

Etteroppspente flatdekker med fiberarmering

Cathrine Johansson Malmo
Helene Østebøvik Olsen

Master i Bygg- og miljøteknikk
Innlevert: juni 2017
Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2017

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 11.06.2017	ANTALL SIDER: 113 + 79
------------------------------------	---------------------	---------------------------

TITTEL:

Etteroppspente flatdekker med fiberarmering

Post-Tensioned Flat Slabs with Fibre Reinforcement

UTFØRT AV:

Cathrine Johansson Malmo
Helene Østebøvik Olsen



SAMMENDRAG:

Denne rapporten tar for seg det relativt nye konstruksjonskonseptet etteroppspente, fiberarmerte flatdekker. Denne løsningen viser seg å ha betydelige fordeler knyttet til tids- og kostnadsbesparelser. Fiberarmering i bærende konstruksjoner er lite brukt i Norge på grunn av mangel på regelverk, men et vedlegg til Eurocode 2 er under utarbeidelse.

Ved bruk av spennarmering kan større spennvidder og reduserte dekketykkelser oppnås sammenlignet med for eksempel tradisjonelt armerte flatdekker og hulldekker. For å bidra til videre utvikling av dekkeløsningen, kan stålfiber benyttes i stedet for tradisjonell slakkarmering. Fiber i betong fører til forbedrede materialegenskaper og en stor fordel er fibreens evne til å utvikle resterende strekkfasthet etter opprissing. Spennarmering kombinert med fiberarmering i betongkonstruksjoner kan i noen tilfeller redusere eller erstatte vanlig slakkarmering.

Utgangspunktet for arbeidet som presenteres i denne rapporten er et ferdigstøpt etteroppspent, fiberarmert flatdekke i Trondheim. Oppgaven innledes med et litteraturstudie med generell teori om spennarmering, fiberarmering og flatdekker. Det er så sett på beregningsmetoder for et etteroppspent, fiberarmert flatdekke. Det foretas kapasitetskontroller basert på anbefalinger i EC2 og COIN Project Report 29. I kapasitetsberegningene er det vist at fiber i betong bidrar med en betydelig økning av blant annet moment- og skjærkapasitet. I tillegg er fiberarmering fordelaktig med tanke på rissviddebegrensning.

Det konkrete flatdekket er beregnet ved hjelp av to ulike beregningsmetoder; ekvivalent rammemetode og elementmetode. Momentfordelingen i dekket er ulikt for de to metodene. Etter en sammenligning konkluderes det med at begge beregningsmetodene kan benyttes ved dimensjonering av etteroppspente flatdekker, men resultatene fra begge krever egne vurderinger underveis i prosjekteringen.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk NTNU

Forord

Denne oppgaven er et avsluttende arbeid ved masterstudiet bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk-vitenskapelige universitet (NTNU) i Trondheim, skrevet ved Institutt for konstruksjonsteknikk. Arbeidet med oppgaven har pågått over 20 uker i vårsemesteret 2017 og tilsvarer 30 studiepoeng. Utformingen er utviklet i samarbeid med veileder Terje Kanstad, professor ved Institutt for konstruksjonsteknikk.

Oppgaven ble valgt for å utvide forståelsen og kunnskapen om spennarmering og stålfiber i betongkonstruksjoner, med fokus på flatdekker. Etteroppspente, fiberarmerte flatdekker er et stadig økende konstruksjonskonsept, og vi er svært fornøyde med valget av oppgave da dette er relevant lærdom vi kan ta med oss i arbeidslivet.

Oppgaven er basert på flatdekket i et pågående prosjekt i Trondheim. Vi håper oppgaven vil gi innblikk i fordelene ved bruk av stålfiber og spennarmering i flatdekker.

Gjennom arbeidet med masteroppgaven har vi fått bistand og god oppfølging fra flere aktører. Vi vil rette en stor takk til veileder Terje Kanstad, for kyndig veiledning og gode innspill underveis. Vi vil også takke John Fredrick Berntsen, stipendiat ved Institutt for konstruksjonsteknikk, for god hjelp med elementanalyseprogrammet Abaqus. Til slutt takker vi Per Ola Lervik fra THiLT Engineering AS for nyttig informasjon om flatdekket.

Trondheim, juni 2017

Cathrine Johansson Malmo

Cathrine Johansson Malmo

Helene Østebøvik Olsen

Helene Østebøvik Olsen

Sammendrag

Denne rapporten tar for seg det relativt nye konstruksjonskonseptet etteroppspente, fiberarmerte flatdekker. Denne løsningen viser seg å ha betydelige fordeler knyttet til tids- og kostnadsbesparelser. Fiberarmering i bærende konstruksjoner er lite brukt i Norge på grunn av mangel på regelverk, men et vedlegg til Eurocode 2 er under utarbeidelse.

Ved bruk av spennarmering kan større spennvidder og reduserte dekketykkelser oppnås sammenlignet med for eksempel tradisjonelt armerte flatdekker og hulldekker. Etteroppspente flatdekker blir av den grunn mer konkurransedyktige.

For å bidra til videre utvikling av dekkeløsningen, kan stålfiber benyttes i stedet for tradisjonell slakkarmering. Fiber i betong fører til forbedrede materialegenskaper og en stor fordel er fibrenes evne til å utvikle resterende strekkfasthet etter opprissing. Spennarmering kombinert med fiberarmering i betongkonstruksjoner kan i noen tilfeller redusere eller erstatte vanlig slakkarmering. Etteroppspente flatdekker trenger en mindre armeringsmengde enn slakkarmerte dekkeløsninger, noe som gir en lavere vekt.

Utgangspunktet for arbeidet som presenteres i denne rapporten er et ferdigstøpt etteroppspent, fiberarmert flatdekke i Trondheim. Flatdekket består av selvkomprimerende betong, uinjiserte spennkabler og en stålfibermengde på 35 kg/m^3 . Spennkablene er lagt som konsentrerte kabler i den ene retningen og jevnt fordelte i den andre.

Oppgaven innledes med et litteraturstudie med generell teori om spennarmering, fiberarmering og flatdekker. Det er så sett på beregningsmetoder for et etteroppspent, fiberarmert flatdekke. Det foretas kapasitetskontroller basert på anbefalinger i EC2-1-1 og COIN Project Report 29. I kapasitetsberegningene er det vist at fiber i betong bidrar med en betydelig økning av blant annet moment- og skjærkapasitet. I tillegg er fiberarmering fordelaktig med tanke på rissviddebegrensning.

Det konkrete flatdekket er beregnet ved hjelp av to ulike beregningsmetoder; ekvivalent rammemetode og elementmetode. Resulterende momentfordeling i dekket blir ulikt for de to metodene. Etter en sammenligning konkluderes det med at begge beregningsmetodene kan benyttes ved dimensjonering av etteroppspente flatdekker, men resultatene fra begge krever egne vurderinger underveis i prosjekteringen.

Abstract

This thesis discusses post-tensioned fibre reinforced flat slabs, a relatively new concept in structural engineering. The concept has shown significantly advantages related to time and cost efficiency. Hence a lack of regulations, fibre reinforcement is rarely used in load bearing structures in Norway. However, an annex to Eurocode 2 is in progress.

Using prestressed concrete, greater spans and reduced slab thicknesses can be used compared to traditionally reinforced flat slabs and hollow core slabs, making, post-tensioned flat slabs become more competitive.

To contribute to development of the slab solution further, steel fibres are used instead of traditional reinforcement. Fibre in concrete leads to improved material properties and the fibre's ability to develop residual tensile strength is a great benefit. Prestressed steel combined with fibre reinforcement in concrete structures may in some cases reduce or replace normal rebars. Post-tensioned flat slabs require a lower quantity of reinforcement, which gives a lower weight.

The work presented in this report is based on a post-tensioned fibre reinforced flat slab in Trondheim, which is already cast. The flat slab consists of self-compacting concrete, unbonded post-tensioned tendons, and a content of steel fibre of 35 kg/m³. The tendons are concentrated in one direction and uniformly distributed in the other.

Initially for this thesis is a study of the general theory regarding prestressed steel, fibre reinforcement, and flat slabs. In the following calculations and design methods of a post-tensioned fibre reinforced flat slab is studied. Capacities based on recommendations in EC2 and COIN Project Report 29 are verified. The capacity calculations show that fiber in concrete contributes to, among others, a considerably increase of bending and shear capacity. Additionally, fibre reinforcement is beneficial in terms of crack width limitations.

The specific flat slab is calculated using two different calculation methods; equivalent frame method and finite element method. These two methods show a variation in bending moment distribution. By comparison, it is concluded that both equivalent frame method and finite element method can be applied by design of post-tensioned flat slabs. However, both requires its own evaluations during the design process.

Innhold

Forord	i
Sammendrag.....	iii
Abstract	v
Figurer	xiii
Tabeller.....	xvii
1 Innledning.....	1
DEL I: TEORI.....	3
2 Betong	3
3 Spennarmering	4
3.1 Materialegenskaper	4
3.2 Funksjon.....	4
3.3 Bruksområder.....	5
3.4 Forspenningsmetoder	5
3.4.1 Føroppspenning	5
3.4.1 Etteroppspenning.....	6
3.5 Spennkabelsystemer.....	7
3.5.1 Injiserte kabler	7
3.5.2 Uinjiserte kabler	8
3.5.3 Bestandighet av spennkabelsystemer	8
3.6 Lastbalansering	9
4 Fiberarmering	10
4.1 Fibertyper	10
4.1.1 Stålfiber	10
4.2 Bruksområder	11
4.3 Fiberarmert betong	11
4.3.1 Fiberfordeling	12
4.3.2 Begrensninger av opprissing	13
4.3.3 Kostnadsbetraktning	13
4.3.4 Fiberarmeringens bidrag til kapasiteter	13

4.3.5	Rest-strekkfasthet	14
4.4	Regelverk	15
5	Flatdekker	17
5.1	Definisjon	17
5.2	Systemvalg	18
5.3	Spennvidder og platetykkelser	19
5.4	Virkemåte	19
5.5	Etteroppspente flatdekker	19
5.5.1	Plassering og fordeling av spennkabler	21
6	Nyhavna EN	22
6.1	Befaring	23
DEL II: METODE		25
7	Beregningsmetoder	25
7.1	Ekvivalent rammemetode	25
7.1.1	Focus Konstruksjon	26
7.2	Elementmetoden	27
7.2.1	Skallteori	28
7.2.2	Skallelementer	28
7.2.3	Abaqus	29
8	Laster	31
8.1	Bruddgrensetilstanden	31
8.2	Brukgrensetilstanden	33
9	Lastbalansering	34
9.1	Ekvivalente krefter	34
9.2	Forankringskrefter	35
10	Spennkraft	36
10.1	Spennkraft i bruddgrensetilstanden	36
10.1.1	Virkning av forspenning i bruddgrensetilstanden	36
10.1.2	Forspenningskraft som indre motstand	36

10.2	Spennkraft i bruksgrensetilstanden	37
10.2.1	Forspenningskraft som ytre last.....	37
10.3	Initiell forspenningskraft	38
11	Tap av spennkraft	39
11.1	Umiddelbare tap	39
11.1.1	Friksjonstap og låsetap	39
11.1.2	Tap som skyldes umiddelbar deformasjon av betongen.....	43
11.2	Tidsavhengige tap	46
11.2.1	Kryp.....	46
11.2.2	Svinn.....	46
11.2.3	Relaksasjon av spennstål	47
11.2.4	Spennning i betongen ved spennkablene.....	48
11.2.5	Forenklet metode for beregning av tidsavhengige tap.....	49
12	Momentberegning.....	50
12.1	Dimensjonerende moment.....	50
12.2	Forspenningsmoment	50
12.2.1	Primærmoment	51
12.2.2	Tvangsmoment	52
13	Bruddgrensetilstand	53
13.1	Momentkapasitet	53
13.2	Skjærkraft	55
13.2.1	Dimensjonerende skjærspenning.....	55
13.2.2	Skjærkraftkapasitet.....	57
14	Brukgrensetilstand	60
14.1	Rissmoment.....	60
14.2	Spenningsbegrensning.....	61
14.2.1	Stadium I, urisset betong	62
14.2.2	Stadium II, opprisset betong.....	63
14.3	Rissviddebegrensning.....	67
14.4	Nedbøyningsbegrensning	70
DEL III: RESULTAT.....		71

15	Flatdekket	71
15.1	Materialegenskaper	72
16	Laster	73
17	Spennkraft.....	74
17.1	Spennarmeringsprofil	74
17.2	Tap av spennkraft	74
18	Ekvivalent rammemetode	76
18.1	Modellering	76
18.2	Analyse.....	77
18.3	Forspenningsmoment	78
18.4	Bruddgrensetilstand.....	79
18.4.1	Momentkapasitetsberegning.....	79
18.4.2	Skjærkapasitetsberegning.....	82
18.5	Bruksgrensetilstand	84
18.5.1	Rissmoment	85
18.5.2	Spenningsbegrensning.....	86
18.5.3	Rissviddebegrensning.....	87
18.5.4	Nedbøyningsbegrensning	88
19	Elementmetoden	92
19.1	Modellering	92
19.1.1	Grensebetingelser og fastholdninger	93
19.1.2	Modell for forspenning.....	93
19.1.3	Modell for egen- og nyttelast	95
19.2	Analyse.....	96
20	Momenter fra ekvivalent rammeanalyse og FEM-analyse.....	97
DEL IV: DISKUSJON		101
21	Flatdekket	101
22	Tap av spennkraft	102
23	Bruddgrensetilstand	102
24	Bruksgrensetilstand	103

25	Rammemodell og elementmodell	104
26	Ekvivalent rammeanalyse og FEM-analyse	104
DEL V: KONKLUSJON.....		107
Referanser.....		109
Vedleggsliste		113

Figurer

Figur 3.1: Typisk og dimensjonerende spennings-tøyningskurve for spennstål [2]	4
Figur 3.2: Bjelke uten og med spennarmering utsatt for bøyning [8]	5
Figur 3.3: Spennbenk for føroppspenning [2]	5
Figur 3.4: Parabolisk spennarmeringsprofil i en kontinuerlig bjelke [2]	6
Figur 3.5: Aktiv og passiv forankring [9]	6
Figur 3.6: Normalt og kompakt spenntau [3]	7
Figur 3.7: Injiserte (a) og uninjiserte (b) spennkabler [11]	7
Figur 4.1: Krav til fiberlengde [13]	10
Figur 4.2: Ulike former for stålfiber [6]	11
Figur 4.3: Illustrasjon av fiberfordeling ved hindringer [6]	12
Figur 4.4: Illustrasjon av virkningen av fiberarmering ved opprissing [7]	14
Figur 5.1: Enveis- og toveisplate [2]	17
Figur 5.2: Flatdekke uten og med søyleforsterkning [11]	17
Figur 5.3: Flatdekke med kapitel og forsterkningsplater [2]	18
Figur 5.4: Flatdekke - plan og snitt [2]	19
Figur 5.5: Spennkabler lagt i ulike mønstre [2]	21
Figur 6.1: Illustrasjonsfoto av kontorbygget	22
Figur 7.1: Ekvivalente rammer [2]	25
Figur 7.2: Momentfordistribusjon, ekvivalent rammemetode [2]	26
Figur 7.3: a) Skive, b) Plate, c) Skall [24]	28
Figur 7.4: Illustrasjon av firkant- og trekantelement	29
Figur 7.5: Firenoders firkantelement med full- og redusert integrasjon	30
Figur 7.6: "Shear locking"	30
Figur 7.7: "Hour glassing"	30
Figur 9.1: Parabelformet spennarmeringsprofil [2]	35

Figur 9.2: Forankringskrefter [2]	35
Figur 10.1: Betraktninger for forspenningskraft	37
Figur 11.1: Krum spennarmering med friksjon [2]	40
Figur 11.2: Låsetap [11]	42
Figur 11.3: Betongtverrsnitt påkjent av aksialkraft og moment [2]	44
Figur 11.4: Relaksasjon av spennstål [2]	47
Figur 12.1: Momentforløp pga. forspenning	52
Figur 13.1: Spennings-/tøyningsfordeling for betongtverrsnitt utsatt for ren bøyning [6]	54
Figur 13.2: Illustrasjon av gjennomlokking [2]	55
Figur 13.3: Beregningsmodell for skjærkraft i ULS og kontrollsnitt for sirkulær søyle [20]..	56
Figur 14.1: Tverrsnittskrefter i bruksgrensetilstanden	61
Figur 14.2: Spennings- og tøyningsfordeling i stadium II	64
Figur 14.3: Grafisk løsning av α og σ_c [2]	66
Figur 14.4: Figur for beregning av spenninger i strekkarmeringen	69
Figur 14.5: Nedbøyning av toveisplate [11].....	70
Figur 15.1: Skisse av flatdekket	71
Figur 18.1: Valgte striper i x- og y-retning	76
Figur 18.2: Rammemodell i x-retning.....	77
Figur 18.3: Rammemodell i y-retning.....	77
Figur 18.4: Snitt for kapasitetsberegninger	78
Figur 18.5: Utdrag fra momentdiagram egenvekt i x-retning	81
Figur 18.6: Momentdiagram egenvekt i y-retning	81
Figur 18.7: Skjærarealet for aktuell søyle er farget rødt	82
Figur 18.8: Nedbøyning i x- og y-retning, og summen av disse (total nedbøyning)	89
Figur 18.9: Nedbøyning av utkrager i x-retning	90
Figur 18.10: Oppbøyning av utkrager i y-retning	91
Figur 19.1: Valgt område for FEM-analyse	92

Figur 19.2: Abaqus-modell for forspenning med laster og grensebetingelser	94
Figur 19.3: Elementinndeling av forspenningsmodellen	94
Figur 19.4: Elementinndeling av egenvekts- og nyttelastmodellen	95
Figur 19.5: Abaqus-modell for egen- og nyttelast med laster og grensebetingelser	95
Figur 19.6: Eksempel på resultat for bøyemoment i Abaqus	96
Figur 20.1: Bredder av moment-plott	97
Figur 20.2: Feltmoment i x-retning	97
Figur 20.3: Støttemoment i x-retning	98
Figur 20.4: Feltmoment i y-retning	98
Figur 20.5: Støttemoment i y-retning	98
Figur 26.1: Momentdiagram med fordelte støttemoment fra elastisitetsteorien	106

Tabeller

Tabell 13.1: Anbefalte verdier for β	56
Tabell 17.1: Reduksjon av spennkraft i x-retning.....	74
Tabell 17.2: Reduksjon av spennkraft i y-retning.....	75
Tabell 17.3: Spennkraft i SLS og ULS.....	75
Tabell 18.1: Forspenning-, primær- og tvangsmoment i bruddgrensetilstanden.....	79
Tabell 18.2: Forspenning-, primær og tvangsmoment i bruksgrensetilstanden.....	79
Tabell 18.3: Dimensjonerende moment i bruddgrensetilstanden.....	80
Tabell 18.4: Kapasitetsutnyttelse for momenter.....	81
Tabell 18.5: Kapasitetsbidrag fra fiberarmering.....	82
Tabell 18.6: Kapasitetsutnyttelse for skjærspenninger.....	83
Tabell 18.7: Kontroll mot krav om skjærarmering.....	84
Tabell 18.8: Dimensjonerende momenter i bruksgrensetilstanden.....	84
Tabell 18.9: Rissmomenter for karakteristisk lastkombinasjon.....	85
Tabell 18.10: Rissmomenter for tilnærmet permanent lastkombinasjon.....	85
Tabell 18.11: Rissmomenter for lastkombinasjon med egenvekt og forspenning.....	85
Tabell 18.12: Betongspenninger i kontrollerte felt.....	86
Tabell 18.13: Betongspenninger ved kontrollerte søyle.....	87
Tabell 18.14: Kapasitetsutnyttelse for spenninger i stadium II.....	87
Tabell 18.15: Nedbøyninger fra ulike laster.....	89
Tabell 18.16: Nedbøyningskontroll for utkrager i x-retning.....	90
Tabell 18.17: Nedbøyningskontroll for utkrager i y-retning.....	91
Tabell 19.1: Benevninger i Abaqus.....	92

1 Innledning

Betong er et av de mest anvendte konstruksjonsmaterialene i verden. Produsert riktig, er betong et materiale med høy fasthet og bestandighet, samt lang levetid. Det er stadig interesse for utvikling av nye konstruksjonskonsepter som effektiviserer produksjonen av betong, og samtidig både reduserer kostnader og opprettholder kvaliteten. For dagens byggverk er det ønskelig med løsninger som tillater slankere konstruksjoner og lengre spennvidder for større og friere muligheter.

I denne rapporten er det sett på effekten ved bruk av spennarmering og fiberarmering i flatdekker. Begge armeringstypene har vist store fordeler i forhold til tradisjonell slakkarmering. Ved bruk av spennarmering kan store spennvidder oppnås og dekketykkelser reduseres. Etteroppspente flatdekker blir mer konkurransedyktige sammenlignet med for eksempel tradisjonelt armerte flatdekker og hulldekker. Etteroppspente flatdekker har i tillegg et mindre armeringsmengdebehov enn slakkarmerte dekkeløsninger, noe som gir en lavere vekt.

For å bidra til videre utvikling av dekkeløsningen gjennom tids- og kostnadsbesparelser, kan stålfiber benyttes i stedet for tradisjonell slakkarmering. Stålfiber i selvkompimerende betong er et forholdsvis nytt byggemateriale som viser stort potensiale. Det har høyere materialkostnader, men betraktelig reduserte arbeidskostnader vil veie opp. Dette innebærer forenkling av byggeprosessen og reduksjon av byggetiden. Fiber i betong fører til forbedrede materialeegenskaper, og karakteristisk for fiberarmert betong er utviklingen av resterende strekkfasthet etter opprissing. I tillegg oppnås en lavere stålvekt og større arkitektonisk frihet. På grunn av mangel på regelverk er det lite av fiberarmering i bærende konstruksjoner i Norge.

Denne oppgaven vil ta utgangspunkt i et ferdigstøpt etteroppspent, fiberarmert flatdekke i Trondheim. Dekket er grunnlag for beregninger ved hjelp av to vanlige beregningsmetoder for flatdekker; ekvivalent rammemetode og elementmetode. Eurocode 2 gir anbefalinger til beregningsmetoder for flatdekker.

Formålet med oppgaven er i hovedsak å oppnå en bedre forståelse for de nevnte beregningsmetodene ved å utføre beregninger og sammenligne metodene. I tillegg er intensjonen å lære om konstruksjonskonseptet etteroppspente, fiberarmerte flatdekker. Oppgaven skal også bidra med økt generell kunnskap om spennarmering og fiberarmering i betongkonstruksjoner. Beregningene er basert på Eurocode 2: *Prosjektering av*

betongkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger og den norske veiledningen fra Concrete Innovation Centre (COIN), Project Report 29.

Rapporten er inndelt i fem deler. Første del er et litteraturstudie i spennarmering, fiberarmering og flatdekker. I tillegg presenteres det konkrete flatdekket som rapporten tar utgangspunkt i. Del to omhandler beregningsmetoder for et etteroppspent, fiberarmert flatdekke. Det foretas kapasitetskontroller basert på anbefalinger i EC2 og COIN Project Report. Del tre inneholder modelleringsmetodikk, antakelser for dekket og beregningsresultater. Diskusjoner og konklusjoner presenteres i henholdsvis del fire og fem.

DEL I: TEORI

2 Betong

To av de viktigste hovedkvalitetene for spennbetong er styrke og bestandighet [1]. Betongen blir utsatt for store trykkrefter fra forspenningen av spennarmeringen, og den må derfor ha høyere fasthet enn det som er vanlig for tradisjonell armering. De vanligste fasthetsklassene for spennbetong er B35-B55. Det er viktig med en betongsammensetning som kan sørge for lavere forspenningstap i forbindelse med kryp og svinn, og som kan beskytte armeringen mot korrosjon [2].

Lettbetong med densitet 1800 - 2000 kg/m³ kan benyttes der det er ønskelig med en lavere egenvekt av betongen, som for eksempel et flatdekke med lange spenn [3]. Lettbetong kan ha mange fordeler. Blant annet er det billigere og mer miljøvennlig enn tradisjonell betong. En ulempe derimot, er at den har lett for å knuse ved store trykkpåkjenninger. Dersom fiberarmering tilsettes, oppnår lettbetongen større motstand [4].

En annen type betong som har vist tydelige fordeler, spesielt ved bruk av fiberarmering, er selvkomprimerende betong (SKB). Selvkomprimerende betong med fiber i spennarmerte flatdekker har vist seg å være svært vellykket, da betongen oppnår en god duktilitet [5]. Bæreevnen er betydelig høyere for konstruksjonsdeler av SKB med fiberarmering enn vanlig vibrert betong [6].

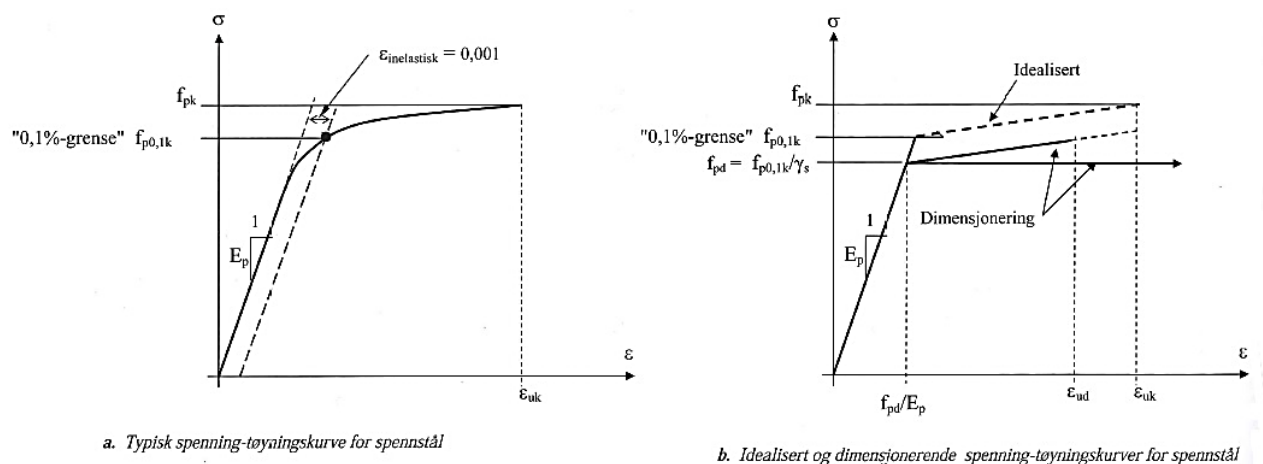
Selvkomprimerende betong har mange fordeler [7]:

- Redusert tidsbruk i forhold til bygging og støping
- Bedre arbeidsforhold og reduserte helseproblemer for arbeidere
- Bedre kvalitet og bestandighet, samt jevnere overflater

3 Spennarmering

3.1 Materialegenskaper

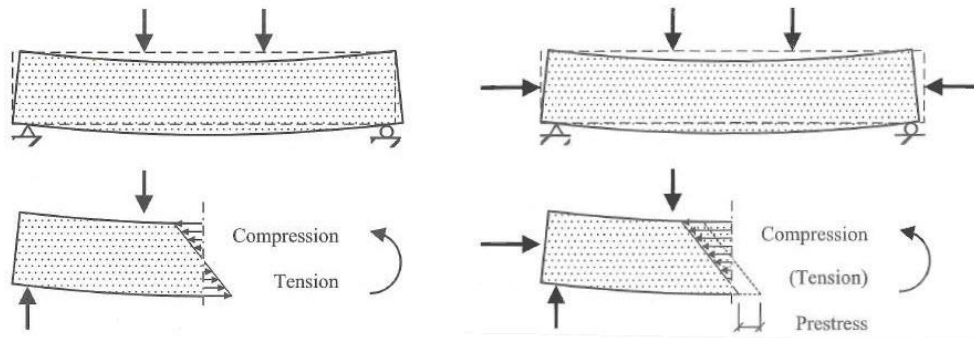
Spennstål er høyfast stål som benyttes for å unngå store tap over tid som skyldes kryp, svinn og relaksasjon av stålet, og for å unngå strekkspenninger i bruksgrensetilstanden. Spennstålet skiller seg ut fra vanlig armeringsstål da det ikke er varmvalset, men en kombinasjon av legering og kaldbearbeiding. Det har heller ikke en utpreget flytegrense. Den karakteristiske fastheten $f_{p0,1k}$, eller "0,1 %-grensen", er spenningen hvor stålet har fått 0,1 % inelastisk tøyning. Sammenlignet med vanlig armeringsstål som har karakteristisk fasthet f_{yk} på 500 MPa, vil spennstålet ha en $f_{p0,1k}$ på mellom 1500-1800 MPa, altså tre ganger høyere fasthet enn vanlig armeringsstål [2]. Typisk spennings-tøyningskurve og idealisert og dimensjonerende spennings-tøyningskurver for spennstål kan ses av figur 3.1.



Figur 3.1: Typisk og dimensjonerende spennings-tøyningskurve for spennstål [2]

3.2 Funksjon

Forspenning oppnås ved å strekke spennarmeringen i lengderetningen av betongen. Strekkraften i spennarmeringen overføres som trykk i betongen, og gir trykkspenninger [2]. Trykkspenningene øker, mens strekkspenningene reduseres eller forsvinner, se figur 3.2 [8]. Betongen kan da motstå høyere laster før riss oppstår. Spennarmeringen begrenser eller eliminerer riss og nedbøyninger i betongen, og slankere konstruksjoner kan dermed benyttes [2].



Figur 3.2: Bjelke uten og med spennarmering utsatt for bøyning [8]

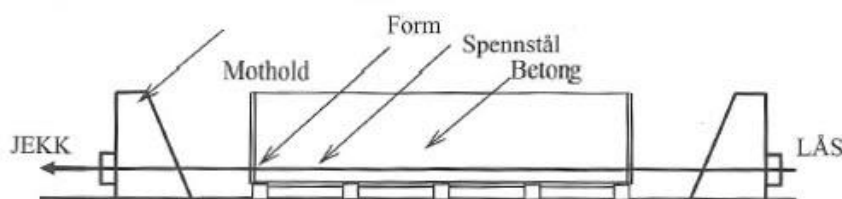
3.3 Bruksområder

Bruk av spennkabler gir stor frihet med tanke på valg av spennvidder og utforminger. Spennarmering kan benyttes der det er ønskelig å redusere byggehøyder i plate- og bjelkesystem. Typiske bygg med spennkabler er industribygg, parkeringshus, kontorbygg, kjøpesentre og boligblokker. Systemet egner seg også godt for bunnplater, fundamenter, siloer og svømmebasseng [9]. I tillegg spennarmeres også offshore konstruksjoner og broer [1].

3.4 Forspenningsmetoder

3.4.1 Førøppspenning

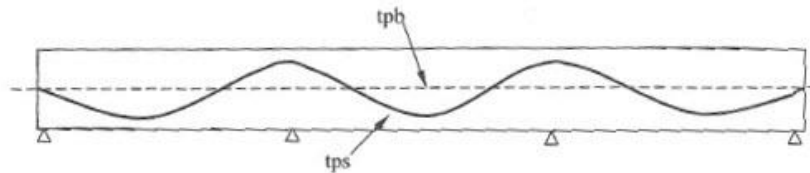
Førøppspenning er vanlig å bruke ved produksjon av prefabrikkerte spennbetongelementer. Ved hjelp av en jekk i den ene enden og en lås i den andre, spennes stålet opp i en spennbenk før betongen støpes i direkte kontakt med kablene, se figur 3.3. Når betongen har oppnådd tilstrekkelig fasthet, kappes spennarmeringen. Kraften fra spennarmeringen overføres som trykk i betongen ved at det oppstår heft mellom armering og betong i forankringssonene, og ønsket forspenning nås. For førøppspent betong er det vanlig å benytte rettlinjjet spennarmering med konstant eksentrisitet [2].



Figur 3.3: Spennbenk for førøppspenning [2]

3.4.1 Etteroppspenning

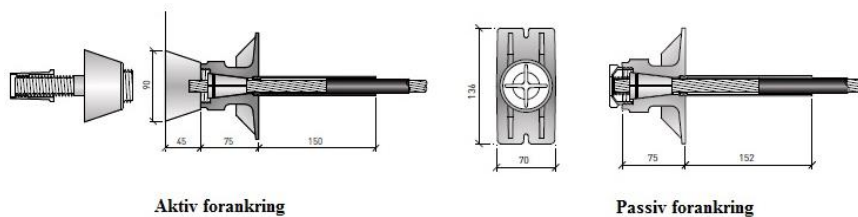
Etteroppspent armering benyttes ofte i større konstruksjonstyper. Armeringen spennes opp etter at herdingen av betongen har påbegynt, vanligvis tre dager etter betongen er støpt [10]. Armeringen kan ligge fritt eller tres gjennom utsparingskanaler. Armeringen monteres enten etter at betongen er støpt, eller den kan ligge ferdig montert i utsparingene før støping, slik at den passive forankringen støpes direkte inn i betongen [2]. Ved bruk av utsparingskanaler kan armeringen bevege seg fritt i betongen, og gjør det mulig for armeringen å spennes opp i den harde betongen. Kanalene blir så fylt med injiseringsmasse for å skape korrosjonsbeskyttelse og heft mellom kabel og betong. De kan også utføres uten injiseringsmasse, men da vil ingen heft oppstå [8]. I motsetning til før oppspent betong har ofte etteroppspent betong en krum profil som figur 3.4 viser [2].



Figur 3.4: Parabolisk spennarmeringsprofil i en kontinuerlig bjelke [2]

3.4.1.1 Forankring av etteroppspent armering

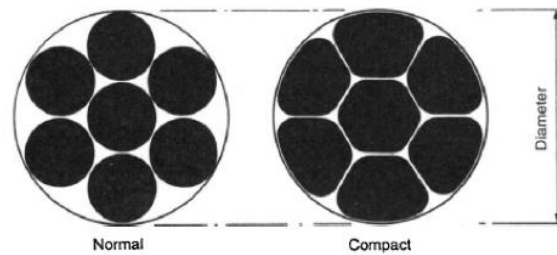
For etteroppspent betong opereres det med aktiv og passiv forankring, som vist i figur 3.5. Forspenningskraften er overført til betongen via forankringene. Selve oppspenningen skjer i den aktive forankringen, der hvor kablene vanligvis spennes opp. Kabelen kan også spennes opp i begge ender for å redusere friksjonstap [8]. Utseendemessig ser den aktive og passive forankringen lik ut, men i motsetning til den aktive forankringen leveres den passive forankringen ferdig montert på kablene og støpes dermed inn i betongen. Det er også mulig å bruke mellomforankringer, som for eksempel der kabler krysser et ledd eller dekker støpes i flere etapper, for å redusere friksjonstapet langs kabelen eller for å kunne bruke forskalingen på ny [9].



Figur 3.5: Aktiv og passiv forankring [9]

3.5 Spennkabelsystemer

Spennstålet består av tråder med diameter på 4-5 mm som kan benyttes enkeltvis i spennbetongelementer. Det vanlige er å vikle tråder til et spenntau, som igjen kan settes sammen til en spennkabel [2]. Begrepet kabel kan benyttes for individuelle metalltråder, tau, stenger eller en gruppe av metalltråder. Et mye brukt spenntau er det som består av 7 tråder. Disse kan både vært normale og kompakte, se figur 3.6 [11].

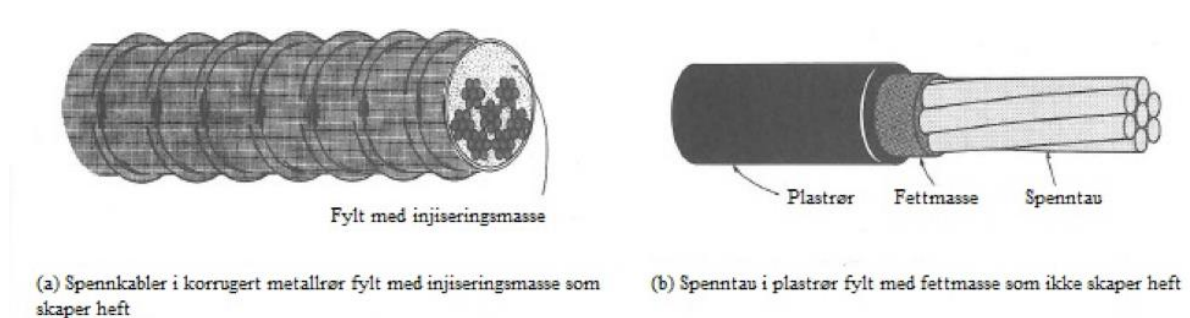


Figur 3.6: Normalt og kompakt spenntau [3]

Det skilles mellom to typer spennkabelsystemer for etteroppspente konstruksjoner; injiserte- og uninjisererte spennkabler.

3.5.1 Injiserte kabler

Injiserte kabler er plassert i gjennomgående utsparinger som ofte består av korrugerte blikkrør. Like etter oppspenningen av kablene, injiseres kanalene med fin sementmasse (injiseringsmasse), se figur 3.7(a). Denne massen sørger for heft mellom kablene og betongen [10]. Om forankringen blir ødelagt vil heften kunne sørge for å opprettholde forspenningskraften [3]. Injiseringsmassen beskytter også spennarmeringen mot korrosjon [2]. Injiserte kabler er vanlig å bruke i broer og tyngre konstruksjoner.



Figur 3.7: Injiserte (a) og uninjisererte (b) spennkabler [11]

3.5.2 Uinjiserte kabler

Uinjiserte kabler, figur 3.7(b), er ferdig monterte spenntau som plasseres i et plastrør fylt med fettmasse. Smørefettet skal beskytte mot korrosjon. Kablene gir ikke heft med betongen da de kun er festet til betongen i den aktive og passive forankringen. Endeforankringene holder kablen i strekk og opprettholder forspenningen. De uninjiserte kablene er avhengige av forankringenes holdbarhet [10]. Om forankringen blir ødelagt, mistes all forspenning i kablen [3]. Fordelen med uninjiserte kabler er lav friksjon som fører til mindre tap av spennkraft ved oppspenning. I tillegg unngås injiseringsarbeidet, og det er mulig å bytte ut enheter som er skadet. Uinjiserte kabler brukes ofte i dekker og bjelker. De krever mindre plass enn injiserte kabler, og egner seg derfor godt i tynnere dekker [2, 8].

3.5.3 Bestandighet av spennkabelsystemer

Det høyståle, som blir brukt i spennbetong, kan bli utsatt for korrosjon. Korrosjon er den vanligste nedbrytningsårsaken av betong og har større konsekvenser for spennbetong enn vanlig betong. Korrosjon vil føre til svekkelse av stålet, noe som fort vil føre til brudd av kablene. I verste fall kan dette lede til sammenbrudd av konstruksjonen. Det er derfor viktig at stålet er beskyttet mot vann, oksygen, klorider og avisingssalter [12].

Det som beskytter injisert spennstål mot korrosjon [12]:

- Høyere betongkvalitet og tykkelse på overdekning
- Korrugerte stålkabler
- Sementmørtel som fylles i kanalene

Det som beskytter uninjisert spennstål mot korrosjon [12]:

- For indre spennkabler: Tråder som smøres individuelt, og som omslutes av plast.
- For ytre spennkabler: Glatte plastrør i forbindelse med sement injisering, galvanisering av stålet inni fett, voksinjiserte kanaler eller individuelt smurte og omsluttete tråder med sementinjiserte kanaler. Den første er mest vanlig i praksis.

Det har vært observert flere tilfeller av nedbrytning av forspente betongdekker med uninjiserte kabler [12]. Det er derfor svært viktig å vurdere korrosjonsbeskyttelse av spennkablene.

3.6 Lastbalansering

Konseptet lastbalansering gjør det mulig for ingeniøren å velge riktig kabelprofil, mengde spennarmering og kabelfordeling [11]. Lastbalansering vil si at den fordelte tverrkraften fra den krumme spennarmeringen utnyttes for å motvirke ytre belastning. De fordelte tverrkraftene, som også betegnes ekvivalente krefter, skal være i balanse med de ytre kreftene. Slik holder konstruksjonen seg rett, og en konstant trykkspenning over tverrsnittet oppnås [2]. De ytre og indre tverrgående kreftene eliminerer hverandre, og ingen bøyespenninger oppstår. Konstruksjonen forblir dermed rett [1].

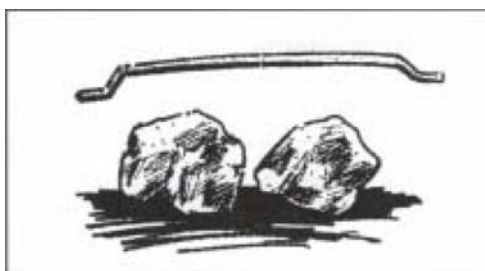
Forspenningen har en aksial og tverrgående virkning. Den aksiale virkningen gir trykk i betongen, noe som er positivt med tanke på opprissing og nedbøyning. Den bidrar også til bedre skjær-, torsjon- og gjennomlokkingskapasitet. Den tverrgående virkningen, forårsaket av tverrkraftene, overfører deler av den ytre kraften til oppleggene. For at tverrkraftene skal kunne balansere deler av den ytre kraften, bør kabelprofilet ha en kurvatur lik momentdiagrammet. Tverrkraftene vil da ha samme fordeling som den ytre kraften [8]. For etteroppspente konstruksjoner er det derfor vanlig med parabelformet kabelprofil.

4 Fiberarmering

4.1 Fibertyper

Fibre kan ha ulik form og størrelse og kan være produsert av stål, glass, syntetisk og naturlige fibermaterialer. I byggebransjen er det hovedsakelig stålfiber og syntetisk fiber som blir brukt som armering i betong [6]. Her vil fokuset være på stålfiber.

Lengden av fibre kan variere fra noen få mm til 80 mm. Diameteren kan være fra noen få tidels mikrometer til 2 mm i diameter [6]. For stålfiber som vanligvis har et rundt tverrsnitt, vil diameteren variere fra 0,2 til 1 mm, mens lengden varierer mellom 10 til 60 mm [7]. Ifølge utkastet til kapittel 2 i NB38, *Veileder for prosjektering, utførelse og kontroll av fiberarmert betong i bærende konstruksjoner*, skal fiberlengden være minst to ganger maksimal tilslagsstørrelse som illustrert i figur 4.1 [13]. Dette kravet er bestemt for at fibre skal kunne føre strekkspenninger forbi tilslagskornene [13].



Figur 4.1: Krav til fiberlengde [13]

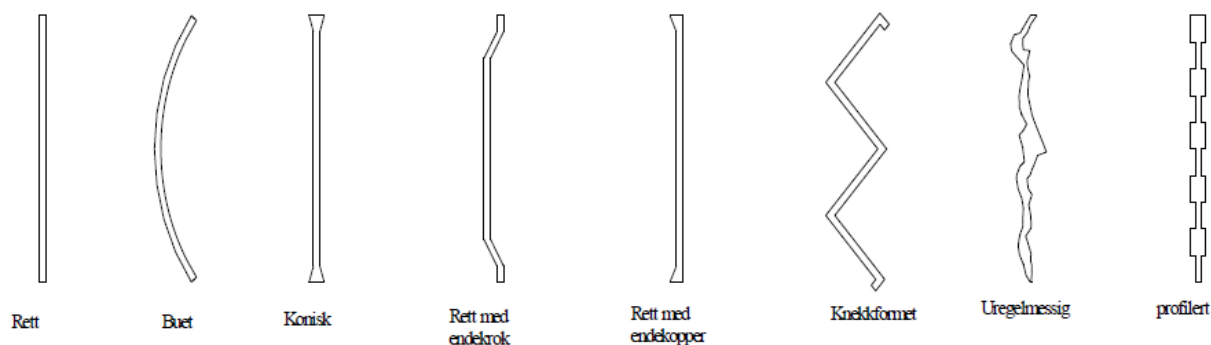
4.1.1 Stålfiber

Stålfiber er stenger av stål som både kan være rette eller formet. Fibrene kan ha en strekkfasthet fra 200 til hele 2600 MPa. Stålfibre klassifiseres i fem grupper basert på det materialet som brukes for fremstilling [7]:

- I. Kaldtrukket ståltråd
- II. Stanset fra stålplate
- III. Smelteslagg
- IV. Splittet, kaldtrukket ståltråd
- V. Frest fra stålblokk

Av disse gruppene er det kaldtrukket ståltråd som er den mest vanlige fiberen.

Stålfiberen kan ha flere former. Den kan blant annet være rett, buet eller uregelmessig. Figur 4.2 nedenfor viser ulike former for stålfiber [6].



Figur 4.2: Ulike former for stålfiber [6]

Heftkapasiteten mellom fiberen og matriksen avhenger av de geometriske egenskapene til fibrene og styrken til matriksen [14]. For å øke ytelsen til fibre, har de ofte en form for deformasjon eller forankring [7]. Stålfiber med endekroker har vist seg å ha større fordeler enn rett stålfiber. Den naturlige endeforankringen som oppstår med endekroker kan forbedre motstanden til fibre i forhold til uttrekning, samt forbedre heftstyrken mellom fiber og matriks. Ikke minst er forankringene viktig med tanke på bæreevnen etter nådd maksimallast. Topplasten og uttrekningsenergien er henholdsvis 115 % og 95 % høyere ved bruk av endekroker enn for rette fibre.

