . . . .	47
7.14	Momenter fra forspenning, boligdekke . . . . .	47
7.15	Momenter fra forspenning, dekke parkeringskjeller . . . . .	48
7.16	Momenter fra forspenning, testdekke . . . . .	48
7.17	Momenter fra svinndifferanse, egen- og nyttelast i bruksgrensetilstand . . . . .	48
7.18	Dimensjonerende moment i bruddgrensetilstand . . . . .	48
7.19	Underkantsarmering . . . . .	48
7.20	Overkantsarmering . . . . .	49
7.21	Overkantsarmering . . . . .	49
7.22	Momentkapasitet . . . . .	50
7.23	Utnyttelsesgrad av momentkapasitet . . . . .	50
7.24	Dimensjonerende skjærkraft . . . . .	50
7.25	Skjærkraftkapasitet . . . . .	50
7.26	Skjærkraftkapasitet . . . . .	50
7.27	Skjærkrefter i støpeskjøt . . . . .	51
7.28	Betongspenninger . . . . .	52
7.29	Rissmoment . . . . .	52
7.30	Største rissavstand . . . . .	52
7.31	Beregnete rissvidder . . . . .	53
7.32	Tillatt rissvidde . . . . .	53
7.33	Nedbøyning . . . . .	53

7.34 Utnyttelsesgrad nedbøyning . . . . .	54
---	----

# 1 | Innledning

Plattendekker er tynne, prefabrikkerte betongelementer som er mye brukt som en del av etasjeskillere i bygningskonstruksjoner. I dag blir det produsert både slakkarmerte og førøppspente elementer. Det er derimot ikke funnet eksempler på etteroppspanning av plattendekker, hverken gruppen eller samarbeidspartnerne i denne oppgaven. Målet med å undersøke etteroppspanning av plattendekker er å vurdere om denne metoden kan gi lengre spennvidder.

Slakkarmerte plattendekker blir produsert i spennvidder opptil 7.5 m, og førøppspente som regel ikke over 10.5 m. Spennvidder opptil 10.5 m er tilfredsstillende i de fleste prosjekter der det er valgt plattendekker, men i tilfeller der det er behov for lengre spennvidder blir det vurdert andre prefabrikkerte dekketyper. Dette fører til at det prosjekteres inn både plattendekker og eksempelvis hulldekker i etasjeskilleren for at alle spennvidder skal dekket. Dette gir komplikasjoner. Ved å oppnå lengre spennvidder for plattendekker vil det oftere være mulig å prosjektere hele etasjer med kun plattendekker, og dermed unngå komplikasjonene dette fører med seg.

Denne rapporten tar for seg tre ulike etteroppspente plattendekker. Et boligdekke, et dekke over parkeringskjeller og en fullskalamodell. To av disse har kun blitt dimensjonert, mens fullskalamodellen har blitt dimensjonert, støpt opp og testet til brudd.

Innledningsvis i rapporten er det skrevet om etteroppspanning og plattendekker. Det har videre blitt gjennomført en litteraturstudie der det har blitt kartlagt en beregningsmetode for dimensjonering av etteroppspente plattendekker. Denne beregningsmetoden er presentert i metodekapittelet. Deretter følger beregninger for de tre ulike dekkene.

Samarbeidspartnerne i denne masteroppgaven er ingeniørfirmaet Rambøll ved ekstern veileder Simen Rindebakken, Universitetet i Agder ved intern veileder Rein Terje Thorstensen og leverandøren Systemblokk ved Tom Ivar Gravklev.



## 2 | Samfunnsperspektiv

Bruk av etteroppspente dekker vil gi mulighet for lengre spennvidder og tynnere tverrsnitt. Tilsvarende kan også armeringsmengden reduseres betraktelig. Lengre spennvidder kan videre redusere antallet bærevegger og søyler, og summen av dette vil være en markant reduksjon i materialbruk. Byggebransjen står for store klimagassutslipp og bare sementindustrien står for rundt 8% av det globale  $CO_2$ -utslippet [7]. Å finne nye måter å redusere byggs materialbruk og da særlig mengden betong, vil derfor ha stor samfunnsnytte.

Generelt vil også prefabrikerte betongelementer ha en lavere materialbruk. Dette fordi de produseres under kontrollerte forhold, noe som vil sikre en høyere kvalitet på betongen. Utover dette vil man minske forskalingsarbeider og materialsvinn under støping.

Plattendekker vil og kunne legge inn tekniske føringer i dekket. Dette gjør at det vil kunne unngås utforing og dermed ha en lavere etasjehøyde, noe som også vil minske materialbruken.

Med en større spennvidde og færre søyler og bærevegger, vil det være muligheter for større frie flater. Dette gir et mer fleksibelt bygg, som i større grad kan justeres om man ønsker å endre rominndelingen. Dette kan igjen øke bruksområdet til bygget og gjøre muligheten større at det blir stående hele sin dimensjonerte levetid.



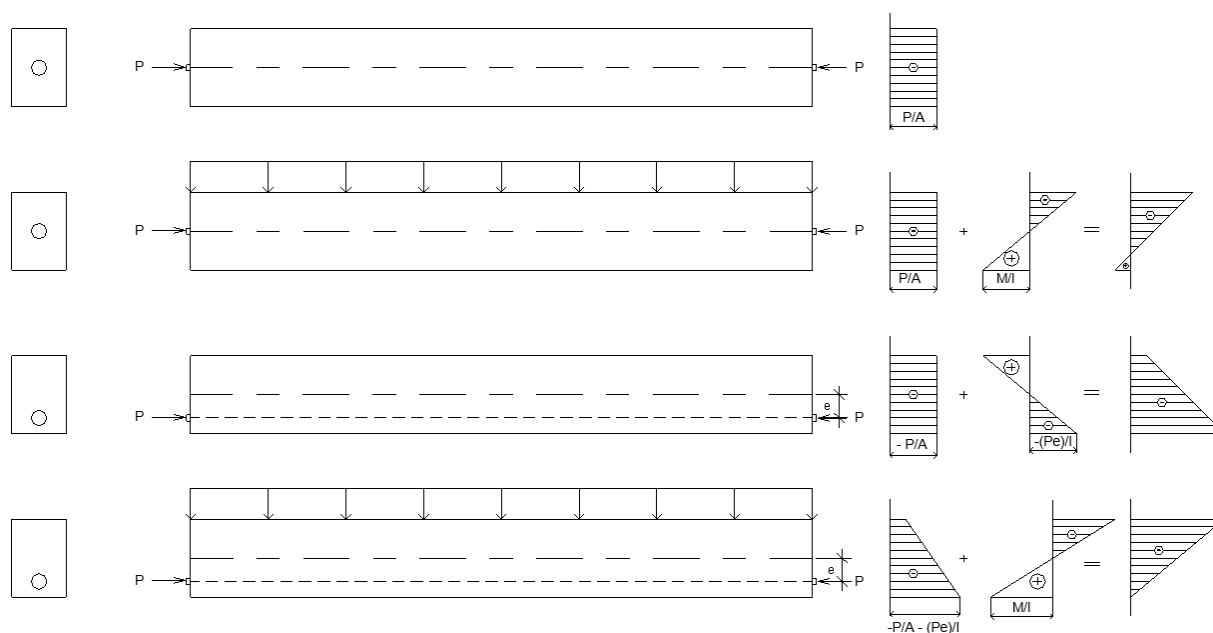


# 3 | Teori

## 3.1 Spennbetong

### 3.1.1 Introduksjon

Betong tåler som kjent trykkrefter opptil ti ganger bedre enn strekkrefter. Prinsippet bak spennarmert betong er derfor å påføre betongen enda høyere trykkrefter. Påføres trykkreftene med riktig fordeling og størrelse kan ytre krefter motvirkes til en viss grad. Trykkreftene påføres ved at spennarmeringen utsettes for en strekkraft, og dermed gis en tøyning. Videre vil denne strekkraften overføres til betongen som trykkrefter via endeforankringer eller ved heft mellom betong og armering, avhengig av om det brukes uninjiserte eller injiserte spennkabler.



Figur 3.1: Spenningsfordeling i rektangulært betongtverrsnitt, a) Sentrisk spennkabel, kun forspenning, b) Sentrisk spennkabel, forspenning og egenlast, c) Spennkabel med eksentrisitet, kun forspenning, d) Spennkabel med eksentrisitet, forspenning og egenlast

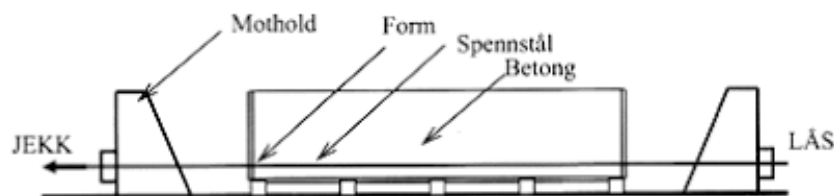
I Figur 3.1 illustreres en konstant trykkspenning som er påført betongtverrsnittet ved en sentrisk spennkabel. I b) kan man se hvordan denne påførte trykkspenningen helt eller delvis motvirker ytre laster. I illustrasjon c) er spennkabelen gitt en eksentrisitet, og befinner seg lavere i tverrsnittet. Dette er med på å gi konstruksjonen et moment i tillegg til trykkspenningen. Ved å tilføre konstruksjonen egenlast igjen, som vist i illustrasjon d), vil man få moment fra både egenlast og spennarmering som er motsatt rettet. Dette gir kun trykkspenninger i hele tverrsnittet,

ettersom kreftene fra spennarmeringen og de ytre lastene motvirker hverandre.

### 3.1.2 Etteroppspent betong

Det skilles mellom to metoder å spennarmere en konstruksjon på, før oppspenning og etter oppspenning. Hovedforskjellen er når stålet blir påført strekk, om det er før eller etter betongen er støpt og herdet.

I før oppspente betongelementer vil spennkablene spennes opp i en spennbenk før betongen blir støpt. Spennbenken består av to motholdskonstruksjoner som spennarmeringen låses fast mot, og mellom disse ligger det en form som betongen støpes i, som vist på Figur 3.2. Etter at betongen har nådd tilstrekkelig fasthet, vil spennkablene kuttes. Strekkreftene fra kablene overføres deretter til betongen som trykkrefter ved heft mellom armeringen og betongen. I før oppspente elementer legges spennarmeringen rettlinjet med en konstant eksentrisitet, som vist tidligere i Figur 3.1.

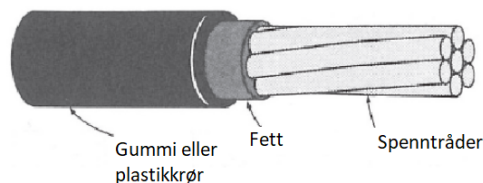


Figur 3.2: Spennbenk [1]

I etteroppspent betong blir spennkablene påført strekk etter at betongen har blitt støpt opp og oppnådd tilstrekkelig fasthet. Spennkablene ligger i innstøpte utsparingsrør i betongen, og kan bli montert både før og etter utstøping. Endeforankringene i konstruksjonen kan bestå av en passiv og en aktiv ende, eller to aktive ender. I tilfeller der det benyttes en passiv ende, vil denne fungere som mothold når kablet spennes opp. I den aktive enden påføres spennkablet en strekkraft ved hjelp av en jekk, før den blir låst i forankringen. Ved bruk av to aktive ender vil det benyttes to jekker, og kablet vil spennes opp fra begge sider. En stor forskjell fra før oppspente kabler er at spennarmeringen kan legges med kurvatur ved etter oppspenning, som følge av at spennkablene spennes opp etter betongen har nådd tilstrekkelig fasthet. Fordelen med å legge spennarmeringen med kurvatur er til en viss grad å motvirke ytre laster, som blir forklart videre i kap. 3.4.3.

Det finnes to ulike typer spennarmering; injisert og uninisert. Forskjellen mellom disse er om utsparingsrørene injiseres med en injiseringsmørtel eller ikke. Den injiserte overfører spennkraften til betongen ved heft, fordi utsparingsrørene injiseres med en sementbasert injiseringsmørtel og det opprettes heftspenninger mellom betong og armering. Uninisert spennarmering vil overføre spennkraften til betongen via endeforankringene, ettersom det ikke er heft mellom spennarmering og betong, og forankringene er det eneste som holder spennkablene på plass. Videre i rapporten benyttes det uniniserte spennkabler.

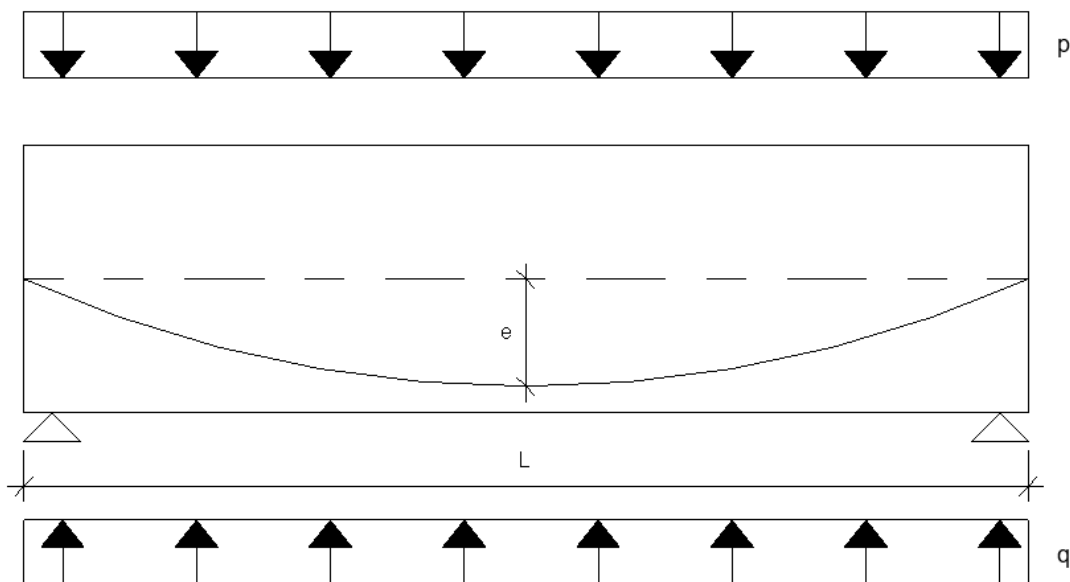
Uninisert spennarmering blir mye brukt i dekkesystemer, fordi det er lett håndterlig og plassbesparende. Spennstålet ligger i et plastikk- eller gummirør, med et korrosjonsbeskyttende spesialfett som vist på Figur 3.3. Fettet rundt armeringen bidrar til lavere friksjon mellom armeringsrør og spennstål, som kan redusere potensielle friksjonstap under oppspenning.



Figur 3.3: Uinjisert spennkabel

### 3.1.3 Lastbalansering

En parabelformet spennarmering vil gi en jevnt fordelt tverrkraft på konstruksjonen, også kalt ekvivalente krefter. Disse kreftene oppstår som følge av at spennarmeringen vil prøve å rette seg ut under oppspenning, men betongen rundt fungerer som mothold slik at de vertikale kreftene som oppstår overføres til betongen. De ekvivalente kreftene vil dermed motvirke de ytre lastene, og konstruksjonen oppnår lastbalanse, som vist på Figur 3.4.

Figur 3.4: Eksakt lastbalanse,  $p = q$ 

Beregning av ekvivalente krefter for en fritt opplagt bjelke over ett spenn i eksakt lastbalanse, gir [1]:

$$p = q = \frac{8Pe}{L^2} \quad (3.1)$$

I en konstruksjon i eksakt lastbalanse vil hele tverrsnittet ha konstant trykkspenning og være uopprisset. Ettersom de ekvivalente kreftene motvirker ytre laster, som egen- og nyttelast, vil ikke konstruksjonen få nedbøyning. I tilfeller der det kun er egenlasten som balanseres, vil nyttelasten være eneste bidrag til nedbøyning.

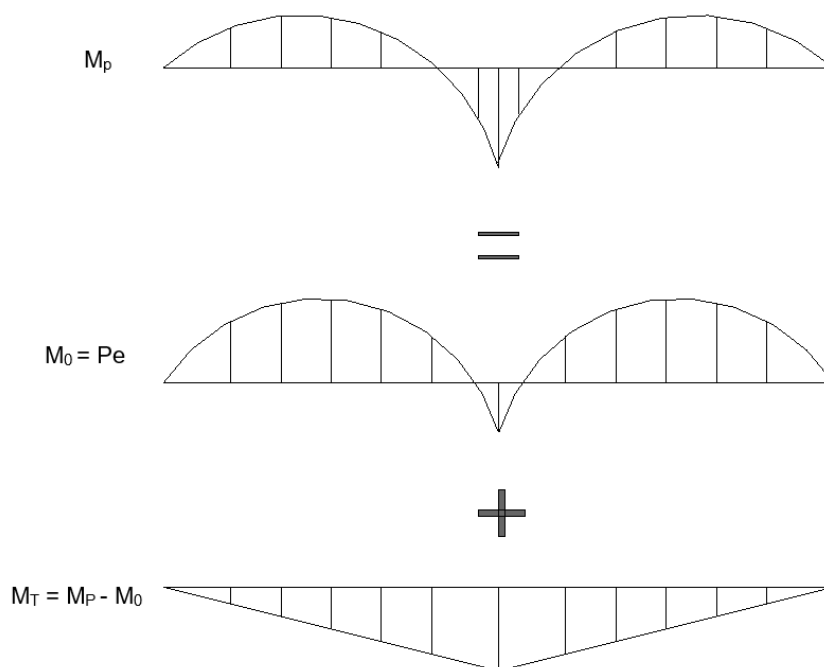
### 3.1.4 Statisk bestemte konstruksjoner

Momentene fra forspenning finnes direkte som spennkraften multiplisert med spennarmeringens eksentrisitet, i ethvert snitt av konstruksjonen [1]. Beregning av moment i statisk bestemte konstruksjoner blir dermed:

$$M_p = P \cdot e \quad (3.2)$$

### 3.1.5 Statisk ubestemte konstruksjoner

I statisk ubestemte konstruksjoner vil totalmoment fra forspenning,  $M_p$ , finnes ved beregning av primærmomentet,  $M_0$ , og tvangsmomentet,  $M_T$ . Forskjellen fra en statisk bestemt konstruksjon er at det oppstår tvangsmomenter som følge av fastholding. Dette er illustrert på Figur 3.5.

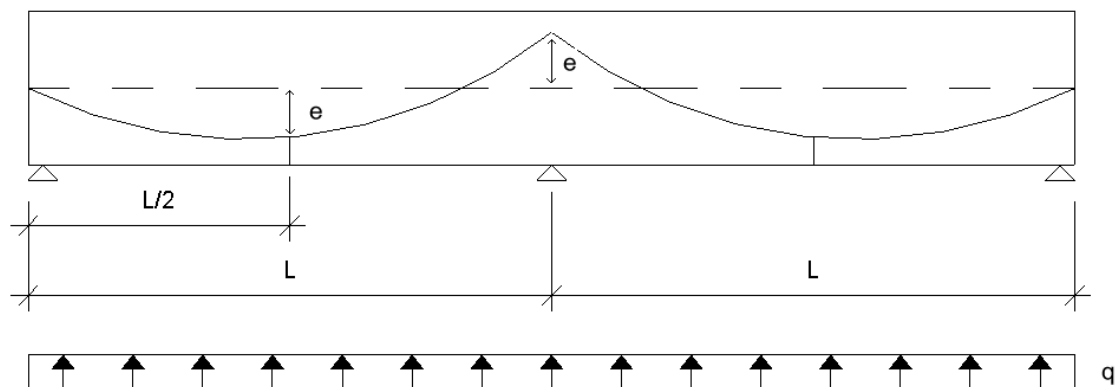


Figur 3.5: Beregning av moment fra forspenning

Det finnes to ulike beregningsmetoder for slike tilfeller, idealisert- og realistisk spennarmeringsprofil [1].

#### *Idealisert spennarmeringsprofil:*

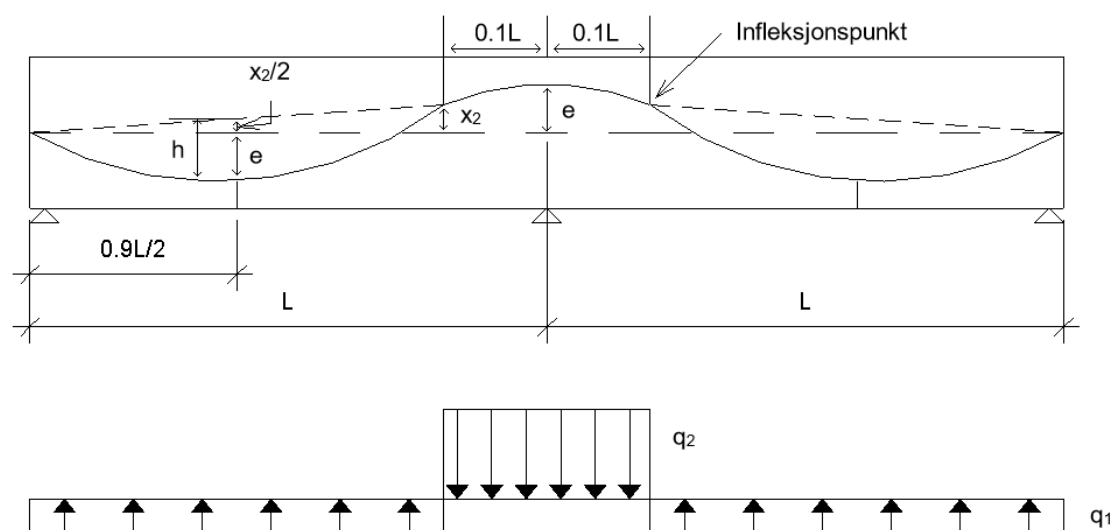
Kabelprofilen i et idealisert tilfelle vil ha et knekkpunkt over midtopplegget, som vist på Figur 3.6. Krumningskrav tilsier at dette ikke er mulig for en kontinuerlig spennkabel som går fra bjelkeende til bjelkeende. Derimot hvis det benyttes to spennkabler som møtes over midtopplegget, vil det være mulig. En idealisert spennarmeringsprofil benyttes som regel kun som forenklet beregningsmetode. Grunnen til dette er at de ekvivalente kreftene er oppoverrettet langs hele spennkabelen og gir dermed ingen tvangsmomenter, noe som ikke stemmer med realiteten.



Figur 3.6: Kontinuerlig bjelke med idealisert spennarmeringsprofil

*Realistisk spennarmeringsprofil:*

Spennkabelen vil føres gjennom hele konstruksjonen, og vil dermed få jevn krumning over midtopplegget. Dette samsvarer i henhold til krav om krumning. I et slikt tilfelle vil det oppstå infleksjonspunkter mellom parabelen i felt og over midtopplegget. Infleksjonspunktene vil omtrent ligge  $0.1L$  fra midtopplegg, som vist i Figur 3.7. De ekvivalente kreftene fra spennarmeringen i en realistisk spennarmeringsprofil vil endres fra en idealistisk profil der alle kreftene er oppoverrettet. Kraftene i felt vil som i en idealisert profil være oppoverrettet. Derimot vil de ekvivalente kreftene mellom infleksjonspunktene over støtte være nedoverrettet.



Figur 3.7: Kontinuerlig bjelke med realistisk spennarmeringsprofil

## 3.2 Plattendekke

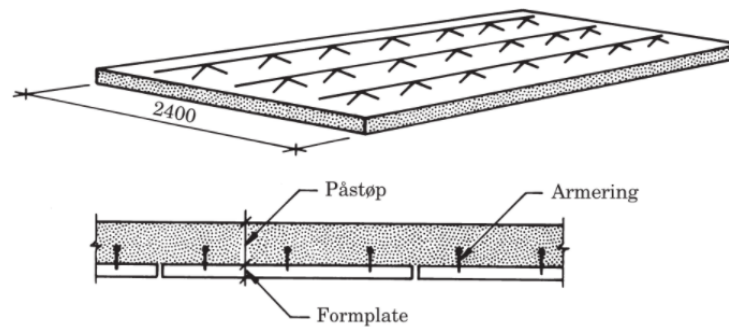
Plattendekke er et prefabrikkert forskalingsdekke i betong. Tykkelsen på dekket varierer på mellom 50 og 90 mm, og bredden er enten 1200, 1800 eller 2400 mm. Det leveres både slakkarmerte og førøppspente plattendekker, og spennvidder varierer deretter. For slakkarmerte dekker ligger spennvidden opp til mellom 7 og 7.5 m, og for førøppspente mellom 10 og 11 m. Plattendekker er anvendelige og har et større bruksområde, men brukes som oftest i etasjeskillere. Andre konstruksjoner der det kan benyttes er eksempelvis bruer, vegger, kaier og støttemurer [1]. Bildet på Figur 3.8 viser et plattendekke som løftes på plass.



Figur 3.8: Plattendekke som løftes på plass [2]

På fabrikk støpes det inn gitterdragere, også kalt kaiserdragere. Disse støpes delvis inn i dekket, og er som oftest utformet som fagverksbjelker. I tilfeller der det kreves mer plass i elementet, er en mulighet å velge en vertikal utforming. Gitterdragerne fungerer som hovedarmering, samt å gi dekket bæreevne i byggefasen og løftepunkter for transport av dekket. Selve gitterdrageren består av en overgurt, to undergurter og diagonaler langs hele lengden. Typiske dimensjoner for de ulike delene er 10 mm i diameter for overgurt, og 6 mm for diagonaler og undergurt. Høyden er vanligvis 170 mm, og avstanden mellom diagonalene er på 200 mm.

På byggeplass vil det legges påstøp over plattendekket etter montasje. Tykkelsen til påstøpen varierer ut i fra bruksområdet. Samvirke mellom plattendekke og påstøp oppnås av gitterdragere, samt at plattendekket støpes opp med en ru overflate. Dette gjør at det ferdige dekket kan betraktes som en monolittisk konstruksjon. Etter montasje legges det ut nødvendig fordelings-, skjøte- og overkantsarmering før utstøping av påstøp. Frem til påstøpen har oppnådd tilstrekkelig fasthet vil dekket stemples med montasjestøtter. Figur 3.9 viser en illustrasjon av plattendekke med gitterdragere, og tilhørende påstøp.



Figur 3.9: Plattendekke med bredde 2.4 m, og plattendekke med påstøp

Å benytte seg av en slik dekkeløsning kan være et tidsbesparende valg. Dekket i seg selv fungerer som forskaling for påstøpen, så alt av forskalingsarbeid på undersiden unngås. Avstanden mellom montasjestøttene ligger på mellom 2 og 2.5 m, som gir mulighet for at det fortsatt kan arbeides i underkant av dekket.

Plattendekker har stor fleksibilitet i form av geometri. På fabrikk kan elementene skreddersys for hvert enkelt prosjekt, med ønskelige vinkler og utsparinger. Det er stor frihet for utførelse av tekniske føringer, ettersom disse legges før påstøpen. Dette resulterer i at nedforet himling og innkassing kan unngås. Elementene støpes mot et stålbord for å gi dekket en glatt underside, så underkanten av elementet trenger i hovedsak kun maling.

### 3.3 Dataprogram

#### 3.3.1 K-bjelke

Programmet er et dimensjoneringsprogram som en del av Sletten-programmene fra Focus Software. Det kan beregnes bjelker og dekker, både slakk- og spennarmert. Beregninger i programmet blir utført i henhold til EC2. For å utføre en beregning trengs inndataen: Profil, tverrsnitt, søyler/oplegg, material, last, armering og eventuelle utsparinger. Beregningsresultatene gir moment, skjærkraft, nedbøyning og riss som følge av innlagte laster. Egenvekt beregnes i alle felt, mens nyttelast blir beregnet for et felt av gangen, i tillegg til i alle felt [8].

I K-bjelke kan etterspenning kun legges i vanlige dekker, ikke ved bruk av forskalingselementer. Ved bruk av etterspenning vil derfor ikke svinndifferanse mellom to dekker støpt på ulikt tidspunkt tas hensyn til. Det vil heller ikke være mulig å legge inn to ulike betongkvaliteter. Bidrag fra gitterdragere blir kun tatt med hvis programmet dimensjonerer et forskalingsdekke, eventuelt kan dette legges inn manuelt hvis det benyttes etteroppspanning.

## 4 | Forskerspørsmål

Plattendekkerne som produseres idag leveres både som slakkarmerte og førøppspente elementer. For førøppspente plattendekker har man normalt en spennvidde på opptil 10.5 m. Utfordringen med slike spennvidder oppstår i tilfeller der det er behov for lengre spenn. Slike tilfeller kan eksempelvis være i et leilighetsbygg. Her kan det være deler av etasjeskilleren som behøver lengre spenn enn plattendekker klarer, og løsningen blir en annen dekketype som tåler lengre spennvidder.

For etasjeskillere prosjektert med plattendekker vil det oppstå komplikasjoner hvis en annen dekketype, som for eksempel hulldekke, må inn i en del av etasjeskilleren. Ulike komplikasjoner fra dette kan eksempelvis være at dekket må senkes ned som følge av høydeforskjell på de ulike dekketyper, som igjen kan føre til at bæresystemet må endres.

I denne oppgaven er det valgt å undersøke etterøppspenning av plattendekker og hvordan dette utføres for å vurdere om det kan dekke dette behovet. Det er ikke undersøkt det økonomiske aspektet rundt en slik løsning sammenlignet med en annen dekketype. Bakgrunnen for dette er at målet er å unngå komplikasjoner ved bruk av hulldekker, ikke å bytte dem ut fordi etterøppspente plattendekker er billigere. Det er heller ikke ønskelig med en hel etasjeskiller av etterøppspente plattendekker. En slik løsning vil heller bli brukt i en mindre del av dekket, og derfor vil ikke økonomi påvirke i særlig stor grad.

De mest utfordrende spennviddene i boligprosjekter i dag er på 15 m. Andre prosjekter et etterøppspent plattendekke kan bli brukt i er eksempelvis dekke over parkeringskjeller, der vanlige spennvidder er opptil 12 m. Det vil derfor ikke være hensiktsmessig å se på den lengste mulige spennvidden, men heller se hvilke realistiske spennvidder en slik løsning kan oppnå i forhold til bruksområdet.

På bakgrunn av at det skal gjennomføres et forsøk der en fullskalamodell skal støpes opp og testes til brudd, vil det være interessant å sammenligne det teoretiske mot det praktiske. Vil teorien stemme i praksis, eller vil det forekomme store avvik. Et annet interessant tema relatert til fullskalamodellen er med hensyn til utførelsen. Det vil derfor undersøkes hvilke eventuelle behov og utfordringer bruk av et etterøppspent plattendekke i forhold til et tradisjonelt plattendekke fører med seg.

På bakgrunn av dette har det blitt valgt et forskerspørsmål med tilhørende underspørsmål.

Hvordan dimensjonere og utføre etterspente plattendekker?

- Hvilke hensiktsmessige spennvidder kan oppnås med denne dekketyper?
- Hvordan konstruere plattendekket for å tilrettelegge for transport og montasje på byggeplass?
- Hvordan vil teoretiske beregninger stemme overens med praksis i form av uttesting av et fullskala etterøppspent plattendekke?



### **Avgrensninger**

Denne oppgaven tar kun for seg beregning ved bruk av uninjisererte kabler. Det er ikke tatt med beregningsmetoder for injiserte spennkabler med heft.

Det har ikke blitt tatt hensyn til økonomien rundt en slik løsning, som nevnt tidligere i kapitlet. Bakgrunn for at det ikke er undersøkt er at økonomi vil ha veldig liten påvirkningsgrad for om et etteroppspent plattendekke vil tas i bruk, i tillegg vil lite sammenligningsgrunnlag i forhold til andre dekketyper.

For bruksområder er det kun sett på muligheter for bruk i boligbygg og parkeringskjeller. Bakgrunnen for det er at dette blir sett på som det mest realistiske bruksområdet for et etteroppspent plattendekke.

## 5 | Case

I denne oppgaven undersøkes etteroppspenning av plattendekker. For å gjøre dette har gruppen, i samarbeid med rådgivende ingeniører i Rambøll og betongelementprodusenten Systemblokk, dimensjonert og støpt opp en fullskalamodell av et etteroppspent plattendekke. Dette er så testet til brudd. Det har i tillegg blitt dimensjonert to caser, et boligdekke og et dekke over parkeringskjeller. Bakgrunnen for valget av disse to er etter anbefaling fra Rambøll, da dette er to realistiske tilfeller der det kan være behov for etteroppspente plattendekker. Som nevnt tidligere i kap. 4, så forekommer tilfeller der det må brukes en annen dekketype på deler av en etasjeskiller fordi plattendekker ikke klarer spennvidden. Slike tilfeller kan relateres til de to valgte casene. Videre ble det angitt hvilke spennvidder det maksimalt vil være behov for i et boligdekke og et dekke over parkeringskjeller.

### 5.1 Testdekke

Det etteroppspente plattendekket vil være en kontinuerlig bjelke over to spenn.

#### *Geometri*

Dekkets geometri er:

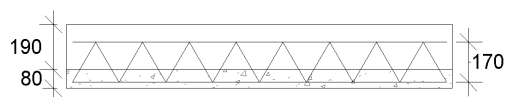
- $L = 24$  m
- $B = 1.8$  m
- $H = 270$  mm

Det støpes først opp to plattendekker med lengde 12 m, bredde 1.8 m og tykkelse 80 mm. Når disse har oppnådd tilstrekkelig fasthet vil det støpes en kontinuerlig påstøp over hele dekkets lengde på 24 m. Påstøpen har en tykkelse på 190 mm, som gir dekket en total tykkelse på 270 mm. Dette er en tykkelse som er mye brukt i boligprosjekter hos Rambøll, og er bakgrunnen for dette valget. Figur 5.1 er et sidesnitt av dekket, som viser de ulike tykkelsene.

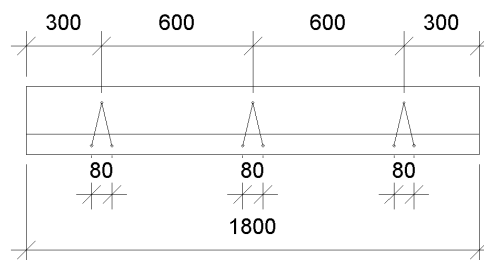
Plattendekket vil ha tre kaiserdragere med senteravstand på 600 mm, som vist på Figur 5.2. Denne senteravstanden er vanlig for tre kaiserdragere på et dekke med bredde lik 1.8 m, fordi det gir 300 mm i avstand til kant for de to ytterste kaiserne. Hadde det blitt lagt tilsvarende plattendekker på hver side, ville det dermed blitt 600 mm i senteravstand til neste kaiserdrager. Funksjonen til kaiserdragerne er å gi samvirke mellom plattendekke og påstøpen, i tillegg til å gi plattendekke flere løftepunkter til transport.

#### *Betong*

Betongkvaliteten er satt til B45. Systemblokk benytter seg av industribetong, som gir betongen høyere fasthet på kortere tid enn vanlig betong. De produserer plattendekker fortløpende, og dekket vil kun herde til morgenen etter før det transporteres ut av produksjonshallen. Det betyr at dekket må ha tilstrekkelig fasthet på relativt kort tid, som er en av fordelene ved bruk av industribetong.



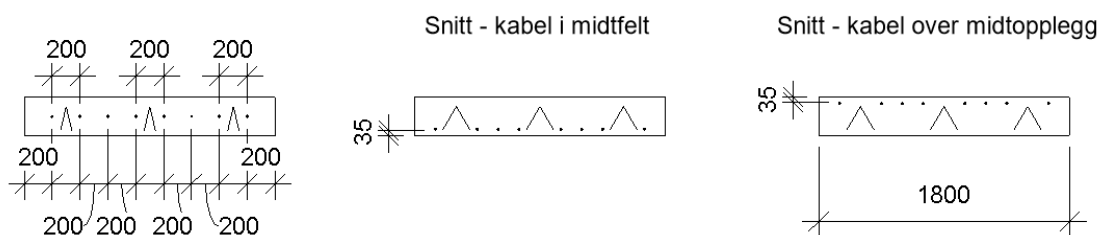
Figur 5.1: Sidesnitt med høyde for plattendecke, påstøp og kaiserdragere



Figur 5.2: Endesnitt med senteravstand for kaiserdragere

### Spennarmering

Kablene som skal brukes har en diameter på 12.5 mm, og er omgitt av fett og et 2 mm tykt gummilag. Disse kablene er levert av produsenten Nedri, se vedlegg 7. Antall spennkabler i dekket er 8 kabler med senteravstand 200 mm. Dette ble valgt på bakgrunn av praktiske hensyn med tanke på beliggenhet i forhold til kaiserdragere og slakkarmering. Kablene vil ligge med maksimal eksentrisitet i forhold til overdekning i felt og over midtstøtte, og midt i tverrsnittet ved endene, som vist i Figur 5.3. Eksentrisiteten vil da være 90 mm i både felt og over støtte.



Figur 5.3: Endesnitt med senteravstand, eksentrisitet i midtfelt og over støtte

I vedlegg 6 ligger endelige produksjonstegninger som ble levert til Systemblokk. Tegningene består av ulike snitt av dekket. I lengdesnitt er det markert ut de mest kritiske punktene for kabelkurvaturen. Dette er i krysningspunkt mellom plattendecke og påstøp, bunn- og toppunkter, i tillegg til flere punkter over støtte for å få mest mulig nøyaktig kurvatur. Det er også et lengdesnitt der kabelhøyde for hver andre meter er markert, igjen for å få en mer nøyaktig kabelkurvatur.

### Slakkarmering

Det vil benyttes  $\phi 12$  som slakkarmering både i felt og over støtte. Senteravstanden i felt er valgt til 240 mm, og over støtte er det valgt 90 mm. Dette er valgt på bakgrunn av beregninger. Hver av gitterdragerne består av en overgurt med diameter på 10 mm, to undergurter på 6 mm og diagonaler på 6 mm.

### Tidsforløp

Herdetiden til de to betongene vil variere, som følge av at plattendekene vil støpes opp først. Plattendekene vil herde i 33 dager, og påstøpens herdetid er satt til 18 dager. Det mest optimale for et realistisk resultat ville vært minst 28 dager herdetid for både plattendekene og påstøpen, men dette viste seg vanskelig å få til med tanke på kalenderen til de ulike partene i prosjektet. Det vil bli gjennomført trykktesting av både plattendekene og påstøpen for å bestemme betongkvaliteten ved tidspunkt for testing.

*Last*

Dekket skal bli belastet med betonglodd, lastet på av en hjullaster. I begge felter vil loddene plasseres i midtfelt. Hvert felt vil bli belastet i intervaller på et lodd annenhver gang. Nedbøyningen vil måles etter hvert lodd er lagt på, og målet med testen er å belaste dekket til brudd. Vekten på loddene varierer fra 9 – 24 kN.

## 5.2 Boligdekke

*Geometri*

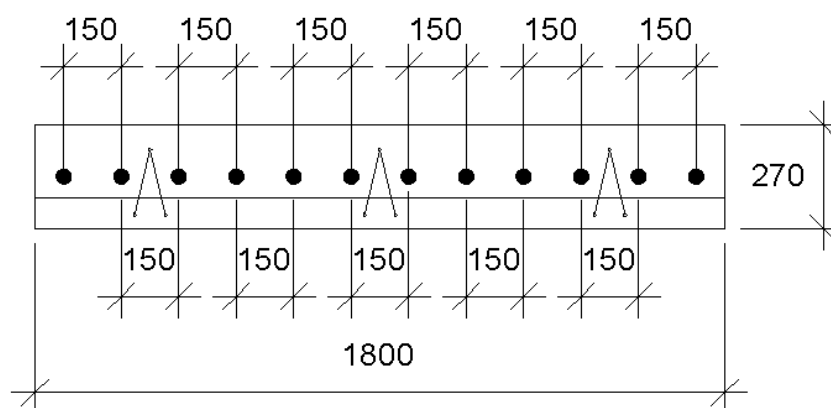
Dekkets geometri er:

- $L = 30$  m
- $B = 1.8$  m
- $H = 270$  mm

Geometrien til dekket er valgt på bakgrunn av anbefalinger fra Rambøll. En lengde på 30 m gir en spennvidde på 15 m for hvert av plattendekkene. I følge Rambøll var dette realistisk sett den lengste spennvidden i boligprosjekter. Denne spennvidden klarer ikke slakkarmerte eller førøppspente plattendekker, og i slike tilfeller har det blitt benyttet en annen prefabrikkert dekketype for en spennvidde på 15 m. Det er bakgrunnen for at denne casen ble valgt. Tykkelsen til dekket vil være på 270 mm, da dette som tidligere nevnt er en mye brukt tykkelse for plattendekker i boligdekker.

*Spennarmering*

Det vil bli benyttet en annen type spennkabler i dimensjoneringen av boligdekket enn for testdekket. Her hentes kablene fra leverandøren KB Spenneteknikk [9]. Bakgrunnen for dette er at det vil benyttes en større kabeldimensjon for å kunne dimensjonere for høyere spennkraft. Spennkablene har en diameter på 15,7 mm, og kabelrørene har en ytre diameter på ca. 20 mm. Det er videre valgt 12 spennkabler, med senteravstand på 150 mm. Det ble valgt å gå ned på senteravstand for å gi plass til flere kabler, som vil gi en høyere spennkraft. Kablene vil ligge med maksimal eksentrisitet i felt og over støtte, som gir 90 mm i eksentrisitet. Et endesnitt av boligdekke er vist på Figur 5.4.



Figur 5.4: Endesnitt av boligdekke

*Slakkarmering*

Det er valgt  $\phi 12$  med senteravstand på 240 mm underkant i felt, og  $\phi 16$  med senteravstand på 90 mm i overkant over støtte. Det vil bli benyttet samme gitterdragere som for testdekket.

*Last*

Det vil være et dekke i bolig/leilighetsbygg, som gir en karakteristisk nyttelast på  $2 \text{ kN/m}^2$ . I tillegg vil det bli dimensjonert for en antatt påført egenlast på ca.  $1 \text{ kN/m}^2$ . Disse lastene er basert på erfaringstall fra Rambøll.

Det er antatt at plattendekket vil herde i 7 dager før påstøp blir lagt. Påstøp vil så herde ytterligere 28 for å oppnå full fasthet før det påføres laster.

### 5.3 Dekke over parkeringskjeller

*Geometri*

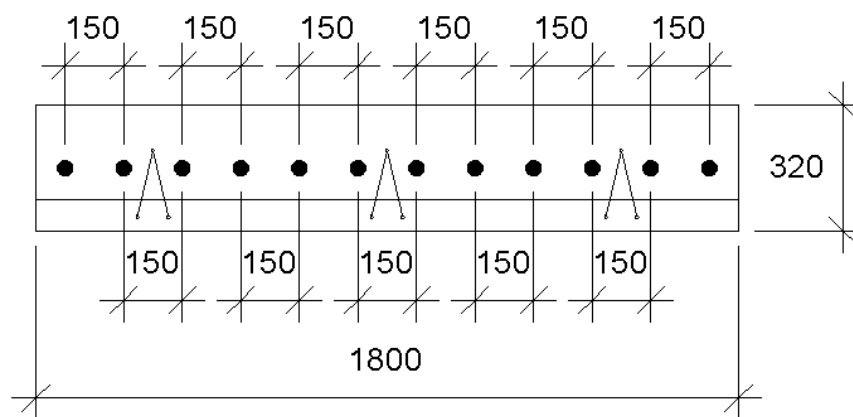
Dekkets geometri er:

- L = 24 m
- B = 1.8 m
- H = 320 mm

Geometrien til dekke over parkeringskjeller har som boligdekke blitt valgt på bakgrunn av anbefalinger fra Rambøll. Spennvidden til plattendekkene vil være på 12 m. Dette antas å være den mest hensiktsmessige spennvidden i forhold til lastsituasjonene et slikt dekke blir utsatt for. Det er valgt en større tykkelse for dekke over parkeringskjeller, som følge av større belastning.

*Spennarmering*

Det vil brukes både samme type spennkabler, og samme antall som i boligdekket. Kablene vil ligge med maksimal eksentrisitet over støtte og i felt, i forhold til overdekningskrav. Figur 5.5 viser et endesnitt av dekke over parkeringskjeller.



Figur 5.5: Endesnitt av dekke over parkeringskjeller

*Slakkarmering*

I felt og over støtte er det valgt  $\phi 16$  som slakkarmering. Senteravstanden er satt til henholdsvis 200 mm i felt og 90 mm over støtte. Det er valgt like gitterdragere som i testdekket.

#### *Last*

Den karakteristisk nyttelasten for dekke over parkeringskjeller er satt til  $5 \text{ kN/m}^2$ . Det er antatt et 40 cm tykt lag av jord over dekket, som gir en påført egenlast på  $7.6 \text{ kN/m}^2$ . Disse lastene er basert på erfaringstall fra Rambøll.

Det er antatt at plattendekket vil herde i 7 dager før påstøp blir lagt. Påstøp vil så herde ytterligere 28 for å oppnå full fasthet før det påføres laster.

## 6 | Metode

Det har blitt utført en litteraturstudie for å kartlegge en beregningsmetode for etteroppspenning av plattendekker. Innholdet i beregningsmetoden baseres på materiale hentet fra nasjonale standarder, samt diverse lærebøker, forskningsartikler og veiledning. Den største delen av grunnlaget er hentet fra EC2, men det har vært nødvendig med annen litteratur for å utfylle beregningsmetoden. Det vil refereres til hvor beregningsgrunnlaget er hentet fra.

Hoveddelen av oppgaven er beregning av tre caser, et fullskala testdekke, et dekke over parkeringskjeller og et boligdekke. Testdekket har blitt dimensjonert, støpt opp og testet til brudd. Boligdekket og dekket over parkeringskjeller har kun blitt dimensjonert. Beregninger er utført både ved håndberegninger i MathCad og i dimensjoneringsprogrammet K-bjelke. På bakgrunn av dette har det blitt gjennomført opplæring i K-bjelke.

For testdekket er håndberegningene utført for å anslå når dekket vil gå til brudd, for deretter å kunne bestemme hvilke lastintervaller det er mest gunstig å velge. Det er gjennomført en fullstendig håndberegning av et lastintervall fra testdekket. Dette ble forenklet ved å lastintervallet som punktlast.

På bakgrunn av antall lastintervaller, er K-bjelke benyttet videre for å redusere beregningsmengden. Bruken av K-bjelke har i tillegg gitt et sammenligningsgrunnlag til håndberegningene, og en indikasjon på om den valgte beregningsmetoden kan benyttes.

I K-bjelke har de ulike lastintervallene blitt omgjort til trapeslaster. Ved å beregne forholdet mellom vekten og arealet av et gitt lodd, har tilsvarende trapeslast for dette loddet blitt funnet.

I tillegg til dimensjonering av testdekket deltok gruppen i forbindelse med utstøping av to plattendekker hos leverandøren Systemblokk. Det var disse to elementene som senere ble brukt i det etteroppspente plattendekket. Gruppen var også tilstede dagen det ble gjennomført test.

Videre i kapittelet følger hele beregningsmetoden for etteroppspente plattendekker.

## 6.1 Generelle beregninger og bestemmelser

### 6.1.1 Laster

Lastene på en konstruksjon klassifiseres etter tidsavhengig påvirkning. Lasttilfeller deles inn i permanent, variabel og ulykkeslast.

- Permanent last → egenvekt av konstruksjon
- Variabel last → nyttelast på konstruksjon, vindlast, snølast
- Ulykkeslast → eksplosjoner, støt fra kjøretøy

Det benyttes ulike lastfaktorer for dimensjonering i brudd- og bruksgrensetilstand, som vist i Tabell 6.1 i henhold til EC0 [10]:

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
	Ugunstig	Gunstig		
6.10 a)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
6.10 b)	$\xi \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Tabell 6.1: Dimensjonerende verdier for laster

Faktorene er gitt i EC0, og etter beregning av ligning 6.10 a) og 6.10 b) vil verdiene for lastfaktorene i bruks- og bruddgrensetilstand være gitt i Tabell 6.3. Der den mest ugunstige av ligningene i de to ulike bruddgrensetilstandene skal benyttes for dimensjonering.

	Bruksgrensetilstand	Bruddgrensetilstand I	Bruddgrensetilstand II
Permanente laster	1.0	1.2	1.35
Dominerende variabel last	1.0	1.5	1.05

Tabell 6.2: Lastfaktorer i bruks- og bruddgrensetilstand

I henhold til EC2 pkt. NA.2.4.2.2 oppgis lastfaktorer for spennarmering, til henholdsvis 0,9 og 1,1 [6]. Faktoren 0,9 skal benyttes hvis moment fra spennkraft virker i samme retning som opptredende moment, og 1,1 hvis motsatt.



Materialfaktorer for betong, slakk- og spennarmering i bruddgrensetilstand etter EC2 Tabell NA.2.1N:

Dimensjonerende situasjoner	Betong, $\gamma_c$	Armeringsstål, $\gamma_s$	Spennstål, $\gamma_s$
Vedvarende og forbigående	1.5	1.15	1.15
Utmatting	1.5	1.15	1.15
Ulykkessituasjon	1.2	1.0	1.0

Tabell 6.3: Materialfaktorer for bruddgrensetilstand [6]

Egenvekten til normalarmert betong er  $25kN/m^3$  etter EC1 Tillegg A [11].

### 6.1.2 Eksponeringsklasse, bestandighetsklasse og overdekning

Krav til overdekning av armeringsstål og spennstål blir beregnet ut fra eksponerings- og bestandighetsklassen konstruksjonen befinner seg i. Eksponeringsklasse angis etter miljøforholdene til konstruksjonen i henhold til EC2 Tabell 4.1. Det blir satt krav til bestandigheten til konstruksjonen, for at den skal vedvare den bestemte dimensjonerende brukstiden.

Bestandighetsklasse angis på bakgrunn av eksponeringsklasse. Samvirke mellom disse klassene og krav til overdekning er vist i Tabell 6.4 og Tabell 6.5.

Eksponeringsklasse	Bestandighetsklasse (minstekrav)	Minste overdekning $c_{min.dur}$ - 50 års dimensjonerende brukstid
X0	M90	$c_{min.b}$
XC1	M60	15
XC2, XC3, XC4	M60	25
XD1, XS1	M45	40
XD2, XD3, XS2	M40	40
XS3	M40	50

Tabell 6.4: Utdrag fra Tabell NA.4.4N - Krav til minste overdekning  $c_{min.dur}$  for armeringsstål

Eksponeringsklasse	Bestandighetsklasse (minstekrav)	Minste overdekning $c_{min.dur}$ - 50 års dimensjonerende brukstid
X0	M90	$c_{min.b}$
XC1	M60	25
XC2, XC3, XC4	M60	35
XD1, XS1	M45	50
XD2, XD3, XS2	M40	50
XS3	M40	60

Tabell 6.5: Utdrag fra Tabell NA.4.5N - Krav til minste overdekning  $c_{min.dur}$  for spennstål

Formel for beregning av nominell betongoverdekning i henhold til EC2 pkt. 4.4.1.1, som er avstanden fra nærmeste betongoverflate og inn til overflate av armering, er gitt ved:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (6.1)$$

der

$c_{min}$  er  $\max$  av [ $c_{min.b}$ ;  $c_{min.dur}$ ; 10 mm]

$\Delta c_{dev}$  er største tillatte avvik

### 6.1.3 Betong

Betong har som kjent stor trykkfasthet, men liten strekkfasthet. Ulike fasthetsklasser beskriver betongens trykkfasthet etter en herdetid på 28 dager. I spennarmerte konstruksjoner benyttes det gjerne en høyere fasthetsklasse enn i vanlig slakkarmerte konstruksjoner, som følge av høyere trykkspenninger i betongen. Fasthetsklasser for spennbetong ligger gjerne mellom B35 og B55.

For å vurdere trykkfastheten til betongen i situasjoner der herdetiden er før eller senere enn 28 dager, benyttes det gjerne prøvelegemer som betongterninger. Disse testes for å undersøke om betongen har oppnådd tilstrekkelig trykkfasthet. Beregning av trykkfasthet kan gjøres ved en forenklet metode basert på herdeperioden, i henhold til EC2 pkt. 3.1.2:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8(MPa) \text{ for } 3 < t < 28 \text{ d\o g n}$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck}(t) \text{ for } t \geq 28 \text{ d\o g n}$$

En mer nøyaktig beregningsmetode gitt i EC2 pkt. 3.1.2, som er basert på betongens sementtype, temperatur og herdeforhold, gir et resultat eksakt etter betongens alder i døgn.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (6.2)$$

der

$f_{cm}(t)$  er middelverdi av betongtrykkfasthet ved en alder  $t$  døgn

$f_{cm}$  er middelverdi av betongtrykkfasthet etter 28 døgn

$\beta_{cc}(t)$  er en koeffisient avhengig av betongens alder  $t$

$t$  er betongens alder i døgn

Betongens strekkfasthet utvikles over tid, og påvirkes av forholdene den utsettes for under herding og uttørking. Beregning av strekkfasthet etter EC2 pkt. 3.1.2:

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \cdot f_{ctm} \quad (6.3)$$

der

$$\alpha = 1 \text{ for } t < 28$$

$$\alpha = 2/3 \text{ for } t \geq 28$$

$f_{ctm}$  er middelverdi av betongenstrekkfasthet etter 28 døgn

Elastitetsmodulen til betong,  $E_{cm}$ , etter 28 døgn kan bli funnet i EC2 Tabell 3.1. Beregning etter EC2 pkt. 3.1.3 gir en nøyaktig verdi av E-modul ved alder  $t$  døgn.

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t)/f_{cm})^{0.3} E_{cm} \quad (6.4)$$

Betongens dimensjonerende trykk- og strekkfasthet kan bli beregnet i henhold til EC2 pkt. 3.1.6.

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad (6.5)$$

der

$\gamma_c$  er en materialfaktor for betong

$\alpha_{cc}$  er en koeffisient for virkning av langtidslast på trykkfasthet, der anbefalt verdi er 1.0

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk.00.5}}{\gamma_c} \quad (6.6)$$

der

$\alpha_{ct}$  er en koeffisient for virkning av langtidslast på strekkfasthet, der anbefalt verdi er 1.0

#### 6.1.4 Armeringsstål

Dimensjonering og detaljering av armeringsstål etter EC2, gjelder hvis flytegrensen,  $f_{yk}$ , til armeringen ligger i området mellom 400 og 600 MPa. Det vil bli benyttet armeringsstål B500C i denne oppgaven, som har en flytegrense lik 500 MPa.

Elastitetsmodulen,  $E_s$ , til armeringsstål B500C kan forutsettes til en dimensjonerende verdi lik 200 GPa.

#### 6.1.5 Spennstål

Regler for dimensjonering av spennarmering etter EC2 gjelder for tråd, stenger og tau. Det er helt nødvendig å benytte stål med høy fasthet i spennarmerte konstruksjoner for å unngå strekkspenninger i betongen. Bakgrunnen for dette er at kryp, svinn og relaksasjon reduserer spennkreftene over tid. Spennstål med høy fasthet vil få prosentvis mindre spenningstap enn vanlig armeringsstål [1].

Karakteristiske verdier for spennarmering er:

- strekkfasthet,  $f_{pk}$
- 0.1% - strekkgrense,  $f_{p0.1k}$
- tøyning ved største belastning,  $\epsilon_{uk}$
- tverrsnittsareal av spennarmering,  $A_p$

E-modulen,  $E_p$ , til spennarmering kan forutsettes til en dimensjonerende verdi lik 205 GPa for tråd og stenger, og lik 195 GPa for tau. Disse verdiene kan variere ut i fra produksjonsprosessen til stålet, så aktuell verdi angis av produsenten.

Dimensjonerende verdi for stålspenning,  $f_{pd}$ , kan settes lik  $f_{p0.1k}/\gamma_s$  i henhold til EC2 pkt. 3.3.6.

#### 6.1.6 Minimumsarmering

Det er krav til minimumsarmering i bjelker og plater i henhold til EC2 pkt. NA 9.2.1.1. Dette er for å unngå sprø bruddformer og store riss, og kunne ta opp tvungne krefter som oppstår. Beregning av minimumsarmering etter EC2 pkt. NA 9.2.1.1:

$$A_{s.min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd \geq 0.0013bd \quad (6.7)$$

Krav til minimumsarmering kontrolleres opp mot slakkarmering i konstruksjonen, for å sjekke at dette er innenfor kravet.

### 6.1.7 Avstand mellom kabelkanaler

I henhold til EC2 pkt. 8.10.1.3 er det satt krav til minste frie avstand mellom kabelkanaler. Dette er for å unngå skade på kabelrør, samt at betongen skal få lagt seg omkring rørene.

Minste frie horisontale avstand: maksimumsverdien av  $[d_g + 5 \text{ mm}; \phi; 50 \text{ mm}]$

Minste frie vertikale avstand: maksimumsverdien av  $[d_g; \phi; 40 \text{ mm}]$

der

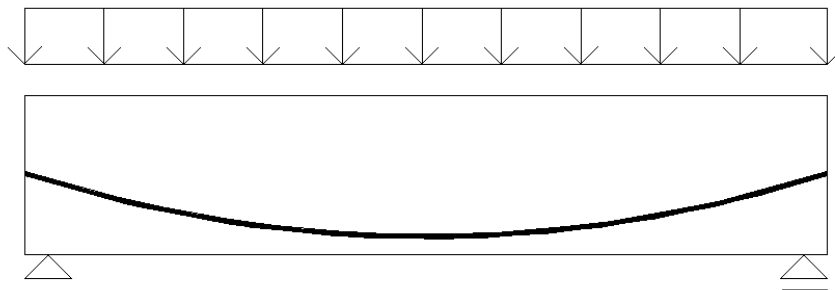
$d_g$  er største tilslagsstørrelse

$\phi$  er diameter til kabelrør

## 6.2 Tøyingsreduksjon

Tøyingsberegning av uinjiserte kabler er annerledes enn for beregning av injiserte kabler med heft. Injiserte kabler vil følge tøyingskurven til betongen som følge av heft. For uinjiserte kabler vil tøyningen forekomme i hele kabelens lengde, og dermed er det nødvendig å ta høyde for en reduksjonsfaktor,  $\Omega$ . Faktoren vil variere ut i fra om betongen er urisset, risset eller i bruddgrensetilstand.

En studie gjort i 1991 viser til en oppsummering av hvordan reduksjonsfaktoren avhenger av lasttype, kabelprofil og forholdet mellom endeeksentrisitet og maksimal eksentrisitet i felt. Studien tar for seg ni ulike tilfeller av en fritt opplagt bjelke i urisset tilstand, med forskjellig last, kabelprofil og eksentrisitet. Det er valgt å hente ut et tilfelle med parabolisk kabelprofil og jevnt fordelt last fra oppsummeringen, ettersom denne egnet seg best i forhold til oppgaven [3].



Figur 6.1: Lasttilfelle for tøyingsfaktor [3]

Ifølge studien vil et slikt tilfelle gi tøyingsfaktor:

$$\Omega = \frac{8}{15} + \frac{2}{15} \cdot \frac{e_s}{e_m} \quad (6.8)$$

der

$e_s$  er endeeksentrisitet

$e_m$  er eksentrisitet i midtfelt

Det har videre i studien blitt forsket på og utviklet en metode for beregning av tøyingsfaktor i bruddgrensetilstand. Basert på forsøk har man kommet frem til to ulike tøyingsreduksjonsfaktorer. En for 1-punkts last og en for både 3-punkts last og jevnt fordelt last.

1-punkts last:

$$\Omega_u = \frac{2.6}{\frac{L}{d}} \quad (6.9)$$

3-punkts last og jevnt fordelt last:

$$\Omega_u = \frac{5.4}{\frac{L}{d}} \quad (6.10)$$

I følge den amerikanske betongstandarden (ACI) oppgis en lavere verdi for å holde sikker side, vist i Formel (6.11) og Formel (6.12).

1-punkts last:

$$\Omega_u = \frac{1.5}{\frac{L}{d}} \quad (6.11)$$

3-punkts last og jevnt fordelt last:

$$\Omega_u = \frac{3.0}{\frac{L}{d}} \quad (6.12)$$

## 6.3 Spennkraft

### 6.3.1 Maksimal spennkraft

Den maksimale spennkraften som påføres en spennkabel, er gitt i EC2 pkt. 5.10.2.1 som:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max} \quad (6.13)$$

der

$A_p$  er spennarmeringens tverrsnittsareal

$\sigma_{p,max}$  er største spennning påført spennkabel, som er den minste av ( $k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot f_{p,0.1k}$ )

Anbefalt verdi for faktorene  $k_1$  og  $k_2$  etter NA. 5.10.2.1 er 0.8 og 0.9

Det vil være tillatt å overspenne om jekkraften kan bestemmes med en nøyaktighet på +/- 5 %. Om det er tilfellet, kan  $P_{max}$  økes til  $k_3 \cdot f_{p,0.1k} \cdot A_p$ . Verdien som brukes for  $k_3$  er 0,95.

### 6.3.2 Initiell spennkraft

Den initielle spennkraften er kraften som blir påført betongen umiddelbart etter kabelen har blitt oppspent og låst fast til forankringen. Denne er gitt i EC2 pkt. 5.10.3 som:

$$P_{m0} = A_p \cdot \sigma_{pm0} \quad (6.14)$$

der

$\sigma_{pm0}$  er spennningen i spennkabelen umiddelbart etter oppspenning, som er den minste av ( $k_7 \cdot f_{pk}; k_8 \cdot f_{p,0.1k}$ )

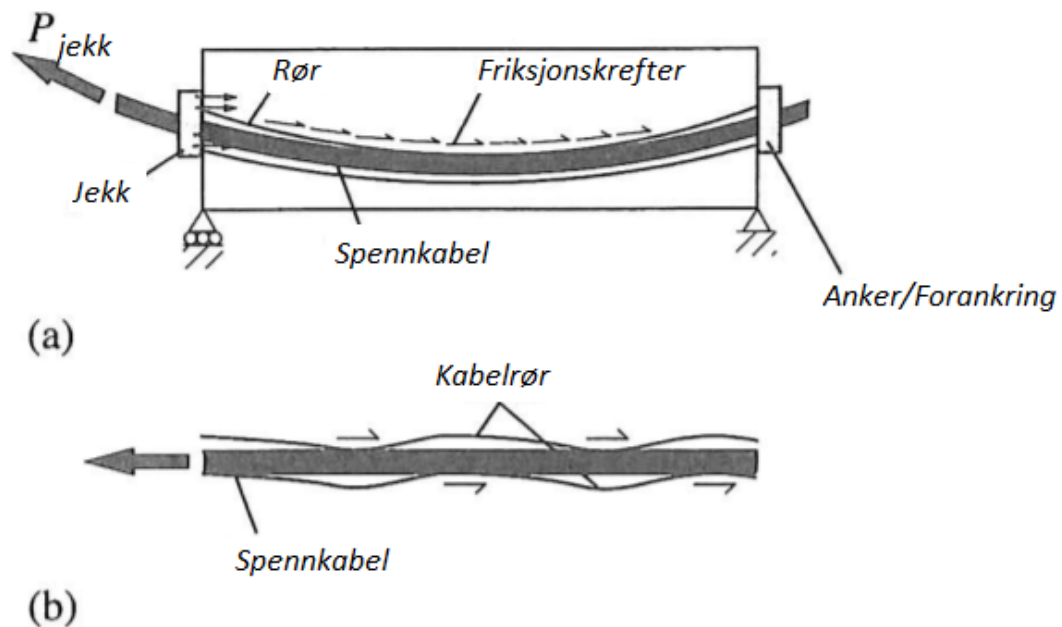
Anbefalt verdi for faktorene  $k_7$  og  $k_8$  etter NA. 5.10.3 er 0.75 og 0.85

Kraften  $P_{max}$  trukket fra korttidstapene låsetap, friksjonstap og elastisk deformasjon av betongen, bør ikke overskride verdien av den initielle spennkraften,  $P_{m0}$ .

## 6.4 Korttidstap

### 6.4.1 Friksjonstap

Når spennkabelen spennes opp, oppstår det friksjonskrefter mellom spennkabelen og utsparingsrøret. Friksjonen skyldes enten kurvatoreffekt eller utilsiktede vinkelendringer i utsparingsrøret. Kurvatoreffekten er friksjonskrefter som følge av at spennarmering og kabelrør er lagt med kurvatur, og det vil dermed oppstå normaltrykk mellom stålet og røret, som vist på Figur 6.2 (a) [4]. På Figur 6.2 (b) er en illustrasjon av utilsiktede vinkelendringer i utsparingsrøret. Grunnen til dette er at røret aldri vil kunne ligge helt rett, ettersom det blir festet punktvis for riktig posisjonering.



Figur 6.2: (a) Kurvatoreffekt, (b) Utilsiktet vinkelendring [4]

Spennkrafttap som følge av friksjon mellom spennkabel og utsparingsrør, beregnes etter EC2 pkt. 5.10.5.2 som:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) \quad (6.15)$$

der

$\theta$  er summen av vinkelendringene over en avstand  $x$

$\mu$  er friksjonskoeffisienten mellom spennkabel og kabelrør

$k$  er en utilsiktet vinkelendring for innvendige spennkabler

$x$  er avstanden langs spennkabelen fra punktet der spennkraften er lik  $P_{max}$

Verdien for  $\mu$  og  $k$  blir som regel oppgitt av produsent.

Spenningsreduksjonen grunnet spennkrafttapet blir beregnet i Formel (6.16):

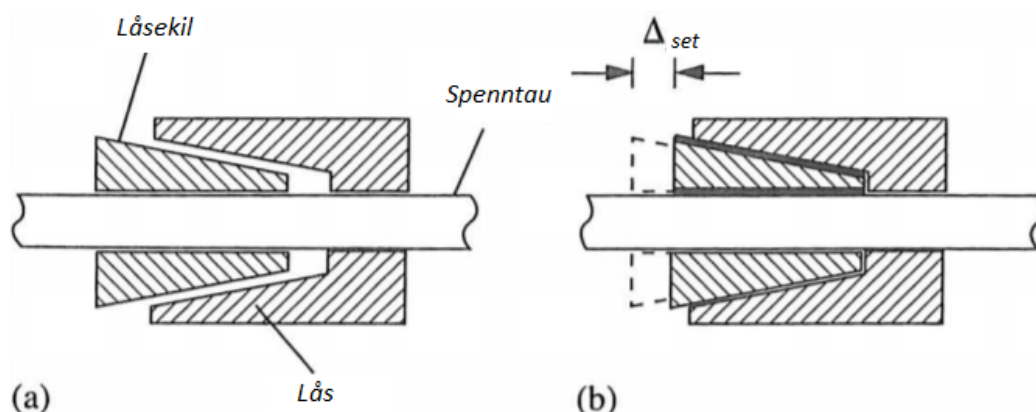
$$\Delta\sigma_{f.p} = \frac{\Delta P_{\mu}}{A_p} \quad (6.16)$$

Prosentvis tap grunnet friksjonstap blir beregnet i Formel (6.17):

$$FT = \frac{\Delta\sigma_{f.p}}{\sigma_{p.max}} \quad (6.17)$$

### 6.4.2 Låsetap

Spennkabelen vil i de fleste tilfeller forankres ved hjelp av en låsekil, som vist på Figur 6.3 (a). Låsekilen vil bli trykket inn av jekken, samtidig som spennkabelen spennes opp. I det spenningen fra jekken reduseres, vil låsekilen automatisk få noen millimeter glidning, som vist i Figur 6.3 (b). Spennkabelen får lavere tøyning som følge av denne glidningen, som igjen gir et spennkrafttap. Dette tapet er kjent som låsetap.



Figur 6.3: (a) Låsekil før forankring, (b) Glidning av låsekil etter forankring [4]

Grunnet friksjon mellom spennkabelen og utsparingsrøret vil ikke låsetapet være konstant over hele kabelens lengde, men heller gradvis gå i null. Hvor lang denne avstanden er, blir beregnet etter Formel (6.18) [5]:

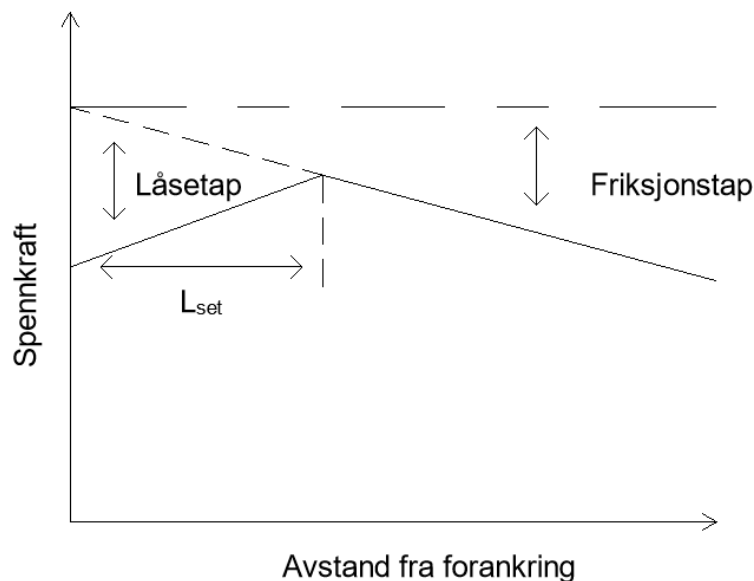
$$L_{set} = \sqrt{\frac{\Delta_{set} \cdot E_p \cdot A_p}{a}} \quad (6.18)$$

der

$\Delta_{set}$  er glidningen til låsekilen

$a$  er stigningstallet fra friksjonstapet, beregnet ved  $\Delta P_{\mu}/L$

Figur 6.4 illustrerer avstanden  $L_{set}$ , altså hvor langt låsetapet forekommer fra den aktive forankringen. Låsetapet vil reduseres i motsatt helning av friksjonen.



Figur 6.4: Reduksjon av låsetap [5]

Størrelsen på avstanden  $L_{set}$  beskriver hvor langt inn på spennkabelen låsetapet virker. Det vil si at låsetap kan forekomme på hele kabelens lengde, og virke på den passive forankringen til konstruksjonen. I tilfeller der  $L_{set} < L$  vil låsetapet kun figurere i aktiv forankring, og avstand  $L_{set}$  inn på spennkabelen. Spennkrafttapet for slike tilfeller beregnes ved:

$$\Delta P_{lås} = 2 \cdot a \cdot L_{set} \quad (6.19)$$

I motsatte tilfeller, der avstanden  $L_{set} > L$ , vil låsetapet virke over hele spennkabelen og inn i den passive forankringen. Det blir beregnet spennkrafttap i både aktiv og passiv forankring, ved formlene:

$$\Delta P_{aktiv} = \frac{\Delta_{set} \cdot E_p \cdot A_p}{L} + a \cdot L \quad (6.20)$$

$$\Delta P_{passiv} = \frac{\Delta_{set} \cdot E_p \cdot A_p}{L} - a \cdot L \quad (6.21)$$

Spennkrafttapet gir en spenningsreduksjon på spennkabelen, som blir beregnet i Formel (6.22):

$$\Delta \sigma_{lås} = \frac{\Delta P_{lås}}{A_p} \quad (6.22)$$

Prosentvis tap grunnet låsetap blir beregnet i Formel (6.23):

$$LT = \frac{\Delta \sigma_{lås}}{\sigma_{p.max}} \quad (6.23)$$



### 6.4.3 Elastisk deformasjon av betongen

Betongen vil deformeres under oppspenning av spennkablene, som kalles elastisk deformasjon. I tilfeller der alle kablene spennes opp samtidig, vil det ikke forekomme noe spennkrafttap. Derimot ved oppspenning av kabler suksessivt, vil det resultere i tap av spennkraft. Betongen vil forkortes eller deformeres for hver kabel som spennes opp. Denne forkortelsen i betongen vil resultere i en spenningsreduksjon i de foregående spennkablene. Det vil si at spennkabelen som spennes opp først vil oppleve det største tapet, mens det ikke vil forekomme spennkrafttap for den siste oppspente kabelen.

Etter EC2 pkt. 5.10.5.1 kan et midlere tap som følge av elastisk deformasjon av betongen beregnes som:

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[ \frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (6.24)$$

der

$E_p$  er  $E$ -modulen til spennarmeringen

$\Delta \sigma_c(t)$  er endring i spenning ved tyngdepunktet for spennkabelen på tidspunkt  $t$

$j$  er en faktor tilsvarende

- $(n-1)/2n$  der  $n$  er antall spennkabler som spennes opp suksessivt. For tilfeller der det kun benyttes en tilnærmet verdi, settes  $j$  lik  $1/2$

Spenningsendringen for spennkablene beregnes ved tyngdepunktet. For uinjiserte kabler vil det ikke være nødvendig å benytte et transformert tverrsnitt, så  $\Delta \sigma_c(t)$  beregnes ved følgende formel:

$$\Delta \sigma_c(t) = \frac{P_0}{A_c} + \frac{M_0}{I_c} \cdot y \quad (6.25)$$

der

$P_0$  er spennkraften redusert for friksjons- og låsetap

$A_c$  er arealet av betongtverrsnittet

$M_0$  er momentet fra spennarmeringen

$I_c$  er arealtreghetsmomentet til betongtverrsnittet

$y$  er tyngdepunktsaksen til betongtverrsnittet

Det prosentvise tapet grunnet elastisk deformasjon av betongen blir beregnet i Formel (6.26):

$$EL = \frac{\Delta P_{el}}{P_{maks.red}} \quad (6.26)$$

## 6.5 Langtidstap

### 6.5.1 Kryp

Når betongen påføres last vil den få en momentan sammentrykning. Utover denne sammentrykningen vil betongen fortsette å trykkes sammen over lang tid, og det er denne tilleggsdeformasjonen som kalles kryp. Kryptallet blir beregnet etter EC2 Tillegg B1:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (6.27)$$

der

$\varphi_0$  er det normerte kryptallet

$\beta_c(t, t_0)$  er en faktor som beskriver kryptutviklingen basert på tid etter belastning

Det kan beregnes en langtids E-modul som følge av kryptøyningen i betongen. E-modulen er basert på tidspunktet for pålastingen av langtidslast, og beregnes i Formel (6.28)

$$E_{cL} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} \quad (6.28)$$

der

$E_{cm}$  er betongens E-modul

Spenningen i betongen blir beregnet i tyngdepunktet til spennarmeringen, som følge av at det er benyttet uinjiserte spennkabler. I likhet med beregning av elastisk deformasjon benyttes  $I_c$  istedenfor  $I_t$  for kabler uten heft.

$$\sigma_{c.kryp} = \frac{-P_{0.tot}}{A_c} + \frac{M_t}{I_c} \cdot e \quad (6.29)$$

der

$P_{0.tot}$  er initiell spennkraft

$M_t$  er totalmomentet

$e$  tyngdepunktet til spennarmeringen

Videre finner man tøyningen i betongen ved:

$$\epsilon_{c.kryp} = \frac{\sigma_{c.kryp}}{E_{cm}} \quad (6.30)$$

For å finne tøyningen i spennarmeringen vil det være nødvendig med en reduksjonsfaktor,  $\Omega$ , som tidligere nevnt i kap. 6.2. Grunnen til dette er at tøyningen vil være ulik i spennarmeringen og betongen i høyden til armeringen. Formel (6.31) viser beregning av tøyning i spennarmering.

$$\Delta\epsilon_p = \Omega \cdot \epsilon_{c.kryp} \quad (6.31)$$

Spenningsendringen kan beregnes for både kort- og langtid.

$$\Delta\sigma_{pk} = \Delta\epsilon_{pk} \cdot E_p \quad (6.32)$$

$$\Delta\sigma_{pL} = \Delta\epsilon_{pL} \cdot E_p \quad (6.33)$$

Den samlede spenningsendringen blir beregnet ved å trekke korttidsendringen fra langtidsendringen.

$$\Delta\sigma_{p.kryp} = \Delta\sigma_{pL} - \Delta\sigma_{pk} \quad (6.34)$$

Prosentvis reduksjon av spennkraft grunnet krypt blir dermed:

$$KT = \frac{\Delta\sigma_{p.kryp}}{\sigma_{FLE}} \quad (6.35)$$

der

$\sigma_{FLE}$  er initiell spenning

### 6.5.2 Svinn

Uttørking av betong omtales som svinn. Over tid vil betongen tørke, som fører til at den krymper og får en svinntøyning,  $\epsilon_{cs}$ . Uttørkingssvinn og autogen svinntøyning utgjør bidragene til den totale svinntøyningen, som vist i Formel (6.36). Uttørkingssvinnet vil utvikles sakte ved fukttransport i herdet betong. Autogen svinntøyning utvikles raskere, ettersom det følger betongens fasthetsutvikling [1].

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad (6.36)$$

Beregning for uttørkingssvinn er gjort etter EC2 pkt. 3.1.4 og Tillegg B2, og autogen svinntøyning etter EC2 pkt. 3.1.4.

$$\epsilon_{cd} = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0} \quad (6.37)$$

$$\epsilon_{ca} = \beta_{da}(t) \cdot \epsilon_{ca}(\infty) \quad (6.38)$$

For å beregne tøyningen i armeringen grunnet svinn, må det tillegges en kraft,  $N_s$ , for å gi spennarmeringen samme tøyning som svinntøyningen [1].

$$\Delta\epsilon_{p.svinn} = \epsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{middel} \cdot A_c} + \frac{N_s \cdot e^2}{E_{middel} \cdot I_c} \quad (6.39)$$

der

$E_{middel}$  er midlere  $E$ -modul

$$N_s = |\epsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_p \quad (6.40)$$

Spenningsendringen grunnet svinn blir dermed:

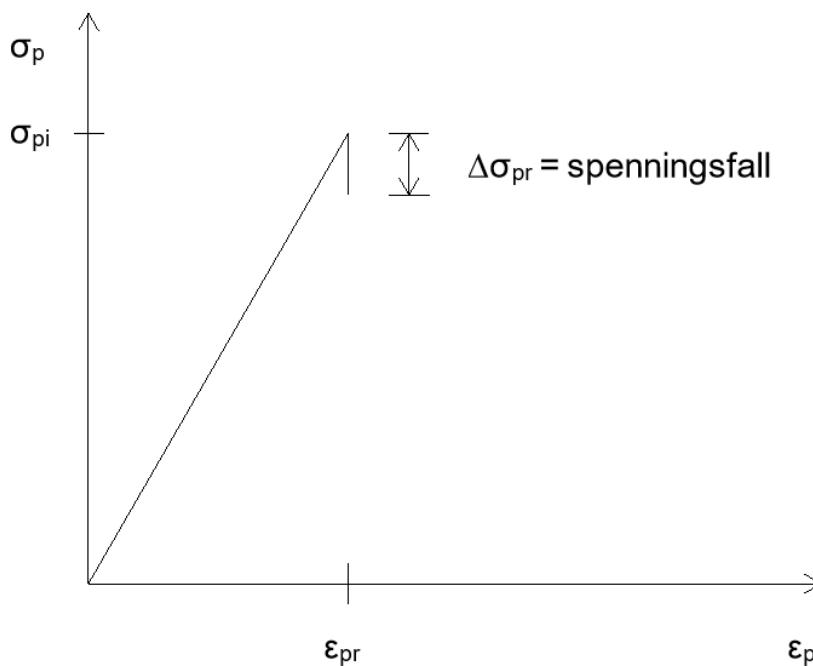
$$\Delta\sigma_{p.svinn} = \Delta\epsilon_{p.svinn} \cdot E_p \quad (6.41)$$

Prosentvis reduksjon av spennkraft grunnet svinn blir dermed:

$$ST = \frac{\Delta\sigma_{p.svinn}}{\sigma_{FLE}} \quad (6.42)$$

### 6.5.3 Relaksasjon

Stål som utsettes for konstant tøyning over lengre tid vil få spenningsfall, dette er relaksasjon [1]. Figur 6.6 illustrerer dette spenningsfallet.



Figur 6.5: Relaksasjon i spennstål [1]

Beregning av relaksasjon er gjort etter EC2 pkt. 3.3.2, hvor det defineres tre relaksasjonsklasser:

- Klasse 1: Tråd eller tau - vanlig relaksasjon  $\rightarrow \rho_{1000} = 8\%$
- Klasse 2: Tråd eller tau - lav relaksasjon  $\rightarrow \rho_{1000} = 2.5\%$
- Klasse 3: Varmvalsete og bearbejdede stenger  $\rightarrow \rho_{1000} = 4\%$

Spennstålet benyttet i denne oppgaven ligger i relaksasjonsklasse 2. EC2 pkt. 3.3.2 oppgir formel for beregning i Klasse 2 som:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (6.43)$$

der

$\Delta\sigma_{pr}$  er absoluttverdi av relaksasjonstapet

$\sigma_{pi}$  er absoluttverdi av den initielle forspenningen

$t$  er tid etter oppspenning

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

Det prosentvise tapet grunnet relaksasjon blir dermed:

$$RT = \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} \quad (6.44)$$

## 6.6 Bruddgrensetilstand

### 6.6.1 Spennkraft i bruddgrensetilstand

Spennkraften vil øke når en konstruksjon går mot brudd. Dette er fordi deformasjonen av betongen fører til tøyning av tverrsnittet i strekksonen, som videre fører til at spennkabelen får en tilleggstøyning. Tøyningen i spennkabelen resulterer i større spennkraft.

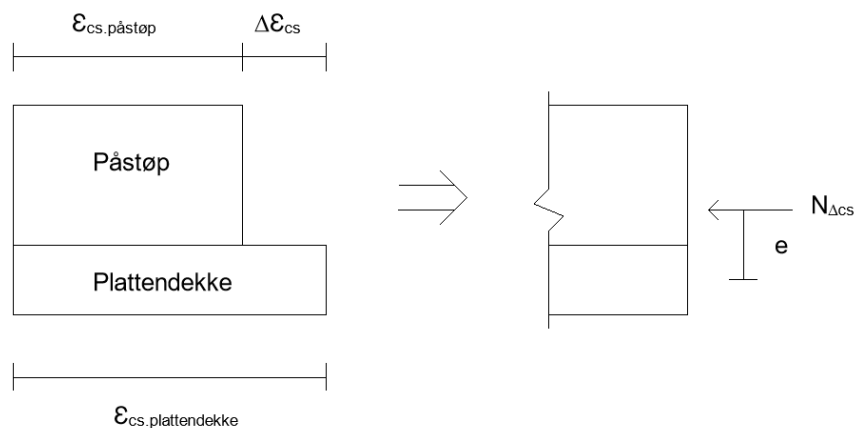
I henhold til EC2 pkt. 5.10.8 (2): *For forspente konstruksjonsdeler med spennkabler uten heft er det i alminnelighet nødvendig å ta hensyn til deformasjon av hele konstruksjonsdelen ved beregning av økningen av spenningen fra spennstålet. Hvis det ikke foretas en detaljert beregning, kan det antas at økningen av spenningen fra den effektive forspenningen til spenning i bruddgrensetilstanden er  $\Delta\sigma_{p,ULS}$ .*

Tilleggsspenningen,  $\Delta\sigma_{p,ULS}$ , antas etter EC2 pkt. NA.5.10.8 til 100 MPa.

Det finnes ulike beregningsmetoder for å bestemme denne tilleggsspenningen. En av disse metodene er oppgitt i NS3473 pkt. A.9.7.3 [12]. I denne oppgaven benyttes den antatte verdien fra EC2 for tilleggsspenningen, så det er ikke brukt noen beregningsmetode.

### 6.6.2 Svinndifferanse

Siden plattendekket og påstøp er støpt på forskjellige tidspunkt, vil en del av svinnet allerede ha forekommet i plattendekket på det tidspunktet påstøp legges. Etter påstøp legges vil påstøp derfor få mer svinntøyning enn plattendekket, og man vil få en svinndifferanse. Denne svinndifferansen gir tvangskrefter som forsøker å rotere dekket. Et fiktivt moment påføres derfor for å motstå rotasjonen [13].



Figur 6.6: Relaksasjon i spennstål [1]

Dette momentet vil være lik aksialkraften som oppstår av svinntøyningene  $\epsilon_{cs}$  ganger momentarmen  $e$ . Momentarmen  $e$  er avstanden fra senter av plattendekket til det totale dekkets tyngdepunkt. Dermed får man følgende ligninger:

$$N_{\Delta cs} = t_{plattendekke} \cdot b \cdot \Delta\epsilon_{cs} \cdot E_c \quad (6.45)$$

$$M_{\Delta cs} = N_{\Delta cs} \cdot e \quad (6.46)$$

der

$E_c$  er  $E$ -modulen til betong.  $E_{cL}$  for svinndifferanse etter langtid,  $E_{cm}$  for korttid

### 6.6.3 Momentkapasitet

Metoden for å beregne momentkapasitet ved bruk av uinjiserte kabler er hentet fra Terje Kanstad [13]. Det innføres en faktor  $\alpha$ , som baseres på forholdet mellom armering og betong. Det tas hensyn til bidrag fra både spenn- og slakkarmering i beregningen. Beregning av  $\alpha$  etter Formel (6.48). Bidraget fra spennarmeringen skal pålegges en tilleggsspenning,  $\Delta\sigma_{ULS}$ , som nevnt i kap. 6.6.1. Beregning av spennarmeringsbidrag vist i Formel (6.47).

$$S_p = (\Delta\sigma'_{p0} + \Delta\sigma_{ULS}) \cdot \frac{A_p}{\gamma_s} \quad (6.47)$$

$$\alpha = \frac{S_p + f_{yd} \cdot A_s}{0.8f_{cd} \cdot bd} \quad (6.48)$$

Momentkapasiteten beregnes både i felt og over støtte, ettersom det er forskjellige slakkarmeringsbidrag i over- og underkant av dekket.

$$M_{Rd} = 0.8\alpha \cdot (1 - 0.4\alpha)bd^2 \cdot f_{cd} \quad (6.49)$$

Momentkapasiteten kontrolleres mot opptredende moment i felt og over støtte, for å sikre at det er tilstrekkelig kapasitet.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (6.50)$$

### 6.6.4 Skjærkraftkapasitet

I konstruksjonsdeler der skjærkraften er mindre enn skjærkraftkapasiteten ( $V_{Ed} \leq V_{Rd.c}$ ), vil det ikke være nødvendig med skjærarmering. Beregning av skjærkraftkapasiteten er gjort i henhold til EC2 pkt. 6.2.2.

$$V_{Rd.c} = [C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100\rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bd \quad (6.51)$$

der

$C_{Rd.c} = \frac{k_2}{\gamma_c}$ , der  $k_2 = [0.15; 0.18]$  basert på hvilken tilslagsstørrelse som benyttes

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$

$\rho_L = \frac{A_s}{bd}$ , som er forholdet mellom armering og betongtverrsnitt

$k_1 = 0.15$ , er en faktor som reduserer virkningen av aksialtrykkkraften

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$ , er forholdet mellom aksialkraften og betongtverrsnittet

$V_{Rd.c}$  kontrolleres mot opptredende skjærkraft,  $V_{Ed}$ , for å sjekke at skjærkapasiteten er tilstrekkelig.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd.c} \quad (6.52)$$

Redusert skjærkraft i avstand  $d$  fra kant:

$$V_{Ed.red} = \frac{q(L - 2d)}{2} \quad (6.53)$$

Kontroll av skjærkraftkapasitet i avstand  $d$  fra kant:

$$V_{Ed.red} \leq V_{Rd} \quad (6.54)$$

#### 6.6.4.1 Skjærkrefter i støpeskjøt

I henhold til EC2 pkt. 6.2.5 er det krav til kontroll av skjærspenningen i støpeskjøt mellom betong støpt på ulike tidspunkt. Kravet er gitt ved:

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi} \quad (6.55)$$

Den dimensjonerende skjærkraftkapasiteten i støpeskjøten blir beregnet etter:

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 \nu \cdot f_{cd} \quad (6.56)$$

der

$c$  og  $\mu$  er faktorer avhengig av støpeskjøtens ruhet

$f_{ctd}$  er betongens dimensjonerende strekkfasthet

$\sigma_n$  er spenning per arealenhhet

$\rho = A_s/A_i$ , der  $A_s$  er armeringsareal som krysser støpeskjøt og  $A_i$  er areal av støpeskjøt

$\alpha$  er armeringens vinkel på støpeskjøt, satt til å være mellom 45 og 90 grader

$\nu$  er en fasthetsreduksjonsfaktor. Formel for denne verdien bestemmes i NA.6.2.2(6) og er gitt som  $\nu = 0,6(1 - f_{ck}/250)$

Den dimensjonerende verdien for skjærspenningen i støpeskjøt er gitt ved:

$$V_{Edi} = \frac{\beta V_{Ed}}{z \cdot b_i} \quad (6.57)$$

der

$\beta$  er forholdet mellom den langsgående kraften i det nye betongarealet og den totale langsgående gurtkraften

$V_{Ed}$  er dimensjonerende skjærkraft

$z$  er det sammensatte tverrsnittet indre momentarm

## 6.7 Bruksgrensetilstand

### 6.7.1 Betongspenninger

Betongspenninger avhenger av om det er et urisset eller risset tverrsnitt. Beregning i Stadium I gjelder for urisset tverrsnitt, og Stadium II gjelder for risset tverrsnitt. Det stilles krav til begrensning av både trykk- og strekkspenninger i betongen etter EC2 pkt. 7.2. Trykkspenninger som overskrider krav kan føre til riss i lengderetning, mikroriss eller krypdeformasjoner. Krav til trykkspenning blir beregnet i henhold til EC2 pkt. 5.10.2.2, som gir:

$$\sigma_c \leq 0.6 \cdot f_{ck} \quad (6.58)$$

der

$f_{ck}$  er karakteristisk trykkfasthet til betong

Krav til maksimal strekkspenning i betongen er lik betongens bøyestrekfasthet,  $f_{ctm}$ , i henhold til EC2 Tabell 3.1.

#### 6.7.1.1 Stadium I

I beregning av Stadium I anser man tverrsnittet som urisset. Beregning av betongspenninger er gjort etter Formel (6.59) [1]:

$$\sigma_c = -\frac{N}{A_c} + \frac{M_t \cdot y}{I_c} \quad (6.59)$$

der

$N$  er initiell spennkraft

$A_c$  er betongtverrsnitt

$M_t$  er totalmomentet

$y$  er avstand til kontrollpunkt

$I_c$  er betongens arealtreghetsmoment

#### 6.7.1.2 Rissmoment

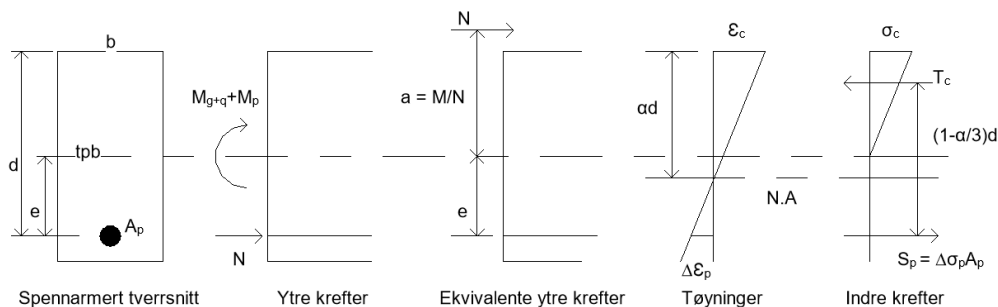
Strekspenninger i betongen som overskrider betongens bøyestrekfasthet,  $f_{ctm}$ , vil påføre konstruksjonen rissdannelser. I deler av konstruksjonen der opptredende moment er større enn rissmoment, vil det resultere i riss. På bakgrunn av dette kan man anta hvor stor del av konstruksjonen som vil risse. Formel (6.60) gir beregning av rissmoment etter omskrivning av Formel (6.59).

$$M_{cr} = M_t = \frac{N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y} + f_{ctm} \cdot \frac{I_c}{y} \quad (6.60)$$

#### 6.7.1.3 Stadium II

I spennarmerte tverrsnitt vil bøyestivheten endres med størrelsen til momentet, som følge av kombinert aksialkraft og moment. Dette fører til at alle lastvirkninger opptrer i en kombinasjon av moment og aksialkraft. I tillegg benyttes en midlere E-modul, som følge av kort- og langtidsvirkninger [1].





Figur 6.7: Spennarmert betongtverrsnitt i Stadium II [1]

Figur 6.7 viser moment fra ytre laster og spennkraften,  $N$  på et spennarmert tverrsnitt.

Ved å benytte momentlikevektslikningen og aksiallikevektslikningen kan verdiene for  $\alpha_n$  og  $\sigma$  finnes ved hjelp av en grafisk løsning. Der formel (6.61) viser aksiallikevektslikningen, og Formel (6.62) viser momentlikevektslikningen [1].

$$\sigma_{cA} = \frac{N}{bd} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2}\alpha_n - \eta\rho \cdot \frac{1-\alpha_n}{\alpha_n}} \quad (6.61)$$

$$\sigma_{cM} = \frac{N}{bd} \cdot \frac{2(e+a)}{d} \cdot \frac{1}{\alpha_n(1 - \frac{\alpha_n}{3})} \quad (6.62)$$

Det er viktig å påpeke at leddet,  $\eta\rho$ , skal beregnes med kun bidrag fra slakkarmering ettersom det benyttes spennkabler uten heft. Ved å erstatte bidraget fra spennarmering, som formelen opprinnelig baseres på, får man:

$$\eta = \frac{E_s}{E_{middel}} \quad (6.63)$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (6.64)$$

Ved å plote inn verdier for  $\alpha_n$  i både Formel (6.61) og (6.62) vil det kunne løses grafisk i et  $\alpha_n - \sigma$  diagram. Skjæringspunktet mellom de to kurvene gir løsningen.

#### 6.7.1.4 Tap i Stadium II

I Stadium II er det nødvendig å beregne langtidstap som følge av et risset tverrsnitt. Formler for beregning av tap i Stadium II etter Sørensen [1]:

$$\sigma_c = \sigma_{c.M}(\alpha_n) \quad (6.65)$$

Betongtøyning i overkant:

$$\epsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_{middel}} \quad (6.66)$$

Tøyning i spennarmering:

$$\Delta\epsilon_p = \epsilon_c \cdot \frac{(1 - \alpha_n)}{\alpha_n} \quad (6.67)$$

Spenningsendring i spennarmering:

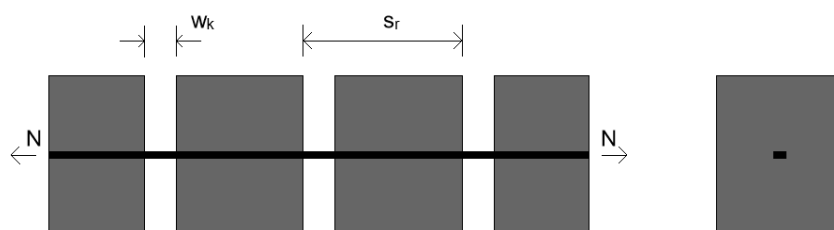
$$\Delta\sigma_p = (\Delta\epsilon_p - \epsilon_{cs}) \cdot E_p - \Delta\sigma_{pr} \quad (6.68)$$

Prosentvis tap i Stadium II blir dermed:

$$KSR.II = \frac{\Delta\sigma_p}{\sigma_{p.max}} \quad (6.69)$$

### 6.7.2 Rissvidde

Opprissing av en konstruksjon skal begrenses slik at det ikke skader funksjon eller bestandighet, eller gir et uakseptabelt utseende. Deformasjonen i betongen består av flere enkeltriss og tøyning mellom rissene, som vist på Figur 6.8.



Figur 6.8: Armert betongstav med riss [1]

Rissvidden,  $w_k$  beregnes i henhold til EC2 pkt. 7.3.4:

$$w_k = s_{r.max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (6.70)$$

der

$s_{r.max}$  er største rissavstand

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

$\epsilon_{cm}$  er midlere tøyning i betong

Tøyningsdifferansen ( $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ ) beregnes etter følgende formel:

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct.eff}}{\rho_{p.eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p.eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (6.71)$$

der

$\sigma_s$  er spenning i armeringen i opprisset tilstand

$\alpha_e$  er forholdet  $E_s/E_{cm}$

$\rho_{p.eff}$  er forholdet  $A_s/A_{c.eff}$

$k_t$  er en faktor avhengig av lastens varighet,  $k_t = 0.6$  for kortvarig belastning;  $k_t = 0.4$  for langvarig belastning

Beregning av faktoren  $\rho_{p,eff}$  etter EC2 pkt. 7.3.4 tar med bidrag fra spennarmering,  $A_p$ . I denne oppgaven benyttes uinjiserte kabler, så det er ikke tatt med bidrag fra spennarmering ettersom det ikke er heft mellom betong og armering.

Rissvidden  $w_k$  kontrolleres mot EC2 Tabell 7.1N, for å sjekke at rissvidden ikke overgår rissviddekravet  $w_{max}$ .

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 6.9: Grenseverdi for  $w_{max}$  [6]

der

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

### 6.7.3 Nedbøyning

I henhold til EC2 pkt. 7.4.1 skal ikke deformasjonen av en konstruksjon ha en ugunstig påvirkning verken på funksjon eller utseende. Det er med hensyn til dette satt krav til maksimal nedbøyning for bjelker, plater og utkragere på  $\frac{L}{250}$ .

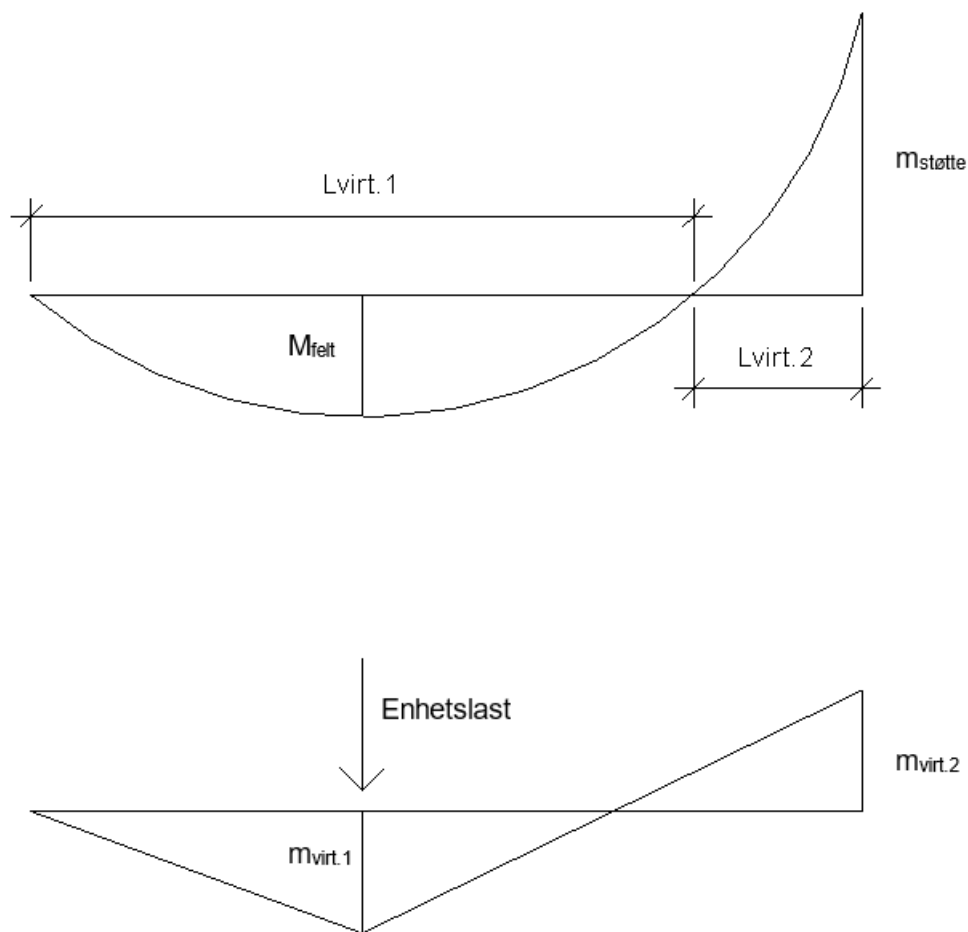
For at beregningen av nedbøyning skal bli mer nøyaktig, kan det deles inn i en urisset og en risset del. Hvor stor del av konstruksjonen som er risset avhenger av opptredende moment i forhold til rissmoment, som tidligere nevnt i kap. 6.7.1.2. Delen med riss vil få et redusert arealtrehetsmoment, som avhenger av trykksonehøyden ( $\alpha_n d$ ). Formler for arealtrehetsmoment i urisset og risset tilstand blir dermed:

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (6.72)$$

$$I_{c,risset} = \frac{b \cdot (\alpha_n d)^3}{12} \quad (6.73)$$

#### 6.7.3.1 Enhetslastmetoden

For å beregne nedbøyningen innføres enhetslastmetoden for beregning av deformasjon av en ubestemt statisk konstruksjon. Ved å anta at bjelken er fast innspent i midtopplegget kan det benyttes formler fra hurtigintegrasjon [14]. Det settes en enhetslast der momentet er størst i felt, som gir momentdiagrammene vist på Figur 6.10.



Figur 6.10: Momentdiagrammer ved påsatt enhetslast på bjelke

Hurtigintegrasjon av de to momentdiagrammene gir formler for nedbøyning i felt og støtte [14].

$$EI \cdot \delta_{felt} = \frac{5}{12} M \tilde{M} L \quad (6.74)$$

$$EI \cdot \delta_{stotte} = \frac{1}{4} M \tilde{M} L \quad (6.75)$$

Fra hurtigintegrasjonsformlene blir uttrykket for nedbøyning, med hensyn til andel riss og med et redusert arealtrehetsmoment for risset del, slik:

$$\begin{aligned} \delta = & \left[ 2 \cdot \left( \frac{5}{12} \cdot M_{felt} \cdot m_{virt.1} \cdot L_{virt.1} \right) \cdot \frac{1}{E_{middel} I_c} \right. \\ & + \left( (1-x) \cdot \frac{1}{4} \cdot M_{stotte} \cdot m_{virt.2} \cdot L_{virt.2} \cdot \frac{1}{E_{middel} I_c} \right) \\ & \left. + \left( x \cdot \frac{1}{4} \cdot M_{stotte} \cdot m_{virt.2} \cdot L_{virt.2} \cdot \frac{1}{E_{middel} I_c \cdot r_{isset}} \right) \right] \end{aligned} \quad (6.76)$$

der

$x$  er størrelsen på risset del

Spennkraften som er påført konstruksjonen vil gi moment i motsatt retning, og resultere i en oppbøyning. For beregning av oppbøyning er det benyttet samme formel, bare med moment fra spennkraft.

## 7 | Resultater

I dette kapittelet vil beregninger fra alle de tre casene presenteres, samt utførelse og resultater fra forsøk.

For testdekket vil alt som ikke varierer med laster presenteres sammen med de andre to dekkene. Utover det vil resultatene for de forskjellige lastintervallene presenteres i kapittel 7.10.4 sammen med de faktiske resultatene fra forsøket. For forsøk er det sett på de målbare resultatene, altså nedbøyning og om dekket har gått til brudd eller ikke.

Da det er mange lasttilfeller har de antatte resultatene for forsøket blitt beregnet i K-bjelke. Det har også blitt utført håndberegninger av testdekket, men kun for ett lastintervall. Dette er etter det er lagt på ett lodd, altså 24 kN i hvert felt. En forenkling for det håndberegnete testdekket, er at lodd er lagt inn som punktlast. I K-bjelke er dette lagt inn som en jevnt fordelt trapeslast, noe som blir mer presist.

I vedlegg er det lagt inn fullstendige beregninger av de tre håndberegningene og fire forskjellige beregninger fra K-bjelke. For håndberegningene er de generelle bestemmelsene i vedlegg 1, beregning av spennkraft i vedlegg 2, bruddgrensetilstand i vedlegg 3 og bruksgrensetilstand i vedlegg 4. K-bjelke beregninger kan finnes i vedlegg 5.

### 7.1 Generelle beregninger og bestemmelser

Eksponeringsklasser, overdekning, eksentrisiteter og dekketykkelser for de ulike dekkene.

Eksponeringsklassen for både bolig- og testdekket er satt til XC1. Testdekket vil bli liggende utendørs frem til det testes, men det er tiltenkt å være et dekke til bolig. Dette er også grunnen til at tykkelsen på testdekket er 270 mm, da dette er en vanlig tykkelse å bruke for plattendecker i bolig, som beskrevet i kap. 5.1. For dekke over parkeringskjeller er det antatt eksponeringsklasse XC3 på undersiden av dekket, da det ikke er i kontakt med klorider. På oversiden av dekket er det et jordlag, og det vil derfor være fuktig. På bakgrunn av dette er det valgt eksponeringsklasse XC2. Både XC3 og XC2 gir den samme overdekningen og bestandighetsklassen.

Fra tabell NA.4.5.N i EC2 er det bestemt følgende overdekning for spenn- og armeringsstål:

	<b>Eksponeringsklasse</b>	$c_{nom}$ <b>spennstål</b>	$c_{nom}$ <b>armeringsstål</b>
Boligdekke	XC1	35 mm	25 mm
Dekke Parkeringskjeller	XC2/XC3	45 mm	35 mm
Testdekke	XC1	35 mm	25 mm

Tabell 7.1: Overdekning

Spennkablene vil bli lagt med maksimal eksentrisitet i felt og over støtte, altså kun med overdekning til topp og bunn. Endeeksentrisitetene vil ligge i midtsnitt for alle dekkene. I 7.2 vises dekkenes tykkelse og eksentrisiteter i felt og over støtte, henholdsvis  $e_1$  og  $e_2$ .

	Dekketykkelse	$e_1$	$e_2$
Boligdekke	270 mm	90 mm	90 mm
Dekke Parkeringskjeller	320 mm	105 mm	105 mm
Testdekke	270 mm	90 mm	90 mm

Tabell 7.2: Eksentrisiteter

### 7.1.1 Materialelegenskaper

For boligdekke og dekke over parkeringskjeller er det valgt B45. For testdekket ble det brukt B35, men trykktester av betongen viste at denne hadde en langt høyere fasthet enn forventet. Trykktest av betongen brukt til plattendeckket hadde ved testdag 33 dager etter støping en fasthet på 71 MPa. Påstøp hadde på testdag 18 dager etter denne var støpt en fasthet på 66 MPa. Da påstøp er en langt 190 mm tykt og plattendeckket kun 80 mm, blir det beregnet med fastheten til påstøp. For testdekket er det også brukt 1.0 i faktor for alle material- og lastfaktorer. Dette er for å få et resultat mest mulig likt det reelle dekket, og slik kunne sammenligne best mulig.

Betong	Boligdekke	Dekke parkeringskjeller	Testdekke
Betongkvalitet	B45	B45	B35
$f_{ck}$ (MPa)	25.5	25.5	66
$f_{cd}$ (MPa)	25.5	25.5	66
$f_{cm}$ (MPa)	53	53	74
$f_{ctm}$ (MPa)	3.8	3.8	4.5
$f_{ctd}$ (MPa)	2.7	2.7	5.8
$E_{cm}$ (GPa)	36000	36000	36000
$\gamma_c$	1.5	1.5	1.0
$\alpha_{cc}$	0.85	0.85	1.0

Tabell 7.3: Materialelegenskaper betong

Armeringsstål	Boligdekke	Dekke parkeringskjeller	Testdekke
Stålkvalitet	B500NC	B500NC	B500NC
$f_{yk}$ (MPa)	500	500	500
$f_{yd}$ (MPa)	434	434	500
$E_s$ (GPa)	200000	200000	200000
$\gamma_s$	1.15	1.15	1.0

Tabell 7.4: Materialelegenskaper Armeringsstål

Det er brukt spenntau med 7 tråder hvor det er en sentrisk tråd med 6 utvendig slagne tråder, som vist i figur 3.3. Spennstålet som er brukt til testdekket er fra en annen produsent enn for de to andre, og har andre egenskaper og tverrsnittsareal.

Spennstål	Boligdekke	Dekke parkeringskjeller	Testdekke
$A_p$ ( $mm^2$ )	150	150	92.56
Diameter (mm)	15.7	15.7	12.5
$f_{pk}$ (MPa)	1860	1860	1917
$f_{p0,1k}$ (MPa)	1670	1670	1725
$E_p$ (GPa)	196000	196000	205000
$\gamma_s$	1.15	1.15	1.0

Tabell 7.5: Materialegenskaper Spennstål

### 7.1.2 Laster

De dimensjonerende lastene i bruddgrensetilstand er beregnet med de lastfaktorene som er mest ugunstig, etter Tabell 6.2 kap. 6.1.1.

Boligdekke	Last	$\gamma$	Bruddgrense	Bruksgrense
Egenlast betong	6.75	1.35		
Påført egenlast	1.0	1.35		
Total egenlast	7.75	1.35	10.46	7.75
Nyttelast	2.0	1.05	2.1	2.0
Totalt ( $kN/m^2$ )			12.56	9.75

Tabell 7.6: Laster boligdekke

Parkeringskjeller	Last	$\gamma$	Bruddgrense	Bruksgrense
Egenlast betong	8.0	1.35		
Påført egenlast	7.6	1.35		
Total egenlast	15.6	1.35	10.46	15.6
Nyttelast	5.0	1.05	5.25	5.0
Totalt ( $kN/m^2$ )			26.31	20.6

Tabell 7.7: Laster dekke parkeringskjeller

Egenlast for testdekket er  $6.75 kN/m^2$ . Det brukes ingen lastfaktorer for testdekket, og dette vil være lasten frem til det belastes med lodd på testdagen.

## 7.2 Spennkraft

### 7.2.1 Maksimal spennkraft

Den maksimale spennkraften for boligdekke og dekke over parkeringskjeller, i henhold til EC2 pkt. 5.10.2.1:

$$\sigma_{p,max} = 1488 MPa \quad (7.1)$$

$$P_{max} = 223.2 kN \quad (7.2)$$



For testdekke ble det på forhånd oppgitt en maksimal spennkraft, basert på kapasiteten til låsekilen.

$$\sigma_{p.max} = 1534MPa \quad (7.3)$$

$$P_{max} = 138kN \quad (7.4)$$

Den initielle spennkraften etter oppspenning og forankring for boligdekke og dekke over parkeringskjeller, i henhold til EC2 pkt. 5.10.3:

$$\sigma_{pm0} = 1395MPa \quad (7.5)$$

$$P_{m0} = 209.25kN \quad (7.6)$$

Den initielle spennkraften for testdekket:

$$\sigma_{pm0} = 1150.5MPa \quad (7.7)$$

$$P_{m0} = 129.12kN \quad (7.8)$$

### 7.2.2 Tap av spennkraft

Spennkrafttapene til dekkene blir her presentert i tre tabeller, med korttidstap, tidsavhengige tap, og de totale tapene. I tabellen for de totale tapene er det for korttidstap delt inn i korttidstap for aktiv side, KT aktiv, og korttidstap for passiv side, KT passiv. Låsetapet virker kun på aktiv side, friksjonstapet kun på passiv side, mens den elastiske deformasjonen virker på begge sider. Grunnen til at låsetapet kun virker på aktiv side, er som nevnt i kapittel 6.4.2 at lengden  $L_{set}$  er mindre enn dekkets totale lengde. Dette er også tilfellet for alle de tre dekkene.

For alle tre dekkene er det brukt friksjonskoeffisient  $\mu=0.05$  og verdi for utilsiktet vinkelendring  $k = 0.01m^{-1}$ . Glidningen i låsekilen er satt til 4 mm. Disse tallene er hentet fra produsent KB Spenneteknikk [9]. For spennstålet brukt i testdekket var ikke disse tallene oppgitt, så det ble antatt at verdiene var de samme.