4.2 Bruksområder

I Norge i dag anvendes fiberarmering hovedsakelig i gulv, plater på mark og i sprøytebetong til fjellsikring. Fiber i betong er altså ikke veldig utbredt. Dette kan skyldes en konservativ byggebransje og mangel på regelverk for bruk av fiberbetong [15]. Likevel har det vært en liten utvikling på bruksområder gjennom årene. Det finnes blant annet tilfeller for stålfiberarmert betong i veier, flyplasser og utvendige områder. Det har også blitt benyttet i dekker, vegger, søyler, bjelker og lagertanker [6].

4.3 Fiberarmert betong

Fiberarmert betong er et komposittmateriale, der fiberen blir iblandet betongen før støping. Prinsipielt kan fiber kombineres med betong i alle fasthetsklasser. Valg av fasthetsklasser og bestandighetsklasser skal være i overensstemmelse med Eurocode 2 [6]. Med tanke på

betongens konsistens vil ikke fiber ha stor betydning, men flyten kan reduseres. Selvkomprimerende betong med 1 V% stålfiber har gode fasthetsegenskaper og er samtidig seig nok [15]. Ved bruk av fiberarmering oppnås ca. 20 % lettere stålvekt, samt en større arkitektonisk frihet da det kan armeres i områder der det ikke er mulig med vanlig stangarmering [16].

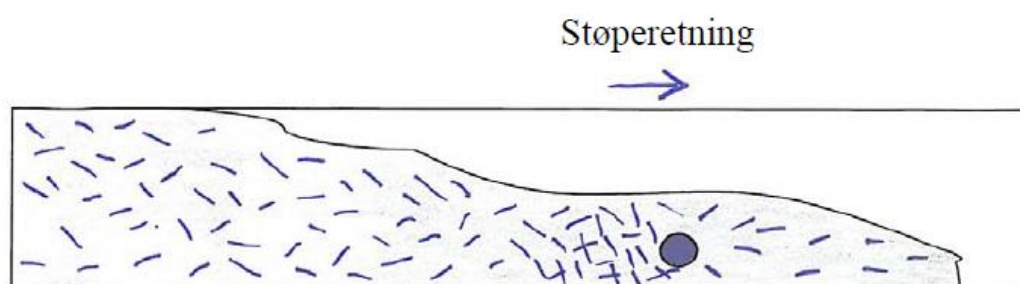
De fiberarmerte betongtypene som brukes i dag er:

- I. Stålfiberarmert betong (SFRC)
- II. Glassfiberarmert betong (GFRC)
- III. Syntetisk fiberarmert betong (SNFRC)
- IV. Naturlig fiberarmert betong (NFRC)

Det skilles mellom fiberarmert betong (kun fiber) og armert fiberbetong (fiber i tillegg til annen armering).

4.3.1 Fiberfordeling

Fiberfordeling og fiberorientering har innvirkning på betongkvaliteten og støpearbeidet må derfor planlegges grundig. Dette er viktig for å unngå at hindringer, som for eksempel stangarmering og rør, fører til ujevn fiberfordeling eller opphoping av fiber i konstruksjonen. Dette er svært uheldig da det fører til kun en liten andel virksom fiber [6]. Eksempel på fiberfordeling ved hindringer er vist i figur 4.3. Geometri av fiberen, støpeteknikk og egenskaper til den ferske betongen kan påvirke fiberfordelingen og fiberorienteringen i en betydelig grad [7].



Figur 4.3: Illustrasjon av fiberfordeling ved hindringer [6]

En god fiberfordeling er viktig for å unngå fiberklumper eller separasjoner. Dersom kombinasjonen av fibertype, fibermengde og betongsammensetning ikke er riktig, er det større sjanse for at fiberballer forekommer [6]. Overflatevibrering bør benyttes på horisontale flater for å forhindre fiber i å stikke opp fra overflaten [6]. Det er viktig å være forsiktig ved vibrering, slik at fiberbetongen ikke overvibreres. For mye energi fra vibratoren kan gi områder med lite fiber [13].

4.3.2 Begrensninger av opprissing

Siden betong har lav kapasitet i strekk, må den armeres i områder hvor strekkspenninger oppstår under belastning for å forhindre opprissing. Når betongen sprekker opp er det armeringen som overtar strekkraftene, men vanligvis vil betydelig rissutvikling finne sted før tilstrekkelig med krefter er overtatt av armeringen. Rissene kan derfor føre til redusert levetid, og er uønsket av både estetiske årsaker og for at det åpner for lettere vanninntrenging. Stålfiber fører til en effektiv begrensning av opprissing, ettersom den overtar strekkspenninger selv ved svært små rissvidder [6].

4.3.3 Kostnadsbetraktning

Betong er et forholdsvis billig materiale som er enkelt å produsere, men det kan fort bli en kostbar produksjon, da store deler av totalkostnadene kommer fra arbeidskostnader som forskalingsarbeid og utlegging av armering. Det er derfor svært aktuelt å finne metoder som effektiviserer produksjonen av betong, og samtidig reduserer både kostnader og opprettholder kvaliteten. Fiberarmering vil redusere disse arbeidskostnadene betraktelig [7]. Selv om tilsetning av fiber gir høyere materialkostnader vil reduksjonen av tilhørende arbeidskostnader kunne veie opp.

4.3.4 Fiberarmeringens bidrag til kapasiteter

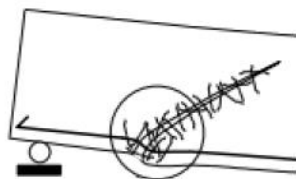
Fiber i betong øker momentkapasiteten og skjærkapasiteten, og fiber kan derfor i noen tilfeller redusere eller erstatte lengdearmering og skjærarmering. Relativt kort avstand mellom armeringsbøyler ved stort skjærarmeringsbehov kan skape dårlig heft mellom betong og stål, samt gi hulrom i betongkonstruksjonen. Det kan derfor være en fordel å bruke fiberarmering [17]. I et fullskalaforsøk av betongdekker gjennomført av Døsland, ble det konkludert at all

tradisjonell armering i lastbærende dekker kan erstattes av stålfiberarmering for relativt korte spenn. Derimot for lengre spenn, må fiberarmering kombineres med tradisjonell stangarmering og/eller spennarmering [18].

Fibre kan virke i hvilke som helst retninger i planet, noe som gir betydelig forsterkning av betongen i hvilket som helst punkt, både ved negativ og positiv bøyning. I tillegg forbedrer det robusthet i en vesentlig grad. Videre kan det også bidra til økt kapasitet mot gjennomlokking. Dette betyr at fibrene kan bidra langs ethvert opprisset plan i en tredimensjonal referanse, og i statisk ubestemte strukturer. De er meget effektive med hensyn til motstand sammenlignet med armeringsjern som kun har betydelig bidrag i en retning [16].

4.3.5 Rest-strekkfasthet

Ved tilsetning av fiber vil betong gå fra å være et sprøtt materiale til å bli mer duktilt. Hovedgrunnene for tilsetning av fiber i betong er at det forbedrer strekkfasthet og bøyefasthet, samt øker duktilitet og rest-strekkfasthet [19]. En stor fordel er at betong med fiberarmering kan bære last selv etter at strekkfastheten er nådd og har opprisset strekksone [14]. Vanlig betong svikter umiddelbart etter overskridelse av strekkfastheten. Det er altså ingen gjenværende styrke etter at den blir utsatt for maksimal last. Ved fiberarmert betong åpnes mikrorissene ved overskridelse av maksimallast, og fibrene starter å virke. Fibrene bygger bro i risset, og overfører på den måten strekkrefter i kontaktflaten for fiber og matriks som er oppnådd via heft. Dette resulterer i etteropprissingsstyrken [17]. Dette er skissert i figur 4.4.



Figur 4.4: Illustrasjon av virkningen av fiberarmering ved opprissing [7]

Karakteristisk for fiber i betong er utvikling av rest-strekkfasthet i kombinasjon med store strekkføyninger. Rest-strekkfasthet er resterende fasthet i den fiberarmerte betongen etter opprissing. Fiberarmert betong har en relativt stabil rest-strekkfasthet ved økende rissvidde. Denne rest-strekkfastheten kan enten være større eller mindre enn betongens strekkfasthet avhengig av fibermengde og fibrenes forankringskapasitet og strekkstyrke [6]. Bestemmelsen

av rest-strekkfasthet kan gjøres ved hjelp av ulike prøvemeter. Den norske veiledningen referer til NS-EN 14651, benevnt *3-punktsmetoden*, der en fritt opplagt fiberarmert betongbjelke blir utsatt for en punktlast.

4.4 Regelverk

For spennarmering og flatdekker vil Eurocode 2: *Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, være gjeldende regelverk. Det har vært manglende regelverk for fiberarmert betong, men det er på vei inn i veiledninger og standarder. Det utarbeides et vedlegg om stålfiberarmert betong i forbindelse med revidert EC2. Vedlegget utarbeides av CEN TC 250/SC2/WG1/TG2, som er en del av den europeiske komiteen for standardisering.

Det gjeldende regelverket på internasjonal arena er fib Model Code 2010 (fib MC10). Fib MC10 er utarbeidet av den internasjonale organisasjonen FIB, The International Federation for Structural Concrete, og var ferdigstilt i 2011. Den internasjonale standarden benyttes som et grunnlag for fremtidige standarder i betongkonstruksjoner. I fib MC10 er nye dimensjoneringsgrunnlag og -regler for forbedrede eller nye konstruksjonsmaterialer utviklet, som blant annet fiberarmering [6].

I Norge utarbeider blant annet Norsk Betongforening en veiledning for prosjektering, utførelse og kontroll av fiberarmert betong i bærende konstruksjoner. Dette blir NB publikasjon nr. 38 (NB38). Blant annet har Forskningscenter for Innovativ Betong (Concrete Innovation Centre, COIN) gitt underlag og innspill. Veiledningen vil inneholde spesifikasjoner av fiberbetong i bærende konstruksjoner, prøvingsmetoder og evalueringer av prøveresultater, dimensjoneringsregler og veiledninger. For sprøytebetong og plater på mark har Norsk Betongforening allerede to ferdigstilte publikasjoner, henholdsvis publikasjon nr. 07, *Sprøytebetong til bergsikring (2011)*, og nr. 15, *Gulv på grunn, påstøp (1998)*.

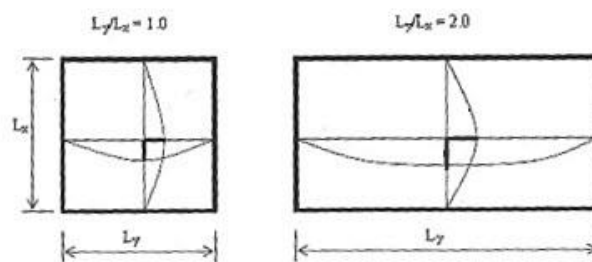
Foreløpig i Norge anvendes vanligvis to regelverk ved dimensjonering av fiberarmert betong i bærende konstruksjoner. Et av dem er retningslinjene i COIN Project Report 29 fra 2011, *Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner*. Det andre er DafStb Guideline, *Steel fibre reinforced concrete*, tilhørende det tyske regelverket DIN-EN 1992-1-1, som allerede har ferdigutviklede, detaljerte retningslinjer for dimensjonering av fiberarmering.

I Sverige og Danmark finnes det også egne regelverk for fiberarmert betong. Sverige har utviklet en standard, SS 812310, 2013: *Dimensionering av Fiberbetongkonstruksjoner*, mens Danmark har sine retningslinjer, SFRC Consortium, 2014: *Design Guideline for Structural Application of Steel Fibre Reinforced Concrete*.

5 Flatdekker

5.1 Definisjon

Dekker bærer last i enten en eller to retninger i planet ut fra spennforholdet mellom x- og y-retningen. For en enveisplate bæres all lasten i den korteste retningen, mens for en toveisplate er lasten fordelt i to retninger. Ifølge Eurocode 2 skal en plate med spennviddeforhold $> 2,0$ bli behandlet som en enveisplate [20].

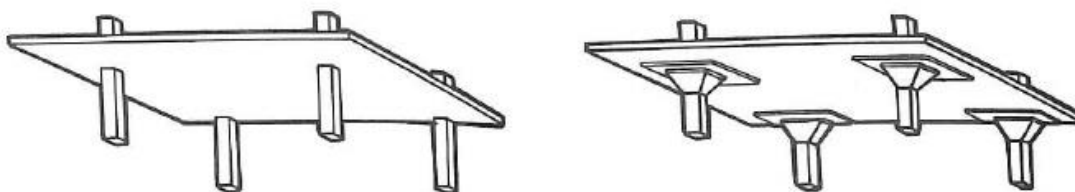


Figur 5.1: Enveis- og toveisplate [2]

Figur 5.1 viser nedbøyingene for plater med forskjellig spennviddeforhold. Nedbøyingen midt på platen må være lik for begge retningene, og dermed må krumningen og bøyemomentet i den korteste retningen (x-retningen) blir størst.

Definisjonen på et flatdekke er plater som ligger direkte på søyler uten bjelker som understøttelse. Vanligvis er søylene plassert i et rektangulært mønster, som vil si at dekkets lengde-/breddeforhold er $< 2,0$, altså skal dekketypen i de fleste tilfeller betraktes som en toveisplate. Flatdekker utføres derfor med lengdearmoring i begge retninger.

Dekkene har to hovedformer; med søyleforsterkning (soppdekke) og uten søyleforsterkning, som vil si at dekket er helt plant på undersiden [21]. Forskjellene er vist i figur 5.2.



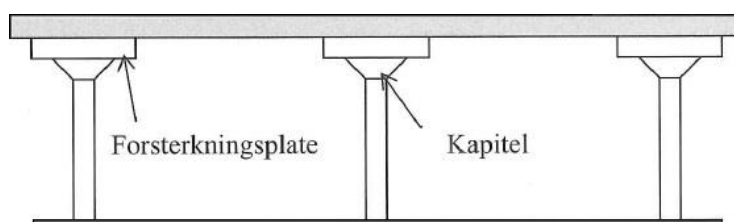
Figur 5.2: Flatdekke uten og med søyleforsterkning [11]

Flatdekker er en vanlig dekkeløsning for kontorarealer og parkeringshus i Norge. Dette er bygg som trenger store, frie gulvarealer uten behov for bærevegger. Flatdekker gir stor frihet ved eventuelle endringer i innredning, noe som er typisk for kontorbygg som bruker flyttbare lettvegger til rominndeling.

5.2 Systemvalg

Systemvalget står hovedsakelig mellom om det trengs søyleforsterkning eller ikke. En søyleforsterkning kan enten være plan, kjegle- eller pyramideformet. For kvadratiske søyler vil pyramideformet søyleforsterkning være naturlig, mens for sirkulære søyler er det mest naturlig med en søyleforsterkning i kjegleform. Hva som velges avhenger blant annet av størrelser på laster og avstander mellom søyler. Om det er mulig, bør det unngås søyleforsterkning. Det vil gi et dekke med enkel forskaling og ukomplisert jobb ved utlegging av armering.

Et kjent problem for slike flatdekker er at lokal skjærkapasitet ved søylene ofte blir for lav. Dette kan føre til gjennomløkking som vil si at søylene presses gjennom platen. Det kan da velges enten å skjærarmere, eller å utvide oppleggsflaten for platen på søylene [2]. figur 5.3 viser hvordan dette kan gjøres. Her er søyletoppene utvidet med et kapitel og platetykkelsen er økt lokalt med forsterkningsplater.



Figur 5.3: Flatdekke med kapitel og forsterkningsplater [2]

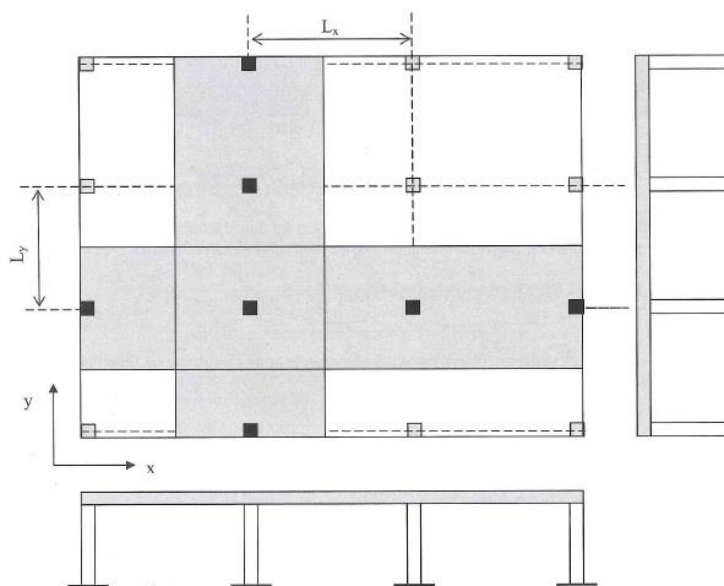
Det er vanlig å anta momentstiv forbindelse mellom plate og søyle. Dersom det ikke er ønskelig med momenter i søylene, kan forbindelsen mellom plate og søyle utføres som leddet. Det kan imidlertid bli en relativt kostnadskrevenende løsning å få en god og teknisk sikker leddforbindelse, og det anbefales derfor ikke for vanlige bygninger [21].

5.3 Spennvidder og platetykkelser

Spennvidden for slakkarmerte flatdekker bør begrenses til 7,2 m for å unngå store platetykkelser og store armeringsmengder [21]. For å begrense nedbøyningen er det mest effektivt å endre platetykkelsen kontra å øke armeringsmengden.

5.4 Virkemåte

Flatdekkers statiske virkemåte kan sammenlignes med et dekke med toveisplater som bæres av kryssende bjelker. For å kunne oppnå samme virkemåte som et flatdekke, kan det tenkes at bjelkehøyden settes lik platetykkelsen. Da kan dekket betraktes som et system med brede bjelker hvor parallelle bjelker ligger helt inntil hverandre. I figur 5.4 er en slik flatdekkestripe vist. Stripebredden er lik spennvidden i retningen på tvers av spennretningen [2]. Flatdekkestripen må bære hele lasten som virker på stripen i sin spennretning.



Figur 5.4: Flatdekke - plan og snitt [2]

5.5 Etteroppspente flatdekker

Etteroppspente flatdekker kan karakteriseres som en videreføring av tradisjonelt armerte flatdekker. Oppbygningen er lik, men hovedarmeringen består av oppspente armeringskabler i stedet for tradisjonell slakkarmering. For flatdekker er det vanlig å bruke uninjisert spennarmering.

De oppspente armeringskablene overføres som en trykkraft til betongen og bidrar til økt utnyttelse av betongens trykkapasitet. Dette gir dekket en høyere kapasitet da den horisontale trykkraften vil øke motstanden mot momenter, skjærkrefter og torsjon [1]. Ved bruk av spennkabler kan gjennomlokkingskapasiteten økes med opptil 50 %, kapitel og forsterkningsplater kan dermed unngås [9].

Trykkraften reduserer strekkspenningene i tverrsnittet betraktelig slik at opprissing og nedbøyninger blir et mindre problem. Bruken av oppspente armeringskabler gjør det mulig å kontrollere graden av rissdannelse og nedbøyninger for konstruksjonen. Det vil også forbedre konstruksjonens stivhet og vanninntrengningsmotstand, og generelt bidra til bedre bestandighet [3, 9].

En annen fordel med spennarmering fremfor slakkarmering, er at det åpner for muligheten til en økning av søyleavstanden. Ved bruk av etteroppspente flatdekker kan man oppnå en søyleavstand på inntil 12 m, en betydelig forskjell fra slakkarmerte flatdekker med maksimal søyleavstand på 7,2 m. I tillegg til å øke spennvidden kan dekketykkelsen reduseres med opptil 30 % [9]. I fleretasjes-bygninger med høydebegrensninger har det vært tilfeller av at en ekstra etasje har kunnet blitt bygd ved bruk av etteroppspente armeringskabler [3]. Armeringsmengden er også redusert betraktelig. Etteroppspente dekker har kun behov for 20-35 % av armeringsmengden til en slakkarmert dekkeløsning, det vil si at 1 kg spennarmering tilsvarer omtrent 4 kg slakkarmering [9]. Kabelavstanden i et etteroppspent dekke er normalt tre til fire ganger større enn senteravstanden til tradisjonelle armeringsstenger. Bruk av spennkabler gjør det også mye enklere ved eventuell senere hulltaking, da avstanden er såpass stor at det i mange tilfeller ikke er nødvendig å kutte noen kabler for å utføre hulltakingen. En tynnere dekketykkelse og mindre armeringsmengde fører til lavere vekt, som reduserer belastningen på øvrige bygningskomponenter som søyler og fundamenter. Lave byggehøyder gir også enklere plass til tekniske installasjoner.

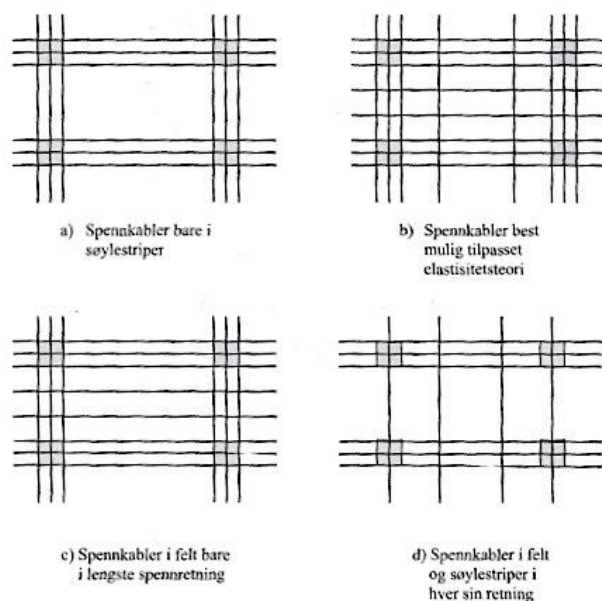
Det finnes også noen faktorer som tilsier at etteroppspente flatdekker ikke bare er fordelaktige. For det første er oppspente armeringsløsninger en kostbar løsning, da det krever materialer av høy kvalitet for å motstå spennkraften. Selv om materialkostnadene er mindre med tanke på reduksjon av betong og armeringsstål, vil ikke løsningen bli billigere totalt sett [1]. Det er også større plassbehov ved utførelse av etteroppspenning enn for slakkarmerte løsninger, da oppspenningsutstyret krever noe plass i ytterkant av dekket. En annen utfordring er at

spennarmerte flatdekker krever mer beregningsarbeid og kompetanse under prosjekteringen. I tillegg stilles det krav til bruk av sertifisert personell ved utførelse og etteroppspente alternativer blir dermed ofte blir tilsidesatt.

5.5.1 Plassering og fordeling av spennkabler

I plateplanet kan spennkablene fordeles etter ulike mønstre. Det mest ideelle er at spennarmeringen ligger fordelt mellom søyle- og feltstriper tilsvarende momentfordelingen som vist i figur 5.5b). Her er rundt 75 % av spennkablene konsentrert over søylestripene, mens resterende 25 % er fordelt i feltstripene i begge retninger. Leggingen av denne kabelfordelingen er imidlertid komplisert da det krever fletting av armeringskablene. Andre løsninger med konsentrerte kabler i den lengste retningen vil derfor være foretrekkende, som alternativ c) og d) som er de mest vanlige. Med disse fordelingene vil dekket fungere som et enveisdekke opplagret på bjelker. De konsentrerte kablene vil opptre som bjelker, mens de jevnt fordelte kablene danner et enveisdekke.

Tilfellet i figur 5.5a) med spennarmeringen bare i søylestripene er den enkleste. Søylestripene vil også her fungere som bjelker og gir et tradisjonelt slakkarmert toveisdekke opplagret på bjelker i felt. Løsningen er fordelaktig med tanke på fremtidige uforutsette hulltakinger i dekket, men påvirker ikke forskyvningene i feltstripene [8, 21]. Kabelplasseringen er også relevant for gjennomløkkingsmotstanden i dekket. Konsentrerte armeringskabler i søylestripene øker skjærkapasiteten og momentoverføringsevnen i søyle/dekke-forbindelsen [1, 8].

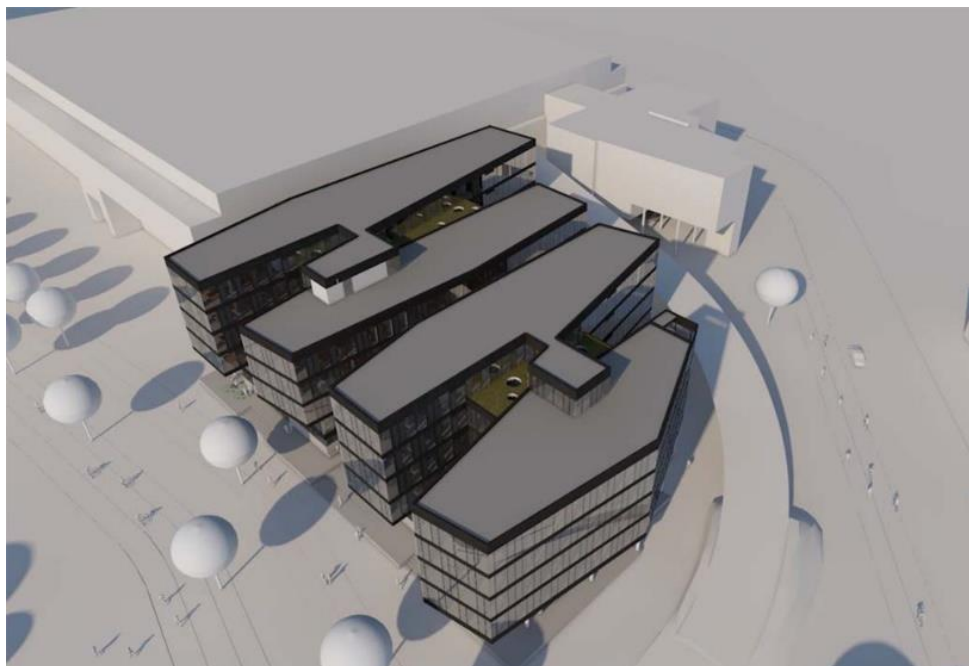


Figur 5.5: Spennkabler lagt i ulike mønstre [2]

6 Nyhavna EN

Kontorbygget Nyhavna EN på Dora i Trondheim er et pågående prosjekt med flatdekker bestående av etteroppspent armering og fiberarmering. Totalentreprenør Skanska Norge AS står for byggingen for Dora AS. Arkitekt og prosjekterende er Rambøll Norge AS, mens THiLT Engineering AS står for prosjekteringen av de etteroppspente dekkene.

Kontorbyggets dekker er utfordrende i form og har store utkragere, se plantegning i vedlegg A. Dekket består av selvkompimerende betong med uinjiserte spennkabler kombinert med fiberarmering, som reduserer behovet for slakkarmering i tillegg til å redusere byggetiden [22]. Spennarmeringen er konsentrert i x-retningen og lagt inn som fordelte kabler i y-retningen. Betongen inneholder en fibermengde på 35 kg/m^3 , som er iblandet ved «innblåsing». Det er også lagt inn slakkarmering i mest påkjente områder, samt skjærarmering bestående av bøyer rundt mest påkjente søyle, se vedlegg B.



Figur 6.1: Illustrasjonsfoto av kontorbygget

6.1 Befaring

Tirsdag 14. mars 2017 ble det foretatt en befaring på Nyhavna EN med veileder Terje Kanstad og to representanter fra Skanska Norge AS. Under befaringen skulle det fiberarmerte, etteroppspente flatdekket inspiseres for eventuelle visuelle skader som blant annet riss og andre overraskende observasjoner. Det ble ikke observert noen avvik fra tegningene, ei heller synlige riss eller skader.

Som nevnt er det relativt lange utkragerer i bygget. Den lengste utkrageren er på hele 5,12 m, noe som er svært unormalt for både spennarmerte dekker og kontorbygg generelt ifølge prosjektleder. For å sikre at nedbøyninger på utkrageren ikke blir for store, er den indirekte festet til ståldragere montert i underkant av dekket i etasjen ovenfor. Utkrageren blir dermed hengende i ståldragerne.

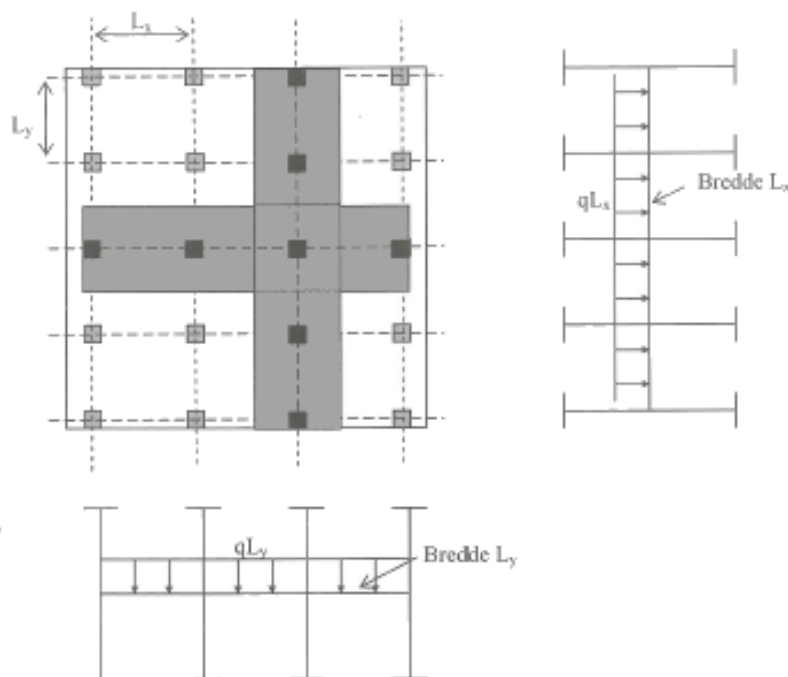
DEL II: METODE

7 Beregningsmetoder

Flatdekker kan beregnes ved hjelp av ulike beregningsmetoder. De anerkjente metodene Eurocode 2 anbefaler, er ekvivalent rammemetode, stripemetoden, bruddlinjeteori og elementmetoden. I denne oppgaven er henholdsvis ekvivalent rammemetode og elementmetoden benyttet.

7.1 Ekvivalent rammemetode

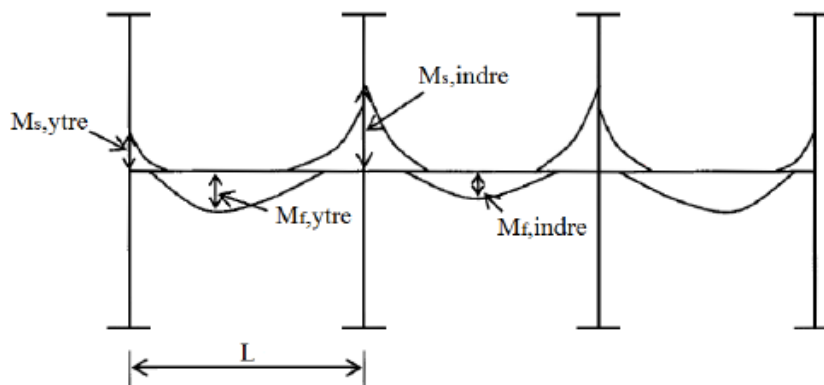
Den mest brukte beregningsmetoden for å bestemme lastvirkningene i platen og søylene i et flatdekke er ekvivalent rammeanalyse [2]. Metoden baseres på å betrakte den tredimensjonale toveis plate-/søylekonstruksjonen som kontinuerlige, plane rammer i lengde- og tverretningen. Platebredden er lik spennvidden i tverretningen. Figur 7.1 viser de plane rammene av bjelker og søyler. Tillegg I i EC2 gir anbefalinger for idealisering av flatdekker som plane rammer.



Figur 7.1: Ekvivalente rammer [2]

Lastvirkningen i flatdekket bestemmes ved at rammene analyseres for den aktuelle lastpåkjenningen. Bjelken må ta stripelasten fra permanente og variable laster som virker på den aktuelle stripebredden. Stripene betraktes som enveis-plater, ettersom hver stripe settes til å bære all last i sin retning. Ved bestemmelse av maksimale negative og positive momenter i platen i henholdsvis felt og over søyler, må nyttelasten plasseres feltvis mest ugunstig for den enkelte lastvirkning. Dette er en konservativ beregningsmetode da effekten fra torsjon ses bort fra i toveis-dekket, og lasten tas opp som bøyning av striper i x- og y-retningen. Bøyemomentene blir større enn om torsjonsstivheten inkluderes [2].

Denne beregningsmetoden var tidligere ganske arbeidskrevende, og det ble derfor benyttet tilnærmede metoder. I dag er det flere dataprogrammer tilgjengelige for å beregne plane rammer nøyaktig. Beregningene for rammemetoden forutsettes å være statiske. En rammeanalyse utført med 2D-analyseprogram gir dimensjonerende totalmomenter i aktuell flatdekkestripe, som figur 7.2 viser. Momentene jevnt fordelt over bredden av flatdekkestripen blir totalmomentet delt på stripebredden.



Figur 7.2: Momentfordeling, ekvivalent rammemetode [2]

7.1.1 Focus Konstruksjon

Focus Konstruksjon er et beregningsprogram som kan utføre både statiske og dynamiske analyser av store og små 2D- og 3D-konstruksjoner.

Modellen i Focus kan bestå av rette bjelke- eller stavsegmenter, og krumme bjelkesegmenter. Alle segmenter defineres med ønskede material- og tverrsnittsegenskaper. Modellen må defineres med grensebetingelser. Programmet håndterer de aller fleste opplegg, samt forskjellige typer ledd og fjærer. Deretter defineres lastene, og lastkombinasjonene bygges opp

av lasttilfeller. Focus har egen veiviser for generering av lastkombinasjoner i henhold til Eurocode 0: *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*.

Focus Konstruksjon utfører statiske analyser etter både lineær- og ikke-lineær teori, knekningsanalyse og influenslinjeanalyse. Resultatene vises grafisk for de ulike lastvirkningene. Eksakte verdier kan enkelt leses av. Programmet kan også gjennomføre kapasitetskontroller av modellen.

7.2 Elementmetoden

Elementmetoden (Finite Element Method, FEM) er en avansert beregningsmetode som baserer seg på elastisitetsteorien. I elastisitetsteorien forutsettes det at materialet er lineært elastisk og isotropt, som vil si at Hookes lov gjelder [2]. Metoden benytter differensiallikninger for å beskrive et fysisk problem. Komplekse konstruksjoner deles opp i elementer som er koblet sammen med noder.

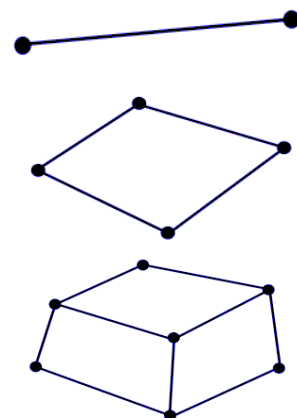
Elementmetoden kan beregnes for hånd, men det kan være både svært utfordrende og tidkrevende da større konstruksjoner gir kompliserte differensiallikninger. For å effektivisere beregninger med elementmetoden, er det i dag vanlig å utføre FEM-analyser av større bygg og konstruksjoner ved hjelp av elementanalyseprogram. Dette er avanserte programmer som utfører beregninger med resultater i samsvar med teoretiske verdier, gitt at modelleringen er riktig utført.

Det finnes flere typer elementer [23]:

1D, lineære elementer for å simulere for eksempel bjelker

2D, plane elementer for å simulere blant annet plater og skall

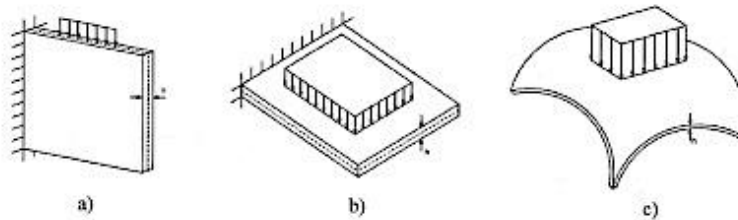
3D, ”solid”-elementer for å simulere 3D-felt som temperaturer og forskyvninger



For denne oppgaven benyttes skallelementer.

7.2.1 Skallteori

Skall er definert som elementer utsatt for både membrankrefter som skiver, og bøyemomenter likt plater. Skall kan altså ses på som en kombinasjon av skiver og plater, og kan anvendes både for plane og krumme strukturer. Etteroppspent flatdekke er typisk eksempel på plane strukturer [24]. Figur 7.3 viser forskjellen på skive, plate og skall.

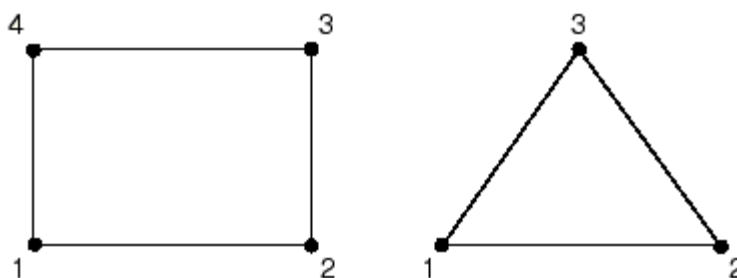


Figur 7.3: a) Skive, b) Plate, c) Skall [24]

De fleste skallstrukturer i betong er tynne skall. Dette er krumme, todimensjonale elementer, der tykkelsen h er veldig liten sammenlignet med skallets utstrekning i de andre retningene og kurvaturen til elementet [24]. Skallteorien er noe av det mest avanserte å analysere i mekanikken, da den har svært kompliserte differensiallikninger.

7.2.2 Skallelementer

Skallelementer er basert på skallteorien som antar et tynt 3D-element ved å anvende 2D-formulering. 2D-geometrien er spesifisert ved referanseplanet, som er midtplanet av 3D-elementet, og skallelementet har ingen fysisk tykkelse. Dette medfører at modellen ikke får den samme stivheten som for eksempel ved bruk av ”solid”-elementer. Det finnes flere ulike typer skallelementer. Elementene kan variere i både geometri, antall integrasjonspunkter og antall noder. Type skallelement velges blant annet etter hvilke resultater som er ønskelige ved analysen. Figur 7.4 viser skallelementer med ulik geometri. Skallelementene har totalt seks frihetsgrader i hver node; tre translatoriske og tre for rotasjon. Skallelementets oppførsel i planet er bestemt av nodefordelingen og antall frihetsgrader i elementet. Nodefordelingen bestemmer hvordan elementet vil deformeres ved sidekanten. Dette er elementets formfunksjon.



Figur 7.4: Illustrasjon av firkant- og trekantelement

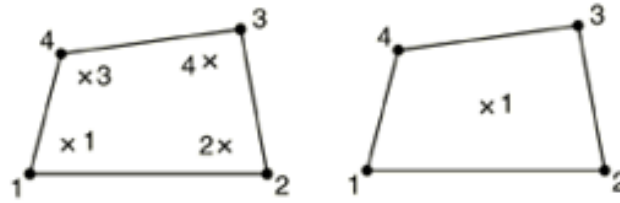
7.2.3 Abaqus

Abaqus er et elementmetodeprogram laget for å utføre ulike FEM-analyser. Programmet kan kjøre både små, statiske analyser og større, dynamiske analyser. I likhet med alle FEM-programmer er det viktig å være kritisk til resultatene, ettersom de kan se presentable ut selv med urealistiske beregninger.

Under modelleringen i Abaqus settes flere små deler sammen til en stor del ved hjelp av fastholdninger. Hver del defineres med ønsket elementinndeling, materiale og tverrsnittsegenskaper. Deretter defineres laster og grensebetingelser.

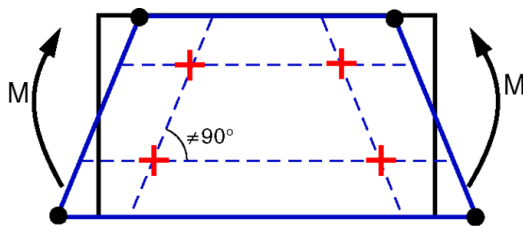
Abaqus tilbyr flere ulike skallelementer med både trekantet og firkantet geometri. Skallelementene er delt inn i elementer for små og store tøyninger, såkalte «small-strain»- og «large-strain»-elementer. For de fleste analyser er standard ”large-strain”-elementer godt nok. Om analysen innebærer små membranformasjoner, men tilfeldige store rotasjoner, er ”small-strain”-elementer å foretrekke da det vil være mer beregningseffektivt [25].

”Large-strain”-skallelementet S4R er et generelt firenoders firkantelement som skal passe mange formål. Elementet er dobbelkurvet og er dermed velegnet for tynne skall under bøyning. Elementtypen har redusert integrasjon, som vil si at beregningene utføres med færre integrasjonspunkter, se figur 7.5. S4R-elementene har kun et integrasjonspunkt i midten. Dette reduserer beregningstiden uten at det går på bekostning av nøyaktigheten.

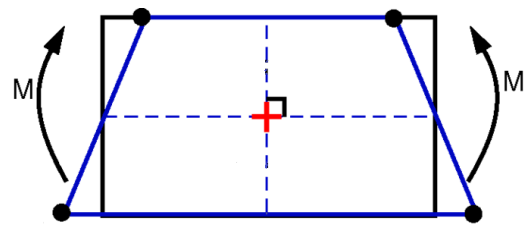


Figur 7.5: Firenoders firkantelement med full- og redusert integrasjon

Med redusert integrasjon unngås «shear locking», som innebærer at elementet tar opp bøyemoment som skjærkrefter, som illustrert i figur 7.6. Ved ”shear locking” oppfører elementet seg for stivt. Redusert integrasjon motvirker dette, men kan derimot medføre en ny ulempe. Når elementet utsettes for bøyning kan det deformeres som figur 7.7 viser. Ettersom elementet bare har et integrasjonspunkt, er det mulig at elementet deformeres uten at det blir registrert tøyninger ved integrasjonspunktet. Dette leder til ukontrollert forvrenging av elementnettet, og kalles «hour glassing». Dersom dette er tilfelle, har Abaqus en innebygd kontroll der programmet gir en fiktiv stivhet til elementet slik at forskyvninger og tøyninger samsvarer.



Figur 7.6: "Shear locking"



Figur 7.7: "Hour glassing"

Analysen i Abaqus er basert på stivhetsrelasjonen $\mathbf{K}\mathbf{r}=\mathbf{R}$ hvor \mathbf{K} er stivhetsmatrisen til modellen, \mathbf{r} er forskyvningsvektoren og \mathbf{R} er de ytre kreftene. Abaqus er benevningsløst, altså er det svært viktig å være konsekvent med benevningene. Programmet gir ut resultater som en kontur-plott av modellen. Kontur-plotten har ulike farger som avhenger av intensiteten, noe som gir en oversiktlig resultatmodell, og det blir enkelt å finne de områdene i modellen som har størst påkjenning. Det er også mulig å få spesifisert resultatene i hvert element og hver node.

8 Laster

En bygningskonstruksjon blir utsatt for flere ulike laster som kan virke både samtidig og hver for seg. Blant disse lastene er egenlast, nyttelast, naturlast og deformasjonslast. Lasttypene klassifiseres etter lastens variasjon over tid og deles inn i permanente påvirkninger, variable påvirkninger og ulykkespåvirkninger [26].

I statisk ubestemte, spennarmerte konstruksjoner vil spennkraften i enkelte tilfeller bli behandlet som en ytre last som faller under kategorien deformasjonslast. For et innendørs, etteroppspent flatdekke er kun egenlast, nyttelast og deformasjonslast aktuelle. Karakteristisk egenlast og nyttelast skal bestemmes etter Eurocode 1: *Laster på konstruksjoner – Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*, mens dimensjonerende laster bestemmes etter Eurocode 0: *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*.

Eurocode 0 definerer fire grensetilstander:

- I. Bruddgrensetilstand
- II. Bruksgrensetilstand
- III. Ulykkestilstand
- IV. Utmattingstilstand

For vanlige byggverk er brudd- og bruksgrensetilstanden de mest aktuelle grensetilstandene. Disse beskrives ofte med forkortelsene ULS (Ultimate Limit State) og SLS (Serviceability Limit State). Eurocode 0 oppgir aktuelle lastfaktorer og lastkombinasjoner i både brudd- og bruksgrensetilstanden for de lastene som opptrer samtidig. Hensikten med lastkombinering er å finne den største belastningen på konstruksjonen.

8.1 Bruddgrensetilstanden

I bruddgrensetilstanden bestemmes konstruksjonsdelens kapasitet mot sammenbrudd. Beregningene i ULS skal forsikre at konstruksjonen er trygg og tåler påkjenningene den blir utsatt for. I EC0, 6.4.1 er det beskrevet ulike bruddgrensetilstander som er aktuelle å kontrollere. Fire vanlige bruddgrensetilstander er stabilitet (EQU), brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen eller lokalt i konstruksjonsdelene (STR), brudd eller for store deformasjoner i grunnen (GEO) og utmattingsbrudd (FAT). I denne oppgaven er det sett på tilfellet med brudd

i konstruksjonen (STR), og lastene skal derfor kombineres etter EC0, 6.4.3.2(3) lign. 6.10a og lign. 6.10b:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (8.1)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (8.2)$$

G er egenlast, P er forspenningskraft og Q er variabel last. Partialfaktoren γ tar hensyn til usikkerheten i lastene og ψ er en kombinasjonsfaktor for de variable lastene.