	<b>Friksjonstap</b>	<b>Låsetap</b>	<b>Elastisk deformasjon</b>
Boligdekke	2.547 %	4.23 %	0.84 %
Dekke Parkeringskjeller	2.737 %	4.902 %	0.687 %
Testdekke	2.448 %	4.670 %	0.325 %

Tabell 7.8: Korttidstap

	<b>Kryp</b>	<b>Svinn</b>	<b>Relaksasjon</b>
Boligdekke	2.70 %	6.0 %	4.854 %
Dekke Parkeringskjeller	2.286 %	3.757 %	4.84 %
Testdekke	0.086 %	2.341 %	0.812 %

Tabell 7.9: Tidsavhengige tap

	KT Aktiv	KT Passiv	Tidsavhengige Tap	Totalt Tap
Boligdekke	5.07 %	3.387 %	13.554 %	17.783 %
Dekke Parkeringskjeller	5.589 %	3.424 %	10.883 %	15.389 %
Testdekke	4.996 %	2.773 %	3.516 %	7.505 %

Tabell 7.10: Totalt Spennkrafttap

For alle de tre dekkene er de umiddelbare spennkrafttapene nesten identiske. Avviket er låsetapet, som er noe lavere for boligdekket. Dette kommer av at den totale lengden er større for boligdekket, og glidningen i låsekilen vil fordele seg utover en større lengde som resulterer i at spennkrafttapet blir mindre.

Når det gjelder den elastiske deformasjonen, kommer avvikene mellom dekkenes verdier av flere årsaker. I boligdekke og dekke over parkeringskjeller er det 12 kabler som spennes opp, mens i testdekket kun 8. I alle tilfellene spennes 2 og 2 kabler opp samtidig og det vil da spennes opp flere kabler suksessivt i dekkene med flest kabler. Dette bidrar til at de får en høyere elastisk deformasjon. Forskjellene mellom boligdekke og dekke over parkeringskjeller kan forklares med at dekketykkelsen er høyere i dekke over parkeringskjeller, 320 mm kontra 270 mm. Dette gir igjen et større tverrsnittsareal kreftene fordeles utover og en høyere spenning i dekket med den laveste tykkelsen, som igjen gir en høyere elastisk deformasjon.

For de tidsavhengige tapene er forskjellene større. Sammenlignet med boligdekket, har dekket over parkeringskjeller lavere tap for kryp og svinn. Dette er det i hovedsak to grunner til. Dekket over parkeringskjeller er satt til utendørsforhold, noe som gir en høyere luftfuktighet og dermed også et lavere utørkningssvinn. Dette dekket har også høyere tykkelse. Verdien for  $k_h$  blir dermed lavere og gir mindre utørkningssvinn. En større dekketykkelse gir også høyere E-modul, og med den økte stivheten blir det lavere kryp- og svinntøyning.

Testdekket har markant lavere tidsavhengige tap. Dette kommer naturligvis av at tidshorizonten for dette dekket kun er 33 dager, mens de andre er dimensjonert for 50 år. Spennkablene ble eksempelvis spent opp 4 dager før testing, noe som forklarer det lave tapet fra relaksasjon.

Tøyningsreduksjonen, faktor  $\Omega = 0,667$  for alle tre dekkene. Grunnen til dette sees av formel under, hvor eksentrisiteten er like stor i felt og over støtte i alle dekkene. Kryptøyningen har i spennkrafttapberegningene blitt redusert med denne faktoren, altså redusert med ca en tredjedel.

$$\Omega = \frac{8}{15} + \frac{2}{15} \cdot \frac{e_1}{e_2}$$

### 7.2.3 Tap i risset tilstand

Spenningsreduksjonen i spennarmeringen som kommer av risset tilstand vil følge i tillegg til de umiddelbare tapene. Tapet i risset tilstand blir lavere enn tap i urisset tilstand. Testdekket er antatt urisset frem til testdag, og vil ikke beregnes her.

Trykksonehøyden er beregnet ved hjelp av moment- og aksiallikevektsligningene, som vist kap. 6.7.1.3.  $\alpha_n - \sigma$  diagrammet er vist i de fullstendige beregningene i vedlegg 4.

	Risset	Totalt tap risset
Boligdekke	10.799 %	15.027 %
Dekke Parkeringskjeller	6.724 %	11.231 %

Tabell 7.11: Tap i risset tilstand

Siden boligdekke og dekke parkeringskjeller er antatt risset er det verdiene fra tapet i risset tilstand som vil bli brukt videre for disse casene. For testdekket vil verdiene fra tap i urisset tilstand bli brukt videre.

Verdiene som blir brukt videre for oppspenningskraften per kabel  $F_{p0}$  og den totale oppspenningskraften  $P_{etter.tap}$  er derfor:

	$F_{p0}$	$P_{etter.tap}$
Boligdekke	189.66 kN	1264 kN
Dekke Parkeringskjeller	198.13 kN	1321 kN
Testdekke	131.84 kN	586 kN

Tabell 7.12: Oppspenningskraft etter tap

Tapene i risset tilstand er noe lavere enn tap i urisset tilstand. Den største forskjellen er for beregningen av dekket over parkeringskjeller, der det skiller litt over 4 % i totalt tap fra risset til urisset tilstand.

## 7.3 Svinndifferanse

Svinndifferansen er beregnet etter kap. 6.6.2.

	$M_{\Delta cs}$	$N_{\Delta cs}$
Boligdekke	2.071 kNm	21.798 kN
Dekke Parkeringskjeller	2.771 kNm	23.096 kN
Testdekke	14.098 kNm	148.397 kN

Tabell 7.13: Svinndifferanse

Resultatet viser at dekket over parkeringskjeller får litt større moment fra svinndifferansen enn boligdekket. Grunnen til denne forskjellen er fordi begge dekkene har lik tykkelse på plattendekket, men dekket over parkeringskjeller har en større samlet dekketykkelse. Dette gir en lengre momentarm, og fører til et noe høyere moment enn for boligdekket. Testdekket får en mye høyere verdi enn de to andre dekkene, som er fordi svinndifferansen avtar over tid og testdekket har en dimensjonerende brukstid på 33 dager. I motsetning har boligdekket og dekket over parkeringskjeller en brukstid på 50 år.

## 7.4 Momentberegninger

Momentberegningene er gjort etter metodene i KAPITTEL XXX. Fullstendige beregninger ligger i VEDLEGG XXX. (evt utført etter vanlige statikkformler)

### 7.4.1 Momenter fra forspenning

<b>Boligdekke</b>	<b>Felt</b>	<b>Støtte</b>
Totalmoment	98.94 kNm	162.06 kNm
Primærmoment	121.33 kNm	121.33 kNm
Tvangsmoment	22.39 kNm	40.74 kNm

Tabell 7.14: Momenter fra forspenning, boligdekke

Dekke parkeringskjeller	Felt	Støtte
Totalmoment	120.722 kNm	200.065 kNm
Primærmoment	147.874 kNm	147.874 kNm
Tvangsmoment	27.152 kNm	52.191 kNm

Tabell 7.15: Momenter fra forspenning, dekke parkeringskjeller

Testdekke	Felt	Støtte
Totalmoment	50.9 kNm	83.3 kNm
Primærmoment	62.4 kNm	62.4 kNm
Tvangsmoment	11.5 kNm	20.939 kNm

Tabell 7.16: Momenter fra forspenning, testdekke

### 7.4.2 Opptredende momenter

Det vil her bli vist momenter i bruks- og bruddgrensetilstand. Dette inneholder momenter fra svinndifferanse, egen- og nyttelast, og er så redusert med tvangsmomentet beregnet i kap. 7.4.1. Momentene for testdekket vil bli vist i en egen tabell hvor det er lagt inn momenter for alle lastintervallene som ble påført. Dette vil ko

Bruksgrense	Felt	Støtte
Boligdekke	180.9 kNm	239.6 kNm
Dekke Parkeringskjeller	241.2 kNm	326.6 kNm

Tabell 7.17: Momenter fra svinndifferanse, egen- og nyttelast i bruksgrensetilstand

Momentene har blitt beregnet etter formler oppført i kapittel XX. De er redusert for tvangsmomentene fra forspenning og tillagt momentet fra svinndifferansen.

Bruddgrense	Felt	Støtte
Boligdekke	225.4 kNm	318.7 kNm
Dekke Parkeringskjeller	299.0 kNm	429.38 kNm

Tabell 7.18: Dimensjonerende moment i bruddgrensetilstand

## 7.5 Slakkarmering

### 7.5.1 Armeringsmengde

For de ulike dekketypene er det valgt følgende armering i underkant i felt, og i overkant over støtte.

Underkantsarmering	Diameter	Senteravstand	Armeringsmengde
Boligdekke	$\phi 12$	240 mm	471 mm <sup>2</sup>
Dekke Parkeringskjeller	$\phi 16$	200 mm	1005 mm <sup>2</sup>
Testdekke	$\phi 12$	240 mm	471 mm <sup>2</sup>

Tabell 7.19: Underkantsarmering

Overkantsarmering	Diameter	Senteravstand	Armeringsmengde
Boligdekke	$\phi 16$	90 mm	2234 mm <sup>2</sup>
Dekke Parkeringskjeller	$\phi 16$	90 mm	2234 mm <sup>2</sup>
Testdekke	$\phi 12$	90 mm	1257 mm <sup>2</sup>

Tabell 7.20: Overkantsarmering

### 7.5.2 Bidrag fra gitterdragere

De valgte gitterdragerne for alle tre tilfellene er formet som fagverk, hvor de to undergurtene har en diameter på 6 mm. Disse to undergurtene ligger i høyde med underkantsarmeringen, og vil derfor medregnes i den totale armeringsmengden i underkant. Overgurtene ligger i en høyde på 170 mm, altså 75 mm under overkantsarmeringen, og vil derfor ikke medregnes i den totale armeringsmengden i overkant.

Da det er tre gitterdragere i plattendeckket for alle de tre dekkene, vil den totale armeringsmengden i underkant få et bidrag som følger:

$$A_{s, \text{gitterdrager}} = 3 \cdot 2 \cdot \pi \cdot \frac{6 \text{ mm}}{2} \cdot \frac{1}{1.8} = 94.25 \text{ mm}^2$$

Total armeringsmengde for de ulike dekkene blir da

Total armeringsmengde underkant	
Boligdekke	565 mm <sup>2</sup>
Dekke Parkeringskjeller	1099 mm <sup>2</sup>
Testdekke	565 mm <sup>2</sup>

Tabell 7.21: Overkantsarmering

For alle dekkene er dette mer enn kravet for minimumsarmering, også uten bidraget fra gitterdragerne. Se vedlegg 3.

## 7.6 Momentkapasitet

Momentkapasiteten er beregnet i felt og over støtte for alle tre dekkene, etter kap. 6.6.3. Se fullstendige beregninger i vedlegg 3.

Momentkapasitet	Felt	Støtte
Boligdekke	294.2 kNm	404.4 kNm
Dekke parkeringskjeller	411.5 kNm	502.9 kNm
Testdekke	211.8 kNm	292.5 kNm

Tabell 7.22: Momentkapasitet

Utnyttelsesgrad	Felt	Støtte
Boligdekke	76.6 %	77.8 %
Dekke Parkeringskjeller	72.7	85.4 %

Tabell 7.23: Utnyttelsesgrad av momentkapasitet

Både boligdekke og dekket over parkeringskjeller har tilstrekkelig momentkapasitet. Dekket over parkeringskjeller har høyere en utnyttelsesgrad enn boligdekket over støtte, men lavere i felt. Grunnen til differansen av utnyttelsesgraden i felt er høyere armeringsmengde i underkant for dekket over parkeringskjelleren. Det er lik mengde slakkarmering over støtte i de to dekkene, men dekket over parkeringskjeller blir utsatt for større belastning som forklarer differansen i utnyttelse.

### 7.6.1 Skjærkapasitet

Skjærkraftkapasiteten kontrolleres mot dimensjonerende skjærkraft, og beregnes som vist i kap. 6.6.4. Fullstendige beregninger for skjærkapasitet og dimensjonerende skjærkrefter finnes i vedlegg 3.

Dimensjonerende skjærkraft $V_{Ed}$	
Boligdekke	55.0 kN
Dekke Parkeringskjeller	59.7 kN

Tabell 7.24: Dimensjonerende skjærkraft

Skjærkraftkapasitet $V_{Rd,c}$	
Boligdekke	280 kN
Dekke Parkeringskjeller	324 kN
Testdekke	204 kN

Tabell 7.25: Skjærkraftkapasitet

Skjærkrefter i avstand $d$ fra opplegg	
Boligdekke	91.3 kN
Dekke Parkeringskjeller	150.6 kN

Tabell 7.26: Skjærkraftkapasitet

De dimensjonerende skjærkreftene er langt mindre enn kapasiteten for boligdekket og dekket over parkeringskjeller. I forsøket gikk heller ikke dekket til skjærbrudd. Dette på tross av at uinjisert spennarmering ikke gir et like stort bidrag som spennarmering med heft ville gjort.

Beregningsmetoden for skjærkraftkapasitet fra formel (6.49) er som følger:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bd$$

$$\text{hvor } \rho_L = \frac{A_{sl}}{b} \cdot A_{sl}$$

$A_{sl}$  er her tverrsnittsarealet av strekkarmering, altså vil dette kun bli  $A_s$  for uinjiserte spennkabler. Spennarmeringen vil gi et økning av skjærkraftkapasiteten ved  $\sigma_{cp}$ , som avhenger av aksialkraften gitt av oppspenningskraften.  $K_1$  er satt til 0.18 for største tilslagsstørrelse større eller lik 16 mm.

### 7.6.2 Skjærkrefter i støpeskjøt

Den eneste slakkarmeringen som krysser støpeskjøt vil komme fra gitterdragerne. For alle tre dekkene er gitterdragerne like i både antall og utforming. Arealet av armeringen som krysser støpeskjøt og vinkelen de krysser støpeskjøt med vil derfor være lik. Armeringsarealet vil være arealet til gitterdragernes diagonaler, og vil per lengdemeter bli:

$$A_{ss} = \frac{1000mm}{200mm} \cdot \pi \cdot 3^2 \cdot 4 \cdot 3 = 1696mm^2$$

Armeringens vinkel i støpeskjøt beregnes trigonometrisk og blir med avstand på 200 mm i lengderetningen og 170 mm høyde lik:

$$\alpha_s = \sin^{-1} \frac{170mm}{174.64mm} = 76.6^\circ$$

Det er antatt ru overflate, noe som gir  $c=0.40$  og  $\mu=0.7$ .

Skjærkreftene  $V_{Edi}$  og skjærkapasiteten  $V_{Rdi}$  i støpeskjøt blir beregnet etter Formel (6.52) og (6.53) i kapittel 6.6.3.1 for de forskjellige dekkene:

Skjærkrefter støpeskjøt	$V_{Edi}$	$V_{Rdi}$
Boligdekke	0.23 MPa	0.99 MPa
Dekke parkeringskjeller	0.21 MPa	1.00 MPa

Tabell 7.27: Skjærkrefter i støpeskjøt

Det er også krav om at  $V_{Rdi}$  må være mindre enn

$$0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 6.273 \text{ MPa}$$

Skjærkreftene i støpeskjøt er godt under kapasiteten. Om dette ikke hadde vært innenfor måtte antall og utforming av gitterdragerne revurderes.

## 7.7 Betongspenninger

For å undersøke om det vil forekomme riss i betongen beregnes spenningene i overkant og underkant av betongen.

Formel for betongspenninger er gitt ved:

$$\sigma_c = \frac{N}{A_c} + \frac{M_t \cdot y}{I_c}$$

Det er beregnet positiv retning nedover, og  $y$  er avstanden fra tyngdepunktet til det sammensatte betongtverrsnittet. Ved spennarmeringen vil  $y$  settes lik eksentrisiteten.

Betongspenninger	Underkant	Ved spennarmering	Overkant
Boligdekke	8.521 MPa	4.119 MPa	-17.887 MPa
Dekke Parkeringskjeller	9.472 MPa	4.797 MPa	-17.728 MPa

Tabell 7.28: Betongspenninger

Det vil bli strekkspenninger i underkant og trykkspenninger i overkant. Krav om maksimale betongspenninger for urisset tilstand er for B45

For maksimale trykkspenninger:

$$0.6 \cdot f_{ck} = 27 \text{ MPa}$$

For maksimale strekkspenninger:

$$f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$$

Det vil bli høyere strekkspenninger enn tillatt i underkant av begge dekkene, og det vil derfor risse.

## 7.8 Riss

### 7.8.1 Rissmoment

Rissmoment	
Boligdekke	103.1 kNm
Dekke Parkeringskjeller	135.3 kNm
Testdekke	81.122 kNm

Tabell 7.29: Rissmoment

Rissmomentet er vesentlig lavere enn opptredende moment i bruksgrensetilstanden i både støtte og felt for boligdekke og dekke over parkeringskjeller. Momentet vil derfor være høyere enn rissmomentet i store deler av dekkenes lengde, og det vil igjen antas risset tilstand i begge disse dekkene. For testdekket vil rissmomentet være litt lavere enn momentene i felt og ved støtte som fører av egenlasten, altså momentene som opptrer før det lastes på lodd. Dette er allikevel ikke mye, og det vil kun være en liten av dekkets lengde hvor riss forekommer. Ved inspeksjon av dekket før det ble testet ble det heller ikke oppdaget noe riss. Det er derfor antatt urisset tilstand for testdekket frem til det lastes på lodd.

### 7.8.2 Rissviddebegrensning

Rissviddeberegninger er beregnet etter kap. 6.7.2. Se fullstendige beregninger i vedlegg 4.

Største rissavstand, $S_{r,max}$	
Boligdekke	91.3 mm
Dekke Parkeringskjeller	165.75 mm

Tabell 7.30: Største rissavstand



Beregnete rissvidder, $w_k$	
Boligdekke	0.134 mm
Dekke Parkeringskjeller	0.264 mm

Tabell 7.31: Beregnede rissvidder

Eksponeringsklasse XC1 og XD3 som de to dekkene har gir begge tillatt rissvidde lik:

$$w_{max} = 0.3 \cdot k_c \quad (7.9)$$

der

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

$c_{nom}$  og  $c_{min.dur}$  er for boligdekke henholdsvis 25 mm og 15 mm, mens det for dekke over parkeringskjeller er 25 mm og 35 mm. For begge dekkene gir dette  $k_c$  større enn 1.3, og  $k_c$  settes derfor lik 1.3. Dette gir følgende verdier for  $w_{max}$ :

Tillatt rissvidde	$k_c$	$w_{max}$
Boligdekke	1.3	0.39 mm
Dekke parkeringskjeller	1.3	0.39 mm

Tabell 7.32: Tillatt rissvidde

Rissvidden  $w_{max}$  er lavere enn den tillatte rissvidden for begge dekkene.

## 7.9 Nedbøyning

Beregning av nedbøyning er utført etter kap. 6.7.3. Se fullstendige beregninger i vedlegg 4.

Det er antatt helt urisset tverrsnitt for både boligdekket og dekket over parkeringskjeller. Dette vil gi større nedbøyning, så det anses som konservativt. Hadde det vært antatt som risset, kunne man benyttet rissmomentet til å beregne hvor stor del av lengden på konstruksjonen som var risset. På den måten ville man beregnet en mer nøyaktig nedbøyning, som følge av at en del av tverrsnittet har risset.

I beregningen for nedbøyning er det tatt med bidrag fra spennarmeringen, som gir dekket en oppbøyning. Det er beregnet en total stivhet  $EI$  med bidrag fra slakkarmering, fra formel:

$$E_{middel} \cdot I_{c.risset} + E_s \cdot I_s \quad (7.10)$$

For de to dekkene er den totale nedbøyningen gitt i Tabell 7.34.

Nedbøyning	
Boligdekke	29.63 mm
Dekke Parkeringskjeller	25.848 mm

Tabell 7.33: Nedbøyning

Kravene til nedbøyning er for de to dekkene, med påfølgende utnyttelsesgrad:

$$\text{Dekke bolig: } \frac{15m}{250} = 60mm$$

$$\text{Dekke parkeringskjeller: } \frac{12m}{250} = 48mm$$

<b>Utnyttelsesgrad</b>	
Dekke Bolig	49.4 %
Dekke Parkeringskjeller	0.538 %

Tabell 7.34: Utnyttelsesgrad nedbøyning

Nedbøyningen er godt innenfor kravene. En lav nedbøyning vil være viktigere for et boligdekke enn for et dekke over parkeringskjeller, da estetikk spiller en større rolle. Med en utnyttelsesgrad på 49,4 % vil dette imidlertid ikke være et problem.

## 7.10 Utførelse av forsøk

Dette kapitlet er en gjennomgang av forsøket som ble gjort. Forsøket tar for seg utstøping av plattendekker, støping av påstøpen, oppspenning av dekket og selve testen med tilhørende resultater.

### 7.10.1 Plattendekke

Gruppen var tilstede hos Systemblokk under utstøpingen av de to plattendekkene som ble testet. Det ble støpt opp 2x12 m plattendekker med 80 mm tykkelse.

På bildet i Figur 7.1 kan man se stålbordet med gitterdragere, slakkarmeringen og kabelrørene som skulle støpes inn i plattendekkene.



Figur 7.1: Slakkarmering og gitterdragere på stålbord

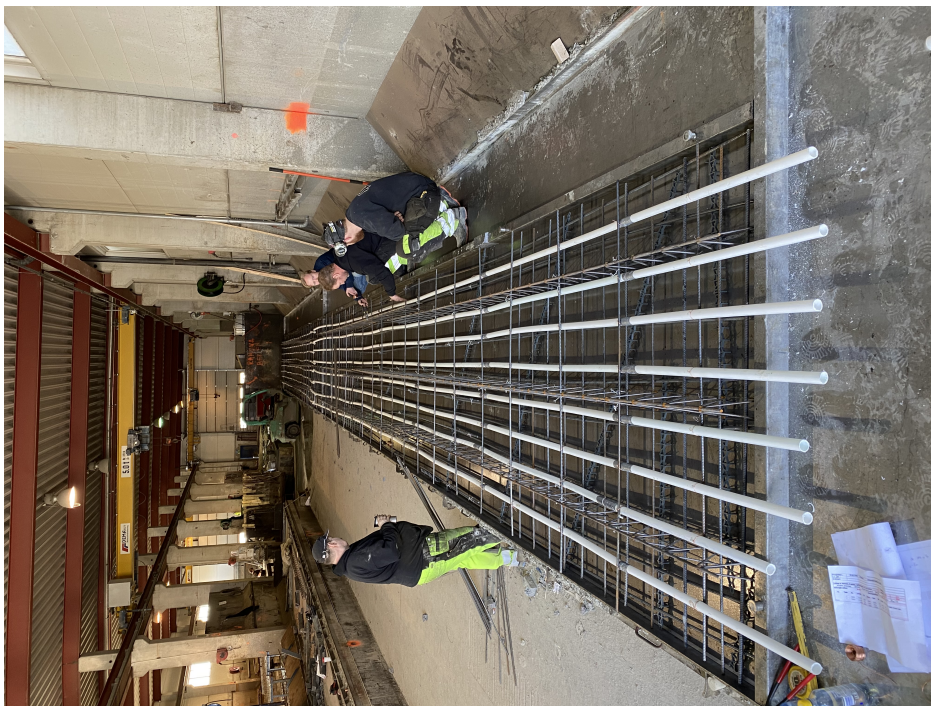
Det ble lagt inn og bundet opp tverrarmring i hele snittet med ca. en meters intervaller, men litt tettere ved støtte. Tverrarmeringen ble bundet fast i gitterdragerne i gitte kabelhøyder. Funksjonen med dette var å få punkter som kunne brukes til å binde opp kabelrøret med riktig kurvatur. Selve bindingen ble utført med bindemaskin for å feste tverrarmring i gitterdragerne, mens det ble gjort manuelt på kabelrørene siden røret var for tykt til å bruke bindemaskin. Den manuelle bindingen var en veldig tidkrevende prosess.

For å unngå at kabelrørene og armeringen ble dyttet nedover når betongen ble helt på støpebordet ble det lagt vekt på å binde de godt fast ovenfra. De ble også bundet godt fast nedenfra for å unngå at rørene skulle flytte oppover ettersom de er vesentlig lettere enn betongen de er omgitt av. Dette ble også gjort manuelt og var tidkrevende.

Systemblokk hadde på tidspunktet ved støping ikke kabelrør i etterspurt tykkelse, og det ble derfor brukt kabelrør med 32 mm i diameter. Disse fantes ikke i full lengde på 12 meter, og en rekke rør i kortere lengder ble derfor teipet sammen. Dette gjorde igjen at røret ble lite stivt i koblingene, og det ble derfor nødvendig med flere festepunkter enn først antatt for å forsikre seg om at kabelen lå med riktig kurvatur. Det hadde imidlertid antageligvis vært nødvendig med mange festepunkter selv med et fullstendig rør på 12 meter. Den ønskelige tykkelsen på kabelrøret hadde vært 20 mm i diameter i følge Systemblokk. Da kunne man hatt spennkabel på 12,5 mm, gummi rundt kabelen på 2 mm, og fortsatt hatt plass til å føre spennkabelen gjennom røret.

Med 32 mm tykkelse på kabelrøret er det noe vanskeligere å bestemme nøyaktig i hvilken høyde spennkablene inni røret vil ligge. Det ble antatt at kablene vil presses opp til overkant av røret i felt, og presses ned til underkant over støtte. På bakgrunn av denne antagelsen ble utførelsen løst med tanke på at spennkablene ville ligge med overdekning, ikke kabelrørene. Hadde man derimot tatt utgangspunkt i overdekning i forhold til kabelrør, ville dette hatt stor betydning for eksentrisiteten til spennkablene. Både i felt og over støtte ville spennkabelen hatt 52,5 mm i overdekning, kontra 37 mm som tenkt med de opprinnelige kabelrørene. Dette kunne potensielt påvirket testresultatene vesentlig i negativ grad. Kabelrørene hadde derfor på laveste punkt kun overdekning på 18 mm.

Kabelrørene ble lagt med en jevn senteravstand på 200 mm, 420 mm, 600 mm, 800 mm, 1000 mm, 1200 mm, 1380 mm og 1600 mm. Grunnen til at det ble lagt på 420 mm og 1380 mm, var for å unngå at det krasjet med gitterdragerne.



Figur 7.2: Senteravstand mellom kabelrør

Det ble benyttet industribetong med fasthetsklasse B35, og bestandighetsklasse M45 til utstøpingen av plattendekkerne. Etter utstøping ble elementene tildekket med en presenning. Det ble forespeilet at plattendekkerne skulle ligge til herding på stålbordet frem til morgenen etter, for så å bli løftet ut og lagres utendørs.



Figur 7.3: Utstøping av plattendekke



Figur 7.4: Ferdig støpt plattendekke

### 7.10.2 Påstøp

Plattendekkene ble lagt på opplegg ca. 70 cm over bakkeplan. Under elementene ble det plassert ut understøtter for hver 1.8 m for stempeling av dekket. Dette er vanlig praksis ved bruk av plattendekker, for at dekkene ikke skal bli utsatt for last før påstøpen har herdet tilstrekkelig og det er oppnådd samvirke mellom de to betongdelene.

Det ble støpt ut en forlengelse på 150 mm fra plattendekkene, slik at forankringene til spennkablene skulle ligge over oppleggspunktet. Åtte forankringspunkter ble lagt i hver ende av dekket.

Det ble plassert ut  $\phi 12$  som overkantsarmering over midtopplegget, med senteravstand på 90 mm. Denne ble bundet fast i tverrarmering plassert over gitterdragerne. Det var i tillegg lagt inn oppstikkende armering i midtopplegget, som ble bøyd ut til annenhver side.

### 7.10.3 Oppspenning

Før oppspenning av dekket ble det satt inn låsekiler på alle spennkablene. Deretter ble to og to kabler spent opp til 50% av den fastsatte spennkraften på 138 kN. Årsaken til dette var kun for å se at det ikke skjedde noe med dekket ved påføring av spennkraft. Etter samtlige kabler var spent opp til 50%, ble igjen to og to kabler spent opp til endelig spennkraft. Hele oppspenningen ble gjort fra venstre side. Etter spennkraften var påført ble understøttene fjernet, og det ble målt en nedbøyning på 8 mm fra egenlast.

### 7.10.4 Resultater fra forsøk

Spennkablene ble spent opp 14/5. Det ble da målt en nedbøyning på 8 mm etter at stempelingene ble fjernet. Dette hadde økt til 10 mm på testdagen fire dager senere.

På testdagen ble betongen målt til å ha en trykkfasthet på 65.9 MPa i påstøpen som hadde herdet i 18 dager. Plattendekket ble trykktestet noen dager i forkant, og hadde en trykkfasthet på 71.13 MPa etter å ha herdet i 28 dager. Betongkvaliteten som ble brukt var B35, men denne fikk åpenbart

en langt høyere reell fasthet enn den var dimensjonert for å ha. Det ble benyttet industribetong, for å oppnå en tilstrekkelig fasthet tidlig i herdefasen og dermed ha muligheten til å transportere plattendeckket etter et døgn. Betongen ble trykktestet etter et døgn, og hadde på det tidspunktet en trykkfasthet på 35 MPa.

Ved utførelsen av testen ble det brukt betongblokker som lodd. Samtlige av loddene ble veid før de ble plassert i feltene på dekket. Før hvert nye lodd ble lagt på ble det målt nedbøyning, samt sjekket for rissdannelse i underkant felt og i overkant støtte. Den første rissdannelsen ble oppdaget etter fem lodd var lagt på, altså en vekt på henholdsvis 92,7 kN og 93 kN i hvert felt. Dette tilsvarer ca.  $4,3 \text{ kN/m}^2$  i jevnt fordelt last i hvert av feltene. Gjennomgående ble det målt en marginalt større nedbøyning etter det var lagt på lodd i ett felt, for så å jevne seg ut når påfølgende lodd ble lagt i neste felt.

Når det ellefte og nest siste loddet ble lagt på i venstre felt, var det merkbart at det var nærme brudd i dette feltet. Nedbøyningen økte voldsomt, fra 131 til 178 mm, og betong begynte å sprekke opp i underkant felt. Når det ellefte loddet ble lagt på i høyre felt var ikke reaksjonen her like merkbar. Nedbøyningen økte fra 129 til 155 mm, altså 26 mm økning sammenlignet med 47 mm i venstre felt. Dette på tross av at vekten høyre felt på dette tidspunktet var belastet med var ca 1 kN høyere enn i venstre felt. En årsak til dette kan være at venstre felt ble belastet først, og nedbøyningen som tidligere nevnt var større når dekket ble belastet ujevnt.



Figur 7.5: Nedbøyning ved elleve lodd

Når det tolvte loddet ble pålastet i venstre felt, gikk dekket til brudd. Medregnet det 12 loddet var vekten i venstre felt på hele 229.5 kN, og i høyre felt 208.7 kN. På tidspunktet dekket gikk til brudd ble noen av kablene kuttet tvers av i forankringen. To andre kabler ble nærmest skutt ut i aktiv ende etter antageligvis å ha gått til brudd i passiv forankring eller i midtfelt.



Figur 7.6: Dekket etter brudd

Tabellen i Figur 7.7 viser de ulike lastintervallene med tilhørende nedbøyning fra forsøket. Det er kun tatt med total last fra loddene som dekket ble belastet med, så egenlasten på  $6.75 \text{ kN/m}^2$  kommer i tillegg til dette.

Lastintervaller med tilhørende nedbøyning:							
Lastsituasjon	Felt 1			Felt 2			
	Last(kN):	Total last(kN):	Nedbøyning felt 1:	Last(kN):	Total last(kN):	Nedbøyning felt 2:	
1	Egenlast	0	10 mm	Egenlast	0	10 mm	
2	23	23	14 mm	24	24	13 mm	
3	23,7	46,7	17 mm	23,5	47,5	18 mm	
4	23	69,7	22 mm	23	70,5	21 mm	
5	23	92,7	32 mm	22,5	93	32 mm	
6	15	107,7	45 mm	15,5	108,5	45 mm	
7	15	122,7	58 mm	15,4	123,9	57 mm	
8	9,2	131,9	68 mm	9,2	133,1	70 mm	
9	9,1	141	78 mm	9	142,1	80 mm	
10	22,5	163,5	104 mm	22,6	164,7	107 mm	
11	22	185,5	131 mm	22	186,7	129 mm	
12	22	207,5	178 mm	22	208,7	155 mm	
13	22	229,5	<b>brudd</b>	--	208,7	<b>brudd</b>	

Figur 7.7: Resultat av nedbøyning fra test

Antatte resultater fra beregning gjort i K-bjelke er vist på Figur 7.8. Feltene som er markert i rødt beskriver når utnyttelsegrad eller risskontroll har blitt oversteget. Erfaring fra K-bjelke tilsier at tallene for nedbøyning blir upålitelige når risskontrollen går over 1.0. I disse tilfellene vil det derfor være usikkerhet rundt tallene K-bjelke gir. Hele K-bjelke beregningen for det siste tilfellet før brudd, altså 123 kN er vist i vedlegg 5A.

Betongkvalitet B60	Spennkraft: 138 kN							Med bidrag fra gitterdrager	
		1	2	3	4	5	6	7	
Antall lodd									
Påført last	<b>Egenlast</b>	<b>24 kN</b>	<b>48 kN</b>	<b>70 kN</b>	<b>93 kN</b>	<b>108 kN</b>	<b>123 kN</b>	<b>132 kN</b>	
Nedbøyning	5 mm	7 mm	20 mm	50 mm	75 mm	101 mm	190 mm	40 mm	
Utnyttelsesgrad felt	0,21	0,37	0,51	0,68	0,79	0,90	0,98	1,05	
Utnyttelsesgrad støtte	0,29	0,41	0,55	0,68	0,81	0,91	0,99	1,04	
Risskontroll	0,00	0,13	0,27	0,51	0,81	0,93	1,43	4,14	

Figur 7.8: Resultat fra beregning i K-bjelke med bidrag fra gitterdrager

I tabellene er det kun tatt utgangspunkt i korttidsnedbøyningen, ettersom det var denne som var målbar under testen. Nedbøyningen fra egenlast er vesentlig større for testdekket enn for dekket beregnet i K-bjelke. Testdekket ble påført egenlasten fire dager før testen, og hadde på det tidspunktet 8 mm nedbøyning. På selve testdagen hadde nedbøyningen økt til 10 mm. Dette antas å være som følge av momentet svinndifferansen har gitt testdekket, som tidligere nevnt i kap. 7.3. I K-bjelke er dekket beregnet som et vanlig etterspent dekke, og derfor vil det ikke forekomme noe svinndifferanse her. Det er tatt med bidrag fra gitterdragerne i beregningen som er utført i K-bjelke. Her er det tatt utgangspunkt i den totale armeringsmengden gitterdragerne gir i underkant. Dette gir en stangdiameter på  $\phi 14$  med senteravstand lik 272 mm.

Lastintervallet på 24 kN ble håndberegnet for testdekket, men forenklet ved bruk av punktlast. Nedbøyningen i denne beregningen ga 14.28 mm. Denne avviker ikke like mye sammenlignet med forsøket. I forhold til K-bjelke er momentet fra svinndifferansen tatt med i håndberegningen, som kan være grunnen til avviket mellom disse. Det er også tatt med bidraget fra gitterdragerne i denne beregningen. Se fullstendig beregning av nedbøyning fra det håndberegnete dekket i vedlegg 4C.

Utnyttelsesgraden av momentkapasiteten i felt ble beregnet til 56.2 % for håndberegningene, mens over støtte ble resultatet 52.9 %. Dette er en del høyere utnyttelse enn beregningene i K-bjelke for lastintervallet på 24 kN. Grunnen til det kan delvis forklares med momentet fra svinndifferansen. Dette momentet vil være høyt for kort tid, og vil være en større prosentandel av bidraget når det er lav belastning. Se fullstendig beregning i vedlegg 3C.

I følge beregningen i K-bjelke ville dekket gå til brudd etter 7 lodd, mens på testen gikk det først til brudd etter 13 lodd, som tilsvarer 229.5 kN. Dette er i nærheten av 100 kN mer enn det K-bjelke beregnet det til å klare.

Resultatene fra testen viser en forholdsvis jevn nedbøyning sammenlignet med beregningsresultatet. Ved pålastingen av lodd nr. 3 økes nedbøyningen med 5 mm for testen, mens i K-bjelke økes den med 30 mm. Videre øker nedbøyningen gradvis for testen helt frem til dekket blir belastet med det ellefte loddet, der nedbøyningen økes i større grad. Det var i denne lastsituasjonen det ble antatt at to låsekiler ga etter, som nevnt tidligere.

Det er i tillegg utført en beregning av det samme dekket, men uten bidrag fra gitterdragerne. Denne er vist i Figur 7.9. Dette er for å få en indikasjon på hvor stor forskjell det gir ved å ta med gitterdragerne i beregningen. Hele K-bjelke beregningen for det siste tilfellet før brudd, altså 108 kN er vist i vedlegg 5B.



<b>Betongkvalitet B60</b>	<b>Spennkraft: 138 kN</b>			<b>Uten bidrag fra gitterdrager</b>			
		1	2	3	4	5	6
Antall lodd							
Påført last	<b>Egenlast</b>	<b>24 kN</b>	<b>48 kN</b>	<b>70 kN</b>	<b>93 kN</b>	<b>108 kN</b>	<b>123 kN</b>
Nedbøyning	5 mm	7 mm	21 mm	55 mm	85 mm	112 mm	39 mm
Utnyttelsesgrad felt	0,23	0,37	0,55	0,74	0,86	0,99	1,06
Utnyttelsesgrad støtte	0,29	0,41	0,55	0,68	0,81	0,91	0,99
Risskontroll	0,00	0,13	0,27	0,51	0,81	1,58	2,52

Figur 7.9: Resultat fra beregning i K-bjelke uten bidrag fra gitterdrager

Resultatet av bidraget til gitterdragerne er at dekket kan bli belastet med et ekstra lodd før det går til brudd. Ut i fra beregningene kan man se at gitterdragernes bidrag utgjør en forskjell også for nedbøyning, der dekket uten bidraget får en større nedbøyning fra lodd 2 blir lagt på. I begge tilfellene er risskontrollen over 1.0 før det belastes av det siste loddet, som gjør tallene for nedbøyning etter dette punktet litt usikre.



## 8 | Diskusjon

### 8.1 Resultater fra forsøk

Fra produsent ble det oppgitt at låsekilen var dimensjonerende for hvor stor oppspenningskraft man kunne påføre. Det ble derfor spent opp med 138 kN. Det var imidlertid ikke låsekilen som gikk til brudd først, men spennstålet. Ved brudd vil spennstålet ha vært utsatt for langt mer enn 138 kN. Fra produsent var det oppgitt at det var testet til brudd på 178 kN, og resultatene fra forsøket tatt i betraktning, er antageligvis også dette et konservativt tall.

For å undersøke hvor avviket mellom de antatte og reelle resultatene er, er det gjort nye beregninger i K-bjelke. Den oppgitte bruddkraften til spennstålet på 178 kN er benyttet som spennkraft, og det er undersøkt hvilke verdier dette gir. Det må understrekes at 178 kN er kraften det var testet til brudd for, og ikke kraften man ville spent opp med i et reelt tilfelle. Om låsekilen ikke hadde vært dimensjonerende ville man spent opp med en maksimal spennkraft på 142 kN. Utregning for dette vises i vedlegg 1C. Det vil allikevel være interessant å se på en spennkraft satt til hvor den går til brudd, da dette er kraften den vil bli strukket med ved brudd i forsøket. Med unntak av spennkraften er inndata det samme for disse beregningene som for 138 kN med bidrag fra gitterdrager, vist i figur 7.8. Se fullstendig beregning i vedlegg 5C.

<b>Betongkvalitet B60</b>		<b>Spennkraft: 178 kN</b>								
Antall lodd		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Påført last	Egenlast	24 kN	48 kN	70 kN	93 kN	108 kN	123 kN	132 kN	141 kN	164 kN
Nedbøyning		5 mm	8 mm	19 mm	38 mm	58 mm	78 mm	96 mm	129 mm	39 mm
Utnyttelsesgrad - felt		0,23	0,39	0,54	0,65	0,75	0,83	0,9	0,94	1,10
Utnyttelsesgrad - støtte		0,30	0,43	0,55	0,67	0,75	0,83	0,87	0,92	1,03
Risskontroll		0,00	0,10	0,22	0,36	0,48	0,69	0,86	0,98	3,08

Figur 8.1: Beregning i K-bjelke med 178 kN oppspenningskraft

Sammenlignet med de faktiske resultatene ser man at en spennkraft på 178 kN vil føre beregningene noe nærmere virkeligheten. Den vil nå tåle 8 lodd, mot 6 lodd med 138 kN. Allikevel er det langt unna forsøket, hvor det tålte 12 lodd. Dette forklarer derfor langt fra hele avviket.

Man ser også at nedbøyningen ved de to første loddene er lavere enn for forsøket. Dette vil som tidligere nevnt i kap. 7.10.4 være grunnet svinndifferanse, og at den hadde en større nedbøyning til å begynne med delvis grunnet at den hadde vært påført egenlast noen dager før forsøket. Man ser imidlertid også at økningen i nedbøyning fra lodd en til to er marginalt mindre for de beregnede enn faktiske resultatene. Men i alle påfølgende lodd er økningen markant større for de beregnede resultatene. Dette kommer antageligvis av at det fra begynnelsen er påført en større spennkraft på 178 kN, som bidrar til en større oppbøyning. Men ettersom flere lodd blir påført og spennarmeringen blir strukket mobiliseres spennarmeringen i forsøket og gir et større bidrag.

Lastintervaller med tilhørende nedbøyning:							
Lastsituasjon	Felt 1				Felt 2		
	Last(kN):	Total last(kN):	Nedbøyning felt 1:		Last(kN):	Total last(kN):	Nedbøyning felt 2:
1	Egenlast	0	10 mm		Egenlast	0	10 mm
2	23	23	14 mm		24	24	13 mm
3	23,7	46,7	17 mm		23,5	47,5	18 mm
4	23	69,7	22 mm		23	70,5	21 mm
5	23	92,7	32 mm		22,5	93	32 mm
6	15	107,7	45 mm		15,5	108,5	45 mm
7	15	122,7	58 mm		15,4	123,9	57 mm
8	9,2	131,9	68 mm		9,2	133,1	70 mm
9	9,1	141	78 mm		9	142,1	80 mm
10	22,5	163,5	104 mm		22,6	164,7	107 mm
11	22	185,5	131 mm		22	186,7	129 mm
12	22	207,5	178 mm		22	208,7	155 mm
13	22	229,5	<b>brudd</b>		--	208,7	<b>brudd</b>

Figur 8.2: Lastintervaller fra forsøk med tilhørende nedbøyning

Gitterdragernes hovedfunksjoner er å gi samvirke mellom plattendekke og påstøp, fungere som løftepunkter og gi stivhet under transport. For kapasiteten til dekket er bidraget fra gitterdragere tatt med som en økt armeringsmengde i underkant tilsvarende undergurtene til gitterdragere. Det reelle bidraget vil imidlertid bli større enn dette. Det ligger tre fagverk inni dekket i hele spennvidden, som vil bidra til en økt stivhet og en økt kapasitet. Allikevel vil dette bidraget på langt nær forklare det resterende avviket mellom de antatte og de faktiske resultatene.

Antageligvis kan mye forklares med at materialkvaliteter og beregningsmetoder er konservative. Trykkfastheten til betongen er testet til 66 MPa, men utover den er verdier for de andre materialene hentet fra produsenter og standarder. De karakteriske verdiene er ikke lik de faktiske verdiene, men konservative verdier som i de aller fleste tilfeller vil være lavere. Derfor er sannsynligheten for at både stålet brukt i slakk- og spennarmering vil ha hatt bedre egenskaper enn oppgitt.

Det er gjort en beregning i K-bjelke for å undersøke hvilken spennkraft som måtte påføres for at dekket skulle tåle 12 lodd, slik dekket i forsøket gjorde. Denne grenseverdien var 245 kN, se vedlegg 5D. Med denne oppspenningskraften var nedbøyningen 138 mm. Dette tilfellet vil ikke være helt det samme som et tilfelle hvor spennkabelen blir spent opp med 138 kN og allikevel tåler like mye før brudd, men det gir en indikasjon på hvilke krefter spennkabelen faktisk ble utsatt for og tålte.

I kap. 6.6.1 er det beskrevet at forspenningskraften i bruddgrensetilstand skal tillegges en spenningsøkning  $\Delta\sigma_{ULS}$  for uninjiserte kabler. Ved full heft ville kabelen hatt den samme tøyningen som betongen i ethvert snitt. Men ved uninjiserte kabler uten heft vil denne tøyningen fordeles over hele kabelens lengde, og forspenningskraften tillegges derfor en spenningsøkning i bruddgrensetilstand. I EC2 er denne økningen satt til 100 MPa "om det ikke foretas en detaljert beregning" [6]. Denne verdien er også antageligvis konservativ. Det finnes også andre måter å regne ut denne økningen på, eksempelvis en metode oppgitt i kap. 6.6.1 fra NS 3473. Om denne gir en høyere spenningsøkning er ikke beregnet, men en høyere  $\Delta\sigma_{ULS}$  kan direkte forklare noe av grunnen til de lastene forsøket tålte.

## 8.2 Svakheter ved forsøk

Testdekket var dimensjonert med betongkvalitet B45. Det ble ved en feiltakelse brukt B35 ved støping, men denne betongen hadde allikevel en langt høyere fasthet enn forventet. Det ville ikke blitt dimensjonert med en så høy betongkvalitet i et virkelig tilfelle, og dekket er på denne måten ikke virkelighetsnært. Samtidig ble dette tatt høyde for i beregningene, hvor det er brukt B66 i håndberegningene og B60 i K-bjelke og dekket bør derfor være sammenlignbart med de antatte resultatene.

Kabelrøret som ble benyttet var av en større diameter enn prosjektert, 32 mm istedenfor 20 mm. Dette bør ikke ha gitt noen utslag på resultatet, utover at det blir en større usikkerhet rundt hvorvidt eksentrisitetene ble korrekte. Det ble da isteden beregnet hvilken høyde kablene skulle ligge på fabrikk, og utført slik at spennarmeringen skulle ligge med riktig eksentrisitet. Kabelrøret var heller ikke fullstendig, men sammensatt av to meter lange rør som ble teipet sammen. Dette bør heller ikke ha gitt noe utslag for resultatene, men gir spennstålet mindre beskyttelse mot korrosjon og ville vært problematisk for et dekke som skulle blitt brukt i en konstruksjon.

Det ble observert huller i presenningen som dekket betongen etter støping av plattendekke. Det ble imidlertid ikke utført herdetiltak lenge, kun litt over et halvt døgn. I beregningene for svinn er herdetiltak satt til å vare i et døgn for forsøket, men effektene av disse avvikene på svinnet vil bli svært små og skal virke inn negativt for det testede dekket. Man kan også argumentere for at både varigheten av herdetiltakene og noe mangelfulle herdetiltak ofte kan forekomme og ikke gjør forsøket mindre virkelighetsnært.

For et mer standardisert forsøk kunne påstøp blitt lagt etter et færre antall dager. For eksempel er det av Systemblokk anslått at det gjennomsnittlige antall dager før det blir fraktet til byggeplass er en uke. Det ble av forskjellige årsaker lagt etter 15 dager. Dette gir større forskjell på betongkvalitetene, samt høyere svinndifferanse. Slik ville antageligvis resultatet blitt at dekket hadde tålt enda litt mer, om enn marginalt. Samtidig finnes det ingen fasit for når påstøp vil legges i virkeligheten, og det kan slik argumenteres for at disse to effektene har blitt prøvd ved en høy verdi, og resultatet ble allikevel at dekket tålte langt mer enn først antatt.

I det utførte forsøket er dekket testet 33 dager etter støping av plattendekke. Det er dermed kun testet for korttidsvirkningene. Dette er tatt med i beregningene, men det vil være en større usikkerhet knyttet til verdiene da etterspente plattendekker etter gruppens kunnskap ikke er utført før, og man heller ikke har sett effektene langtidsvirkninger vil ha på spennkraften. Det burde ikke være noen problemer knyttet til dette, og burde ha de samme langtidseffektene som andre forspente dekker. Svinndifferansen vil og reduseres med tiden når E-modulen synker, noe som burde gjøre resultatene marginalt bedre.

## 8.3 Øvrig diskusjon

Det er i Eurocode 2 antatt at uinjisert spennarmering ikke har noe heft med betongen. Derfor vil den heller ikke gi noe bidrag til skjærkapasitet eller rissviddebegrensning, altså er kun slakkarmeringen satt til å ta opp dette. I virkeligheten vil ikke heft for uinjisert spennarmering være lik null, men en verdi mellom full og ingen heft. Ved test ble det ikke observert noe riss i konstruksjonen før etter pålasting av det femte loddet, en last på 108 kN, selv om rissmomentet indikerte at det kunne oppstå noe riss allerede etter et lodd var lastet på. Dette kan tyde på at selv om det ikke er full heft mellom betong og spennarmering, vil de gi et bidrag til konstruksjonen også i så måte.

For beregningene av dekke over parkeringskjeller og boligdekke er det antatt risset tilstand. I forsøket ble det først påvist riss etter det femte loddet var påført, altså mye senere enn først antatt etter beregninger. Det vil derfor være usikkert om det vil oppstå riss i de to beregnede dekkene. Dette ville gitt en mindre nedbøyning enn beregnet. Med tanke på nedbøyning er antagelsen av risset tilstand uansett konservativ, da det ikke vil være riss i hele konstruksjonen, selv om de opptredende momentene er høyere enn rissmomentet. Det kunne vært brukt en faktor for hvor stor andel av dekket som er risset i felt og over støtte, som vist i Formel (6.76).

Også for skjærkrefter i støpeskjøt vil det og være tenkelig at spennarmeringen gir et bidrag. Samtidig krysser spennarmeringen kun støpeskjøt to ganger i hvert spenn, og ligger nesten horisontalt i krysningpunktet. Som nevnt i kap. 6.6.4.1 skal kun armering som har en vinkel på mellom 45 og 90 grader i forhold til støpeskjøten medregnes. Av disse grunnene vil den antageligvis ikke gi et betydelig bidrag uansett. Kravet til skjærkrefter i støpeskjøt var også godt innenfor kravet, og det hadde derfor heller ingen betydning for resultatet.

Om ønskelig vil det være mulig å øke spennvidden og kapasiteten til etterspente plattendekker ennå mer enn det som er beregnet i denne oppgaven. Det er brukt en senteravstand på 200 mm i testdekket og 150 mm i de to andre casene. Den minste horisontale avstanden mellom spennkabler gitt i kap. 6.1.7 er 50 mm. Dette gir en senteravstand på 70 mm mellom spennkabler med 20 mm kabelrør. En så liten avstand mellom kabelrør vil imidlertid gi problemer ved utførelsen. Gitterdragerne har en bredde på 80 mm, så rundt de vil det ikke være mulig å opprettholde denne senteravstanden. I tillegg vil det legges slakkarmering, i våre beregnede dekker med senteravstand 240 mm og 200 mm i underkant og 90 mm i overkant. Det vil dermed bli veldig små horisontale avstander mellom de forskjellige elementene og en utfordrende utførelse. Det vil da og være muligheter for at de største tilslagsstørrelsene til betongen ikke vil ha plass i underkant felt og over støtte, hvor armeringen ligger tettest.

Produsent Systemblokk mente det ville være fullt mulig praktisk å legge kabelrørene med en senteravstand på 100 mm. Dette vil kunne gi en langt høyere spennkraft, og øke kapasiteten til dekket betraktelig. For bruksområdet etteroppspente plattendekker er tenkt å benyttes er det imidlertid ikke behov for lengre spennvidder enn 15 meter for boligdekker og 12 meter for dekker over parkeringskjellere. I begge disse tilfellene er det oppnådd denne spennvidden ved bruk av kabler med senteravstand 150 mm, og dekketykkelser som er lignende som plattendekkkene de vil ligge inntil. Med mindre man utvider dette bruksområdet, vil det dermed ikke være nødvendig å gå ned på senteravstanden.

I forsøket og i de beregnede casene er det valgt å spenne opp to og to kabler samtidig. Den elastiske deformasjonen vil bli ennå lavere om man spenner opp ennå flere kabler samtidig. Elastisk deformasjonen er imidlertid allerede under 1 % for alle dekkene. Derfor vil det ikke gi store utslag selv om alle kablene spennes opp samtidig, og elastisk deformasjon blir null. Det vil og være mulig å overspenne spennarmeringen om jekraften kan bestemmes med en sikkerhet på +/- 5 %. Dette er ikke gjort i noen av casene eller ved forsøket, men vil gi en større spennkraft og et mer optimalisert dekke.

Ved prosjektering av et etteroppspent plattendekke må de samme hensyn tas som ved slakkarmerte og førropspente plattendekker. Det må være nok armeringsmengde i gitterdragerne og ru overside for tilstrekkelig samvirke, og plattendekket må ha nok løftepunkter og en høy nok fasthet til at det kan løftes og transporteres til byggeplass. Ved å etteroppspenne plattendekker vil man kunne ha en større spennlengde, og det vil derfor være ekstra viktig å kontrollere at det kan løftes. Plattendekkeprodusenter har god erfaring på hvor mange løftepunkter tradisjonelle plattendekker med vanlige lengder trenger, men med lengre spenn behøves kontroll av dette. For eksempel kan det være viktigere enn normalt med bruk av industribetong om dekket skal fraktes ut av produksjonshallen ett døgn etter støping, samt at dekket har nok gitterdragere til et tilstrekkelig antall løftepunkter. For etteroppspente plattendekker må også kabelrørene skjøtes over midtopplegg. Det er derfor viktig at kabelrøret er langt nok, og heller litt for langt for så å kutte det til før skjøting over støtte.

## 9 | Konklusjon

Det testede dekket oppnådde langt bedre resultater enn antatt på forhånd. Det gikk til brudd etter tretten lodd med en total last på 223 kN var påført i venstre felt, og 12 lodd med total last på 208 kN var påført i høyre felt. Det hadde ikke gått til brudd med 208 kN i begge felt. I K-bjelke var det beregnet at dekket ville gå til brudd etter 8 lodd med en total last på 132 kN. Nedbøyningen økte også langt mindre etter hvert påførte lodd enn hva som var antatt. Et av lasttilfellene var også håndberegnet, og disse var igjen noe mer konservative enn beregningene i K-bjelke. K-bjelke beregner kun etteroppspente dekker, og dette kan forklare noe av avviket til håndberegningene.

Sammenlignet med forsøket betyr dette at beregningsmetodene som er brukt kan regnes som konservative, og ansees som trygge for å beregne etteroppspente plattendekker. Rambøll har på bakgrunn av resultatene fra forsøket godkjent bruk av denne dekketypen.

Beregningsmetoden for et etteroppspent plattendekke er ikke veldig ulik den for et plaststøpt etteroppspent dekke. Hovedforskjellen er at plattendekker består av betong som er støpt på to ulike tidspunkt. Dette gjør at det vil oppstå en svinndifferanse mellom plattendekke og påstøp, som igjen vil gi et økt moment og nedbøyning. Svinndifferansen blir mindre ettersom stivheten til dekket blir mindre. Ettersom det i forsøket var testet etter kun 33 dager vil svinndifferansen ha vært relativt høy, og noe som vil gjøre forsøksresultatene konservative i forhold til de antatte resultatene fra K-bjelke, hvor denne effekten ikke er tatt med. Med betong støpt på to ulike tidspunkt vil det også måtte kontrolleres for skjærkrefter i støpeskjøt.

I Eurocode 2 finnes det ingen beregningsmetoder for uinjisert spennarmering, kun kabler med heft. En kabel uten heft vil tøyes annerledes enn en kabel med heft, da tøyningen tas opp i hele kabelens lengde når det ikke er heft. Dette gjør at beregningsmetodene oppgitt i Eurocode 2 vil måtte tilpasses kabler uten heft. Når det beregnes spenninger må det derfor tas høyde for dette. Fordi spennarmeringen ikke samvirker med betongen vil ikke tverrsnittet transformeres, og arealtreghetsmomentet til betongen vil benyttes, ikke arealtreghetsmomentet til det transformerte tverrsnittet. Ved beregning av tøyning i spennarmeringen vil det og benyttes en tøyningsreduksjon. Dette som følge av at spennarmeringen ikke vil få samme tøyning som betongen, men vil få en jevn tøyning i hele kabelens lengde.

Beregnete caser for boligdekke og dekke over parkeringskjeller er begge satt til den lengste spennvidden i sitt definerte bruksområde, henholdsvis 15 og 12 meter. Begge casene var godt innenfor kravene og er gjennomførbare. Utnyttelse av momentkapasiteten var for begge dekkene omtrent den samme i felt og over støtte, men mest utnyttet over støtte. Her var utnyttelsesgraden 77.8 % for boligdekket og 85.4 % for dekket over parkeringskjeller. Nedbøyningen var 29.63 mm for boligdekket og 30.99 for dekket over parkeringskjeller. Dette er en utnyttelse av nedbøyningskravene på henholdsvis 49.4 % og 64.6 %.



Ved dimensjonering av etteroppspente plattendecker vil det være særlig viktig å kontrollere for løfting av plattendecket. En produsent vil ha mindre erfaringsgrunnlag for løfting av de større spennene, og det er derfor viktig at dette er nøye beregnet ved dimensjonering. En konsekvens av dette er at armeringsmengden i underkant kan måtte økes. Det vil og være viktig å ha et tilstrekkelig antall gitterdragere både for å øke armeringsmengde og stivhet, men også for at det skal være nok løftepunkter. Ved utførelsen må man også være påpasselig med at kabelrørene er lange nok til at de kan skjøtes over støtte. Utover dette vil det ikke måtte tas andre hensyn enn for slakkarmerte og føroppsente plattendecker.

## 10 | Anbefalinger

Forsøket ga et klart resultat på at det etteroppspente plattendecket hadde mye større kapasitet enn det var beregnet til å ha. På forhånd var det oppgitt fra spennkabelprodusent at spennkabelen var testet til brudd på 178 kN, og maksimal oppspenningskraft burde bli begrenset til 138 kN med hensyn til låsekilen. Med resultatet i bakhånd tilsier dette at tallene for låsekilene og spennkablene antageligvis har vært konservative. Det er uklart hvor mange kabler som har blitt testet for å komme frem til bruddverdien, og om denne verdien stammer fra en middelvei eller den absolutt laveste verdien. På bakgrunn av dette bør de dimensjonerende verdiene bli undersøkt nærmere.

Det kan være interessant å gjøre flere forsøk av et tilnærmet likt dekke, for å kunne gi forsøket en større sikkerhet og dermed kunne dra en bedre konklusjon. Dette kan ha vært et avvik til begge sider og bør testes flere ganger for å øke validiteten.

Eventuelle andre forsøk som kan utføres er eksempelvis bruk av fiberbetong. Hvilken innvirkning bruk av fiberarmert betong kan ha på et etteroppspent plattendecke, kan være interessant å undersøke. I teorien vil man ha mindre behov for armering og høyere fasthet, som kan gjøre utførelsen lettere. Det kan ha en positiv innvirkning i form av lavere dekketykkelse og i tillegg redusere antall spennkabler.

Et annet punkt som kan undersøkes er hvor stor forskjell det utgjør å bruke injiserte spennkabler i forhold til uinjiserte kabler. Injiserte kabler vil ikke gi noen spenningsøkning i bruddgrensetilstand, men heller ikke gi noen tøyingsreduksjon. Her vil man ha full heft mellom betong og armering, som gjør det mindre kritisk ved brudd i forankringene. Injiserte kabler er i tillegg mindre korrosjonsutsatt, samt bidrar til større rissfordeling.

# Bibliografi

- [1] S. I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner*. Bergen: Fagbokforlaget, 2013.
- [2] Systemblokk, “Plattendekke.”
- [3] A. E. Namaan and F. M. Alkhairi, “Stress at ultimate in unbonded post-tensioning tendons: Part 2 - proposed methodology,” tech. rep., ACI, 1991.
- [4] E. O'Brien, A. Dixon, and E. Sheils, *Reinforced and Prestressed Concrete Design to EC2*. Abingdon: Spon Press, 2012.
- [5] M. P. Collins and D. Mitchell, *Prestressed Concrete Structures*. Canada: Response Publications, 1997.
- [6] N. Standard, “Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger,” tech. rep., NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008.
- [7] R. Andrew, “Global  $CO_2$  emissions from cement production, 1928-2018,” tech. rep., CICERO, Oslo, 2019.
- [8] O. Sletten, “K-bjelke.”
- [9] K. Spenneteknikk, *BBR VT CONA Single spennntausystem*. Kongsvinger, 2020.
- [10] N. Standard, “Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner,” tech. rep., NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016.
- [11] N. Standard, “Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. del 1-1 allmenne laster - tetthet, egenvekt, nyttelaster på bygninger,” tech. rep., NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016.
- [12] N. Standard, “Prosjektering av betongkonstruksjoner - beregnings- og konstruksjonsregler,” tech. rep., NS3473:2003.
- [13] T. Kanstad, “Veiledning,” upublisert.
- [14] K. Røhne and K. Vangestad, *Byggstatikk*. Gjøvik: Universitetsforlaget, 2017.



# Vedleggsliste

Vedlegg 1 - Generelle bestemmelser for beregninger

1A - Boligdekke

1B - Dekke over parkeringskjeller

1C - Testdekke

Vedlegg 2 - Spennkraft

2A - Boligdekke

2B - Dekke over parkeringskjeller

2C - Testdekke

Vedlegg 3 - Bruddgrensetilstand

3A - Boligdekke

3B - Dekke over parkeringskjeller

3C - Testdekke

Vedlegg 4 - Bruksgrensetilstand

4A - Boligdekke

4B - Dekke over parkeringskjeller

4C - Testdekke

Vedlegg 5 - K-bjelke beregninger

5A - 138 kN oppspenningskraft med bidrag fra gitterdrager

5B - 138 kN oppspenningskraft uten bidrag fra gitterdrager

5C - 178 kN oppspenningskraft

5D - 245 kN oppspenningskraft

Vedlegg 6 - Produksjonstegninger

Vedlegg 7 - Produktspesifikasjon for spennkabler fra Nedri

Vedlegg 8 - Møtelogg og fremdriftsplan

## Vedlegg 1 - Generelle bestemmelser for beregninger

## VEDLEGG 1A

### Boligdekke

Materialkvaliteter:

#### Betong

Betongkvalitet B45

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 36000 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} := 53 \text{ MPa}$$

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

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{45 \text{ MPa}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$$

#### Armeringsstål

B500C

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} := 434 \text{ MPa}$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

#### Spennstål fra KB Spennteknikk

$$A_p := 150 \text{ mm}^2$$

$$E_p := 196000 \text{ MPa}$$

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{p0.1k} := 1670 \text{ MPa}$$

Låsetap = 4 mm

Diameter kabelkanal,  $d = 20 \text{ mm}$

Diameter spennkabel,  $d = 15,7 \text{ mm}$

Antall kabler er totalt 12

Antall kabler per meter blir da:

$$n := \frac{12}{1.8} = 6.667$$

Antall kabler per meter

$$A_{p.tot} := A_p \cdot n = 1000 \text{ mm}^2$$

### Geometri:

$$l := 15 \text{ m}$$

Kontinuerlig dekke med 2x15 m lengde

$$t := 0.270 \text{ m}$$

$$b := 1.0 \text{ m}$$

Bredden på plattendekket er 1.8 m, men det regnes med 1.0 m platebredde

$$b_{tot} := 1.8 \text{ m}$$

### Laster:

$$p := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttelast bolig

$$p_k := p \cdot 0.4 = 0.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kortidsdel nyttelast

$$p_L := p \cdot 0.6 = 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Langtidsdel nyttelast

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

Egenvekt armert betong

Egenlast

$$g := g_b \cdot t + 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 7.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

1 kN ekstra for påført egenlast

Karakteristiske laster:

$$6.10a) \quad q_k := (g \cdot 1.35 + p \cdot 1.05) \cdot b = 12.563 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Mest ugunstig

$$6.10b) \quad (g \cdot 1.2 + p \cdot 1.5) \cdot b = 12.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



Eksentrisiteter:

$$e_0 := 0.0 \text{ m}$$

$$e_1 := 0.090 \text{ m}$$

$$e_2 := 0.090 \text{ m}$$

Infleksjonslengden er  $0,1 L = 1,2\text{m}$

$$h := 0.1215 \text{ m}$$

Pilhøyde er hentet fra k-bjelke

$$x_2 := 0.063 \text{ m}$$

Eksentrisitet for infleksjonspunkt hentet fra k-bjelke

Eksponeeringsklasse XC1 gir:

Overdekning for spennstålet på  
25 mm + 10 mm = 35mm

Tabell NA.4.5.N

Overdekning for slakkarmering på  
15 mm + 10 mm = 25 mm

Tabell NA.4.4.N

$$\sigma_{p,max} := 0.8 \cdot f_{pk} = (1.488 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

EC2 5.10.2.1

$$P_{max} := A_p \cdot \sigma_{p,max} = 223.2 \text{ kN}$$

Maks oppspenningskraft per kabel

$$P_{max,tot} := \sigma_{p,max} \cdot A_{p,tot} = (1.488 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Initiell oppspenning og oppspenningskraft:

EC2 5.10.2.3

$$\sigma_{pm0} := 1395 \text{ MPa}$$

$$P_{m0} := \sigma_{pm0} \cdot A_p = 209.25 \text{ kN}$$

Initiell spennkraft skal ikke overskride  $P_{m0}$

## VEDLEGG 1B - Dekke over parkeringskjeller

Materialkvaliteter:

### Betong

Betongkvalitet B45

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 36000 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} := 53 \text{ MPa}$$

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

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{45 \text{ MPa}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$$

### Armeringsstål

B500C

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} := 434 \text{ MPa}$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

### Spennstål fra KB Spennteknikk

$$A_p := 150 \text{ mm}^2$$

$$E_p := 196000 \text{ MPa}$$

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{p0.1k} := 1670 \text{ MPa}$$

Låsetap = 4 mm

Diameter kabelkanal, d = 20 mm

Diameter spennkabel, d = 15,7 mm

Geometri:

$$l := 12 \text{ m}$$

$$t := 0.320 \text{ m}$$

$$b := 1.0 \text{ m}$$

$$b_{tot} := 1.8 \text{ m}$$

Kontinuerlig dekke på 2x12  
m lengde

Bredden på plattendekke er 1.8 m,  
men vi regner med 1.0 m platebredde

**Laster:**

$$p := 5.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttelast Parkering

$$p_k := p \cdot 0.4 = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kortidsdel nyttelast

$$p_L := p \cdot 0.6 = 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Langtidsdel nyttelast

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

Egenvekt armert betong

$$g := g_b \cdot t + 7.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 15.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Egenlast  
7.6 kN påført egenlast (40 cm jord)

Karakteristiske laster:

$$6.10a) \quad q_k := (g \cdot 1.35 + p \cdot 1.05) \cdot b = 26.31 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Mest ugunstig

$$6.10b) \quad (g \cdot 1.2 + p \cdot 1.5) \cdot b = 26.22 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Eksponeeringsklasse XC2 og XC3 gir:

Overdekning for spennstålet på  
35 mm + 10 mm = 45mm

Tabell NA.4.5.N

Overdekning for slakkarmering på  
25 mm + 10 mm = 35 mm

Tabell NA.4.4.N

$$d := 265 \text{ mm}$$

$$d_s := 275 \text{ mm}$$

Valg av forspenning:

$$e_0 := 0.0 \text{ m}$$

Eksentrisiteter

$$e_1 := 0.105 \text{ m}$$

$$e_2 := 0.105 \text{ m}$$

$$e_m := e_1 + \frac{e_2}{2} = 0.158 \text{ m}$$

Antall kabler er totalt 12

Antall kabler per meter blir da:

$$n := \frac{12}{1.8} = 6.667$$

Antall kabler per meter

$$A_{p.tot} := A_p \cdot n = 1000 \text{ mm}^2$$

Totalt areal av spennarmering

Infleksjonslengden er 0,1 L = 1,2m

$$h := 0.14175 \text{ m}$$

Pilhøyde hentet fra k-bjelke

$$\sigma_{p.max} := 0.8 \cdot f_{pk} = (1.488 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$P_{max} := A_p \cdot \sigma_{p.max} = 223.2 \text{ kN}$$

Maks oppspenningskraft per kabel

Initiell oppspenning og oppspenningskraft:

$$\sigma_{pm0} := 1395 \text{ MPa}$$

$$P_{m0} := \sigma_{pm0} \cdot A_p = 209.25 \text{ kN}$$

Initiell spennkraft skal ikke  
overskride  $P_{m0}$  (EC2)

## VEDLEGG 1C - Testdekke

**Alle last og materialfaktorer settes til 1 for testdekket.**

Materialkvaliteter:

**Betong**

*B45*

$$f_{ck} := 66 \text{ MPa}$$

Fikk 66 MPa fra trykktesting av terninger fra den benyttede betongen

$$f_{cd} := 66 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 36000 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} := \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} + 8 = 74$$

$$f_{ctm} := 4.5 \text{ MPa}$$

Fra EC2 tabell 3.1 Brukt interpolasjon mellom B60 og B70

Armeringsstål

*B500C*

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} := 500 \text{ MPa}$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

Spennstål

Spenntau fra Nedri

$$A_p := 92.56 \text{ mm}^2$$

$$E_p := 205000 \text{ MPa}$$

$$f_{pk} := 1917 \text{ MPa}$$

$$f_{p0.1k} := 1746 \text{ MPa}$$

Låsetap = 4 mm (i Systemblokks tilfelle antar vi 4mm, da vi ikke har fått det oppgitt)

Diameter kabelkanal,  $d = 20 \text{ mm}$

Anbefalt diameter fra Systemblokk

Diameter spennkabel,  $d = 12,5 \text{ mm}$

Geometri:

$$l := 12 \text{ m}$$

$$t := 0.270 \text{ m}$$

$$b := 1.0 \text{ m}$$

$$b_{tot} := 1.8 \text{ m}$$

Kontinuerlig dekke på 2x12  
m lengde

Bredden på plattendekke er 1.8 m,  
men vi regner med 1.0 m platebredde

$$\text{Egenvekt armert betong} = g_b := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Egenlast, } g := g_b \cdot t = 6.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

8 kabler per 1.8 meter gir n  
per meter:

$$n := \frac{8}{1.8} = 4.444$$

Eksentrisiteter:

$$e_0 := 0.0 \text{ m}$$

$$e_1 := 0.090 \text{ m}$$

$$e_2 := 0.090 \text{ m}$$

$$h := 0.1215 \text{ m}$$

Hentet fra k-bjelke

$$x_2 := 0.063 \text{ m}$$

Hentet fra k-bjelke

$$\sigma_{p,max} := 0.8 \cdot f_{pk} = (1.534 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$P_{max} := A_p \cdot \sigma_{p,max} = 141.95 \text{ kN}$$

Maks oppspenningskraft per  
kabel

Låsekilen er dimensjonerende for oppspenningskraft  
og kan ikke spennes opp med mer enn 138 kN

$$P_{max} := 138 \text{ kN}$$

Initiell oppspenning og oppspenningskraft:

$$\sigma_{pm0} := 1395 \text{ MPa}$$

$$P_{m0} := \sigma_{pm0} \cdot A_p = 129.121 \text{ kN}$$



## Vedlegg 2 - Spennkraft

## VEDLEGG 2A - Boligdekke

### Spennkrafttap

Friksjonstap:

$$\mu := 0.05$$

$\mu$  og  $k$  er hentet fra KB  
Spenneteknikk.

$$k := 0.01 \text{ m}^{-1}$$

$$x_2 := 0.063 \text{ m}$$

$$\theta_1 := \frac{2 e_1}{\frac{0.9 l}{2}} = 0.027 \text{ rad}$$

$$\theta_2 := \frac{2 \cdot (e_1 + x_2)}{\frac{0.9 l}{2}} = 0.045 \text{ rad}$$

Kabelens vinkelendring som  
følge av eksentrisitet

$$\theta_3 := \frac{2 \cdot (e_2 - x_2)}{0.1 l} = 0.036 \text{ rad}$$

$$\theta := 2 (\theta_1 + \theta_2 + \theta_3) = 0.216 \text{ rad}$$

$$x := 2 \cdot l = 30 \text{ m}$$

Total lengde av kabelen

Tap av spennkraft blir utregnet etter uttrykk fra EC2 5.10.5.2

$$\Delta P_{\mu} := P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\theta + k \cdot x)}) = 5.685 \text{ kN}$$

Spennkrafttap som følge av  
friksjon

$$\Delta P_{\mu.tot} := n \cdot \Delta P_{\mu} = 37.899 \text{ kN}$$

Totalt spennkrafttap av alle  
kabler

$$A_{p.tot} := n \cdot A_p = 1000 \text{ mm}^2$$

Totalt areal av spennarmering

$$\Delta \sigma_{f.p} := \frac{\Delta P_{\mu.tot}}{A_{p.tot}} = 37.899 \text{ MPa}$$

Spenningstap pga. friksjon

$$FT := \frac{\Delta\sigma_{f.p.}}{\sigma_{p.max}} \cdot 100 = 2.547$$

Prosentvis tap pga. friksjon

### Låsetap:

Kaller den totale lengden til spennkabelene:

$$l_{tot} := 2 \cdot l = 30 \text{ m}$$

$$\Delta_{set} := 0.004 \text{ m}$$

Låsetap oppgitt av KB Spennteknikk

$$a := \frac{\Delta P_{\mu.tot}}{l_{tot}} = 1.263 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Stigningstall fra friksjonstapet

$$L_{set} := \sqrt{\frac{\Delta_{set} \cdot E_p \cdot A_{p.tot}}{a}} = 24.912 \text{ m}$$

Hvor langt inn på kabel friksjonen virker

$L_{set} < l_{tot}$  Låsetap går mot 0 for passiv forankring

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

Hvis  $L_{set} < l_{tot}$  kan vi bruke følgende formel, siden det ikke er tap i passiv ende:

$$\Delta P_{laas.aktiv} := 2 \cdot a \cdot L_{set} = 62.942 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{laas.aktiv} := \frac{\Delta P_{laas.aktiv}}{A_{p.tot}} = 62.942 \text{ MPa}$$

Prosentvis tap pga. låsetap:

$$LT_{aktiv} := \frac{\Delta\sigma_{laas.aktiv}}{\sigma_{p.max}} \cdot 100 = 4.23$$

Prosentvis tap i aktiv ende

Siden  $L_{set} < L_{tot}$  går låsetap mot 0 ved passiv forankring, og  $LT = LT_{aktiv}$

$$LT := LT_{aktiv} = 4.23$$

Samlet tap pga låsetap i prosent

$$P_{maks.red} := P_{maks} \cdot \left( \frac{100 - LT}{100} \right) = 213.759 \text{ kN}$$

Spennkraft brukt til å beregne elastisk deformasjon

### Elastisk deformasjon:

$$n_1 := \frac{12}{2} = 6$$

Antar at to og to kabler spennes opp samtidig

$$y := \frac{t}{2} = 135 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot t = (2.7 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

tverrsnittsareal betong

$$I_c := \frac{b \cdot t^3}{12} = (1.64 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$M_0 := P_{maks.red} \cdot e_1 = 19.238 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Primærmoment

$$\Delta\sigma_c := \frac{-(n \cdot P_{maks.red})}{A_c} + \frac{n \cdot M_0}{I_c} \cdot y = 5.278 \text{ MPa}$$

$$j := \frac{(n_1 - 1)}{2 \cdot n_1} = 0.417$$

Faktor basert på hvor mange kabler som blir spent opp etter hverandre. Har valgt at to og to kabler spennes opp suksessivt

$$\Delta P_{el} := A_p \cdot E_p \cdot \frac{j \cdot \Delta\sigma_c}{E_{cm}} = 1.796 \text{ kN}$$

Oppspenningstap som følge av elastisk deformasjon

$$EL := \frac{\Delta P_{el}}{P_{maks.red}} \cdot 100 = 0.84$$

Prosentvis tap som følge av elastisk deformasjon

### Endelig kortidstap:

Elastisk deformasjon virker på begge forankringer  
 Friksjonstap virker kun på passiv forankring  
 Låsetap virker på aktiv forankring

Prosentvis tap aktiv ende:

$$KT_{aktiv} := LT_{aktiv} + EL = 5.07$$

Prosentvis tap passiv ende:

$$KT_{passiv} := EL + FT = 3.387$$

Oppspennings- og spenningstap i aktiv ende:

$$\Delta P_{aktiv} := P_{max.tot} \cdot \frac{KT_{aktiv}}{100} = 75.444 \text{ kN}$$

Oppspenningsstap aktiv ende

$$P_{aktiv} := P_{max.tot} - \Delta P_{aktiv} = (1.413 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Initiell oppspenning i aktiv ende

$$\Delta \sigma_{aktiv} := \frac{\Delta P_{aktiv}}{A_{p.tot}} = 75.444 \text{ MPa}$$

Spenningsendring

$$\sigma_{aktiv} := \sigma_{p.max} - \Delta \sigma_{aktiv} = (1.413 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

Initiell spenning i aktiv ende

Oppspennings- og spenningstap i passiv ende:

$$\Delta P_{passiv} := P_{max.tot} \cdot \frac{KT_{passiv}}{100} = 50.401 \text{ kN}$$

Oppspenningsstap

$$P_{passiv} := P_{max.tot} - \Delta P_{passiv} = (1.438 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Initiell oppspenning i passiv ende

$$\Delta \sigma_{passiv} := \frac{\Delta P_{passiv}}{A_{p.tot}} = 50.401 \text{ MPa}$$

Spenningsendring

$$\sigma_{passiv} := \sigma_{p.max} - \Delta\sigma_{passiv} = (1.438 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

Initiell spenning i passiv ende

Netto initiell spenning:

$$\sigma_{FLE} := \frac{\sigma_{aktiv} + \sigma_{passiv}}{2} = (1.425 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

Netto initiell oppspenning:

$$P_{0.tot} := \frac{P_{aktiv} + P_{passiv}}{2} = (1.425 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_0 := \frac{P_{0.tot}}{n} = 213.762 \text{ kN}$$

Verdi som brukes for å beregne langtidstap

$$P_{m0} = 209.25 \text{ kN}$$

$P_0$  skal ikke overskride  $P_{m0}$ .  
Ikke OK!

Setter  $P_0$  lik  $P_{m0}$

$$P_0 := P_{m0} = 209.25 \text{ kN}$$

$$P_{0.tot} := P_0 \cdot n = (1.395 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

## Langtidstap

### Kryp:

$$g_k := g \cdot b = 7.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{kk} := p_k \cdot b = 0.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nyttelast korttid

$$p_{kL} := p_L \cdot b = 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nyttelast langtid

$$M_k := \frac{(g_k + p_{kk}) \cdot l^2}{8} = 240.469 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.red} := P_0 \cdot e_1 = 18.833 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tk} := -M_{p.red} \cdot n + M_k = 114.919 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_L := \frac{(g_k + p_{kL}) \cdot l^2}{8} = 251.719 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tL} := -M_{p.red} \cdot n + M_L = 126.169 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{cm} := 53$$

$$t_0 := 28$$

$t_0$  og  $t_{50}$  er betongalder ved henholdsvis belastning og langtid.

$$t_{50} := 365 \cdot 50 = 1.825 \cdot 10^4$$

$$RH := 50$$

Luftfuktighet for innendørsforhold

Fra EC2 - Tillegg B1:

$$\alpha_1 := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.748$$

$$\alpha_2 := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.92$$

$$\alpha_3 := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.813$$

$$\beta_{f.cm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.308$$

$$\beta_{t.0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.488$$

$$u := 2 \cdot b = (2 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Omkrets av betongen i kontakt med luft.

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 270 \text{ mm}$$

Effektiv tvärsnittstykkelse

$$\varphi_{RH} := \left[ 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0 \cdot \frac{1}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = [1.453] \quad f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f.cm} \cdot \beta_{t.0} = [1.638]$$

$$\beta_H := 1.5 \cdot \left[ 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 \cdot \frac{1}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3 = [608.2] \quad f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_H := 522.089$$

$$\beta_c := \left[ \frac{t_{50} - t_0}{(\beta_H + t_{50} - t_0)} \right]^{0.3} = [0.992]$$

$$\varphi := \varphi_0 \cdot \beta_c = 1.624$$

Kryptall

$$E_{cL} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = (1.372 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

$$N := -P_{0.tot} = -1.395 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cL}} = 14.285$$



Spenninger i betongen kort og lang tid:

$$\sigma_{c.krypp.k} := \frac{-P_0}{A_c} + \frac{M_{tk}}{I_c} \cdot e_1 = 5.531 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{c.krypp.L} := \frac{-P_0}{A_c} + \frac{M_{tL}}{I_c} \cdot e_1 = 6.148 \frac{N}{mm^2}$$

$$\Omega := \frac{8}{15} + \frac{2}{15} \cdot \frac{e_2}{e_1} = 0.667$$

Reduksjonsfaktor, tøyning i kabel

$$\varepsilon_{cL.krypp} := \frac{\sigma_{c.krypp.L}}{E_{cL}} = 4.481 \cdot 10^{-4}$$

Tøyninger betong, langtid

$$\Delta\varepsilon_{pL} := \Omega \cdot \varepsilon_{cL.krypp} = 2.987 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning armering, langtid

$$\Delta\sigma_{pL} := \Delta\varepsilon_{pL} \cdot E_p = 58.549 \frac{N}{mm^2}$$

Spenningsendring armering, langtid

$$\varepsilon_{ck.krypp} := \frac{\sigma_{c.krypp.k}}{E_{cm}} = 1.536 \cdot 10^{-4}$$

Tøyninger betong, korttid

$$\Delta\varepsilon_{pk} := \Omega \cdot \varepsilon_{ck.krypp} = 1.024 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning armering, korttid

$$\Delta\sigma_{pk} := \Delta\varepsilon_{pk} \cdot E_p = 20.074 \frac{N}{mm^2}$$

Spenningsendring armering korttid

$$\Delta\sigma_{p.krypp} := \Delta\sigma_{pL} - \Delta\sigma_{pk} = 38.475 \text{ MPa}$$

Samlet spenningsendring

$$KT := \frac{\Delta\sigma_{p.krypp}}{\sigma_{FLE}} \cdot 100 = 2.7$$

Prosentvis kryptap

**Svinn:**

$$k_h := 0.78$$

$$RH = 50$$

$k_h$  funnet ved interpolasjon,  
Tabell 3.3 EC2 for h=270 mm

$$RH_0 := 100$$

$$f_{cm,0} := 10$$

$$f_{ck} := 45$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = [1.356]$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} \cdot \frac{1}{mm} = 270$$

Effektiv tverrsnittstykkelse i  
mm.

$$\alpha_{ds1} := 4$$

Sementklasse N

$$\alpha_{ds2} := 0.12$$

Nominell verdi for svinntøyning:

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm,0}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 4.028 \cdot 10^{-4}$$

Uttørkningsvinn:

$$t_{svinn} := 365 \cdot 50 = 1.825 \cdot 10^4$$

$$t_{S,svinn} := 1$$

betongens alder ved  
avslutning av herdetiltak

$$\beta_{ds}(t, t_S) := 1$$

For langtid blir  $\beta_{ds}(t, t_S) = 1$ . EC2 3.1.4 (3.10)

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds}(t_{svinn}, t_{S,svinn}) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 3.142 \cdot 10^{-4}$$

...

Autogent svinn:

$$\beta_{as}(t) := 1 - e^{(-0.2 \cdot t_{svinn}^{0.5})} = 1$$

$$\varepsilon_{ca.\infty} := 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) := \beta_{as}(t_{svinn}) \cdot \varepsilon_{ca.\infty} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

Total svinntøyning:

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca.\infty} = 4.017 \cdot 10^{-4}$$

$$N_s := |\varepsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_{p.tot} = 78.73 \text{ kN}$$

$$E_{middel} := \frac{\langle M_k + M_L \rangle}{\frac{M_k}{E_{cm}} + \frac{M_L}{E_{cL}}} = (1.967 \cdot 10^{10}) \text{ Pa}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn} := \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{middel} \cdot A_c} + \frac{N_s \cdot (e_1)^2}{E_{middel} \cdot I_c} = 4.363 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning i armering  
grunnet svinn

$$\Delta\sigma_{p.svinn} := \Delta\varepsilon_{p.svinn} \cdot E_p = 85.511 \text{ MPa}$$

Tap av spenning i  
armering grunnet  
svinn

Prosentvis tap svinn:

$$ST := \frac{\Delta\sigma_{p.svinn}}{\sigma_{FLE}} \cdot 100 = 6$$

**Relaksasjon:**

Antar relaksasjonsklasse 2

$$\rho_{1000} := 2.5$$

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pm0} = (1.395 \cdot 10^3) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Absoluttverdi av initielle  
forspenning. Ved  
etteroppspenning er  $\sigma_{pi} := \sigma_{pm0}$

$$f_{pk} = (1.86 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$\mu_r := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75$$

$$t_{rL} := 438000$$

50 år etter oppspenning, 438 000 timer

$$\Delta\sigma_{pr.L} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_r} \cdot \left( \frac{t_{rL}}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_r)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{FLE} = 67.711 \text{ MPa}$$

Prosentvis tap relaksasjon,  
korttid:

$$RT := \frac{\Delta\sigma_{pr.L}}{\sigma_{pi}} \cdot 100 = 4.854$$

### Oppsummering av tidsavhengige tap:

Tidsavhengige tap i %:

$$KSR := KT + ST + RT = 13.554$$

$$\sigma_{KSR} := \sigma_{FLE} - \Delta\sigma_{p.krypp} - \Delta\sigma_{p.svinn} - \Delta\sigma_{pr.L} = (1.233 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

Spenning etter  
tap, både  
kort- og  
langtid

$$\Delta\sigma_{KSR} := \sigma_{p.max} - \sigma_{KSR} = 254.62 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{KSR} := P_{max.tot} \cdot \frac{KSR + \frac{KT_{aktiv} + KT_{passiv}}{2}}{100} = 264.608 \text{ kN} \quad \text{Totalt spennkraft tap}$$

$$P_{etter.tap} := P_{max.tot} - \Delta P_{KSR} = (1.223 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Spennkraft etter tap

Prosentvis oppspenningskraft etter tap:

$$Prosent.tap := \frac{P_{etter.tap}}{P_{max.tot}} \cdot 100 = 82.217$$

Prosentvis spennkrafttap etter kort og langtidstap:

$$100 - \text{Prosent.tap} = 17.783$$

Oppspenningskraft per kabel:

$$F_{p0} := \frac{P_{\text{etter.tap}}}{n} = 183.509 \text{ kN}$$

## Tap i Stadium II

Fra Sørensen s. 266

$$M_g := 0.0703 \cdot (g \cdot 1.35 \cdot b) \cdot l^2 = 165.491 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_q := 0.0703 \cdot (p \cdot 1.05 \cdot b) \cdot l^2 = 33.217 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_P := P_{\text{etter.tap}} \cdot e_1 = 110.105 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s := 565.487 \text{ mm}^2$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{\text{middel}}} = 9.966$$

$$d := 225 \text{ mm}$$

$$\rho := \frac{A_p}{b \cdot d} = 6.667 \cdot 10^{-4}$$

$$N := P_{\text{etter.tap}} = (1.223 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$a_1 := \frac{M_g + M_q - M_P}{N} = 72.423 \text{ mm}$$

Trykksonehøyden  $\alpha_n$  er ukjent.

Setter opp likevektsligninger for å finne  $\alpha_n$

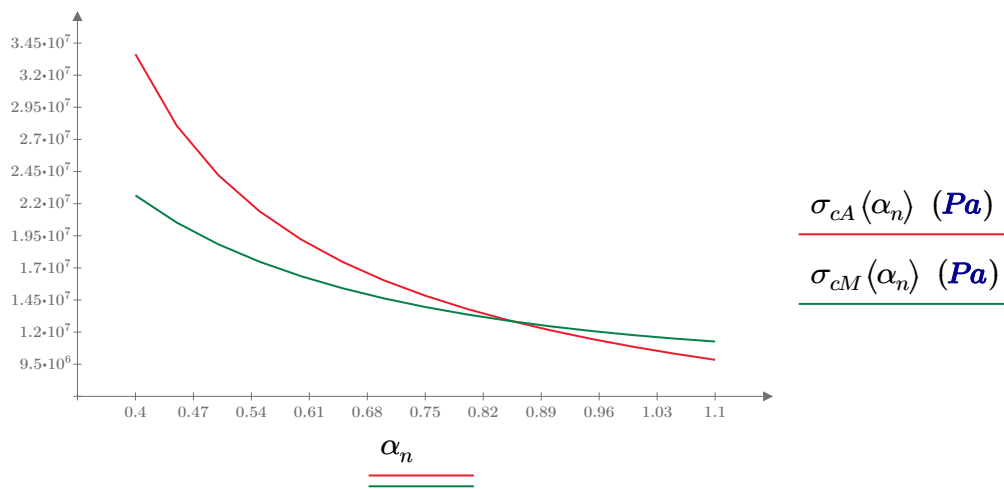
$$\sigma_{cA}(\alpha_n) := \frac{N}{b \cdot d} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2} \cdot \alpha_n - \left( \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{E_s}{E_{\text{middel}}} \right) \cdot \frac{1 - \alpha_n}{\alpha_n}}$$

Aksiallikevektsligning

$$\sigma_{cM}(\alpha_n) := \frac{N}{b \cdot d} \cdot \frac{2(e_1 + a_1)}{d} \cdot \frac{1}{\alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{3}\right)}$$

Momentlikevektsligning

$$\alpha_n := 0.4, 0.45 \dots 1.1$$



$$\alpha_n := 0.85$$

Spenningsendring i Stadium II:

Sørensen s.271

$$\sigma_c := \sigma_{cM}(\alpha_n) = 12.887 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c.risset} := \frac{\sigma_c}{E_{middel}} = 6.552 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.risset} := \frac{\varepsilon_{c.risset} \cdot (1 - \alpha_n)}{\alpha_n} = 1.156 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{p.risset} := (\Delta\varepsilon_{p.risset} - \varepsilon_{cs} - \varepsilon_{ck.kryp}) \cdot E_p = -86.177 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p.risset} := \Delta\sigma_{pr.L} - \Delta\sigma_{p.risset} = 153.888 \text{ MPa}$$

$$Tap.risset := \frac{\sigma_{p.risset}}{\sigma_{FLE}} \cdot 100 = 10.799 \quad \text{Tap i risset tilstand i prosent}$$

Antar risset tverrsnitt og bruker verdiene fra Tap.risset videre i beregningene

$$\sigma_{KSR} := \sigma_{FLE} - \sigma_{FLE} \cdot \frac{Tap.risset}{100} = (1.271 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

Spenning etter tap,  
både kort- og  
langtid

$$\Delta\sigma_{KSR} := \sigma_{p.max} - \sigma_{KSR} = 216.811 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{KSR} := P_{max.tot} \cdot \frac{Tap.risset + \frac{KT_{aktiv} + KT_{passiv}}{2}}{100} = 223.606 \text{ kN} \quad \text{Totalt spennkraft tap}$$

$$P_{etter.tap} := P_{max.tot} - \Delta P_{KSR} = (1.264 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Spennkraft etter tap

Prosentvis oppspenningskraft etter tap:

$$Prosent.tap := \frac{P_{etter.tap}}{P_{max.tot}} \cdot 100 = 84.973$$

Prosentvis spennkrafttap etter kort og langtidstap:

$$100 - Prosent.tap = 15.027$$

Oppspenningskraft per kabel:

$$F_{p0} := \frac{P_{etter.tap}}{n} = 189.659 \text{ kN}$$

## VEDLEGG 2B - Parkeringskjeller

### Spennkrafttap

Friksjonstap:

$$\mu := 0.05 \quad k := 0.01 \text{ m}^{-1}$$

$\mu$  og  $k$  er hentet fra KB Spenneteknikk.

$$x_2 := 0.0735 \text{ m}$$

Hentet fra k-bjelke

$$\theta_1 := \frac{2 \cdot e_1}{\frac{0.9 \text{ l}}{2}} = 0.039 \text{ rad}$$

$$\theta_2 := \frac{2 \cdot (e_1 + x_2)}{\frac{0.9 \text{ l}}{2}} = 0.066 \text{ rad}$$

Kabelens vinkelendring som følge av eksentrisitet

$$\theta_3 := \frac{2 \cdot (e_2 - x_2)}{0.1 \text{ l}} = 0.053 \text{ rad}$$

$$\theta := 2 \cdot (\theta_1 + \theta_2 + \theta_3) = 0.315 \text{ rad}$$

$$x := 2 \cdot l = 24 \text{ m}$$

$$\Delta P_\mu := P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\theta + k \cdot x)}) = 6.109 \text{ kN}$$

Spennkrafttap som følge av friksjon

$$\Delta P_{\mu.tot} := n \cdot \Delta P_\mu = 40.724 \text{ kN}$$

Totalt spennkrafttap av alle kabler

$$A_{p.tot} := n \cdot A_p = 1000 \text{ mm}^2$$

Totalt areal av spennarmering

$$\Delta \sigma_{f.p} := \frac{\Delta P_{\mu.tot}}{A_{p.tot}} = 40.724 \text{ MPa}$$

Spenningstap pga. friksjon

$$FT := \frac{\Delta \sigma_{f.p}}{\sigma_{p.max}} \cdot 100 = 2.737$$

Prosentvis tap pga. friksjon



Låsetap:

Kaller den totale lengden til spennkabelene:

$$l_{tot} := 2 \cdot l = 24 \text{ m}$$

$$\Delta_{set} := 0.004 \text{ m}$$

Låsetap oppgitt av KB Spenneteknikk

$$a := \frac{\Delta P_{\mu.tot}}{l_{tot}} = 1.697 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Stigningstall fra friksjonstapet

$$L_{set} := \sqrt{\frac{\Delta_{set} \cdot E_p \cdot A_{p.tot}}{a}} = 21.495 \text{ m}$$

Hvor langt inn på kabel friksjonen virker

$L_{set} < l_{tot}$  Låsetap går mot 0 for passiv forankring

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

Aktiv forankring:

Hvis  $L_{set} < l_{tot}$  kan vi bruke følgende formel, siden det ikke er tap i passiv ende:

$$\Delta P_{laas.aktiv} := 2 \cdot a \cdot L_{set} = 72.947 \text{ kN}$$

$$\Delta \sigma_{laas.aktiv} := \frac{\Delta P_{laas.aktiv}}{A_{p.tot}} = 72.947 \text{ MPa}$$

Prosentvis tap pga. låsetap:

$$LT_{aktiv} := \frac{\Delta \sigma_{laas.aktiv}}{\sigma_{p.max}} \cdot 100 = 4.902$$

Prosentvis tap i aktiv ende

Siden  $L_{set} < L_{tot}$  går låsetap mot 0 ved passiv forankring, og  $LT = LT_{aktiv}$

$$LT := LT_{aktiv} = 4.902$$

Samlet tap pga låsetap i prosent

$$P_{maks.red} := P_{max} \cdot \left( \frac{100 - LT}{100} \right) = 212.258 \text{ kN}$$

Elastisk deformasjon:

$$n_1 := \frac{12}{2} = 6$$

$$y := \frac{t}{2} = 160 \text{ mm}$$

Antar at to og to kabler spennes opp samtidig

$$P_{max.tot} := \sigma_{p.max} \cdot A_{p.tot} = (1.488 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$A_c := b \cdot t = (3.2 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

tverrsnittsareal betong

$$I_c := \frac{b \cdot t^3}{12} = (2.731 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$M_0 := P_{maks.red} \cdot e_1 = 22.287 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Primærmoment fra forspenning

$$\Delta\sigma_c := \frac{-(n \cdot P_{maks.red})}{A_c} + \frac{n \cdot M_0}{I_c} \cdot y = 4.284 \text{ MPa}$$

$$j := \frac{(n_1 - 1)}{2 \cdot n_1} = 0.417$$

Faktor basert på hvor mange kabler som blir spent opp etter hverandre. Har valgt at to og to kabler spennes opp suksessivt

$$\Delta P_{el} := A_p \cdot E_p \cdot \frac{j \cdot \Delta\sigma_c}{E_{cm}} = 1.458 \text{ kN}$$

Oppspenningstap som følge av elastisk deformasjon

$$EL := \frac{\Delta P_{el}}{P_{maks.red}} \cdot 100 = 0.687$$

Prosentvis tap som følge av elastisk deformasjon

Endelig kortidstap:

Elastisk deformasjon virker på begge forankringer  
 Friksjonstap virker kun på passiv forankring  
 Låsetap virker på aktiv forankring

Prosentvis tap aktiv ende:

$$KT_{aktiv} := LT_{aktiv} + EL = 5.589$$

Prosentvis tap passiv ende:

$$KT_{passiv} := EL + FT = 3.424$$

Oppspennings- og spenningstap i aktiv ende:

$$\Delta P_{aktiv} := P_{max.tot} \cdot \frac{KT_{aktiv}}{100} = 83.166 \text{ kN}$$

Oppspenningstap aktiv ende

$$P_{aktiv} := P_{max.tot} - \Delta P_{aktiv} = (1.405 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Initiell oppspenning i aktiv ende

$$\Delta \sigma_{aktiv} := \frac{\Delta P_{aktiv}}{A_{p.tot}} = 83.166 \text{ MPa}$$

Spenningsendring

$$\sigma_{aktiv} := \sigma_{p.max} - \Delta \sigma_{aktiv} = (1.405 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

Initiell spenning i aktiv ende

Oppspennings- og spenningstap i passiv ende:

$$\Delta P_{passiv} := P_{max.tot} \cdot \frac{KT_{passiv}}{100} = 50.943 \text{ kN}$$

Oppspenningstap

$$P_{passiv} := P_{max.tot} - \Delta P_{passiv} = (1.437 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Initiell oppspenning i passiv ende

$$\Delta \sigma_{passiv} := \frac{\Delta P_{passiv}}{A_{p.tot}} = 50.943 \text{ MPa}$$

Spenningsendring

$$\sigma_{passiv} := \sigma_{p.max} - \Delta \sigma_{passiv} = (1.437 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

Initiell spenning i passiv ende

$$\sigma_{FLE} := \frac{\sigma_{aktiv} + \sigma_{passiv}}{2} = (1.421 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

Netto initiell spenning

$$P_{0.tot} := \frac{P_{aktiv} + P_{passiv}}{2} = (1.421 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Netto initiell oppspenning

$$P_0 := \frac{P_{0.tot}}{n} = 213.142 \text{ kN}$$

Verdi som brukes for å beregne langtidstap

$$P_{m0} = 209.25 \text{ kN}$$

$P_0$  skal ikke overskride  $P_{m0}$ .  
Ikke OK!

Setter  $P_0$  lik  $P_{m0}$

$$P_0 := P_{m0} = 209.25 \text{ kN}$$

$$P_{0.tot} := P_0 \cdot n = (1.395 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

## Langtidstap

### Kryp:

$$g_k := g \cdot b = 15.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{kk} := p_k \cdot b = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{kL} := p_L \cdot b = 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_k := \frac{(g_k + p_{kk}) \cdot l^2}{8} = 316.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.red} := P_0 \cdot e_1 = 21.971 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tk} := -M_{p.red} \cdot n + M_k = 170.325 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_L := \frac{(g_k + p_{kL}) \cdot l^2}{8} = 334.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tL} := -M_{p.red} \cdot n + M_L = 188.325 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{cm} := 53$$

$t_0$  og  $t_{50}$  er betongalder ved henholdsvis belastning og langtid.

$$t_0 := 28$$

$$t_{50} := 365 \cdot 50 = 1.825 \cdot 10^4$$

$$RH := 80$$

RH=80 for utendørsforhold

$$\alpha_1 := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.748 \quad \alpha_2 := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.92 \quad \alpha_3 := \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.813$$

$$\beta_{f,cm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.308$$

$$\beta_{t,0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.488$$

$$u := 2 \cdot b = (2 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Omkrets av betongen i kontakt med luft.

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 320 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittstykkelse

$$\varphi_{RH} := \left[ 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0 \cdot \frac{1}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = [1.122] \quad f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f,cm} \cdot \beta_{t,0} = [1.264]$$

$$\beta_H := 1.5 \cdot \left[ 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 \cdot \frac{1}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3 = [913.369] \quad f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_H := 522.089$$

$$\beta_c := \left[ \frac{t_{50} - t_0}{(\beta_H + t_{50} - t_0)} \right]^{0.3} = [0.992]$$

$$\varphi := \varphi_0 \cdot \beta_c = 1.254$$

Kryptall

$$E_{cL} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = (1.597 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

$$N := -P_{0.tot} = -1.395 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cL}} = 12.27$$

Spenninger i betongen kort og lang tid:

$$\sigma_{c.kryp.k} := \frac{-P_0}{A_c} + \frac{M_{tk}}{I_c} \cdot e_1 = 5.895 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{c.kryp.L} := \frac{-P_0}{A_c} + \frac{M_{tL}}{I_c} \cdot e_1 = 6.588 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Omega := \frac{8}{15} + \frac{2}{15} \cdot \frac{e_2}{e_1} = 0.667$$

Reduksjonsfaktor, tøyning i kabel

$$\varepsilon_{cL.kryp} := \frac{\sigma_{c.kryp.L}}{E_{cL}} = 4.124 \cdot 10^{-4}$$

Tøyninger betong, langtid

$$\Delta\varepsilon_{pL} := \Omega \cdot \varepsilon_{cL.kryp} = 2.749 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning armering, langtid

$$\Delta\sigma_{pL} := \Delta\varepsilon_{pL} \cdot E_p = 53.885 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spenningsendring armering, langtid

$$\varepsilon_{ck.kryp} := \frac{\sigma_{c.kryp.k}}{E_{cm}} = 1.638 \cdot 10^{-4}$$

Tøyninger betong, korttid

$$\Delta\varepsilon_{pk} := \Omega \cdot \varepsilon_{ck.kryp} = 1.092 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning armering, korttid

$$\Delta\sigma_{pk} := \Delta\varepsilon_{pk} \cdot E_p = 21.398 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spenningsendring armering korttid

$$\Delta\sigma_{p.kryp} := \Delta\sigma_{pL} - \Delta\sigma_{pk} = 32.487 \text{ MPa}$$

Samlet spenningsendring

Prosentvis kryptap:

$$KT := \frac{\Delta\sigma_{p.krypp}}{\sigma_{FLE}} \cdot 100 = 2.286$$

**Svinn:**

$$k_h := 0.74975$$

$$RH = 80$$

$k_h$  funnet ved interpolasjon,  
Tabell 3.3 EC2 for h=270 mm

$$RH_0 := 100$$

$$f_{cm,0} := 10$$

$$f_{ck} := 45$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = [0.756]$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 320$$

Effektiv tverrsnittstykkelse i  
mm.

$$\alpha_{ds1} := 4$$

Sementklasse N

$$\alpha_{ds2} := 0.12$$

Nominell verdi for svinntøyning:

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm,0}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 2.246 \cdot 10^{-4}$$

Uttørkningsvinn:

$$t_{svinn} := 365 \cdot 50 = 1.825 \cdot 10^4$$

$$t_{S.svinn} := 1$$

betongens alder ved avslutning av herdetiltak

$$\beta_{ds}(t, t_S) := 1$$

For langtid blir  $\beta_{ds}(t, t_S) = 1$ . EC2 3.1.4 (3.10)

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds}(t_{svinn}, t_{S.svinn}) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd.0} = 1.684 \cdot 10^{-4}$$

Autogent svinn:

$$\beta_{as}(t) := 1 - e^{(-0.2 \cdot t_{svinn}^{0.5})} = 1$$

$$\varepsilon_{ca.\infty} := 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) := \beta_{as}(t_{svinn}) \cdot \varepsilon_{ca.\infty} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

Total svinntøyning:

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca.\infty} = 2.559 \cdot 10^{-4}$$

$$N_s := |\varepsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_{p.tot} = 50.162 \text{ kN}$$

$$E_{middel} := \frac{(M_k + M_L)}{\frac{M_k}{E_{cm}} + \frac{M_L}{E_{cL}}} = (2.19 \cdot 10^{10}) \text{ Pa}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn} := \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{middel} \cdot A_c} + \frac{N_s \cdot (e_1)^2}{E_{middel} \cdot I_c} = 2.723 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning i armering grunnet svinn

$$\Delta\sigma_{p.svinn} := \Delta\varepsilon_{p.svinn} \cdot E_p = 53.378 \text{ MPa}$$

Tap av spenning i armering grunnet svinn



Prosentvis tap svinn:

$$ST := \frac{\Delta\sigma_{p.svinn}}{\sigma_{FLE}} \cdot 100 = 3.757$$

### Relaksasjon:

Antar relaksasjonsklasse 2

$$\rho_{1000} := 2.5$$

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pm0} = (1.395 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{pk} = (1.86 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$\mu_r := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75$$

Absoluttverdi av initielle forspenning. Ved etteroppspanning er  $\sigma_{pi} := \sigma_{pm0}$

$$t_{rL} := 438000$$

50 år etter oppspanning, 438 000 timer

$$\Delta\sigma_{pr.L} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_r} \cdot \left( \frac{t_{rL}}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_r)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{FLE} = 67.515 \text{ MPa}$$

Prosentvis tap relaksasjon, korttid:

$$RT := \frac{\Delta\sigma_{pr.L}}{\sigma_{pi}} \cdot 100 = 4.84$$

Oppsummering av tidsavhengige tap:

Tidsavhengige tap i %:

$$KSR := KT + ST + RT = 10.883$$

$$\sigma_{KSR} := \sigma_{FLE} - \Delta\sigma_{p.kryp} - \Delta\sigma_{p.svinn} - \Delta\sigma_{pr.L} = (1.268 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{KSR} := \sigma_{p.max} - \sigma_{KSR} = 220.434 \text{ MPa}$$

Spenning etter tap, både kort- og langtid

$$\Delta P_{KSR} := P_{max.tot} \cdot \frac{KSR + \frac{KT_{aktiv} + KT_{passiv}}{2}}{100} = 228.987 \text{ kN} \quad \text{Totalt spennkraft tap}$$

$$P_{etter.tap} := P_{max.tot} - \Delta P_{KSR} = (1.259 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Spennkraft etter tap

Prosentvis oppspenningskraft etter tap:

$$Prosent.tap := \frac{P_{etter.tap}}{P_{max.tot}} \cdot 100 = 84.611$$

Prosentvis spennkrafttap etter kort og langtidstap:

$$100 - Prosent.tap = 15.389$$

Oppspenningskraft per kabel:

$$F_{p0} := \frac{P_{etter.tap}}{n} = 188.852 \text{ kN}$$

Stadium II

Fra Sørensen s. 266

$$M_g := 0.0703 \cdot (g \cdot b \cdot 1.35) \cdot l^2 = 213.195 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_q := 0.0703 \cdot (p \cdot b \cdot 1.05) \cdot l^2 = 53.147 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_P := P_{etter.tap} \cdot e_1 = 132.196 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s := (1.1 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{middel}} = 8.951$$

$$\rho := \frac{A_p}{b \cdot d} = 5.66 \cdot 10^{-4}$$

$$\Omega := \frac{3}{\frac{l}{d}} = 0.066$$

Tøyingsreduksjon for risset tverrsnitt

$$N := P_{etter.tap} = (1.259 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$a_1 := \frac{M_g + M_q - M_P}{N} = 106.548 \text{ mm}$$

Trykksonehøyden  $\alpha_n$  er ukjent.  
Setter opp likevektsligninger for å finne  $\alpha_n$

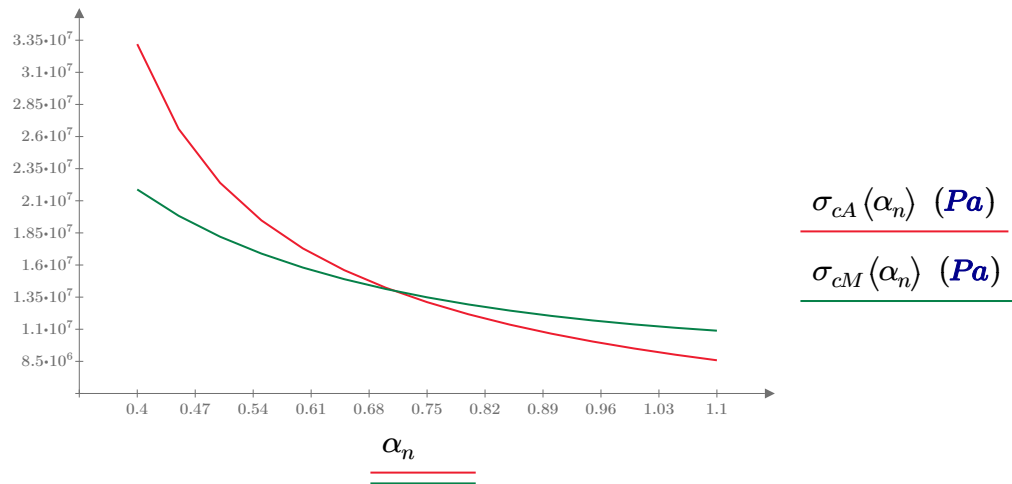
$$\sigma_{cA}(\alpha_n) := \frac{N}{b \cdot d} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2} \cdot \alpha_n - \left( \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{E_s}{E_{middel}} \right) \cdot \frac{1 - \alpha_n}{\alpha_n}}$$

Aksiallikevektsligning

$$\sigma_{cM}(\alpha_n) := \frac{N}{b \cdot d} \cdot \frac{2(e_1 + a_1)}{d} \cdot \frac{1}{\alpha_n \cdot \left( 1 - \frac{\alpha_n}{3} \right)}$$

Momentlikevektsligning

$$\alpha_n := 0.4, 0.45 \dots 1.1$$



$$\alpha_n := 0.70$$

Tap i Stadium II

Spenningsendring i Stadium II:

Sørensen s.271

$$\sigma_c := \sigma_{cM}(\alpha_n) = 14.134 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c.risset} := \frac{\sigma_c}{E_{middel}} = 6.455 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.risset} := \frac{\varepsilon_{c.risset} \cdot (1 - \alpha_n)}{\alpha_n} = 2.766 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{p.risset} := (\Delta\varepsilon_{p.risset} - \varepsilon_{cs} - \varepsilon_{ck.kryp}) \cdot E_p = -28.037 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p.risset} := \Delta\sigma_{pr.L} - \Delta\sigma_{p.risset} = 95.551 \text{ MPa}$$

$$Tap.risset := \frac{\sigma_{p.risset}}{\sigma_{FLE}} \cdot 100 = 6.724 \quad \text{Tap i risset tilstand i prosent}$$

Antar risset tverrsnitt og bruker verdiene fra Tap.risset videre i beregningene

$$\sigma_{KSR} := \sigma_{FLE} - \sigma_{FLE} \cdot \frac{Tap.risset}{100} = (1.325 \cdot 10^3) \text{ MPa} \quad \text{Spenning etter tap, både kort- og langtid}$$

$$\Delta\sigma_{KSR} := \sigma_{p.max} - \sigma_{KSR} = 162.606 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{KSR} := P_{max.tot} \cdot \frac{Tap.risset + \frac{KT_{aktiv} + KT_{passiv}}{2}}{100} = 167.115 \text{ kN} \quad \text{Totalt spennkrafttap}$$

$$P_{etter.tap} := P_{max.tot} - \Delta P_{KSR} = (1.321 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{Spennkraft etter tap}$$

Prosentvis oppspenningskraft etter tap:

$$Prosent.tap := \frac{P_{etter.tap}}{P_{max.tot}} \cdot 100 = 88.769$$

Prosentvis spennkrafttap etter kort og langtidstap:

$$100 - Prosent.tap = 11.231$$

Oppspenningskraft per kabel:

$$F_{p0} := \frac{P_{etter.tap}}{n} = 198.133 \text{ kN}$$

## VEDLEGG 2C - Testdekke

### Spennkraft

Friksjonstap:

$$\mu := 0.05$$

$$k := 0.01 \text{ m}^{-1}$$

$$x_2 := 0.063 \text{ m}$$

Hentet fra KB Spenneteknikk.  
Antar at spennkablene fra  
Nedri har samme verdier  
hvor det ikke er oppgitt

$$\theta_1 := \frac{2 e_1}{\frac{0.9 l}{2}} = 0.033 \text{ rad}$$

$$\theta_2 := \frac{2 \cdot (e_1 + x_2)}{\frac{0.9 l}{2}} = 0.057 \text{ rad}$$

$$\theta_3 := \frac{2 \cdot (e_2 - x_2)}{0.1 l} = 0.045 \text{ rad}$$

$$\theta := 2 (\theta_1 + \theta_2 + \theta_3) = 0.27 \text{ rad}$$

Kabelens vinkelendring som  
følge av eksentrisitet

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

$$x := 24 \text{ m}$$

Kabelens totale lengde

$$\Delta P_\mu := P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\theta + k \cdot x)}) = 3.475 \text{ kN}$$