De ulike faktorene er gitt i tab. NA.A1.1 og NA.A2.4(B):

ψ_0	=	0,7 for kontorbygg
$\gamma_{G,j}$	=	1,35/1,00 for ugunstig/gunstig permanent last
ξ	=	0,89 reduksjonsfaktor for egenlast
γ_P	=	1,1/0,9 for ugunstig/gunstig forspenning etter EC2, NA.2.4.2.2
$\gamma_{Q,1}$	=	1,50/0 for ugunstig/gunstig dominerende variabel påvirkning
$\gamma_{Q,i}$	=	1,50/0 for ugunstig/ugunstig øvrig variabel påvirkning

Lastkombinering i bruddgrensetilstanden kan oppsummeres:

$$E_d = 1,35G_k + 1,1/0,9P + 0,7 * 1,5Q_k \quad (8.3)$$

$$E_d = 0,89 * 1,35G_k + 1,1/0,9P + 1,5Q_k \quad (8.4)$$

Lastvirkningen som gir størst verdi er dimensjonerende og benyttes ved kapasitetskontroller i ULS.

8.2 Bruksgrensetilstanden

I bruksgrensetilstanden skal det påvises at konstruksjonen tilfredsstillers krav knyttet til dens bruk og formål [2], slik som nedbøyninger og riss. Lastkombinasjonene for bruksgrensetilstanden er gitt i henholdsvis EC0, 6.5.3 lign. 6.14b, lign. 6.15b og lign. 6.16b:

a) Karakteristisk kombinasjon:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (8.5)$$

b) Ofte forekommende kombinasjon:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (8.6)$$

c) Tilnærmet permanent kombinasjon:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (8.7)$$

Hvor:

$$\psi_2 = 0,3 \text{ for kontorbygg (kategori B etter EC0, tab. NA.A1.1)}$$

I SLS benyttes lastfaktorer lik 1,0. I denne oppgaven er det sett på lastkombinasjonene karakteristisk bruksgrense og tilnærmet permanent bruksgrense. Karakteristisk lastkombinasjon vil si at konstruksjonsdelen er belastet med 100 % variabel last. Ved tilnærmet permanent lastkombinasjon kontrolleres konstruksjonsdelen mot langtidsbelastning. Dette tar ψ_2 -faktoren hensyn til, som er faktor for tilnærmet permanent verdi for variabel påvirkning. En faktor på 0,3 vil si at 30 % av nyttelasten er antatt som langtidslast.

9 Lastbalansering

9.1 Ekvivalente krefter

Ved krum profil av spennkablene vil det oppstå tverkkrefter som virker på betongen. Disse kreftene betegnes ekvivalente krefter $q(x)$, og kan ses av figur 9.1. Størrelsen på de ekvivalente kreftene avhenger av spennkraften, helningen av spennarmeringen og spennlengden. Dersom spennarmeringen er parabelformet blir spennarmeringsprofilen beskrevet med en parabelfunksjon [2]:

$$y = f(x) = ax^2 + bx + c$$

For en parabelformet spennkabel vil den ekvivalente spennkraften baseres på:

Helning av spennarmeringen: $\theta(x) \approx \tan\theta(x) = \frac{dy}{dx}$

Ekvivalent last langs dx: $q = q(x)$

Likevekt i y-retning blir tilnærmet: $q(x) \cdot dx \approx P \cdot d\theta$

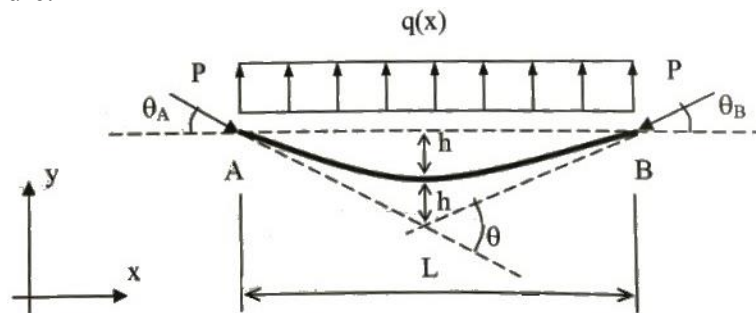
Den ekvivalente lasten i y-retning: $q(x) = P \cdot \frac{d\theta}{dx} = P \cdot \frac{d^2y}{dx^2} = P \cdot 2a = \text{konstant} \quad (9.1)$

Langs den parabelformede spennarmeringen vil den fordelte ekvivalente lasten virke jevnt fordelt med konstant intensitet på betongen.

Total last langs parabelen blir:

$$\int_A^B q(x) dx = \int_A^B P \frac{d\theta}{dx} dx = P(\theta_B - \theta_A) \quad (9.2)$$

Ved denne ligningen kan også de ekvivalente, vertikale lastkomponentene i forskjellige punkt beregnes. Spennkraften multipliseres da med total retningsendring av armeringen fra det ene punktet til det andre.



Figur 9.1: Parabelformet spennarmeringsprofil [2]

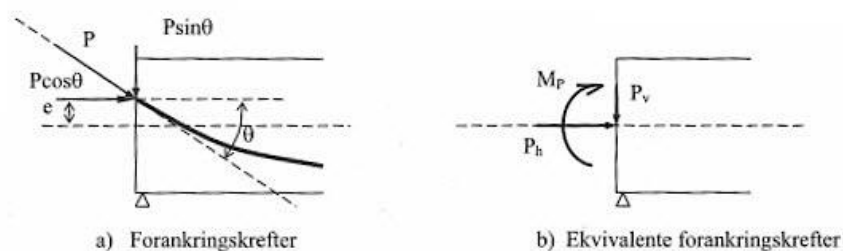
9.2 Forankringskrefter

Betongen blir utsatt for konsentrerte krefter ved endeforankringene, se figur 9.2. Forankringskreftene oppstår på grunn av det konsentrerte trykket fra spennkabelen i endeforankringene. For et parabelformet spennarmeringsprofil blir spennkraften P dekomponert i en horisontal og vertikal komponent. Dersom kabelen har endeeksentrisiteter, vil det i tillegg oppstå et eksentrisitetsmoment M_p i tverrsnittets tyngdepunktsakse som virker sammen med den horisontale og vertikale komponenten. Lengden på armeringen er ofte veldig stor i forhold til høyden av konstruksjonen. Det kan altså antas at vinkelen er svært liten, og tilnærmelser ved beregninger av de ekvivalente forankringskreftene kan dermed benyttes. Momentet og horisontal- og vertikalkomponenten beregnes etter [2]:

$$P_h = P \cdot \cos\theta \approx P \quad (9.3)$$

$$P_v = P \cdot \sin\theta \approx P \cdot \theta \quad (9.4)$$

$$M_p = P \cdot \cos\theta \cdot e \approx P \cdot e \quad (9.5)$$



Figur 9.2: Forankringskrefter [2]

10 Spennkraft

Spennkraft er den kraften som påføres i den aktive enden under oppspenning. Denne kraften kan oppfattes som en last på konstruksjonen og består av allerede nevnte ekvivalente vertikalkrefter og horisontalkrefter [21]. Spennkraften kan betraktes som ytre last eller som indre motstand.

10.1 Spennkraft i bruddgrensetilstanden

I denne oppgaven betraktes spennkraften i bruddgrensetilstanden som en indre motstand.

10.1.1 Virkning av forspenning i bruddgrensetilstanden

Etteroppspente konstruksjoner med uinjiserte kabler har ingen heftforbindelse mellom betongen og armeringen. I dette tilfellet må det tas hensyn til deformasjonen av hele konstruksjonsdelen. Spenningen i spennstålet får en økning fra en tilleggstøyning som oppstår ved deformasjonen. Ifølge EC2, NA.5.10.8(2) settes spenningsøkningen fra den effektive forspenningen i bruddgrensetilstanden lik [20]:

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

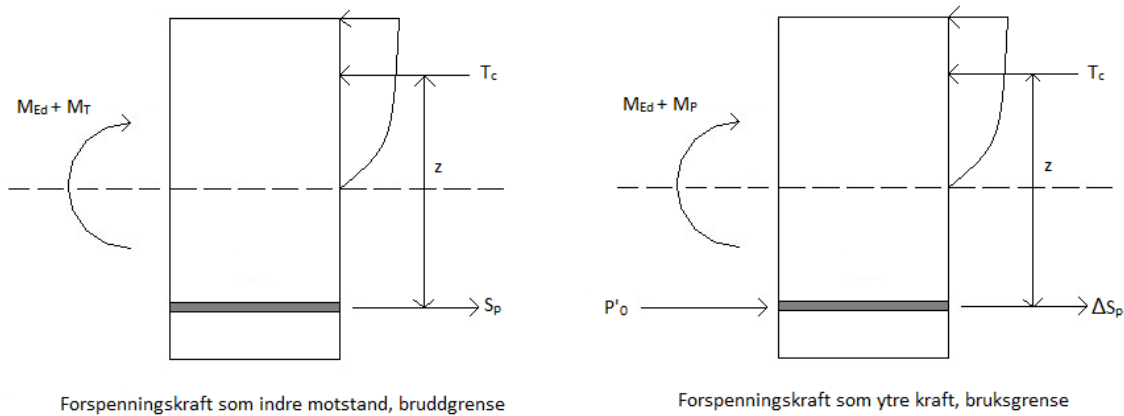
Denne spenningen legges til spennkraften etter at alle tap er fratrukket.

10.1.2 Forspenningskraft som indre motstand

Når spennarmeringen ligger i strekksonen er det vanlig å se på spennkraften som indre motstand. Det vil si når tverrsnittet er utsatt for momenter fra egenvekt, ytre laster og spennkraft [2]. Momentet tverrsnittet blir utsatt for er det som oppstår på grunn av de ytre lastene og tvangsmomentet, se figur 10.1. For konstruksjoner med heft er det vanlig å inkludere en materialfaktor for armeringsstålet, men for etteroppspente konstruksjoner uten heft er det annerledes. Her legges i stedet spenningsøkningen på 100 MPa, som beskrevet i kap. 10.2.1, til spennkraften.

Tvangsmomentet som legges til totalmomentet multipliseres med en lastfaktor i bruddgrensetilstanden. Ifølge EC2, NA.2.4.2.2(1) er det to faktorer å velge mellom. Valget avhenger av hva som er mest ugunstig for konstruksjonen:

$$\gamma_p = 1,1 \text{ eller } 0,9$$



Figur 10.1: Betragtninger for forspenningskraft

10.2 Spennkraft i bruksgrensetilstanden

I denne oppgaven betraktes spennkraften i bruksgrensetilstanden som en ytre last.

10.2.1 Forspenningskraft som ytre last

De indre kreftene består av en trykkraft i betongen og en indre kraft i spennarmeringen. For spennkabler uten heft er den indre spennkraften en effektiv spennkraft i tillegg til endring på grunn av deformasjonen i betongen, se figur 10.1 [2]. De ytre momentene i bruksgrensetilstanden er momenter fra ytre laster som egenvekt og nyttelast, samt forspenningsmomentet.

10.3 Initiell forspenningskraft

Den initielle forspenningskraften som påføres betongen rett etter oppspenning og låsing er oppspenningskraften P_{\max} fratrukket de umiddelbare tapene som beskrives nærmere i kap. 11.1. Forspenningskraften bør ifølge EC2, 5.10.3(2) ikke overskride [20]:

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x) \quad (10.1)$$

Hvor:

$$\begin{aligned} \sigma_{pm0}(x) &= \text{spenningen i spennkabelen umiddelbart etter oppspenning eller kraftoverføring} \\ &= \min\{k_7 \cdot f_{pk}; k_8 \cdot f_{p0,1k}\} \end{aligned}$$

Verdiene for k_7 og k_8 er henholdsvis 0,75 og 0,85 ifølge EC2, NA.5.10.3(2).

11 Tap av spennkraft

Spennkraften påført ved forankringene minker langs kabellengden. Den vil også reduseres med tiden. Dette kalles for spennkrafttap [8]. Tapene fører til en reduksjon av den påførte jekkraften ved oppspenning. Spennkrafttap kan deles inn i to hovedgrupper:

- I. Umiddelbare tap
- II. Tidsavhengige tap

De umiddelbare tapene som vurderes for etteroppspenning er ifølge EC2, 5.10.3(3) [20]:

- I. Tap som skyldes betongens elastiske deformasjon
- II. Tap som skyldes friksjon
- III. Tap som skyldes låsetap i forankringen

Tidsavhengige tap skyldes kryp, svinn og langtidsvirkningen av relaksasjon av spennstålet [2].

For uinjiserte spennkabler velges det å se på alle tap som konstante over kabellengden.

11.1 Umiddelbare tap

11.1.1 Friksjonstap og låsetap

Friksjons- og låsetap er tap som oppstår når det ikke er etablert heftforbindelse mellom spennarmering og betong. Dette gjelder for etteroppspent armering før injisering og uinjiserte kabler [2]. Om det benyttes utsparingsrør ved etteroppspent armering, vil det oppstå friksjonskrefter som virker i motsatt retning av glidningen mellom spennstålet og utsparingsrøret. Dette er illustrert i figur 11.1. Friksjonskreftene oppstår på grunn av normaltrykk fra spennstålet mot utsparingsrøret, som skyldes kurvaturen langs spennkabelen [2]. Friksjonstapet er null ved aktiv forankring og øker langs kabelen. Det er altså størst tap ved passiv forankring [27].

Friksjonstapet i etteroppspente kabler beregnes etter EC2, 5.10.5.2. En vanlig lineær tilnærming for å finne friksjonskraften i ønskelig avstand x fra jekk, er gitt som [2]:

$$P_x = P_{max}(1 - \mu(\theta + kx)) \quad (11.1)$$

Hvor:

P_{max} = største spennkraft

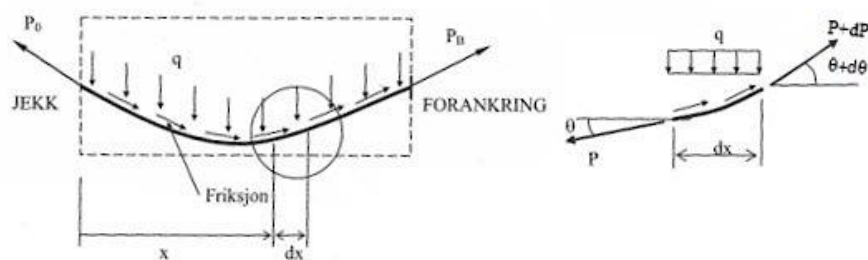
θ = summen av vinkelendringene over en avstand x (uavhengig av retning eller fortegn)

μ = friksjonskoeffisienten mellom spennkabelen og kabelkanalen

k = utilsiktet vinkelendring for innvendige spennkabler (per lengdeenhet)

x = avstanden langs spennkabelen fra punktet der forspenningskraften er lik P_{max}

Friksjonskraften er uavhengig av retningen på krumningen av spennkabelen og derfor benyttes summen av absoluttverdien av vinkelendringene, θ [2].



Figur 11.1: Krum spennarmering med friksjon [2]

Vinkelen i utvalgte punkter langs kabelen finnes ved en forenklet antakelse om lineær helning mellom punktene. Mellom to punkter er det da en endring i høyde, Δy , og i lengde, Δx .

Vinkel i punkt i gis som:

$$\theta_i = \frac{\Delta y_i}{\Delta x_i} \quad (11.2)$$

Vinkelendringen i punkt n er:

$$\Delta\theta_n = \theta_{1+i} - \theta_i \quad (11.3)$$

Låsetap kommer av at spennstålet glir før selve kilen i den aktive forankringen låser seg. Dette skjer når oppspenningskraften overføres fra jekken til forankringen. Både kileforankringen og kablene trekkes litt tilbake inn i kabelrøret [27]. Det er altså noen millimeter glidning av stålet i det kraften overføres [2]. Kabellengden som påvirkes av forankringen er en funksjon av friksjonstapet, og det må derfor tas hensyn til friksjonen ved beregning av låsetapet [11]. For å anslå låsetapet, er det nødvendig å vite hvor stor del av kabelen låsetapet virker over (lengden L_0). L_0 finnes ved iterering av lign. (11.5) nedenfor, hvor glidningen er gitt.

Tap på grunn av friksjon:

$$\Delta P_\mu = P_{max} - P_x = P_{max}\mu(\theta + kx) \quad (11.4)$$

Glidningen:

$$\Delta_{set} = \int_{L_0} \Delta \varepsilon_x dx$$

$$\Delta_{set} = \int_{L_0} \frac{\Delta P_\mu(x)}{E_p A_p} dx$$

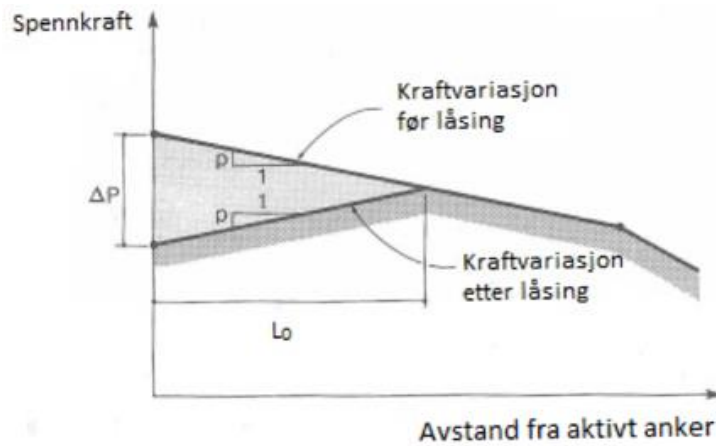
$$\Delta_{set} = \frac{1}{E_p A_p} \int_{L_0} \Delta P_\mu(x) dx$$

$$\Delta_{set} = \frac{\Delta P_\mu(x = L_0)L_0}{E_p A_p}$$

Finner L_0 ved iterasjon:

$$\Delta_{set} = \frac{P_{max}\mu(\theta(L_0) + kL_0)L_0}{E_p A_p} \quad (11.5)$$

Låsetapet ved aktiv ende, og lengden L_0 låsetapet virker over, er gitt i figur 11.2.



Figur 11.2: Låsetap [11]

Når lengden L_0 er fastlagt, beregnes friksjonstapet ved samme lengde. Låsetapet er dobbelt så stort som dette friksjonstapet:

$$\Delta P_{lås} = 2\Delta P_{\mu}(L_0) \quad (11.6)$$

På grunn av låsetapet reduseres kabelkraften ved $L < L_0$. Ved $L > L_0$ har ikke låsetapet lenger noen innvirkning på kabelkraften [27]. Konstant verdi av friksjons- og låsetapet finnes ved å ta gjennomsnittet av endelig kraftvariasjon etter både låsing og friksjonstap.

11.1.2 Tap som skyldes umiddelbar deformasjon av betongen

Ved etteroppspanning spennes kablene opp suksessivt, og konstruksjonen utsettes for elastisk deformasjon [20]. Ettersom betongen presses sammen i det kablene spennes opp, vil tidligere oppspente kabler bli utsatt for en reduksjon av oppspenningskraft. Første oppspente kabel får størst tap, mens den siste kabelen som spennes opp utsettes ikke for tap [27]. Spennkrafttapet som skyldes umiddelbar deformasjon av betongen kan regnes ut som et midlere tap i hver spennkabel etter EC2, 5.10.5.1(2) [20]:

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (11.7)$$

Hvor:

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

j = faktor tilsvarende:

(n-1)/2n, der n er antallet identiske spennkabler som spennes opp etter hverandre.

Som en tilnærmet verdi kan j settes lik ½.

1, for endringer som skyldes permanente påvirkninger påført etter oppspanning.

$E_{cm}(t)$ = elastisitetsmodul betong på tidspunktet t

E_p = spennstålets elastisitetsmodul

A_p = tverrsnittsarealet av spennarmeringen

For identiske spennkabler som spennes opp like etter hverandre kan faktoren j settes lik ½, ettersom kabelgruppen i praksis betraktes samlet. For å finne det midlere tapet er spenningen og elastisitetsmodulen en funksjon av tiden, der tiden i denne sammenhengen settes lik tidspunktet ved ferdig oppspanning. Endringen i betongspenningen $\Delta \sigma_c$, settes lik betongspenningen etter oppspanning σ_c , som da gjelder for hele kabelgruppen. Uttrykket for midlere tap forenkles til [27]:

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \frac{\sigma_c}{2 E_{cm}} \quad (11.8)$$

Betongspenningene som skyldes forspenningen regnes ut ved å anta lineær-elastisk, urisset oppførsel av betongen. Betongspenningene etter oppspenning utledet ved hjelp av figur 11.3 settes lik [2]:

$$\Delta\sigma_c = \sigma_c = \frac{N}{A_t} + \frac{M_t}{I_t/(y - y_t)} = -\frac{P_0}{A_t} - \frac{P_0(e - y_t)(y - y_t)}{I_t} \quad (11.9)$$

Hvor:

P_0 = kraft i kabelgruppen etter tap

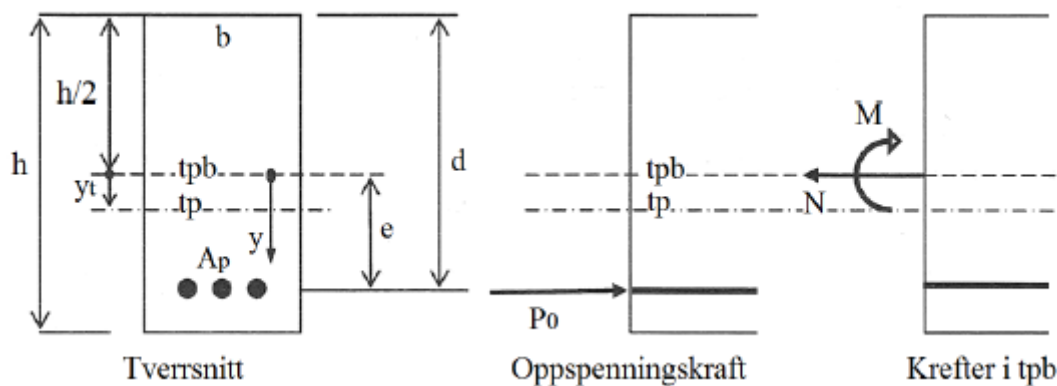
A_t = transformert tverrsnitt

e = eksentrisitet, avstand mellom betongens tyngdepunkt og armeringens plassering

y_t = avstand mellom det rene betongtverrsnittets tyngdepunktsakse og det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse

y = avstand fra betongens tyngdepunktsakse til hvor spenningen skal kontrolleres.

I_t = det armerte tverrsnittets arealtrehetsmoment om tverrsnittets tyngdepunktsakse



Figur 11.3: Betongtverrsnitt påkjent av aksialkraft og moment [2]

Den elastiske deformasjonen beregnes som gjennomsnittsverdi over kabelgruppens lengde. Kabelgruppens eksentrisitet, e , er derfor en middelvei for alle kablene over lengden [27].

Uttrykket for transformert betongtverrsnitt er [2]:

$$A_t = A_c + (\eta - 1)A_p \quad (11.10)$$

Hvor:

$$\eta = E_p/E_{cm}$$

A_c = tverrsnittsareal av betong

A_p = tverrsnittsareal av spennarmeringsenhet

Avstanden mellom det rene betongtverrsnittets tyngdepunktsakse og det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse er uttrykt ved [2]:

$$y_t = \frac{(\eta - 1)A_p \cdot e}{A_t} \quad (11.11)$$

Det armerte tverrsnittets arealtregningsmoment om tverrsnittets tyngdepunktsakse finnes ved følgende formel [2]:

$$I_t = \frac{bh^3}{12} + bh \cdot y_t^2 + (\eta - 1)A_p \cdot (e - y_t)^2 \quad (11.12)$$

11.2 Tidsavhengige tap

11.2.1 Kryp

Ved lastpåføring er betongen utsatt for trykk over lang tid. Betongen får en tilleggsdeformasjon på grunn av en økning av tøyning som skyldes at spenningene er holdt konstante over lengre tid. Dette kalles kryp [2, 11]. Betongens kryp avhenger av den relative fuktigheten og temperaturen i omgivelsene, bygningsdelenes dimensjoner og betongsammensetningen. Kryp er også påvirket av hvor langt betongen har kommet i herdeprosessen ved lastpåføringstidspunktet. Belastningens størrelse og varighet har innvirkning. Kryptallet ved tidspunkt t og forutsatt lastpåføring ved tidspunkt t_0 bestemmes etter tillegg B.1 i EC2 [20]:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (11.13)$$

Hvor:

φ_0 = det normerte kryptallet

$\beta_c(t, t_0)$ = faktor som skal beskrive kryputviklingen i forhold til tid etter belastning

Kryptallet etter uendelig lang tid betraktes etter ca. 50 år [2].

11.2.2 Svinn

Betong som utsettes for uttørking vil krympe. Betongen får dermed en såkalt svinntøyning når betongen mister fuktighet med tiden og volumet minker [11]. Betongens svinn, tilsvarende kryp, avhenger av omgivelsenes relative fuktighet og temperatur, betongdelenes dimensjoner og betongens sammensetning [2]. Betongsammensetningen, som vannmengde og kvalitet på tilslag, har innvirkning på hvor mye svinn som oppstår [11]. Svinn er derimot ikke påvirket av lastnivå slik kryp er. Den totale svinntøyningen består av bidragene uttørkningssvinn og autogent svinn [2].

Uttørkningssvinn er en funksjon av fukttransport gjennom herdet betong, og utvikles derfor langsomt. Autogent svinn eller selvuttørkningssvinn utvikler seg i samsvar med betongens fasthetsutvikling. I motsetning til uttørkningssvinn, vil mesteparten av autogent svinn utvikles ved et tidlig stadium etter utstøping [2].

Total svinntøyning kan bestemmes etter EC2, 3.1.4(6) [20]:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (11.14)$$

Hvor:

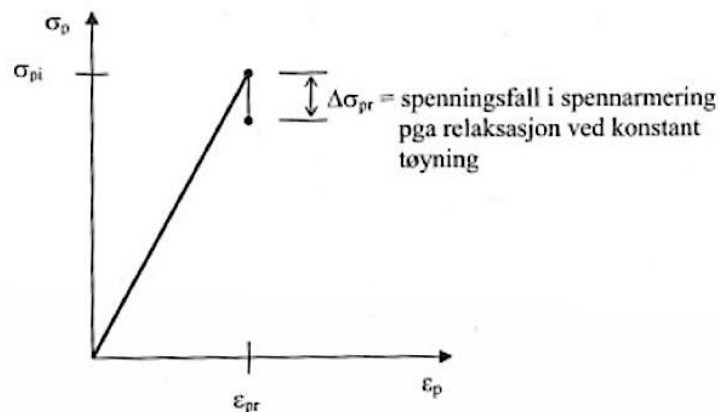
ε_{cd} = svinntøyning ved uttørkning

ε_{ca} = autogen svinntøyning

11.2.3 Relaksasjon av spennstål

Spennstål under konstant tøyning over lengre tid vil utsettes for en spenningsreduksjon. Spenningsfallet, illustrert i figur 11.4, kalles relaksasjon. Stålet utsettes for store strekktoyninger under hele konstruksjonens levetid, og tap fra relaksasjon må dermed tas hensyn til [2]. Spennarmeringen klassifiseres med hensyn til relaksasjon i EC2, 3.3.2(4)P. Tre relaksasjonsklasser er definert [20]:

- Klasse 1, tråd eller tau – vanlig relaksasjon
- Klasse 2, tråd eller tau – lav relaksasjon
- Klasse 3, varmvalsede og bearbeidede stenger



Figur 11.4: Relaksasjon av spennstål [2]

Relaksasjonen i stålet påvirkes av deformasjonen i betongen som skyldes kryp og svinn. Ifølge EC2 baseres relaksasjonstapet i spennstålet på ρ_{1000} ; relaksasjonstapet i prosent 1000 timer etter oppspenning gitt en middeltemperatur på 20 °C. ρ_{1000} uttrykkes som en prosentandel av en initiell spenning tilsvarende $0,7f_{pk}$. Verdiene for ρ_{1000} kan enten finnes i EC2, 3.3.2(6), eller de kan være gitt i spennstålproduzentens sertifikat. Temperaturen av stålet har stor innvirkning på relaksasjonen og må altså tas hensyn til. Relaksasjonen er større ved høyere temperaturer [11]. Relaksasjonstapet i forspenningen regnes ut etter EC2, 3.3.2(7). For klasse 2 med lav relaksasjon, er relaksasjonstapet gitt som [20]:

$$\text{Klasse 2:} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (11.15)$$

Hvor:

$\Delta\sigma_{pr}$ = absolutt verdi av relaksasjonstapet i forspenningen

σ_{pi} = ved etteroppspenning er σ_{pi} den absolutte verdien av den initielle forspenningen
 = σ_{pm0}

ρ_{1000} = verdien for relaksasjonstap (i prosent) 1000 timer etter oppspenning og med en middeltemperatur på 20°C

μ = σ_{pi}/f_{pk} , der f_{pk} er den karakteristiske verdien av strekkfastheten for spennstålet

t = tiden etter oppspenning (i timer)

For langtidsvirkning av relaksasjon kan langtidsverdiene for relaksasjonstap benyttes. Dette er ifølge EC2, 3.3.2(8) en tid t lik 500 000 timer, som er tilnærmet 57 år.

Tapet i spennkraft forårsaket relaksasjon er:

$$\Delta P_r = A_p \Delta \sigma_{pr} \quad (11.16)$$

11.2.4 Spenning i betongen ved spennkablene

Spennkrafttap forårsaket av kryptøyning er avhengig av blant annet spenningen i betongen ved spennkablene. Ved beregning av denne spenningen benyttes samme ligninger som ved spenningsberegningene ved umiddelbar deformasjon av betongen. Spenningen beregnes på

grunnlag av egenvekt, initiell forspenning og en kombinasjon av tilnærmet permanente påvirkninger [20]:

$$\sigma_c(G + P_{m0} + \psi_2 Q) \quad (11.17)$$

Ved beregning av spenning ved spennkablene benyttes momentdiagrammet fra egenvekten og den permanente nyttelasten. Momentet legges til det transformerte momentet, og det er mulig å finne spenningene over søyle og i midtfelt. For å få konstant spenning langs kabelen regnes gjennomsnittet fra søyle- og feltspenningene.

11.2.5 Forenklet metode for beregning av tidsavhengige tap

Ifølge EC2, 5.10.6(2) kan en forenklet metode benyttes for beregning av de tidsavhengige tapene fra permanente laster. Denne er gitt ved [20]:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} \quad (11.18)$$

Hvor:

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ = absoluttverdien av spenningsendringen i spennkabelen forårsaket av kryp, svinn og relaksasjon ved posisjon x på tidspunkt t

ε_{cs} = absolutt verdi av svinntøyning

E_p = elastisitetsmodulen for spennstål

E_{cm} = elastisitetsmodulen for betong

$\Delta \sigma_{pr}$ = absoluttverdien av spenningsendringen i spennkabelen ved posisjon x på tidspunkt t som skyldes relaksasjon i spennstålet

$\varphi(t, t_0)$ = kryptallet på tidspunkt t og forutsatt lastpåføring på tidspunkt t_0

$\sigma_{c,QP}$ = spenningen i betongen ved spennkablene forårsaket av egenvekt og initiell forspenning og andre tilnærmet permanente påvirkninger, der det er aktuelt

A_p = arealet av alle spennkabler ved posisjonen x

A_c = arealet av betongverrsnittet

I_c = betongverrsnittets arealtreghetsmoment

z_{cp} = avstanden mellom betongverrsnittets tyngdepunkt og spennkablene

12 Momentberegning

12.1 Dimensjonerende moment

Dimensjonerende moment for etteroppspente flatdekker finnes, som nevnt i kap. 7.1, ved å bruke ekvivalent rammemetode. For etteroppspente konstruksjoner oppstår også et tvangsmoment fra forspenningen som det må tas hensyn til.

12.2 Forspenningsmoment

Forspenningsmomentet finnes ved å påføre konstruksjonen de ekvivalente tverrkraftene og forankringskraftene fra spennarmeringen. De horisontale, ekvivalente forankringskraftene og eksentrisitetsmomentene er gitt i henholdsvis lign. (9.3) og lign. (9.5). De vertikale, ekvivalente forankringskraftene og de ekvivalente tverrkraftene regnes ut i hvert punkt som en vertikal lastkomponent, gitt som:

$$P_{vi} = P \cdot \Delta\theta_n \quad (12.1)$$

Hvor

P = forspenningskraften

$\Delta\theta_n$ = vinkelendring i punkt n

Summen av de vertikale lastkomponentene i alle punkt skal bli lik 0:

$$\sum \Delta P_n = 0 \quad (12.2)$$

For en statisk bestemt konstruksjon finnes momentene fra forspenningen ved multiplisere spennkraften med spennarmeringens eksentrisiteter. For statisk ubestemte konstruksjoner er dette svært komplisert, da det oppstår deformasjoner forårsaket av at forspenningen er fastholdt. Totalt moment fra forspenningen kan finnes ved å ta i bruk enhetslastmetoden eller andre beregningsmetoder som bjelkestatikk, hvor primærmomentet summeres med tvangsmomentet.

Forspenningsmomentet til en konstruksjon er gitt som [2]:

$$M_P = M_0 + M_T \quad (12.3)$$

Hvor:

M_0 = primærmomentet

M_T = tvangsmomentet

12.2.1 Primærmoment

Primærmomentet er momentet fra forspenningen forårsaket av spennkablenes eksentrisitet og settes lik [2]:

$$M_0 = P \cdot e \quad (12.4)$$

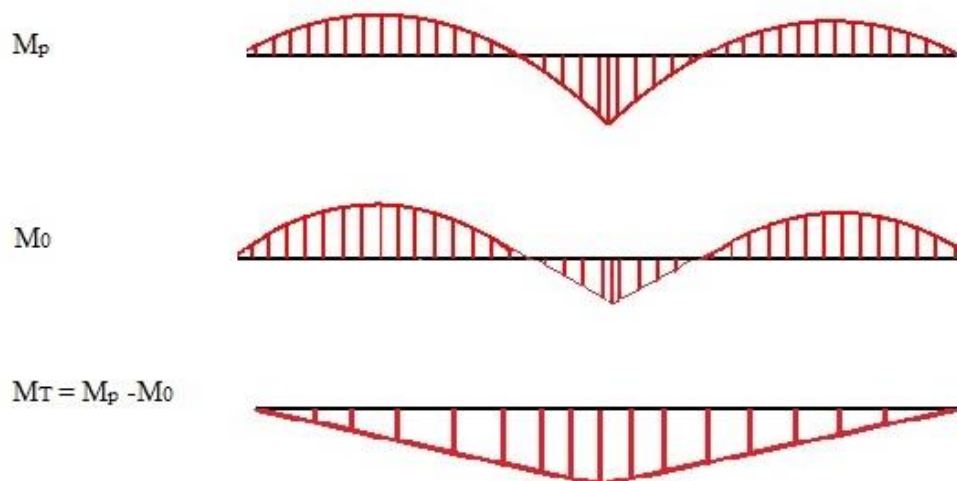
Hvor:

P = forspenningskraft redusert for tap

e = eksentrisitet, avstanden mellom betongens nøytralakse og senter av spennarmeringen

12.2.2 Tvangsmoment

Tvangsmomentet skyldes også forspenningen. Oppoverrettede tverrkrefter er større enn de kreftene som virker nedover, noe som gir konstruksjonen en oppoverrettet krumning. På grunn av denne krumningen må konstruksjonen tvinges tilbake til opplegget, og da vil tvangsmomentet oppstå. Tvangsmomentet M_T kan bestemmes ved å omforme lign. (12.3). Tvangsmomentet er altså primærmomentet fratrukket forspenningsmomentet. Dette er også illustrert i figur 12.1.



Figur 12.1: Momentforløp pga. forspenning

13 Bruddgrensetilstand

13.1 Momentkapasitet

Betong med fiber har som nevnt en resterende fasthet etter opprissing. Denne rest-strekkfastheten må tas hensyn til ved beregning av momentkapasiteten.

COIN Project Report sier at dimensjonerende rest-strekkfasthet kan bestemmes som [6]:

$$f_{ftd,res2,5} = \frac{f_{ftk,res2,5}}{\gamma_{cf}} \quad (13.1)$$

Hvor:

$f_{ftk,res2,5}$ = karakteristisk rest-strekkfasthet

γ_{cf} = materialfaktoren for rest-strekkfastheten
= 1,5

Momentkapasiteten for armert fiberbetong kan bestemmes ved å ta likevekt om trykkresultantens angrepspunkt som vist i figur 13.1 [6]:

$$M_{Rd} = S_f(0,5h + 0,1x) + S_p(d - 0,4x) \quad (13.2)$$

Hvor:

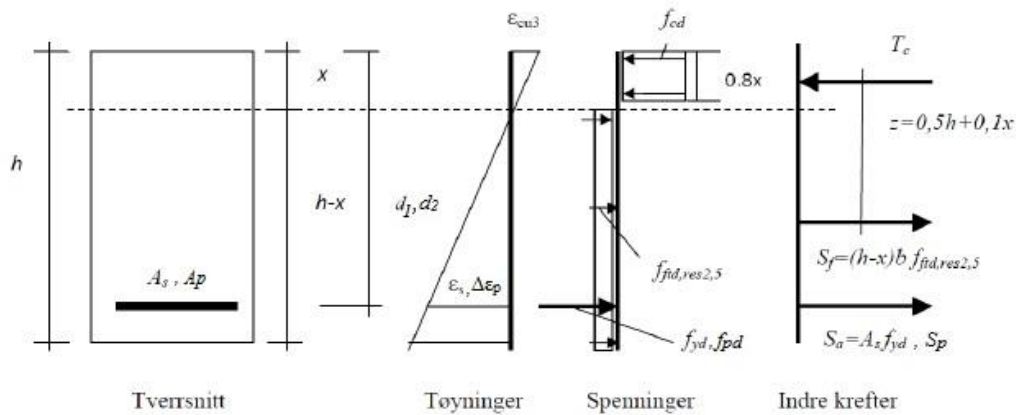
S_f = indre strekkraft fra fiberarmeringen

S_p = indre strekkraft fra spennarmeringen

h = dekketykkelse

x = trykksonehøyde

d = effektiv tverrsnittshøyde



Figur 13.1: Spennings-/tøyningsfordeling for betongtverrsnitt utsatt for ren bøyning [6]

For noen tilfeller er det i tillegg til fiberarmering og spennarmering lagt tradisjonell armering i nødvendige områder for å bidra til økt momentkapasitet. Dersom lengdearmeringen ikke er lagt i samme høyde i tverrsnittet som spennarmeringen, må det tas hensyn til to forskjellige effektive høyder. Momentkapasiteten blir da:

$$M_{Rd} = S_f(0,5h + 0,1x) + S_p(d_1 - 0,4x) + S_a(d_2 - 0,4x) \quad (13.3)$$

Hvor:

S_a = indre strekkraft fra stangarmering

Trykksonehøyden x bestemmes ved å ta horisontal likevekt mellom trykkraften i betongen og strekkraftene fra armeringen i tverrsnittet:

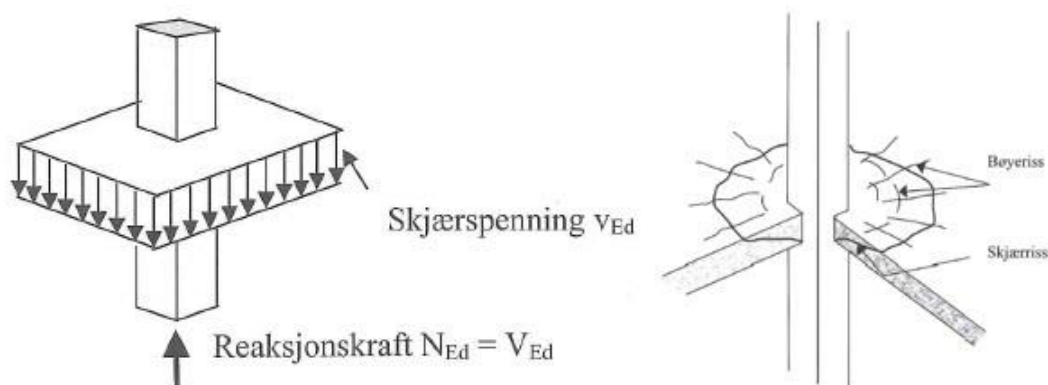
$$T_c = S_f + S_p + S_a$$

$$f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot x = (h - x) \cdot b \cdot f_{fd,res2,5} + S_p + A_s \cdot f_{yd}$$

$$x = \frac{f_{fd,res2,5} \cdot h \cdot b + S_p + A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot 0,8 \cdot b + f_{fd,res2,5} \cdot b} \quad (13.4)$$

13.2 Skjærkraft

Rundt søyler kan skjærkraften bli høy og føre til gjennomlokkingsbrudd. Søyleplateforbindelser i flatdekker må derfor kontrolleres. Lokal skjærarmering eller økning av oppleggsflaten med forsterkningsplater og/eller kapitél kan øke skjærkapasiteten [2]. Stålfibre gir også større kapasitet mot skjærbrudd.



Figur 13.2: Illustrasjon av gjennomlokking [2]

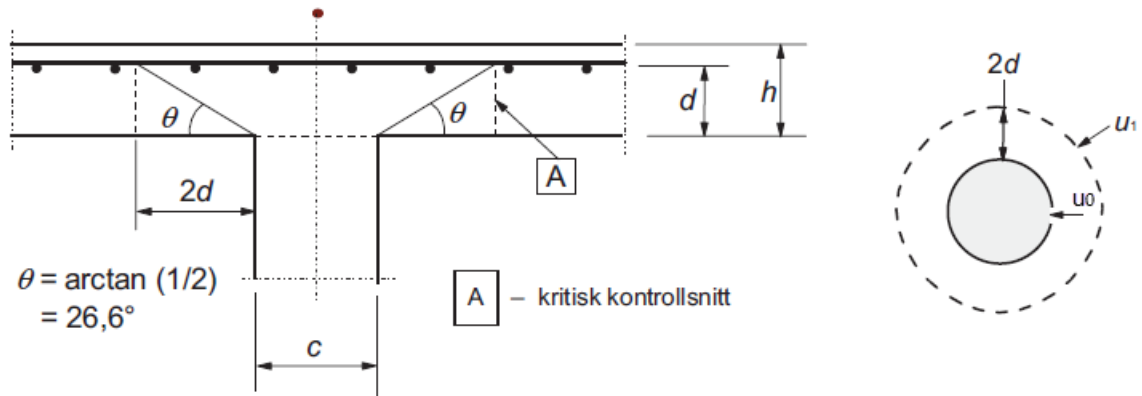
13.2.1 Dimensjonerende skjærspenning

Dimensjonerende skjærspenninger for dekket skal sjekkes i kontrollsnitt u_0 ved søylekant, og i kritisk kontrollsnitt u_1 , som ligger i en avstand $2d$ fra søylekant, se figur 13.3. Største skjærspenning etter EC2, 6.4.3(3) antas som [20]:

$$v_{Ed,i} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d} \quad (13.5)$$

Hvor:

- β = faktor for endret fordeling av skjærkrefter pga. det ubalanserte momentet i søylene
- V_{Ed} = dimensjonerende skjærkraft
- u_i = lengde av det aktuelle kontrollsnittets omkrets
- d = middelverdien for platens effektive tykkelse



Figur 13.3: Beregningsmodell for skjærkraft i ULS og kontrollsnitt for sirkulær søyle [20]

Figur NA.6.21N i EC2 gir anbefalte verdier av faktoren β . Disse verdiene er oppsummert i tabell 13.1.

Tabell 13.1: Anbefalte verdier for β

Søyleplassering	β
Innvendig søyle	1,15
Kantsøyle	1,4
Hjørnesøyle	1,5

Dimensjonerende skjærkraft beregnes som:

$$V_{Ed} = A_w q_{Ed} \quad (13.6)$$

Hvor:

A_w = skjærareal

q_{Ed} = dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden

Det kan antas at bare deler av nyttelasten virker på hele skjærarealet. Jevnt fordelt nyttelast kan dermed reduseres med en arealreduksjonsfaktor som beskrevet i EC1-1-1, NA.6.3.1.2(10) [28]:

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0 \quad (13.7)$$

Hvor:

ψ_0 = faktor angitt i tabell NA.A1.1 i nasjonalt tillegg til NS-EN 1990

A_0 = 15,0 m²

A = totalt skjærareal

Platens effektive tykkelse antas konstant, og settes lik gjennomsnittet av effektiv tykkelse av armeringen i x- og y-retning etter EC2, 6.4.2 [20]:

$$d_{eff} = \frac{d_x + d_y}{2} \quad (13.8)$$

13.2.2 Skjærkraftkapasitet

EC2, 6.4.3(2) angir ulike kontroller som skal utføres for å unngå skjærbrudd i flatdekket.

Ved søylens kant eller ved kanten av lastflaten begrenses største skjærspenning ved konsentrert last til:

$$v_{Ed,i} \leq v_{Rd,max} \quad (13.9)$$

Skjærarmoring er ikke nødvendig der:

$$v_{Ed,1} \leq v_{Rd,c} \quad (13.10)$$

Hvis v_{Ed} er større enn verdien $v_{Rd,c}$ i det aktuelle kontrollsnittet, legges skjærarmoring i henhold til EC2, 6.4.5.

$v_{Rd,max}$ er dimensjonerende verdi av den maksimale skjærspenningskapasiteten langs det betraktede kontrollsnittet. Etter EC2, 6.4.5(3) settes den til:

$$v_{Rd,max} = 0,5v f_{cd} \quad (13.11)$$

Hvor:

v = fasthetsreduksjonsfaktor for betong opprisset grunnet skjærkraft

$$= 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$$

f_{cd} = betongens dimensjonerende trykkfasthet

f_{ck} = betongens karakteristiske trykkfasthet

Nasjonalt tillegg viser til en redusert verdi av $v_{Rd,max}$ på $0,4v f_{cd}$.