Spennkrafttap som følge av  
friksjon

$$\Delta P_{\mu.tot} := n \cdot \Delta P_\mu = 15.442 \text{ kN}$$

Totalt spennkrafttap av alle  
kabler

$$A_{p.tot} := n \cdot A_p = 411.378 \text{ mm}^2$$

Totalt areal av spennarmering

$$\Delta\sigma_{f.p} := \frac{\Delta P_{\mu.tot}}{A_{p.tot}} = 37.538 \text{ MPa}$$

Spenningstap pga. friksjon

$$FT := \frac{\Delta\sigma_{f.p}}{\sigma_{p.max}} \cdot 100 = 2.448$$

Prosentvis tap pga. friksjon

### Låsetap:

Kaller den totale lengden til spennkabelene:

$$l_{tot} := 24 \text{ m}$$

$$\Delta_{set} := 0.004 \text{ m}$$

Låsetap oppgitt av KB Spenneteknikk

$$a := \frac{\Delta P_{\mu.tot}}{l_{tot}} = 0.643 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Stigningstall fra friksjonstapet

$$L_{set} := \sqrt{\frac{\Delta_{set} \cdot E_p \cdot A_{p.tot}}{a}} = 22.897 \text{ m}$$

Hvor langt inn på kabel friksjonen virker

$L_{set} < l_{tot}$  Låsetap går mot 0 for passiv forankring

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

Aktiv forankring:

Hvis  $L_{set} < l_{tot}$  kan vi bruke følgende formel, siden det ikke er tap i passiv ende:

$$\Delta P_{laas.aktiv} := 2 \cdot a \cdot L_{set} = 29.465 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{laas.aktiv} := \frac{\Delta P_{laas.aktiv}}{A_{p.tot}} = 71.625 \text{ MPa}$$

Spenningstap i aktiv ende

Prosentvis tap pga. låsetap:

$$LT_{aktiv} := \frac{\Delta\sigma_{laas.aktiv}}{\sigma_{p.max}} \cdot 100 = 4.67$$

Prosentvis tap i aktiv ende

Siden  $L_{set} < L_{tot}$  går låsetap mot 0 ved passiv forankring, og  $LT = LT_{aktiv}$

$$LT := LT_{aktiv} = 4.67$$

Samlet prosent tap pga låsetap

$$P_{maks.red} := P_{max} \cdot \left( \frac{100 - LT}{100} \right) = 131.555 \text{ kN}$$

Elastisk deformasjon:

$$n_1 := 4$$

$$y := \frac{t}{2} = 0.135 \text{ m}$$

Halvparten av det totale antall kabler på 1,8m, da systemblokk kunne spenne opp to og to kabler samtidig

$$P_{max.tot} := \sigma_{p.max} \cdot A_{p.tot} = 630.889 \text{ kN}$$

$$A_c := b \cdot t = (2.7 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

tverrsnittsareal betong

$$I_c := \frac{b \cdot t^3}{12} = (1.64 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$M_0 := P_{maks.red} \cdot e_1 = 11.84 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Primærmoment. Her beregnet med  $e_1$ , som er samme verdi som  $e_2$

$$\Delta\sigma_c := \frac{-n \cdot P_{maks.red}}{A_c} + \frac{n \cdot M_0}{I_c} \cdot y = 2.166 \text{ MPa}$$

$$j := \frac{(n_1 - 1)}{2 \cdot n_1} = 0.375$$

Faktor basert på hvor mange kabler som blir spent opp etter hverandre. Har valgt at to og to kabler spennes opp suksessivt



$$E_{cm} = (3.6 \cdot 10^4) \text{ MPa} \quad E_p = (2.05 \cdot 10^5) \text{ MPa}$$

$$A_{p.tot} = 411.378 \text{ mm}^2$$

$$\Delta P_{el} := A_p \cdot E_p \cdot \frac{j \cdot \Delta \sigma_c}{E_{cm}} = 0.428 \text{ kN}$$

Oppspenningstap som følge av elastisk deformasjon

$$EL := \frac{\Delta P_{el}}{P_{maks.red}} \cdot 100 = 0.325$$

Prosentvis tap som følge av elastisk deformasjon

### Endelig kortidstap:

Elastisk deformasjon virker på begge forankringer  
 Friksjonstap virker kun på passiv forankring  
 Låsetap virker på aktiv forankring

Prosentvis tap aktiv ende:

$$KT_{aktiv} := LT_{aktiv} + EL = 4.996$$

Prosentvis tap passiv ende:

$$KT_{passiv} := EL + FT = 2.773$$

Oppspennings- og spenningstap i aktiv ende:

$$\Delta P_{aktiv} := P_{max.tot} \cdot \frac{KT_{aktiv}}{100} = 31.518 \text{ kN}$$

Oppspenningstap aktiv ende

$$P_{aktiv} := P_{max.tot} - \Delta P_{aktiv} = 599.371 \text{ kN}$$

Initiell oppspenning i aktiv ende

$$\Delta \sigma_{aktiv} := \frac{\Delta P_{aktiv}}{A_{p.tot}} = 76.615 \text{ MPa}$$

Spenningsendring

$$\sigma_{aktiv} := \sigma_{p.max} - \Delta \sigma_{aktiv} = (1.457 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

Initiell spenning i aktiv ende

Oppspennings- og spenningstap i passiv ende:

$$\Delta P_{passiv} := P_{max.tot} \cdot \frac{KT_{passiv}}{100} = 17.495 \text{ kN}$$

Oppspenningstap

$$P_{passiv} := P_{max.tot} - \Delta P_{passiv} = 613.394 \text{ kN}$$

Initiell oppspenning i passiv ende

$$\Delta P_{passiv}$$

$$\Delta\sigma_{passiv} := \frac{\Delta P_{passiv}}{A_{p.tot}} = 42.528 \text{ MPa}$$

Spenningsendring

$$\sigma_{passiv} := \sigma_{p.max} - \Delta\sigma_{passiv} = (1.491 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

Initiell spenning i passiv ende

Samlet korttidstap i prosent

Netto initiell spenning:

$$\sigma_{FLE} := \frac{\sigma_{aktiv} + \sigma_{passiv}}{2} = (1.474 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

Netto initiell oppspenning:

$$P_{0.tot} := \frac{P_{aktiv} + P_{passiv}}{2} = 606.383 \text{ kN}$$

$$P_0 := \frac{P_{0.tot}}{n} = 136.436 \text{ kN}$$

Verdi som brukes for å beregne langtidstap

### Langtidstap

$$P_k := 0 \quad P_{max} = 138 \text{ kN}$$

Kryp:

$$g_k := g \cdot b = 6.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

I Systemblokktesten sitt tilfelle, belastes den kun med egenvekt frem til test, og  $P_k$  er derfor lik null

$$M_k := \frac{g_k \cdot l^2}{8} = 121.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.red} := P_0 \cdot e_1 = 12.279 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tk} := -M_{p.red} \cdot n + M_k = 66.926 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

ML(langtid) er i dette tilfellet det samme som  $M_k$ (korttid), da det kun er egenlast som virker frem til test.

$$M_L := M_k = 121.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tL} := -M_{p.red} \cdot n + M_L = 66.926 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{cm} := \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} + 8 = 74 \quad (\text{EC2 tabell 3.1})$$

$$t_{50} := 27.778$$

$t_0$  og  $t_{50}$  er betongalder ved henholdsvis belastning og langtid for langtid

$$t_0 := t_{50} - 4 = 23.778$$

Bruker en middelværdi da betongen har to forskjellige aldre, se beregning for svinn. Antar belastning (ved oppspenning) en uke før test.

$$RH := 80$$

Utendørs forhold

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} = 0.592 \quad \alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} = 0.861 \quad \alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} = 0.688$$

$$\beta_{f,cm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 1.953$$

$$\beta_{t,0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.504$$

$$u := 2 \cdot b + 2 \cdot t = (2.54 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Omkrets av betongen i kontakt med luft. For Systemblokktesten vil denne også ha kontakt på sidene

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 212.598 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittstykkelse

$$\varphi_{RH} := \left[ 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0 \cdot \frac{1}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = [1.032] \quad f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f,cm} \cdot \beta_{t,0} = [1.015]$$

$$\beta_H := 1.5 \cdot \left[ 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 \cdot \frac{1}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3 = [643.775] \quad f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_H := 522.089$$

$$\beta_c := \left[ \frac{t_{50} - t_0}{(\beta_H + t_{50} - t_0)} \right]^{0.3} = [0.231]$$

$$\varphi := \varphi_0 \cdot \beta_c = 0.235$$

Kryptall

$$E_{cL} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = (2.915 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

$$N := -P_{0.tot} = -606.383 \text{ kN}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cL}} = 7.032$$

$$\sigma_{c.krypp.k} := \frac{N}{A_c} + \frac{M_{tk}}{I_c} \cdot e_1 = 1.426 \frac{N}{mm^2}$$

Spenninger i betongen kort tid

$$\sigma_{c.krypp.L} := \frac{N}{A_c} + \frac{M_{tL}}{I_c} \cdot e_1 = 1.426 \frac{N}{mm^2}$$

Spenninger i betongen langtid

$$\Omega := \frac{8}{15} + \frac{2}{15} \cdot \frac{e_2}{e_1} = 0.667$$

Reduksjonsfaktor, tøying i kabel

$$\varepsilon_{cL.krypp} := \frac{\sigma_{c.krypp.L}}{E_{cL}} = 4.893 \cdot 10^{-5}$$

Tøyninger betong, langtid

$$\Delta\varepsilon_{pL} := \Omega \cdot \varepsilon_{cL.krypp} = 3.262 \cdot 10^{-5}$$

Tøying armering, langtid

$$\Delta\sigma_{pL} := \Delta\varepsilon_{pL} \cdot E_p = 6.687 \frac{N}{mm^2}$$

Spenningsendring armering, langtid

$$\varepsilon_{ck.krypp} := \frac{\sigma_{c.krypp.k}}{E_{cm}} = 3.962 \cdot 10^{-5}$$

Tøyninger betong, korttid

$$\Delta\varepsilon_{pk} := \Omega \cdot \varepsilon_{ck.krypp} = 2.641 \cdot 10^{-5}$$

Tøying armering, korttid

$$\Delta\sigma_{pk} := \Delta\varepsilon_{pk} \cdot E_p = 5.415 \frac{N}{mm^2}$$

Spenningsendring armering korttid

$$\Delta\sigma_{p.krypp} := \Delta\sigma_{pL} - \Delta\sigma_{pk} = 1.272 \text{ MPa}$$

Samlet spenningsendring

Prosentvis kryptap:

$$KT := \frac{\Delta\sigma_{p.krypp}}{\sigma_{FLE}} \cdot 100 = 0.086$$

**Svinn:**

$$k_h := 0.78$$

$k_h$  funnet ved interpolasjon,  
Tabell 3.3 EC2 for h=270

$$RH := 80$$

RH=80 for utendørs forhold

$$RH_0 := 100$$

$$f_{cm,0} := 10$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = [0.756]$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} \cdot \frac{1}{mm} = 212.598$$

Effektiv tverrsnittstykkelse i  
mm.

$$\alpha_{ds1} := 4$$

Sementklasse N

$$\alpha_{ds2} := 0.12$$

Nominal verdi for svinntøyning:

$$\epsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm,0}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 1.746 \cdot 10^{-4}$$

Uttørkningsvinn:

$$t_{svinn} := (15 + 18) \cdot \frac{80}{270} + 18 = 27.778 \quad \text{middelverdi pga ulik alder på påstøp og plattendecke}$$

$$t_{S.svinn} := 1 \quad \text{betongens alder ved avslutning av herdetiltak}$$

$$\beta_{ds}(t, t_S) := \frac{(t_{svinn} - t_{S.svinn})}{(t_{svinn} - t_{S.svinn}) + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 0.178 \quad \text{EC2 3.1.4 (3.10)}$$

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds}(t_{svinn}, t_{S.svinn}) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd.0} = 2.419 \cdot 10^{-5}$$

Autogent svinn:

$$\beta_{as}(t) := 1 - e^{(-0.2 \cdot t_{svinn}^{0.5})} = 0.651$$

$$\varepsilon_{ca.\infty} := 2.5 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 1.4 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) := \beta_{as}(t_{svinn}) \cdot \varepsilon_{ca.\infty} = 9.121 \cdot 10^{-5}$$

Total svinntøyning:

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca.\infty} = 1.642 \cdot 10^{-4}$$

$$N_s := |\varepsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_{p.tot} = 13.846 \text{ kN}$$

$$E_{middel} := E_{cL}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn} := \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{middel} \cdot A_c} + \frac{N_s \cdot (e_1)^2}{E_{middel} \cdot I_c} = 1.683 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning i armering grunnet svinn

$$\Delta\sigma_{p.svinn} := \Delta\varepsilon_{p.svinn} \cdot E_p = 34.5 \text{ MPa}$$

Tap av spenning i armering grunnet svinn

Prosentvis tap svinn:

$$ST := \frac{\Delta\sigma_{p.svinn}}{\sigma_{FLE}} \cdot 100 = 2.341$$

### Relaksasjon:

Antar relaksasjonsklasse 2

$$\rho_{1000} := 2.5$$

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pm0} = (1.395 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Absoluttverdi av initielle forspenning. Ved etteroppspanning er  $\sigma_{pi} := \sigma_{pm0}$

$$f_{pk} = (1.917 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

$$\mu_r := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.728$$

Vi tester 4 dager etter oppspenning, t=96 timer

$$t_{rk} := 96$$

$t_{rk}$  er tid etter oppspenning

$$\Delta\sigma_{pr.k} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_r} \cdot \left( \frac{t_{rk}}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_r)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{FLE} = 11.326 \frac{N}{mm^2}$$

$$t_{rL} := 438000$$

50 år etter oppspenning, 438 000 timer

$$\Delta\sigma_{pr.L} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_r} \cdot \left( \frac{t_{rL}}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_r)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{FLE} = 63.295 \text{ MPa}$$

Prosentvis tap relaksasjon, korttid:

$$RT := \frac{\Delta\sigma_{pr.k}}{\sigma_{pi}} \cdot 100 = 0.812$$

Oppsummering av tidsavhengige tap:

Tidsavhengige tap i %:

$$KSR := KT + ST + RT = 3.239$$

$$\sigma_{KSR} := \sigma_{FLE} - \Delta\sigma_{p.kryp} - \Delta\sigma_{p.svinn} - \Delta\sigma_{pr.k} = (1.427 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

Spenning etter tap, både kort- og langtid

$$\Delta\sigma_{KSR} := \sigma_{p.max} - \sigma_{KSR} = 106.669 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{KSR} := P_{max.tot} \cdot \frac{KSR + \frac{KT_{aktiv} + KT_{passiv}}{2}}{100} = 44.939 \text{ kN} \quad \text{Totalt spennkraft tap}$$

$$P_{etter.tap} := P_{max.tot} - \Delta P_{KSR} = 585.95 \text{ kN}$$

Spennkraft etter tap

Prosentvis oppspenningskraft etter tap:

$$Prosent.tap := \frac{P_{etter.tap}}{P_{max.tot}} \cdot 100 = 92.877$$

Prosentvis spennkrafttap etter kort og langtidstap:

$$100 - Prosent.tap = 7.123$$

Oppspenningskraft per kabel:

$$F_{p0} := \frac{P_{etter.tap}}{n} = 131.839 \text{ kN}$$

$$N := P_{etter.tap} = 585.95 \text{ kN}$$

Det er antatt urisset frem til pålasting. Tap i risset tilstand vil derfor ikke beregnes for testdekket.



## Vedlegg 3 - Bruddgrensetilstand

## VEDLEGG 3A - Boligdekke

### Bruddgrensetilstand

$$e_1 = 0.09 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.09 \text{ m}$$

$$L := l = 15 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$n = 6.667$$

$$t = 0.27 \text{ m}$$

$$d = 0.225 \text{ m}$$

Spennarmering:

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa} \quad f_{po.1k} := 1670 \text{ MPa}$$

$$A_{p.tot} := A_p \cdot n = 1000 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_s := 1.15$$

Maks tillatt oppspening og oppspenningskraft:

$$\sigma_{p.max} := 1488 \text{ MPa}$$

Maks oppspening

$$P_{max} := \sigma_{p.max} \cdot A_p = 223.2 \text{ kN}$$

Maks oppspenningskraft per kabel

## Svinndifferanse

Plattendekke:

$$t_{svinn.pl} := 7$$

Er hvor mange dager  
plattendekket herder før  
påstøp støpes

$$t_{S.svinn.pl} := 1$$

betongens alder ved  
avslutning av herdetiltak

$$t_p := 80 \text{ mm}$$

Tykkelse plattendekke

$$t_{pa} := 190 \text{ mm}$$

Tykkelse påstøp

$$A_{c.p} := t_p \cdot b = (8 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal plattendekke

$$u_p := 2 \cdot t_p + 2 \cdot b = (2.16 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

omkrets som er eksponert  
for uttørking frem til påstøp  
støpes ut.

$$h_{0.p} := \frac{2 \cdot A_{c.p}}{u_p} \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 74.074$$

Effektiv tverrsnittstykkelse  
plattendekke i mm

$$\beta_{ds}(t, t_S) := \frac{(t_{svinn.pl} - t_{S.svinn.pl})}{(t_{svinn.pl} - t_{S.svinn.pl}) + 0.04 \cdot \sqrt{h_{0.p}^3}} = 0.19$$

$$\varepsilon_{cd.7} := \beta_{ds}(t_{svinn.pl}, t_{S.svinn.pl}) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd.0} = 5.984 \cdot 10^{-5}$$

Uttørkningsvinn for  
plattendekke etter 7  
dager

Autogent svinn for plattendekke etter  
7 dager:

$$\beta_{as}(t) := 1 - e^{(-0.2 \cdot t_{svinn.pl}^{0.5})} = 0.411$$

$$\varepsilon_{ca}(t) := \beta_{as}(t_{svinn.pl}) \cdot 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 3.595 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cs.7} := \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd.7} = 9.58 \cdot 10^{-5}$$

Totalt svinn etter 7 dager

Uttørkningsvinn for  
plattendekke ved påføring av  
laster, etter 28 dager:

$$t_{svinn.pl.2} := 28$$

$$t_{S.svinn.pl} := 1$$

$$A_{c.p2} := t_p \cdot b = (8 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$u_{p2} := \left( b \cdot \frac{21}{28} \right) + \left( (2 \cdot t_p + 2 \cdot b) \cdot \frac{7}{28} \right) = (1.29 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$h_{0.p2} := \frac{2 \cdot A_{c.p2}}{u_{p2}} \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 124.031$$

$$\beta_{ds}(t_s, t_S) := \frac{(t_{svinn.pl.2} - t_{S.svinn.pl})}{(t_{svinn.pl.2} - t_{S.svinn.pl}) + 0.04 \cdot \sqrt{h_{0.p2}^3}} = 0.328$$

$$\beta_{ds}(t_{svinn.pl.2}, t_{S.svinn.pl}) = 0.328$$

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds}(t_{svinn.pl.2}, t_{S.svinn.pl}) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd.0} = 1.031 \cdot 10^{-4}$$

Autogent svinn for plattendekke etter  
28 dager:

$$\beta_{as}(t) := 1 - e^{(-0.2 \cdot t_{svinn.pl.2}^{0.5})} = 0.653$$

$$\varepsilon_{ca}(t) := \beta_{as}(t_{svinn.pl.2}) \cdot 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 5.713 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cs.28} := \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd} = 1.603 \cdot 10^{-4}$$

Totalt svinn i plattendekke  
etter 28 dager

Svinn i plattendekket mellom  
dag 7 og 28:

$$\varepsilon_{cs.28} - \varepsilon_{cs.7} = 6.447 \cdot 10^{-5}$$

## Svinn i påstøp

Påstøp legges etter 7 dager, og herder frem til pålasting etter 28 dager.

$$t_{svinn.pa} := 21$$

Betong påstøp herdetid frem til pålasting

$$t_{S.svinn.pa} := 1$$

betongens alder ved avslutning av herdetiltak

$$A_{c.pa} := t_{pa} \cdot b = (1.9 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$u_{pa} := b = (1 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$h_{0.pa} := \frac{2 \cdot A_{c.pa}}{u_{pa}} \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 380$$

$$\beta_{ds}(t_s, t_S) := \frac{(t_{svinn.pa} - t_{S.svinn.pa})}{(t_{svinn.pa} - t_{S.svinn.pa}) + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 0.101$$

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds}(t_{svinn.pa}, t_{S.svinn.pa}) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd.0} = 3.182 \cdot 10^{-5}$$

Uttørkningsvinn for påstøp etter 21 dager

Autogent svinn for påstøp etter 21 dager:

$$\beta_{as}(t) := 1 - e^{(-0.2 \cdot t_{svinn.pa}^{0.5})} = 0.6$$

$$\varepsilon_{ca}(t) := \beta_{as}(t_{svinn.pa}) \cdot 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 5.251 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cs.pa} := \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd} = 8.433 \cdot 10^{-5}$$

Totalt svinn etter 21 dager

Svinndifferansen mellom  
plattendekke og påstøpen

$$\Delta\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cs.pa} - (\varepsilon_{cs.28} - \varepsilon_{cs.7}) = 1.986 \cdot 10^{-5}$$

$$t_{plattendekke} := 80 \text{ mm} \quad e_{pl} := \frac{t}{2} - \frac{t_{plattendekke}}{2} = 0.095 \text{ m}$$

$$N_{\Delta cs} := t_{plattendekke} \cdot b \cdot \Delta\varepsilon_{cs} \cdot E_{cL} = 21.798 \text{ kN}$$

Aksialkraft fra  
svinndifferanse

$$M_{\Delta cs} := N_{\Delta cs} \cdot e_{pl} = 2.071 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra svinndifferanse

$$K_s := \frac{M_{\Delta cs}}{E_{middel} \cdot I_c} = (6.419 \cdot 10^{-8}) \frac{1}{\text{mm}}$$

Krumning fra svinndifferanse

Bruddspenning:

$$\sigma_{KSR} := 1.211 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{ULS} := 100 \text{ MPa}$$

EC2 NA.5.10.8

$$f_{pd} := \left[ \frac{\sigma_{KSR} + \Delta\sigma_{ULS}}{\gamma_s} \right] = [1.14 \cdot 10^3] \text{ MPa}$$

$$gEd := 1.2 \cdot 0.270 \cdot m \cdot 25 \cdot \frac{kN}{m^2} = 8.1 \frac{kN}{m}$$

$$pEd := 1.5 \cdot 3.0 \cdot \frac{kN}{m^2} \cdot 1 \text{ m} = 4.5 \frac{kN}{m}$$

$$f_{cd} := 25.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Grunnet B45

$$h := 0.1215 \text{ m}$$

Hentet fra k-bjelke og interpolasjon

$$h_s := 0.027 \text{ m}$$

$$fp_{0.1k} := 1670 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \text{som videre gir initiell } \sigma_{p0} \text{ lik:}$$

$$\sigma_{p0} := 0.95 \cdot fp_{0.1k} = (1.587 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Redusert for alle spennkrafttap blir så  $\sigma_{p0}'$  lik:

$$\sigma_{p0}' := \sigma_{p0} \cdot \frac{\text{Prosent.tap}}{100} = (1.348 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

$$P := \sigma_{p0}' \cdot A_p \cdot n = (1.348 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$q_1 := \frac{8 \cdot P \cdot h}{(0.9 \cdot L)^2} = 7.19 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_2 := \frac{8 \cdot P \cdot h_s}{(0.2 \cdot L)^2} = 32.354 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tilfelle I:

$$\text{støttemoment} := \frac{q_1 \cdot L^2}{8} = 202.214 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{feltmoment.midt} := \frac{q_1 \cdot L^2}{16} = 101.107 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{feltmoment.maks} := \frac{9}{128} \cdot q_1 \cdot L^2 = 113.745 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tilfelle II:

$$q := q_1 + q_2 = 39.544 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$a := L - (L \cdot 0.1) = 13.5 \text{ m}$$

Opplagerkraft i venstre ende:

$$R := \frac{q \cdot (L - a)^3 \cdot (3L + a)}{8 \cdot L^3} = 0.289 \text{ kN}$$

Moment ved innspenning:

$$M := R \cdot L - \frac{q}{2} (L - a)^2 = -40.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Endelig momentforløp fra forspenning, totalmoment:

$$M_{p,\text{felt.midt}} := \text{feltmoment.midt} - (R \cdot (0.5 \cdot L)) = 98.938 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,\text{felt.maks}} := \text{feltmoment.maks} - (R \cdot (0.375 \cdot L)) = 112.119 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,\text{støtte}} := \text{støttemoment} + M = 162.064 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Primærmoment i felt og støtte er likt, fordi  $e_1=e_2$ :

$$P_1 := P \cdot e_1 = 121.328 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.felt.midt} := P_1 - M_{p.felt.midt} = 22.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment

$$M_{T.felt.maks} := P_1 - M_{p.felt.maks} = 9.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.støtte} := M_{p.støtte} - P_1 = 40.736 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Design moment over støtte:

$$M_{gEd} := 0.125 (g \cdot b \cdot 1.35) \cdot L^2 = 294.258 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

egenlast og moment fra svinndifferanse

$$M_{pEd} := 0.125 \cdot (p \cdot b \cdot 1.05) \cdot L^2 = 59.063 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nyttelast

$$M_{T.støtte} = 40.736 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment

$$M_{\Delta cs} = 2.071 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra svinndifferanse

$$M_{Ed.støtte} := M_{gEd} + M_{pEd} - 0.9 M_{T.støtte} + M_{\Delta cs} = 318.729 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{p.tot} = (1 \cdot 10^{-3}) \text{ m}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

Bruker senteravstand  $s=90\text{mm}$  og  $\phi=16\text{ mm}$

$$S_p := (\sigma_{p0'} + \Delta\sigma_{ULS}) \cdot \frac{A_{p.tot}}{\gamma_s} = (1.259 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\alpha := \frac{S_p + 435 \text{ MPa} \cdot \left( \frac{1000}{90} \cdot \pi \cdot (8 \text{ mm})^2 \right)}{0.8 \cdot 25.5 \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 225 \text{ mm}} = 0.486$$

$$M_{Rd.støtte} := 0.8 \alpha \cdot (1 - 0.4 \alpha) b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 404.381 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK!}$$

$$\text{Utnyttelsesgrad: } \frac{M_{Ed.støtte}}{M_{Rd.støtte}} = 0.788$$

Design moment i felt:

$$M_{gEd} := 0.0703 \cdot (7.75 \cdot 1.35) \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L^2 = 165.491 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pEd} := 0.0703 \cdot (2 \cdot 1.05) \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L^2 = 33.217 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.felt.midt} = 22.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.felt} := M_{gEd} + M_{pEd} + 1.1 M_{T.felt.midt} + M_{\Delta cs} = 225.407 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Bruker senteravstand  $s=240\text{mm}$  og  $\phi=12 \text{ mm}$

$$\alpha := \frac{S_p + 435 \text{ MPa} \cdot \left( \frac{1000}{240} \cdot \pi \cdot (6 \text{ mm})^2 + \left( 3 \cdot 2 \cdot \pi \cdot \left( \frac{6 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{1.8} \right) \right)}{0.8 \cdot 25.5 \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 225 \text{ mm}} = 0.328$$

$$M_{Rd.felt} := 0.8 \alpha \cdot (1 - 0.4 \alpha) b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 294.245 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK!}$$

$$\text{Utnyttelsesgrad: } \frac{M_{Ed.felt}}{M_{Rd.felt}} = 0.766$$

Minimumsarmering:

$$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$$

$$d_s := 0.235 \text{ m}$$

$$A_{s,min} := 0.26 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b \cdot d_s = 464.36 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} \geq 0.0013 \cdot b \cdot d_s \quad \text{OK!}$$

Velger  $\varphi 12$   $r := 6 \text{ mm}$

$$\varphi 12 := r^2 \cdot \pi = 113.097 \text{ mm}^2$$

s=240 gir  $A_s$  4.1667 per meter

$$n_{\text{antall.stenger}} := \frac{A_{s,min}}{\varphi 12} = 4.106$$

Trenger 4.1.06  $\varphi 12$  per meter **OK!**

$$A_{s,s} := \varphi 12 \cdot \frac{1}{0.240} = 471.239 \text{ mm}^2$$

Underkantsarmering

Har i tillegg armering fra gitterdragere.

Armering fra gitterdragere vil i underkant ligge i samme høyde som slakkarmering underkant. Tar derfor med bidraget fra disse. Her er diameter 6mm. Det er tre gitterdragere med 2 undergurter i hver.

$$A_{s,gitterdrager} := 3 \cdot 2 \cdot \pi \cdot \left( \frac{6 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{1.8} = 94.248 \text{ mm}^2$$

$$A_s := A_{s,s} + A_{s,gitterdrager} = 565.487 \text{ mm}^2$$

**Skjærdimensjonering:**

$$V_{Ed} > V_{Rd}$$

$$\gamma_g \cdot V_g + \gamma_{pEd} \cdot V_{pEd} + \gamma_P + V_P > V_{Rd}$$

Skjærkrefter fra egenlast:

$$V_{gA} := \frac{3}{16} \cdot gEd \cdot L = 22.781 \text{ kN}$$

$$V_{gB} := \frac{5}{16} \cdot gEd \cdot L = 37.969 \text{ kN}$$

$$V_{gC} := -V_{gA} = -22.781 \text{ kN}$$

Skjærkrefter fra nyttelast:

$$V_{pEd.A} := \frac{3}{16} \cdot pEd \cdot L = 12.656 \text{ kN}$$

$$V_{pEd.B} := \frac{5}{16} \cdot pEd \cdot L = 21.094 \text{ kN}$$

$$V_{pEd.C} := -V_{pEd.A} = -12.656 \text{ kN}$$

Skjærkrefter fra oppspenningskraft:

$$V_{P.A} := \frac{3 \cdot P \cdot \left( e_1 + \frac{e_2}{2} \right)}{L} = 36.398 \text{ kN}$$

$$V_{P.B} := \frac{5 \cdot P \cdot \left( e_1 + \frac{e_2}{2} \right)}{L} = 60.664 \text{ kN}$$

$$V_{P.C} := \frac{3 \cdot P \cdot \left( e_1 - \frac{e_2}{2} \right)}{L} = 12.133 \text{ kN}$$

Disse vil være motsatt rettet av skjærkreftene fra egen- og nyttelast.

$$V_{Ed.A} := V_{gA} \cdot 1.35 + V_{pEd.A} \cdot 1.05 - 0.9 V_{P.A} = 11.285 \text{ kN}$$

Skjærkrefter opplegg A

$$V_{Ed.B} := V_{gB} \cdot 1.35 + V_{pEd.B} \cdot 1.05 - 0.9 V_{P.B} = 18.809 \text{ kN}$$

Skjærkrefter opplegg B

$$V_{Ed.C} := V_{gC} \cdot 1.35 + V_{pEd.C} \cdot 1.05 - 0.9 V_{P.C} = -54.963 \text{ kN}$$

Skjærkrefter opplegg C

Skjærkreftene er størst i opplegg C, og denne skjærkraften vil da bli dimensjonerende

$$V_{Ed} := -V_{Ed.C} = 54.963 \text{ kN}$$

### Skjærkraftkapasitet:

$$\gamma_p := 0.9$$

$$N_{Ed} := \gamma_p \cdot P = (1.213 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$A_c = 0.27 \text{ m}^2$$

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$d_s = 0.235 \text{ m}$$

$$k_1 := 0.15$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_s}} = 1.923$$

$$k_2 := 0.18$$

$k_2 = 0.18$  for tilslagsstørrelser større enn 16 mm NA 6.2.2(1)

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

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 4.494 \text{ MPa}$$

$$A_s = 565.487 \text{ mm}^2$$

$$\rho_L := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00251$$

$$V_{Rd.c} := \left[ C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d_s = ?$$

MÅ REGNES PÅ NYTT

$$V_{Rd.c} := 280.09 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c} > V_{Ed}$$

OK! Trenger ikke beregningsmessig behov for skjærarmering

$$g_{Ed} := g \cdot b \cdot 1.35 = 10.463 \frac{kN}{m}$$

$$p_{Ed} := p \cdot b \cdot 1.05 = 2.1 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Ed} := g_{Ed} + p_{Ed} = 12.563 \frac{kN}{m}$$

Kontroll i avstand  $d_s = 0.235$  m fra opplegg

$$V_{Ed.red} := \frac{q_{Ed} \cdot (L - 2 \cdot d_s)}{2} = 91.267 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c} > V_{Ed.red}$$

OK!

Skjærkrefter i støpeskjøt mellom betong støpt på ulike tidspunkt: (fra EC2 6.2.5)

$$z := \frac{t}{2} = 0.135 \text{ m}$$

Tverrsnittet momentarm

$$b_i := 1.8 \text{ m}$$

$$f_{ctd} := 0.85 \cdot \frac{2.7 \text{ MPa}}{1.5} = 1.53 \text{ MPa}$$

Karakteristisk strekkfasthet B45

$$V_{Ed} := -V_{Ed.C} = 54.963 \text{ kN}$$

$$V_{Edi} := \frac{V_{Ed}}{(z \cdot b_i)} = 0.226 \text{ MPa}$$

- - -

$$c := 0.40$$

Antatt ru overflate

$$\mu := 0.7$$

$$\alpha_s := \sin^{-1} \left( \frac{170}{174.64} \right) = ?$$

vinkel på forankring, i dette tilfellet gitterdrager

$$\alpha_s := 76.76 \text{ deg}$$

$$A_{ss} := \frac{1000}{200} \cdot \pi \cdot (3 \text{ mm})^2 \cdot 4 \cdot 3 = (1.696 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Armeringsarealet som krysser støpeskjøt per lengdemeter

$$A_i := 1 \text{ m} \cdot 1.8 \text{ m} = 1.8 \text{ m}^2$$

Arealet av støpeskjøt per lengdemeter

$$\rho := \frac{A_{ss}}{A_i} = 9.425 \cdot 10^{-4}$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.492$$

Fasthetsreduksjonsfaktor for betong opprisset grunnet skjærkraft. (EC2 6.2.2 (6N))

$$\sigma_n := \frac{q_k \cdot b}{1000 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm}} = 0.013 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdi} := c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin(\alpha_s) + \cos(\alpha_s)) = 0.993 \text{ MPa}$$

$$0.5 \nu \cdot f_{cd} = 6.273 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdi} \leq 0.5 \nu \cdot f_{cd}$$

OK!

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi}$$

OK!

— . . . . .



## VEDLEGG 3 B - Dekke over parkeringskjeller

### Bruddgrensetilstand

$$e_1 = 0.105 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.105 \text{ m}$$

$$n = 6.667$$

$$L := l = 12 \text{ m}$$

$$b := 1.0 \text{ m}$$

$$t = 0.32 \text{ m}$$

$$d = 0.265 \text{ m}$$

Spennarmering:

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa} \quad f_{po.1k} := 1670 \text{ MPa}$$

$$A_{p.tot} := A_p \cdot n = 1000 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_s := 1.15$$

Maks tillatt oppspening og oppspenningskraft:

$$\sigma_{p.max} := 1488 \text{ MPa} \quad \text{Maks oppspening}$$

$$P_{max} := \sigma_{p.max} \cdot A_p = 223.2 \text{ kN} \quad \text{Maks oppspenningskraft per kabel}$$

## Svinndifferanse

Plattendekke:

$$t_{svinn.pl} := 7$$

Er hvor mange dager  
plattendekket herder før  
påstøp støpes

$$t_{S.svinn.pl} := 1$$

betongens alder ved  
avslutning av herdetiltak

$$t_p := 80 \text{ mm}$$

Tykkelse plattendekke

$$t_{pa} := 220 \text{ mm}$$

Tykkelse påstøp

$$A_{c.p} := t_p \cdot b = (8 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal plattendekke

$$u_p := 2 \cdot t_p + 2 \cdot b = (2.16 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

omkrets som er eksponert  
for uttørking frem til påstøp  
støpes ut.

$$h_{0.p} := \frac{2 \cdot A_{c.p}}{u_p} \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 74.074$$

Effektiv tverrsnittstykkelse  
plattendekke i mm

$$\beta_{ds}(t, t_S) := \frac{(t_{svinn.pl} - t_{S.svinn.pl})}{(t_{svinn.pl} - t_{S.svinn.pl}) + 0.04 \cdot \sqrt{h_{0.p}^3}} = 0.19$$

$$\varepsilon_{cd.7} := \beta_{ds}(t_{svinn.pl}, t_{S.svinn.pl}) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd.0} = 3.208 \cdot 10^{-5}$$

Uttørkningsvinn for  
plattendekke etter 7  
dager

Autogent svinn for plattendekke etter  
7 dager:

$$\beta_{as}(t) := 1 - e^{(-0.2 \cdot t_{svinn.pl}^{0.5})} = 0.411$$

$$\varepsilon_{ca}(t) := \beta_{as}(t_{svinn.pl}) \cdot 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 3.595 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cs.7} := \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd.7} = 6.803 \cdot 10^{-5}$$

Totalt svinn etter 7 dager

Uttørkningssvinn for  
plattendekke ved påføring av  
laster, etter 35 dager:

$$t_{svinn.pl.2} := 35$$

$$t_{S.svinn.pl} := 1$$

$$A_{c.p2} := t_p \cdot b = (8 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$u_{p2} := \left( b \cdot \frac{21}{28} \right) + \left( (2 \cdot t_p + 2 \cdot b) \cdot \frac{7}{28} \right) = (1.29 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$h_{0.p2} := \frac{2 \cdot A_{c.p2}}{u_{p2}} \cdot 1 = 124.031 \text{ mm}$$

$$\beta_{ds}(t_s, t_S) := \frac{(t_{svinn.pl.2} - t_{S.svinn.pl})}{(t_{svinn.pl.2} - t_{S.svinn.pl}) + 0.04 \cdot \sqrt{h_{0.p2}^3}} = 0.381$$

$$\beta_{ds}(t_{svinn.pl.2}, t_{S.svinn.pl}) = 0.381$$

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds}(t_{svinn.pl.2}, t_{S.svinn.pl}) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd.0} = 6.416 \cdot 10^{-5}$$

Autogent svinn for plattendekke etter  
35 dager:

$$\beta_{as}(t) := 1 - e^{(-0.2 \cdot t_{svinn.pl.2}^{0.5})} = 0.694$$

$$\varepsilon_{ca}(t) := \beta_{as}(t_{svinn.pl.2}) \cdot 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 6.07 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cs.28} := \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd} = 1.249 \cdot 10^{-4}$$

Totalt svinn i plattendekke  
etter 28 dager

Svinn i plattendeckket mellom  
dag 7 og 35:

$$\varepsilon_{cs,28} - \varepsilon_{cs,7} = 5.683 \cdot 10^{-5}$$

Svinn i påstøp

Påstøp legges etter 7 dager, og herder frem til  
pålasting etter 35 dager, altså 28 dager herdetid

$$t_{svinn.pa} := 28$$

Betong påstøp herdetid frem  
til pålasting

$$t_{S.svinn.pa} := 1$$

betongens alder ved  
avslutning av herdetiltak

$$A_{c.pa} := t_{pa} \cdot b = (2.2 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$u_{pa} := b = (1 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$h_{0.pa} := \frac{2 \cdot A_{c.pa}}{u_{pa}} \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 440$$

$$\beta_{ds}(t_s, t_S) := \frac{(t_{svinn.pa} - t_{S.svinn.pa})}{(t_{svinn.pa} - t_{S.svinn.pa}) + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 0.105$$

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds}(t_{svinn.pa}, t_{S.svinn.pa}) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 1.777 \cdot 10^{-5}$$

Uttørkningsvinn for  
påstøp etter 28 dager

Autogent svinn for påstøp etter 28 dager:

$$\beta_{as}(t) := 1 - e^{(-0.2 \cdot t_{svinn.pa}^{0.5})} = 0.653$$

$$\varepsilon_{ca}(t) := \beta_{as}(t_{svinn.pa}) \cdot 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 5.713 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cs.pa} := \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd} = 7.49 \cdot 10^{-5}$$

Totalt svinn etter 28 dager

Svinndifferansen mellom  
plattendekke og påstøpen

$$\Delta \varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cs.pa} - (\varepsilon_{cs.28} - \varepsilon_{cs.7}) = 1.807 \cdot 10^{-5}$$

$$t_{plattendekke} := 80 \text{ mm}$$

$$e_{pl} := \frac{t}{2} - \frac{t_{plattendekke}}{2} = 0.12 \text{ m}$$

$$N_{\Delta cs} := t_{plattendekke} \cdot b \cdot \Delta \varepsilon_{cs} \cdot E_{cL} = 23.096 \text{ kN}$$

Aksialkraft fra  
svinndifferanse

$$M_{\Delta cs} := N_{\Delta cs} \cdot e_{pl} = 2.771 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra svinndifferanse

$$K_s := \frac{M_{\Delta cs}}{E_{middel} \cdot I_c} = (4.635 \cdot 10^{-8}) \frac{1}{\text{mm}}$$

Krumning fra svinndifferanse

**Bruddspenning:**

$$\sigma_{KSR} = (1.325 \cdot 10^9) \text{ Pa}$$

$$\Delta\sigma_{ULS} := 100 \text{ MPa}$$

EC2 NA.5.10.8

$$f_{pd} := \left[ \frac{\sigma_{KSR} + \Delta\sigma_{ULS}}{\gamma_s} \right] = [1.239 \cdot 10^3] \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := 25.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Grunnet B45

$$h = 0.142 \text{ m}$$

Hentet fra Excel

$$h_s := 0.0295 \text{ m}$$

$$f_{p0.1k} := 1670 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

som videre gir initiell  $\sigma_{p0}$  lik:

$$\sigma_{p0} := 0.95 \cdot f_{p0.1k} = (1.587 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Redusert for alle spennkrafttap blir så  $\sigma_{p0}'$  lik:

$$\sigma_{p0}' := \sigma_{p0} \cdot \frac{\text{Prosent.tap}}{100} = (1.408 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

$$P := \sigma_{p0}' \cdot A_p \cdot n = (1.408 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

- . - . - . - . -

### Beregning av momenter fra oppspenningskraft:

$$q_1 := \frac{8 \cdot P \cdot h}{(0.9 \cdot L)^2} = 13.692 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_2 := \frac{8 \cdot P \cdot h_s}{(0.2 \cdot L)^2} = 57.702 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tilfelle I:

$$\text{støttemoment} := \frac{q_1 \cdot L^2}{8} = 246.456 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{feltmoment.midt} := \frac{q_1 \cdot L^2}{16} = 123.228 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{feltmoment.maks} := \frac{9}{128} \cdot q_1 \cdot L^2 = 138.632 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tilfelle II:

$$q := q_1 + q_2 = 71.394 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$a := L - (L \cdot 0.1) = 10.8 \text{ m}$$

Opplagerkraft i venstre ende:

$$R := \frac{q \cdot (L - a)^3 \cdot (3L + a)}{8 \cdot L^3} = 0.418 \text{ kN}$$

Moment ved innspenning:

$$M := R \cdot L - \frac{q}{2} (L - a)^2 = -46.392 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Endelig momentforløp fra forspenning, totalmoment:

$$M_{p,\text{felt.midt}} := \text{feltmoment.midt} - (R \cdot (0.5 \cdot L)) = 120.722 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,\text{felt.maks}} := \text{feltmoment.maks} - (R \cdot (0.375 \cdot L)) = 136.752 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,\text{støtte}} := \text{støttemoment} + M = 200.065 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_1 := P \cdot e_1 = 147.874 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Primærmoment i felt

$$P_2 := P \cdot e_2 = 147.874 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Primærmoment over støtte

Tvangsmomenter:

$$M_{T.felt.midt} := P_1 - M_{p.felt.midt} = 27.152 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.felt.maks} := P_1 - M_{p.felt.maks} = 11.122 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.støtte} := M_{p.støtte} - P_2 = 52.191 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Design moment over støtte:

$$M_{gEd} := 0.125 (g \cdot b \cdot 1.35) \cdot L^2 = 379.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra egenlast

$$M_{pEd} := 0.125 \cdot (p \cdot b \cdot 1.05) \cdot L^2 = 94.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra nyttelast

$$M_{T.støtte} = 52.191 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment

$$M_{\Delta cs} = 2.771 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra svinndifferanse

$$M_{Ed.støtte} := M_{gEd} + M_{pEd} - 0.9 M_{T.støtte} + M_{\Delta cs} = 429.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{p.tot} = (1 \cdot 10^{-3}) \text{ m}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

Bruker senteravstand  $s=90\text{mm}$  og  $\phi=16 \text{ mm}$

$$S_p := (\sigma_{p0'} + \Delta\sigma_{ULS}) \cdot \frac{A_{p.tot}}{\gamma_s} = (1.312 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\alpha := \frac{S_p + 435 \text{ MPa} \cdot \left( \frac{1000}{90} \cdot \pi \cdot (8 \text{ mm})^2 \right)}{0.8 \cdot 25.5 \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot d} = 0.422$$



$$M_{Rd.støtte} := 0.8 \alpha \cdot (1 - 0.4 \alpha) b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 502.865 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK!}$$

$$\text{Utnyttelsesgrad: } \frac{M_{Ed.støtte}}{M_{Rd.støtte}} = 0.854$$

Design moment i felt:

$$M_{gEd} := 0.0703 \cdot (g \cdot b \cdot 1.35) \cdot L^2 = 213.195 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pEd} := 0.0703 \cdot (p \cdot b \cdot 1.05) \cdot L^2 = 53.147 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.felt.midt} = 27.152 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\Delta cs} = 2.771 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.felt} := M_{gEd} + M_{pEd} + 1.1 M_{T.felt.midt} + M_{\Delta cs} = 298.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Bruker senteravstand  $s=200\text{mm}$  og  $\phi=16\text{ mm}$

$$\alpha := \frac{S_p + 435 \text{ MPa} \cdot \left( \frac{1000}{200} \cdot \pi \cdot (8 \text{ mm})^2 + \left( 3 \cdot 2 \cdot \pi \cdot \left( \frac{6 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{1.8} \right) \right)}{0.8 \cdot 25.5 \text{ MPa} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot d} = 0.331$$

$$M_{Rd.felt} := 0.8 \alpha \cdot (1 - 0.4 \alpha) b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 411.503 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK!}$$

$$\text{Utnyttelsesgrad: } \frac{M_{Ed.felt}}{M_{Rd.felt}} = 0.727$$

Minimumsarmering:

$$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa} \quad d_s = 0.275 \text{ m}$$

$$A_{s.min} := 0.26 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b \cdot d_s = 543.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} \geq 0.0013 \cdot b \cdot d \quad \text{OK!}$$

Velger 16  $r := 8 \text{ mm}$

$$\varphi 16 := r^2 \cdot \pi = 201.062 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{antall.stenger}} := \frac{A_{s,\text{min}}}{\varphi 16} = 2.703$$

Trenger 2.703  $\varphi 16$  per meter

Velger 200 c-c i underkantsarmering

$$A_{s,s} := \varphi 16 \cdot \frac{1}{0.200} = (1.005 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Underkantsarmering

Har i tillegg armering fra gitterdragere.

Armering fra gitterdragere vil i underkant ligge i samme høyde som slakkarmering underkant. Tar derfor med bidraget fra disse. Her er diameter 6mm.

$$A_{s,\text{gitterdrager}} := 3 \cdot 2 \cdot \pi \cdot \left( \frac{6 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{1.8} = 94.248 \text{ mm}^2$$

$$A_s := A_{s,s} + A_{s,\text{gitterdrager}} = (1.1 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$A_s$  er høyere enn  $A_{s,\text{min}}$

### Skjærdimensjonering:

Skjærkrefter fra egenlast:

$$V_{gA} := \frac{3}{16} \cdot g \cdot 1.35 \cdot b \cdot L = 47.385 \text{ kN}$$

$$V_{gB} := \frac{5}{16} \cdot g \cdot 1.35 \cdot b \cdot L = 78.975 \text{ kN}$$

$$V_{gC} := -V_{gA} = -47.385 \text{ kN}$$

Skjærkrefter fra nyttelast:

$$V_{pEd,A} := \frac{3}{16} \cdot p \cdot 1.05 \cdot b \cdot L = 11.813 \text{ kN}$$

$$V_{pEd,B} := \frac{5}{16} \cdot p \cdot 1.05 \cdot b \cdot L = 19.688 \text{ kN}$$

$$V_{pEd,C} := -V_{pEd,A} = -11.813 \text{ kN}$$

Skjærkrefter fra oppspenningskraft:

Disse vil være motsatt rettet av skjærkreftene fra egen- og nyttelast.

$$V_{P.A} := \frac{3 P \cdot \left( e_1 + \frac{e_2}{2} \right)}{L} = 55.453 \text{ kN}$$

$$V_{P.B} := \frac{5 P \cdot \left( e_1 + \frac{e_2}{2} \right)}{L} = 92.421 \text{ kN}$$

$$V_{P.C} := \frac{3 \cdot P \cdot \left( e_1 - \frac{e_2}{2} \right)}{L} = 18.484 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.A} := V_{gA} \cdot 1.35 + 1.05 V_{pEd.A} - 0.9 V_{P.A} = 26.465 \text{ kN}$$

Skjærkrefter opplegg A

$$V_{Ed.B} := 1.35 V_{gB} + 1.05 V_{pEd.B} - 0.9 V_{P.B} = 44.109 \text{ kN}$$

Skjærkrefter opplegg B

$$V_{Ed.C} := 1.35 \cdot V_{gC} + 1.05 \cdot V_{pEd.C} + 0.9 \cdot V_{P.C} = -59.737 \text{ kN}$$

Skjærkrefter opplegg C

Skjærkreftene er størst i opplegg C, og denne skjærkraften vil da bli dimensjonerende

$$V_{Ed} := -V_{Ed.C} = 59.737 \text{ kN}$$

**Skjærkapasitet:**

Fra EC2 6.2.2

$$\gamma_p := 0.9$$

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} := \gamma_p \cdot P = (1.267 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$A_c = (3.2 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$d_s = 0.275 \text{ m}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_s}} = 1.853$$

$$k < 2$$

OK!

$$k_1 := 0.15$$

$$k_2 := 0.18$$

$k_2 = 0.18$  for tilslagsstørrelser større enn 16 mm NA 6.2.2(1)

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

$$\rho_L := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00415$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 3.961 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd.c} := \left[ C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d_s$$

$$V_{Rd.c} := 323.65 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c} > V_{Ed}$$

Skjærkapasitet er langt høyere enn opptredende skjærkrefter. Det er ikke beregningsmessig behov for skjærarmoring.

$$g_{Ed} := g \cdot b \cdot 1.35 = 21.06 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_{Ed} := p \cdot b \cdot 1.05 = 5.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed} := g_{Ed} + p_{Ed} = 26.31 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kontroll i avstand  $d_s = 0.275$  m fra opplegg:

$$V_{Ed.red} := \frac{q_{Ed} \cdot (L - 2 \cdot d_s)}{2} = 150.625 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c} > V_{Ed.red} \quad \text{OK!}$$

Skjærkrefter i støpeskjøt mellom betong støpt på ulike tidspunkt: (fra EC2 6.2.5)

$$z := \frac{t}{2} = 0.16 \text{ m}$$

Tverrsnittet momentarm

$$b_i := 1.8 \text{ m}$$

$$f_{ctd} := 0.85 \cdot \frac{2.7 \text{ MPa}}{1.5} = 1.53 \text{ MPa}$$

Karakteristisk strekkfasthet B45

$$V_{Ed} := -V_{Ed.C} = 59.737 \text{ kN}$$

$$V_{Edi} := \frac{V_{Ed}}{(z \cdot b_i)} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$c := 0.40$$

Antatt ru overflate

$$\mu := 0.7$$

$$\alpha_s := \sin^{-1} \left( \frac{170}{174.64} \right) = ?$$

$$\alpha_s := 76.76 \text{ deg}$$

vinkel på forankring, for oss gitterdrager

$$A_{ss} := \frac{1000}{200} \cdot \pi \cdot (3 \text{ mm})^2 \cdot 4 \cdot 3 = (1.696 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Armeringsarealet som krysser støpeskjøt per lengdemeter

$$A_i := 1 \text{ m} \cdot 1.8 \text{ m} = 1.8 \text{ m}^2$$

Arealet av støpeskjøt per lengdemeter

$$\rho := \frac{A_{ss}}{A_i} = 9.425 \cdot 10^{-4}$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.492$$

Fasthetsreduksjonsfaktor for betong opprisset grunnet skjærkraft. (EC2 6.2.2 (6N))

$$\sigma_n := \frac{q_k \cdot b}{1000 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm}} = 0.026 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdi} := c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin(\alpha_s) + \cos(\alpha_s)) = 1.003 \text{ MPa}$$

$$0.5 \nu \cdot f_{cd} = 6.273 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdi} \leq 0.5 \nu \cdot f_{cd}$$

OK!

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi}$$

OK!

## VEDLEGG 3C - Testdekke

### Bruddgrensetilstand

$$e_1 := 0.090 \text{ m}$$

$$n = 4.444$$

$$e_2 := 0.090 \text{ m}$$

$$L := 12 \text{ m}$$

$$b := 1.0 \text{ m}$$

$$t := 0.270 \text{ m}$$

$$d := 0.225 \text{ m}$$

### Spennarmering:

$$f_{pk} := 1917 \text{ MPa}$$

$$f_{po.1k} := 1746 \text{ MPa}$$

$$A_p := 92.56 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$A_{p.tot} := A_p \cdot n = (4.114 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$$

Maks tillatt oppspening og oppspenningskraft:

$$\sigma_{p.max} := 1488 \text{ MPa}$$

Maks oppspening

$$P_{max} := 138 \text{ kN}$$

Maks oppspenningskraft per kabel

## Svinndifferanse

Plattendekke:

$$t_{svinn.pl} := 15$$

Er hvor mange dager plattendekket herder før påstøp støpes

$$t_{S.svinn.pl} := 1$$

betongens alder ved avslutning av herdetiltak

$$t_p := 80 \text{ mm}$$

Tykkelse plattendekke

$$t_{pa} := 190 \text{ mm}$$

Tykkelse påstøp

$$A_{c.p} := t_p \cdot b = (8 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal plattendekke

$$u_p := 2 \cdot t_p + 2 \cdot b = (2.16 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

omkrets som er eksponert for uttørking frem til påstøp støpes ut.

$$h_{0,p} := \frac{2 \cdot A_{c.p}}{u_p} \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 74.074$$

Effektiv tverrsnittstykkelse plattendekke i mm

$$\beta_{ds}(t, t_S) := \frac{(t_{svinn.pl} - t_{S.svinn.pl})}{(t_{svinn.pl} - t_{S.svinn.pl}) + 0.04 \cdot \sqrt{h_{0,p}^3}} = 0.354$$

$$\varepsilon_{cd.15} := \beta_{ds}(t_{svinn.pl}, t_{S.svinn.pl}) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd.0} = 4.827 \cdot 10^{-5}$$

Uttørkningsvinn for plattendekke etter 15 dager

Autogent svinn for plattendekke etter 15 dager:

$$\beta_{as}(t) := 1 - e^{(-0.2 \cdot t_{svinn.pl}^{0.5})} = 0.539$$

$$\varepsilon_{ca}(t) := \beta_{as}(t_{svinn.pl}) \cdot 2.5 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 7.548 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cs.15} := \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd.15} = 1.237 \cdot 10^{-4}$$

Totalt svinn etter 15 dager



Uttørkningssvinn for  
plattendekke ved testing,  
etter 33 dager:

$$t_{svinn.pl.2} := 33$$

$$t_{S.svinn.pl} := 1$$

$$A_{c.p2} := t_p \cdot b = (8 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$u_{p2} := \left( (b + 2 \cdot t_p) \cdot \frac{18}{33} \right) + \left( (2 \cdot t_p + 2 \cdot b) \cdot \frac{15}{33} \right) = (1.615 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$h_{0.p2} := \frac{2 \cdot A_{c.p2}}{u_{p2}} \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 99.099$$

$$\beta_{ds}(t_s, t_S) := \frac{(t_{svinn.pl.2} - t_{S.svinn.pl})}{(t_{svinn.pl.2} - t_{S.svinn.pl}) + 0.04 \cdot \sqrt{h_{0.p2}^3}} = 0.448$$

$$\beta_{ds}(t_{svinn.pl.2}, t_{S.svinn.pl}) = 0.448$$

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds}(t_{svinn.pl.2}, t_{S.svinn.pl}) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd.0} = 6.099 \cdot 10^{-5}$$

Autogent svinn for plattendekke etter  
33 dager:

$$\beta_{as}(t) := 1 - e^{(-0.2 \cdot t_{svinn.pl.2}^{0.5})} = 0.683$$

$$\varepsilon_{ca}(t) := \beta_{as}(t_{svinn.pl.2}) \cdot 2.5 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 9.562 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cs.33} := \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd} = 1.566 \cdot 10^{-4}$$

Totalt svinn i plattendekke  
etter 33 dager

Svinn i plattendekket mellom  
dag 12 og 33:

$$\varepsilon_{cs.33} - \varepsilon_{cs.15} = 3.286 \cdot 10^{-5}$$

## Svinn i påstøp

Påstøp legges etter 12 dager, og herder frem til test etter 33 dager.

$$t_{svinn.pa} := 18$$

Betong påstøp herdetid frem til test

$$t_{S.svinn.pa} := 1$$

betongens alder ved avslutning av herdetiltak

$$A_{c.pa} := t_{pa} \cdot b = (1.9 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$u_{pa} := 2 \cdot t_{pa} + b = (1.38 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$h_{0.pa} := \frac{2 \cdot A_{c.pa}}{u_{pa}} \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 275.362$$

$$\beta_{ds}(t_s, t_S) := \frac{(t_{svinn.pa} - t_{S.svinn.pa})}{(t_{svinn.pa} - t_{S.svinn.pa}) + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 0.121$$

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds}(t_{svinn.pa}, t_{S.svinn.pa}) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd.0} = 1.642 \cdot 10^{-5}$$

Uttørkningssvinn for påstøp etter 18 dager

Autogent svinn for påstøp etter 18 dager:

$$\beta_{as}(t) := 1 - e^{(-0.2 \cdot t_{svinn.pa}^{0.5})} = 0.572$$

$$\varepsilon_{ca}(t) := \beta_{as}(t_{svinn.pa}) \cdot 2.5 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 8.007 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cs.pa} := \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd} = 9.649 \cdot 10^{-5}$$

Totalt svinn etter 18 dager

Svinndifferansen mellom  
plattendekke og påstøpen

$$\Delta\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cs.pa} - (\varepsilon_{cs.33} - \varepsilon_{cs.15}) = 6.363 \cdot 10^{-5}$$

$$t_{plattendekke} := 80 \text{ mm} \quad e_{pl} := \frac{t}{2} - \frac{t_{plattendekke}}{2} = 0.095 \text{ m}$$

$$N_{\Delta cs} := t_{plattendekke} \cdot b \cdot \Delta\varepsilon_{cs} \cdot E_{cL} = 148.397 \text{ kN}$$

Aksialkraft fra  
svinndifferanse

$$M_{\Delta cs} := N_{\Delta cs} \cdot e_{pl} = 14.098 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra svinndifferanse

$$K_s := \frac{M_{\Delta cs}}{E_{middel} \cdot I_c} = (2.948 \cdot 10^{-7}) \frac{1}{\text{mm}}$$

Krumning fra svinndifferanse

Bruddspenning:

$$\sigma_{KSR} := 1.211 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{ULS} := 100 \text{ MPa}$$

EC2 NA.5.10.8

$$\gamma_s := 1$$

$$f_{pd} := \left[ \frac{\sigma_{KSR} + \Delta\sigma_{ULS}}{\gamma_s} \right] = [1.311 \cdot 10^3] \text{ MPa}$$

$$h := 0.1215 \text{ m}$$

Hentet fra k-bjelke og  
interpolasjon

$$h_s := 0.027 \text{ m}$$

$$fp_{0.1k} := 1746 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

som videre gir initiell  $\sigma_{p0}$  lik:

$$\sigma_{p0} := 0.95 \cdot fp_{0.1k} = (1.659 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Redusert for alle spennkrafttap blir så  $\sigma_{p0}'$  lik:

$$\sigma_{p0}' := \sigma_{p0} \cdot \frac{\text{Prosent.tap}}{100} = (1.541 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

$$P := \sigma_{p0}' \cdot A_p \cdot n = 633.748 \text{ kN}$$

$$q_1 := \frac{8 \cdot P \cdot h}{(0.9 \cdot L)^2} = 5.281 \frac{kN}{m}$$

$$q_2 := \frac{8 \cdot P \cdot h_s}{(0.2 \cdot L)^2} = 23.766 \frac{kN}{m}$$

Tilfelle I:

$$\text{støttemoment} := \frac{q_1 \cdot L^2}{8} = 95.062 \text{ kN} \cdot m$$

$$\text{feltmoment.midt} := \frac{q_1 \cdot L^2}{16} = 47.531 \text{ kN} \cdot m$$

$$\text{feltmoment.maks} := \frac{9}{128} \cdot q_1 \cdot L^2 = 53.472 \text{ kN} \cdot m$$

Tilfelle II:

$$q := q_1 + q_2 = 29.047 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$a := 10.8 \text{ m}$$

Opplagerkraft i venstre ende:

$$R := \frac{q \cdot (L - a)^3 \cdot (3L + a)}{8 \cdot L^3} = 0.17 \text{ kN}$$

Moment ved innspenning:

$$M := R \cdot L - \frac{q}{2} (L - a)^2 = -18.875 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Endelig momentforløp fra forspenning:

$$M_{p.felt.midt} := \text{feltmoment.midt} - (R \cdot (0.5 \cdot L)) = 46.512 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.felt.maks} := \text{feltmoment.maks} - (R \cdot (0.375 \cdot L)) = 52.708 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.støtte} := \text{støttemoment} + M = 76.188 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Primærmoment i felt og støtte er likt, fordi  $e_1 = e_2$ :

$$P_1 := P \cdot e_1 = 57.037 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.felt.midt} := P_1 - M_{p.felt.midt} = 10.526 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment

$$M_{T.felt.maks} := P_1 - M_{p.felt.maks} = 4.329 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.støtte} := M_{p.støtte} - P_1 = 19.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nyttelast fra en sentrisk plassert punktlast:

$$P_p := \frac{24}{1.8} \text{ kN} = 13.333 \text{ kN}$$

Forenkling da 24 kN er en  
middelverdi av de reelle  
lastene i hvert felt

$$M_{felt.pkt} := \frac{5 \cdot P_p \cdot L}{32} = 25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{støtte.pkt} := \frac{3 \cdot P_p \cdot L}{16} = 30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Design moment over støtte:

$$M_{gEd.støtte} := 0.125 \cdot 6.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (L)^2 = 121.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{egenlast}$$

$$M_{pEd} := M_{støtte.pkt} = 30 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Nyttelast}$$

$$M_{T.støtte} = 19.15 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Tvangsmoment}$$

$$M_{\Delta cs} = 14.098 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.støtte} := M_{gEd.støtte} + M_{støtte.pkt} - 0.9 M_{T.støtte} + M_{\Delta cs} = 148.362 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{p.tot} = (4.114 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$$

$$\gamma_s := 1$$

Bruker senteravstand  $s=90\text{mm}$  og  $\phi=12\text{ mm}$

$$S_p := (\sigma_{p0'} + \Delta\sigma_{ULS}) \cdot \frac{A_{p.tot}}{\gamma_s} = 674.885 \text{ kN}$$

$$\alpha := \frac{S_p + 500 \text{ MPa} \cdot \left( \frac{1000}{90} \cdot \pi \cdot (6 \text{ mm})^2 \right)}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 225 \text{ mm}} = 0.11$$

$$M_{Rd.støtte} := 0.8 \alpha \cdot (1 - 0.4 \alpha) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 280.355 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Utnyttelsesgrad: } \frac{M_{Ed.støtte}}{M_{Rd.støtte}} = 0.529$$

Design moment i felt:

$$M_{gEd.felt} := 0.0703 \cdot 6.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L^2 = 68.332 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pEd} := M_{felt.pkt} = 25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.felt.midt} = 10.526 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\Delta cs} = 14.098 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.felt} := M_{gEd.felt} + M_{felt.pkt} + 1.1 M_{T.felt.midt} + M_{\Delta cs} = 119.008 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Bruker senteravstand  $s=240\text{mm}$  og  $\phi=12\text{ mm}$

$$\alpha := \frac{S_p + 500 \text{ MPa} \cdot \left( \frac{1000}{240} \cdot \pi \cdot (6 \text{ mm})^2 + 4 \cdot 2 \cdot \pi \cdot \left( \frac{6 \text{ mm}}{2} \right) \cdot \frac{1}{1.8} \right)}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 225 \text{ mm}} = 0.082$$

$$M_{Rd.felt} := 0.8 \alpha \cdot (1 - 0.4 \alpha) b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 211.824 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK!}$$

$$\text{Utnyttelsesgrad: } \frac{M_{Ed.felt}}{M_{Rd.felt}} = 0.562$$

Minimumsarmering:

$$f_{ctm} := 4.5 \text{ MPa} \quad \text{EC2 tabell 3.1}$$

$$d_s := 0.235 \text{ m}$$

$$A_{s.min} := 0.26 \cdot \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b \cdot d_s = 549.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} \geq 0.0013 \cdot b \cdot d_s \quad 0.0013 \cdot b \cdot d_s = 305.5 \text{ mm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$\text{Velger } \phi 12 \quad r := 6 \text{ mm}$$

$$\phi 12 := r^2 \cdot \pi = 113.097 \text{ mm}^2$$

$s=240$  gir  $A_s$  4.1667 per meter

$$n_{\text{antall.stenger}} := \frac{A_{s.min}}{\phi 12} = 4.862 \quad \text{Trenger 4.862 } \phi 12 \text{ per meter} \quad \text{Ikke OK uten gitterdragere!}$$

$$A_{s,s} := \varphi 12 \cdot \frac{1}{0.240} = (4.712 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2 \quad \text{Underkantsarmering}$$

Har i tillegg armering fra gitterdragere.

Armering fra gitterdragere vil i underkant ligge i samme høyde som slakkarmering underkant. Tar derfor med bidraget fra disse. Her er diameter 6mm.

$$A_{s,g} := 3 \cdot 2 \cdot \pi \cdot \left( \frac{6 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{1.8} = 94.248 \text{ mm}^2$$

$$A_s := A_{s,s} + A_{s,g} = 565.487 \text{ mm}^2 \quad A_s > A_{s,min} \text{ OK!}$$

Skjærdimensjonering:

$$V_{Ed} > V_{Rd}$$

$$\gamma_g \cdot V_g + \gamma_{pEd} \cdot V_{pEd} + \gamma_P + V_P > V_{Rd}$$

$$gEd := 6.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{gA} := \frac{3}{16} \cdot gEd \cdot L = 15.188 \text{ kN}$$

$$V_{gB} := \frac{5}{16} \cdot gEd \cdot L = 25.313 \text{ kN}$$

$$V_{gC} := -V_{gA} = -15.188 \text{ kN}$$

$$V_{P,A} := \frac{3 P \cdot \left( e_1 + \frac{e_2}{2} \right)}{L} = 21.389 \text{ kN}$$

$$V_{P,B} := \frac{5 P \cdot \left( e_1 + \frac{e_2}{2} \right)}{L} = 35.648 \text{ kN}$$

$$V_{P,C} := \frac{3 \cdot P \cdot \left( e_1 - \frac{e_2}{2} \right)}{L} = 7.13 \text{ kN}$$



Skjærkrefter fra punktlast:

$$V_{pkt.A} := \frac{5 \cdot P_p}{16} = 4.167 \text{ kN}$$

$$V_{pkt.B} := \frac{11 \cdot P_p}{16} = 9.167 \text{ kN}$$

$$V_{pkt.C} := -\frac{5 \cdot P_p}{16} = -4.167 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.A} := V_{gA} + V_{pkt.A} - 0.9 V_{P.A} = 0.104 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.B} := V_{gB} + V_{pkt.B} - 0.9 V_{P.B} = 2.396 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.C} := V_{gC} + V_{pkt.C} + 0.9 V_{P.C} = -12.937 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} := V_{Ed.C} = -12.937 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet:

$$\gamma_p := 0.9$$

$$N_{Ed} := \gamma_p \cdot P = 570.373 \text{ kN}$$

$$f_{ck} = 66 \text{ MPa}$$

$$A_c = 0.27 \text{ m}^2$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 1.943$$

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

$$k_1 := 0.15$$

$$\rho_L := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.003$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 2.112 \text{ MPa}$$

$$k_1 \cdot \sigma_{cp} = (3.169 \cdot 10^5) \text{ Pa}$$

$$V_{Rd.c} := \left[ C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d$$

$$V_{Rd.c} := 213.204 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c} > V_{Ed}$$

OK! Trenger ikke beregningsmessig behov for skjærarmering

$$q_{Ed} := g \cdot b + \frac{P_p}{L} = 7.861 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kontroll i avstand  $d = 0.225 \text{ m}$  fra opplegg

$$V_{Ed.red} := \frac{q_{Ed} \cdot (L - 2 \cdot d)}{2} = 45.398 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c} > V_{Ed.red}$$

OK!

Skjærkrefter i støpeskjøt mellom betong støpt på ulike tidspunkt: (fra EC2 6.2.5)

$$V_{Ed} := -V_{Ed} = 12.937 \text{ kN}$$

$$z := \frac{t}{2} = 0.135 \text{ m}$$

Tverrsnittet momentarm

$$b_i := 1.8 \text{ m}$$

$$V_{Edi} := \frac{V_{Ed}}{(z \cdot b_i)} = 0.053 \text{ MPa}$$

$$c := 0.40$$

Antatt ru overflate

$$\mu := 0.7$$

$$\alpha_s := \sin^{-1} \left( \frac{170}{174.64} \right) = ?$$

$$\alpha_s := 76.76 \text{ deg}$$

$$A_{ss} := \frac{1000}{200} \cdot \pi \cdot (3 \text{ mm})^2 \cdot 4 \cdot 3 = (1.696 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Armeringsarealet som krysser støpeskjøt per lengdemeter

$$A_i := 1 \text{ m} \cdot 1.8 \text{ m} = 1.8 \text{ m}^2$$

Arealet av støpeskjøt per lengdemeter

$$\rho := \frac{A_{ss}}{A_i} = 9.425 \cdot 10^{-4}$$

$$v := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) = 0.442$$

Fasthetsreduksjonsfaktor for betong opprisset grunnet skjærkraft. (EC2 6.2.2 (6N))

$$f_{ctd} := 5.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_n := \frac{8.1 \text{ kN}}{1000 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm}} = 0.008 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdi} := c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin(\alpha_s) + \cos(\alpha_s)) = 2.755 \text{ MPa}$$

$$0.5 v \cdot f_{cd} = 14.573 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdi} \leq 0.5 v \cdot f_{cd}$$

OK!

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi}$$

OK!

## Vedlegg 4 - Bruksgrensetilstand

## VEDLEGG 4A Boligdekke

### Bruksgrensetilstand

Spenningsbegrensning:

Antar opprisset tverrsnitt

Spennarmering:

$$F_{p0} = 189.659 \text{ kN}$$

$$A_p = 150 \text{ mm}^2$$

$$E_p = (1.96 \cdot 10^5) \text{ MPa}$$

$$\gamma_p := 1.15$$

$$n = 6.667$$

Armering:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{yd} = 434 \text{ MPa}$$

$$E_s = (2 \cdot 10^5) \text{ MPa}$$

Betong:

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = (3.6 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$\varphi = 1.624$$

$$E_{cL} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = (1.372 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

Laster:

$$\text{Egenlast: } g := g \cdot b = 7.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Nyttelast: } p := p \cdot b = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q := 1.0 \cdot g + 1.0 \cdot p = 9.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.444$$

$$A_{p.tot} := n \cdot A_p = 1000 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 0.27 \text{ m}^2$$

$$I_c = (1.64 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$N := -F_{p0} \cdot n = -1.264 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

$$M_p := \frac{p \cdot l^2}{8} = 56.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_g := \frac{g \cdot l^2}{8} = 217.969 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_t := (-F_{p0} \cdot e_1) \cdot n + M_g + M_p = 160.423 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Spenning ved spennarmering: } I_c = (1.64 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{c.t} := \frac{N}{A_c} + \frac{M_t \cdot e_1}{I_c} = 4.119 \text{ MPa} \quad (\text{Strekk})$$

Spenning i underkant:

$$y := \frac{t}{2} = 0.135 \text{ m}$$

$$\sigma_{c.u} := \frac{N}{A_c} + \frac{M_t \cdot y}{I_c} = 8.521 \text{ MPa} \quad (\text{Strekk})$$

$$y := \frac{-t}{2} = -0.135 \text{ m}$$

Spenning i overkant:

$$\sigma_{c.o} := \frac{N}{A_c} + \frac{M_t \cdot y}{I_c} = -17.887 \text{ MPa} \quad (\text{Trykk})$$

$$f_{ck} \cdot A_c \cdot I_c$$

Krav til maks trykkspenning:

$$0.6 \cdot f_{ck} = 27 \text{ MPa}$$

Ingen spenninger over kravet

Krav til maks strekkspenning:

$$f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$$

Vi får her spenninger over kravet!

EC2 - tabell 3.1

$$N = -1.264 \cdot 10^3 \text{ kN} \quad y := \frac{t}{2} = 0.135 \text{ m}$$

Rissmoment

$$M_{cr} := \frac{-N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y} + f_{ctm} \cdot \frac{I_c}{y} = 103.068 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Rissmomentet er mindre enn maks moment i felt og over støtte, og det vil dermed risse noe

## Rissvidde

$$x_t := \alpha_n \cdot d_s = 0.2 \text{ m}$$

$x_t$  er trykksonehøyde og  $t$  er tykkelse

$$S_{r,max} := 1.3 \cdot (t - x_t) = 91.325 \text{ mm}$$

$$\sigma_s := \sigma_{c,u} = 8.521 \text{ MPa}$$

$$h_{c,eff} := \min \left( 2.5 \cdot (t - d_s), \frac{(t - \alpha_n \cdot d_s)}{3}, \frac{t}{2} \right) = 0.023 \text{ m} \quad \text{EC2 figur 7.1}$$

$$A_{c,eff} := b \cdot h_{c,eff}$$

$$f_{ct,eff} := f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.556$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0.024$$

$$k_t := 0.6$$

0,6 for kortvarig/0,4 for langvarig (EC2 7.3.4 (2))

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\frac{\sigma_s - k_t \cdot f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = 0.001$$

EC2 7.3.4

klarer ikke å skrive inn  $-\varepsilon_{cm}$

$\varepsilon_{sm}$  skal egentlig være

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$$

$$0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 2.556 \cdot 10^{-5}$$

$$\omega_k := S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm}) = 0.134 \text{ mm}$$

Samme her, skal være  $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$

Dette sammenlignes med tall fra tabell 7.3N i EC2.

$$c_{nom} := 25 \text{ mm}$$

$$c_{min,dur} := 15 \text{ mm}$$

$$k_c := \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} = 1.667$$

$$k_c \leq 1.3$$

$k_c$  er større enn 1.3. Bruker derfor  $k_c = 1.3$

$$k_c := 1.3$$

$$w_{max} := 0.30 \text{ mm} \cdot k_c = 0.39 \text{ mm}$$

Rissvidden  $\omega_k$  er under kravet. OK!



Spenningsendring i Stadium II:

Sørensen s.271

$$\sigma_c := \sigma_{cM}(\alpha_n) = 12.887 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c.risset} := \frac{\sigma_c}{E_{middel}} = 6.552 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\varepsilon_{p.risset} := \frac{\varepsilon_{c.risset} \cdot (1 - \alpha_n)}{\alpha_n} = 1.156 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ck.krypp} = 1.536 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{p.risset} := (\Delta\varepsilon_{p.risset} - \varepsilon_{cs} - \varepsilon_{ck.krypp}) \cdot E_p = -86.177 \text{ MPa} \quad \varepsilon_{cs} = 4.017 \cdot 10^{-4}$$

$$\sigma_{p.risset} := \Delta\sigma_{pr.L} - \Delta\sigma_{p.risset} = 153.888 \text{ MPa}$$

$$Tap.risset := \frac{\sigma_{p.risset}}{\sigma_{FLE}} \cdot 100 = 10.799$$

Tap i risset tilstand i prosent

## Nedbøyning

$$E_{cL} = (1.372 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = (3.6 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$q := p = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g = 7.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_g := \frac{g \cdot L^2}{8} = 217.969 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_p := -P_{etter.tap} \cdot e_1 = -113.795 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_q := \frac{q \cdot L^2}{8} = 56.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$E_{middel.28} := \frac{|M_p| + M_g + M_q}{\frac{|M_p|}{E_{cL}} + \frac{M_g}{E_{cm}} + \frac{M_q \cdot 0.6}{E_{cL}} + \frac{M_q \cdot 0.4}{E_{cm}}} = (2.226 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{middel.28}} = 8.806$$

$$A_{p.tot} = 1000 \text{ mm}^2$$

$$I_{c.risset} := \frac{b \cdot (\alpha_n \cdot d_s)^3}{12} = (6.642 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_s := A_s \cdot (d_s - \alpha_n \cdot d_s)^2 = (7.027 \cdot 10^5) \text{ mm}^4$$

$$E_s = (2 \cdot 10^5) \text{ MPa}$$

$$EI := E_{middel} \cdot I_{c.risset} + E_s \cdot I_s = (1.32 \cdot 10^7) \frac{\text{kg} \cdot \text{m}^3}{\text{s}^2}$$

## Enhetslastmetoden

Feltmoment:

$$M_{g,f} := 0.0703 \cdot 6.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L^2 = 106.768 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,f} := 0.0703 \cdot 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L^2 = 47.453 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T,\text{felt.midt}} = 22.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{felt}} := M_{g,f} + M_{p,f} + 1.1 M_{T,\text{felt.midt}} + M_{\Delta cs} = 180.921 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Støttemoment:

$$M_{g,s} := 0.125 \cdot 6.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L^2 = 189.844 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,s} := 0.125 \cdot 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L^2 = 84.375 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T,\text{støtte}} = 40.736 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{støtte}} := M_{g,s} + M_{p,s} - 0.9 M_{T,\text{støtte}} + M_{\Delta cs} = 239.627 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{\text{virt}} := 1$$

$$V_A := 0.625 \cdot P_{\text{virt}} = 0.625$$

$$V_B := 0.375 \cdot P_{\text{virt}} = 0.375$$

$$L_{\text{virt.1}} := 0.75 \cdot L = 11.25 \text{ m}$$

$$L_{\text{virt.2}} := 0.25 \cdot L = 3.75 \text{ m}$$

$$a := \frac{L_{\text{virt.1}}}{2} = 5.625 \text{ m} \quad b := L_{\text{virt.2}} = 3.75 \text{ m}$$

$$m_{\text{virt.1}} := \frac{P_{\text{virt}} \cdot a \cdot b^2}{2 \cdot L^3} \cdot (a + 2L) = 0.417 \text{ m}$$

$$m_{\text{virt.2}} := \frac{P_{\text{virt}} \cdot a \cdot b}{2 \cdot L^2} (a + L) = 0.967 \text{ m}$$

$$\delta := \left( \frac{5}{12} \cdot M_{felt} \cdot m_{virt.1} \cdot L_{virt.1} \right) \cdot 2 \cdot \frac{1}{EI} + \left( \frac{1}{4} \cdot M_{støtte} \cdot m_{virt.2} \cdot L_{virt.2} \cdot \frac{1}{EI} \right) = 70.083 \text{ mm}$$

Oppbøyning fra spennarmering:

$$M_{p.felt.midt} = 98.938 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.støtte} = 162.064 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\delta_P := \left( \frac{5}{12} \cdot M_{p.felt.midt} \cdot m_{virt.1} \cdot L_{virt.1} \right) \cdot 2 \cdot \frac{1}{EI} + \left( \frac{1}{4} \cdot M_{p.støtte} \cdot m_{virt.2} \cdot L_{virt.2} \cdot \frac{1}{EI} \right) = 40.455 \text{ mm}$$

$$\delta_{tot} := \delta - \delta_P = 29.628 \text{ mm}$$

Krav til nedbøyning:

$$\frac{L}{250} = 60 \text{ mm}$$

OK!

Utnyttelsesgrad av nedbøyning:

$$\frac{\delta_{tot}}{\frac{L}{250}} = 0.494$$

## VEDLEGG 4B - Dekke over parkering

### Bruksgrensetilstand

Spenningsbegrensning:

Antar opprisset tverrsnitt

Spennarmering:

$$F_{p0} = 198.133 \text{ kN}$$

$$A_p = 150 \text{ mm}^2$$

$$E_p = (1.96 \cdot 10^5) \text{ MPa}$$

$$\gamma_p := 1.15$$

$$n = 6.667$$

Armering:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{yd} = 434 \text{ MPa}$$

$$E_s = (2 \cdot 10^5) \text{ MPa}$$

Betong:

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = (3.6 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$\varphi = 1.254$$

$$E_{cL} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = (1.597 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

Laster:

$$\text{Egenlast: } g := g \cdot b = 15.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Nyttelast: } p := p \cdot b = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q := 1.0 \cdot g + 1.0 \cdot p = 20.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.444$$

$$A_{p.tot} := n \cdot A_p = 1000 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 0.32 \text{ m}^2$$

$$I_c = (2.731 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$N := -F_{p0} \cdot n = -1.321 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

$$M_p := \frac{p \cdot l^2}{8} = 90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_g := \frac{g \cdot l^2}{8} = 280.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_t := (-F_{p0} \cdot e_1) \cdot n + M_g + M_p = 232.107 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenning ved spennarmering:

$$I_c = (2.731 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{c.t} := \frac{N}{A_c} + \frac{M_t \cdot e_1}{I_c} = 4.797 \text{ MPa} \quad (\text{Trykk})$$

Spenning i underkant:

$$y := \frac{t}{2} = 0.16 \text{ m}$$

$$\sigma_{c.u} := \frac{N}{A_c} + \frac{M_t \cdot y}{I_c} = 9.472 \text{ MPa} \quad (\text{Strekk})$$

$$y := \frac{-t}{2} = -0.16 \text{ m}$$

Spenning i overkant:

$$\sigma_{c.o} := \frac{N}{A_c} + \frac{M_t \cdot y}{I_c} = -17.728 \text{ MPa} \quad (\text{Trykk})$$

Krav til maks trykkspenning:

$$0.6 \cdot f_{ck} = 27 \text{ MPa}$$

Ingen spenninger over kravet

Krav til maks strekkspenning:

$$f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$$

Vi får her spenninger over kravet!

Får derfor risset tverrsnitt

EC2 - tabell 3.1

$$N = -1.321 \cdot 10^3 \text{ kN} \quad y := \frac{t}{2} = 0.16 \text{ m}$$

Rissmoment

$$M_{cr} := \frac{-N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y} + f_{ctm} \cdot \frac{I_c}{y} = 135.301 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Rissmomentet er mindre enn maks moment i felt og over støtte, og det vil dermed risse noe

## Rissvidde

$$x_t := \alpha_n \cdot d_s = 0.193 \text{ m}$$

$x_t$  er trykksonehøyde og  $t$  er tykkelse

$$S_{r,max} := 1.3 \cdot (t - x_t) = 165.75 \text{ mm}$$

$$\sigma_s := \sigma_{c,u} = 9.472 \text{ MPa}$$

$$h_{c,eff} := \min\left(2.5 (t - d_s), \frac{(t - \alpha_n \cdot d_s)}{3}, \frac{t}{2}\right) = 0.043 \text{ m} \quad \text{EC2 figur 7.1}$$

$$A_{c,eff} := b \cdot h_{c,eff}$$

$$f_{ct,eff} := f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.556$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0.026$$

$$k_t := 0.6$$

0,6 for kortvarig/0,4 for langvarig (EC2 7.3.4 (2))

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\frac{\sigma_s - k_t \cdot f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = 0.002$$

EC2 7.3.4

klarer ikke å skrive inn  $-\varepsilon_{cm}$

$\varepsilon_{sm}$  skal egentlig være

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$$

$$0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 2.842 \cdot 10^{-5}$$

$$\omega_k := S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm}) = 0.264 \text{ mm}$$

Samme her, skal være  $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$

Dette sammenlignes med tall fra tabell 7.3N i EC2

$$c_{nom} := 35 \text{ mm}$$

$$c_{min,dur} := 25 \text{ mm}$$

$$k_c := \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} = 1.4$$



$$k_c \leq 1.3$$

$k_c$  er større enn 1.3. Bruker derfor  $k_c = 1.3$

$$k_c := 1.3$$

$$w_{max} := 0.30 \text{ mm} \cdot k_c = 0.39 \text{ mm}$$

Rissvidden  $\omega_k$  er OK!

## Nedbøyning

$$E_{cL} = (1.597 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = (3.6 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$g = 15.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q := p = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{etter.tap} = (1.321 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_g := \frac{g \cdot L^2}{8} = 280.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_p := -P_{etter.tap} \cdot e_1 = -138.693 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_q := \frac{q \cdot L^2}{8} = 90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$E_{middel.28} := \frac{|M_p| + M_g + M_q}{\frac{|M_p|}{E_{cL}} + \frac{M_g}{E_{cm}} + \frac{M_q \cdot 0.6}{E_{cL}} + \frac{M_q \cdot 0.4}{E_{cm}}} = (2.442 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{middel.28}} = 8.026$$

$$E_{middel} = (2.19 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$A_{p.tot} = 1000 \text{ mm}^2$$

$$I_{c.risset} := \frac{b \cdot (\alpha_n \cdot d_s)^3}{12} = (5.944 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_s := A_s \cdot (d_s - \alpha_n \cdot d_s)^2 = (7.484 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$$

$$E_s = (2 \cdot 10^5) \text{ MPa}$$

$$EI := E_{middel} \cdot I_{c.risset} + E_s \cdot I_s = (1.451 \cdot 10^7) \frac{\text{kg} \cdot \text{m}^3}{2}$$



$$m_{virt.2} = 2 \cdot L^2$$

$$\delta := \left( \frac{5}{12} \cdot M_{felt} \cdot m_{virt.1} \cdot L_{virt.1} \right) \cdot 2 \cdot \frac{1}{EI} + \left( \frac{1}{4} \cdot M_{støtte} \cdot m_{virt.2} \cdot L_{virt.2} \cdot \frac{1}{EI} \right) = 54.681 \text{ mm}$$

Oppbøyning fra spennarmering:

$$M_{p.felt.midt} = 120.722 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p.støtte} = 200.065 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\delta_P := \left( \frac{5}{12} \cdot M_{p.felt.midt} \cdot m_{virt.1} \cdot L_{virt.1} \right) \cdot 2 \cdot \frac{1}{EI} + \left( \frac{1}{4} \cdot M_{p.støtte} \cdot m_{virt.2} \cdot L_{virt.2} \cdot \frac{1}{EI} \right) = 28.833 \text{ mm}$$

$$\delta_{tot} := \delta - \delta_P = 25.848 \text{ mm}$$

Krav til nedbøyning:

$$\frac{L}{250} = 48 \text{ mm}$$

OK!

Utnyttelsesgrad av nedbøyning:

$$\frac{\delta_{tot}}{L} = 0.538$$

## VEDLEGG 4C - Testdekke

### Bruksgrensetilstand

Spenningsbegrensning:

Antar opprisset tverrsnitt

Spennarmering:

$$F_{p0} = 131.839 \text{ kN}$$

$$A_p = 92.56 \text{ mm}^2$$

$$E_p = (2.05 \cdot 10^5) \text{ MPa}$$

$$\gamma_p := 1.15$$

$$n = 4.444$$

Armering:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1$$

$$f_{yd} = 500 \text{ MPa}$$

$$E_s = (2 \cdot 10^5) \text{ MPa}$$

Betong:

$$f_{ck} = 66 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = (3.6 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$\varphi = 0.235$$

$$E_{cL} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = (2.915 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

Laster:

$$\text{Egenlast, } g := 6.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Spenningsberegning ved urisset betong

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.694$$

$$A_{p.tot} := n \cdot A_p = 411.378 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 0.27 \text{ m}^2$$

$$I_c = (1.64 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$N := -F_{p0} \cdot n = -585.95 \text{ kN}$$

$$M_g := \frac{g_k \cdot l^2}{8} = 121.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_t := -F_{p0} \cdot n \cdot e_1 + M_g + M_{felt.pkt} = 93.765 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenning ved spennarmering:

$$\sigma_{c.t} := \frac{N}{A_c} + \frac{M_t \cdot e_1}{I_c} = 2.975 \text{ MPa} \quad (\text{Strekk})$$

$$y := \frac{t}{2} = 0.135 \text{ m}$$

Spenning i underkant:

$$\sigma_{c.u} := \frac{N}{A_c} + \frac{M_t \cdot y}{I_c} = 5.547 \text{ MPa} \quad (\text{Strekk})$$

$$y := \frac{-t}{2} = -0.135 \text{ m}$$

Spenning i overkant:

$$\sigma_{c.o} := \frac{N}{A_c} + \frac{M_t \cdot y}{I_c} = -9.887 \text{ MPa} \quad (\text{Trykk})$$

Krav til maks trykkspenning:

$$0.6 \cdot f_{ck} = 39.6 \text{ MPa}$$

Ingen spenninger over kravet

Krav til maks strekkspenning:

$$f_{ctm} = 4.5 \text{ MPa}$$

Spenninger over kravet. Det vil antas risset tilstand

$$N = -585.95 \text{ kN} \quad y := \frac{t}{2} = 0.135 \text{ m}$$

Rissmoment

$$M_{cr} := \frac{-N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y} + f_{ctm} \cdot \frac{I_c}{y} = 81.043 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Rissmomentet er mindre enn maks moment i felt og over støtte, og det vil dermed risse noe

Stadium II      Fra Sørensen s. 266

$$\eta := \frac{E_p}{E_{middel}} = 7.032$$

$$A_s = (5.655 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$$

$$\rho := \frac{A_p}{b \cdot d} = 4.114 \cdot 10^{-4}$$

$$N := -N = 585.95 \text{ kN}$$

$$M_{p.felt.maks} = 52.708 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a_1 := \frac{M_{gEd.felt} + M_{felt.pkt} - M_{p.felt.maks}}{N} = 69.33 \text{ mm}$$

$$M_{felt.pkt} = 25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{gEd.felt} = 68.332 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Trykksonehøyden  $\alpha_n$  er ukjent.

Setter opp likevektslikninger for å finne  $\alpha_n$

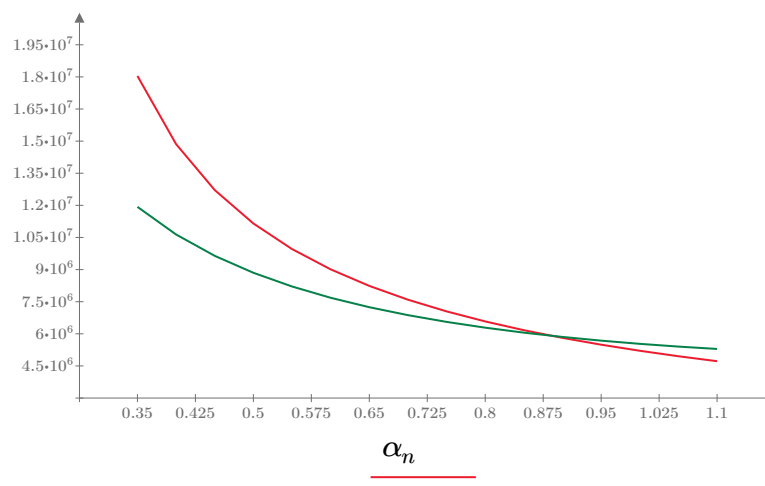
$$\sigma_{cA}(\alpha_n) := \frac{N}{b \cdot d} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2} \cdot \alpha_n - \left( \frac{A_s}{b \cdot d_s} \cdot \frac{E_s}{E_{middel}} \right) \cdot \frac{1 - \alpha_n}{\alpha_n}}$$

Aksiallikevoktsligning

$$\sigma_{cM}(\alpha_n) := \frac{N}{b \cdot d} \cdot \frac{2(e_1 + a_1)}{d} \cdot \frac{1}{\alpha_n \cdot \left( 1 - \frac{\alpha_n}{3} \right)}$$

Momentlikevoktsligning

$$\alpha_n := 0.35, 0.40 \dots 1.1$$



$$\sigma_{cA}(\alpha_n) \text{ (Pa)}$$

$$\sigma_{cM}(\alpha_n) \text{ (Pa)}$$

$$\alpha_n := 0.88$$

Rissvidde

$$x_t := \alpha_n \cdot d = 0.198 \text{ m}$$

$$S_{r,max} := 1.3 \cdot (t - x_t) = 93.6 \text{ mm}$$

$x_t$  er trykksonehøyde og  $t$  er tykkelse

$$\sigma_s := \sigma_{c.u} = 5.547 \text{ MPa}$$

$$h_{c,eff} := \min \left( 2.5 (t - d_s), \frac{(t - \alpha_n \cdot d_s)}{3}, \frac{t}{2} \right) = 0.021 \text{ m} \quad \text{EC2 figur 7.1}$$

$$A_{c,eff} := b_{tot} \cdot h_{c,eff}$$

$$f_{ct,eff} := f_{ctm} = 4.5 \text{ MPa}$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.556$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0.015$$

$$k_t := 0.6$$

0,6 for kortvarig/0,4 for langvarig (EC2 7.3.4 (2))

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\frac{\sigma_s - k_t \cdot f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = 0.001$$

EC2 7.3.4

klarer ikke å skrive inn  $-\varepsilon_{cm}$

$\varepsilon_{sm}$  skal egentlig være  $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$

$$0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 1.664 \cdot 10^{-5}$$

$$\omega_k := S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm}) = 0.097 \text{ mm}$$

Samme her, skal være  $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$

Dette sammenlignes med tall fra tabell 7.3N i EC2

$$c_{nom} := 35 \text{ mm}$$

$$c_{min,dur} := 25 \text{ mm}$$



$$k_c := \frac{c_{nom}}{c_{min.dur}} = 1.4$$

$$k_c \leq 1.3$$

$k_c$  er større enn 1.3. Bruker derfor  $k_c = 1.3$

$$k_c := 1.3$$

$$w_{max} := 0.30 \text{ mm} \cdot k_c = 0.39 \text{ mm}$$

$$\frac{\omega_k}{w_{max}} = 0.248$$

Rissvidden  $\omega_k$  er OK!

### Nedbøyning

$$E_{cL} = (2.915 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = (3.6 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$g := 1.0 \cdot 6.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_g := \frac{g \cdot L^2}{8} = 121.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_p := -P_{etter.tap} \cdot e_1 = -52.735 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pkt} := \frac{q \cdot L^2}{8} = 522.842 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$E_{middel.28} := \frac{|M_p| + M_g + M_{pkt}}{\frac{|M_p|}{E_{cL}} + \frac{M_g}{E_{cL}} + \frac{M_{pkt}}{E_{cL}}} = (2.915 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{middel.28}} = 7.032$$

$$A_{p.tot} = 411.378 \text{ mm}^2$$

$$I_{c.risset} := \frac{b \cdot (\alpha_n \cdot d_s)^3}{12} = (7.37 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_s := A_s \cdot (d_s - \alpha_n \cdot d_s)^2 = (4.497 \cdot 10^5) \text{ mm}^4$$

$$E_s = (2 \cdot 10^5) \text{ MPa}$$

$$EI := E_{middel} \cdot I_{c.risset} + E_s \cdot I_s = (2.158 \cdot 10^7) \frac{\text{kg} \cdot \text{m}^3}{\text{s}^2}$$

Enhetslastmetoden egenlast

$$M_{felt} := M_{gEd.felt} + 1.1 M_{T.felt.midt} = 79.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{støtte} := M_{gEd.støtte} - 0.9 M_{T.støtte} = 104.265 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_{virt} := 1$$

$$V_A := 0.625 \cdot P_{virt} = 0.625$$

$$V_B := 0.375 \cdot P_{virt} = 0.375$$

$$L_{virt.1} := 0.75 \cdot L = 9 \text{ m}$$

$$L_{virt.2} := 0.25 \cdot L = 3 \text{ m}$$

$$a := \frac{L_{virt.1}}{2} = 4.5 \text{ m}$$

$$b := L_{virt.2} = 3 \text{ m}$$

$$m_{virt.1} := \frac{P_{virt} \cdot a \cdot b^2}{2 \cdot L^3} \cdot (a + 2L) = 0.334 \text{ m}$$

$$m_{virt.2} := \frac{P_{virt} \cdot a \cdot b}{2 \cdot L^2} (a + L) = 0.773 \text{ m}$$

$$\delta_g := \left( \frac{5}{12} \cdot M_{felt} \cdot m_{virt.1} \cdot L_{virt.1} \right) \cdot 2 \cdot \frac{1}{EI} + \left( \frac{1}{4} M_{støtte} \cdot m_{virt.2} \cdot L_{virt.2} \cdot \frac{1}{EI} \right) = 12.081 \text{ mm}$$

$$M_{felt.virt} := \frac{5 \cdot 1 \cdot L}{32} = 1.875 \text{ m}$$

$$M_{støtte.virt} := \frac{3 \cdot 1 \cdot L}{16} = 2.25 \text{ m}$$

$$M_{felt.pkt} = 25 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Enhetslastmetode punktlast:

$$\delta_{pkt} := \left( \frac{1}{3} \cdot M_{felt.pkt} \cdot M_{felt.virt} \cdot L_{virt.1} \cdot \frac{1}{EI} \right) + \left( \frac{1}{3} \cdot M_{støtte.pkt} \cdot M_{støtte.virt} \cdot L_{virt.2} \cdot \frac{1}{EI} \right) = 9.646 \text{ mm}$$

Oppbøyning fra spennarmering:

$$\delta_P := \left( \frac{5}{12} \cdot M_{p.felt.midt} \cdot m_{virt.1} \cdot L_{virt.1} \right) \cdot 2 \cdot \frac{1}{EI} + \left( \frac{1}{4} M_{p.støtte} \cdot m_{virt.2} \cdot L_{virt.2} \cdot \frac{1}{EI} \right) = 7.448 \text{ mm}$$

$$\delta_{tot} := \delta_g + \delta_{pkt} - \delta_P = 14.279 \text{ mm}$$

Krav til nedbøyning:

$$\frac{L}{250} = 48 \text{ mm}$$

Utnyttelsesgrad av nedbøyning:

$$\frac{\delta_{tot}}{\frac{L}{250}} = 0.297$$

## Vedlegg 5 - K-bjelke beregninger

## Vedlegg 5A - K-bjelke beregninger av Testdekke 138 kN m/ bidrag

Tittel 138 kN oppspeningskraft med bidrag fra gitterdrager og last 123 kN			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 27-05-2021

Dataprogram: K-Bjelke versjon 7.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten

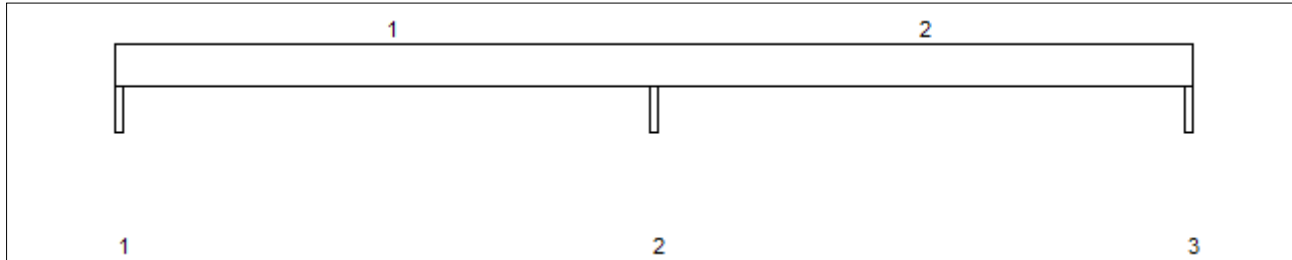
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002

Data er lagret på fil: C:\Users\morte\OneDrive\Dokumenter\Master Etterspente plattendekker\faktor 1 reell 123kN (2).kbj

### INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylar og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 1.5 Etterspente kabler
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1-1 Bestemt armering i felt
- 3.1-2 Bestemt støttearmering
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.2 Skjærarmering
- 4.3 Risskontroll
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

### 1.0 DEKKE MED 3 OPPLGGSPUNKTER

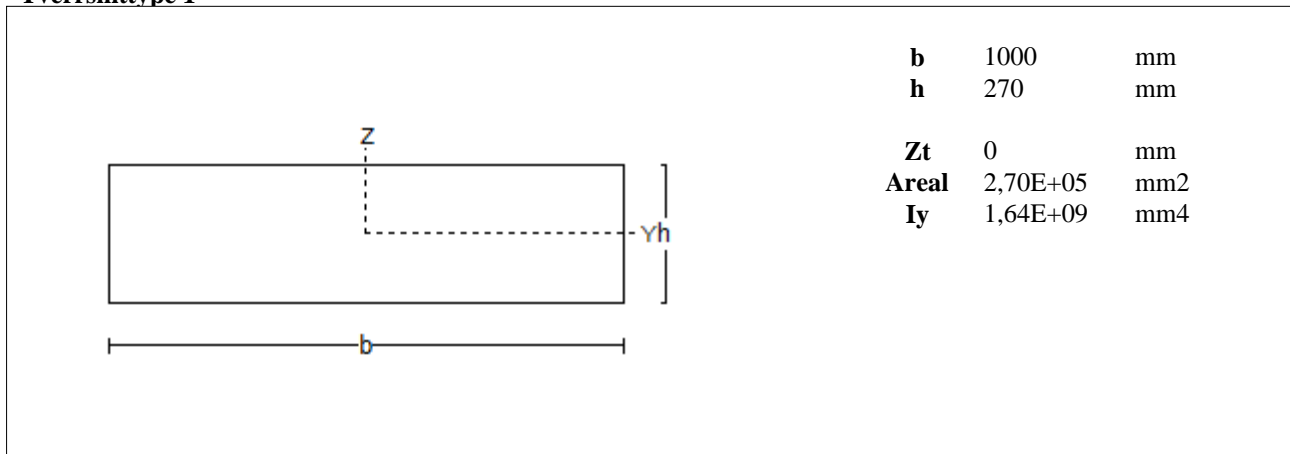


### 1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPER

Felt nr	v.utkr.	1	2	h.utkr.
Spennvidde	100	12000	12000	100
Tverrsnitttype	1	1	1	1

Tittel 138 kN oppspeningskraft med bidrag fra gitterdrager og last 123 kN			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 27-05-2021

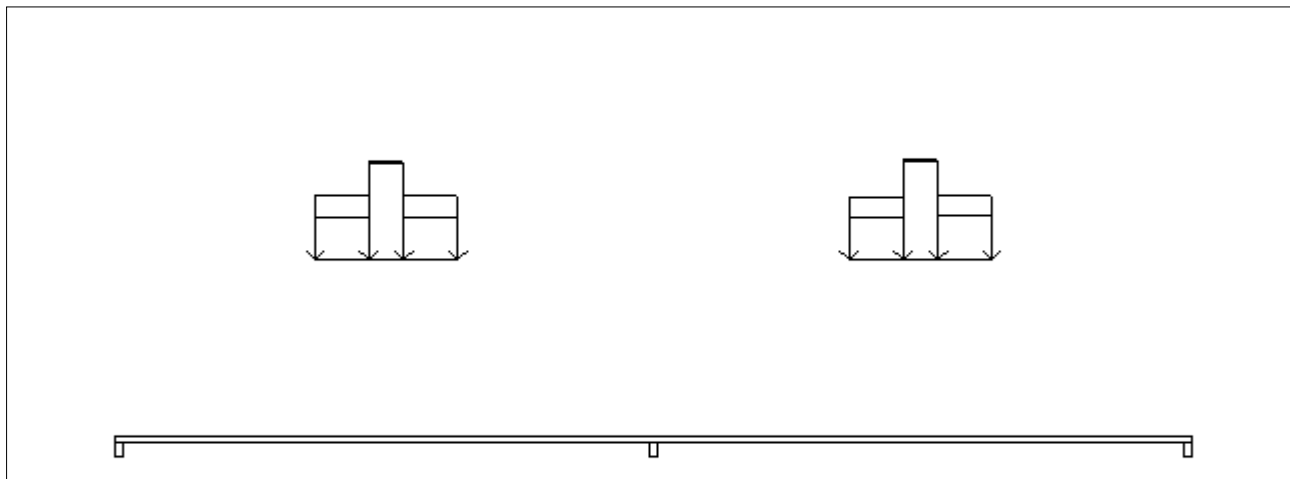
### Tverrsnitttype 1



### 1.2 SØYLER OG OPPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Fri		200					
2	Fri		200					
3	Fri		200					

### 1.3 LASTBILDE



#### Lastfaktorer (brukervalgte)

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,00
Variabel last	0,30	1,00	1,00

**PSI-Faktor** Kategori B : kontorer  
**Krav maks.nedbøyning** Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav

Pålitelighetsklasse: 2	Bjelkens romvekt: 2500 kg/m <sup>3</sup>
------------------------	--

#### Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	6,75	0,00	0,00
2	6,75	0,00	0,00

Tittel 138 kN oppspeningskraft med bidrag fra gitterdrager og last 123 kN			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 27-05-2021

### Trapeslaster (kN)

Permanent last i lastendepunkt		Variabel last i lastendepunkt		Avstand til feltende		Felt
g1 (kN/m)	g2 (kN/m)	p1 (kN/m)	p2 (kN/m)	x1 (mm)	x2 (mm)	nr
10,65	10,65	0,00	0,00	4400	5600	1
6,94	6,94	0,00	0,00	4400	5600	1
15,98	15,98	0,00	0,00	5600	6400	1
16,45	16,45	0,00	0,00	5600	6400	1
10,65	10,65	0,00	0,00	6400	7600	1
6,94	6,94	0,00	0,00	6400	7600	1
10,42	10,42	0,00	0,00	4400	5600	2
7,13	7,13	0,00	0,00	4400	5600	2
16,67	16,67	0,00	0,00	5600	6400	2
16,32	16,32	0,00	0,00	5600	6400	2
10,65	10,65	0,00	0,00	6400	7600	2
7,18	7,18	0,00	0,00	6400	7600	2

### 1.4 MATERIALDATA

Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeringsklasse	XC1	XC1
Materialkoeffisient betong	1	Lite korrosjonsømfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B60 (C60/75)			
Tilslagets spesifikke tyngde (kg/m <sup>3</sup> )	2400			
Sement i fasthetsklasse ( R / N / S)	N	<b>Min. overdekning</b>	<b>uk</b>	<b>ok</b>
Armering flytegrense	500	Min krav	15	15
Bøyler flytegrense	500	Toleransekrav +/-	10	10
Relativ fuktighet %	80	Min. nominell overdekning	25	25
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h0 (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	213			
største tilslagsstørrelse, dg(mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		1,02
Korttids Emodul, Ecm	39100	Svinntøyning, FI 0_28		-0,00011
Trykkfasthet, fcd	51	Svinntøyning, FI 28_5000		-0,00017
Middel verdi av strekkfasthet, fctm	4,4			
Strekkfasthet, fctd	2,62			

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620:  $D \geq 16$  mm (D= 22 mm)
2. Det grove tilslaget  $\geq 50\%$  av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

### 1.5 DATA FOR ETTERSPENTE KABLER

Avstand fra senter av kabel til ok / uk							
Opplegg	o(mm)	Felt	u(mm)	L1/L	Kabelrør: ytre diameter		
1	135	1	43	0,10	17	mm	
2	43	2	43	0,10	Kabeltverrsnitt	93	mm <sup>2</sup>
3	135				Spennkraft før låsetap	138	kN
v. ende	135				Låsetap: Kabelforskyvning	4	mm
h. ende	135				Antall spennkabler	4,44	
					Friksjonskoeffisient	0,050	
					E-modul	205000	N/mm <sup>2</sup>
					Flytespenning	1746	N/mm <sup>2</sup>
					Bjelkebredde / feltbredde	1,000	
					Oppspenning i venstre ende		

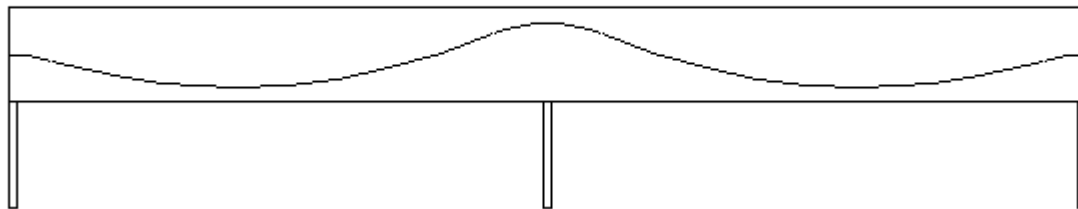
### Kabelkraft etter friksjonstap og låsetap (kN), med lastfaktor 1.0

Største kabelkraft = 133,7 kN

Tittel 138 kN oppspeningskraft med bidrag fra gitterdrager og last 123 kN			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 27-05-2021

Midlere kabelkraft = 131,9 kN    Minste kabelkraft = 129,5 kN

### Dekke med spennkabler



### Kabelkurver for alle felt.

x = avstand fra venstre ende i felt (mm)

y = avstand fra underkant av kabel til underkant av dekke eller bjelke (mm)

#### Felt nr 1

x:	0	450	900	1350	1800	2250	2700	3150	3600	4050	4500	4950	5400	5850	6300
y:	126	121	108	92	79	67	57	48	42	37	34	34	34	37	41

x:	6750	7200	7650	8100	8550	9000	9450	9900	10350	10800	11250	11700
y:	48	56	66	77	91	106	124	143	163	186	205	216

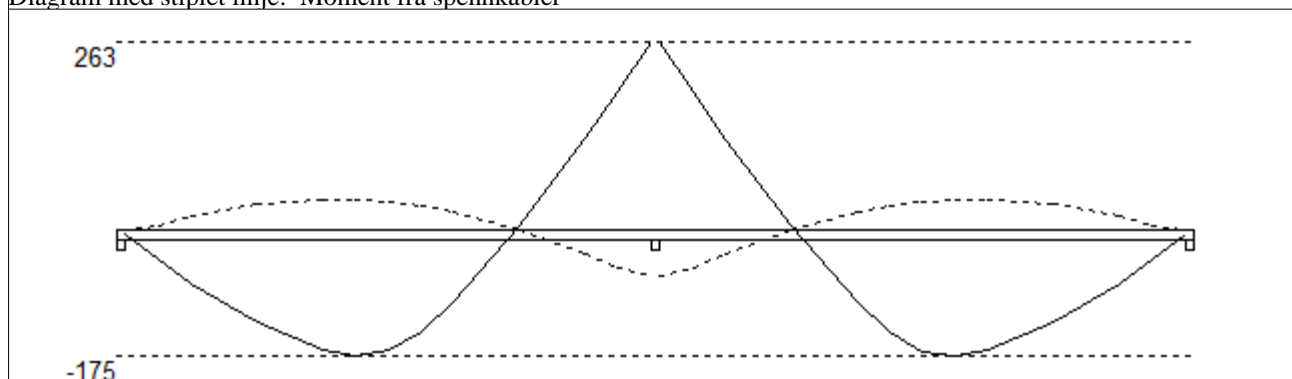
#### Felt nr 2

x:	0	450	900	1350	1800	2250	2700	3150	3600	4050	4500	4950	5400	5850	6300
y:	218	213	200	178	156	136	118	101	86	73	62	53	45	40	36

x:	6750	7200	7650	8100	8550	9000	9450	9900	10350	10800	11250	11700
y:	34	34	35	39	44	51	60	71	83	97	113	124

## 2.1 MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSETILSTAND, MED NYTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med stiplet linje: Moment fra spennkabler



### Største negative feltmomenter (strekk i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-173	-173	-173	-173
2	-175	-175	-175	-175

Mg: permanent last    Mp: variabel last

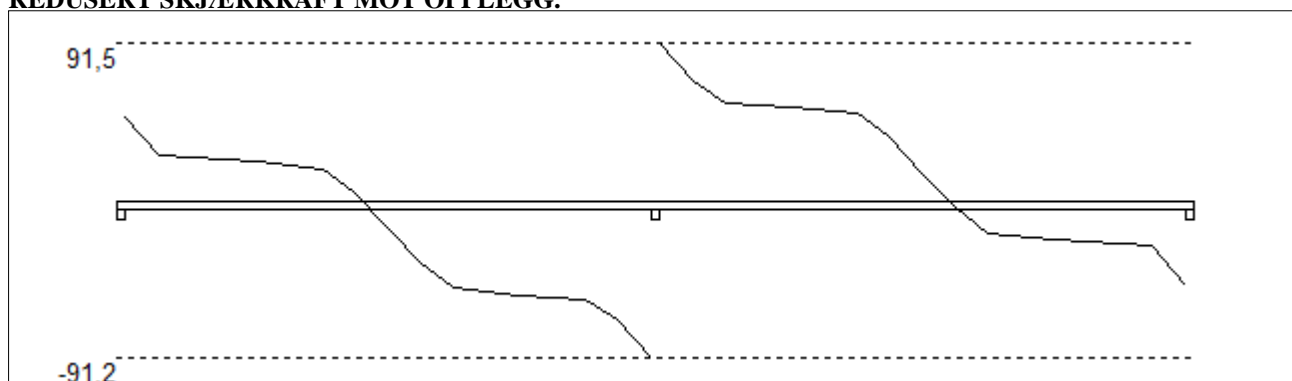
### Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0	0	0	0
2	263	263	263	263
3	0	0	0	0



Tittel 138 kN oppspeningskraft med bidrag fra gitterdrager og last 123 kN			Side 5
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 27-05-2021

## 2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT. REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLGG.



### Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

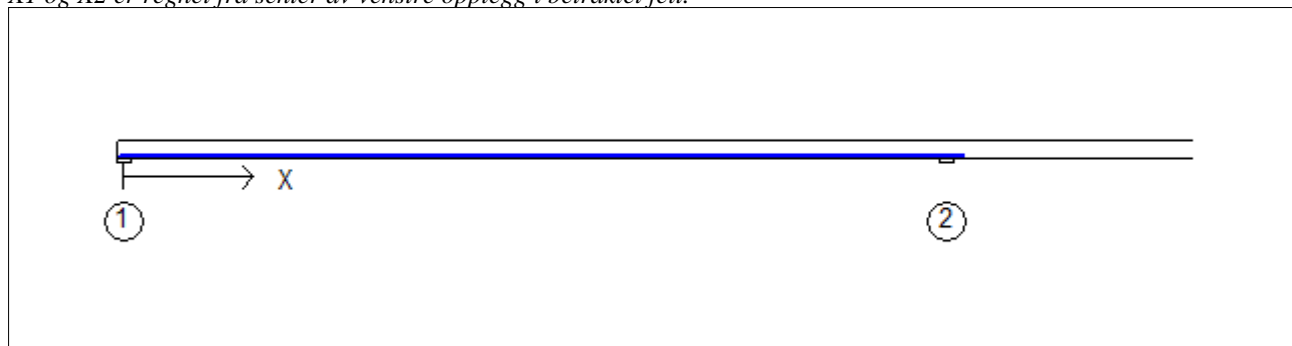
Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1			49,9	48,3
2	-92,8	-91,2	93,1	91,5
3	-50,2	-48,6		

### 3.1-1 BESTEMT ARMERING I FELT

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

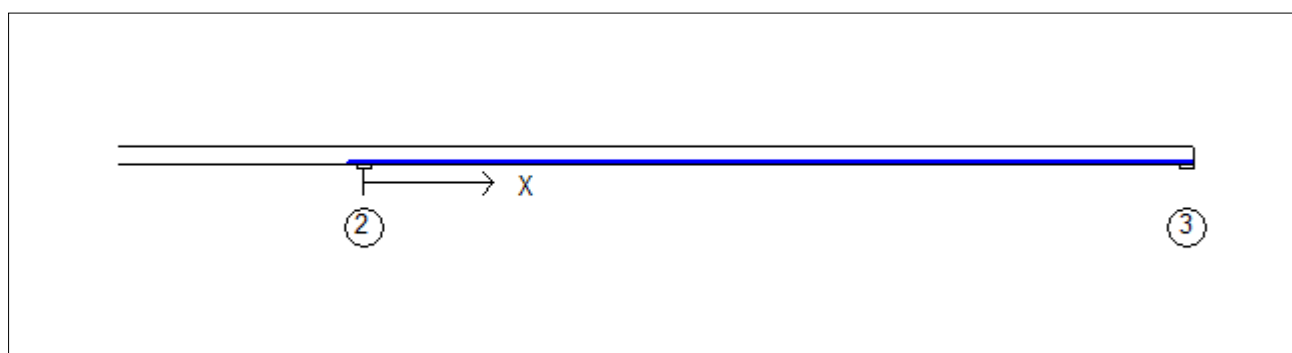
Toleranseavvik for overdekning: +/- 10 mm

X1 og X2 er regnet fra senter av venstre opplegg i betraktet felt.