$v_{Rd,c}$ er dimensjonerende skjærspenningskapasitet ved konsentrerte laster på en plate for det kritiske kontrolltverrsnittet [6]:

$$v_{Rd,c} = v_{Rd,ct} + v_{Rd,cf} \quad (13.12)$$

EC2, 6.4.4 angir skjærspenningskapasiteten i plater uten skjærarmering ved konsentrerte laster:

$$v_{Rd,ct} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp}] \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (13.13)$$

Hvor:

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$$

γ_c = partialfaktor for betong

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

ρ_l = armeringsforhold for armering med heft

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

k_1 = faktor, 0,1 ved trykk og 0,3 ved strekk

σ_{cp} = normalspenning i betongen

$$= \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2}$$

Bidraget fra fiberarmeringen må legges til skjærspenningskapasiteten. COIN Project Report anbefaler at bidraget fra fiberarmeringen beregnes slik:

$$v_{Rd,cf} = 0,6f_{ftd,res2,5} \quad (13.14)$$

Hvor:

$f_{ftd,res2,5}$ = dimensjonerende rest-strekkfasthet

Der det er behov for skjærarmering, beregnes skjærkapasiteten etter uttrykket i EC2, 6.4.5:

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd} \frac{1}{u_1 d} \sin \alpha \quad (13.15)$$

Hvor:

A_{sw} = arealet av skjærarmering langs omkretsen av et snitt rundt søylen

s_r = radiell senteravstand mellom snitt med skjærarmering

$f_{ywd,ef}$ = effektiv dimensjonerende fasthet av skjærarmeringen ved konsentrerte laster
 $= f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$

d = middelveidien av effektive tykkelser i x- og y-retningen

f_{ywd} = dimensjonerende fasthet av skjærarmeringen

α = vinkelen mellom skjærarmeringen og platens plan

Lign. (13.12) gjelder også ved behov for skjærarmering. Her erstattes $v_{rd,ct}$ med $v_{rd,cs}$. Fiberbidraget inkluderes altså i skjærspenningskapasiteten.

14 Bruksgrensetilstand

Ifølge EC2, 7.1.(1)P skal det utføres bruksgrensekontroller med hensyn til spennings-, rissvidde- og nedbøyningsbegrensninger.

Bruksgrenseberegningene er basert på tre ulike lastkombinasjoner:

- I. Karakteristisk lastkombinasjon, som vil si alle laster i bruksgrense
- II. Tilnærmet permanent lastkombinasjon, som vil si alle langtidslaster (forspenning, egenvekt og langtidsandel av nyttelast)
- III. Lastkombinasjon bestående av forspenning og egenvekt

14.1 Rissmoment

Rissmomentet kan beregnes og sammenlignes med bruksmomentet som oppstår for de tre ulike lastkombinasjonene. Lastkombinasjonene skal ikke ta hensyn til forspenningsmomentet, ettersom forspenningsmomentet er inkludert i rissmomentet. Beregning av rissmoment gir informasjon om det skal regnes stadium I eller II. Stadium I er uopprisset tverrsnitt. Dersom rissmomentet er større en bruksgrensemomentet fra de ulike lastkombinasjonene, og strekkspenningene overskrider betongens aksialtrekkfasthet, må det regnes stadium II som vil si opprisset tverrsnitt. Rissmomentet finnes ved å ta momentlikevekt fra figur 14.1:

$$M_{riss} = \frac{P_0}{A_c} \cdot \frac{I}{y} + M_{Ed.P} + f_{ctm} \cdot \frac{I}{y} \quad (14.1)$$

Hvor:

M_{riss} = rissmoment fra egenvekt og nyttelast. Positivt moment definert med urviser.

P_0 = spennkraft etter tap, definert negativ ved trykk

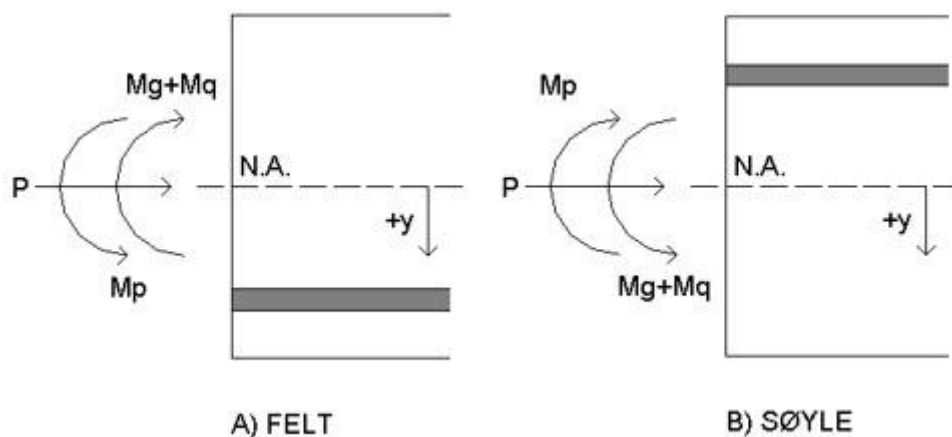
A_c = betongtverrsnittets areal

I = betongtverrsnittets arealtreghetsmoment

y = avstand fra betongens N.A til overkant eller underkant av betong eller til spennarmering. Positivt fortegn mot underkant av dekke.

$M_{Ed.P}$ = forspenningsmoment. Positivt moment definert med urviser.

f_{ctm} = middelvei av betongens aksialtrekkfasthet



Figur 14.1: Tverrsnittskrefter i bruksgrensetilstanden

14.2 Spenningsbegrensning

Det stilles krav til spenningsbegrensninger for både trykk- og strekkspenninger i betongen. Spenningene begrenses for å unngå riss og store deformasjoner i konstruksjonen [20]. Ettersom flatdekket er kategorisert i eksponeringsklasse XC1, er ikke kravet i EC2, 7.2(2) nødvendig.

Det er allikevel tatt med her for helhetens skyld og for egen læring. EC2 hevder at trykkspenningen bør begrenses til:

$$\sigma_{c.strykk} \leq k_1 f_{ck} \quad (14.2)$$

Hvor:

$k_1 = 0,6$

$f_{ck} =$ betongens karakteristiske sylindetrykkfasthet etter 28 døgn

I tillegg har EC2, 5.10.2.2(5) et krav som tilsier at betongens trykkspenning, som følge av forspenningskraften og andre belastninger ved tidspunktet for oppspenning (egenvekt) eller overføring av forspenning, bør begrenses til:

$$\sigma_{c,trykk} \leq 0,6f_{ck}(t) \quad (14.3)$$

Hvor:

$f_{ck}(t)$ = karakteristisk trykkfasthet for betongen ved tidspunkt t når forspenningskraften påføres

Karakteristisk trykkfasthet for betongen ved tidspunkt t mellom 3 og 28 døgn kan regnes ut etter EC2, 3.1.2(5):

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ (MPa)} \quad (14.4)$$

Ifølge EC2, 7.1.(2) skal bøyestrekkspenningen i betongen ikke overskride betongens strekkfasthet:

$$\sigma_{c,strekk} \leq f_{ctm} \quad (14.5)$$

Hvor:

f_{ctm} = middelvei av betongens aksialstrekkfasthet

14.2.1 Stadium I, urisset betong

Dersom betongen har små strekkspenninger, spenninger mindre enn betongens aksialstrekkfasthet, skal betongen som nevnt antas urisset. Ved beregning av betongspenningene i stadium I benyttes et ikke-transformert tverrsnitt. Når armeringen ikke inkluderes i tverrsnittet betraktes spennkraften som konstant. Om tverrsnittet transformeres, reduseres spennkraften. Etersom spennkraften er korrigert for spennkrafttap på forhånd er reduksjonen allerede inkludert, og det er derfor mer riktig å bruke ikke-transformert tverrsnitt.

Spenningene kan beregnes ved å anta lineær-elastisk, urisset oppførsel av betongen. Strekkspenninger og strekkrefter defineres som positive, mens negative verdier er spenninger

eller krefter i trykk. Spenningene i stadium I kan beregnes etter figur 14.1. Spenningene blir [2]:

$$\sigma_c = -\frac{P_0}{A_c} - \frac{M_{Ed.P}}{I} \cdot y + \frac{M_{Ed.g+q}}{I} \cdot y \quad (14.6)$$

Hvor:

P_0 = spennkraft etter tap

A_c = betongtverrsnittets areal

I = betongtverrsnittets arealtreghetsmoment

y = avstand fra betongens N.A til overkant eller underkant av betongen eller til spennarmeringen. Positivt fortegn mot underkant av dekke.

$M_{Ed.SLS}$ = momenter fra de tre kontrollerte lastkombinasjonene

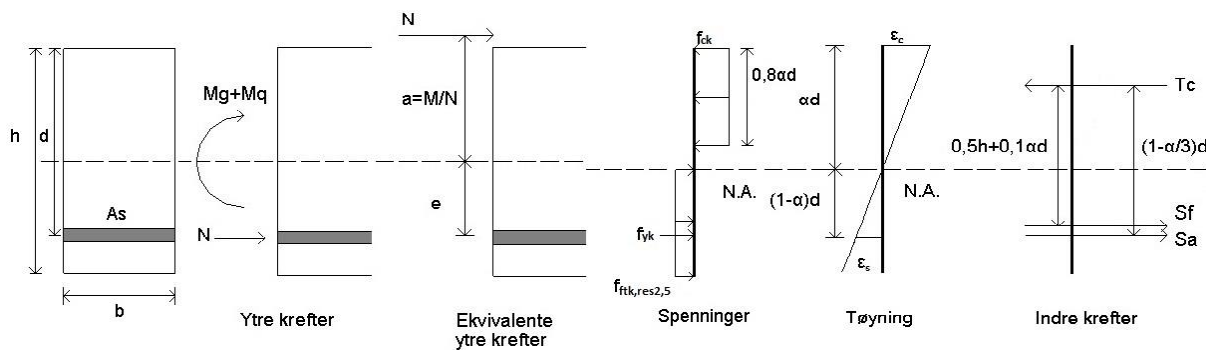
Spenningene i stadium I beregnes for alle tre lastkombinasjoner. Karakteristisk lastkombinasjon kontrolleres ettersom EC2, 7.2(2) angir at spenningskravet skal utføres for denne lastkombinasjonen. Kontroll av rissvidder utføres for tilnærmet permanent lastkombinasjon, og derfor må også spenningsberegninger utføres for denne kombinasjonen. En lastkombinasjon med kun egenvekt og forspenning tas med på grunn av spenningskravet i EC2, 5.10.2.2(5). Om det viser seg at betongen risser for noen av lastkombinasjonene skal det foretas stadium II-spenningsberegninger for aktuelle lastkombinasjoner som angir opprissing.

14.2.2 Stadium II, opprisset betong

Ved stadium II-beregninger antas det at betongen ikke har strekkfasthet. Bøystivheten varierer med momentet for et spennarmert tverrsnitt. Dette fører til at lastvirkningene slås sammen til en kombinasjon av moment og aksialkraft, og en midlere E-modul benyttes [2]. Sammenlignet med stadium I-beregningene, er beregningene i stadium II noe mer kompliserte. Spenningsberegningene utføres ved å ta aksial- og momentlikevekt fra figur 14.2.

I stadium II-beregningene kan spennarmeringsbidraget settes lik null, ettersom det for uinjiserte spennkabler ikke er heft mellom betongen og stålet. At spennarmeringsbidraget settes lik null er en konservativ betraktning. Beregningene av tøyninger og spenninger for uinjiserte kabler er mer komplekse enn for injiserte kabler. Dette har med at økningen av spenningen i injiserte kabler vil kunne variere i ulike snitt, mens for uinjiserte kabler er spenningen avhengig av

deformasjonen av hele konstruksjonsdelen. Spenningen for uinjiserte kabler kan derfor i utgangspunktet ikke bestemmes ved analyse av bjelketverrsnitt, som den kan for injiserte kabler. Spenningsøkningen i kablen bør bestemmes ved analyse av deformasjon av hele konstruksjonen. Analysen kan gjøres enklere ved inkludere spennarmeringsbidraget i formlene for stadium II-beregningene. En mulighet er å innføre en tøyingsreduksjonsfaktor Ω , som multipliseres med armeringsforholdet ρ for spennarmeringen. Spennarmeringsbidraget blir da redusert [29]. Om opprissingen er verken kritisk eller avgjørende, kan det ses bort fra reduksjonsfaktoren.



Figur 14.2: Spennings- og tøyingsfordeling i stadium II

Dersom bidraget fra spennarmeringen ses bort fra, og det kun opereres med lengde- og fiberarmering, vil aksiallikevekt fra figur 14.2 gi:

$$N = T_c - S_f - S_a$$

$$N = \frac{1}{2} \sigma_c \alpha d b - (h - \alpha d) b f_{ftk.res2,5} - \sigma_s A_s$$

Innfører:

Tøyning i armeringen:
$$\varepsilon_s = \frac{1 - \alpha}{\alpha} \varepsilon_c \quad (14.7)$$

Materialstivhetsforhold:
$$\eta = \frac{E_s}{E_{middel}} \quad (14.8)$$

Armeringsforhold:
$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (14.9)$$

Setter dette inn i aksiallikevektsligningen:

$$N = \frac{1}{2} \sigma_c \alpha d b - (h - \alpha d) b f_{ftk.res2,5} - E_s \varepsilon_s A_s$$

$$N = \frac{1}{2} \sigma_c \alpha d b - (h - \alpha d) b f_{ftk.res2,5} - \eta E_{middel} \frac{1 - \alpha}{\alpha} \varepsilon_c \rho b d$$

$$N = \frac{1}{2} \sigma_c \alpha d b - (h - \alpha d) b f_{ftk.res2,5} - \eta \sigma_c \frac{1 - \alpha}{\alpha} \rho b d$$

Betongspenning fra aksiallikevekt blir da:

$$\sigma_{cA} = \frac{N + (h - \alpha d) b f_{ftk.res2,5}}{b d \left(\frac{1}{2} \alpha - \eta \rho \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)} \quad (14.10)$$

Hvor:

N = ytre kraft, i dette tilfellet spennkraften

h = høyden på tverrsnittet

b = bredden av tverrsnittet

α = trykksoneandelen av effektiv høyde

d = effektiv høyde

$f_{ftk.res2,5}$ = karakteristisk rest-strekkfasthet fra den fiberarmerte betongen

η = materialstivhetsforhold

ρ = armeringsforhold

Det tas momentlikevekt om lengdearmeringens tyngdepunkt i figur 14.2:

$$N(e + a) - T_c \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) d + f_{ftk.res2,5} (h - \alpha d) b \left(\frac{h - \alpha d}{2} - (h - d) \right) = 0$$

$$\frac{1}{2} \sigma_c \alpha d b \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) d = f_{ftk.res2,5} (h - \alpha d) b \left(\frac{h - \alpha d}{2} - (h - d) \right) + N(e + a)$$

Spenning fra momentlikevekt blir da:

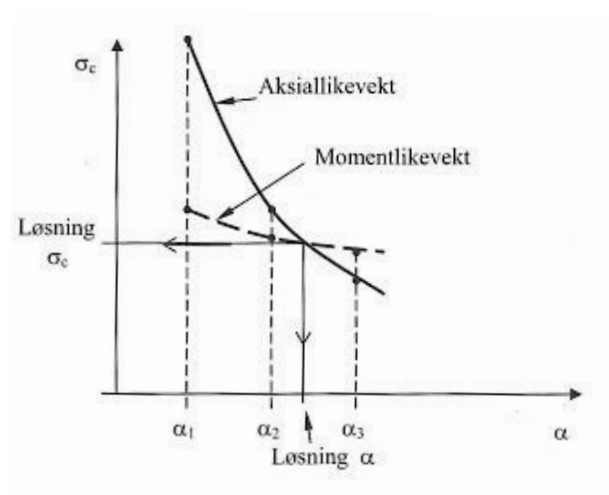
$$\sigma_{cM} = \frac{2N(e + a) + f_{ftk.res2,5}(h - \alpha d)b(-h + (2 - \alpha)d)}{\alpha db \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) d} \quad (14.11)$$

Hvor:

e = armeringens eksentrisitet

a = lastens eksentrisitet

For å finne endelig spenning må det velges verdier for α som gir lik spenning for σ_{cA} og σ_{cM} . Dette kan løses grafisk ved å benytte et α - σ_c diagram som vist i figur 14.3. Endelig løsning for α og trykkspenningen σ_c , leses av i grafenes skjæringspunkt [2].



Figur 14.3: Grafisk løsning av α og σ_c [2]

14.2.2.1 Midlere E-modul

Midlere E-modul skal for karakteristisk lastkombinasjon inkludere alle lastvirkninger samtidig, både korttids- og langtidsvirkninger. For tilnærmet permanent lastkombinasjon skal midlere E-modul kun bestemmes fra langtidslast. Midlere E-modul fastsettes etter [2]:

$$\frac{\sum |M_i|}{E_{middel}} = \frac{|M_{L1}|}{E_{cL1}} + \frac{|M_{L2}|}{E_{cL2}} + \dots + \frac{|M_k|}{E_{ck}} \quad (14.12)$$

Hvor:

$\sum |M_i|$ = sum av tallverdi av moment fra alle moment

M_{Li} = momentverdi fra forskjellig langtidslaster

M_k = momentverdi fra korttidslast

E_{cLi} = langtids E-modul for forskjellige langtidslaster

E_{ck} = elastisitetsmodul for korttidslast

Langtids E-modul bestemmes etter [2]:

$$E_{cL} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} \quad (14.13)$$

Hvor:

φ = kryptall for forskjellige lastpåføringer

14.3 Rissviddebegrensning

Opprissingen bør kontrolleres og begrenses slik at konstruksjonens funksjon eller bestandighet ikke svekkes, og slik at opprissingen ikke gir konstruksjonen uakseptabelt utseende. Rissviddekontrollen skal, som nevnt, foretas for tilnærmet permanent lastkombinasjon. Spennarmeringsbidraget for uinjiserte kabler settes lik null da det ikke er heft mellom spennarmeringen og betongen. Verdi av grenseverdien w_{max} bestemmes ut fra eksponeringsklasse og armeringstype. For flatdekket kan tabell NA.7.1N i EC2 benyttes:

$$w_{max} = 0,30k_c \quad (14.14)$$

Hvor:

k_c = en faktor som tar hensyn til virkning av større overdekning enn kravet til $c_{min,dur}$

$$k_c = c_{nom}/c_{min,dur} \leq 1,3 \quad (14.15)$$

Rissvidden w_k beregnes etter uttrykket gitt i EC2, 7.3.4(1):

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (14.16)$$

Hvor:

$s_{r,max}$ = største rissavstand

ε_{sm} = midlere tøyning i armeringen for den aktuelle lastkombinasjonen, inkludert virkningen av påførte deformasjoner der det tas hensyn til virkningene av stivhetsøkning fra betong mellom rissene. Det er kun tillegget i strekk-tøyning ut over null-tøyningstilstanden for betongen i samme nivå som tas i betraktning.

ε_{cm} = midlere tøyning i betongen mellom riss

For å ta hensyn til fiberarmering, må uttrykket for største rissavstand $s_{r,max}$ i EC2, 7.3.4(3) modifiseres med en faktor k_5 . Største rissavstand kan da regnes ut etter [6]:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (14.17)$$

Hvor:

k_1 = tar hensyn til heftegenskapene ved armering med heft. 0,8 for stenger med meget godt heft og 1,6 for stenger med tilnærmet glatt overflate

k_2 = tar hensyn til tøyningfordelingen. 0,5 for bøyning og 1,0 for rent strekk

k_3 = 3,4

k_4 = 0,425

k_5 = $(1 - f_{tk,res2,5}/f_{ctm})$

ϕ = armeringsdiameter

c = lengdearmeringens overdekning

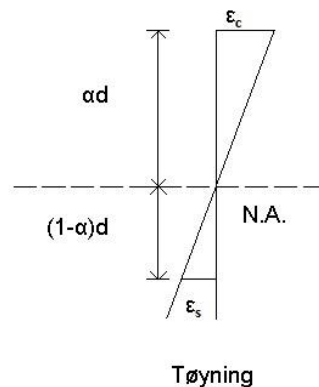
$\rho_{p,eff}$ = $(A_s + \xi_1^2 A_p')/A_{c,eff}$. $A_{c,eff}$ er gitt i 7.3.2.(3). For etteroppspent armering uten heft vil $\xi_1^2 A_p'$ bli null, fordi uinjiserte kabler ikke fungerer som rissfordelende

Forskjellen mellom midlere tøyning i armeringen og betongen regnes ut etter EC2, 7.3.4(2):

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (14.18)$$

Hvor:

- σ_s = spenningen i strekkarmeringen under forutsetning av et opprisset tverrsnitt
- α_e = forholdet E_s/E_{cm}
- k_t = faktor som avhenger av lastens varighet. 0,6 for kortvarig belastning, 0,4 for langvarig belastning
- $f_{ct,eff}$ = middelverdien av betongens strekkfasthet på det tidspunktet da det kan forventes at opprissingen først oppstår: $f_{ct,eff}=f_{ctm}$ eller den lavere verdien ($f_{ctm}(t)$) dersom opprissing forventes tidligere enn 28 døgn.



Figur 14.4: Figur for beregning av spenninger i strekkarmeringen

Spenningen i slakkarmeringen bestemmes ved hjelp av formlikhet fra figur 14.4 ovenfor.

Tøyningen i betongen fra Hookes lov:

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_{c,middel}} \quad (14.19)$$

Tøyningen i armeringen fra formlikhet:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \frac{(1 - \alpha)}{\alpha} \quad (14.20)$$

Spenningen i strekkarmeringen:

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s \quad (14.21)$$

14.4 Nedbøyningsbegrensning

Nedbøyningene i en konstruksjon eller konstruksjonsdel skal kontrolleres slik at konstruksjonens funksjon eller utseende ikke er påvirket på en ugunstig måte. Ifølge EC2, 7.4.1(4) bør nedbøyningene i en plate for en kombinasjon med tilnærmet permanente laster ikke overskride:

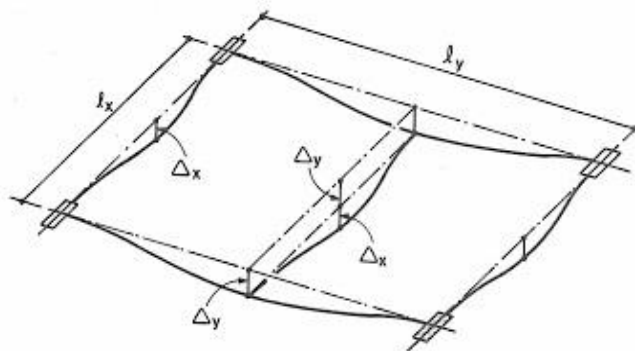
$$\delta \leq \frac{L}{250} \quad (14.22)$$

Hvor

L = spennvidde, $\min\{L_x ; L_y\}$ [2]

Etteroppspente toveisdekker består av forholdsvis komplekse beregninger. Det skal tas hensyn til blant annet opplagerbetingelser, lastmønster, lasthistorie og endringer i stivhet forårsaket av lokale riss og kryp. Tilnærmede og konservative forenklinger kan derfor benyttes. For en toveisplate kan nedbøyningen på midten estimeres ved å legge sammen nedbøyningene av to ortogonale bjelkestriper. Dette kan ses av figur 14.5:

$$\delta = \delta_x + \delta_y \quad (14.23)$$



Figur 14.5: Nedbøyning av toveisplate [11]

Om de forenklete beregningene av nedbøyningene viser seg å være kritiske, må det foretas mer detaljerte beregninger ved for eksempel en FE-analyse [11].

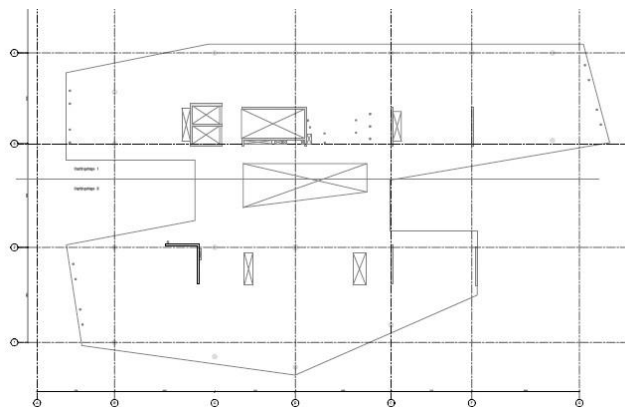
DEL III: RESULTAT

Oppgaven er basert på flatdekket over 4. etasje i kontorbygget Nyhavna EN på Dora i Trondheim. Det er benyttet arbeidstegninger i tillegg til andre nødvendige opplysninger fra THiLT Engineering AS. Ved mangel på informasjon er det tatt rimelige antakelser.

Det er ikke tatt hensyn til søylenes og veggens lastvirkninger da hovedfokuset har vært på flatdekket. Det er utført beregninger ved hjelp av ekvivalent rammeanalyse i Focus Konstruksjon, elementanalyse i Abaqus, samt håndberegninger i Mathcad og Excel. Beregningene er først og fremst utført i henhold til EC2-1-1 og den norske veiledningen for fiberarmerte betongkonstruksjoner i COIN Project Report.

15 Flatdekket

Flatdekket har en avansert geometri med ulike lengder og spennvidder. Dekketykkelsen er på 250 mm. Betongsøylene er sirkulære med en diameter på 400 mm. Veggtykkelsene er på 200 mm. Dekket er uten søyleforsterkninger og antatt momentstivt forbundet til veggene og søylene. L-veggen, vist på figur 15.1: skisse av flatdekket, har derimot friholdt overgang mellom dekket og vegg. I praksis er det her lagt inn et glidesjikt i papp som skal redusere fastholdningen av dekket. Glidesjiktet hindrer oppspenningskraften i å bli tatt opp i vegg og tillater dermed kraften å gå gjennom hele dekket, fra den ene enden til den andre. Dette er ønskelig da fullstendig fastholdning av spennarmerte dekker kan gi uheldige tvangskrefter. Forbindelsen mellom dekket og L-veggen antas derfor som leddet.



Figur 15.1: Skisse av flatdekket

15.1 Materialelegenskaper

Betong

Fasthetsklasse:	SKB B35
Kar. trykkspenning:	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
Eksporeringsklasse:	XC1
Bestandighetsklasse:	M45
Betongoverdekning:	$c = 35 \text{ mm}$

Spennkabel: CCL XU single spenntausystem, uinjisert etteroppspent system

Bruddspenning:	$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
Flytespenning:	$f_y = 1670 \text{ MPa}$
Elastisitetsmodul:	$E_p = 195\,000 \text{ MPa}$
Tverrsnittsareal:	$A_p = 150 \text{ mm}^2$
Glidning ved låsetap:	$\Delta_{set} = 6 \text{ mm}$
Friksjonskoeffisient:	$\mu = 0,1$
Utilsiktet vinkelendring for innvendige kabler	$k = 0,01 \text{ m}^{-1}$
Største spennkraft:	$P = 223 \text{ kN}$

Fiberarmering: CCL Krampe DE50/0,8M

Fibermengde:	35 kg/m ³ (0,44 V%)
Dim. rest-strekkfasthet:	$f_{ftd, res2,5} = 0,86 \text{ MPa}$

16 Laster

For flatdekket er de aktuelle lastene egenvekt, nyttelast og forspenning. Egenvekten består av betongdensiteten på 25 kN/m^3 med hensyn til dekketykkelsen på 250 mm i tillegg til en last på $1,0 \text{ kN/m}^2$ for å ivareta blant annet påstøp. Total karakteristisk egenlast er dermed:

$$g_{Ek} = 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,250 \text{ m} = 7,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Flatdekket skal benyttes i kontorbygg. Ifølge EC1, tab. NA.6.1 befinner kontorarealer seg i kategori B. Ifølge tab. NA.6.2 er karakteristisk verdi for nyttelasten på flatdekket:

$$q_{Ek} = 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Verdiene for kreftene fra forspenningen beregnet etter lign. (12.1) er gitt i vedlegg C.

Forspenningskraften og egenvekten påføres etter cirka 3 døgn. Deretter antas det at 30 % av nyttelasten er langtidslast som blir påført etter 90 døgn. Korttidsandelen av nyttelasten påføres etter 28 døgn.

Med tanke på lastplassering for beregningene i Focus Konstruksjon, vil egenvekten naturligvis virke over hele dekket. Nyttelasten plasseres der den gir størst moment. For høyest feltmoment plasseres nyttelasten i felt med størst spennvidde, mens for størst søylemoment plasseres nyttelasten over hele konstruksjonen. I Abaqus er begge lastene plassert over hele dekket.

17 Spennkraft

17.1 Spennarmeringsprofil

Kabelprofilets mål i x- og y-retning er vist i spennarmeringstegningene i vedlegg B1 og vedlegg B2.

17.2 Tap av spennkraft

Spennkrafttapet er beregnet som konstant tap langs kabelen, og tapsberegningene som betrakter selve betongen er beregnet for en meter bredde. Beregningene er utført for de valgte stripene i x- og y-retning i figur 18.1. Tapet i x- og y-retning er oppsummert i tabell 17.1 og tabell 17.2. Mer detaljerte beregninger i vedlegg D. Absoluttverdien av vinkelendringene ved beregning av friksjonstap er gitt i vedlegg C. Disse vinkelendringene er satt lik 0 ved aktiv og passiv forankring, ettersom spennarmeringen ikke er utsatt for friksjonstap i endene. Ved beregninger av vertikalkrefter er det derimot andre verdier for vinkelendringene i aktiv og passiv forankring. Det kan tenkes at oppspenningskraften virker horisontalt på betongen. I endene er det gitt en vinkelendring i forhold til den horisontale spennkraften, ettersom det er ønskelig med vertikalkomponenter også i endepunktene. Vertikalkraften i hvert punkt er oppspenningskraften multiplisert med vinkelendringen i punktet. Summen av vinkelendringene skal være lik 0.

I beregningene er det antatt en relativ luftfuktighet på 35 %, som er innenfor arbeidstilsynets anbefalinger for luftfuktighet i kontorbygninger [30]. I tillegg antas sementklasse N, som vil si normal herding.

Tabell 17.1: Reduksjon av spennkraft i x-retning

Reduksjon av spennkraft i x-retning		
Kombinert friksjonstap og låsetap	20,4 kN	9,2 %
Elastisk deformasjon av betongen	0,6 kN	0,3 %
Langtidsvirkning av kryp, svinn og relaksasjon av spennstål	26,5 kN	11,9 %
Totalt spennkrafttap	47,5 kN	21,4 %

Tabell 17.2: Reduksjon av spennkraft i y-retning

Reduksjon av spennkraft i y-retning		
Kombinert friksjonstap og låsetap	17,2 kN	7,7 %
Elastisk deformasjon av betongen	1,0 kN	0,4 %
Langtidsvirkning av kryp, svinn og relaksasjon av spennstål	30,3 kN	13,6 %
Totalt spennkrafttap	48,5 kN	21,7 %

Totalt spennkrafttap i x-retning er på 21,4 %, mens i y-retning er det totale tapet på 21,7 %. Det er altså ikke stor forskjell på tapene i x- og y-retning.

Tabell 17.3 viser total spennkraft etter tap i bruks- og bruddgrensetilstanden. Gjeldende spennkraft i armeringen er maksimal spennkraft fratrukket totalt spennkrafttap. I bruddgrensetilstanden er økningen på 100 MPa, tilsvarende 15 kN, lagt til.

Tabell 17.3: Spennkraft i SLS og ULS

	x-retning	y-retning
Maksimal spennkraft	223,0 kN	223,0 kN
Spennkraft etter tap, SLS	175,5 kN	174,5 kN
Spennkraft etter tap, ULS	190,5 kN	189,5 kN

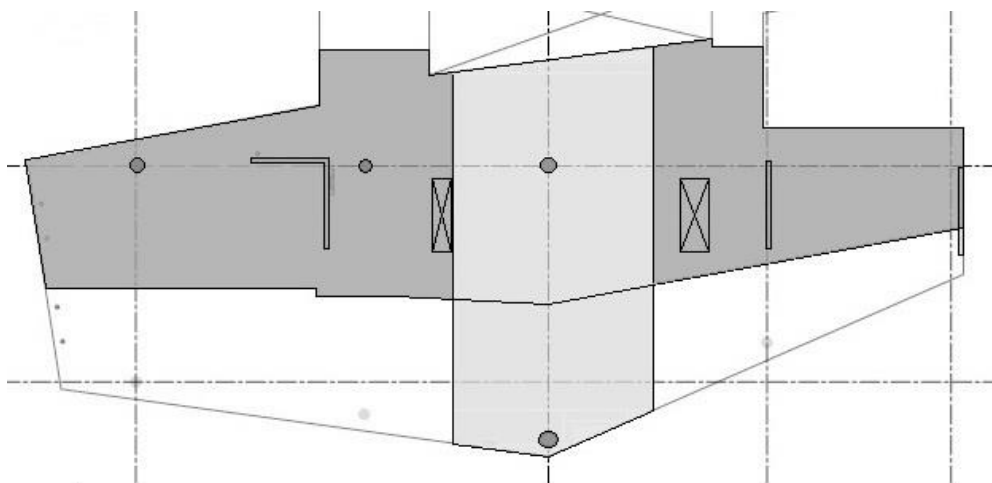
Ifølge EC2, 5.10.3 bør initiell forspenningskraft, som er oppspenningskraften fratrukket de umiddelbare tapene ikke overskride 209,3 kN, etter lign. (10.1). Kravet er godkjent i begge retninger. For detaljerte beregninger, se vedlegg D.

Spennkrafttapene vil i utgangspunktet variere for ulike kabellengder og kabelprofiler. Som det fremkommer i tabell 17.3 er ikke forskjellene veldig store. Det er derfor foretatt en forenkling for spennkraften i elementanalysen ved å benytte samme spennkrafttap for alle kabler i x- og y-retning som tilhørende retninger ved rammeanalysen.

18 Ekvivalent rammemetode

18.1 Modellering

Ved beregningene i den ekvivalente rammeanalysen er det valgt to striper, en i x-retning og en i y-retning som vist på figur 18.1. På grunn av geometrien er stripebreddene i x- og y-retningen svært ulike. Lastbredden L_x for stripen i y-retningen er 8,14 m (summen av halve spennvidden til hver retning). Lastbredden L_y for x-retningen varierer langs stripelengden.

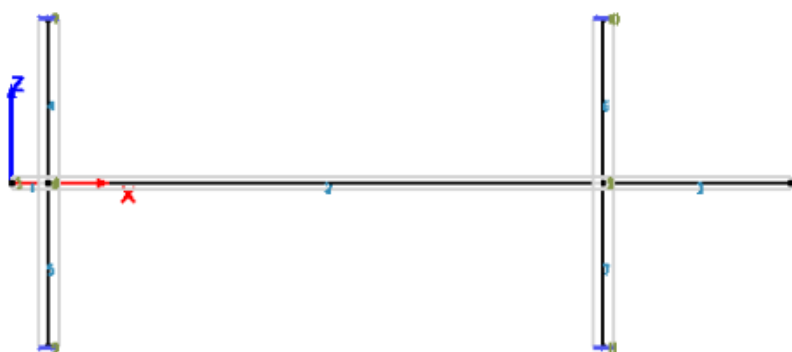


Figur 18.1: Valgte striper i x- og y-retning

Dekket modelleres med bjelkesegmenter. Bjelkesegmentene har høyde lik dekketykkelsen. Stripebredden inkluderes ved at bjelkesegmentene defineres med riktig annet arealmoment I . Dette er viktig med tanke nedbøyningsberegningene, slik at modellen får riktig stivhet. Søylene er momentstivt forbundet med bjelkesegmentene. Søyledimensjonene er definert slik at stivhetene mellom dekket og søylene tas hensyn til i analysen. I x-retningen er det tre vegger; to tverrvegger og en L-vegg. Tverrveggene har lik forbindelse til dekket som søylene. For L-veggen modelleres flere leddlagre langs rammen som representerer opplagringen av veggen. Alle søyer og vegger er fast innspernte i topp og bunn. Rammemodellene fra Focus Konstruksjon er vist i figur 18.2 og figur 18.3.



Figur 18.2: Rammemodell i x-retning



Figur 18.3: Rammemodell i y-retning

De oppgitte flatelastene multipliseres med aktuell lastbredde og påføres som jevnt fordelte linjelaster. Virkningen fra forspenningen tas hensyn til ved å belaste dekket med spennkablenes ekvivalente krefter. De ekvivalente kreftene multipliseres med antall kabler innenfor aktuell stripe og påføres som vertikale og horisontale punktlaster. Stripe i x-retning har totalt 12 spennkabler som ligger konsentrert over støttene. 8 av disse kablene går over hele stripelengden på ca. 38 m. De andre 4 kablene stopper opp etter ca. 31 m. Stripe i y-retning har 18 kabler, fordelt over hele stripebredden, hvor to kabler stopper ved ca. 13,7 m og de resterende går til endes ved ca. 15,6 m. For begge retningene er det en aktiv ende og to passive ender å ta hensyn til. Rammene modelleres med karakteristiske laster da lastfaktorene blir inkludert i Focus Konstruksjon.

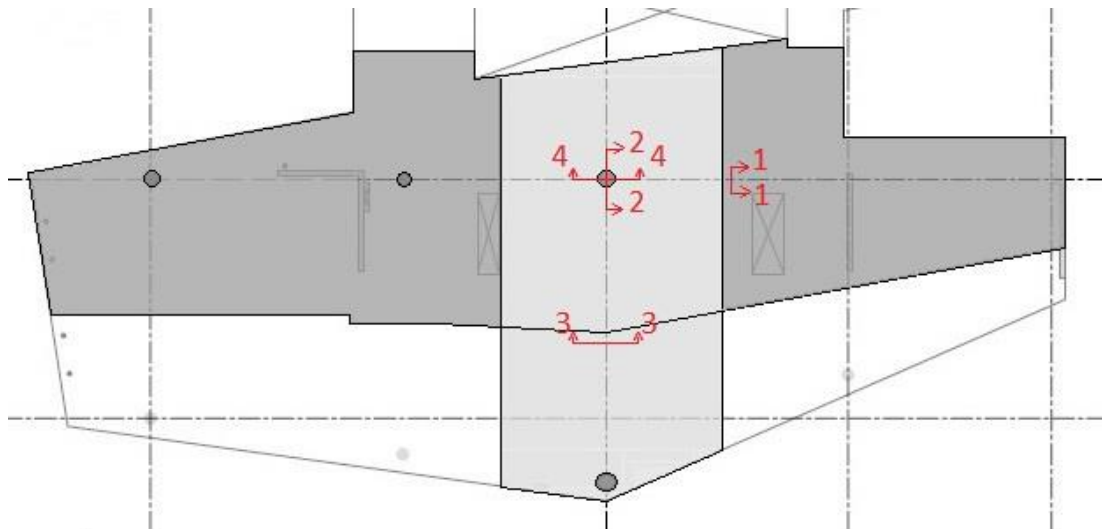
18.2 Analyse

Det er utført egne rammeanalyser for hvert lasttilfelle; egenlast, nyttelast og forspenning. Disse er lineære og statiske. Analysene er gjennomført for både bruddgrensetilstanden og bruksgrensetilstanden. Resultatene i bruddgrense- og bruksgrensetilstanden brukes for å

verifisere flatdekkets kapasiteter. Dette gjøres for å lære å regne på fiberarmering og for å se fiberarmeringens kapasitetsbidrag til flatdekket. Videre hentes dimensjonerende felt- og støttemoment i bruddgrensetilstanden ut for begge retningene. Dette er totalmomenter. Totalmomentene deles på stripebredden i det aktuelle snittet og plottes i separate diagram, for så og sammenlignes med resultatene fra elementmetodeberegningene i Abaqus.

18.3 Forspenningsmoment

Vedlegg C viser vertikalkreftene, vinkelendringene og primærmomentene for flatdekket. Summen av vertikalkreftene, samt summen av vinkelendringene, er lik null i henhold til krav. Figur 18.4 viser hvilke felt og søyler som er mest påkjent for bøyemomenter og skjærkrefter for hver stripe. Kapasitetsberegningene er utført for disse snittene.



Figur 18.4: Snitt for kapasitetsberegninger

Resultatene fra forspenningsmomentene, primærmomentene og tvangsmomentene i de ulike grensetilstandene er oppsummert i tabell 18.1 og tabell 18.2. Strekk er definert som positivt på underside og negativt på overside.

Tabell 18.1: Forspenning-, primær- og tvangsmoment i bruddgrensetilstanden

	x-retning		y-retning	
	Felt, snitt 1-1	Søyle, snitt 2-2	Felt, snitt 3-3	Søyle, snitt 4-4
M_{P,ULS}	-141,1 kNm	174,1 kNm	-232,3 kNm	241,6 kNm
M_{0,ULS}	-194,3 kNm	80,0 kNm	-257,7 kNm	166,8 kNm
M_{T,ULS}	53,2 kNm	94,1 kNm	25,4 kNm	74,8 kNm

Tabell 18.2: Forspenning-, primær og tvangsmoment i bruksgrensetilstanden

	x-retning		y-retning	
	Felt, snitt 1-1	Søyle, snitt 2-2	Felt, snitt 3-3	Søyle, snitt 4-4
M_{P,SLS}	-130,1 kNm	160,6 kNm	-213,9 kNm	222,4 kNm
M_{0,SLS}	-179,0 kNm	73,7 kNm	-237,3 kNm	153,6 kNm
M_{T,SLS}	48,9 kNm	86,9 kNm	23,4 kNm	68,8 kNm

18.4 Bruddgrensetilstand

18.4.1 Momentkapasitetsberegning

18.4.1.1 Dimensjonerende moment

Dimensjonerende last fra egenvekt og nyttelast i bruddgrensetilstanden er beregnet etter:

$$q_{Ed,ULS} = \gamma_G \cdot g_{EK} + \gamma_q \cdot q_{EK} = 1,2 \cdot 7,25 \frac{kN}{m^2} + 1,5 \cdot 3 \frac{kN}{m^2} = 13,2 \frac{kN}{m^2}$$

Etter EC0, tab. NA.A1.2(B) er lign. 6.10b) dimensjonerende. Dimensjonerende moment fra denne ligningen er hentet ut fra Focus Konstruksjon.

I felt virker tvangsmomentet i samme retning som momenter fra ytre laster, og det er ugunstig å øke tvangsmomentet ved å multiplisere det med lastfaktoren $\gamma_p=1,1$. Ved støtte virker tvangsmomentet i motsatt retning. En reduksjon av tvangsmomentet er mest ugunstig, og lastfaktoren $\gamma_p=0,9$ benyttes.

Dimensjonerende momenter i bruddgrensetilstanden fra egenvekt, nyttelast og tvangsmoment er gitt i tabell 18.3.

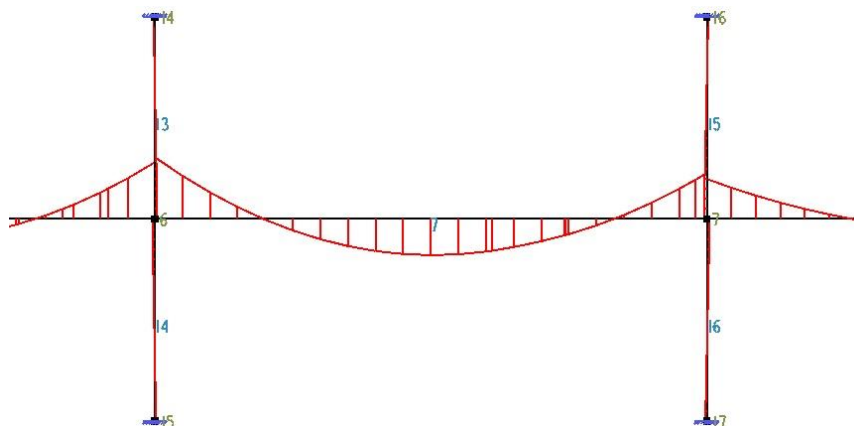
Tabell 18.3: Dimensjonerende moment i bruddgrensetilstanden

	x-retning		y-retning	
	Felt, snitt 1-1	Søyle, snitt 2-2	Felt, snitt 3-3	Søyle, snitt 4-4
$M_{Ed,g,ULS}$	315,2 kNm	-538,2 kNm	572,8 kNm	-722,8 kNm
$M_{Ed,q,ULS}$	208,8 kNm	-278,1 kNm	349,6 kNm	-374,7 kNm
$M_{Ed,T,ULS}$	58,5 kNm	84,7 kNm	27,9 kNm	67,3 kNm
$M_{Ed,ULS}$	582,5 kNm	-731,6 kNm	950,3 kNm	-1030,2 kNm

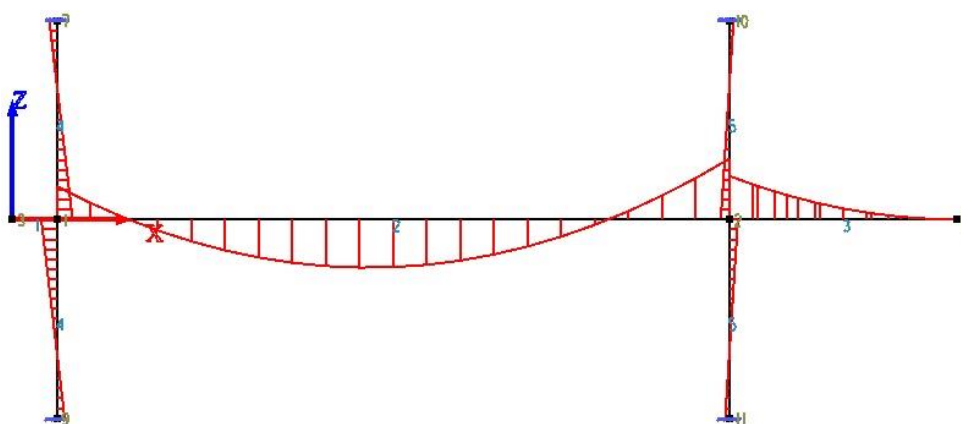
18.4.1.2 Momentkapasitet

Figur 18.5 viser et utdrag av største støtte- og feltmomenter i x- retning, mens figur 18.6 viser momentdiagrammet for hele y-retning. Begge retningene har størst støttemoment ved samme søyle. Figurene viser at noe moment blir overført til søylene. Dette skyldes at feltene har ulike spennvidder. Ved beregninger av momentkapasitetene er det lagt til bidrag fra spennarmering, fiberarmering og slakkarmering i begge felt. En vanlig betraktning av effektiv bredde er å ta $\frac{1}{4}$ bredde til hver side fra senter av aktuell stripe. Dette er en svært konservativ betraktning, og det er ingen krav som tilsier at det må gjøres slik. I kapasitetsberegningene er det derfor valgt å bruke hele stripebredden som effektiv bredde for å oppnå tilstrekkelige kapasiteter.

Slakkarmeringen og spennarmeringen i flatdekket har ulike effektive høyder d. Spennarmeringens effektive høyde finnes ved ta høyden til betongverrsnittet fratrukket høyden til armeringen. Den effektive høyden for slakkarmeringen er betongens høyde fratrukket overdekningen, altså er den lik for x- og y-retning. Dette er en antakelse og en forenkling, da informasjon om slakkarmeringens høyde ikke fremkommer av tegningene. Verdiene er ikke justerte, så de benyttes altså uavhengig om armeringsjernene og -kablene egentlig kolliderer for antatte verdier.



Figur 18.5: Utdrag fra momentdiagram egenvekt i x-retning



Figur 18.6: Momentdiagram egenvekt i y-retning

Tabell 18.4 viser en oversikt over dimensjonerende momenter, momentkapasiteter og utnyttelsesgrader. Vedlegg E1 viser utregningene av disse. Alle kontroller er tilfredsstillende. Kapasitetsutnyttelsen er størst ved søyle i y-retning.

Tabell 18.4: Kapasitetsutnyttelse for momenter

	x-retning		y-retning	
	Felt, snitt 1-1	Søyle, snitt 2-2	Felt, snitt 3-3	Søyle, snitt 4-4
$M_{Ed,ULS}$	582,5 kNm	731,6 kNm	950,3 kNm	1030,2 kNm
M_{Rd}	738,7 kNm	783,1 kNm	1120,6 kNm	1085,9 kNm
UF	0,79	0,93	0,85	0,95

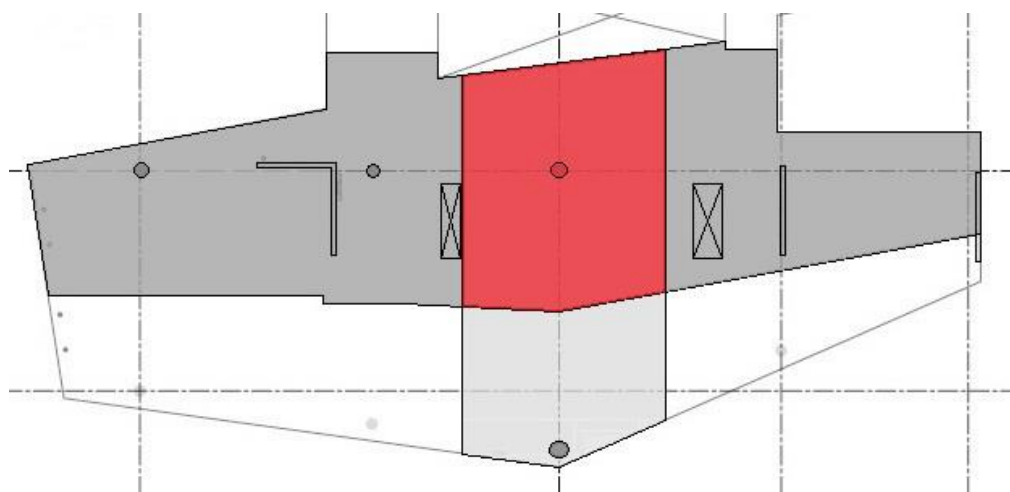
Tabell 18.5 viser hvor stor andel fiberbidraget utgjør av momentkapasiteten. Fiber sørger for en betydelig kapasitetsøkning, og bidrar med hele 31,6 % av kapasiteten i x-retningen.

Tabell 18.5: Kapasitetsbidrag fra fiberarmering

	x-retning		y-retning	
	Felt, snitt 1-1	Søyle, snitt 2-2	Felt, snitt 3-3	Søyle, snitt 4-4
$M_{Rd, fiber}$	233,6 kNm	238,1 kNm	190,1 kNm	187,8 kNm
M_{Rd}	738,7 kNm	783,1 kNm	1120,6 kNm	1085,9 kNm
Fiberbidrag	31,6 %	30,4 %	17,0 %	17,3 %

18.4.2 Skjærkapasitetsberegning

Skjærberegningene er utført for søylen i snitt 2-2 og 4-4. Dette er den mest påkjente søylen for både x- og y-retning. Etersom søylen er sirkulær med moment om to forskjellige akser, benyttes en β -verdi på 1,15. Dette er anbefalt verdi for innvendige søyler. Det anvendes også en arealreduksjonsfaktor for reduksjon av jevnt fordelt nyttelast som forklart i kap. 13.2.1. Dette gjøres ettersom skjærarealet vist på figur 18.7 for valgt søyle er veldig stort, noe som gir usannsynlig høy skjærkraft langs søylekanten. Beregninger for skjær er vedlagt i vedlegg E1.



Figur 18.7: Skjærarealet for aktuell søyle er farget rødt

18.4.2.1 Skjærspenning

Dimensjonerende skjærspenninger langs søylekanten og ved kritisk kontrollsnitt for aktuell søyle beregnes etter lign. (13.5):

$$v_{Ed.u0} = 4,98 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed.u1} = 1,85 \text{ MPa}$$

18.4.2.2 Skjærkraftkapasitet

Benyttes $v_{Rd,max}$ i nasjonalt tillegg, gir kapasitetsberegningene for kontrollsnittet ved søylekant for liten kapasitet. Det velges derfor å bruke anbefalt verdi fra EC2, 6.4.5(3) for å tilfredsstill skjærkapasitetskontrollen. Dette er en akseptabel betraktning, da det norske regelverket er mer konservativt.

Skjærspenningene skal være mindre eller lik den maksimale skjærspenningskapasiteten for at kontrollen skal være godkjent. Kapasitetsutnyttelsen er vist i tabell 18.6. Kapasitetskontrollen er tilfredsstillende ved begge kontrollsnitt.

Tabell 18.6: Kapasitetsutnyttelse for skjærspenninger

	Kontrollsnitt u ₀	Kontrollsnitt u ₁
v_{Ed}	4,98 MPa	1,85 MPa
v_{Rd,max}	5,12 MPa	5,12 MPa
UF	0,97	0,36

Skjærspenningskapasiteten for flatdekket med konsentrerte laster uten skjærarmering, inkludert fiberarmeringsbidraget, er gitt i tabell 18.7. Fiberbidraget utgjør en vesentlig del av den totale skjærspenningskapasiteten; hele 34 % som vist i vedlegg E1. Kontrollen om skjærarmering er nødvendig er utført etter EC2, 6.4.3(2b).

Tabell 18.7: Kontroll mot krav om skjærarmering

	Kontrollsnitt u1
V_{Ed}	1,85 MPa
V_{Rd,c}	1,52 MPa
UF	1,22

Med en kapasitetsutnyttelse på 1,22 er det nødvendig å skjærarmere rundt søylen. Armeringstegningene for flatdekket viser at dette er gjort. Skjærarmeringen består av bøyer over søylen. Denne informasjonen benyttes ved beregning av en ny kapasitet som inkluderer skjærarmeringen. Den nye kapasitetsutnyttelsen på 37 % er tilfredsstillende. Se beregninger i vedlegg E1.

18.5 Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstanden er det som nevnt sett på tre lastkombinasjoner:

- I. Karakteristisk lastkombinasjon av alle bruksgrenselaster
- II. Tilnærmet permanent lastkombinasjon bestående av langtidslaster (30 % av nyttelasten)
- III. Lastkombinasjon for kun forspenning og egenvekt alene

Tabell 18.8 viser de dimensjonerende bruksgrensemomentene for egenvekt, nyttelast og forspenning i snittene fra figur 18.4. I bruksgrensetilstanden inkluderes verken lastfaktorer eller spenningsøkning på spennkraften, i motsetning til bruddgrenseberegningene.

Vedlegg E2 viser beregninger for bruksgrensetilstanden.

Tabell 18.8: Dimensjonerende momenter i bruksgrensetilstanden

	x-retning		y-retning	
	Felt, snitt 1-1	Søyle, snitt 2-2	Felt, snitt 3-3	Søyle, snitt 4-4
M_{Ed,g,SLS}	262,7 kNm	-448,5 kNm	477,2 kNm	-602,3 kNm
M_{Ed,ql,SLS (langtid)}	41,8 kNm	-55,6 kNm	69,8 kNm	-74,9 kNm
M_{Ed,qk,SLS (korttid)}	97,4 kNm	-129,8 kNm	162,9 kNm	-174,6 kNm
M_{Ed,p,SLS}	-130,1 kNm	160,6 kNm	-213,9 kNm	222,4 kNm

18.5.1 Rissmoment

Rissmomentet beregnes for å kontrollere om betongtverrsnittet risser opp eller ikke, noe som igjen forteller i hvilket stadium spenningsberegningene skal utføres.

Tabell 18.9-tabell 18.11 viser rissmomentene for de ulike lastkombinasjonene, og om tverrsnittet er opprisset eller ikke.

Tabell 18.9: Rissmomenter for karakteristisk lastkombinasjon

	x-retning		y-retning	
	Felt, snitt 1-1	Søyle, snitt 2-2	Felt, snitt 3-3	Søyle, snitt 4-4
M_{riss}	537,3 kNm	576,8 kNm	625,4 kNm	634,0 kNm
$M_{\text{Ed,gq,SLS,k}}$	401,9 kNm	633,9 kNm	709,9 kNm	851,8 kNm
Stadium	Uopprisset	Opprisset	Opprisset	Opprisset

Tabell 18.10: Rissmomenter for tilnærmet permanent lastkombinasjon

	x-retning		y-retning	
	Felt, snitt 1-1	Søyle, snitt 2-2	Felt, snitt 3-3	Søyle, snitt 4-4
M_{riss}	537,3 kNm	576,8 kNm	625,4 kNm	634,0 kNm
$M_{\text{Ed,gq,SLS,tp}}$	304,5 kNm	504,1 kNm	547,0 kNm	677,2 kNm
Stadium	Uopprisset	Uopprisset	Uopprisset	Opprisset

Tabell 18.11: Rissmomenter for lastkombinasjon med egenvekt og forspenning

	x-retning		y-retning	
	Felt, snitt 1-1	Søyle, snitt 2-2	Felt, snitt 3-3	Søyle, snitt 4-4
M_{riss}	537,3 kNm	576,8 kNm	625,4 kNm	634,0 kNm
$M_{\text{Ed,g,SLS}}$	262,7 kNm	448,5 kNm	477,2 kNm	602,3 kNm
Stadium	Uopprisset	Uopprisset	Uopprisset	Uopprisset

Det skal ifølge rissmomentene regnes stadium II i følgende snitt:

- Felt i y-retning og søyle i x- og y-retning for karakteristisk lastkombinasjon
- Søyle i y-retning for tilnærmet permanent lastkombinasjon

18.5.2 Spenningsbegrensning

Betongspenningene kontrolleres i strekk- og trykksonen av tverrsnittet. Det vil si overkant og underkant av betongtverrsnittet avhengig om spenningene betraktes i felt eller ved søyle. Betongspenningene er også kontrollert ved armeringen for å verifisere at spennkablene er plassert i strekksonen. I denne rapporten er kun overkant- og underkantberegningene presentert.

Anbefalt tillatt trykkspenning og strekkspenning i betongen regnet ut fra lign. (14.2), lign. (14.3) og lign. (14.5) er henholdsvis:

$$\sigma_{c,tillatt,trykk,28døgn} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,tillatt,trykk,3døgn} = 10,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,tillatt,strekk} = 3,2 \text{ MPa}$$

18.5.2.1 Stadium I

Tabell 18.12 og tabell 18.13 oppsummerer betongspenningene i de aktuelle snittene fra figur 18.4. Det benyttes negative verdier for trykkspenninger og positive verdier for strekkspenninger.

Tabell 18.12 oppsummerer spenningene i felt. Tabellen viser at strekkspenningen for karakteristisk lastkombinasjon overskrides med 30 % i forhold til kravet i y-retning. Dette gjelder karakteristisk lastkombinasjon, og det vil si at betongen for dette tilfellet skal betraktes som et opprisset tverrsnitt (stadium II).

Tabell 18.12: Betongspenninger i kontrollerte felt

Felt		Karakteristisk lastkombinasjon		Tilnærmet permanent lastkombinasjon		Lastkombinasjon med kun forspenning og egenvekt (3 døgn)	
			Utnyttelse		Utnyttelse		Utnyttelse
Betongspenning i overkant	$\sigma_{c.o.x}$	-3,60 MPa	0,17	-2,63 MPa	0,13	-2,21 MPa	0,21
	$\sigma_{c.o.y}$	-7,15 MPa	0,34	-5,29 MPa	0,25	-4,49 MPa	0,42
Betongspenning i underkant	$\sigma_{c.u.x}$	1,84 MPa	0,58	0,87 MPa	0,27	0,45 MPa	0,14
	$\sigma_{c.u.y}$	4,16 MPa	1,30	2,31 MPa	0,72	1,51 MPa	0,47

Tabell 18.13 viser spenningene ved søyle. For karakteristisk lastkombinasjon overskrides strekkspenningene for både x- og y-retning med henholdsvis 17 % og 78 %. I tillegg er det 15 % overskridelse av strekkspenningen i y-retning for tilnærmet permanent lastkombinasjon. Stadium II-beregninger må derfor utføres for disse tre tilfellene.

Tabell 18.13: Betongspenninger ved kontrollerte søyle

Søyle		Karakteristisk lastkombinasjon		Tilnærmet permanent lastkombinasjon		Lastkombinasjon med kun forspenning og egenvekt (3 døgn)	
			Utnyttelse		Utnyttelse		Utnyttelse
Betongspenning i overkant	$\sigma_{c.o.x}$	3,76 MPa	1,17	2,49 MPa	0,78	1,95 MPa	0,61
	$\sigma_{c.o.y}$	5,68 MPa	1,78	3,69 MPa	1,15	2,84 MPa	0,89
Betongspenning i underkant	$\sigma_{c.u.x}$	-5,47 MPa	0,26	-4,20 MPa	0,20	-3,66 MPa	0,34
	$\sigma_{c.u.y}$	-8,67 MPa	0,41	-6,68 MPa	0,32	-5,82 MPa	0,55

18.5.2.2 Stadium II

Tabell 18.14 viser resultatene fra stadium II-beregningene. Som det fremkommer i tabellen er alle kravene tilfredsstilte. I stadium II-beregningene er spennarmeringsbidraget satt lik null. Dette er konservativt som forklart i kap. 14.2.2.

Tabell 18.14: Kapasitetsutnyttelse for spenninger i stadium II

		α	σ_c	Utnyttelse
Karakteristisk lastkombinasjon	Søyle i x-retning	0,71	4,98 MPa	0,24
Karakteristisk lastkombinasjon	Felt i y-retning	0,63	8,87 MPa	0,42
Karakteristisk lastkombinasjon	Søyle i y-retning	0,62	9,52 MPa	0,45
Tilnærmet permanent lastkombinasjon	Søyle i y-retning	0,82	5,93 MPa	0,28

18.5.3 Rissviddebegrensning

Det foretas rissviddeberegninger for tilnærmet permanent lastkombinasjon ved søyle i y-retning ettersom strekkspenningskapasiteten overskrides for denne lastkombinasjonen. Ved beregning av rissvidde tas det hensyn til bidraget fra fiberarmeringen.

Rissviddeberegningene viser en negativ verdi for forskjellen mellom den midlere tøyningen i armeringen og betongen mellom rissene. Mellom rissene oppstår det en betongtøyning, men ikke i selve rissene. Den negative verdien beskriver et område hvor betongtøyningen er større enn armeringstøyningen. Dette området har minimale rissvidder at det i praktisk betydning ikke er noen rissvidde der. Grunnen til det er den store trykksonen, noe den høye verdien på α for tilnærmet permanent lastsituasjon i tabell 18.14 antyder. Formlene for rissviddeberegningene er derfor i utgangspunktet ugyldige som kan forklare de svært små rissviddene.

Tillatt rissvidde for flatdekket med spennarmering uten kontinuerlig samvirke fra lign. (14.14) er:

$$w_{max} = 0,39 \text{ mm}$$

Beregnet rissvidde inkludert fiberarmering etter EC2, 7.3.4 og COIN Project Report 29 er godt innenfor tillatt rissvidde. Rissvidden er:

$$w_k = 0,04 \text{ mm}$$

Rissvidde uten fiberarmering beregnet etter EC2, 7.3.4 er:

$$w_k = 0,06 \text{ mm}$$

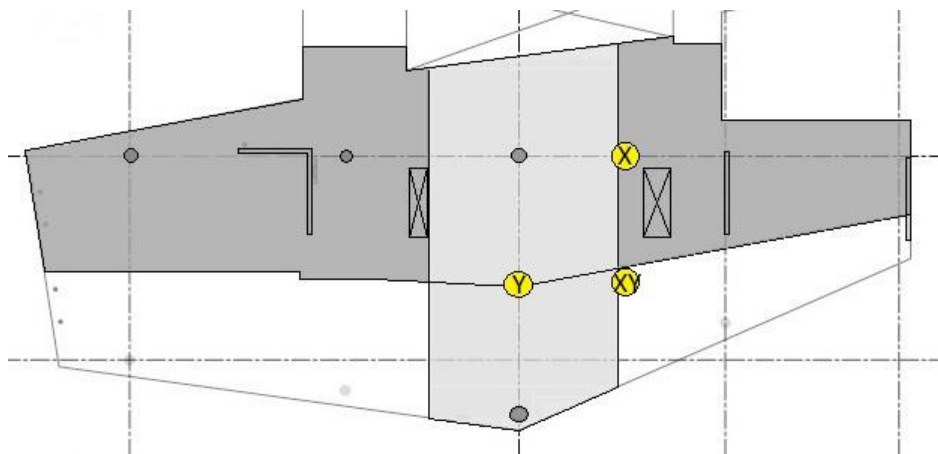
Resultatet viser at rissvidden uten fiberarmering er større enn dersom bidraget til fiberarmeringen tas med.

18.5.4 Nedbøyningsbegrensning

Det er utført nedbøyningskontroll for både felt, figur 18.8, og utkragerer, figur 18.9 og figur 18.10, i begge retninger. I x-retning har utkrageren størst nedbøyning, mens den største nedbøyningen i y-retning er i felt.

Tillatt nedbøyning i felt δ_{xy} bestemmes som den minste tillatte nedbøyningen av x- og y-retning etter lign. (14.22):

$$\delta_{tillatt,xy} = \min(\delta_{x,tillatt}, \delta_{y,tillatt}) = \min(35,8 \text{ mm}, 44,4 \text{ mm}) = 35,8 \text{ mm}$$



Figur 18.8: Nedbøyning i x- og y-retning, og summen av disse (total nedbøyning)

Den totale nedbøyningen estimeres ved å legge sammen nedbøyningene av bjelkestripene i x- og y-retning, se figur 18.8. Resultatene fra nedbøyningsberegningene fra de ulike lastene i tillegg til maksimalt tillatt nedbøyning er gitt i tabell 18.15. Det skilles mellom positivt fortegn for nedbøyning og negativt fortegn for oppbøyning av flatdekket. Tabellen viser at platen blir utsatt for en nedbøyning på 23 mm som tilfredsstillter den maksimale grensen på 35,8 mm.

Tabell 18.15: Nedbøyninger fra ulike laster

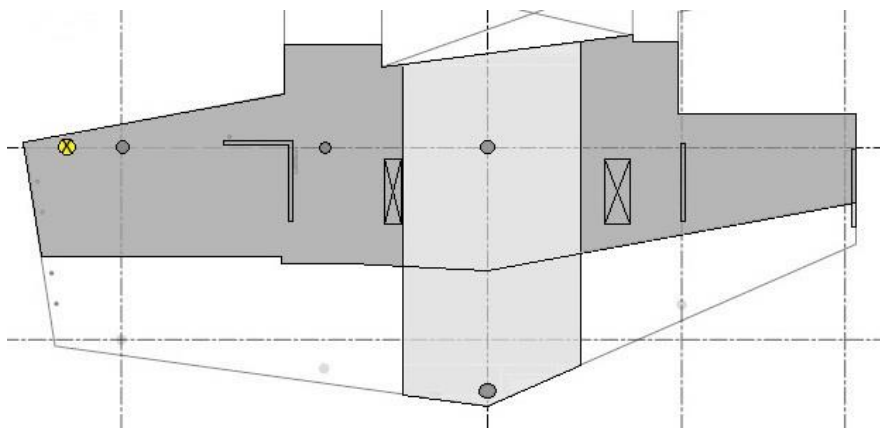
Felt	δ_x	δ_y	δ_{xy}
Egenlast	5,9 mm	21,9 mm	27,8 mm
Nyttelast (langtidsandel)	1,0 mm	3,4 mm	4,4 mm
Forspenning	-2,4 mm	-6,8 mm	-9,2 mm
Total nedbøyning	4,5 mm	18,5 mm	23,0 mm
Tillatt nedbøyning	35,8 mm	44,4 mm	35,8 mm

Utkragerne i x- og y-retning befinner seg på to ulike steder, og det er derfor foretatt to uavhengige kontroller for disse. I figur 18.9 er utkrageren i x-retning markert og utkrageren i y-retning er markert i figur 18.10.

Tabell 18.16 oppsummerer defleksjonen fra de ulike lastene i x-retning. Dekket får en total nedbøyning på 13,8 mm og tilfredsstillende kravet om maksimal nedbøyning.

Tabell 18.16: Nedbøyningskontroll for utkrager i x-retning

Utkrager i x-retning	δ_x
Egenlast	16,0 mm
Nyttelast (langtidsandel)	2,1 mm
Forspenning	-4,3 mm
Total nedbøyning	13,8 mm
Tillatt nedbøyning	17,8 mm

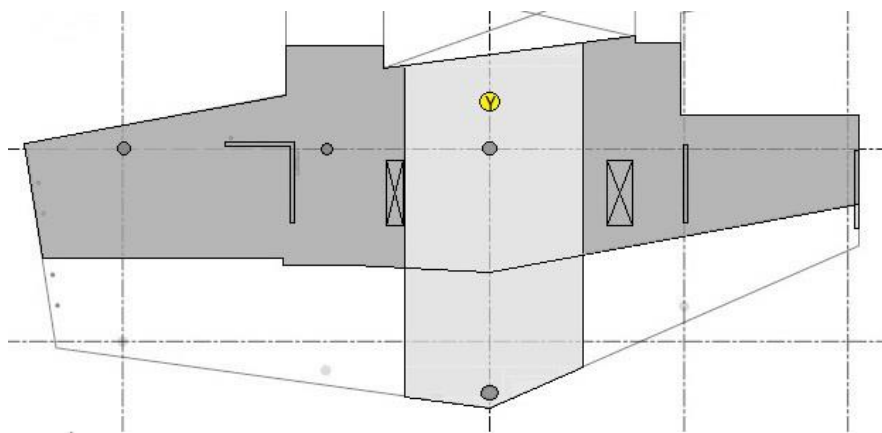


Figur 18.9: Nedbøyning av utkrager i x-retning

Tabell 18.17 viser defleksjonen fra de ulike lastene i y-retning. Her bøyes utkrageren 11,6 mm oppover som tilfredsstiller kravet om maksimal oppbøyning. Flatdekket oppfyller kravene om maksimal tillatt defleksjon for begge utkragerne.

Tabell 18.17: Nedbøyningskontroll for utkrager i y-retning

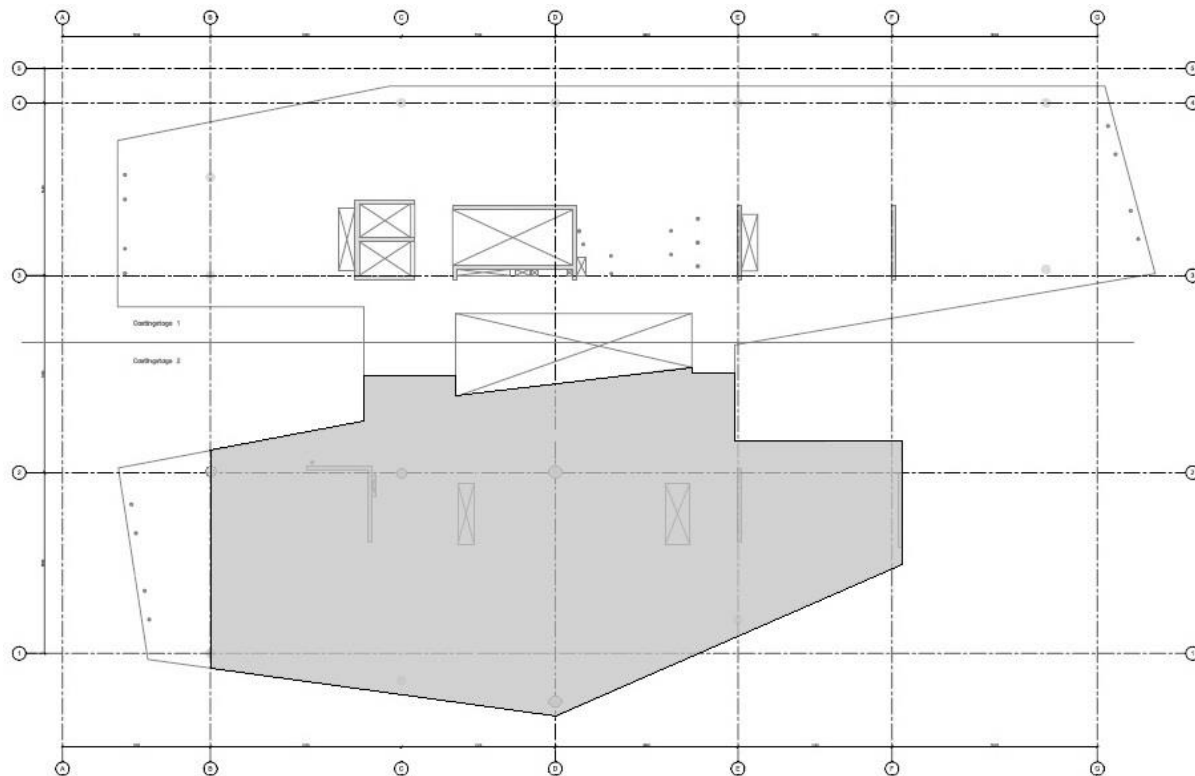
Utkrager i y-retning	δ_y
Egenlast	-9,1 mm
Nyttelast (langtidsandel)	-3,3 mm
Forspenning	0,8 mm
Total oppbøyning	-11,6 mm
Tillatt oppbøyning	-15,0 mm



Figur 18.10: Oppbøyning av utkrager i y-retning

19 Elementmetoden

19.1 Modellering



Figur 19.1: Valgt område for FEM-analyse

For elementanalysen er det valgt å modellere kun en del av dekket, markert i figur 19.1. Dette for å unngå en veldig stor modell, og fordi det interessante i denne oppgaven er å sammenligne resultatene fra Abaqus med resultatene fra valgte striper ved beregningene i rammemetoden. Som nevnt er Abaqus benevningsløst. Følgende enheter er brukt i FEM-analysen:

Tabell 19.1: Benevninger i Abaqus

Lengde	m
Kraft	N
Densitet	kg/m ³
Spenning og trykk	Pa

For denne analysen er det valgt å modellere dekket som skallelementer. Det benyttes ”large-strain”-skallelementer S4R. Tykkelsen legges inn som en tverrsnittsegenskap. Søylene og veggene er modellert som bjelkeelementer. Disse ser ut som streker i modellen, og dimensjonene legges inn som tverrsnittsegenskaper. Ettersom dekket er fokuset i oppgaven, legges det ikke vekt på å beskrive bjelkeelementets egenskaper noe nærmere.

19.1.1 Grensebetingelser og fastholdninger

Søylene og veggene kobles til dekket ved hjelp av fastholdninger (”constraints”). I Abaqus er det mange ulike fastholdninger med forskjellige egenskaper. I denne oppgaven er det valgt å bruke såkalte Multiple Point Constraints (MPC) for søylene og veggene som er momentstivt forbundet med dekket. Ved bruk av MPC kan ulike noder og frihetsgrader kobles sammen i analysen. Her velges et sett med «slavenoder» i dekket som representerer flatearealet av søylene og veggene. Disse nodene settes til å være lik en «masternode», som i dette tilfellet er noden i søylene/veggene.

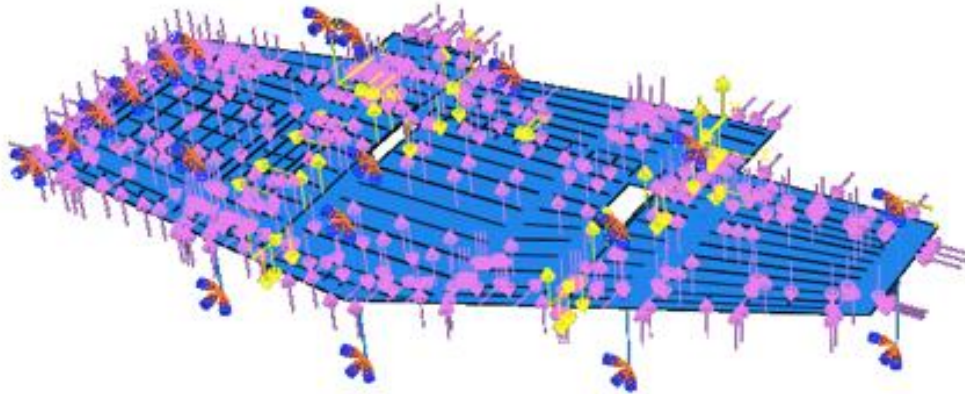
For L-veggen som er fri i x- og y-retning, må en annen type fastholdning brukes. Her velges «equation», som virker som en lineær MPC. Ved å bruke denne type fastholdning er det mulig å velge hvilke frihetsgrader som skal fastholdes, som i dette tilfellet er forskyvning i z-retning.

Det må defineres grensebetingelser. Dette gjelder topp og bunn av søyler og vegger, samt langs den ene randen. Alle disse konstruksjonsdelene er fastholdt mot både forskyvninger og rotasjoner i alle retninger.

19.1.2 Modell for forspenning

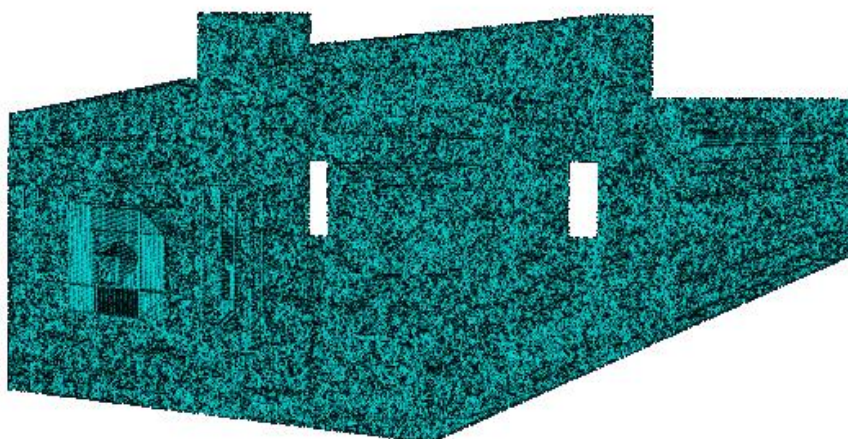
Utfordringen for FEM-analysen var å komme fram til en god løsning for spennarmeringen. Ettersom det er valgt å bruke skallelementer, er det ikke mulig å modellere armeringskabler i dekket. I stedet er det valgt å inkludere spennarmeringen ved å belaste dekket med de ekvivalente kreftene fra kablene. Det ble gjort en forenkling ved å dele opp armeringen i ulike spenn. Spennene er delt opp etter kabler med samme kurvatur og lengde, ettersom like kabler har like ekvivalente krefter. Hver kraft multipliseres med antall kabler, og deles på spennlengden. På den måten kan lastene påføres som linjelaster, noe som minsker modelleringsjobben betraktelig.

For de horisontale kreftene fra spennarmeringen er lasttypen «shell edge load» benyttet. De vertikale linjelastene er påført som trykk på dekket. Denne lasttypen kobles til en overflate. Det er derfor definert små overflater på dekket som representerer spennarmeringen som figur 19.2 viser.



Figur 19.2: Abaqus-modell for forspenning med laster og grensebetingelser

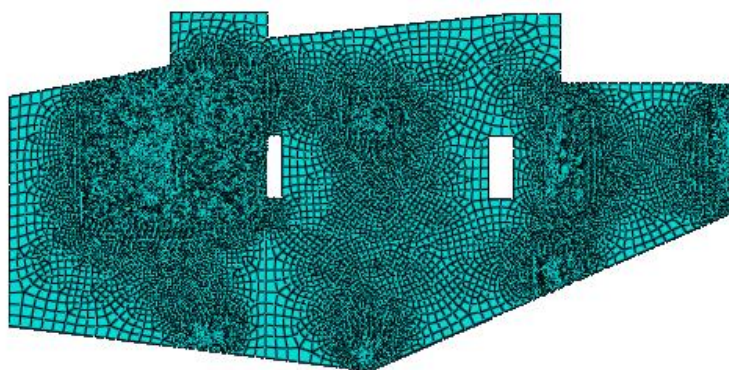
Ettersom disse overflatene er relativt små, må modellen ha et veldig finmasket elementnett med liten elementstørrelse, slik at elementene blir mest mulig kvadratiske. Hvert S4R-element har formfunksjoner som er definert ut i fra et kvadrat, altså er kvadratiske elementer å foretrekke. Som nevnt er elementmetoden en numerisk metode til løsning av differensialproblem. Beregningsresultater vil være beheftet med «feil» eller lignende unøyaktigheter, som ikke kan kvantifiseres på forhånd. Egnede elementnett vil gi best nøyaktighet av lastvirkninger/spenninger. Liten elementstørrelse øker beregningstiden, men det øker også presisjonen. En elementstørrelse på 40 mm resulterte i et fint elementnett (figur 19.3).



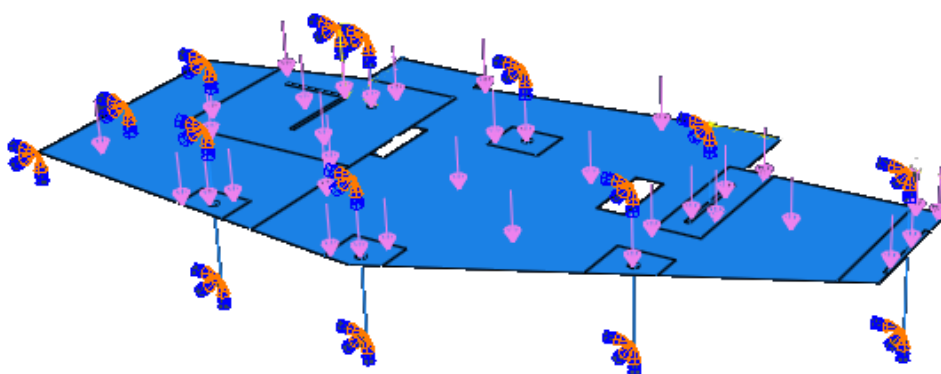
Figur 19.3: Elementinndeling av forspenningsmodellen

19.1.3 Modell for egen- og nyttelast

Modellene for egenlast og nyttelast er like og veldig forskjellige fra forspenningsmodellen. Her er det ikke lenger nødvendig med oppdelingen for spennarmeringen. For disse modellene er det derimot valgt å bruke et grovere globalt elementnett, men at elementstørrelsen minker gradvis mot støttene. Dette gir et mer nøyaktig resultat ved opplagene. Den globale elementstørrelsen er 500 mm, neste nivå er 100 mm, mens akkurat over søyler og vegger er elementstørrelsen 40 mm. Elementnettet er presentert i figur 19.4. Det er tegnet avgrensninger i modellen for å enkelt definere lokale elementnett, se figur 19.5. Egen- og nyttelasten er påført som et jevnt trykk over hele dekkeoverflaten.



Figur 19.4: Elementinndeling av egenvekts- og nyttelastmodellen

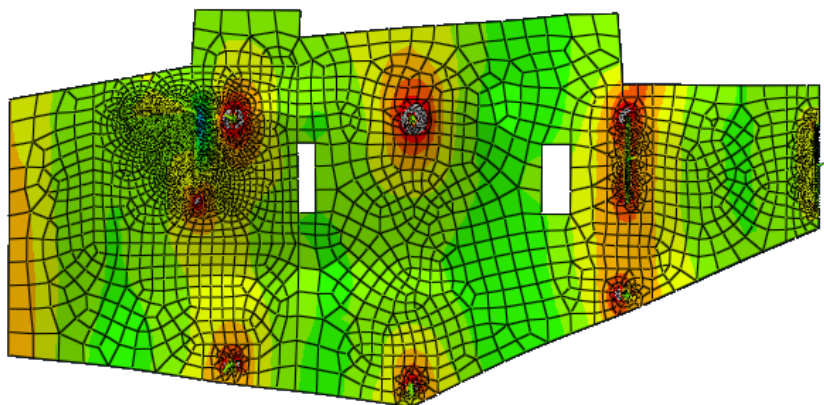


Figur 19.5: Abaqus-modell for egen- og nyttelast med laster og grensebetingelser

19.2 Analyse

Det er kjørt separate analyser for forspenning, egenvekt og nyttelast, ettersom det samme ble gjort for rammemodellen i Focus Konstruksjon. Analysene er utført som lineære og statiske. Det er kun gjennomført analyser i bruddgrensetilstanden. Dette fordi det er valgt å studere de opptredende bøyemomentene i sammenligningen.

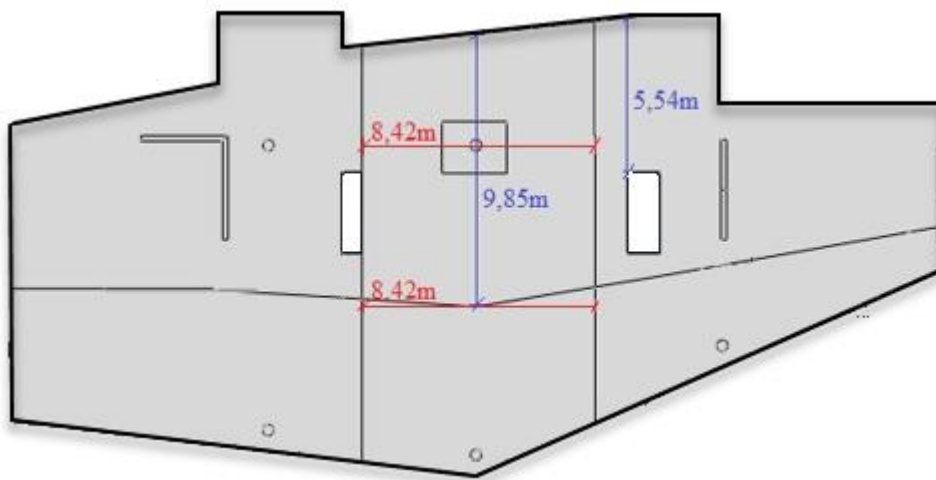
Bøyemomentene leses av i x- og y-retningen. SM1 er bøyemomentene om y-aksen, det vil si momentene som samsvarer med x-retningen i rammemetode-beregningene. SM2 er momentene om x-aksen, altså momentene i y-retningen. Figur 19.6 viser eksempel på hvordan Abaqus gir resultater ved hjelp av kontur-plott. Resultatet leses av innenfor de stripene som ble valgt i rammemetoden for begge retningene. Ved FEM-analysen betraktes tilsvarende støtte og felt som rammeberegningene. Bøyemomentene i hvert element langs hele stripebredden hentes ut og plottes i egne diagram for å kunne sammenlignes med resultatene fra beregningene i Focus. Momentdiagrammene er vedlagt i vedlegg F.



Figur 19.6: Eksempel på resultat for bøyemoment i Abaqus

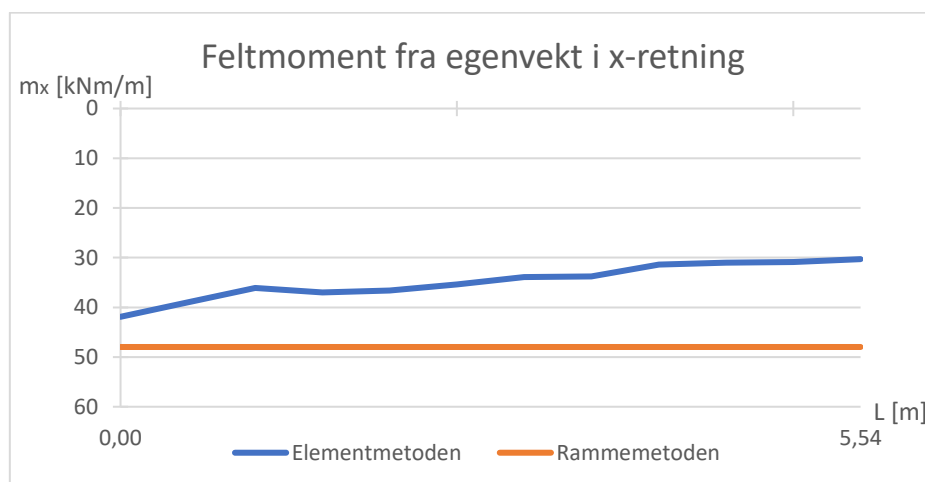
20 Momenter fra ekvivalent rammeanalyse og FEM-analyse

I Abaqus har momentene benevningen kNm/m. I Focus Konstruksjon gis momentene i senter av hver stripe med benevningen kNm. For å få riktig verdi av momentene i rammeanalysen deles de på stripebreddene for de aktuelle snittene. Breddene momentene plottes over er markert i figur 20.1 nedenfor. Feltmomentet i x-retning er ikke plottet over hele lastbredden, men stopper ved utsparingen.

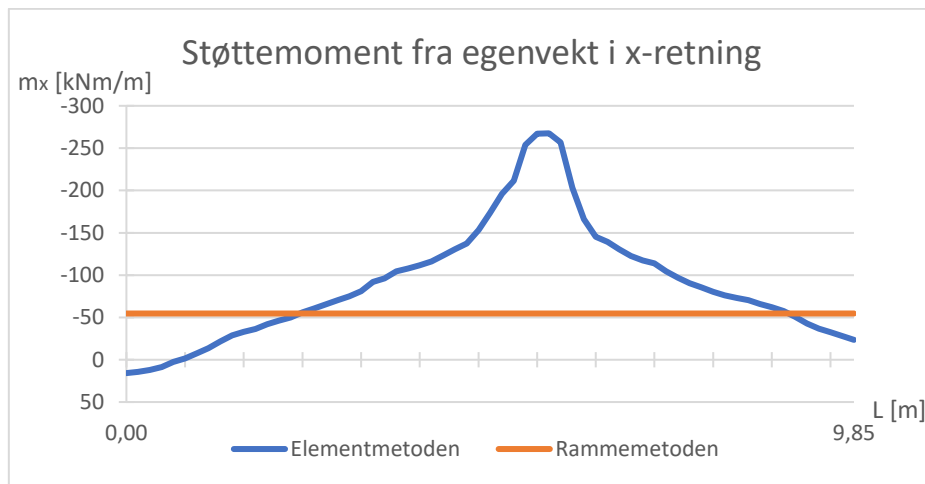


Figur 20.1: Bredder av moment-plott.

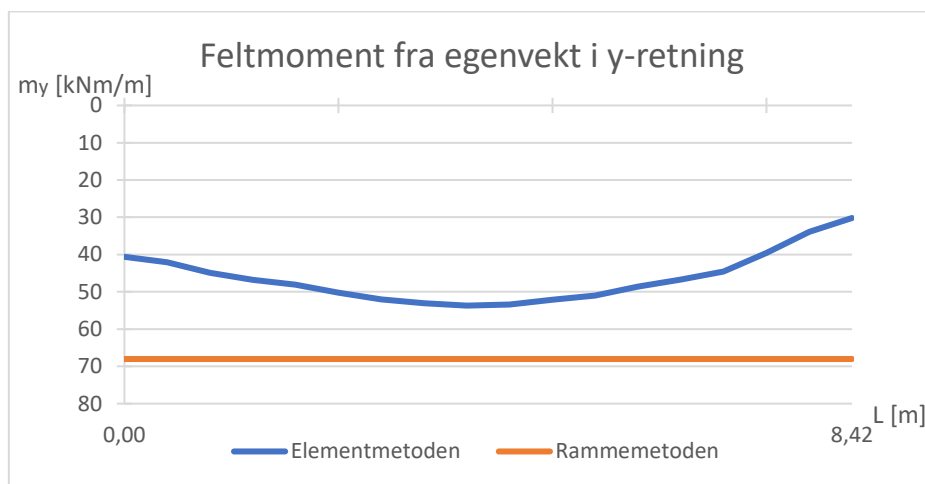
Som grafene nedenfor viser, har momentene fra rammeanalysen en konstant verdi over hele lastbredden, mens momentene fra FEM-analysen varierer. Negative momenter angir strekk i overkant og positive verdier representerer strekk i underkant.