#### Bestemt armering i underkant i felt nr: 1

cc(mm)	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
270	14	1	-75	12240	12315	24	33



#### Bestemt armering i underkant i felt nr: 2

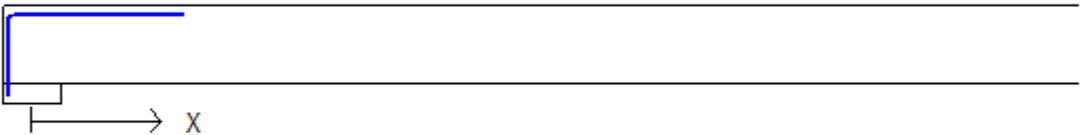
cc(mm)	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
270	14	1	-240	12075	12315	24	33

Tittel 138 kN oppspeningskraft med bidrag fra gitterdrager og last 123 kN			Side 6
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 27-05-2021

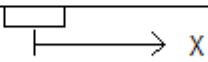
### 3.1-2 BESTEMT ARMERING I OVERKANT VED OPPLÉGG

Denne armeringen kommer i tillegg til overkantarmering i felt.

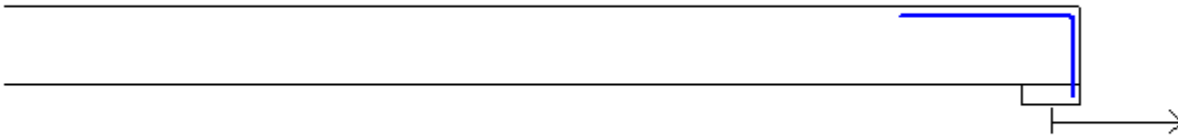
Støttearmering over opplegg nr: 1			Forankring = forankringsfaktor for venstre bjelkenende (0-1)			
cc(mm)	Ø (mm)	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	Overdekning	Forankring
90	12	1	-75	520	26	0,45



Støttearmering over opplegg nr: 2						
cc(mm)	Ø (mm)	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning
90	12	1	-3650	3650	7300	26



Støttearmering over opplegg nr: 3			Forankring = forankringsfaktor for høyre bjelkenende (0-1)			
cc(mm)	Ø (mm)	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	Overdekning	Forankring
400	12	1	-520	75	26	0,45



Tittel 138 kN oppspeningskraft med bidrag fra gitterdrager og last 123 kN			Side 7
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 27-05-2021

### 3.2 FORANKRINGSLENGDE OG UTNYTTELSE AV ARMERING

D: armeringsdiameter

Forankringslengde i underkant:  $18 \times D$  Forankringslengde i overkant:  $18 \times D$

Kapasitetskurver for moment (M/Md):

- Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag
- M/Md (uk) viser utnyttelse av bestemt armering i uk
- M/Md (ok) viser utnyttelse av bestemt armering i ok

### 3.3 FORANKRINGSARMERING (bøyler) I UNDERKANT VED ENDEOPPLEGG

#### Opplegg nr 1

Det trengs ikke forankringsbøyler.

#### Opplegg nr 3

Det trengs ikke forankringsbøyler.

### 3.4 MINIMUMSARMERING (mm<sup>2</sup>) Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-høyre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	542	542	542	0
2	542	542	542	0

### Konstruksjonsregler, krav i EN 1992-1-1

Punkt 9.3.1.1 (3) Største senteravstand mellom stenger, smaks

\* I områder med maksimal moment eller punktlaster:

Smaks =  $2 h \leq 250$  mm for hovedarmering

Smaks =  $3 h \leq 400$  mm for fordelingsarmeringen

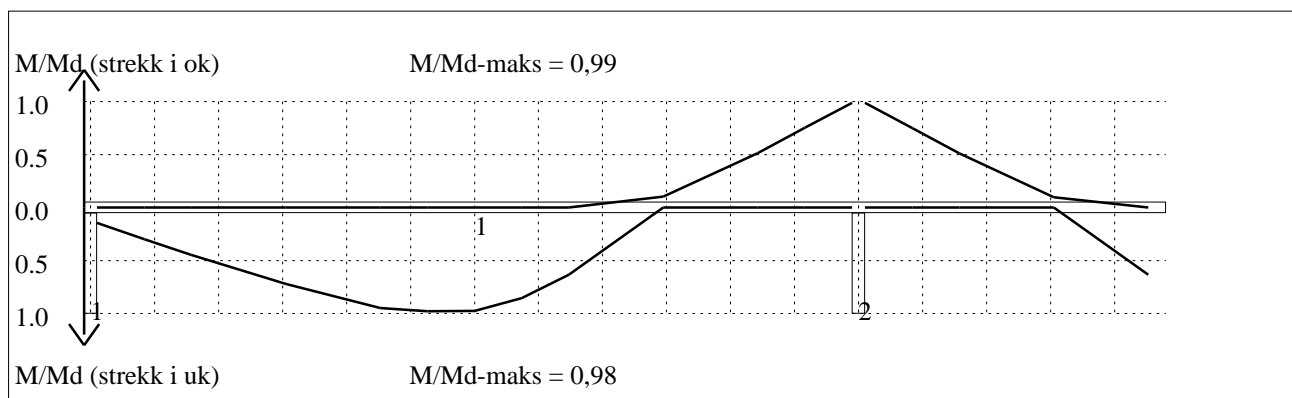
\* Andre områder:

Smaks =  $3 h \leq 400$  mm for hovedarmeringen

Smaks =  $3.5 h \leq 450$  mm for fordelingsarmeringen

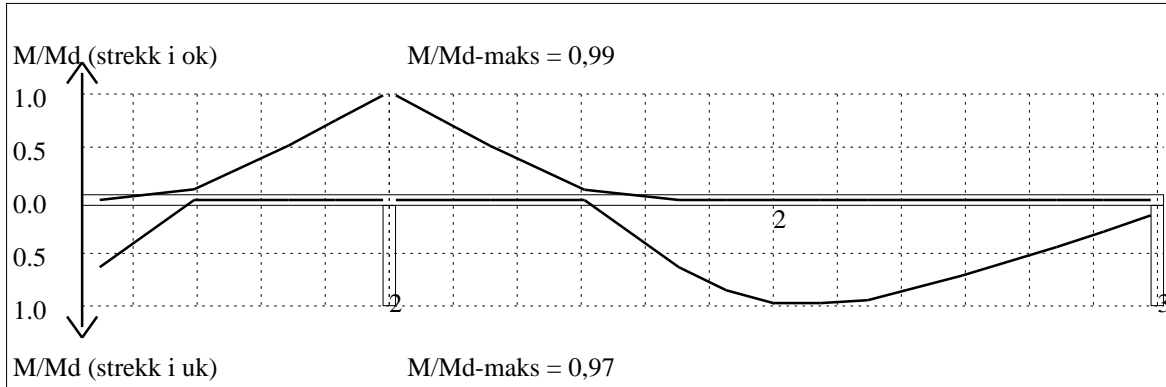
Se også punkt 9.3.1.2 Armering i plater nær opplegg, og punkt 9.3.1.4 Armering ved frie kanter

### 4.1 MOMENTKONTROLL



**Momentkontroll for felt nr 1** Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

Tittel 138 kN oppspeningskraft med bidrag fra gitterdrager og last 123 kN			Side 8
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 27-05-2021



**Momentkontroll for felt nr 2** Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

## 4.2 SKJÆRARMERING

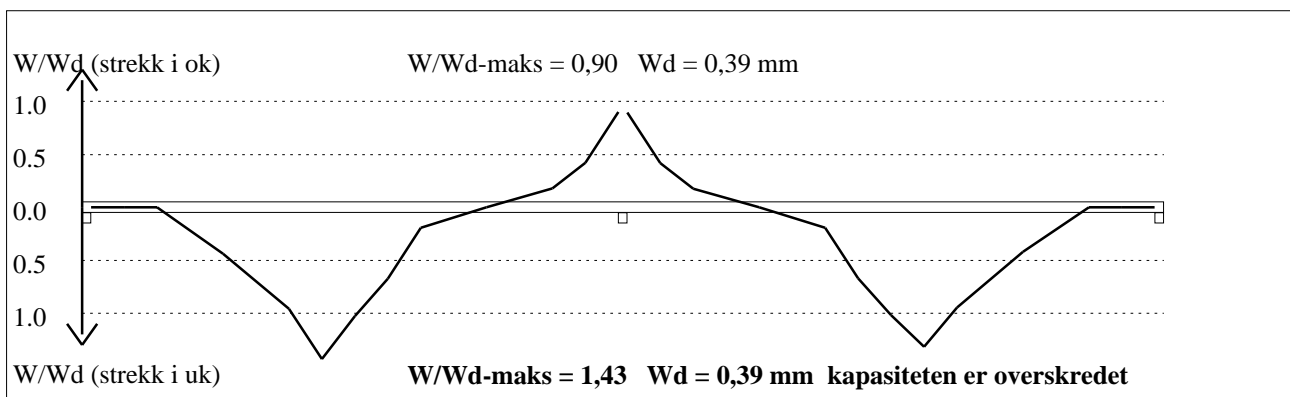
### Skjærarmering i felt nr 1

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm<sup>2</sup>/m

### Skjærarmering i felt nr 2

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm<sup>2</sup>/m

## 4.3 RISSKONTROLL



## 4.4 NEDBØYNINGER I BRUKSGRENSETILSTAND (mm)

Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Nyttelast i betraktet felt
1	112	116	116	116
2	190	186	187	187

## 5.1 OPPLEGGSKREFTER I BRUKSGRENSETILSTAND (kN og kNm) (alle lastfaktorer = 1)

Ng, Mg: fra egenvekt. Np, Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt				Variabel last i alle felt				Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt		Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt	
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	-53,8	0,00	0,0	0,00					0,0	0,00		
2	-192,4	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00
3	-54,1	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00				

Tittel 138 kN oppspeningskraft med bidrag fra gitterdrager og last 123 kN			Side 9
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 27-05-2021

## 5.2 OPLEGGSKREFTER I BRUDDGRENSETILSTAND (kN og kNm)

Ng,Mg: fra egenvekt. Np,Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
					Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt	
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	-53,8	0,00	0,0	0,00			0,0	0,00
2	-192,4	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00
3	-54,1	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00		

## Vedlegg 5B - K-bjelke beregninger av Testdekke 138 kN u/ bidrag

Tittel 138 kN oppspeningskraft uten bidrag fra gitterdrager og last 108 k			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 27-05-2021

Dataprogram: K-Bjelke versjon 7.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten

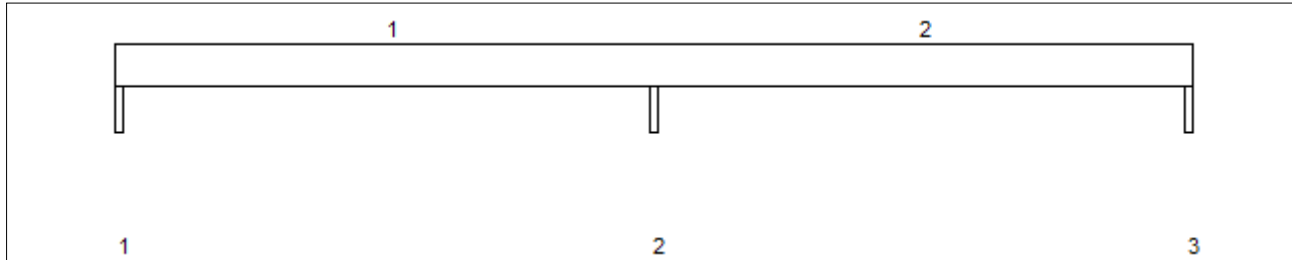
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002

Data er lagret på fil: C:\Users\morte\OneDrive\Dokumenter\Master Etterspente plattendekker\Systemblokk faktor 1 reell 108kN.kbj

### INNHold

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søylar og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 1.5 Etterspente kabler
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1-1 Bestemt armering i felt
- 3.1-2 Bestemt støttearmering
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.2 Skjærarmering
- 4.3 Risskontroll
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

### 1.0 DEKKE MED 3 OPPLGGSPUNKTER

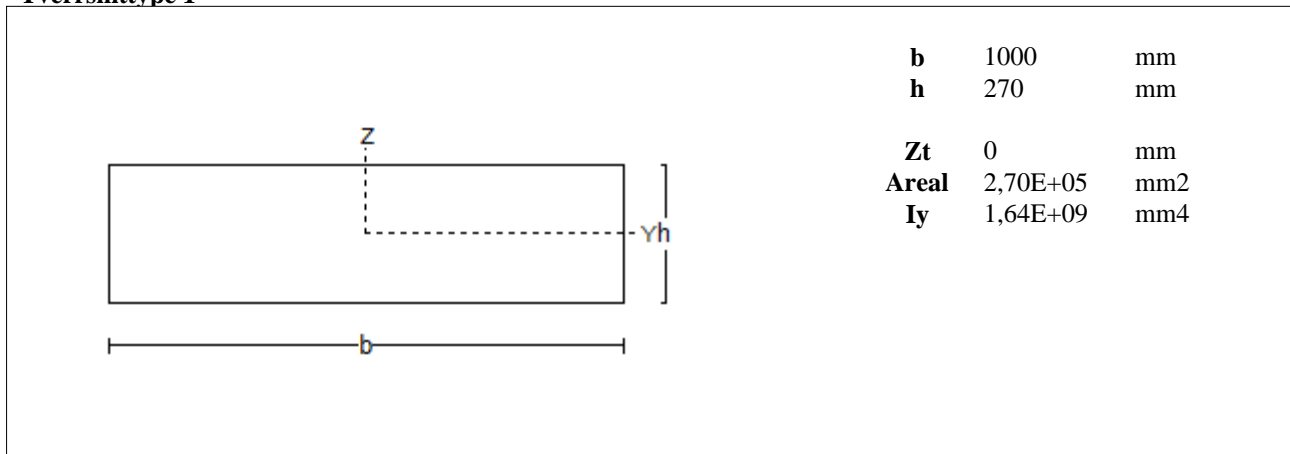


### 1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPER

Felt nr	v.utkr.	1	2	h.utkr.
Spennvidde	100	12000	12000	100
Tverrsnitttype	1	1	1	1

Tittel 138 kN oppspeningskraft uten bidrag fra gitterdrager og last 108 k			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 27-05-2021

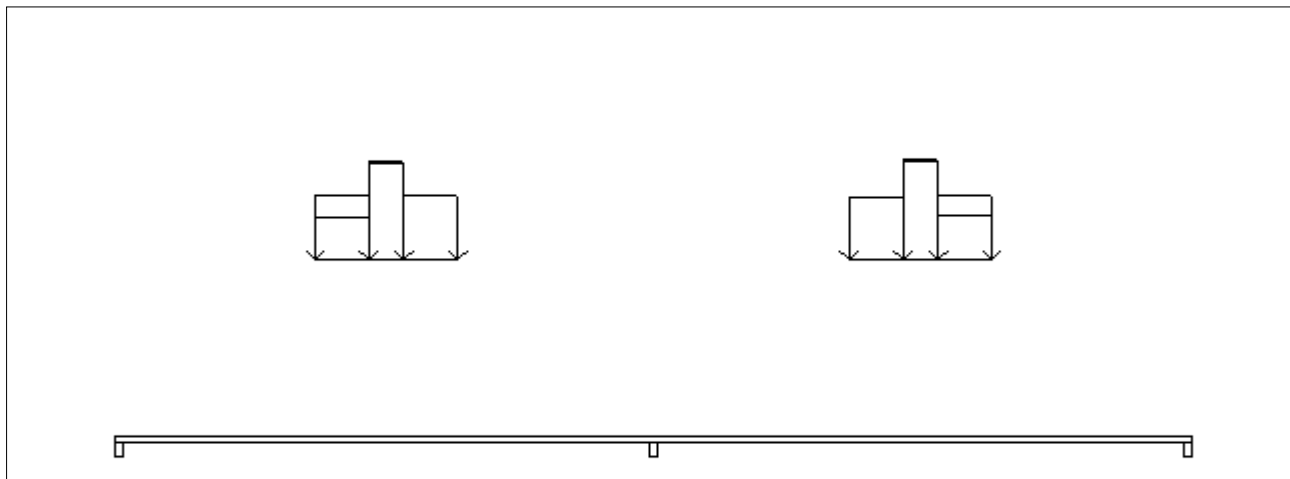
### Tverrsnitttype 1



### 1.2 SØYLER OG OPPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Fri		200					
2	Fri		200					
3	Fri		200					

### 1.3 LASTBILDE



#### Lastfaktorer (brukervalgte)

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,00
Variabel last	0,30	1,00	1,00

**PSI-Faktor** Kategori B : kontorer  
**Krav maks.nedbøyning** Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav

Pålitelighetsklasse: 2	Bjelkens romvekt: 2500 kg/m <sup>3</sup>
------------------------	--

#### Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	6,75	0,00	0,00
2	6,75	0,00	0,00

Tittel 138 kN oppspeningskraft uten bidrag fra gitterdrager og last 108 k			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 27-05-2021

### Trapeslaster (kN)

Permanent last i lastendepunkt		Variabel last i lastendepunkt		Avstand til feltende		Felt
g1 (kN/m)	g2 (kN/m)	p1 (kN/m)	p2 (kN/m)	x1 (mm)	x2 (mm)	nr
10,65	10,65	0,00	0,00	4400	5600	1
6,94	6,94	0,00	0,00	4400	5600	1
15,98	15,98	0,00	0,00	5600	6400	1
16,45	16,45	0,00	0,00	5600	6400	1
10,65	10,65	0,00	0,00	6400	7600	1
10,42	10,42	0,00	0,00	4400	5600	2
16,67	16,67	0,00	0,00	5600	6400	2
16,32	16,32	0,00	0,00	5600	6400	2
10,65	10,65	0,00	0,00	6400	7600	2
7,18	7,18	0,00	0,00	6400	7600	2

### 1.4 MATERIALDATA

Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeeringsklasse	XC1	XC1
Materialkoeffisient betong	1	Lite korrosjonsømfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B60 (C60/75)			
Tilslagets spesifikk tyngde (kg/m <sup>3</sup> )	2400			
Sement i fasthetsklasse ( R / N / S)	N	<b>Min. overdekning</b>	<b>uk</b>	<b>ok</b>
Armering flytegrense	500	Min krav	15	15
Bøyler flytegrense	500	Toleransekrav +/-	10	10
Relativ fuktighet %	80	Min. nominell overdekning	25	25
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h <sub>0</sub> (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	213			
største tilslagsstørrelse, dg(mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		1,02
Korttids Emodul, E <sub>cm</sub>	39100	Svinntøyning, FI 0_28		-0,00011
Trykkfasthet, f <sub>cd</sub>	51	Svinntøyning, FI 28_5000		-0,00017
Middel verdi av strekkfasthet, f <sub>ctm</sub>	4,4			
Strekkfasthet, f <sub>ctd</sub>	2,62			

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620: D<sub>>=16</sub> mm (D= 22 mm)
2. Det grove tilslaget >=50% av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

### 1.5 DATA FOR ETTERSPENTE KABLER

Avstand fra senter av kabel til ok / uk				
Opplegg	o(mm)	Felt	u(mm)	L1/L
1	135	1	43	0,10
2	43	2	43	0,10
3	135			
v. ende	135			
h. ende	135			

Kabelrør: ytre diameter	17	mm
Kabelverrsnitt	93	mm <sup>2</sup>
Spennkraft før låsetap	138	kN
Låsetap: Kabelforskyvning	4	mm
Antall spennkabler	4,44	
Friksjonskoeffisient	0,050	
E-modul	205000	N/mm <sup>2</sup>
Flytespenning	1746	N/mm <sup>2</sup>
Bjelkebredde / feltbredde	1,000	
Oppspenning i venstre ende		

### Kabelkraft etter friksjonstap og låsetap (kN), med lastfaktor 1.0

Største kabelkraft = 133,7 kN

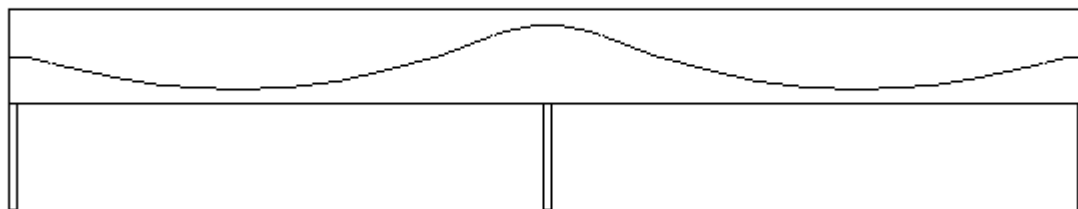




Tittel 138 kN oppspeningskraft uten bidrag fra gitterdrager og last 108 k			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 27-05-2021

Midlere kabelkraft = 131,9 kN      Minste kabelkraft = 129,5 kN

### Dekke med spennkabler



### Kabelkurver for alle felt.

x = avstand fra venstre ende i felt (mm)

y = avstand fra underkant av kabel til underkant av dekke eller bjelke (mm)

#### Felt nr 1

x:	0	450	900	1350	1800	2250	2700	3150	3600	4050	4500	4950	5400	5850	6300
y:	126	121	108	92	79	67	57	48	42	37	34	34	34	37	41

x:	6750	7200	7650	8100	8550	9000	9450	9900	10350	10800	11250	11700
y:	48	56	66	77	91	106	124	143	163	186	205	216

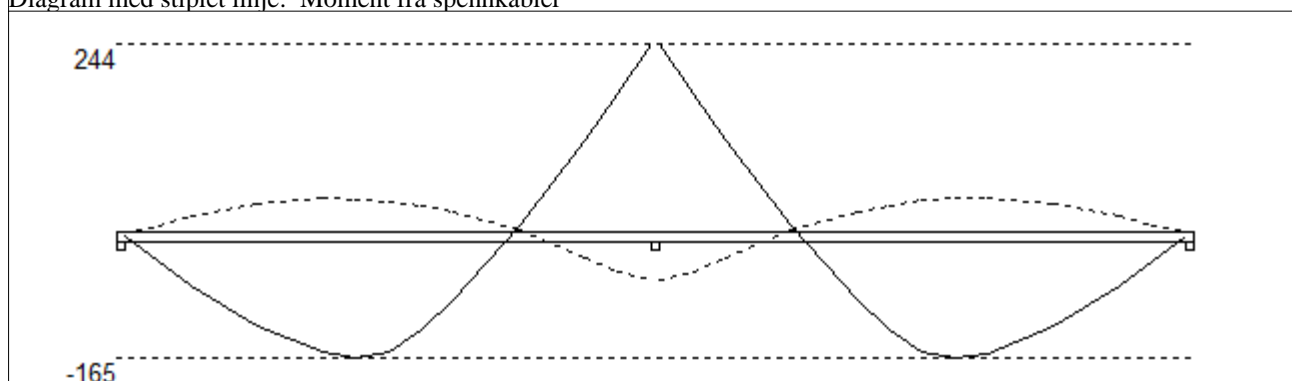
#### Felt nr 2

x:	0	450	900	1350	1800	2250	2700	3150	3600	4050	4500	4950	5400	5850	6300
y:	218	213	200	178	156	136	118	101	86	73	62	53	45	40	36

x:	6750	7200	7650	8100	8550	9000	9450	9900	10350	10800	11250	11700
y:	34	34	35	39	44	51	60	71	83	97	113	124

## 2.1 MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSETILSTAND, MED NYTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med stiplet linje: Moment fra spennkabler



### Største negative feltmomenter (strekk i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-163	-163	-163	-163
2	-165	-165	-165	-165

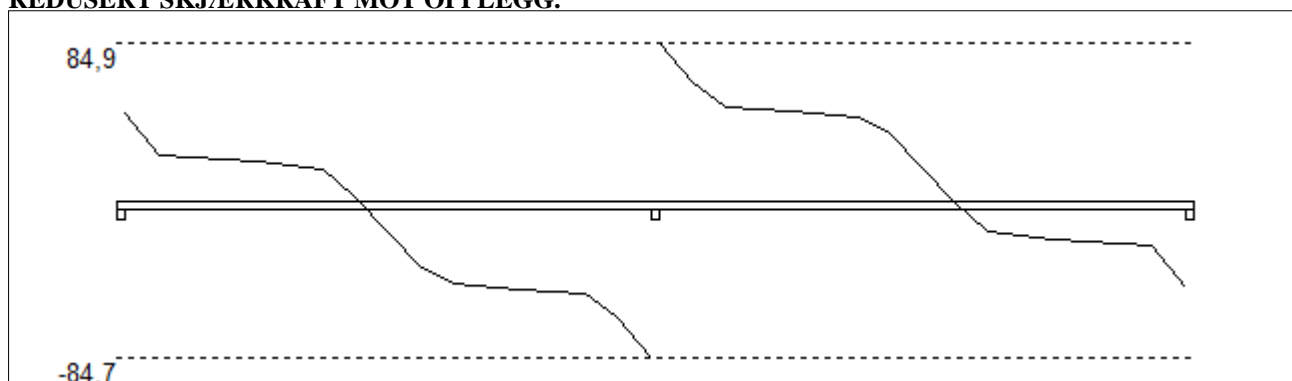
Mg: permanent last    Mp: variabel last

### Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0	0	0	0
2	244	244	244	244
3	0	0	0	0

Tittel 138 kN oppspeningskraft uten bidrag fra gitterdrager og last 108 k			Side 5
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 27-05-2021

## 2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT. REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLEGG.



### Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

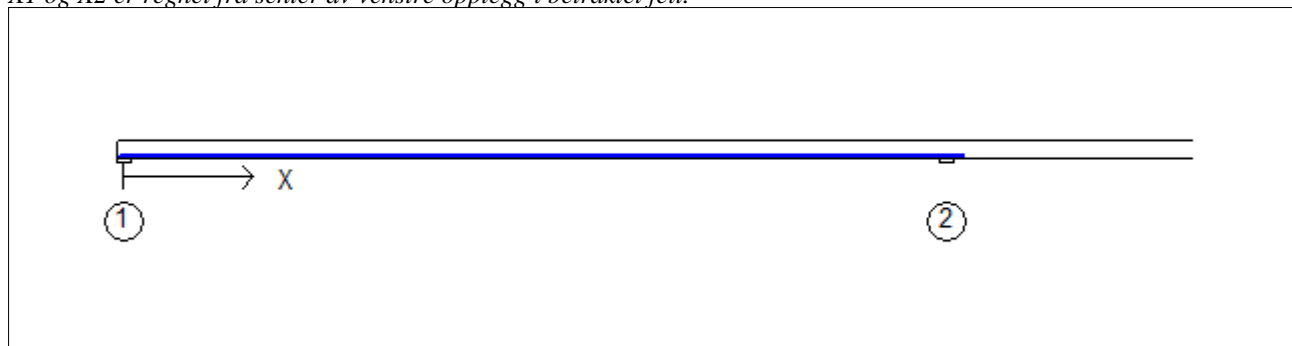
Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1			48,0	46,4
2	-86,3	-84,7	86,5	84,9
3	-48,2	-46,7		

### 3.1-1 BESTEMT ARMERING I FELT

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

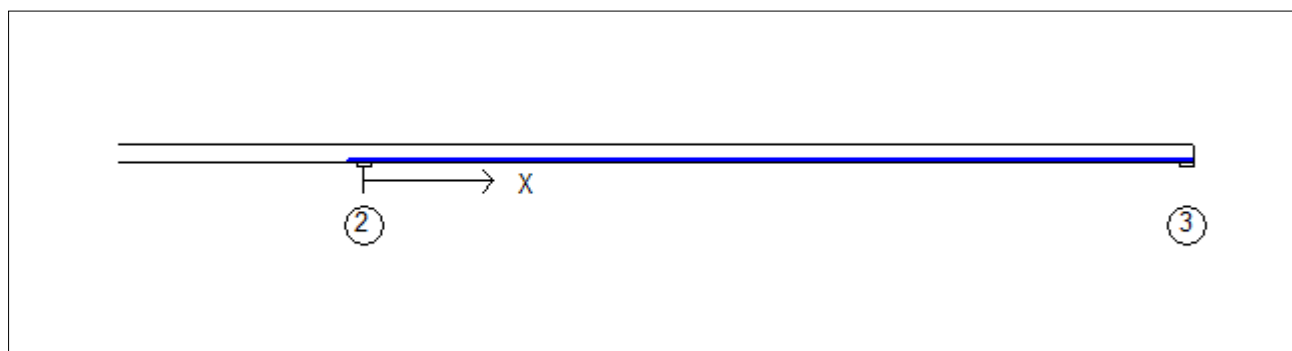
Toleranseavvik for overdekning: +/- 10 mm

X1 og X2 er regnet fra senter av venstre opplegg i betraktet felt.



#### Bestemt armering i underkant i felt nr: 1

cc(mm)	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
240	12	1	-75	12240	12315	26	33



#### Bestemt armering i underkant i felt nr: 2


cc(mm)	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
240	12	1	-240	12075	12315	26	33

Tittel 138 kN oppspeningskraft uten bidrag fra gitterdrager og last 108 k			Side 6
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 27-05-2021

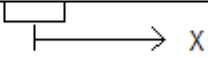
### 3.1-2 BESTEMT ARMERING I OVERKANT VED OPPLÈGG

Denne armeringen kommer i tillegg til overkantarmering i felt.


Støttearmering over opplegg nr: 1			Forankring = forankringsfaktor for venstre bjelkenende (0-1)			
cc(mm)	Ø (mm)	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	Overdekning	Forankring
90	12	1	-75	520	26	0,45



Støttearmering over opplegg nr: 2						
cc(mm)	Ø (mm)	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning
90	12	1	-3650	3650	7300	26



Støttearmering over opplegg nr: 3			Forankring = forankringsfaktor for høyre bjelkenende (0-1)			
cc(mm)	Ø (mm)	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	Overdekning	Forankring
400	12	1	-520	75	26	0,45



Tittel 138 kN oppspeningskraft uten bidrag fra gitterdrager og last 108 k			Side 7
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 27-05-2021

### 3.2 FORANKRINGSLENGDE OG UTNYTTELSE AV ARMERING

D: armeringsdiameter

Forankringslengde i underkant:  $18 \times D$  Forankringslengde i overkant:  $18 \times D$

Kapasitetskurver for moment (M/Md):

- Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag
- M/Md (uk) viser utnyttelse av bestemt armering i uk
- M/Md (ok) viser utnyttelse av bestemt armering i ok

### 3.3 FORANKRINGSARMERING (bøyler) I UNDERKANT VED ENDEOPPLEGG

#### Opplegg nr 1

Det trengs ikke forankringsbøyler.

#### Opplegg nr 3

Det trengs ikke forankringsbøyler.

### 3.4 MINIMUMSARMERING (mm<sup>2</sup>) Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-høyre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	542	542	542	0
2	542	542	542	0

### Konstruksjonsregler, krav i EN 1992-1-1

Punkt 9.3.1.1 (3) Største senteravstand mellom stenger, smaks

\* I områder med maksimal moment eller punktlaster:

Smaks =  $2 h \leq 250$  mm for hovedarmering

Smaks =  $3 h \leq 400$  mm for fordelingsarmeringen

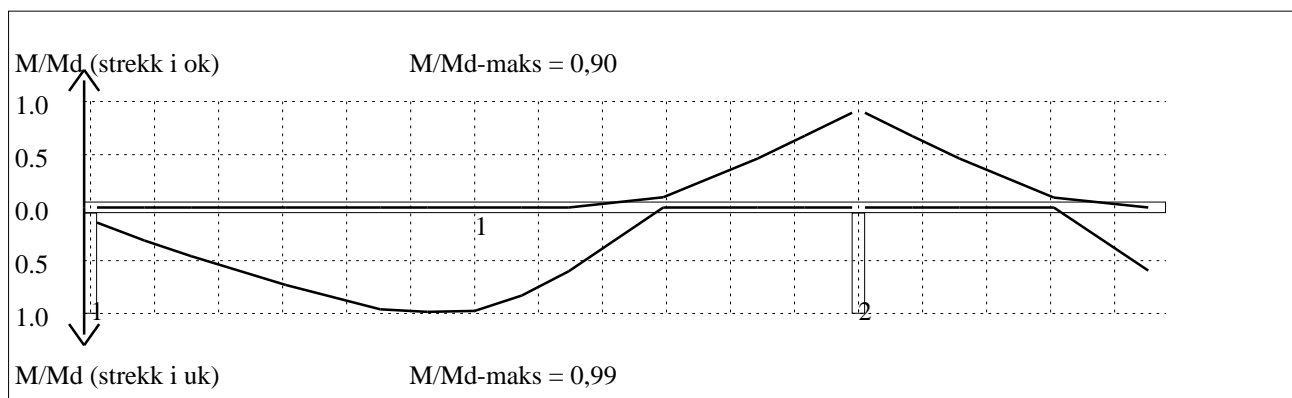
\* Andre områder:

Smaks =  $3 h \leq 400$  mm for hovedarmeringen

Smaks =  $3.5 h \leq 450$  mm for fordelingsarmeringen

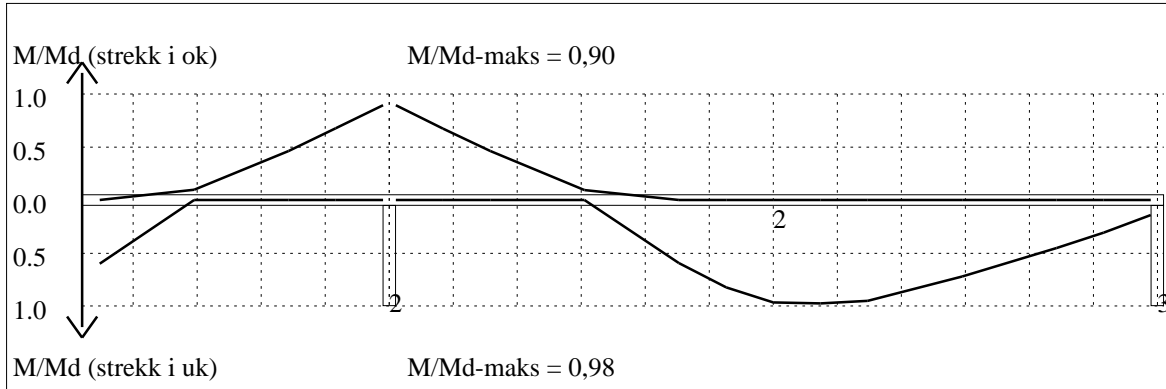
Se også punkt 9.3.1.2 Armering i plater nær opplegg, og punkt 9.3.1.4 Armering ved frie kanter

### 4.1 MOMENTKONTROLL



**Momentkontroll for felt nr 1** Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

Tittel 138 kN oppspeningskraft uten bidrag fra gitterdrager og last 108 k			Side 8
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 27-05-2021



**Momentkontroll for felt nr 2** Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

## 4.2 SKJÆRARMERING

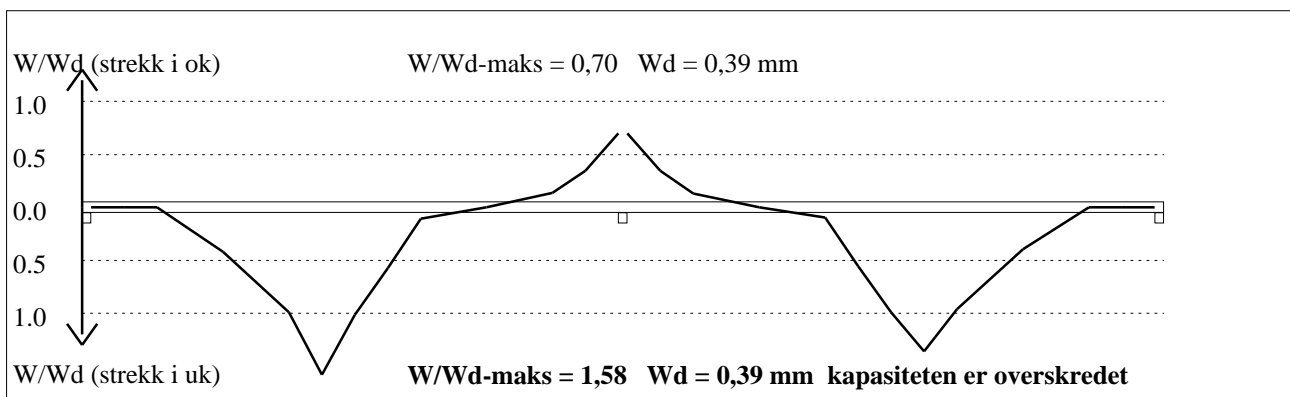
### Skjærarmering i felt nr 1

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm<sup>2</sup>/m

### Skjærarmering i felt nr 2

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm<sup>2</sup>/m

## 4.3 RISSKONTROLL



## 4.4 NEDBØYNINGER I BRUKSGRENSETILSTAND (mm)

Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Nyttelast i betraktet felt
1	112	199	199	199
2	98	174	174	174

## 5.1 OPPLEGGSKREFTER I BRUKSGRENSETILSTAND (kN og kNm) (alle lastfaktorer = 1)

Ng, Mg: fra egenvekt. Np, Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt	
					Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	-51,9	0,00	0,0	0,00			0,0	0,00
2	-179,4	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00
3	-52,2	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00		

Tittel 138 kN oppspeningskraft uten bidrag fra gitterdrager og last 108 k			Side 9
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 27-05-2021

## 5.2 OPLEGGSKREFTER I BRUDDGRENSETILSTAND (kN og kNm)

Ng,Mg: fra egenvekt. Np,Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
					Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt	
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	-51,9	0,00	0,0	0,00			0,0	0,00
2	-179,4	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00
3	-52,2	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00		

## Vedlegg 5C - K-bjelke beregninger med 178 kN spennkraft

Tittel 178 kN oppspenningskraft og last 141 kN			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-05-2021

Dataprogram: K-Bjelke versjon 7.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten

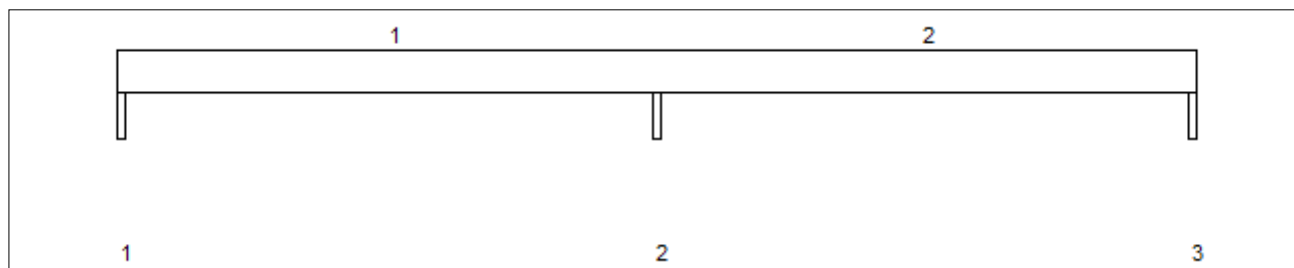
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002

Data er lagret på fil: C:\Users\Bruker\OneDrive\Documents\Masteroppgave\K-bjelke beregninger\Systemblokk faktor 1 reell 141 kN.kbj

### INNHOLD

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søyler og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 1.5 Etterspente kabler
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1-1 Bestemt armering i felt
- 3.1-2 Bestemt støttearmering
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.2 Skjærarmering
- 4.3 Risskontroll
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

### 1.0 DEKKE MED 3 OPPLGGSPUNKTER

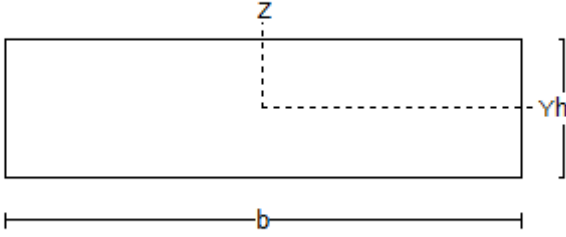


### 1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPER

Felt nr	v.utkr.	1	2	h.utkr.
Spennvidde	100	12000	12000	100
Tverrsnitttype	1	1	1	1

Tittel 178 kN oppspenningskraft og last 141 kN			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-05-2021

### Tverrsnitttype 1

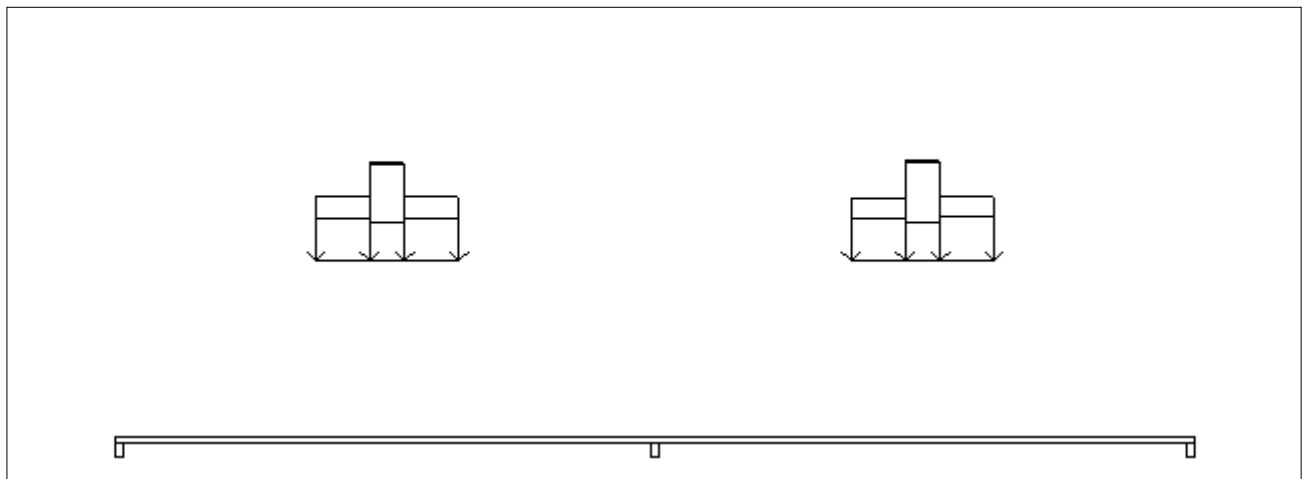


<b>b</b>	1000	mm
<b>h</b>	270	mm
<b>Zt</b>	0	mm
<b>Areal</b>	2,70E+05	mm <sup>2</sup>
<b>Iy</b>	1,64E+09	mm <sup>4</sup>

### 1.2 SØYLER OG OPPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Fri		200					
2	Fri		200					
3	Fri		200					

### 1.3 LASTBILDE



#### Lastfaktorer (brukervalgte)

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,00
Variabel last	0,30	1,00	1,00

**PSI-Faktor** Kategori B : kontorer  
**Krav maks.nedbøyning** Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav

Pålitelighetsklasse: 2

Bjelkens romvekt: 2500 kg/m<sup>3</sup>

#### Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	6,75	0,00	0,00
2	6,75	0,00	0,00



Tittel 178 kN oppspenningskraft og last 141 kN			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-05-2021

### Trapeslaster (kN)

Permanent last i lastendepunkt		Variabel last i lastendepunkt		Avstand til feltende		Felt
g1 (kN/m)	g2 (kN/m)	p1 (kN/m)	p2 (kN/m)	x1 (mm)	x2 (mm)	nr
10,65	10,65	0,00	0,00	4400	5600	1
6,94	6,94	0,00	0,00	4400	5600	1
16,45	16,45	0,00	0,00	5600	6400	1
6,38	6,38	0,00	0,00	5600	6400	1
6,32	6,32	0,00	0,00	5600	6400	1
15,98	15,98	0,00	0,00	5600	6400	1
6,94	6,94	0,00	0,00	6400	7600	1
10,65	10,65	0,00	0,00	6400	7600	1
7,13	7,13	0,00	0,00	4400	5600	2
10,42	10,42	0,00	0,00	4400	5600	2
16,32	16,32	0,00	0,00	5600	6400	2
6,38	6,38	0,00	0,00	5600	6400	2
6,25	6,25	0,00	0,00	5600	6400	2
16,67	16,67	0,00	0,00	5600	6400	2
7,18	7,18	0,00	0,00	6400	7600	2
10,65	10,65	0,00	0,00	6400	7600	2

### 1.4 MATERIALDATA

Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeeringsklasse	XC1	XC1
Materialkoeffisient betong	1	Lite korrosjonsømfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B60 (C60/75)			
Tilslagets spesifikke tyngde (kg/m <sup>3</sup> )	2400			
Sement i fasthetsklasse ( R / N / S)	N	<b>Min. overdekning</b>	<b>uk</b>	<b>ok</b>
Armering flytegrense	500	Min krav	15	15
Bøyler flytegrense	500	Toleransekrav +/-	10	10
Relativ fuktighet %	80	Min. nominell overdekning	25	25
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h0 (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	213			
største tilslagsstørrelse, dg(mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		1,02
Korttids Emodul, Ecm	39100	Svinntøyning, FI 0_28		-0,00011
Trykkfasthet, fcd	51	Svinntøyning, FI 28_5000		-0,00017
Middel verdi av strekkfasthet, fctm	4,4			
Strekkfasthet, fctd	2,62			

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620:  $D \geq 16$  mm ( $D = 22$  mm)
2. Det grove tilslaget  $\geq 50\%$  av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

### 1.5 DATA FOR ETTERSPENTE KABLER

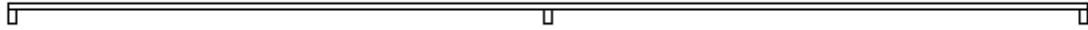
Avstand fra senter av kabel til ok / uk				
Opplegg	o(mm)	Felt	u(mm)	L1/L
1	135	1	43	0,10
2	43	2	43	0,10
3	135			
v. ende	135			
h. ende	135			

Kabelrør: ytre diameter	17	mm
Kabelverrsnitt	93	mm <sup>2</sup>
Spennkraft før låsetap	178	kN
Låsetap: Kabelforskyvning	4	mm
Antall spennkabler	4,44	
Friksjonskoeffisient	0,050	
E-modul	205000	N/mm <sup>2</sup>
Flytespenning	2500	N/mm <sup>2</sup>
Bjelkebredde / feltbredde	1,000	
Oppspenning i venstre ende		

Tittel 178 kN oppspenningskraft og last 141 kN			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-05-2021

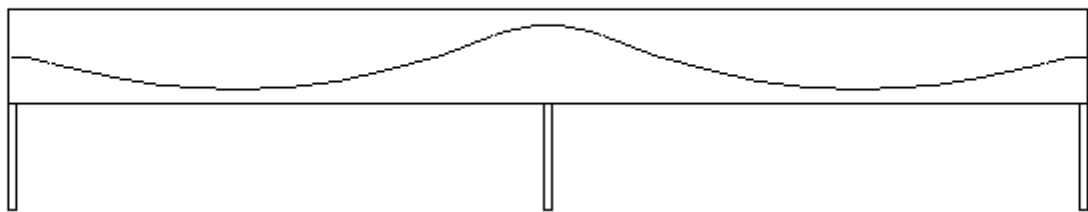
### Kabelkraft etter friksjonstap og låsetap (kN), med lastfaktor 1.0

Største kabelkraft = 172,9 kN



Midlere kabelkraft = 170,8 kN    Minste kabelkraft = 167,9 kN

### Dekke med spennkabler



### Kabelkurver for alle felt.

x = avstand fra venstre ende i felt (mm)

y = avstand fra underkant av kabel til underkant av dekke eller bjelke (mm)

#### Felt nr 1

x:	0	450	900	1350	1800	2250	2700	3150	3600	4050	4500	4950	5400	5850	6300
y:	126	121	108	92	79	67	57	48	42	37	34	34	34	37	41

x:	6750	7200	7650	8100	8550	9000	9450	9900	10350	10800	11250	11700
y:	48	56	66	77	91	106	124	143	163	186	205	216

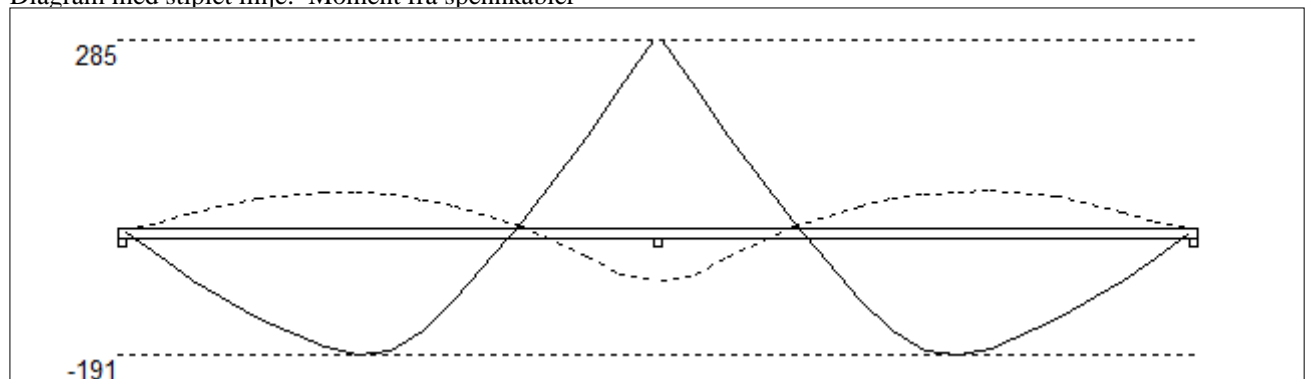
#### Felt nr 2

x:	0	450	900	1350	1800	2250	2700	3150	3600	4050	4500	4950	5400	5850	6300
y:	218	213	200	178	156	136	118	101	86	73	62	53	45	40	36

x:	6750	7200	7650	8100	8550	9000	9450	9900	10350	10800	11250	11700
y:	34	34	35	39	44	51	60	71	83	97	113	124

## 2.1 MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSETILSTAND, MED NYTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med stiptet linje: Moment fra spennkabler



Tittel 178 kN oppspenningskraft og last 141 kN			Side 5
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-05-2021

### Største negative feltmomenter (strekk i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-190	-190	-190	-190
2	-191	-191	-191	-191

Mg: permanent last Mp: variabel last

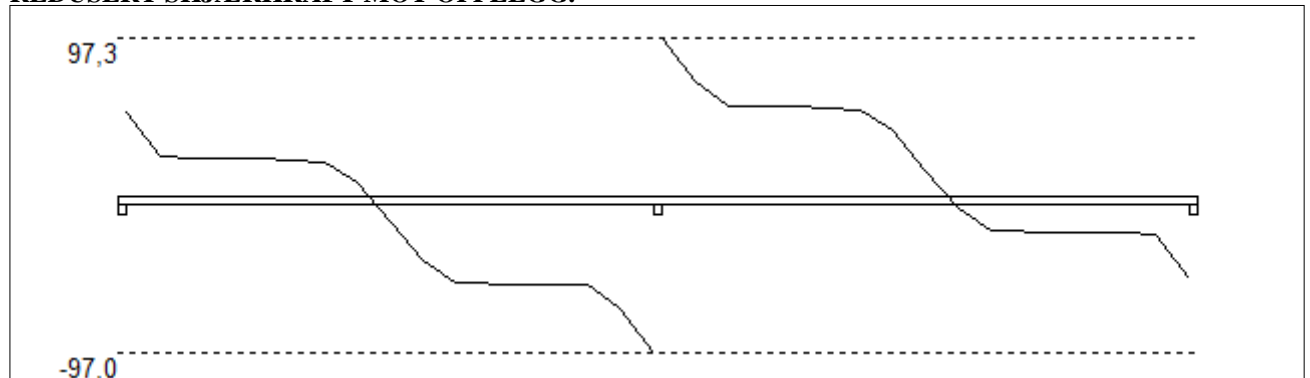
### Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0	0	0	0
2	285	285	285	285
3	0	0	0	0

## 2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND

MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT.

REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLGG.



### Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

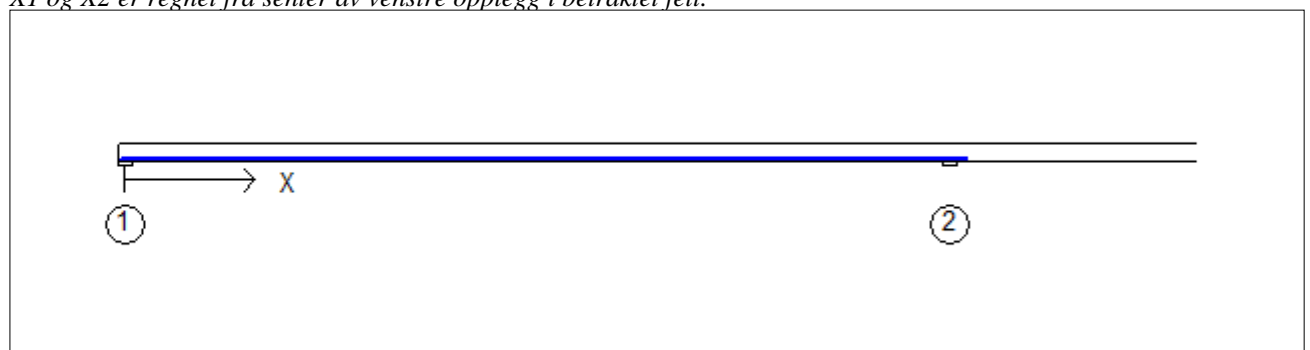
Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1			52,7	51,1
2	-98,6	-97,0	98,9	97,3
3	-53,0	-51,4		

## 3.1-1 BESTEMT ARMERING I FELT

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

Toleranseavvik for overdekning: +/- 10 mm

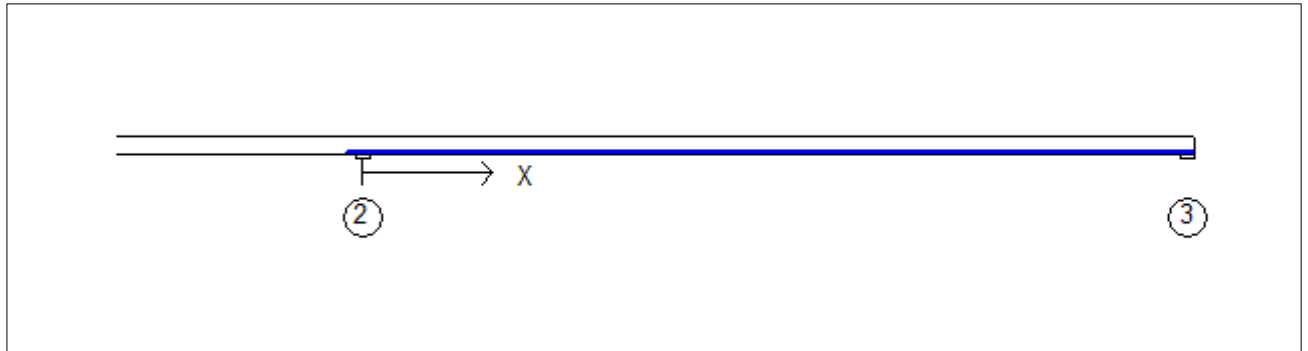
X1 og X2 er regnet fra senter av venstre opplegg i betraktet felt.



### Bestemt armering i underkant i felt nr: 1

cc(mm)	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
270	14	1	-75	12240	12315	24	33

Tittel 178 kN oppspenningskraft og last 141 kN			Side 6
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-05-2021



**Bestemt armering i underkant i felt nr: 2**

cc(mm)	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
270	14	1	-240	12075	12315	24	33

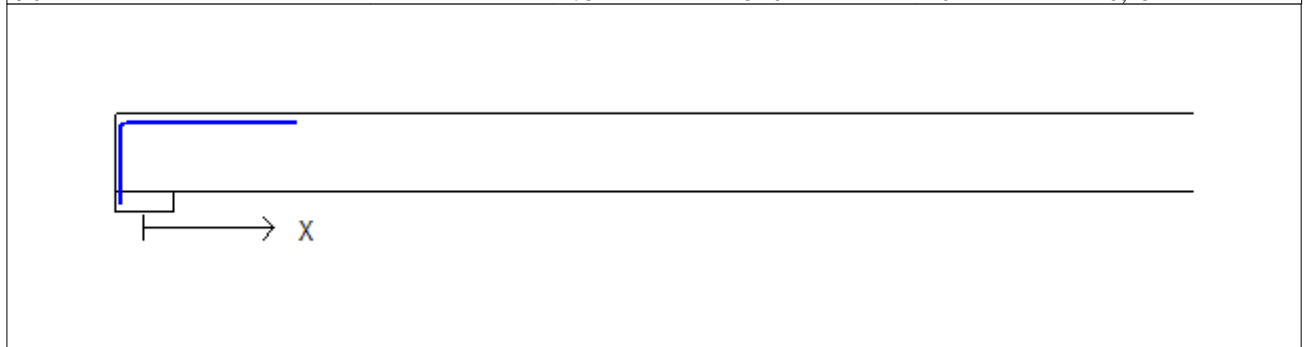
**3.1-2 BESTEMT ARMERING I OVERKANT VED OPPLÉGG**

Denne armeringen kommer i tillegg til overkantarmering i felt.

**Støttearmering over opplegg nr: 1**

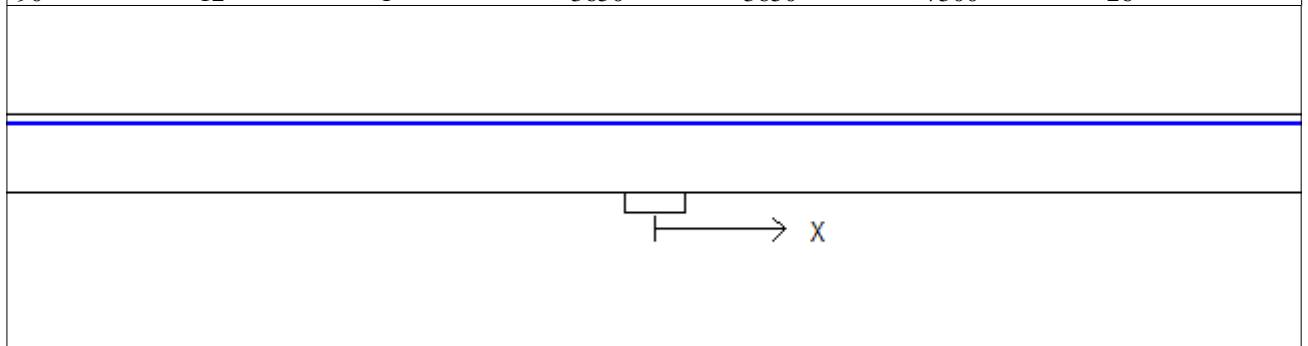
Forankring = forankringsfaktor for venstre bjelkenende (0-1)

cc(mm)	Ø (mm)	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	Overdekning	Forankring
90	12	1	-75	520	26	0,45



**Støttearmering over opplegg nr: 2**

cc(mm)	Ø (mm)	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning
90	12	1	-3650	3650	7300	26



Tittel 178 kN oppspenningskraft og last 141 kN			Side 7
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-05-2021

<b>Støttearmering over opplegg nr: 3</b>			<i>Forankring = forankringsfaktor for høyre bjelkenende (0-1)</i>			
cc(mm)	Ø (mm)	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	Overdekning	Forankring
400	12	1	-520	75	26	0,45

### 3.2 FORANKRINGSLENGDE OG UTNYTTELSE AV ARMERING

D: armeringsdiameter Forankringslengde i underkant: 18 x D    Forankringslengde i overkant: 18 x D Kapasitetskurver for moment (M/Md): - Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag - M/Md (uk) viser utnyttelse av bestemt armering i uk - M/Md (ok) viser utnyttelse av bestemt armering i ok
---

### 3.3 FORANKRINGSARMERING (bøyer) I UNDERKANT VED ENDEOPPLEGG

<b>Opplegg nr 1</b> Det trengs ikke forankringsbøyer. <b>Opplegg nr 3</b> Det trengs ikke forankringsbøyer.
--

### 3.4 MINIMUMSARMERING (mm<sup>2</sup>)    Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-høyre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	542	542	542	0
2	542	542	542	0

### Konstruksjonsregler, krav i EN 1992-1-1

Punkt 9.3.1.1 (3) Største senteravstand mellom stenger, smaks

\* I områder med maksimal moment eller punktlaster:

Smaks = 2 h <= 250 mm for hovedarmering

Smaks = 3 h <= 400 mm for fordelingsarmeringen

\* Andre områder:

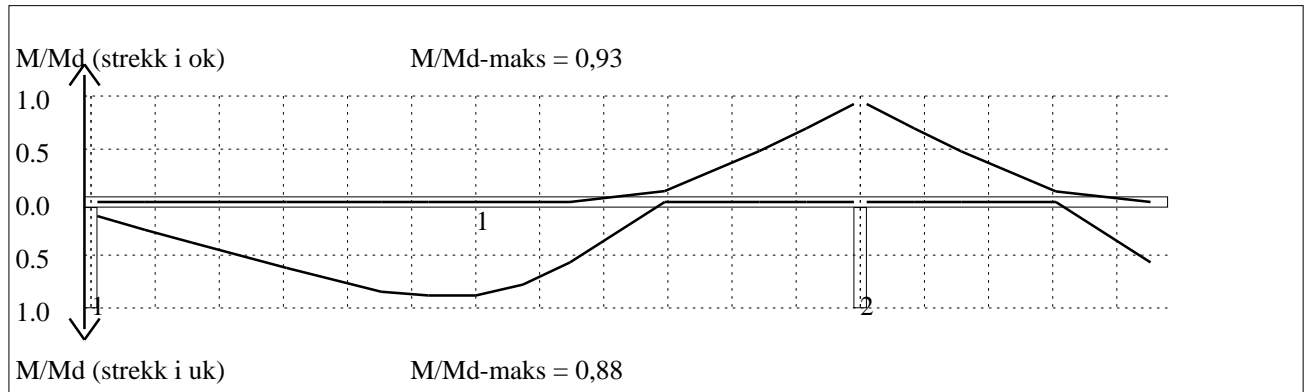
Smaks = 3 h <= 400 mm for hovedarmeringen

Smaks = 3.5 h <= 450 mm for fordelingsarmeringen

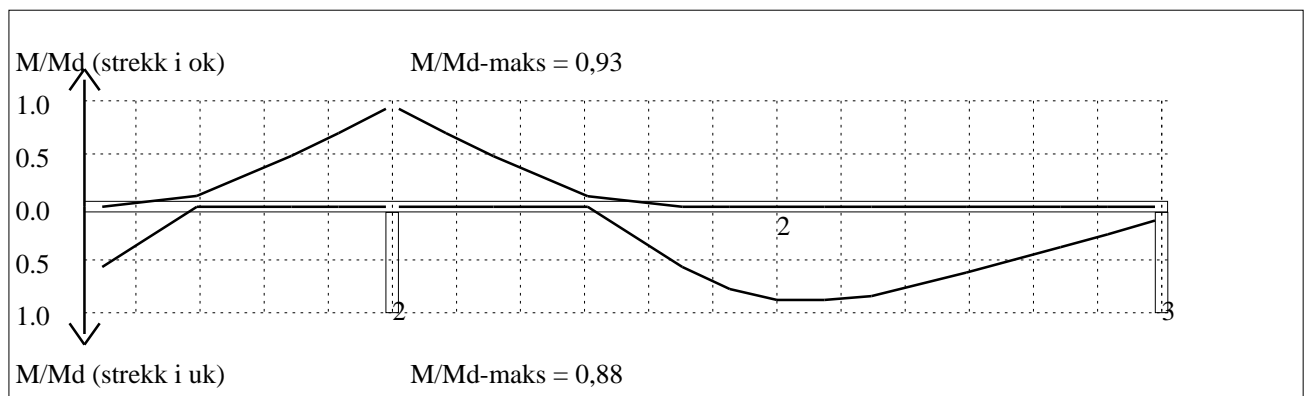
Se også punkt 9.3.1.2 Armering i plater nær opplegg, og punkt 9.3.1.4 Armering ved frie kanter

Tittel 178 kN oppspenningskraft og last 141 kN		Side 8	
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-05-2021

## 4.1 MOMENTKONTROLL



**Momentkontroll for felt nr 1** Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m



**Momentkontroll for felt nr 2** Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

## 4.2 SKJÆRARMERING

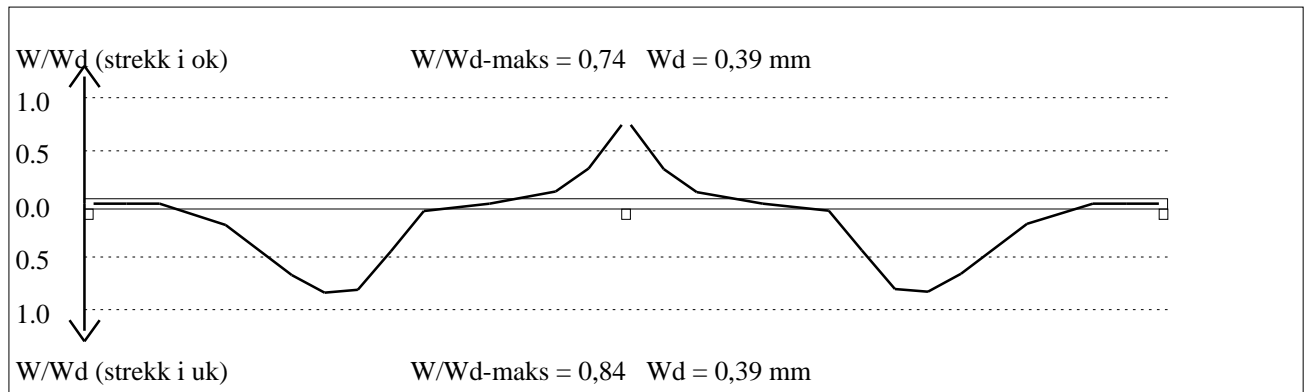
### Skjærarmering i felt nr 1

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm<sup>2</sup>/m

### Skjærarmering i felt nr 2

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm<sup>2</sup>/m

## 4.3 RISSKONTROLL



Tittel 178 kN oppspenningskraft og last 141 kN			Side 9
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-05-2021

#### 4.4 NEDBØYNINGER I BRUKSGRENSETILSTAND (mm)

Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Nyttelast i betraktet felt
1	98	134	134	134
2	97	133	133	133

#### 5.1 OPLEGGSKREFTER I BRUKSGRENSETILSTAND (kN og kNm) (alle lastfaktorer = 1)

Ng,Mg: fra egenvekt. Np,Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
					Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt	
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	-57,3	0,00	0,0	0,00			0,0	0,00
2	-205,6	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00
3	-57,7	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00		

#### 5.2 OPLEGGSKREFTER I BRUDDGRENSETILSTAND (kN og kNm)

Ng,Mg: fra egenvekt. Np,Mp: fra nyttelast

Oppleggs- punkt	Permanent last i alle felt		Variabel last i alle felt		Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
					Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt	
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)
1	-57,3	0,00	0,0	0,00			0,0	0,00
2	-205,6	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00
3	-57,7	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00		

## Vedlegg 5D - K-bjelke beregninger 245 kN spennkraft

Tittel 245 kN oppspenningskraft og last 207.5 kN			Side 1
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-05-2021

Dataprogram: K-Bjelke versjon 7.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten

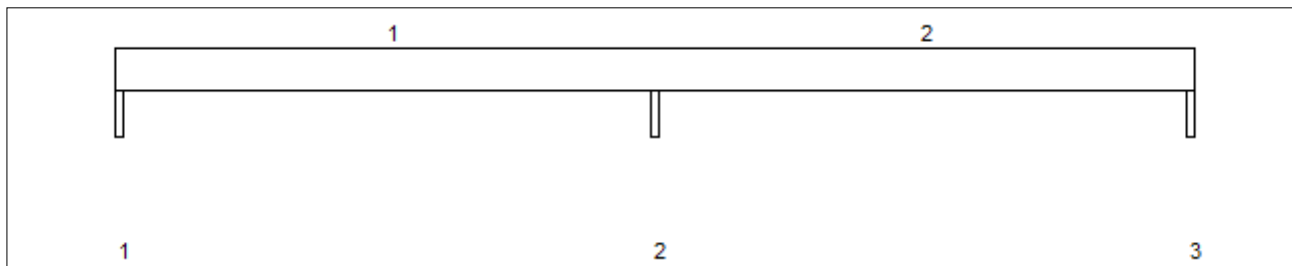
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 og NS-EN 1990:2002

Data er lagret på fil: C:\Users\Bruker\OneDrive\Documents\Masteroppgave\K-bjelke beregninger\Systemblokk faktor 1 reell 207.5 kN 245 kN spennkraft.kbj

### INNHOLD

- 1.0 Figur med feltnummer og oppleggsnummer
- 1.1 Spennvidder og tverrsnittdata
- 1.2 Søyler og oppleggspunkt
- 1.3 Lastdata og Lastfaktorer
- 1.4 Materialdata
- 1.5 Etterspente kabler
- 2.1 Momentdiagrammer
- 2.2 Skjærkraftdiagrammer
- 3.1-1 Bestemt armering i felt
- 3.1-2 Bestemt støttearmering
- 3.2 Forankringslengde
- 3.3 Forankringsarmering i underkant ved endeopplegg
- 3.4 Minimumsarmering
- 4.1 Momentkapasitetskurver (armeringens utnyttelsesgrad)
- 4.2 Skjærarmering
- 4.3 Risskontroll
- 4.4 Nedbøyning
- 5.1 Oppleggskrefter i bruksgrensetilstand
- 5.2 Oppleggskrefter i bruddgrensetilstand

### 1.0 DEKKE MED 3 OPPLGGSPUNKTER



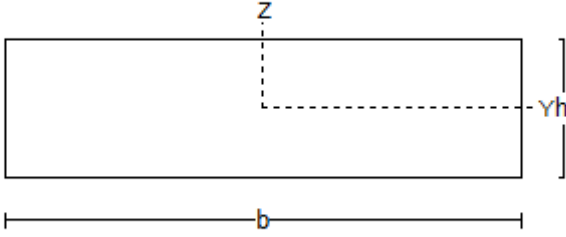
### 1.1 SPENNVIDDER [mm], OG TVERRSNITTYPER

Felt nr	v.utkr.	1	2	h.utkr.
Spennvidde	100	12000	12000	100
Tverrsnitttype	1	1	1	1



Tittel 245 kN oppspenningskraft og last 207.5 kN			Side 2
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-05-2021

### Tverrsnitttype 1

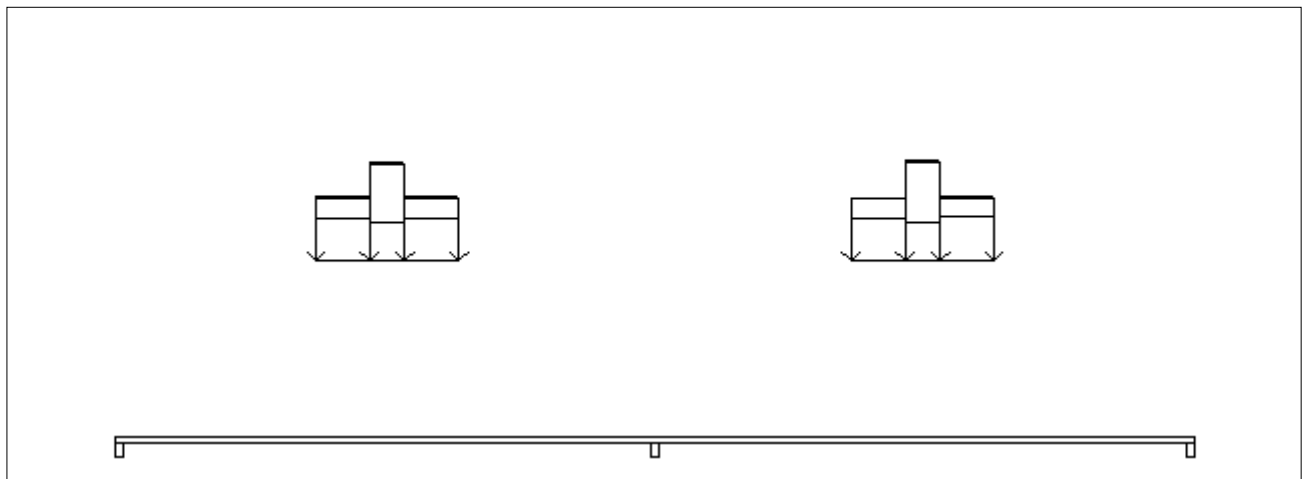


<b>b</b>	1000	mm
<b>h</b>	270	mm
<b>Zt</b>	0	mm
<b>Areal</b>	2,70E+05	mm <sup>2</sup>
<b>Iy</b>	1,64E+09	mm <sup>4</sup>

### 1.2 SØYLER OG OPPLEGGSPUNKT [mm]

Opplegg nr	Søyler på bjelkens underside				Søyler på bjelkens overside			
	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)	kode	lengde	h/diameter	b(tverretn)
1	Fri		200					
2	Fri		200					
3	Fri		200					

### 1.3 LASTBILDE



#### Lastfaktorer (brukervalgte)

	Nedbøyning	Risskontroll	Bruddgrense
Permanent last	1,00	1,00	1,00
Variabel last	0,30	1,00	1,00

**PSI-Faktor** Kategori B : kontorer  
**Krav maks.nedbøyning** Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav

Pålitelighetsklasse: 2

Bjelkens romvekt: 2500 kg/m<sup>3</sup>

#### Jevnt fordelt last (kN/m)

Felt nr	Egenvekt	Permanent last	Variabel last
1	6,75	0,00	0,00
2	6,75	0,00	0,00

Tittel 245 kN oppspenningskraft og last 207.5 kN			Side 3
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-05-2021

### Trapeslaster (kN)

Permanent last i lastendepunkt		Variabel last i lastendepunkt		Avstand til feltende		Felt
g1 (kN/m)	g2 (kN/m)	p1 (kN/m)	p2 (kN/m)	x1 (mm)	x2 (mm)	nr
10,65	10,65	0,00	0,00	4400	5600	1
6,94	6,94	0,00	0,00	4400	5600	1
10,42	10,42	0,00	0,00	4400	5600	1
10,19	10,19	0,00	0,00	4400	5600	1
6,32	6,32	0,00	0,00	5600	6400	1
15,98	15,98	0,00	0,00	5600	6400	1
16,45	16,45	0,00	0,00	5600	6400	1
6,38	6,38	0,00	0,00	5600	6400	1
6,94	6,94	0,00	0,00	6400	7600	1
10,19	10,19	0,00	0,00	6400	7600	1
10,65	10,65	0,00	0,00	6400	7600	1
10,42	10,42	0,00	0,00	4400	5600	2
10,19	10,19	0,00	0,00	4400	5600	2
7,13	7,13	0,00	0,00	4400	5600	2
16,32	16,32	0,00	0,00	5600	6400	2
6,38	6,38	0,00	0,00	5600	6400	2
6,25	6,25	0,00	0,00	5600	6400	2
16,67	16,67	0,00	0,00	5600	6400	2
10,65	10,65	0,00	0,00	6400	7600	2
7,18	7,18	0,00	0,00	6400	7600	2
10,46	10,46	0,00	0,00	6400	7600	2
10,19	10,19	0,00	0,00	6400	7600	2

### 1.4 MATERIALDATA

Korreksjonsfaktor for Emodul pga tilslag	1	Eksponeringsklasse	XC1	XC1
Materialkoeffisient betong	1	Lite korrosjonsømfintlig armering		
Materialkoeffisient stål	1	Dimensjonerende levetid		50
Betongkvalitet	B60 (C60/75)			
Tilslagets spesifikke tyngde (kg/m <sup>3</sup> )	2400			
Sement i fasthetsklasse ( R / N / S)	N	<b>Min. overdekning</b>	<b>uk</b>	<b>ok</b>
Armering flytegrense	500	Min krav	15	15
Bøyler flytegrense	500	Toleransekrav +/-	10	10
Relativ fuktighet %	80	Min. nominell overdekning	25	25
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28			
Effektiv høyde, h <sub>0</sub> (EN 1992-1-1 3.1.4(5))	213			
største tilslagsstørrelse, dg(mm)	22	Kryptall, FI 28_5000		1,02
Korttids Emodul, E <sub>cm</sub>	39100	Svinntøyning, FI 0_28		-0,00011
Trykkfasthet, f <sub>cd</sub>	51	Svinntøyning, FI 28_5000		-0,00017
Middel verdi av strekkfasthet, f <sub>ctm</sub>	4,4			
Strekkfasthet, f <sub>ctd</sub>	2,62			

NA.6.2.2(1) Følgende krav til tilslag i betongen er oppfylt:

1. Største tilslag etter NS-EN 12620:  $D \geq 16$  mm (D= 22 mm)
2. Det grove tilslaget  $\geq 50\%$  av total tilslagsmengde
3. Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet

Tittel 245 kN oppspenningskraft og last 207.5 kN			Side 4
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-05-2021

## 1.5 DATA FOR ETTERSPENTE KABLER

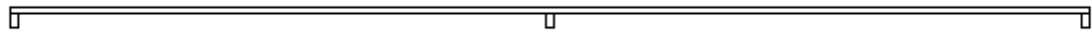
Avstand fra senter av kabel til ok / uk

Opplegg	o(mm)	Felt	u(mm)	L1/L
1	135	1	43	0,10
2	43	2	43	0,10
3	135			
v. ende	135			
h. ende	135			

Kabelrør: ytre diameter	17	mm
Kabelverrsnitt	93	mm <sup>2</sup>
Spennkraft før låsetap	245	kN
Låsetap: Kabelforskyvning	4	mm
Antall spennkabler	4,44	
Friksjonskoeffisient	0,050	
E-modul	205000	N/mm <sup>2</sup>
Flytespenning	3500	N/mm <sup>2</sup>
Bjelkebredde / feltbredde	1,000	
Oppspenning i venstre ende		

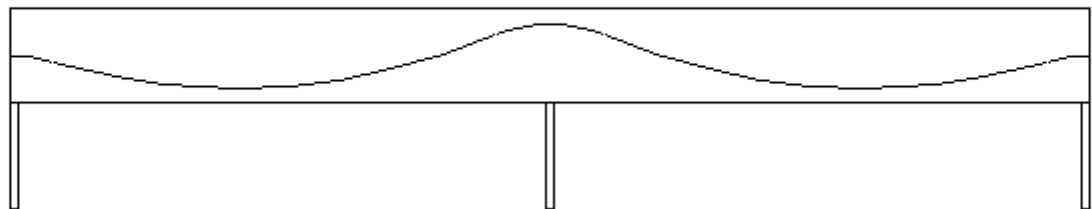
### Kabelkraft etter friksjonstap og låsetap (kN), med lastfaktor 1.0

Største kabelkraft = 239,2 kN



Midlere kabelkraft = 236,7 kN    Minste kabelkraft = 233,6 kN

### Dekke med spennkabler



### Kabelkurver for alle felt.

x = avstand fra venstre ende i felt (mm)

y = avstand fra underkant av kabel til underkant av dekke eller bjelke (mm)

#### Felt nr 1

x:	0	450	900	1350	1800	2250	2700	3150	3600	4050	4500	4950	5400	5850	6300
y:	126	121	108	92	79	67	57	48	42	37	34	34	34	37	41

x:	6750	7200	7650	8100	8550	9000	9450	9900	10350	10800	11250	11700
y:	48	56	66	77	91	106	124	143	163	186	205	216

#### Felt nr 2

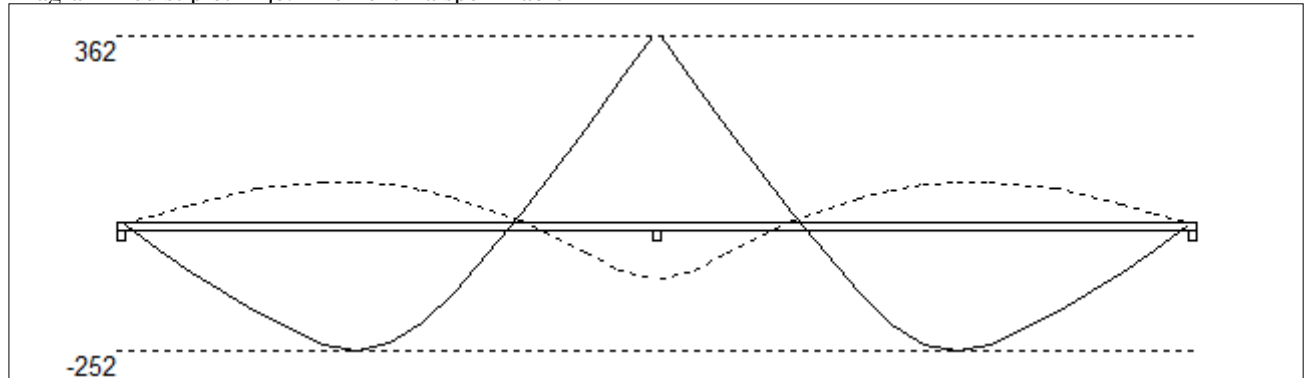
x:	0	450	900	1350	1800	2250	2700	3150	3600	4050	4500	4950	5400	5850	6300
y:	218	213	200	178	156	136	118	101	86	73	62	53	45	40	36

x:	6750	7200	7650	8100	8550	9000	9450	9900	10350	10800	11250	11700
y:	34	34	35	39	44	51	60	71	83	97	113	124

Tittel 245 kN oppspenningskraft og last 207.5 kN			Side 5
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-05-2021

## 2.1 MOMENTDIAGRAMMER FOR MAKS OG MIN MOMENT I BRUDDGRENSETILSTAND, MED NYTTELAST I UGUNSTIGE FELT

Diagram med stiptet linje: Moment fra spennkabler



### Største negative feltmomenter (strek i uk)(kNm)

Felt	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	-250	-250	-250	-250
2	-252	-252	-252	-252

Mg: permanent last Mp: variabel last

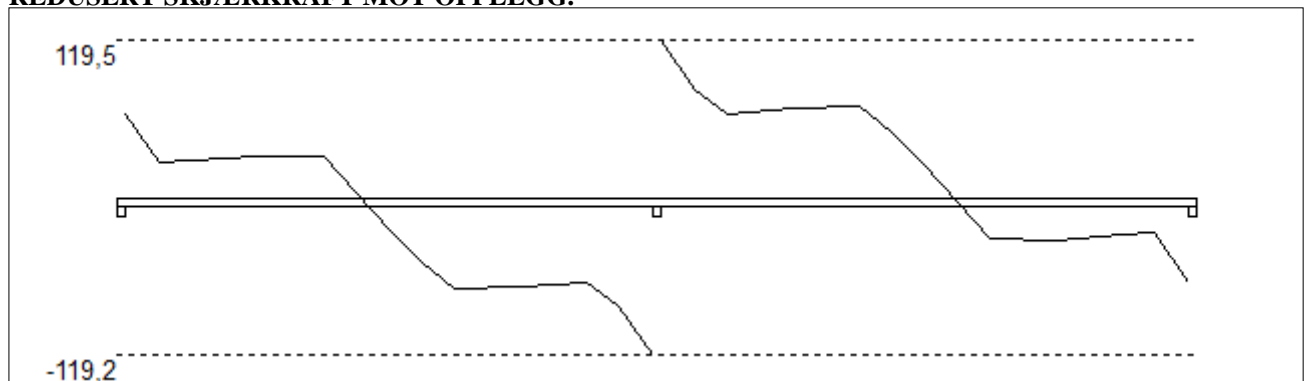
### Største positive momenter ved kant av opplegg (kNm)

Opplegg	Bruksgrense		Bruddgrense	
	Mg	Mg+Mp	Mg	Mg+Mp
1	0	0	0	0
2	362	362	362	362
3	0	0	0	0

## 2.2 SKJÆRKRAFTDIAGRAM I BRUDDGRENSETILSTAND

MED NYTTELAST I UGUNSTIGSTE FELT.

REDUSERT SKJÆRKRAFT MOT OPPLGG.



### Største skjærkraft i bruddgrensetilstand (kN)

Opplegg	Venstre side av opplegg		Høyre side av opplegg	
	Vgamma	Vredusert	Vgamma	Vredusert
1			64,9	63,3
2	-120,8	-119,2	121,1	119,5
3	-65,3	-63,7		

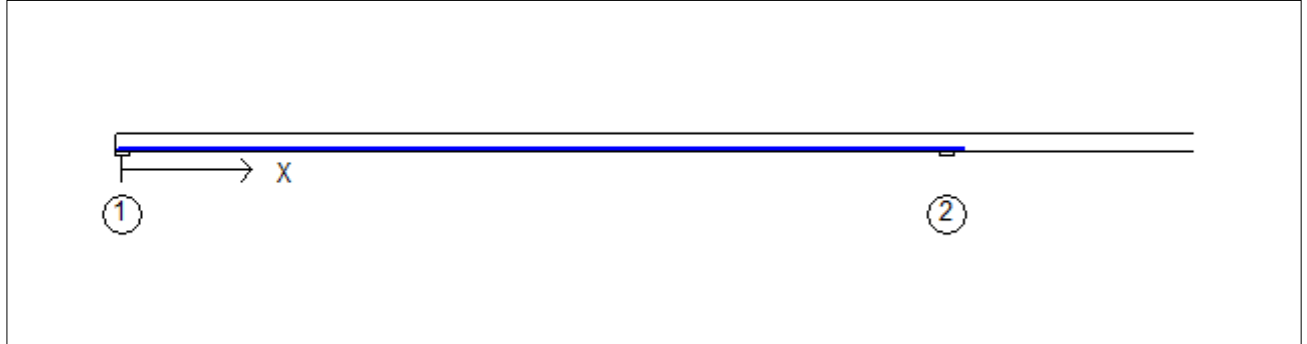
Tittel 245 kN oppspenningskraft og last 207.5 kN		Side 6	
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-05-2021

### 3.1-1 BESTEMT ARMERING I FELT

Kantavstand er avstand fra senter av armering til underkant eller overkant

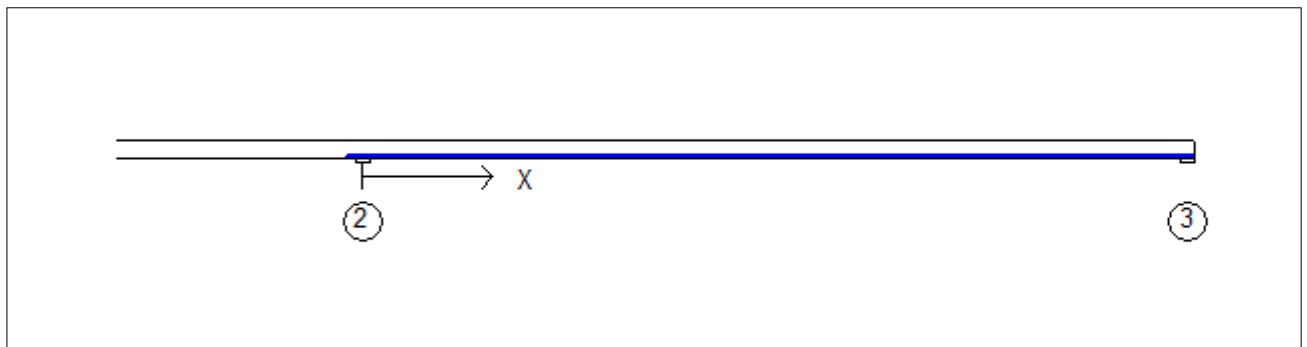
Toleranseavvik for overdekning: +/- 10 mm

X1 og X2 er regnet fra senter av venstre opplegg i betraktet felt.



#### Bestemt armering i underkant i felt nr: 1

cc(mm)	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
270	14	1	-75	12240	12315	24	33



#### Bestemt armering i underkant i felt nr: 2

cc(mm)	Diameter	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning	Kantavstand
270	14	1	-240	12075	12315	24	33

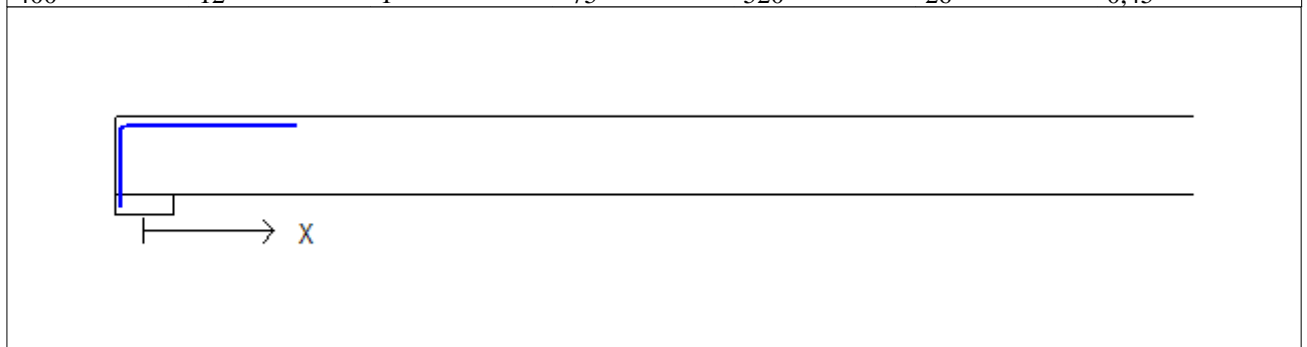
### 3.1-2 BESTEMT ARMERING I OVERKANT VED OPPLÉGG

Denne armeringen kommer i tillegg til overkantarmering i felt.

#### Støttearmering over opplegg nr: 1

Forankring = forankringsfaktor for venstre bjelkenende (0-1)

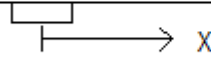
cc(mm)	Ø (mm)	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	Overdekning	Forankring
400	12	1	-75	520	26	0,45



Tittel 245 kN oppspenningskraft og last 207.5 kN			Side 7
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-05-2021

### Støttearmering over opplegg nr: 2

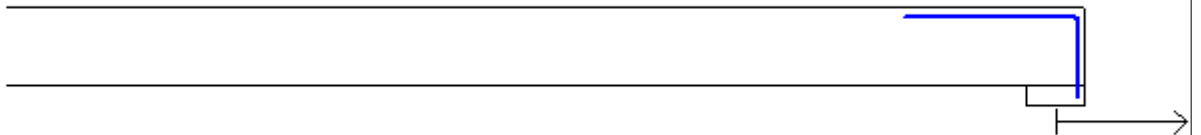
cc(mm)	Ø (mm)	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	L (mm)	Overdekning
90	12	1	-3650	3650	7300	26



### Støttearmering over opplegg nr: 3

*Forankring = forankringsfaktor for høyre bjelkenende (0-1)*

cc(mm)	Ø (mm)	Lag	X1 (mm)	X2 (mm)	Overdekning	Forankring
400	12	1	-520	75	26	0,45



## 3.2 FORANKRINGSLENGDE OG UTNYTTELSE AV ARMERING

D: armeringsdiameter

Forankringslengde i underkant:  $18 \times D$     Forankringslengde i overkant:  $18 \times D$

Kapasitetskurver for moment (M/Md):

- Det er tatt hensyn til skjærkraftbidrag
- M/Md (uk) viser utnyttelse av bestemt armering i uk
- M/Md (ok) viser utnyttelse av bestemt armering i ok

## 3.3 FORANKRINGSARMERING (bøyler) I UNDERKANT VED ENDEOPPLEGG

### Opplegg nr 1

Det trengs ikke forankringsbøyler.

### Opplegg nr 3

Det trengs ikke forankringsbøyler.

Tittel 245 kN oppspenningskraft og last 207.5 kN			Side 8
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-05-2021

### 3.4 MINIMUMSARMERING (mm<sup>2</sup>) Det er regnet med minst 2 stenger inn over opplegg

Felt nr	Uk-venstre opplegg	Uk-høyre opplegg	Underkant i felt	Overkant i felt
1	542	542	542	0
2	542	542	542	0

### Konstruksjonsregler, krav i EN 1992-1-1

Punkt 9.3.1.1 (3) Største senteravstand mellom stenger, smaks

\* I områder med maksimal moment eller punktlast:

Smaks = 2 h <= 250 mm for hovedarmering

Smaks = 3 h <= 400 mm for fordelingsarmeringen

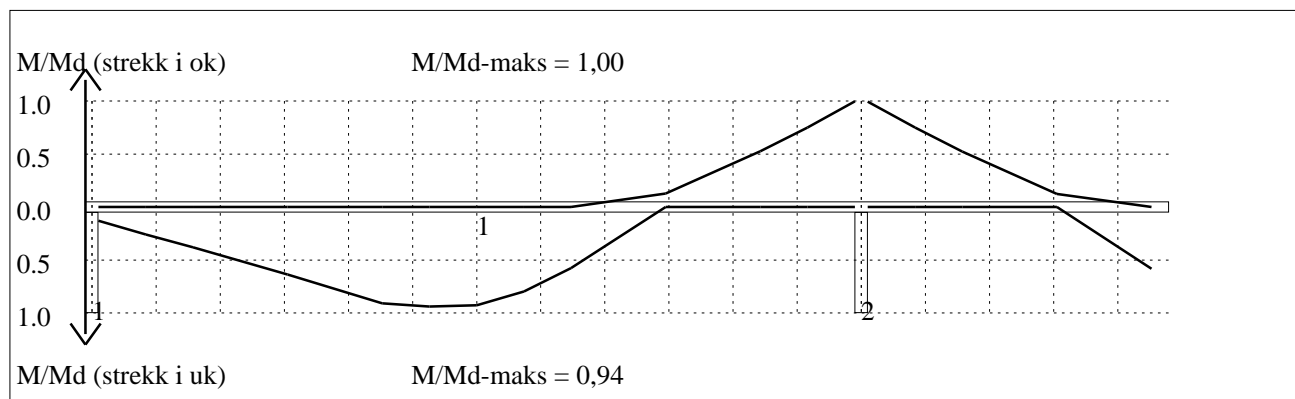
\* Andre områder:

Smaks = 3 h <= 400 mm for hovedarmeringen

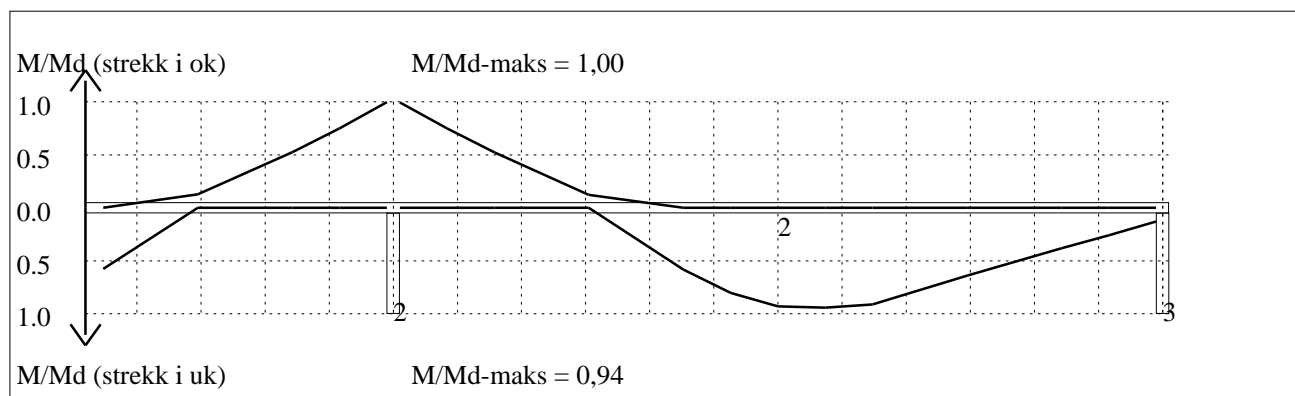
Smaks = 3.5 h <= 450 mm for fordelingsarmeringen

Se også punkt 9.3.1.2 Armering i plater nær opplegg, og punkt 9.3.1.4 Armering ved frie kanter

### 4.1 MOMENTKONTROLL



**Momentkontroll for felt nr 1** Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m



**Momentkontroll for felt nr 2** Avstand mellom vertikalstreker = 1.0 m

Tittel 245 kN oppspenningskraft og last 207.5 kN			Side 9
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 28-05-2021

## 4.2 SKJÆRARMERING

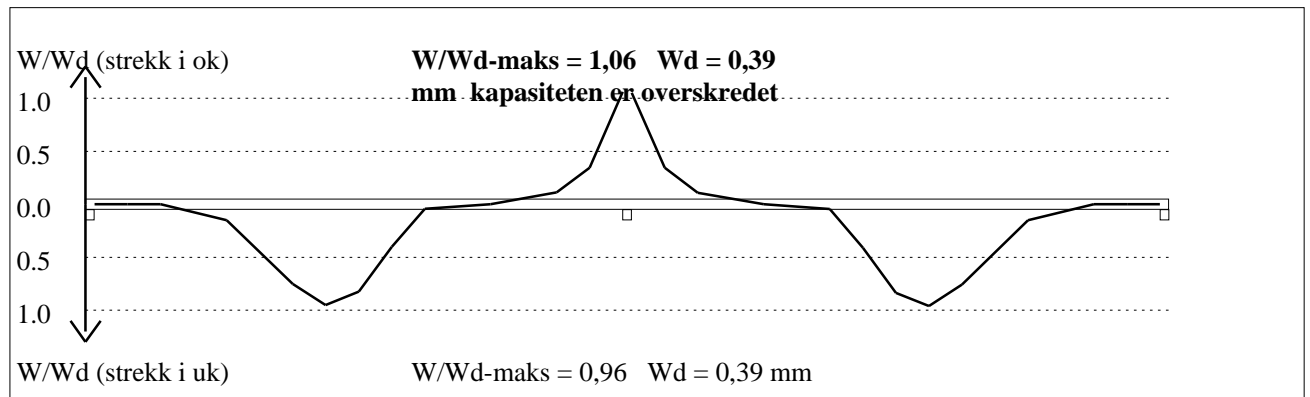
### Skjærarmering i felt nr 1

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm<sup>2</sup>/m

### Skjærarmering i felt nr 2

Maks. statisk nødvendig skjærarmering = 0 mm<sup>2</sup>/m

## 4.3 RISSKONTROLL



## 4.4 NEDBØYNINGER I BRUKSGRENSETILSTAND (mm)

Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Nyttelast i betraktet felt
1	132	134	134	134
2	136	140	140	140

## 5.1 OPLEGGSKREFTER I BRUKSGRENSETILSTAND (kN og kNm) (alle lastfaktorer = 1)

Ng, Mg: fra egenvekt. Np, Mp: fra nyttelast

Oppleggs-punkt	Permanent last i alle felt				Variabel last i alle felt				Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
	Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt		Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt					
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)				
1	-70,8	0,00	0,0	0,00			0,0	0,00				
2	-252,5	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00				
3	-71,2	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00						

## 5.2 OPLEGGSKREFTER I BRUDDGRENSETILSTAND (kN og kNm)

Ng, Mg: fra egenvekt. Np, Mp: fra nyttelast

Oppleggs-punkt	Permanent last i alle felt				Variabel last i alle felt				Variabel last i ett felt ved siden av oppleggspunkt			
	Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt		Variabel last i venstre felt		Variabel last i høyre felt					
	Ng (kN)	Mg (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)	Np (kN)	Mp (kNm)				
1	-70,8	0,00	0,0	0,00			0,0	0,00				
2	-252,5	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00				
3	-71,2	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00						



## Vedlegg 6 - Produksjonstegninger





## Vedlegg 7 - Produktspesifikasjon for spennkabler fra Nedri



Enclosure 1 Certificate n° 87928

Delivery 25 September 2017

Heat n° [%]

64886 : 0.818 C, 0.730 Mn, 0.244 Si, 0.011 P, 0.006 S, 0.003 N

Test N°	Coil N°	Heat N°	Weight per meter	Cross section	Max. Force	Tensile strength	Proof force 0.1 %	Proof force 0.2 %	Ratio Rm/0.1	Elastic Modulus	Elong. at max force	Indent. at max depth	HDPE coat. thickn. min.	HDPE coat. thickn. max.	HDPE sliding force	HDPE grease weight
			g/m	mm <sup>2</sup>	KN	N/mm <sup>2</sup>	KN	KN		KN/mm <sup>2</sup>	%	mm	mm	mm	N	g/m
ES000048239B1	PE000010347	64886	722.65	92.52	178.9	1933	162.4	165.4	1.10	204	5.7	1.86	2.03	28	45.12	
ES000048239B2	PE000010353	64886	722.96	92.56	177.5	1917	159.7	162.5	1.11	205	5.9	1.88	1.95	30	43.08	
ES000048239B2	PE000010354	64886	722.96	92.56	177.5	1917	159.7	162.5	1.11	205	5.9	1.90	1.98	28	42.48	
ES000048239B2	PE000010355	64886	722.96	92.56	177.5	1917	159.7	162.5	1.11	205	5.9	1.96	2.05	30	41.65	
ES000048239B2	PE000010356	64886	722.96	92.56	177.5	1917	159.7	162.5	1.11	205	5.9	1.88	1.96	31	42.76	

## Vedlegg 8 - Møtelogg og fremdriftsplan

## **Møtelogg**

### Møte 21.01.21

Til stede: Erik Bjålid, Morten Mysen og Rein Terje Thorstensen

Oppstartsmøte

### Møte 25.01.21

Til stede: Erik Bjålid, Morten Mysen, Rein Terje Thorstensen og Simen Rindebakken

Oppstartsmøte, forskerspørsmål, fremdriftsplan

### Møte 01.02.21

Til stede: Erik Bjålid, Morten Mysen, Rein Terje Thorstensen og Simen Rindebakken

Opplæring i K-bjelke, videre tilbakemeldinger på forskerspørsmål

### Møte 10.02.21

Til stede: Erik Bjålid, Morten Mysen og Simen Rindebakken

K-bjelke

### Møte 15.02.21

Til stede: Erik Bjålid, Morten Mysen og Simen Rindebakken

K-bjelke

### Møte 04.03.21

Til stede: Erik Bjålid, Morten Mysen og Terje Kanstad

Spørsmål til håndberegninger

### Møte 19.03.21

Til stede: Erik Bjålid, Morten Mysen, Rein Terje Thorstensen

Oppdatering på fremdriften

#### Møte 25.03.21

Til stede: Erik Bjålid, Morten Mysen og Terje Kanstad

Spørsmål til håndberegninger

#### Møte 26.03.21

Til stede: Erik Bjålid, Morten Mysen og Anette Heimdal

Rapportoppsett

#### Møte 07.04.21

Til stede: Erik Bjålid, Morten Mysen og Simen Rindebakken

Samarbeid med Systemblokk

#### Møte 08.04.21

Til stede: Erik Bjålid, Morten Mysen, Simon Hugo Haugen (avd leder Rambøll) og Tom Ivar Gravklev (Systemblokk)

Planlegging for støping av etterspent plattendekke

#### Møte 12.04.21

Til stede: Erik Bjålid, Morten Mysen og Simen Rindebakken

Gjennomgang av produksjonstegninger for etterspent plattendekke

#### Tur til Systemblokk 15.04.21

Til stede: Erik Bjålid, Morten Mysen og Tom Ivar Gravklev

Støping av plattendekke med kabelrør

#### Møte 27.04.21

Til stede: Erik Bjålid, Morten Mysen og Terje Kanstad

Gjennomgang av håndberegninger



Møte 29.04.21























Til stede: Erik Bjålid, Morten Mysen og Terje Kanstad

Gjennomgang av håndberegninger

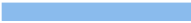


















Møte 29.04.21



Til stede: Erik Bjålid, Morten Mysen og Rein Terje Thorstensen

Spørsmål angående fasthet og herdetid for test av etterspent plattendekke

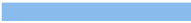

















ID		Task Mode	Task Name	Duration	Start	Finish	Predecessors	S	M	T	W	11 Jan '21
1			Forskerspørsmål	20 days	Mon 11.01.21	Fri 05.02.21						
2			Fremdriftsplan	20 days	Mon 11.01.21	Fri 05.02.21						
3			Innlevering av fremdriftsplan og forskerspørsmål	0 days	Fri 05.02.21	Fri 05.02.21						
4			Litteratursøk komposittdykker	10 days	Mon 18.01.21	Fri 29.01.21						
5			Litteraturstudie komposittdykker	15 days	Mon 18.01.21	Fri 05.02.21						
6			Skrive resultat fra litteraturstudie	3 days	Mon 08.02.21	Wed 10.02.21						
7			Opplæring I K-bjelke	4 days	Wed 10.02.21	Mon 15.02.21						
8			Beregne ulike caser av etterspente plattendekker	15 days	Mon 15.02.21	Fri 05.03.21						
9			Rapportskriving (case/materialer)	3 days	Mon 08.03.21	Wed 10.03.21						
10			Bestemme case til fullskalaforsøk	0 days	Wed 10.03.21	Wed 10.03.21						
11			Opplæring I Revit	8 days	Mon 01.03.21	Wed 10.03.21						
12			Tegne etterspent plattendekke	11 days	Wed 10.03.21	Wed 24.03.21						
13			Levere beregninger og tegninger til Systemblokk	1 day	Fri 26.03.21	Fri 26.03.21						
14			Økonomisk beregning	8 days	Fri 26.03.21	Tue 06.04.21						
15			Rapportskriving (økonomi)	3 days	Wed 07.04.21	Fri 09.04.21						
16			Rapportskriving (teori)	5 days	Mon 12.04.21	Fri 16.04.21						
17			Rapportskriving (metode)	5 days	Mon 19.04.21	Fri 23.04.21						
18			Forberedelser til test av etterspent	1 day	Mon 26.04.21	Mon 26.04.21						
19			Test av et etterspent plattendekke	1 day	Tue 27.04.21	Tue 27.04.21						
20			Analyse av test	3 days	Wed 28.04.21	Fri 30.04.21						
21			Innlevering av veiledningsdokument	0 days	Fri 30.04.21	Fri 30.04.21						

Project: Fremdriftsplan\_mastero  
Date: Fri 28.05.21

Task		Manual Summary Rollup	
Split		Manual Summary	
Milestone		Start-only	
Summary		Finish-only	
Project Summary		External Tasks	
Inactive Task		External Milestone	
Inactive Milestone		Deadline	
Inactive Summary		Progress	
Manual Task		Manual Progress	
Duration-only			

ID		Task Mode	Task Name	Duration	Start	Finish	Predecessors	S	M	T	W	11 Jan '21
22			Rapportskriving (resultat)	4 days	Mon 03.05.21	Thu 06.05.21						
23			Rapportskriving (diskusjon og konklusjon)	4 days	Fri 07.05.21	Wed 12.05.21						
24			Ferdigstilling av rappo	7 days	Thu 13.05.21	Fri 21.05.21						
25			Innlevering rapport, vedlegg og A3-poster	0 days	Fri 21.05.21	Fri 21.05.21						
26			Lage og forberede presentasjon	12 days	Mon 24.05.21	Tue 08.06.21						
27			Presentasjon	2 days	Wed 09.06.21	Thu 10.06.21						

Project: Fremdriftsplan\_mastero  
Date: Fri 28.05.21

Task		Manual Summary Rollup	
Split		Manual Summary	
Milestone		Start-only	
Summary		Finish-only	
Project Summary		External Tasks	
Inactive Task		External Milestone	
Inactive Milestone		Deadline	
Inactive Summary		Progress	
Manual Task		Manual Progress	
Duration-only	