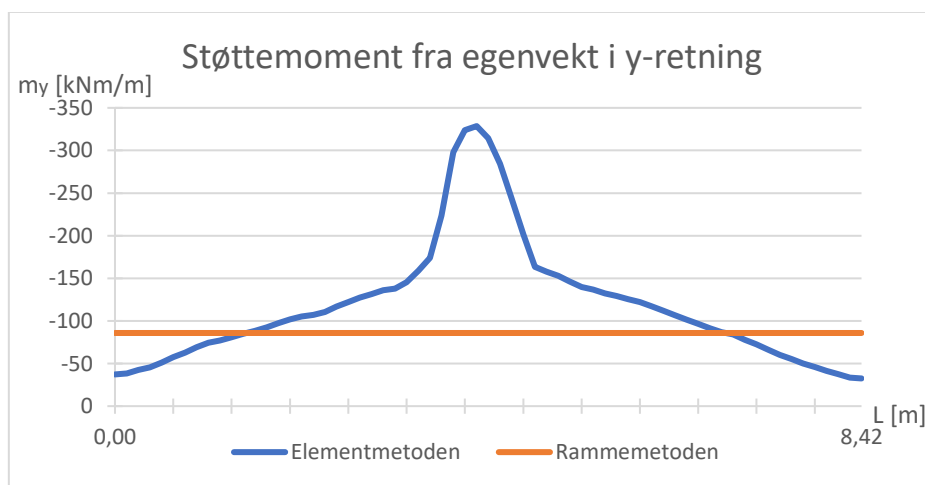
Figur 20.2: Feltmoment i x-retning



Figur 20.3: Støttemoment i x-retning



Figur 20.4: Feltmoment i y-retning



Figur 20.5: Støttemoment i y-retning

Diagrammene viser at beregningene i felt etter ekvivalent rammemetode er mer konservative sammenlignet med beregningene etter elastisitetsteorien i Abaqus. For støttemomenter derimot, er dette motsatt. Her er momentene fra elastisitetsteorien konservative. Diagrammene viser kun momentene fra egenvekt, men det samme gjelder også for nyttelast og forspenning i vedlegg F.

Beregningene etter den ekvivalente rammemetoden er forenklet, ettersom effekten fra torsjon neglisjeres. Rammemetoden betegnes med andre ord som en konservativ beregningsmetode, som nevnt i kap. 7.1. Ved å betrakte en stripe for x-retningen og en for y-retningen antas samme opplegg over hele stripebredden. Som følge av dette får stripene like deformasjoner i felt som ved støtte, noe som fører til en gjennomsnittsverdi av momentene over hele stripebredden. Deformasjonene er like uavhengig om momentene betraktes ved støtte eller utover lastbredden og ut i feltet.

Beregninger etter elastisitetsteorien gir en fullstendig løsning med bøy- og torsjonsmomenter. De uavhengige stripene fra den ekvivalente rammemetoden betraktes her som flere sammenhengende striper. Det tas da hensyn til varierende opplegg over hele bredden av stripe ved støtte. Fra støtte mot enden av stripebredden vil det variere fra faste opplegg mot elastiske opplegg. Dekket er ikke utsatt for betydelige deformasjoner rundt støtte, ettersom faste opplegg skaper en større bøyestivhet av hele systemet. Dette fører til høyere momenter ved støtte. Deformasjonen vil derimot øke utover stripebredden. Elastiske opplegg forårsaker en mykere plate som trekker til seg mindre last, og derfor oppstår betraktelig lavere momenter. For en stripebredde i felt vil deformasjonen være tilnærmet lik over hele bredden. Her er det ingen rotasjon ettersom torsjonsmomentet er null, og dette fører til et relativt konstant moment i felt også for elastisitetsteorien.

DEL IV: DISKUSJON

21 Flatdekket

Det betraktede flatdekket har et spennvidde/dekketykkelse-forhold på $l_x/h=36$ og $l_y/h=44$ for henholdsvis x- og y-retning. Maksimalt tillatt spennvidde/dekketykkelse-forhold for etteroppspente flatdekker er omtrent 45 [10], som vil si at dekket er innenfor kravene. Etteroppspente flatdekker kan oppnå en søyleavstand på 12 m [9]. Dette bekreftes i beregningene, da de viser til tilfredsstillende kapasiteter med en største søyleavstand på 11,1 m.

Vanligvis er søyler og vegger i et flatdekke momentstivt forbundet til dekket. For etteroppspente flatdekker kan fullstendig fastholdning gi uheldige tvangskrefter, noe som kan føre til ukontrollert opprissing av dekket. Det anbefales derfor å unngå horisontal fastholdning av dekker til større vegger [10]. Horisontal fastholdning kan forhindres ved å for eksempel legge inn et glidesjikt for å unngå friksjon mellom dekke og vegg, slik det er gjort med L-veggen i dette tilfellet.

Flatdekket i oppgaven består av selvkomprimerende betong (SKB) med et fiberinnhold på 35 kg/m³. Dette tilsier en volumprosent på ca. 0,44 V%. Som nevnt i kap. 4.3 har SKB med 1 V% stålfiber gode fasthetsegenskaper og samtidig tilfredsstillende seighet. Et fiberinnhold på 0,44 V% er forholdsvis lite, men nok for å kunne gi et bidrag til økt kapasitet. Det er sjelden det tilsettes mer enn det i Norge, da det ofte kan bli dyrt med tanke på at fiber er et kostbart materiale og at et høyere fiberinnhold krever en modifisering av betongsammensetningen.

Med gitt fiberinnhold, skjærarmering og forhold mellom spennvidde og dekketykkelse unngås ekstra søyleforsterkning.

22 Tap av spennkraft

Totalt spennkrafttap er beregnet til 21,4 % i x-retning og 21,7 % i y-retningen. I følge Trygstad er 15 % en vanlig verdi å forvente for spennkrafttap for etterspente dekker [10]. Det må allikevel bemerkes at spennkrafttap avhenger av systemvalg, spennvidder og kabellengder. Ved lengre kabellengder vil et større spennkrafttap oppstå, ettersom friksjonstapet øker ved lengden på kabelaen. Et tap på 21 % er derfor en rimelig verdi.

Ved tapsberegninger som skyldes umiddelbar deformasjon av betongen og spenning i betong ved spennkablene, er transformert tverrsnitt benyttet. Transformert tverrsnitt tar hensyn til heft mellom armering og betong. Dette er ikke tilfelle for uinjiserte spennkabler. Det kan likevel antas som en fornuftig tilnærming, da uinjiserte kabler vil virke som en mellomting mellom normalt og transformert tverrsnitt. Om transformert tverrsnitt benyttes eller ei, påvirker ikke resultatene i særlig grad på grunn av et lite tverrsnittsareal av spennarmeringen.

Som grafen i vedlegg D viser, virker låsetapet over store deler av kabellengden, og da særlig i y-retning hvor kabelaen er kortere enn i x-retning. For y-retningen virker låsetapet over en lengde på 13,9 m, mens den totale lengden av kabelaen er 15,6 m. Kabellengden som påvirkes av låsetap er en funksjon av friksjonstapet. For uinjiserte kabler er friksjonen lav, og lengden som er påvirket av låsetap kan dermed bli veldig stor [11].

23 Bruddgrensetilstand

Største dimensjonerende moment og skjærkraft opptrer ved søyle i begge retninger. Fiber bidrar til en betydelig økning av kapasiteten og gir på det meste mer enn 30 % kapasitetsøkning. Anvendelse av fiberarmering sparer inn bruken av slakkarmering betraktelig. Enkle overslagsberegninger viser at fiber reduserer behovet for slakkarmering med hele 2200 mm² og 1600 mm² i hver retning. I felt er ikke differansen like stor, men fortsatt er behovet for slakkarmering betydelig mindre med fiberarmert betong. Dette er svært fordelaktig med tanke på at det fører til både tidsbesparelse og reduserte arbeidskostnader. I tillegg oppnås en lettere stålvekt.

Med tanke på skjærkapasitetsberegningene kan det stilles spørsmål om lign. (13.13), skjærspenningskapasiteten for plater uten skjærarmering, er gyldig for uinjiserte spennkabler.

Ligningen er basert på kabler med heftforbindelser til betongen, altså kan ikke spennarmeringen uten justeringer medregnes i betongbidraget når det ikke er heft mellom armeringen og betongen. For spennkabler uten heft settes $\rho=0$ i ligningen, og gjenværende ledd blir mindre enn minimumsverdien. Skjærspenningskapasiteten for uninjiserte kabler blir altså definert av grenseverdien $v_{min} + k_1\sigma_{cp}$, en minimumsverdi av betongbidraget og spennarmeringen. Om ligningen er egnet for uninjiserte kabler, selv om det tas hensyn til ingen heft, er usikkert. Uninjiserte spennkabler vil gi et lite bidrag, men ikke like fullstendig som kabler med heft. En mer tilpasset skjærkapasitetsligning for uninjiserte kabler kunne blitt vurdert, for eksempel ved en reduksjonsfaktor som tar hensyn til redusert bidrag forårsaket mangel på heft.

24 Bruksgrensetilstand

Som figur 3.2, vil bruk av spennarmering føre til en økning av trykkspenningene, mens strekkspenningene reduseres eller forsvinner helt. Dette gir betongen mulighet til å motstå større belastning før det oppstår riss. Tidligere var det mer normalt å dimensjonere etter en svært redusert strekksone, men i dag er dette mer en illustrasjon på hvordan spennarmering virker. Av økonomiske årsaker er det i dag vanlig å dimensjonere med en strekksone i betongen, men ofte mindre enn ved vanlig slakkarmering. At spenningsberegningene indikerer strekkspenninger er derfor ikke urimelig.

Uttrykkene for rissviddekontrollen etter EC2, 7.3 tar hensyn til heft mellom betong og armering. Spennarmeringsbidraget fra de uninjiserte spennkablene blir derfor satt lik null, ettersom de ikke bidrar til en begrenning av rissdannelse i samme grad som injiserte spennkabler. Dette er en konservativ betraktning. Det kan argumenteres for å inkludere den lille effekten ved å benytte en reduksjonsfaktor.

Selv om rissene er neglisjerbare og formlene egentlig er utenfor gyldighetsområdet, viser rissviddeberegningene allikevel effekten av fiberbidraget da COIN Project Report har tilpasset ligningen for største endelige rissavstand. I følge teorien vil fibrene bygge bro i risset og gi strekkstyrke etter opprissing, noe som fører til mindre rissvidder akkurat som beregningene viser.

25 Rammemodell og elementmodell

Den ekvivalente rammemetoden er en metode som i utgangspunktet er tiltenkt flatdekker med forholdsvis symmetrisk utforming. Dekket på Nyhavna EN har stor variasjon i både geometri, spennvidder og kabellengder som fører til ekstra arbeid i rammeanalysen.

For modellen i Abaqus kan det diskuteres om valget av type elementer er det best egnede. Ved bruk av "solid"-elementer som i motsetning til skallelementer har en fysisk tykkelse, kan spennkablene modelleres inn i dekket med riktig kurvatur. Om det ville gitt mer nøyaktige resultater er noe usikkert, men lastvirkningen fra spennarmeringen ville muligens vært mer lik virkeligheten. I tillegg er det benyttet likt spennkrafttap for alle kabler i elementanalysen som i rammeanalysen. Dette er en forenkling i og med at det antas at forskjellene i tapene uansett ikke ville gitt signifikante forskjeller i resultater. Det kan også diskuteres om Abaqus i utgangspunktet er et godt elementanalyseprogram for etteroppspente konstruksjoner. Programmet kan utføre alle typer elementanalyser, men det er svært komplisert og tidkrevende ved modellering av forspente konstruksjoner. For analyse av den type konstruksjoner er det trolig enklere å anvende mer egnede programmer spesielt rettet mot forspente konstruksjoner, som for eksempel DIANA.

26 Ekvivalent rammeanalyse og FEM-analyse

Vedlegg F viser tydelig at momentene fra FEM-analysen gir en topp like ved støtte som tilsvarer den virkelige fordelingen av momenter ved støtte og utover lastbredden. Ekvivalent rammemetode tar ikke hensyn til momentvariasjoner over stripebredden. Dersom stripene i x- og y-retning hadde blitt delt inn i flere og mindre striper, ville variasjonen i oppleggene blitt tatt hensyn til og momentene blitt mer fordelt. Dette ville resultert i en mer riktig momentvariasjon, som ville ført til en mer konservativ beregningsmetode også for støttemomenter.

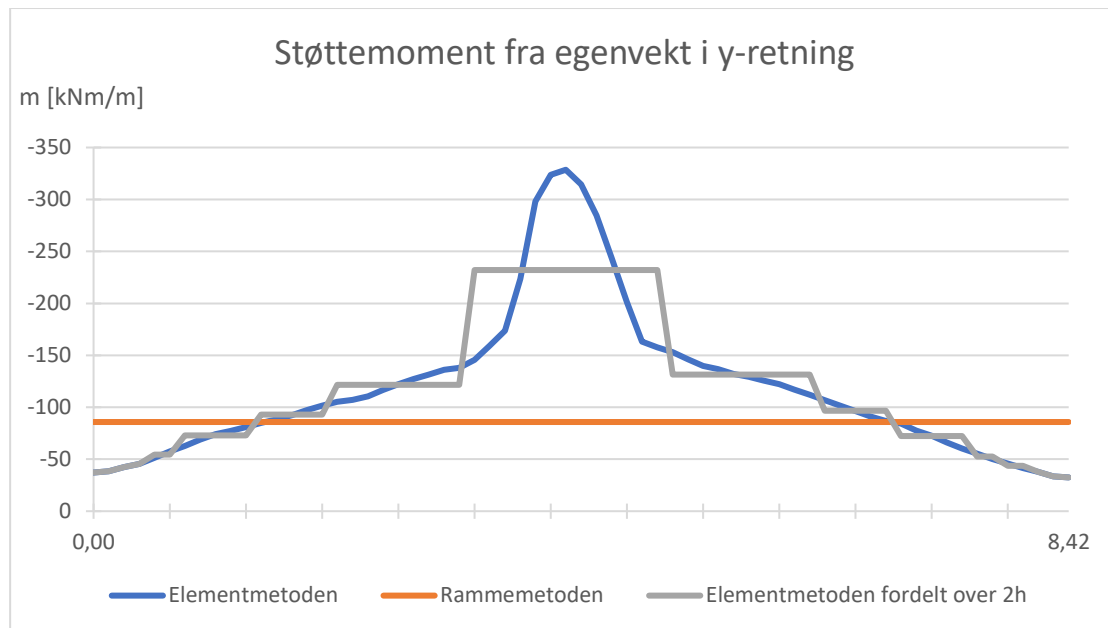
Ifølge EC2, I.1.2(3) bør bøyemomentene fordeles ved bruk av rammemetoden. Stripemetoden er en metode som, ifølge Norsk Betongforenings publikasjon nr. 33, kan benyttes for å dele flatdekket i mindre striper som tar hensyn til faktisk momentfordeling. Ikke noe tilsier at stripemetoden ikke kan anvendes for spennarmerte dekker, men dette ville sannsynligvis resultert i en spennkabelplassering tilnærmet plasseringen i figur 5.5b), en svært komplisert og

tidkrevende løsning på byggeplassen. Ønskelig kabelplassering per i dag er konsentrerte kabler i en retning og fordelt i den andre.

Den markerte toppen fra analysen i Abaqus kan forklares som et resultat av elastisk analyse. Betongen blir betraktet som et elastisk materiale med lineær oppførsel, noe som ikke stemmer helt overens med virkeligheten. Betong ved opprissing går over i det ikke-lineære området, og maksimalt moment skal teoretisk sett synke. En elastisk analyse vil ikke ta hensyn til dette. Som en konsekvens kan støttemomentet overestimeres og forårsake en høy momenttopp over støtte [31]. En ikke-lineær analyse ville tatt hensyn til det plastiske området for betongen, og momenttoppen kunne blitt betraktelig redusert. En elastisk analyse benyttes likevel i denne oppgaven, da den er mindre kompleks enn en ikke-lineær analyse.

Toppverdien kan også være et resultat av elementstørrelsen som benyttes. Mindre elementer gir flere verdier og en spissere topp. Det er allikevel verdt å bemerke at mindre elementstørrelser gir mer nøyaktige verdier. For å unngå overdimensjonering kan det, i tillegg til FEM-analyse med små elementstørrelser, være fornuftig å utføre en analyse med større elementstørrelser.

Det er lite sannsynlig at de store støttemomentene fra elementanalysen vil opptre under virkelige forhold på grunn av opprissing. Dimensjonering etter kun det største momentet ville ført til svært kostbare løsninger på grunn av unødvendig store armeringsmengder lokalt over støttene. En fordel kan derfor være å fordele momentene fra elementanalysen over en bredde. En metode som benyttes er å ta middelveien av momentene over en bredde lik to ganger tykkelsen av dekket 2h. Verdien 2h er gitt av faglærer ved instituttet. Slike valg og betraktninger bør også baseres på forståelsen til hver enkelt ingeniør. figur 26.1 illustrerer momentfordelingen ved utjevning over bredden 2h. Momenttoppen reduseres betraktelig.



Figur 26.1: Momentdiagram med fordelte støttemoment fra elastisitetsteorien

Momenttoppene for støttemomentene fra egenvekten og nyttelasten vil i virkeligheten ikke bli så store. Forspenningsmomentet fra armeringen er også en lastvirkning på dekket som skal kombineres med de andre momentene. Forspenningsmomentet er motsatt rettet av momenter fra ytre laster, og vil bidra til utjevning slik at momenttoppene ikke blir så ekstreme. Forskjellen mellom de to beregningsmetodene vil altså reduseres.

Avstanden mellom søylene og spennviddene for flatdekket varierer. Dekket er altså usymmetrisk, og den ekvivalente rammemetoden blir svært tidkrevende og sannsynligvis veldig forenklet. Metoden er mer egnet for symmetriske dekker. Ved uregelmessig geometri blir FEM-beregninger mer nøyaktige og flere antakelser og forenklinger unngås.

DEL V: KONKLUSJON

Hensikten med denne oppgaven er å lære om fordelene med spennarmering og stålfiber i flatdekker, og om beregningsanbefalinger i Eurocode 2 og COIN Project Report 29. I tillegg sammenlignes to aktuelle beregningsmetoder for flatdekker; elementmetoden og ekvivalent rammemetode. Det etteroppspente, fiberarmerte flatdekket på Dora i Trondheim er i denne oppgaven fulgt opp med beregninger og befaring. Uinjisererte spennkabler gir ikke heft med betongen, noe som fører til at grundige vurderinger må bli tatt ved bruk av formler fra EC2 som i utgangspunktet gjelder for kabler med heft.

Spennkrafttapet er en konstant verdi langs kabelen. Spennkraften er redusert med 21,4 % i x-retningen og 21,7 % i y-retningen, noe som kan antas som realistiske spennkrafttap. Momentkapasitetens største utnyttelsesgrad er på 95 %. Generelt er flatdekket høyt utnyttet, men innenfor krav i regelverket. Fiberbidraget utgjør maksimalt opptil 32 % av momentkapasitete. Skjærkapasiteten overskrides med 22 %, hvor fiberbidraget utgjør 34 % av denne kapasiteten. Ettersom den betraktete søylen er utsatt for høy belastning, er ikke fiberarmeringen nok til å motstå gjennomlokkingsbrudd. Det må derfor legges inn ekstra skjærarmering. Uansett har tilsetningen av fiber en betydelig positiv effekt med tanke på både moment- og skjærkapasiteten.

Spenningsberegningene viser at betongtverrsnittet vil risse for ulike lastkombinasjoner for x- og y-retningen, men at rissene som oppstår er ubetydelige. Rissviddeberegningene viser effekten av fiberarmering da rissvidden blir redusert med ca. 33 %. Etteroppspenning og fiber har en vesentlig betydning for flatdekket, da det tillater en friere utforming i forhold til dekketykkelse og spennvidde.

Resultatene fra elementanalysen gir en toppverdi av momentene ved søyle, noe som kan skyldes den elastiske analysen, små elementstørrelser og at metoden tar hensyn til ulike opplagerbetingelser fra søylen og utover i felt. Denne toppen kunne også blitt oppnådd ved ekvivalent rammemetode, dersom valgte striper hadde blitt delt inn i flere små striper og opplagerbetingelsene blitt tatt hensyn til.

Det kan ikke entydig besvares hvilken av de to beregningsmetodene som er best egnet for etteroppspente flatdekker. Elementmetoden tar hensyn til torsjon, noe som gjør denne beregningsmetoden mer teoretisk riktig, ettersom den gjenspeiler dekkets respons og deformasjonsmønster bedre enn det rammemetoden gjør. Allikevel er ekvivalent rammemetode den metoden som skal gi mest konservative resultater. Begge beregningsmetodene er egnet forutsatt at resultater og verdier vurderes underveis.

Spennarmering og stålfiber har en begrenset bruk i dag, men vil trolig bli mer benyttet i fremtiden når kunnskapen angående prosjektering og utførelse er mer kjent og utbredt.

Forslag til videre arbeid:

- Hvordan tilpasse elementmetoderesultater opp mot praktisk dimensjonering
- Sammenligne momentfordelinger og lokale spenninger ved ikke-lineær og lineær analyse
- Se på bakgrunnen for tapsberegninger for uninjerte spennkabler og utarbeide forslag til beregningsveiledninger (kompendium)

Referanser

1. Nawy, E.G., *Prestressed concrete : a fundamental approach*. 5th ed. update, ACI, AASHTO, IBC 2009 codes version. ed. 2010, Upper Saddle River, N.J: Prentice Hall.
2. Sørensen, S.I., *Betongkonstruksjoner : beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2. utg. ed. 2013, Trondheim: Akademika.
3. Williams, M. and S. Khan, *Post-Tensioned Concrete Floors*. 1995, Jordan Hill: Jordan Hill : CRC Press.
4. SINTEF Byggforsk, *Mindre sprø lettbetong med stålfiber*, in *Betonginnovasjon i Norge. Resultater fra forskningssenteret COIN (2007–2014)*. 2014, SINTEF akademisk forlag.
5. SINTEF Byggforsk, *Raskere og billigere med fiber*, in *Betonginnovasjon i Norge. Resultater fra forskningssenteret COIN (2007–2014)* 2014, SINTEF akademisk forlag
6. Kanstad, T., et al., *Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner; COIN Project report 29 2011*, SINTEF Building and Infrastructure: Oslo.
7. Löfgren, I., *Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction - a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis*. 2005.
8. fib, *Technical Report Bulletin 31: Post-tensioning in buildings*. 2005: The International Federation for Structural Concrete
9. Spenneteknikk. *BBR VT CONA Single spenntausystem*. [cited 19.01.2017]; Available from: <http://www.spenneteknikk.no/brosjyrer/BBR-VT-CONA-Single-spenntausystem-24022011.pdf>.
10. Trygstad, S., *Structural behaviour of post tensioned concrete structures : flat slab, slabs on ground*. 2001, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Institutt for konstruksjonsteknikk: Trondheim.
11. Collins, M.P. and D. Mitchell, *Prestressed concrete structures*. Prentice Hall international series in civil engineering and engineering mechanics. 1991, Englewood Cliffs, N.J: Prentice Hall.
12. fib, *Recommendation Bulletin 33: Durability of post-tensioning tendons*. 2006: The International Federation for Structural Concrete.
13. Kanstad, T., et al., *NB 38 -Veileder for prosjektering, utførelse og kontroll av fiberarmert betong i bærende konstruksjoner (utkast)*. Ikke publisert.
14. Malaki Zanjani, E., S. Barnett, and D. Begg, *Pullout behaviour of hooked end steel fibres embedded in concrete with various cement replacement materials*, in *FRC: The Modern Landscape. BEFIB 2016: 9th Rilem International Symposium on Fiber Reinforced Concrete*. 2016, RILEM Publications S.A.R.L.: Vancouver, Canada.

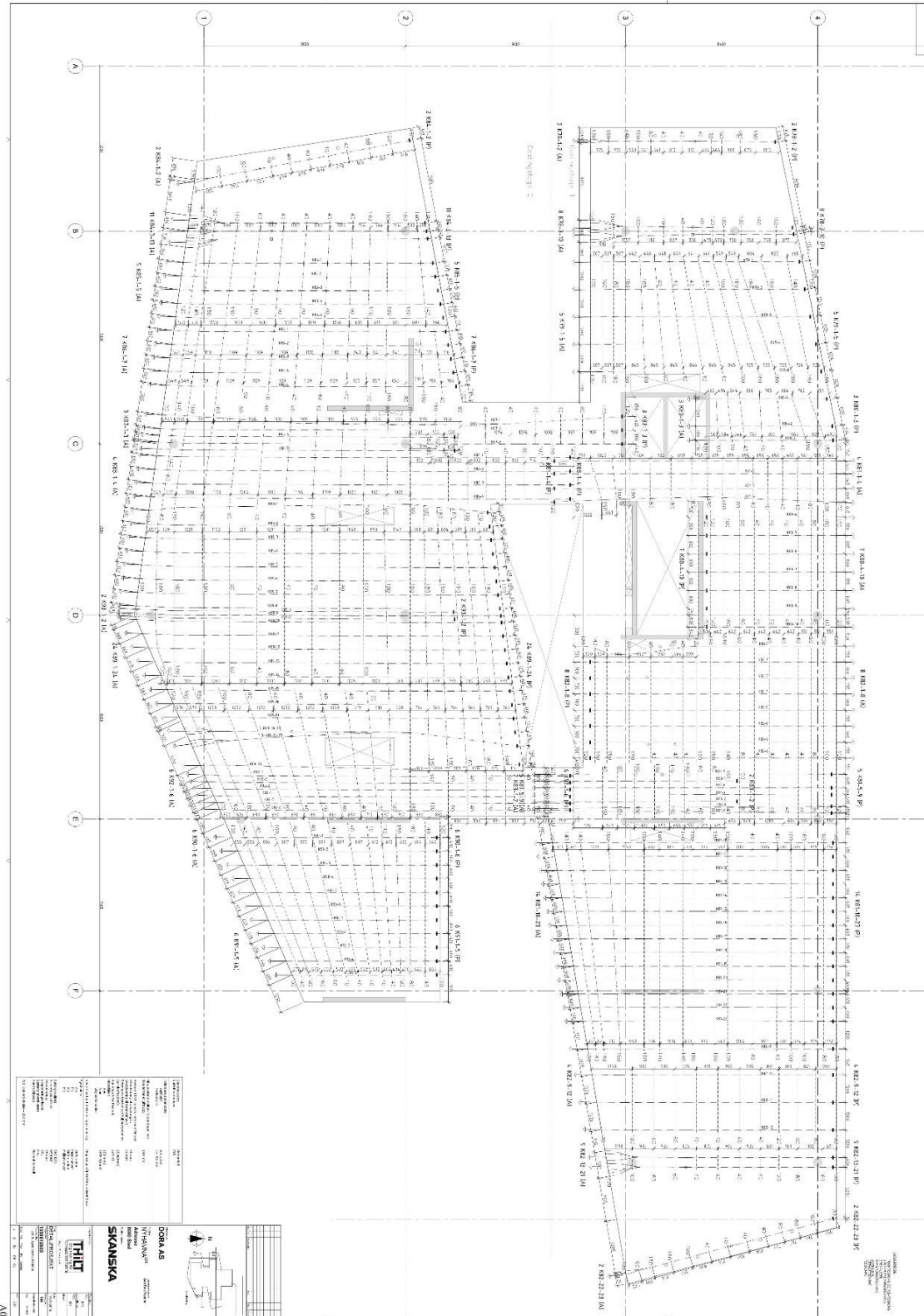
15. Hammer, T.A., G. Kjellmark, and T. Kanstad, *Rik på fiber-nytt om materialutvikling i COIN*, in *Byggeindustrien*. 2013.
16. fib and aci, *Technical Report Bulletin 79: Fibre-reinforced concrete: From design to structural applications FRC 2014:ACI-fib International Workshop*. 2016: The International Federation For Structural Concrete.
17. Shahnewaz, M., M.S. Alam, and T. Tannert, *Shear strength prediction of steel fiber reinforced concrete beams from genetic programming and its sensitivity analysis*, in *FRC: The Modern Landscape. BEFIB 2016: 9th Rilem International Symposium on Fiber Reinforced Concrete*. 2016, RILEM Publications S.A.R.L.: Vancouver, Canada.
18. Døssland, Å.L., *Fibre reinforcement in load carrying concrete structures : laboratory and field investigations compared with theory and finite element analysis*. 2008, Norwegian University of Science and Technology, Faculty of Engineering Science and Technology, Department of Structural Engineering: Trondheim.
19. Hosan, A. and F.U.A. Shaikh, *Mechanical properties of steel fibre reinforced cement and geopolymer concretes at elevated temperatures: A comparative study*, in *FRC: The Modern Landscape. BEFIB 2016: 9th Rilem International Symposium on Fiber Reinforced Concrete*. 2016, RILEM Publications S.A.R.L.: Vancouver, Canada.
20. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1 : Allmenne regler og regler for bygninger*. 2008, Standard Norge.
21. Hagberg, T., *Flatdekker : beregning og konstruktiv utforming*. Norsk betongforenings publikasjon (trykt utg.). Vol. nr. 33. 2004, Oslo: Norsk betongforening.
22. Barbøl, H.K. *Betongdekker til Nyhavna*. 2016 [cited 08.02.2017]; Available from: <http://www.at.no/bygg/2016-08-30/Betongdekker-til-Nyhavna-22809.html>.
23. Liu, Y., *Lecture Notes: Introduction to the Finite Element Method*. 2003: University of Cincinnati.
24. Øverli, J.A. and S.I. Sørensen, *TKT4222 Concrete Structures 3. Compendium*. Department of Structural Engineering NTNU.
25. Imechnica. *Appendix 2. Shell Elements in ABAQUS/Explicit*. 2005 [cited 12.05.2017]; Available from: http://imechanica.org/files/appendix2-shells_2.pdf.
26. *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. 2008, Standard Norge.
27. Johansen, H., *Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer*. 2017: Statens vegvesen.
28. *Eurokode 1 : laster på konstruksjoner: Del 1-1 : Allmenne laster. Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*. 2008, Standard Norge.
29. Naaman, A.E. and F.M. Alkhairi, *Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons: Part 2-Proposed Methodology*, in *ACI Structural Journal*. 1991. p. 683-692.

30. *Veiledning om klima og luftkvalitet på arbeidsplassen*, in *best.nr. 444*, Arbeidstilsynet, Editor.: Trondheim.
31. Kudama, L., *Comparison of equivalent frame analysis results with finite element analysis results for flat plate slab system*, in *Addis Ababa Institute Of Technology School Of Civil And Environmental Engineering*. 2015, Addis Ababa University

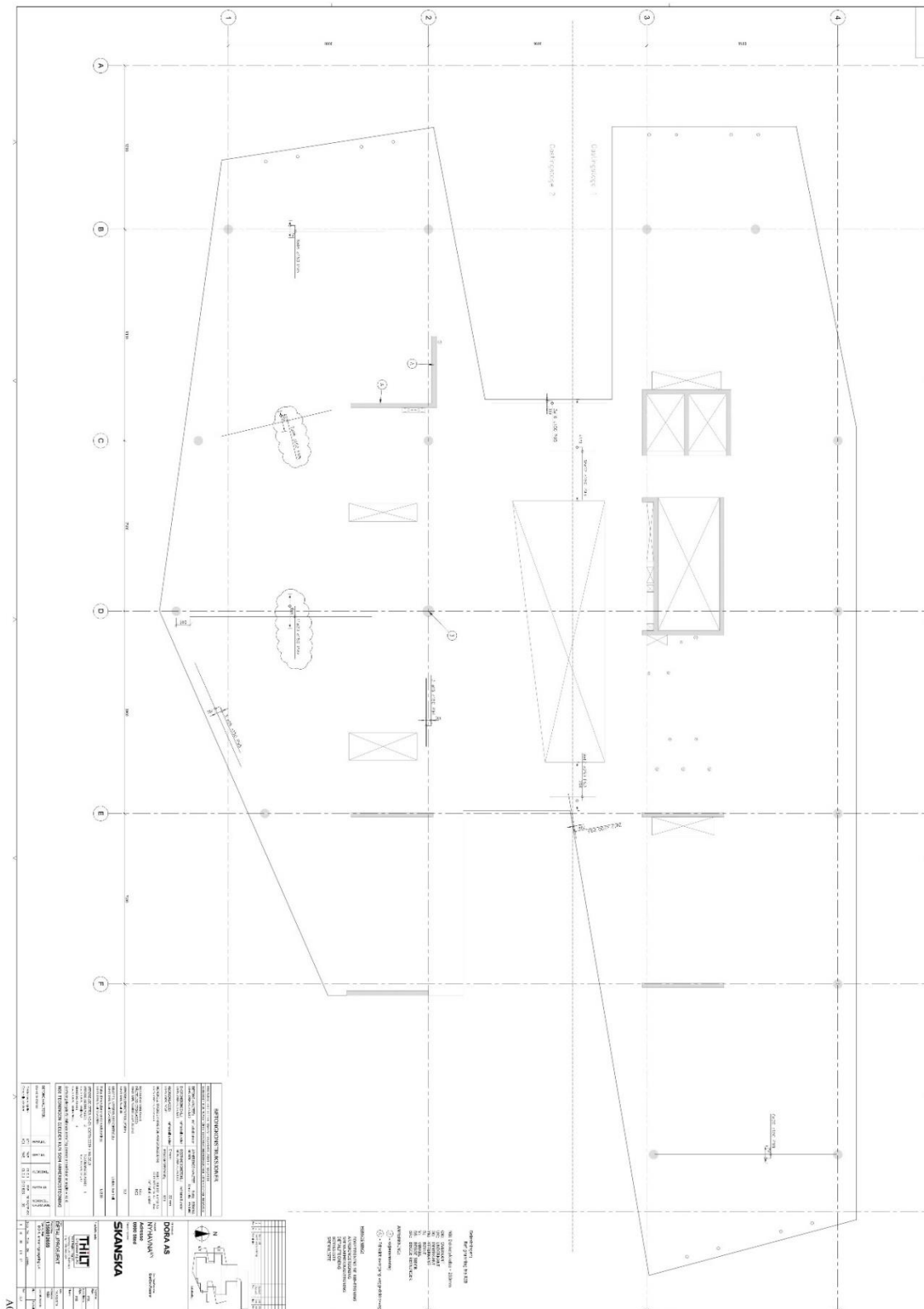
Vedleggsliste

Vedlegg A: Plantegning	1
Vedlegg B: Armeringstegninger	2
Vedlegg B1: Spennarmering i x-retning	2
Vedlegg B2: Spennarmering i y-retning	3
Vedlegg B3: Slakkarmering i underkant	4
Vedlegg B4: Slakkarmering i overkant	5
Vedlegg C: Kabeleksentrisiteter og ekvivalente krefter	6
Vedlegg D: Tap av spennkraft	9
Vedlegg E: Kapasitetsberegninger	25
Vedlegg E1: Bruddgrensetilstand	25
Vedlegg E2: Bruksgrensetilstand	36
Vedlegg F: Momentdiagrammer	77

Vedlegg B2: Spennarmering i y-retning



Vedlegg B3: Slakkarmering i underkant



Vedlegg C: Kabeleksentrisiteter og ekvivalente krefter

X-RETNING		0	745	1490	2235	2980	3725	4470	5331	5592	6153	6714	7837	8442	9047	9652	10338	11024	11710	12396	13082	13768	14454	15140	15826
Avstand fra aktivanter [mm]		110	120	140	140	160	160	180	160	140	120	120	120	140	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160
Høyde over UK dekke [mm]		125	120	140	140	160	160	180	160	140	120	120	120	140	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160
Senitraske [mm]																									
dx [mm]		0	745	745	745	745	745	745	561	561	561	561	1123	605	605	605	686	686	686	686	686	686	686	686	686
dy [mm]		0	-10	-20	0	-20	0	0	0	20	20	0	0	-20	-20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Vinkel [rad]		-0,013	-0,027	0,000	-0,027	0,000	0,000	0,000	0,036	0,036	0,000	0,000	-0,033	-0,033	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
Vinkelending [rad]		-0,013	-0,013	0,027	-0,027	0,027	0,000	0,000	0,036	0,000	-0,036	0,000	-0,033	0,000	0,033	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
Vinkelending abs.verd [rad]		0	0,013	0,027	0,027	0,027	0,000	0,000	0,036	0,000	0,036	0,000	0,033	0,000	0,033	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
Vinkelending korte kabler [rad]		-0,013	-0,013	0,027	-0,027	0,027	0,000	0,000	0,036	0,000	-0,036	0,000	-0,033	0,000	0,033	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
Antall lange kabler		8																							
Antall korte kabler		4																							
Spennkraft etter tap [kN]		175,5																							
Spennkraft etter tap inkl. spenningsøkning [kN]		190,5																							
Oppspenningskraft lange kabler [kN]		55																							
Oppspenningskraft korte kabler [kN]		1404																							
Besentrisitet [mm]		-15	15	15	15	35	35	35	35	15	-5	-5	-5	15	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	
Primærmoment SLS [kNm]		-31,6	-10,5	31,6	31,6	73,7	73,7	73,7	73,7	31,6	-10,5	-10,5	-10,5	31,6	73,7	73,7	73,7	73,7	73,7	73,7	73,7	73,7	73,7	73,7	
Primærmoment ULS [kNm]		-34,3	-11,4	34,3	34,3	80,0	80,0	80,0	80,0	34,3	-11,4	-11,4	-11,4	34,3	80,0	80,0	80,0	80,0	80,0	80,0	80,0	80,0	80,0	80,0	
Ekvivalente krefter																									
Vertikal kraft SLS [kN]		-28,3	56,5	-56,5	61,4	61,4	61,4	61,4	61,4	0,0	-75,1	0,0	-69,6	0,0	69,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
Vertikal kraft ULS [kN]		-30,7	61,4	-61,4	61,4	61,4	61,4	61,4	61,4	0,0	-81,5	0,0	-75,6	0,0	75,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
Horisontal kraft aktiv ende SLS [kN]		2106																							
Horisontal kraft aktiv ende ULS [kN]		2288																							
Horisontal kraft passiv ende 1 SLS [kN]		702																							
Horisontal kraft passiv ende 1 ULS [kN]		762																							
Horisontal kraft passiv ende 2 SLS [kN]		1404																							
Horisontal kraft passiv ende 2 ULS [kN]		1524																							

X-RETNING

Avstand x fra aktivt anker [mm]	16398	17008	17818	18628	19500	20372	21244	22291	23338	24385	25432	26479	27526	28423	29320	30217	31539	32861	34183	35505	36827	38149	
Høyde y over UK dekke [mm]	60	40	40	40	100	160	160	160	80	40	40	40	40	100	160	160	140	100	100	100	120	120	
Senterakse [mm]	125																						
Δx [mm]	810	810	810	810	872	872	872	1047	1047	1047	1047	1047	1047	897	897	897	1322	1322	1322	1322	1322	1322	
Δy [mm]	40	20	0	0	-60	-60	-60	0	80	40	0	0	0	-60	-60	0	20	40	0	0	0	-20	0
Vinkel [rad]	0.025	0	0	-0.089	-0.069	0.000	0.000	0.076	0.038	0.000	0.000	0.000	-0.067	-0.067	0.000	0.015	0.030	0.000	0.000	-0.015	0.000	0.000	0.000
Vinkelending [rad]	-0.025	-0.025	0.000	-0.089	0.000	0.069	0.000	0.076	-0.038	-0.088	0.000	0.000	-0.067	0.000	0.067	0.015	0.015	-0.030	0.000	-0.015	0.015	0.000	0.000
Vinkelending abs verdi [rad]	0.025	0.025	0.000	0.089	0.000	0.069	0.000	0.076	0.038	0.088	0.000	0.000	0.067	0.000	0.067	0.015	0.015	0.030	0.000	0.015	0.015	0.000	0.000
Vinkelending korte kabler [rad]	-0.025	-0.025	0.000	-0.089	0.000	0.069	0.000	0.076	-0.038	-0.088	0.000	0.000	-0.067	0.000	0.067	0.015	0.015	-0.030	0.000	0.015	0.015	0.000	0.000
Antall lange kabler	8																						
Antall korte kabler	4																						
Spennkraft etter tap [kN]	175.5																						
Spennkraft etter tap inkl. spenningsøkning [kN]	190.5																						
Oppspenningskraft lange kabler [kN]	SLS											ULS											
Oppspenningskraft korte kabler [kN]	1404											1524											
Oppspenningskraft lange kabler [kN]	702											762											
Eksentrisitet [mm]	-65	-85	-85	-85	-25	35	35	35	-45	-85	-85	-85	-85	-25	35	35	15	-25	-25	-25	-25	-5	-5
Primærmoment SLS [kNm]	-136.9	-179.0	-179.0	-179.0	-52.7	73.7	73.7	73.7	-94.8	-179.0	-179.0	-179.0	-179.0	-52.7	73.7	73.7	31.6	-35.1	-35.1	-35.1	-35.1	-7.0	-7.0
Primærmoment ULS [kNm]	-148.6	-194.3	-194.3	-194.3	-57.2	80.0	80.0	80.0	-102.9	-194.3	-194.3	-194.3	-194.3	-57.2	80.0	80.0	34.3	-38.1	-38.1	-38.1	-38.1	-7.6	-7.6
Ekvivalente krefter																							
Vertikal kraft SLS [kN]	-52	-52	0	-144.9	0.0	144.9	0.0	160.9	-80.5	-80.5	0	0	-140.9	0.0	140.9	31.9	10.6	-42.5	0.0	-21.2	21.2	0	0
Vertikal kraft ULS [kN]	-56.4	-56.4	0	-157.3	0.0	157.3	0.0	174.7	-87.3	-87.3	0	0	-152.9	0.0	152.9	34.6	11.5	-46.1	0.0	-23.1	23.1	0	0
Horisontalkraft aktivende SLS [kN]	2106																						
Horisontalkraft aktivende ULS [kN]	2286																						
Horisontalkraft passiv ende 1 SLS [kN]	702.0																						
Horisontalkraft passiv ende 1 ULS [kN]	762.0																						
Horisontalkraft passiv ende 2 SLS [kN]	1404.0																						
Horisontalkraft passiv ende 2 ULS [kN]	1524.0																						

Y-RETNING

Avstand x fra aktivt anker [mm]	0	536	1275	2487	3677	4878	6079	7280	8481	9517	10514	11568	12238	12908	13580	14249	14919	15590
Høyde y over UK dekke [mm]	120	160	180	160	80	40	40	40	40	100	180	180	180	180	160	160	140	120
Senterakse [mm]	125																	
Δx [mm]	0	536	739	1212	1190	1201	1201	1201	1201	1036	997	1054	670	670	672	669	670	671
Δy [mm]	0	-40	-20	20	80	40	0	0	0	-60	-80	0	0	0	20	0	20	20
Vinkel [rad]	-0,075	-0,027	0,017	0,067	0,033	0,000	0,000	0,000	-0,058	-0,080	0,000	0,000	0,000	0,030	0,000	0,030	0,030	-0,030
Vinkelending [rad]	-0,075	0,048	0,044	0,051	-0,034	-0,033	0,000	0,000	-0,058	-0,022	0,080	0,000	0,000	0,030	-0,030	0,030	0,000	-0,030
Vinkelending, abs.verdi [rad]	0,000	0,048	0,044	0,051	0,034	0,033	0,000	0,000	0,058	0,022	0,080	0,000	0,000	0,030	0,030	0,030	0,000	0,000
Antall lange kabler	16																	
Antall korte kabler	2																	
Spennkraft etter tap [kN]	174,5																	
Spennkraft etter tap inkl. spenningsøkning [kN]	189,5																	
Oppspenningskraft, lange kabler [kN]	2792	SIS	UIS															
Oppspenningskraft, korte kabler [kN]	349																	
Eksentrisitet [mm]	-5	35	55	35	-45	-85	-85	-85	-85	-25	55	55	55	55	35	35	15	-5
Primærmoment SLS [kNm]	-14,0	97,7	153,6	97,7	-125,6	-237,3	-237,3	-237,3	-237,3	-69,8	153,6	153,6	153,6	153,6	97,7	97,7	41,9	-14,0
Primærmoment UIS [kNm]	-15,2	106,1	166,8	106,1	-136,4	-257,7	-257,7	-257,7	-257,7	-75,8	166,8	166,8	166,8	166,8	106,1	106,1	45,5	-15,2
Ekvivalente krefter																		
Vertikalkraft SLS [kN]	-234,4	149,4	136,8	159,3	-106,5	-104,6	0,0	0,0	-181,9	-70,1	252,0	0,0	0,0	93,5	-93,5	83,3	-0,1	-83,2
Vertikalkraft UIS [kN]	-254,6	162,2	148,6	173,0	-115,7	-113,6	0,0	0,0	-197,5	-76,2	273,7	0,0	0,0	101,5	-101,5	90,5	-0,1	-90,4
Horisontalkraft aktiv ende SLS [kN]	3141																	
Horisontalkraft aktiv ende UIS [kN]	3411																	
Horisontalkraft passiv ende 1 SLS [kN]	349																	
Horisontalkraft passiv ende 1 UIS [kN]	379																	
Horisontalkraft passiv ende 2 SLS [kN]	2792																	
Horisontalkraft passiv ende 2 UIS [kN]	3032																	

Vedlegg D: Tap av spennkraft

INPUT-VERDIER:

Elastisitetsmodul spennarmering:	$E_p := 195000 \text{ MPa}$	ETA-10/0107
Tverrsnittsareal spennarmering	$A_p := 150 \text{ mm}^2$	
Elastisitetsmodul betong:	$E_{cm} := 34000 \text{ MPa}$	EC2-1.1, tab. 3.1
Middelverdi av betongens sylindertrykkfasthet etter 28 døgn:	$f_{cm} := 43 \text{ MPa}$	EC2-1-1, tab. 3.1
Karakteristisk trykkfasthet:	$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$	EC2-1-1, tab. 3.1
Karakteristisk verdi av strekkfastheten for spennstålet:	$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$	THiLT Engineering AS
Karakteristisk 0,1%-strekkgrænse:	$f_{p0.1k} := 1670 \text{ MPa}$	THiLT Engineering AS
Bredde:	$b := 1000 \text{ mm}$	
Dekketykkelse:	$h := 250 \text{ mm}$	
Tverrsnittsareal betongstripe:	$A_c := b \cdot h = 250000 \text{ mm}^2$	
Betongtverrsnittets arealtregningsmoment:	$I_c := \frac{1}{12} b \cdot h^3 = (1.3 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$	
Glidning:	$\Delta_{set} := 6 \text{ mm}$	ETA-10/0107
Friksjonskoeffisient:	$\mu := 0.1$	ETA-10/0107
Utsiktet vinkelendring for innvendige spennkabler:	$k := 0.01 \text{ m}^{-1}$	ETA-10/0107
Oppspenningskraft:	$P_{max} := 223 \text{ kN}$	
<u>For x-retning:</u>		
Konservativ lastbredde i m:	$L_y := 9.977$	
Antall kabler per meter:	$n_x := \frac{12}{L_y} = 1.2$	
Kabelareal per meter:	$A_{p,x} := n_x \cdot A_p = 180.41 \text{ mm}^2$	
<u>For y-retning:</u>		
Senteravstand armering:	$l_x := 605 \text{ mm}$	Vedlegg B

Kabelareal per meter:
$$A_{p,y} := \frac{A_p \cdot 1000 \text{ mm}}{l_x} = 247.93 \text{ mm}^2$$

1. TAP AV SPENNKRAFT I X-RETNING

1.1 UMIDDELBARE TAP

1.1.1 LÅSETAP OG FRIKSJONSTAP

Iterasjon for å finne L_0

Vinkelendring ved passivt anker for lange kabler: $\theta_x := 0.895$ Vedlegg C

Lengde lange kabler: $L_x := 38149 \text{ mm}$

Vinkelendring ved passivt anker for korte kabler: $\theta_{kort,x} := 0.834$ Vedlegg C

Lengde korte kabler: $L_{kort,x} := 31539 \text{ mm}$

Vinkelendring ved L_0 : $\theta_{L_0,x} := 0.33$ Vedlegg C

Lengde av kabelen påvirket av låsetap: $L_{0,x} := 16046 \text{ mm}$

Glidning:
$$\Delta_{set,x} := \frac{P_{max} \cdot \mu \cdot (\theta_{L_0,x} + k \cdot L_{0,x}) \cdot L_{0,x}}{E_p \cdot A_p} = 6 \text{ mm}$$
 Lign. (11.5)

Tap pga. låse- og friksjonstap:

Spennkraft ved L_0 :
$$P_{L_0,x} := P_{max} \cdot (1 - \mu \cdot (\theta_{L_0,x} + k \cdot L_{0,x})) = 212.06 \text{ kN}$$
 Lign. (11.1)

Tap på grunn av friksjon:
$$\Delta P_{\mu,x} := P_{max} - P_{L_0,x} = 10.94 \text{ kN}$$
 Lign. (11.4)

Låsetap:
$$\Delta P_{las,x} := 2 \cdot \Delta P_{\mu,x} = 21.87 \text{ kN}$$
 Lign. (11.6)

Spennkraft ved aktivt anker:
$$P_{las,x} := P_{max} - \Delta P_{las,x} = 201.13 \text{ kN}$$

Spennkraft ved L:
$$P_{L,x} := P_{max} \cdot (1 - \mu \cdot (\theta_x + k \cdot L_x)) = 194.53 \text{ kN}$$
 Lign. (11.1)

Spennkraft etter låse- og friksjonstap, lange kabler:
$$P_{\mu,las,x} := \frac{P_{las,x} + P_{L_0,x} + P_{L,x}}{3} = 202.57 \text{ kN}$$

Spennkraft ved passivt anker, korte kabler:

$$P_{kort.x} := P_{max} \cdot (1 - \mu \cdot (\theta_{kort.x} + k \cdot L_{kort.x})) = 197.37 \text{ kN}$$

Lign. (11.1)

Spennkraft etter låse- og friksjonstap, korte kabler:

$$P_{\mu.las.kort.x} := \frac{P_{las.x} + P_{L0.x} + P_{kort.x}}{3} = 203.52 \text{ kN}$$

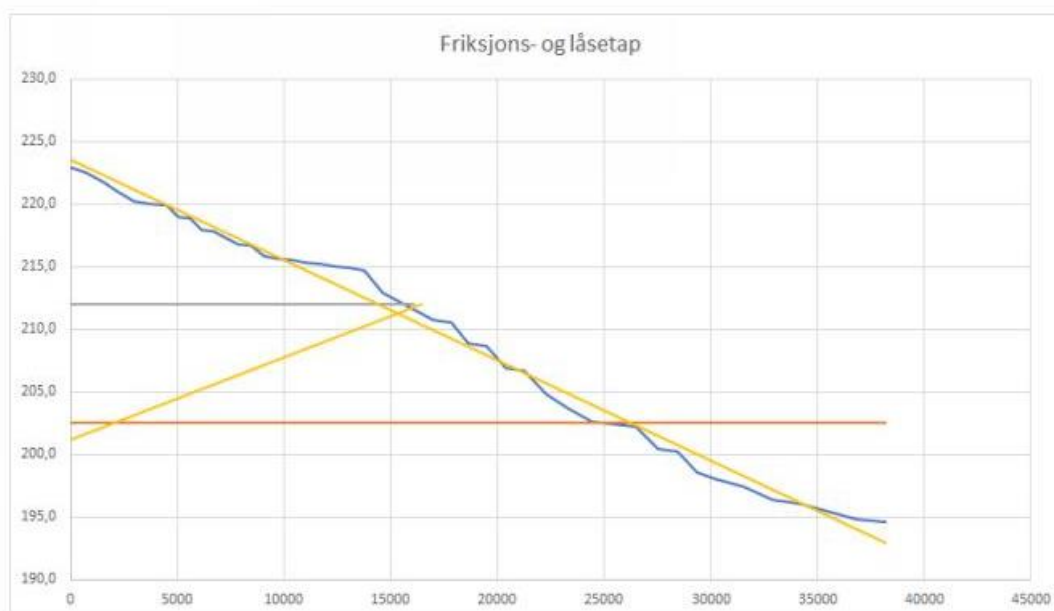
Svært liten forskjell. Velger å bruke samme tap for alle kabler.

Totalt låse- og friksjonstap:

$$\Delta P_{\mu.las.x} := P_{max} - P_{\mu.las.x} = 20.43 \text{ kN}$$

Tap i prosent:

$$\frac{\Delta P_{\mu.las.x}}{P_{max}} \cdot 100 = 9.16 \%$$



1.1.2 TAP SOM SKYLDES UMIDDELBAR DEFORMASJON AV BETONGEN

Betongens alder i døgn:

$$t := 3$$

THILT Engineering AS

Koeffisient som avhenger av sementtypen. Antar klasse N:

$$s := 0.25$$

EC2-1-1, 3.1.2(6)

Koeffisient som avhenger av betongens alder t:

$$\beta_{cc,t} := e^{\left(s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right) \right)} = 0.6$$

EC2-1-1 (3.2)

Trykkfastheten for betong ved ulik alder:

$$f_{cm,t} := \beta_{cc,t} \cdot f_{cm} = 25.72 \text{ MPa}$$

EC2-1-1 (3.1)

1.2 TIDSAVHENGIGE TAP

1.2.1 KRYP

Antatt relativ luftfuktighet for kontorbygget:

$$RH := 35\%$$

Omkrets av konstruksjonsdel utsatt for uttørkning i kontakt med atmosfæren:

$$u := 2 \cdot 1000 \text{ mm} = (2 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittstykkelse av konstruksjonsdel:

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 250 \text{ mm} \quad \text{EC2-1-1 (B.6)}$$

Betongens alder i døgn på det betrakte tidspunktet (= 50 år):

$$t_{50} := 18250$$

Betongens alder i døgn ved belastning:

$$t_0 := 3 \quad \text{THILT Engineering AS}$$

Faktorer som tar hensyn til betongfasthetens betydning:

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.87 \quad \text{EC2-1-1 (B.8c)}$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.96 \quad \text{EC2-1-1 (B.8c)}$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.9 \quad \text{EC2-1-1 (B.8c)}$$

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

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100} \right) \cdot \sqrt[3]{\text{mm}}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.82 \quad \text{EC2-1-1 (B.3b)}$$

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

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm} \text{ MPa}}} = 2.56 \quad \text{EC2-1-1 (B.4)}$$

Faktor som tar hensyn til virkningen på det normerte kryptallet av betongens alder ved pålastning:

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.74 \quad \text{EC2-1-1 (B.5)}$$

Normert kryptall:

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 3.46 \quad \text{EC2-1-1 (B.2)}$$

Faktor som avhenger av relativ fuktighet og konstruksjonsdelens effektive tverrsnittstykkelse:

$$\beta_H := \min \left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{mm} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) = 600.55 \quad \text{EC2-1-1 (B.8b)}$$

Faktor som beskriver kryptutviklingen i forhold til tid etter belastning:

$$\beta_{c,t,t_0} := \left(\frac{t_{50} - t_0}{\beta_H + t_{50} - t_0} \right)^{0.3} = 0.99 \quad \text{EC2-1-1 (B.7)}$$

Kryptall: $\varphi(t, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_{c,t,t_0} = 3.43 \quad \text{EC2-1-1 (B.1)}$

1.2.2 SVINN

Koeffisient som avhenger av den effektive tverrsnittstykkelsen: $k_h := 0.8 \quad \text{EC2-1-1, tab. 3.3}$

$$f_{cmo} := 10 \text{ MPa} \quad \text{EC2-1-1, B.2(1)}$$

Koeffisienter som avhenger av sementtype. Antar sementklasse N: $\alpha_{ds1} := 4 \quad \text{EC2-1-1, B.2(1)}$

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

Antatt relativ luftfuktighet i omgivelsene: $RH := 35\%$

$$RH_0 := 100\% \quad \text{EC2-1-1, B.2(1)}$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1.48 \quad \text{EC2-1-1 (B.12)}$$

Nominell verdi for svinntøyning ved uttørkning:

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)} \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 4.97 \cdot 10^{-4} \quad \text{EC2-1-1 (B.11)}$$

$$\beta_{ds,t,ts} := 1 \quad (t \rightarrow \infty) \quad \text{EC2-1-1 (3.10)}$$

Uttørkningssvinn: $\varepsilon_{cd,t} := \beta_{ds,t,ts} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 3.97 \cdot 10^{-4} \quad \text{EC2-1-1 (3.9)}$

$$\beta_{as,t} := 1 \quad (t \rightarrow \infty) \quad \text{EC2-1-1 (3.13)}$$

$$\varepsilon_{ca,\infty} := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 6.25 \cdot 10^{-5} \quad \text{EC2-1-1 (3.12)}$$

Autogent svinn: $\varepsilon_{ca,t} := \beta_{as,t} \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = 6.25 \cdot 10^{-5} \quad \text{EC2-1-1 (3.11)}$

Total svinntøyning: $\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd,t} + \varepsilon_{ca,t} = 4.6 \cdot 10^{-4}$ EC2-1-1 (3.8)

1.2.3 RELAKSASJON AV SPENNSTÅL

Relaksasjonstap 1000 timer etter oppspenning. Relaksasjonsklasse 2: $\rho_{1000} := 2.5 \%$ ETA-10/0107

Spenning i spennkabel umiddelbart etter oppspenning: $\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k})$ EC2-1-1, 5.10.3(2)

Absolutt verdi av initiell forspenning for etteroppspenning: $\sigma_{pi} := \sigma_{pm0} = (1.4 \cdot 10^3) \text{ MPa}$ EC2-1-1, 3.3.2(7)

$$\mu_r := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75 \quad \text{EC2-1-1, 3.3.2(7)}$$

Tiden etter oppspenning (i timer): $t_{57} := 500000$ EC2-1-1, 3.3.2(8)

Absolutt verdi av relaksasjonstapet i forspenningen:

$$\Delta\sigma_{pr.lang} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_r} \cdot \left(\frac{t_{57}}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_r)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 67.95 \text{ MPa} \quad \text{EC2-1-1 (3.29)}$$

1.2.4 SPENNING I BETONG VED SPENNKABLER

Faktor for langtidsvirkende andel av nyttelast for kontorer, kategori B: $\psi_2 := 0.3$ ECO, tab. NA.A1.1

Permanent last: $g := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1 \text{ m} + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.250 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} + 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1 \text{ m} \cdot \psi_2 = 8.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Største spennlengde: $L_{x.max} := 8950 \text{ mm}$

Spenning ved støtte:

Eksentrisitet ved støtte: $e_{s,x} := 35 \text{ mm}$ Vedlegg C

Avstand mellom betongtverrsnittets tyngdepunktsakse og det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse: $y_{t.s,x} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p,x} \cdot e_{s,x}}{A_{t,x}} = 0.14 \text{ mm}$ Lign. (11.11)

Det armerte tverrsnittets arealtreghetsmoment om tverrsnittets tyngdepunktsakse:

$$I_{t.s,x} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{t.s,x}^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p,x} \cdot (e_{s,x} - y_{t.s,x})^2 = (1.3 \cdot 10^9) \text{ mm}^4 \quad \text{Lign. (11.12)}$$

Avstand fra tyngdepunkt
betong til armering: $y_{s,x} := e_{s,x} = 35 \text{ mm}$

Moment ved støtte: $M_{g,s,x} := \frac{g \cdot L_{x,max}^2}{12} = 54,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Moment som virker i det armerte
tverrsnittets tyngdepunktsakse: $M_{t,s,x} := -P_{0x} \cdot (e_{s,x} - y_{t,s,x}) + M_{g,s,x} = 45,91 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Figur 11.3

Betongspenning ved kabler for
permanente påkjenninger. Negativ
verdi ved trykk: $\sigma_{c,QP,s,x} := -\frac{P_{0x}}{A_{t,x}} - \frac{M_{t,s,x} \cdot (y_{s,x} - y_{t,s,x})}{I_{t,s,x}} = -2,2 \text{ MPa}$

Lign. (11.9)

Spenning i største felt:

Eksentrisitet i felt: $e_{m,x} := 85 \text{ mm}$ Vedlegg C

Avstand mellom betongtverrsnittets
tyngdepunktsakse og det armerte
tverrsnittets tyngdepunktsakse: $y_{t,m,x} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p,x} \cdot e_{m,x}}{A_{t,x}} = 0,35 \text{ mm}$ Lign. (11.11)

Det armerte tverrsnittets arealtrehetsmoment
om tverrsnittets tyngdepunktsakse:

$I_{t,m,x} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{t,m,x}^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p,x} \cdot (e_{m,x} - y_{t,m,x})^2 = (1,31 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$ Lign. (11.12)

Avstand fra tyngdepunkt
betong til armering: $y_{m,x} := e_{m,x} = 85 \text{ mm}$

Moment i felt: $M_{g,m,x} := \frac{g \cdot L_{x,max}^2}{24} = 27,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Moment som virker i det armerte
tverrsnittets tyngdepunktsakse: $M_{t,m,x} := -P_{0x} \cdot (e_{m,x} - y_{t,m,x}) + M_{g,m,x} = 6,58 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Figur 11.3

Betongspenning ved kabler for
permanente påkjenninger. Negativ
verdi ved trykk: $\sigma_{c,QP,m,x} := -\frac{P_{0x}}{A_{t,x}} - \frac{M_{t,m,x} \cdot (y_{m,x} - y_{t,m,x})}{I_{t,m,x}} = -1,4 \text{ MPa}$

Lign. (11.9)

1.2.5 FORENKLET METODE

Spennarmeringens eksentrisitet, middelverdi: $z_{cp} := 36 \text{ mm}$

Svinntøyning: $\varepsilon_{cs} := 4.60 \cdot 10^{-4}$

Relaksasjonstap: $\Delta\sigma_{pr} := 67.95 \text{ MPa}$

Kryptall: $\varphi_{t,t0} := 3.43$

Betongspenning ved spennkabel: $\sigma_{c,QP,x} := \frac{(2.2 + 1.4) \text{ MPa}}{2} = 1.8 \text{ MPa}$

Total tidsavhengig spenningsreduksjon i spennarmeringen:

$$\Delta\sigma_{p,c,s,r,x} := \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi_{t,t0} \cdot \sigma_{c,QP,x}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi_{t,t0})} = 176.63 \text{ MPa} \quad \text{EC2-1-1 (5.46)}$$

Tidsavhengig tap som skyldes kryp, svinn og relaksasjon: $\Delta P_{c,s,r,x} := A_p \cdot \Delta\sigma_{p,c,s,r,x} = 26.49 \text{ kN}$ EC2-1-1 (5.46)

Tap i prosent: $\frac{\Delta P_{c,s,r,x}}{P_{max}} \cdot 100 = 11.88 \%$

1.3 INITIELL FORSPENNINGSKRAFT

Korttidstap: $P_{kort,x} := \Delta P_{\mu,las,x} + \Delta P_{el,x} = 21.03 \text{ kN}$

Initiell spennkraft: $P_{0,kort,x} := P_{max} - P_{kort,x} = 201.97 \text{ kN}$

Spenning i spennkabel umiddelbart etter oppspenning: $\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}) = (1.395 \cdot 10^3) \text{ MPa}$ EC2-1-1, 5.10.3 (2)

Initiell forspenningskraft: $P_{m0} := A_p \cdot \sigma_{pm0} = 209.25 \text{ kN}$ EC2-1-1 (5.43)

if $P_{0,kort,x} < P_{m0}$ = "OK"
 || "OK"
 else
 || "NOT OK"

1.4 ENDELIG SPENNKRAFT I X-RETNING INKLUDERT TAP

Spennkraft etter alle tap, SLS: $P_{0.x.SLS} := P_{max} - \Delta P_{\mu.las.x} - \Delta P_{el.x} - \Delta P_{c.s.r.x} = 175.47 \text{ kN}$

Spennkraft etter alle tap, ULS: $P_{0.x.ULS} := P_{max} - \Delta P_{\mu.las.x} - \Delta P_{el.x} - \Delta P_{c.s.r.x} + 15 \text{ kN} = 190.47 \text{ kN}$

2. TAP AV SPENNKRAFT I Y-RETNING

2.1 UMIDDELBARE TAP

2.1.1 LÅSETAP OG FRIKSJONSTAP

Iterasjon for å finne L_0

Vinkelendring ved passivt anker for lange kabler: $\theta_y := 0.459$ Vedlegg C

Lengde lange kabler: $L_{.y} := 15590 \text{ mm}$

Vinkelendring ved passivt anker for korte kabler: $\theta_{kort.y} := 0.429$ Vedlegg C

Lengde korte kabler: $L_{kort.y} := 13580 \text{ mm}$

Vinkelendring ved L_0 : $\theta_{L0.y} := 0.429$ Vedlegg C

Lengde av kabelen påvirket av låsetap: $L_{0.y} := 13865 \text{ mm}$

Glidning:
$$\Delta_{set.y} := \frac{P_{max} \cdot \mu \cdot (\theta_{L0.y} + k \cdot L_{0.y}) \cdot L_{0.y}}{E_p \cdot A_p} = 6 \text{ mm}$$
 Lign. (11.5)

Tap pga. låse- og friksjonstap:

Spennkraft ved L_0 : $P_{L0.y} := P_{max} \cdot (1 - \mu \cdot (\theta_{L0.y} + k \cdot L_{0.y})) = 210.34 \text{ kN}$ Lign. (11.1)

Tap på grunn av friksjon: $\Delta P_{\mu.y} := P_{max} - P_{L0.y} = 12.66 \text{ kN}$ Lign. (11.4)

Låsetap: $\Delta P_{las.y} := 2 \cdot \Delta P_{\mu.y} = 25.32 \text{ kN}$ Lign. (11.6)

Spennkraft ved aktivt anker: $P_{las,y} := P_{max} - \Delta P_{las,y} = 197.68 \text{ kN}$

Spennkraft ved L: $P_{L,y} := P_{max} \cdot (1 - \mu \cdot (\theta_y + k \cdot L_y)) = 209.29 \text{ kN}$ Lign. (11.1)

Spennkraft etter låse- og friksjonstap, lange kabler: $P_{\mu,las,y} := \frac{P_{las,y} + P_{L0,y} + P_{L,y}}{3} = 205.77 \text{ kN}$

Spennkraft ved passivt anker, korte kabler: $P_{kort,y} := P_{max} \cdot (1 - \mu \cdot (\theta_{kort,y} + k \cdot L_{kort,y})) = 210.4 \text{ kN}$

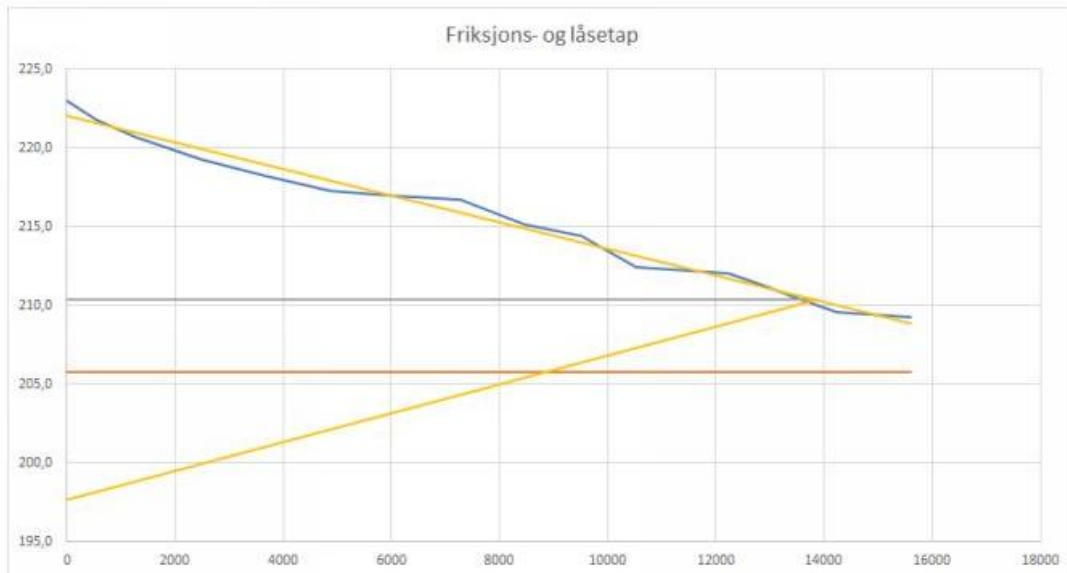
Lign. (11.1)

Spennkraft etter låse- og friksjonstap, korte kabler: $P_{\mu,las,kort,y} := \frac{P_{las,y} + P_{L0,y} + P_{kort,y}}{3} = 206.14 \text{ kN}$

Svært liten forskjell. Velger å bruke samme tap for alle kabler.

Totalt låse- og friksjonstap: $\Delta P_{\mu,las,y} := P_{max} - P_{\mu,las,y} = 17.23 \text{ kN}$

Tap i prosent: $\frac{\Delta P_{\mu,las,y}}{P_{max}} \cdot 100 = 7.73 \%$



2.1.2 TAP SOM SKYLDES UMIDDELBAR DEFORMASJON AV BETONGEN

Middelverdi av eksentrisitet langs kabel: $e_{middel,y} := 47 \text{ mm}$

Vedlegg C

Transformert betongtverrsnitt: $A_{t,y} := A_c + (\eta - 1) \cdot A_{p,y} = (2.51 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$ Lign. (11.10)

Avstand mellom betongtverrsnittets tyngepunktsakse og det armerte tverrsnittets tyngepunktsakse : $y_{t,y} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p,y} \cdot e_{middel,y}}{A_{t,y}} = 0.26 \text{ mm}$ Lign. (11.11)

Det armerte tverrsnittets arealtrehetsmoment om tverrsnittets tyngepunktsakse:

$$I_{t,y} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{t,y}^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p,y} \cdot (e_{middel,y} - y_{t,y})^2 = (1.31 \cdot 10^9) \text{ mm}^4 \quad \text{Lign. (11.12)}$$

Avstand fra tyngepunkt betong til armering: $y_y := e_{middel,y} = 47 \text{ mm}$ Vedlegg C

Oppspenningskraft per meter: $P_{max,y} := \frac{223 \text{ kN}}{l_x} \cdot m = 368.6 \text{ kN}$

Friksjons- og låsetap per meter: $\Delta P_{\mu,las,y,n} := \frac{17.23 \text{ kN}}{l_x} \cdot m = 28.48 \text{ kN}$

Spennkraft per meter fratrukket friksjons- og låsetap: $P_{0y} := P_{max,y} - \Delta P_{\mu,las,y,n} = 340.12 \text{ kN}$

Spenningsreduksjon pga. deformasjon i betongen. Negativ verdi ved trykk: $\Delta \sigma_{c,y} := -\frac{P_{0y}}{A_{t,y}} - \frac{P_{0y} \cdot (e_{middel,y} - y_{t,y}) \cdot (y_y - y_{t,y})}{I_{t,y}} = -1.92 \text{ MPa}$ Lign. (11.9)

Midlere tap i hver spennkabel: $\Delta P_{el,y} := A_p \cdot E_p \cdot \left(\frac{j \cdot |\Delta \sigma_{c,y}|}{E_{cm,t}} \right) = 0.96 \text{ kN}$ EC2-1-1 (5.44)

Tap i prosent: $\frac{\Delta P_{el,y}}{P_{max}} \cdot 100 = 0.43 \%$

2.2 TIDSAVHENGIGE TAP

2.2.1 KRYP

Antatt relativ luftfuktighet for kontorbygget: $RH := 35\%$

Omkrets av konstruksjonsdel utsatt for uttørkning i kontakt med atmosfæren: $u := 2 \cdot 1000 \text{ mm} = (2 \cdot 10^3) \text{ mm}$

Effektiv tverrsnittstykkelse av konstruksjonsdel:	$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 250 \text{ mm}$	EC2-1-1 (B.6)
Betongens alder i døgn på det betraktele tidspunktet (= 50 år):	$t_{50} := 18250$	
Betongens alder i døgn ved belastning:	$t_0 := 3$	THiLT Engineering AS
Faktorer som tar hensyn til betongfasthetens betydning:	$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.87$	EC2-1-1 (B.8c)
	$\alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.96$	EC2-1-1 (B.8c)
	$\alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.9$	EC2-1-1 (B.8c)
Faktor som tar hensyn til virkningen av relativ fuktighet på det normerte kryptallet:	$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100} \right) \cdot \sqrt[3]{mm}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.82$	EC2-1-1 (B.3b)
Faktor som tar hensyn til virkningen av betongfastheten på det normerte kryptallet:	$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} = 2.56$	EC2-1-1 (B.4)
Faktor som tar hensyn til virkningen på det normerte kryptallet av betongens alder ved pålastning:	$\beta_{t_0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.74$	EC2-1-1 (B.5)
Normert kryptall:	$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 3.46$	EC2-1-1 (B.2)
Faktor som avhenger av relativ fuktighet og konstruksjonsdelens effektive tverrsnittstykkelse:		
	$\beta_H := \min \left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{mm} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) = 600.55$	EC2-1-1 (B.8b)
Faktor som beskriver kryptutviklingen i forhold til tid etter belastning:	$\beta_{c,t,t_0} := \left(\frac{t_{50} - t_0}{\beta_H + t_{50} - t_0} \right)^{0.3} = 0.99$	EC2-1-1 (B.7)

Kryptall: $\varphi(t, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_{c,t,t_0} = 3.43$ EC2-1-1 (B.1)

2.2.2 SVINN

Koeffisient som avhenger av den effektive tverrsnittstykkelsen: $k_h := 0.8$ EC2-1-1, tab. 3.3

$f_{cmo} := 10 \text{ MPa}$ EC2-1-1, B.2(1)

Koeffisienter som avhenger av sementtype. Antar sementklasse N: $\alpha_{ds1} := 4$ EC2-1-1, B.2(1)

$\alpha_{ds2} := 0.12$

Antatt relativ luftfuktighet i omgivelsene: $RH := 35\%$

$RH_0 := 100\%$ EC2-1-1, B.2(1)

$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right) = 1.48$ EC2-1-1 (B.12)

Nominell verdi for svinntøyning ved uttørkning:

$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}\right) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right)} \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 4.97 \cdot 10^{-4}$ EC2-1-1 (B.11)

$\beta_{ds,t,ts} := 1 \quad (t \rightarrow \infty)$ EC2-1-1 (3.10)

Uttørkningssvinn: $\varepsilon_{cd,t} := \beta_{ds,t,ts} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 3.97 \cdot 10^{-4}$ EC2-1-1 (3.9)

$\beta_{as,t} := 1 \quad (t \rightarrow \infty)$ EC2-1-1 (3.13)

$\varepsilon_{ca,\infty} := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10\right) \cdot 10^{-6} = 6.25 \cdot 10^{-5}$ EC2-1-1 (3.12)

Autogent svinn: $\varepsilon_{ca,t} := \beta_{as,t} \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = 6.25 \cdot 10^{-5}$ EC2-1-1 (3.11)

Total svinntøyning: $\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd,t} + \varepsilon_{ca,t} = 4.6 \cdot 10^{-4}$ EC2-1-1 (3.8)

2.2.3 RELAKSASJON AV SPENNSTÅL

Relaksasjonstap 1000 timer etter oppspenning. Relaksasjonsklasse 2: $\rho_{1000} := 2.5\%$ ETA-10/0107

Spenning i spennkabel umiddelbart etter oppspenning: $\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k})$ EC2-1-1, 5.10.3(2)

Absolutt verdi av initiell forspenning for etteroppspenning: $\sigma_{pi} := \sigma_{pm0} = (1.4 \cdot 10^3) \text{ MPa}$ EC2-1-1, 3.3.2(7)

$$\mu_{r2} := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.75 \quad \text{EC2-1-1, 3.3.2(7)}$$

Tiden etter oppspenning (i timer): $t_{57} := 500000$ EC2-1-1, 3.3.2(8)

Absolutt verdi av relaksasjonstapet i forspenningen:

$$\Delta\sigma_{pr.lang} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu_{r2}} \cdot \left(\frac{t_{57}}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_{r2})} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 67.95 \text{ MPa} \quad \text{EC2-1-1 (3.29)}$$

2.2.4 SPENNING I BETONG VED SPENNKABLER

Største spennlengde: $L_{y,max} := 11092 \text{ mm}$

Spenning ved støtte:

Eksentrisitet ved støtte: $e_{s,y} := 55 \text{ mm}$ Vedlegg C

Avstand mellom betongtverrsnittets tyngdepunktsakse og det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse: $y_{t.s,y} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p,y} \cdot e_{s,y}}{A_{t,y}} = 0.31 \text{ mm}$ Lign. (11.11)

Det armerte tverrsnittets arealregningsmoment om tverrsnittets tyngdepunktsakse:

$$I_{t.s,y} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{t.s,y}^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p,y} \cdot (e_{s,y} - y_{t.s,y})^2 = (1.31 \cdot 10^9) \text{ mm}^4 \quad \text{Lign. (11.12)}$$

Avstand fra tyngdepunkt betong til armering: $y_{s,y} := e_{s,y} = 55 \text{ mm}$

Moment ved støtte: $M_{g,s} := \frac{g \cdot L_{y,max}^2}{12} = 83.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Moment som virker i det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse: $M_{t.s,y} := -P_{0y} \cdot (e_{s,y} - y_{t.s,y}) + M_{g,s} = 64.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Figur 11.3

Betongspenning ved kabler for permanente påkjenninger. Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c,QP,s} := -\frac{P_{0y}}{A_{t,y}} - \frac{M_{t,s,y} \cdot (y_{s,y} - y_{t,s,y})}{I_{t,s,y}} = -4.07 \text{ MPa}$$

Lign. (11.9)

Spenning i største felt:

Eksentrisitet i felt:

$$e_{m,y} := 85 \text{ mm}$$

Vedlegg C

Avstand mellom betongtverrsnittets tyngdepunktsakse og det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse:

$$y_{t,m,y} := \frac{(\eta - 1) \cdot A_{p,y} \cdot e_{m,y}}{A_{t,y}} = 0.48 \text{ mm}$$

Lign. (11.11)

Det armerte tverrsnittets arealtrehetsmoment om tverrsnittets tyngdepunktsakse:

$$I_{t,m,y} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{t,m,y}^2 + (\eta - 1) \cdot A_{p,y} \cdot (e_{m,y} - y_{t,m,y})^2 = (1.31 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Lign. (11.12)

Avstand fra tyngdepunkt betong til armering:

$$y_{m,y} := e_{m,y} = 85 \text{ mm}$$

Moment i felt:

$$M_{g,m,y} := \frac{g \cdot L_{y,max}^2}{24} = 41.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment som virker i det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse:

$$M_{t,m,y} := -P_{0y} \cdot (e_{m,y} - y_{t,m,y}) + M_{g,m,y} = 13.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Figur 11.3

Betongspenning ved kabler for permanente påkjenninger. Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c,QP,m,y} := -\frac{P_{0y}}{A_{t,y}} - \frac{M_{t,m,y} \cdot (y_{m,y} - y_{t,m,y})}{I_{t,m,y}} = -2.19 \text{ MPa}$$

Lign. (11.9)

2.2.5 FORENKLET METODE

Spennarmeringens eksentrisitet, middelverdi:

$$z_{cp} := 47 \text{ mm}$$

Svinntøyning:

$$\varepsilon_{cs} := 4.60 \cdot 10^{-4}$$

Relaksasjonstap:

$$\Delta\sigma_{pr} := 67.95 \text{ MPa}$$

Kryptall:

$$\varphi_{t,t0} := 3.43$$

Betongspenning ved spennkabel:

$$\sigma_{c,QP,y} := \frac{(4.07 + 2.19) \text{ MPa}}{2} = 3.13 \text{ MPa}$$

Total tidsavhengig spenningsreduksjon i spennarmeringen:

$$\Delta\sigma_{p.c.s.r.y} := \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi_{t,t0} \cdot \sigma_{c.QP.y}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right)} \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi_{t,t0}) = 201.93 \text{ MPa} \quad \text{EC2-1-1 (5.46)}$$

Tidsavhengig tap som skyldes kryp, svinn og relaksasjon:

$$\Delta P_{c.s.r.y} := A_p \cdot \Delta\sigma_{p.c.s.r.y} = 30.29 \text{ kN} \quad \text{EC2-1-1 (5.46)}$$

Tap i prosent:

$$\frac{\Delta P_{c.s.r.y}}{P_{max}} \cdot 100 = 13.58 \%$$

2.3 INITIELL FORSPENNINGSKRAFT

Oppspenningskraft:

$$P_{max} := 223 \text{ kN}$$

Korttidstap:

$$P_{kort.y} := \Delta P_{\mu.las.y} + \Delta P_{el.y} = 18.19 \text{ kN}$$

Initiell spennkraft:

$$P_{0.kort.y} := P_{max} - P_{kort.y} = 204.81 \text{ kN}$$

Spennning i spennkabel umiddelbart etter oppspenning:

$$\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}) = (1.4 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

EC2-1-1, 5.10.3 (2)

Initiell forspenningskraft:

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

EC2-1-1, 5.10.3 (2)

$$\begin{array}{l} \text{if } P_{0.kort.y} < P_{m0} \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "NOT OK" } \end{array} = \text{ "OK" }$$

1.4 ENDELIG SPENNKRAFT I Y-RETNING INKLUDERT TAP

Spennkraft etter alle tap, SLS:

$$P_{0.y.SLS} := P_{max} - \Delta P_{\mu.las.y} - \Delta P_{el.y} - \Delta P_{c.s.r.y} = 174.52 \text{ kN}$$

Spennkraft etter alle tap, ULS:

$$P_{0.y.ULS} := P_{max} - \Delta P_{\mu.las.y} - \Delta P_{el.y} - \Delta P_{c.s.r.y} + 15 \text{ kN} = 189.52 \text{ kN}$$

Vedlegg E: Kapasitetsberegninger

Vedlegg E1: Bruddgrensetilstand

INPUT-VERDIER

Dekketykkelse:	$h := 250 \text{ mm}$	
Effektiv høyde av tverrsnitt i felt, x-retning:	$d_{f,x} := h - 40 \text{ mm} = 210 \text{ mm}$	
Effektiv høyde av tverrsnitt ved søyle, x-retning:	$d_{s,x} := 160 \text{ mm}$	
Effektiv høyde av tverrsnitt i felt, y-retning:	$d_{f,y} := h - 40 \text{ mm} = 210 \text{ mm}$	
Effektiv høyde av tverrsnitt ved søyle, y-retning:	$d_{s,y} := 180 \text{ mm}$	
Nominell overdekning:	$c_{nom} := 35 \text{ mm}$	
Diametere slakkarmering:	$\phi_{20} := 20 \text{ mm}$	
	$\phi_{16} := 16 \text{ mm}$	
Effektiv høyde, slakkarmering $\phi=20$ mm:	$d_{slakk.20} := h - c_{nom} - \frac{\phi_{20}}{2} = 205 \text{ mm}$	
Effektiv høyde, slakkarmering $\phi=16$ mm:	$d_{slakk.16} := h - c_{nom} - \frac{\phi_{16}}{2} = 207 \text{ mm}$	
Tverrsnittsareal spennkabel:	$A_p := 150 \text{ mm}^2$	
Materialfaktor betong:	$\gamma_c := 1.5$	EC2-1-1, tab. 2.1N
Materialfaktor armeringsstål:	$\gamma_s := 1.15$	EC2-1-1, tab. 2.1N
Karakteristisk trykkfasthet betong:	$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$	EC2-1-1, tab. 3.1
Dimensjonerende trykkfasthet betong:	$f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 19.83 \text{ MPa}$	EC2-1-1, 3.1.6 (1)
Dimensjonerende rest-strekkfasthet fiberarm. betong:	$f_{ftd.res2.5} := 0.86 \text{ MPa}$	THiLT Engineering AS
Karakteristisk fasthet B500C-stål:	$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$	
Dimensjonerende flytegrense slakkarmering:	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$	

LASTER

Egenvekt fiberarmert spennbetong: $\rho_{betong} := 25 \frac{kN}{m^3}$

Karakteristisk egenlast av dekket: $g_{k1} := \rho_{betong} \cdot h = 6.25 \frac{kN}{m^2}$

Karakteristisk egenlast påstøp: $g_{k2} := 1 \frac{kN}{m^2}$

Karakteristisk nyttelast kontorbygg: $p_k := 3 \frac{kN}{m^2}$

Lastfaktor permanente laster: $\gamma_g := 1.2$

Lastfaktor variable laster: $\gamma_p := 1.5$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden: $q_{Ed,ULS} := (g_{k1} + g_{k2}) \cdot \gamma_g + p_k \cdot \gamma_p = 13.2 \frac{kN}{m^2}$

1. MOMENTBEREGNINGER

1.1 MOMENT I X-RETNING

1.1.1 DIMENSJONERENDE MOMENTER

Største moment i felt, snitt 1-1: $M_{Ed,ULS,f.x} := 582.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Største moment ved søyle, snitt 2-2: $M_{Ed,ULS,s.x} := 731.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

1.1.2 MOMENTKAPASITETER

Spennkraft etter tap inkl. spenningsøkning: $P_x := 190.5 \text{ kN}$

Vedlegg D

Antall spennkabler: $n_x := 12$

Totalt tverrsnittsareal spennarmering: $A_{p.x,tot} := A_p \cdot n_x = (1.8 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

Total spennkraft etter tap inkl. spenningsøkning:

$$S_{p,x} := P_x \cdot n_x = (2.29 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Kapasitetsberegning i felt, snitt 1-1:

Totalt tverrsnittsareal slakkarmering:

$$A_{s,f,x} := 3 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{16}}{2} \right)^2 = 603.19 \text{ mm}^2$$

Effektiv tverrsnittsbredde:

$$b_{f,x} := 4.95 \text{ m} + 4.65 \text{ m} = 9.6 \text{ m}$$

Trykkehøyde:

$$x_{f,x} := \frac{f_{ftd.res2.5} \cdot h \cdot b_{f,x} + S_{p,x} + A_{s,f,x} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot b_{f,x} + f_{ftd.res2.5} \cdot b_{f,x}} = 28.72 \text{ mm}$$

Lign. (13.4)

Strekraft fra fiberarmering:

$$S_{f,f,x} := (h - x_{f,x}) \cdot b_{f,x} \cdot f_{ftd.res2.5} = (1.83 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Figur 13.1

Momentkapasitet:

$$M_{Rd,f,x} := S_{f,f,x} \cdot (0.5 h + 0.1 x_{f,x}) + S_{p,x} \cdot (d_{f,x} - 0.4 x_{f,x}) + A_{s,f,x} \cdot f_{yd} \cdot (d_{slakk.16} - 0.4 x_{f,x}) = 738.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lign. (13.3)

Momentkapasitet, fiberbidrag:

$$M_{Rd,f,x,fiber} := S_{f,f,x} \cdot (0.5 h + 0.1 x_{f,x}) = 233.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kapasitetsbidrag fra fiber:

$$\frac{M_{Rd,f,x,fiber}}{M_{Rd,f,x}} \cdot 100 = 31.62 \%$$

Kapasitetsberegning ved søyle, snitt 2-2:

Totalt tverrsnittsareal slakkarmering:

$$A_{s,s,x} := 8 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{20}}{2} \right)^2 = (2.51 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Effektiv tverrsnittsbredde:

$$b_{s,x} := 4.43 \text{ m} + 5.52 \text{ m} = 9.95 \text{ m}$$

Trykkehøyde:

$$x_{s,x} := \frac{f_{ftd.res2.5} \cdot h \cdot b_{s,x} + S_{p,x} + A_{s,s,x} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot b_{s,x} + f_{ftd.res2.5} \cdot b_{s,x}} = 33.15 \text{ mm}$$

Lign. (13.4)

Strekraft fra fiberarmering:

$$S_{f,s,x} := (h - x_{s,x}) \cdot b_{s,x} \cdot f_{ftd.res2.5} = (1.86 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Figur 13.1

Momentkapasitet:

$$M_{Rd.s.x} := S_{f.s.x} \cdot (0.5 h + 0.1 x_{s.x}) + S_{p.x} \cdot (d_{s.x} - 0.4 x_{s.x}) + A_{s.s.x} \cdot f_{yd} \cdot (d_{slakk.20} - 0.4 x_{s.x}) = 783.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lign. (13.3)

Momentkapasitet, fiberbidrag: $M_{Rd.s.x.fiber} := S_{f.s.x} \cdot (0.5 h + 0.1 x_{s.x}) = 238.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kapasitetsbidrag fra fiber: $\frac{M_{Rd.s.x.fiber}}{M_{Rd.s.x}} \cdot 100 = 30.41 \%$

1.1.3 KAPASITETSKONTROLL

Moment i felt:
$$\begin{array}{l} \text{if } M_{Rd.f.x} \geq M_{Ed.ULS.f.x} \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "NOT OK" } \end{array} = \text{"OK"}$$

Kapasitetsutnyttelse i felt:
$$\frac{M_{Ed.ULS.f.x}}{M_{Rd.f.x}} = 0.79$$

Moment ved søyle:
$$\begin{array}{l} \text{if } M_{Rd.s.x} \geq M_{Ed.ULS.s.x} \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "NOT OK" } \end{array} = \text{"OK"}$$

Kapasitetsutnyttelse ved søyle:
$$\frac{M_{Ed.ULS.s.x}}{M_{Rd.s.x}} = 0.93$$

1.2 MOMENT I Y-RETNING:

1.2.1 DIMENSJONERENDE MOMENTER

Største moment i felt, snitt 3-3: $M_{Ed.ULS.f.y} := 950.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Største moment ved søyle, snitt 4-4: $M_{Ed.ULS.s.y} := 1030.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$

1.2.2 MOMENTKAPASITETER

Spennkraft etter tap inkl. spenningsøkning: $P_y := 189.5 \text{ kN}$ Vedlegg D

Antall spennkabler: $n_y := 18$

Totalt tverrsnittsareal spennarmering: $A_{p,y,tot} := A_p \cdot n_y = (2.7 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

Total spennkraft etter tap inkl. spenningsøkning: $S_{p,y} := P_y \cdot n_y = (3.41 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Kapasitetsberegning i felt, snitt 3-3:

Totalt tverrsnittsareal slakkarmering: $A_{s,f,y} := 11 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{20}}{2}\right)^2 = (3.46 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

Effektiv tverrsnittsbredde: $b_{f,y} := 8.42 \text{ m}$

Trykkhøyde: $x_{f,y} := \frac{f_{ftd,res2.5} \cdot h \cdot b_{f,y} + S_{p,y} + A_{s,f,y} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot b_{f,y} + f_{ftd,res2.5} \cdot b_{f,y}} = 47.74 \text{ mm}$

Lign. (13.4)

Strekraft fra fiberarmering: $S_{f,f,y} := (h - x_{f,y}) \cdot b_{f,y} \cdot f_{ftd,res2.5} = (1.46 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Figur 13.1

Momentkapasitet:

$$M_{Rd,f,y} := S_{f,f,y} \cdot (0.5 h + 0.1 x_{f,y}) + S_{p,y} \cdot (d_{f,y} - 0.4 x_{f,y}) + A_{s,f,y} \cdot f_{yd} \cdot (d_{slakk,20} - 0.4 x_{f,y})$$

$$M_{Rd,f,y} = 1120.56 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Lign. (13.3)}$$

Momentkapasitet, fiberbidrag: $M_{Rd,f,y,fiber} := S_{f,f,y} \cdot (0.5 h + 0.1 x_{f,y}) = 190.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kapasitetsbidrag fra fiber: $\frac{M_{Rd,f,y,fiber}}{M_{Rd,f,y}} \cdot 100 = 16.96 \%$

Kapasitetsberegning ved søvle, snitt 4-4:

Totalt tverrsnittsareal slakkarmering: $A_{s,s,y} := 14 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{20}}{2}\right)^2 = (4.4 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$

Effektiv tverrsnittsbredde: $b_{s,y} := 8.42 \text{ m}$

Trykkehøyde:
$$x_{s,y} := \frac{f_{ftd.res2.5} \cdot h \cdot b_{s,y} + S_{p,y} + A_{s,s,y} \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot b_{s,y} + f_{ftd.res2.5} \cdot b_{s,y}} = 50.65 \text{ mm}$$
 Lign. (13.4)

Strekraft fra fiberarmering: $S_{f,s,y} := (h - x_{s,y}) \cdot b_{s,y} \cdot f_{ftd.res2.5} = (1.44 \cdot 10^3) \text{ kN}$
 Figur 13.1

Momentkapasitet:

$$M_{Rd,s,y} := S_{f,s,y} \cdot (0.5 h + 0.1 x_{s,y}) + S_{p,y} \cdot (d_{s,y} - 0.4 x_{s,y}) + A_{s,s,y} \cdot f_{yd} \cdot (d_{slakk.20} - 0.4 x_{s,y})$$

$M_{Rd,s,y} = 1085.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$ Lign. (13.3)

Momentkapasitet, fiberbidrag: $M_{Rd,s,y,fiber} := S_{f,s,y} \cdot (0.5 h + 0.1 x_{s,y}) = 187.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Kapasitetsbidrag fra fiber: $\frac{M_{Rd,s,y,fiber}}{M_{Rd,s,y}} \cdot 100 = 17.29 \%$

1.2.3 KAPASITETSKONTROLL

Moment i felt:
$$\left. \begin{array}{l} \text{if } M_{Rd,f,y} \geq M_{Ed,ULS,f,y} \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "NOT OK" } \end{array} \right| = \text{"OK"}$$

Kapasitetsutnyttelse i felt: $\frac{M_{Ed,ULS,f,y}}{M_{Rd,f,y}} = 0.85$

Moment ved søyle:
$$\left. \begin{array}{l} \text{if } M_{Rd,s,y} \geq M_{Ed,ULS,s,y} \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "NOT OK" } \end{array} \right| = \text{"OK"}$$

Kapasitetsutnyttelse ved søyle: $\frac{M_{Ed,ULS,s,y}}{M_{Rd,s,y}} = 0.95$

2. SKJÆRKRAFTBEREGNINGER SØYLE, SNITT 2-2 OG 4-4

Diameter av søyler:	$D := 400 \text{ mm}$	
Effektiv tverrsnittsbredde for søyle i x-retning:	$b_{c.s.x} := b_{s.x} = 9.95 \text{ m}$	
Effektiv tverrsnittsbredde for søyle i y-retning:	$b_{c.s.y} := b_{s.y} = 8.42 \text{ m}$	
Effektivt tverrsnittsareal x-retning:	$A_{c.x} := b_{c.s.x} \cdot h = (2.49 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$	
Effektivt tverrsnittsareal y-retning:	$A_{c.y} := b_{c.s.y} \cdot h = (2.11 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$	
Effektiv tykkelse av plate ved søyle:	$d_{eff} := \frac{d_{s.x} + d_{s.y}}{2} = 170 \text{ mm}$	EC2-1-1, 6.4.2 (1)

2.1 DIMENSJONERENDE SKJÆRKREFTER

Skjærareal for søyle:	$A_{w.s} := 8.42 \text{ m} \cdot (5.55 \text{ m} + 3.76 \text{ m}) = 78.39 \text{ m}^2$	
Konstant:	$A_0 := 15 \text{ m}^2$	EC1-1-1, NA.6.3.1.2 (10)
Faktor for nyttelast, kat. B:	$\psi_0 := 0.7$	NS-EN 1990, tab. NA.A1.1
Arealreduksjonsfaktor for reduksjon av jevnt fordelt nyttelast:	$\alpha_A := \frac{5}{7} \cdot \psi_0 + \frac{A_0}{A_{w.s}} = 0.69$	EC1-1-1, NA.6.3.1.2 (10)
Last med reduksjon for nyttelast:	$q_{Ed,ULS} := (g_{k1} + g_{k2}) \cdot \gamma_g + p_k \cdot \gamma_p \cdot \alpha_A = 11.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	
Dimensjonerende skjærkraft ved søyle:	$V_{Ed} := q_{Ed,ULS} \cdot A_{w.s} = 925.87 \text{ kN}$	Lign. (13.6)

2.2 DIMENSJONERENDE SKJÆRSPENNINGER

2.2.1 VED KONTROLLSNITT 2D FRA SØYLEKANT

Korreksjonsfaktor for innvendig søyle, anbefalt verdi:	$\beta := 1.15$	EC2-1-1, figur 6.21N
--	-----------------	----------------------

Kritisk kontrollsnitts omkrets: $u_1 := \pi \cdot (D + 4 d_{eff}) = (3.39 \cdot 10^3) \text{ mm}$ EC2-1-1, 6.4.2 (1)

Største skjærspenning ved kritisk kontrollsnitt: $v_{Ed.u1} := \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d_{eff}} = 1.85 \text{ MPa}$ EC2-1-1, 6.4.3 (3)

2.2.2 VED KONTROLLSNITT SØYLEKANT

Søylekantens omkrets: $u_0 := \pi \cdot D = (1.26 \cdot 10^3) \text{ mm}$

Største skjærspenning langs søylekant: $v_{Ed.u0} := \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d_{eff}} = 4.98 \text{ MPa}$ EC2-1-1, 6.4.3 (3)

2.3 SKJÆRKRAFTKAPASITET

2.3.1 SKJÆRSPENNINGSKAPASITET FOR FLATDEKKE MED KONSENTRERTE LASTER UTEN SKJÆRARMERING

Faktor: $C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$ EC2-1-1, NA.6.4.4 (1)

Faktor: $k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{eff}}}, 2.0 \right) = 2$ EC2-1-1, 6.4.4 (1)

Anbefalt platebredde: $b_{pl} := D + 2 \cdot 3 d_{eff} = (1.42 \cdot 10^3) \text{ mm}$ EC2-1-1, 6.4.4 (1)

Armeringsforhold for strekkarmering med heft (slakkarmering), x-retning: $\rho_{lx} := \frac{A_{s.s.x}}{b_{pl} \cdot d_{eff}} = 0.01$ EC2-1-1, 6.4.4 (1)

Armeringsforhold for strekkarmering med heft (slakkarmering), y-retning: $\rho_{ly} := \frac{A_{s.s.y}}{b_{pl} \cdot d_{eff}} = 0.02$ EC2-1-1, 6.4.4 (1)

Armeringsforhold for strekkarmering med heft: $\rho_l := \min \left(\sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}}, 0.02 \right) = 0.01$ EC2-1-1, 6.4.4 (1)

Faktor for trykk: $k_1 := 0.1$ EC2-1-1, NA.6.4.1 (1)

Minste skjærkraftkapasitet knyttet til hovedstrekkbrudd: $v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 0.59 \text{ MPa}$ EC2-1-1 (NA.6.3N)

Normalspenning i betongen i kritisk snitt i x-retning: $\sigma_{c,x} := \frac{S_{p,x}}{A_{c,x}} = 0.92 \text{ MPa}$ EC2-1-1, 6.4.4 (1)

Normalspenning i betongen i kritisk snitt i y-retning: $\sigma_{c,y} := \frac{S_{p,y}}{A_{c,y}} = 1.62 \text{ MPa}$ EC2-1-1, 6.4.4 (1)

Normalspenning i betongen i kritisk snitt: $\sigma_{cp} := \frac{\sigma_{c,x} + \sigma_{c,y}}{2} = 1.27 \text{ MPa}$ EC2-1-1, 6.4.4 (1)

Skjærspenningskapasitet ved konsentrerte laster uten skjærarmoring:

$$v_{Rd,ct} := \max \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} + k_1 \cdot \sigma_{cp}, v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) = 1 \text{ MPa}$$

EC2-1-1, 6.4.4 (1)

Tilleggsbidrag fra fiberarmoring: $v_{Rd,cf} := 0.6 \cdot f_{ftd, res2.5} = 0.52 \text{ MPa}$ Lign. (13.14)

Total skjærspenningskapasitet: $v_{Rd,c} := v_{Rd,ct} + v_{Rd,cf} = 1.52 \text{ MPa}$ Lign. (13.12)

Kapasitetsbidrag fra fiber: $\frac{v_{Rd,cf}}{v_{Rd,c}} \cdot 100 = 34.03 \%$

2.3.2 MAKSIMAL SKJÆRSPENNINGSKAPASITET MED KONSENTRERTE LASTER

Fasthetsreduksjonsfaktor for betong opprisset grunnet skjærkraft: $\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.52$ EC2-1-1, 6.2.2 (6)

Skjærspenningskapasitet ved kant av søyle, anbefalt verdi: $v_{Rd,max} := 0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 5.12 \text{ MPa}$ EC2-1-1, 6.4.5 (3)

2.3.3 KAPASITETSKONTROLL

Skjær ved kritisk kontrollsnitt u1: $\text{if } v_{Rd,max} \geq v_{Ed,u1} \mid = \text{“OK”}$ EC2-1-1, 6.4.3 (2a)
 $\parallel \text{“OK”}$
 else
 $\parallel \text{“NOT OK”}$

Kapasitetsutnyttelse ved kritisk kontrollsnitt u1: $\frac{v_{Ed,u1}}{v_{Rd,max}} = 0.36$

Skjær ved søylekant u_0 :
$$\left. \begin{array}{l} \text{if } v_{Rd,max} \geq v_{Ed,u0} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"NOT OK"} \end{array} \right| = \text{"OK"} \quad \text{EC2-1-1, 6.4.3 (2a)}$$

Kapasitetsutnyttelse ved søylekant u_0 :
$$\frac{v_{Ed,u0}}{v_{Rd,max}} = 0.97$$

Kontroll om skjærarmering er nødvendig:
$$\left. \begin{array}{l} \text{if } v_{Ed,u1} \geq v_{Rd,c} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"YES"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"NO"} \end{array} \right| = \text{"YES"} \quad \text{EC2-1-1, 6.4.3 (2b)}$$

Kapasitetsutnyttelse ved kritisk kontrollsnitt u_1 :
$$\frac{v_{Ed,u1}}{v_{Rd,c}} = 1.22$$

2.3.4 SKJÆRSPENNINGSKAPASITET FOR FLATDEKKE VED KONSENTRERTE LASTER MED SKJÆRARMERING

Maksimal radiell senteravstand mellom skjærarmeringsenheter:
$$s_r := 159 \text{ mm}$$

Antall armeringsbøyer:
$$n := 40$$

Areal av skjærarmering $\phi 12$:
$$A_{sw} := \pi \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot n = (4.52 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Dimensjonerende fasthet skjærarmering:
$$f_{ywd} := f_{yd} = 434.78 \text{ MPa}$$

Effektiv dimensjonerende fasthet av skjærarmeringen ved konsentrerte laster:
$$f_{ywd,ef} := \min \left(250 \text{ MPa} + 0.25 \frac{N}{\text{mm}^3} \cdot d_{eff}, f_{ywd} \right) = 292.5 \text{ MPa}$$

 EC2-1-1, 6.4.5 (1)

Vinkel mellom armering og dekkeplan:
$$\alpha := 90$$

Skjærspenningskapasitet ved konsentrerte laster med skjærarmering:

$$v_{Rd,cs} := 0.75 \cdot v_{Rd,c} + 1.5 \cdot \frac{d_{eff}}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \frac{1}{u_1 \cdot d_{eff}} \cdot \sin(\alpha) = 4.43 \text{ MPa} \quad \text{EC2-1-1, 6.4.5 (1)}$$

Total skjærspenningskapasitet: $v_{Rd.c} := v_{Rd.cs} + v_{Rd.cf} = 4.94 \text{ MPa}$ Lign. (13.12)

Kapasitetsbidrag fra fiber: $\frac{v_{Rd.cf}}{v_{Rd.c}} \cdot 100 = 10.44 \%$

Kontroll av skjærkapasitet med skjærarmoring: $\left. \begin{array}{l} \text{if } v_{Ed.u1} \leq v_{Rd.c} \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "NOT OK" } \end{array} \right| = \text{"OK"}$ EC2-1-1, 6.4.3 (2c)

Kapasitetsutnyttelse ved kritisk kontrollsnitt u_1 : $\frac{v_{Ed.u1}}{v_{Rd.c}} = 0.37$

Vedlegg E2: Bruksgrensetilstand

INPUT-VERDIER:

Dekketykkelse:	$h := 250 \text{ mm}$	
Effektiv høyde i felt, x-retning:	$d_{f,x} := 250 \text{ mm} - 40 \text{ mm} = 210 \text{ mm}$	
Effektiv høyde ved søyle, x-retning:	$d_{s,x} := 160 \text{ mm}$	
Effektiv høyde i felt, y-retning:	$d_{f,y} := 250 \text{ mm} - 40 \text{ mm} = 210 \text{ mm}$	
Effektiv høyde ved søyle, y-retning:	$d_{s,y} := 180 \text{ mm}$	
Nominell overdekning:	$c_{nom} := 35 \text{ mm}$	
Diametere slakkarmering:	$\phi_{20} := 20 \text{ mm}$	
	$\phi_{16} := 16 \text{ mm}$	
Effektiv høyde, slakkarmering $\phi=20$ mm:	$d_{slakk.20} := h - c_{nom} - \frac{\phi_{20}}{2} = 205 \text{ mm}$	
Effektiv høyde, slakkarmering $\phi=16$ mm:	$d_{slakk.16} := h - c_{nom} - \frac{\phi_{16}}{2} = 207 \text{ mm}$	
Tverrsnittsareal spennkabel:	$A_p := 150 \text{ mm}^2$	
Elastisitetsmodul spennarmering:	$E_p := 195000 \text{ MPa}$	ETA-10/0107
Strekkefasthet:	$f_{ctm} := 3.2 \text{ MPa}$	EC2-1-1, tab. 3.1
Middelverdi av betongens trykkfasthet etter 28 døgn:	$f_{cm} := 43 \text{ MPa}$	EC2-1-1, tab. 3.1
Trykkfasthet:	$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$	EC2-1-1, tab. 3.1
Kryptall, egenvekt og forspenning langtid:	$\varphi_3 := 3.43$	Vedlegg D
Elastisitetsmodul for betong:	$E_{cm} := 34000 \text{ MPa}$	EC2-1.1, Tabell 3.1
Tverrsnittsareal betong:	$A_c := 250 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = (2.5 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$	
Karakteristisk resttrekkfasthet:	$f_{ftk.res2.5} := 1.29 \text{ MPa}$	THiLT Engineering AS
Armeringsstålets elastisitetsmodul:	$E_s := 200000 \text{ MPa}$	

1. KRYPTALL, NYTTELAST LANGTID

Antatt relativ luftfuktighet, kontorbygg:

$$RH := 35\%$$

Omkrets av konstruksjonsdel utsatt for uttørkning i kontakt med atmosfæren:

$$u := 2 \cdot 1000 \text{ mm} = (2 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittstykkelse av konstruksjonsdel:

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 250 \text{ mm} \quad \text{EC2-1-1 (B.6)}$$

Betongens alder i døgn på det betraktete tidspunktet (= 50 år):

$$t_{50} := 18250$$

Betongens alder i døgn ved belastning:

$$t_0 := 90$$

Faktorer som tar hensyn til betongfasthetens betydning:

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.87 \quad \text{EC2-1-1 (B.8c)}$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.96 \quad \text{EC2-1-1 (B.8c)}$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.9 \quad \text{EC2-1-1 (B.8c)}$$

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

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100} \right) \cdot \sqrt[3]{\text{mm}}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.82 \quad \text{EC2-1-1 (B.3b)}$$

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

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} = 2.56 \quad \text{EC2-1-1 (B.4)}$$

Faktor som tar hensyn til virkningen på det normerte kryptallet av betongens alder ved pålastning:

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.39 \quad \text{EC2-1-1 (B.5)}$$

Normert kryptall:

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 1.82 \quad \text{EC2-1-1 (B.2)}$$

Faktor som avhenger av relativ fuktighet og konstruksjonsdelens effektive tverrsnittstykkelse:

$$\beta_H := \min \left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{mm} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) = 600.55 \quad \text{EC2-1-1 (B.8b)}$$

Faktor som beskriver kryptutviklingen i forhold til tid etter belastning:

$$\beta_{c,t,t_0} := \left(\frac{t_{50} - t_0}{\beta_H + t_{50} - t_0} \right)^{0.3} = 0.99 \quad \text{EC2-1-1 (B.7)}$$

Kryptall, nyttelast langtid:

$$\varphi_{90}(t, t_0) := \varphi_0 \cdot \beta_{c,t,t_0} = 1.8 \quad \text{EC2-1-1 (B.1)}$$

$$\varphi_{90} := 1.8$$

2. X-RETNING

2.1 BRUKSMOMENTER

2.1.1 MOMENTER I FELT, SNITT 1-1

Moment egenlast:

$$M_{Ed,g.SLS,f,x} := 262.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Hentet fra Focus Konstruksjon

Moment langtidsandel (30%) nyttelast:

$$M_{Ed,ql.SLS,f,x} := 41.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Hentet fra Focus Konstruksjon

Moment korttidsandel nyttelast:

$$M_{Ed,qk.SLS,f,x} := 97.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Hentet fra Focus Konstruksjon

Moment fra forspenning:

$$M_{Ed,P.SLS,f,x} := -130.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Hentet fra Focus Konstruksjon

Totalt moment fra karakteristisk lastkombinasjon:

$$M_{Ed,SLS,f,x,k} := M_{Ed,g.SLS,f,x} + M_{Ed,ql.SLS,f,x} + M_{Ed,P.SLS,f,x} + M_{Ed,qk.SLS,f,x} = 271.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Totalt moment fra tilnærmet permanent lastkombinasjon:

$$M_{Ed,SLS,f,x,tp} := M_{Ed,g.SLS,f,x} + M_{Ed,ql.SLS,f,x} + M_{Ed,P.SLS,f,x} = 174.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment pga. forspenning og egenvekt som virker på tidspunkt for oppspenning:

$$M_{Ed,SLS,gP,f,x} := M_{Ed,g.SLS,f,x} + M_{Ed,P.SLS,f,x} = 132.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2.1.2 MOMENTER VED SØYLE, SNITT 2-2

Moment egenlast: $M_{Ed.g.SLS.s.x} := -448.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$ Hentet fra Focus Konstruksjon

Moment langtidandel (30%) nyttelast: $M_{Ed.ql.SLS.s.x} := -55.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$ Hentet fra Focus Konstruksjon

Moment korttidandel nyttelast: $M_{Ed.qk.SLS.s.x} := -129.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$ Hentet fra Focus Konstruksjon

Moment fra forspenning: $M_{Ed.P.SLS.s.x} := 160.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$ Hentet fra Focus Konstruksjon

Totalt moment fra karakteristisk lastkombinasjon:

$$M_{Ed.SLS.s.x.k} := M_{Ed.g.SLS.s.x} + M_{Ed.ql.SLS.s.x} + M_{Ed.P.SLS.s.x} + M_{Ed.qk.SLS.s.x} = -473.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Totalt moment fra tilnærmet permanent lastkombinasjon:

$$M_{Ed.SLS.s.x.tp} := M_{Ed.g.SLS.s.x} + M_{Ed.ql.SLS.s.x} + M_{Ed.P.SLS.s.x} = -343.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment pga forspenning og egenvekt som virker på tidspunkt for oppspenning:

$$M_{Ed.SLS.gP.s.x} := M_{Ed.g.SLS.s.x} + M_{Ed.P.SLS.s.x} = -287.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2.2 SPENNKRAFT

Spennkraft etter tap : $P_x := 175.5 \text{ kN}$ Vedlegg D

Antall spennkabler: $n_x := 12$

Total spennkraft etter tap: $P_{0.x} := P_x \cdot n_x = 2106 \text{ kN}$

2.3 RISSMOMENT

Tverrsnittsbredde i x-retning, felt: $b_{f.x} := 9584 \text{ mm}$

Tverrsnittsbredde i x-retning, søyle: $b_{s.x} := 9853 \text{ mm}$

Arealregningsmoment betong, felt: $I_{x.f} := \frac{b_{f.x} \cdot h^3}{12} = (1.25 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$

Arealregningsmoment betong, søyle: $I_{x.s} := \frac{b_{s.x} \cdot h^3}{12} = (1.28 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$

Areal av betongverrsnitt, felt: $A_{c,x,f} := b_{f,x} \cdot h = 2396000 \text{ mm}^2$

Areal av betongverrsnitt, søyle: $A_{c,x,s} := b_{s,x} \cdot h = 2463250 \text{ mm}^2$

Avstand N.A betong til overkant og underkant betong: $y := \frac{h}{2} = 125 \text{ mm}$

Avstand fra N.A betong til armering (felt): $y_{a,f,x} := d_{f,x} - \frac{h}{2} = 85 \text{ mm}$

Avstand fra N.A betong til armering (søyle): $y_{a,s,x} := d_{s,x} - \frac{h}{2} = 35 \text{ mm}$

2.3.1 RISSMOMENT I FELT, SNITT 1-1

Rissmoment:

$$M_{riss,x,f} := \frac{P_{0,x}}{A_{c,x,f}} \cdot \frac{I_{x,f}}{y} + |M_{Ed,P,SLS,f,x}| + f_{ctm} \cdot \frac{I_{x,f}}{y} = 537.28 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Lign. (14.1)}$$

Alle lastkombinasjoner er ekskludert forspenningsmomentet ettersom det inkludert i rissmomentet

Totalt moment i felt for **karakteristisk lastkombinasjon**:

$$M_{Ed,gq,SLS,f,x,k} := M_{Ed,g,SLS,f,x} + M_{Ed,ql,SLS,f,x} + M_{Ed,qk,SLS,f,x} = 401.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{riss,x,f} \geq M_{Ed,gq,SLS,f,x,k} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Uopprisset (stadium I)”} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Opprisset (stadium II)”} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{“Uopprisset (stadium I)”}$$

Totalt moment i felt for **tilnærmet permanent lastkombinasjon**:

$$M_{Ed,gq,SLS,f,x,tp} := M_{Ed,g,SLS,f,x} + M_{Ed,ql,SLS,f,x} = 304.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{riss,x,f} \geq M_{Ed,gq,SLS,f,x,tp} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Uopprisset (stadium I)”} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Opprisset (stadium II)”} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{“Uopprisset (stadium I)”}$$

Totalt moment i felt for **lastkombinasjon med kun forspenning og egenvekt**:

$$M_{Ed.g.SLS.f.x} = 262.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{riss.x.f} \geq M_{Ed.g.SLS.f.x} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Uopprisset (stadium I)”} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Opprisset (stadium II)”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{“Uopprisset (stadium I)”}$$

2.3.2 RISSMOMENT VED SØYLE, SNITT 2-2

Rissmoment:

$$M_{riss.x.s} := \frac{P_{0.x}}{A_{c.x.s}} \cdot \frac{I_{x.s}}{y} + M_{Ed.P.SLS.s.x} + f_{ctm} \cdot \frac{I_{x.s}}{y} = 576.78 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Lign. (14.1)}$$

Alle lastkombinasjoner er ekskludert forspenningsmomentet ettersom det er inkludert i rissmomentet

Totalt moment ved søyle for **karakteristisk lastkombinasjon**:

$$M_{Ed.gq.SLS.s.x.k} := |M_{Ed.g.SLS.s.x} + M_{Ed.ql.SLS.s.x} + M_{Ed.qk.SLS.s.x}| = 633.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{riss.x.s} \geq M_{Ed.gq.SLS.s.x.k} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Uopprisset (stadium1)”} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Opprisset (stadium2)”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{“Opprisset (stadium2)”}$$

Totalt moment ved søyle for **tilnærmet permanent lastkombinasjon**:

$$M_{Ed.gq.SLS.s.x.tp} := |M_{Ed.g.SLS.s.x} + M_{Ed.ql.SLS.s.x}| = 504.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{riss.x.s} \geq M_{Ed.gq.SLS.s.x.tp} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Uopprisset (stadium I)”} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Opprisset (stadium II)”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{“Uopprisset (stadium I)”}$$

Totalt moment i felt for **lastkombinasjon med kun forspenning og egenvekt**:

$$|M_{Ed.g.SLS.s.x}| = 448.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{riss.x.f} \geq M_{Ed.g.SLS.s.x} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Uopprisset (stadium I)”} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Opprisset (stadium II)”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{“Uopprisset (stadium I)”}$$

2.4 BETONGSPENNINGER

2.4.1 STADIUM I

2.4.1.1 I FELT, SNITT 1-1

For karakteristisk lastkombinasjon:

Spenninger i underkant:

Betongspenning i underkant felt.
 Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c.uf.x.k} := -\frac{P_{0.x}}{A_{c.x.f}} + \frac{M_{Ed.SLS.f.x.k} \cdot y}{I_{x.f}} = 1.84 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Spenninger i overkant:

Betongspenning i overkant felt.
 Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c.of.x.k} := -\frac{P_{0.x}}{A_{c.x.f}} - \frac{M_{Ed.SLS.f.x.k} \cdot y}{I_{x.f}} = -3.6 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Spenninger ved armering:

Betongspenning i høyde med
 spennarmering. Negativ verdi ved
 trykk:

$$\sigma_{c.af.x.k} := -\frac{P_{0.x}}{A_{c.x.f}} + \frac{M_{Ed.SLS.f.x.k} \cdot y_{af.x}}{I_{x.f}} = 0.97 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Kontroll av tillatt trykkspenning i betongen:

Faktor for spenningsbegrensning: $k_1 := 0.6$

EC2-1-1 NA.7.2(2)

Tillatt trykkspenning:

$$\sigma_{c.tillatt} := k_1 \cdot f_{ck} = 21 \text{ MPa}$$

EC2-1-1 7.2.(2)

Spenninger i overkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{c.tillatt} \geq |\sigma_{c.of.x.k}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“IKKE OK”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{“OK”}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.of.x.k}|}{\sigma_{c.tillatt}} = 0.17$

Kontroll av strekkspenninger:

Spenninger i underkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c.uf.x.k}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.uf.x.k}|}{f_{ctm}} = 0.58$

Spenninger ved armering:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c.af.x.k}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.af.x.k}|}{f_{ctm}} = 0.3$

For tilnærmet permanent lastkombinasjon:

Spenninger i underkant:

Betongspenning i underkant felt.
 Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c.uf.x.tp} := -\frac{P_{0,x}}{A_{c.x.f}} + \frac{M_{Ed.SLS.f.x.tp} \cdot y}{I_{x.f}} = 0.87 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Spenninger i overkant:

Betongspenning i overkant felt.
 Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c.of.x.tp} := -\frac{P_{0,x}}{A_{c.x.f}} - \frac{M_{Ed.SLS.f.x.tp} \cdot y}{I_{x.f}} = -2.63 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Spenninger ved armering:

Betongspenning i høyde med spennarmering. Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c.af.x.tp} := -\frac{P_{0.x}}{A_{c.x.f}} + \frac{M_{Ed.SLS.f.x.tp} \cdot y_{af.x}}{I_{x.f}} = 0.31 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Kontroll av tillatt trykkspenning i betongen:

Spenninger i overkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{c.tillatt} \geq |\sigma_{c.of.x.tp}| \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.of.x.tp}|}{\sigma_{c.tillatt}} = 0.13$

Kontroll av strekkspenninger:

Spenninger i underkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c.uf.x.tp}| \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.uf.x.tp}|}{f_{ctm}} = 0.27$

Spenninger ved armering:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c.af.x.tp}| \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.af.x.tp}|}{f_{ctm}} = 0.1$

For lastkombinasjon med kun egenvekt og forspenning:

Spenninger i underkant:

Betongspenning i underkant felt.
 Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c.uf.x.3d\text{øgn}} := -\frac{P_{0,x}}{A_{c.x,f}} + \frac{M_{Ed.SLS.gP.f.x} \cdot y}{I_{x,f}} = 0.45 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Spenninger i overkant:

Betongspenning i overkant felt.
 Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c.of.x.3d\text{øgn}} := -\frac{P_{0,x}}{A_{c.x,f}} - \frac{M_{Ed.SLS.gP.f.x} \cdot y}{I_{x,f}} = -2.21 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Spenninger ved armering:

Betongspenning i høyde med spennarmering. Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c.af.x.3d\text{øgn}} := -\frac{P_{0,x}}{A_{c.x,f}} + \frac{M_{Ed.SLS.gP.f.x} \cdot y_{af,x}}{I_{x,f}} = 0.02 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Kontroll av tillatt trykkspenning i betongen:

Middelverdi av betongens sylindetrykkfasthet:	$f_{cm} := 43 \text{ MPa}$	EC2-1-1, tab. 3.1
Betongens alder i døgn:	$t := 3$	THILT Engineering AS
Koeffisient som avhenger av sementtypen. Antar klasse N:	$s := 0.25$	EC2-1-1, 3.1.2(6)
Koeffisient som avhenger av betongens alder t:	$\beta_{cc,t} := e^{\left(s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right) \right)} = 0.6$	EC2-1-1 (3.2)
Trykkfastheten for betong ved ulik alder:	$f_{cm,t} := \beta_{cc,t} \cdot f_{cm} = 25.72 \text{ MPa}$	EC2-1-1 (3.1)
Karakteristisk trykkfasthet etter 3 døgn:	$f_{ck,t} := f_{cm,t} - 8 \text{ MPa} = 17.72 \text{ MPa}$	
Tillatt trykkspenning:	$\sigma_{c.tillatt.3d\text{øgn}} := 0.6 \cdot f_{ck,t} = 10.63 \text{ MPa}$	EC2-1-1 5.10.2.2(5)

Spenninger i overkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{c.tillatt.3d\text{øgn}} \geq |\sigma_{c.of.x.3d\text{øgn}}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \text{“IKKE OK”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{“OK”}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.of.x.3døgn}|}{\sigma_{c.tillatt.3døgn}} = 0.21$

Kontroll av strekkspenninger:

Spenninger i underkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c.uf.x.3døgn}| \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{\sigma_{c.uf.x.3døgn}}{f_{ctm}} = 0.14$

Spenninger ved armering:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c.af.x.3døgn}| \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{\sigma_{c.af.x.3døgn}}{f_{ctm}} = 0.01$

2.4.1.2 VED SØYLE, SNITT 2-2

For karakteristisk lastkombinasjon:

Spenninger i underkant:

Betongspenning i underkant søyle.
 Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c.us.x.k} := -\frac{P_{0.x}}{A_{c.x.s}} - \frac{|M_{Ed.SLS.s.x.k}| \cdot y}{I_{x.s}} = -5.47 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Spenninger i overkant:

Betongspenning i overkant søyle.
 Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c.os.x.k} := -\frac{P_{0.x}}{A_{c.x.s}} + \frac{|M_{Ed.SLS.s.x.k}| \cdot y}{I_{x.s}} = 3.76 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Spenninger ved armering:

Betongspenning i høyde med spennarmering. Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c.as.x.k} := -\frac{P_{0.x}}{A_{c.x.s}} + \frac{|M_{Ed.SLS.s.x.k}| \cdot y_{as.x}}{I_{x.s}} = 0.44 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Kontroll av tillatt trykkspenning i betongen:

Spenninger i underkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{c.tillatt} \geq |\sigma_{c.us.x.k}| \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.us.x.k}|}{\sigma_{c.tillatt}} = 0.26$

Kontroll av tillatt strekkspenninger i betongen:

Spenninger i overkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c.os.x.k}| \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| = \text{"IKKE OK"}$$

Betongtverrsnittet må regnes opprisset - Stadium II for karakteristisk lastkombinasjon

Utnyttelse: $\frac{\sigma_{c.os.x.k}}{f_{ctm}} = 1.17$

Spenninger ved armering:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c.as.x.k}| \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{\sigma_{c.as.x.k}}{f_{ctm}} = 0.14$

For tilnærmet permanent lastkombinasjon:

Spenninger i underkant:

Betongspenning i underkant søyle.
 Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c.us.x.tp} := -\frac{P_{0,x}}{A_{c.x.s}} - \frac{|M_{Ed.SLS.s.x.tp}| \cdot y}{I_{x.s}} = -4.2 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Spenninger i overkant:

Betongspenning i overkant søyle.
 Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c.os.x.tp} := -\frac{P_{0,x}}{A_{c.x.s}} + \frac{|M_{Ed.SLS.s.x.tp}| \cdot y}{I_{x.s}} = 2.49 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Spenninger ved armering:

Betongspenning i høyde med spennarmering. Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c.as.x.tp} := -\frac{P_{0,x}}{A_{c.x.s}} + \frac{|M_{Ed.SLS.s.x.tp}| \cdot y_{as.x}}{I_{x.s}} = 0.08 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Kontroll av tillatt trykkspenning i betongen:

Spenninger i underkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{c.tillatt} \geq |\sigma_{c.us.x.tp}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“IKKE OK”} \end{array} \right\| \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = \text{“OK”}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.us.x.tp}|}{\sigma_{c.tillatt}} = 0.2$

Kontroll av tillatt strekkspenninger i betongen:

Spenninger i overkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c.os.x.tp}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“IKKE OK”} \end{array} \right\| \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = \text{“OK”}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.os.x.tp}|}{f_{ctm}} = 0.78$

Spenninger ved armering:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c.as.x.tp}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.as.x.tp}|}{f_{ctm}} = 0.03$

For lastkombinasjon med kun egenvekt og forspenning:

Spenninger i underkant:

Betongspenning i underkant søyle.
 Negativ verdi ved trykk: $\sigma_{c.us.x.3døgn.k} := -\frac{P_{0.x}}{A_{c.x.s}} - \frac{|M_{Ed.SLS.gP.s.x}| \cdot y}{I_{x.s}} = -3.66 \text{ MPa}$

Lign. (14.6)

Spenninger i overkant:

Betongspenning i overkant søyle.
 Negativ verdi ved trykk: $\sigma_{c.os.x.3døgn.k} := -\frac{P_{0.x}}{A_{c.x.s}} + \frac{|M_{Ed.SLS.gP.s.x}| \cdot y}{I_{x.s}} = 1.95 \text{ MPa}$

Lign. (14.6)

Spenninger ved armering:

Betongspenning i høyde med spennarmering. Negativ verdi ved trykk: $\sigma_{c.as.x.3døgn.k} := -\frac{P_{0.x}}{A_{c.x.s}} + \frac{|M_{Ed.SLS.gP.s.x}| \cdot y_{as.x}}{I_{x.s}} = -0.07 \text{ MPa}$

Lign. (14.6)

Kontroll av tillatt trykkspenninger i betongen:

Spenninger i underkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{c.tillatt.3døgn} \geq |\sigma_{c.us.x.3døgn.k}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.us.x.3døgn.k}|}{\sigma_{c.tillatt.3døgn}} = 0.34$

Spenninger ved armering:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{c.tillatt.3døgn} \geq |\sigma_{c.as.x.3døgn.k}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.as.x.3døgn.k}|}{\sigma_{c.tillatt.3døgn}} = 0.01$

Kontroll av tillatt strekkspenning i betongen:

Spenninger i overkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c.os.x.3døgn.k}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{\sigma_{c.os.x.3døgn.k}}{f_{ctm}} = 0.61$

2.4.2 STADIUM II

2.4.2.1 VED SØYLE, SNITT 2-2, FOR KARAKTERISTISK LASTKOMBINASJON

Sum av tallverdier av momenter ved søyle for karakteristiske laster:

$$M_{T.s.x} := |M_{Ed.g.SLS.s.x}| + |M_{Ed.ql.SLS.s.x}| + |M_{Ed.qk.SLS.s.x}| + |M_{Ed.P.SLS.s.x}| = 794.45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

E-moduler:

Ved oppspenning: $E_{cL1} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_3} = 7674.94 \text{ MPa}$ Lign. (14.13)

For egenlast: $E_{cL2} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_3} = 7674.94 \text{ MPa}$ Lign. (14.13)

For nyttelast, 30% langtidsandel: $E_{cL3} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{90}} = 12142.86 \text{ MPa}$ Lign. (14.13)

For nyttelast, 70% korttidsandel: $E_{cm} = 34000 \text{ MPa}$ EC2-1-1, tab. 3.1

Midlere E-modul:

$$E_{\text{middel.s.x}} := \frac{M_{T.s.x}}{\left(\frac{|M_{Ed.P.SLS.s.x}|}{E_{cL1}} + \frac{|M_{Ed.g.SLS.s.x}|}{E_{cL2}} + \frac{|M_{Ed.ql.SLS.s.x}|}{E_{cL3}} + \frac{|M_{Ed.qk.SLS.s.x}|}{E_{cm}} \right)} = 9053.13 \text{ MPa}$$

Lign. (14.12)

Spennarmeringsbidrag = 0

Areal lengdearmering:

$$A_{s.x} := 8 \cdot \frac{\pi \cdot (20 \text{ mm})^2}{4} = 2513.274 \text{ mm}^2$$

Forholdstall elastisiteter for lengdearmering:

$$\eta_{s.x} := \frac{E_s}{E_{\text{middel.s.x}}} = 22.09$$

Lign. (14.8)

Ameringsforhold for armering med heft:

$$\rho_{s.x} := \frac{A_{s.x}}{b_{s.x} \cdot d_{slakk.20}} = 1.24 \cdot 10^{-3}$$

Lign. (14.9)

Eksentrisitet over søyle:

$$e_{s.x} := 35 \text{ mm}$$

Vedlegg C

Ytre krefter:

Effektiv spennkraft:

$$N_x := P_{0.x} = 2106 \text{ kN}$$

Moment:

$$M_{s.x} := M_{Ed.g.SLS.s.x} + M_{Ed.ql.SLS.s.x} + M_{Ed.qk.SLS.s.x} + M_{Ed.P.SLS.s.x} = -473.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Avstand fra tpb til angrepspunkt for N:

$$a_{s.x} := \frac{|M_{s.x}|}{N_x} = 224.72 \text{ mm}$$

Figur 14.2

Betongspenninger:

Faktor:

$$\alpha_{s.x} := 0.5, 0.51 \dots 1$$

Betongspenning fra aksiallikevekt:

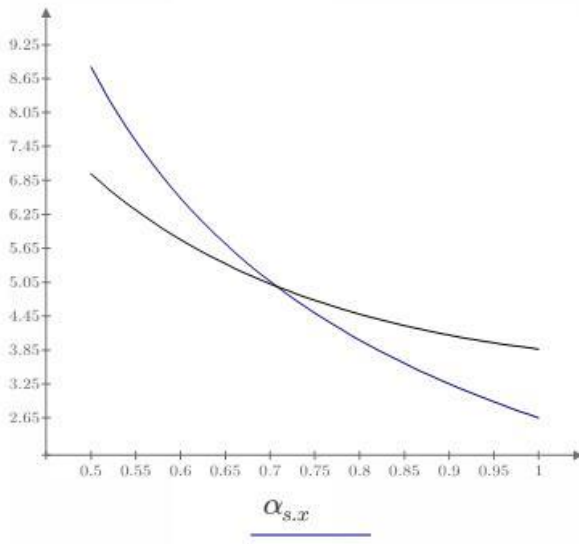
$$\sigma_{cA.s.x}(\alpha_{s.x}) := \frac{N_x + (h - \alpha_{s.x} \cdot d_{slakk.20}) \cdot b_{s.x} \cdot f_{ftk.res2.5}}{b_{s.x} \cdot d_{slakk.20} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \alpha_{s.x} - \eta_{s.x} \cdot \rho_{s.x} \cdot \frac{1 - \alpha_{s.x}}{\alpha_{s.x}} \right)}$$

Lign. (14.10)

Betongspenning fra momentlikevekt:

$$\sigma_{cM.s.x}(\alpha_{s.x}) := \frac{2 \cdot N_x \cdot (e_{s.x} + a_{s.x}) + f_{ftk.res2.5} \cdot (h - \alpha_{s.x} \cdot d_{slakk.20}) \cdot b_{s.x} \cdot (-h + (2 - \alpha_{s.x}) \cdot d_{slakk.20})}{\alpha_{s.x} \cdot b_{s.x} \cdot d_{slakk.20} \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{s.x}}{3}\right) \cdot d_{slakk.20}}$$

Lign. (14.11)



$$\frac{\sigma_{cA.s.x}(\alpha_{s.x}) \text{ (MPa)}}{\sigma_{cM.s.x}(\alpha_{s.x}) \text{ (MPa)}}$$

Constraints Guess Values

$\alpha_{s.x} := 0.7$

$\sigma_{cA.s.x}(\alpha_{s.x}) = \sigma_{cM.s.x}(\alpha_{s.x})$

Solver

$\alpha_{s.x} := \mathbf{Find}(\alpha_{s.x}) = 0.71$

Betongspenning fra aksiallikevekt:

$$\sigma_{cA.s.x}(\alpha_{s.x}) = 4.98 \text{ MPa}$$

Betongspenning fra momentlikevekt:

$$\sigma_{cM.s.x}(\alpha_{s.x}) = 4.98 \text{ MPa}$$

Endelig trykkspening i betongen ved søyle:

$$\sigma_{c.s.x} := 4.98 \text{ MPa}$$

Kontroll av tillatt trykkspenning i betongen:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{c.tillatt} \geq |\sigma_{c.s.x}| \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.s.x}|}{\sigma_{c.tillatt}} = 0.24$

3. Y-RETNING

3.1 BRUKSMOMENTER

3.1.1 MOMENTER I FELT, SNITT 3-3

Moment egenlast:	$M_{Ed.g.SLS.f.y} := 477.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Hentet fra Focus Konstruksjon
Moment langtidsandel (30%) nyttelast:	$M_{Ed.ql.SLS.f.y} := 69.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Hentet fra Focus Konstruksjon
Moment korttidsandel nyttelast:	$M_{Ed.qk.SLS.f.y} := 162.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Hentet fra Focus Konstruksjon
Moment fra forspenning:	$M_{Ed.P.SLS.f.y} := -213.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Hentet fra Focus Konstruksjon

Totalt moment fra karakteristisk lastkombinasjon:

$$M_{Ed.SLS.f.y,k} := M_{Ed.g.SLS.f.y} + M_{Ed.ql.SLS.f.y} + M_{Ed.P.SLS.f.y} + M_{Ed.qk.SLS.f.y} = 496.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Totalt moment fra tilnærmet permanent lastkombinasjon:

$$M_{Ed.SLS.f.y,tp} := M_{Ed.g.SLS.f.y} + M_{Ed.ql.SLS.f.y} + M_{Ed.P.SLS.f.y} = 333.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment pga forspenning og egenvekt som virker på tidspunkt for oppspenning:

$$M_{Ed.SLS.gP.f.y} := M_{Ed.g.SLS.f.y} + M_{Ed.P.SLS.f.y} = 263.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3.1.2 MOMENTER VED SØYLE, SNITT 4-4

Moment egenlast:	$M_{Ed.g.SLS.s.y} := -602.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Hentet fra Focus Konstruksjon
Moment langtidsandel (30%) nyttelast:	$M_{Ed.ql.SLS.s.y} := -74.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Hentet fra Focus Konstruksjon
Moment korttidsandel nyttelast:	$M_{Ed.qk.SLS.s.y} := -174.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Hentet fra Focus Konstruksjon
Moment fra forspenning:	$M_{Ed.P.SLS.s.y} := 222.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Hentet fra Focus Konstruksjon

Totalt moment fra karakteristisk lastkombinasjon:

$$M_{Ed.SLS.s.y.k} := M_{Ed.g.SLS.s.y} + M_{Ed.ql.SLS.s.y} + M_{Ed.P.SLS.s.y} + M_{Ed.qk.SLS.s.y} = -629.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Totalt moment fra tilnærmet permanent lastkombinasjon:

$$M_{Ed.SLS.s.y.tp} := M_{Ed.g.SLS.s.y} + M_{Ed.ql.SLS.s.y} + M_{Ed.P.SLS.s.y} = -454.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment pga forspenning og egenvekt som virker på tidspunkt for oppspenning:

$$M_{Ed.SLS.gP.s.y} := M_{Ed.g.SLS.s.y} + M_{Ed.P.SLS.s.y} = -379.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3.2 SPENNKRAFT

Spennkraft etter tap :	$P_y := 174.5 \text{ kN}$	Vedlegg D
Antall spennkabler:	$n_y := 18$	
Total spennkraft etter tap:	$P_{0,y} := P_y \cdot n_y = 3141 \text{ kN}$	

3.3 RISSMOMENT

Tverrsnittsbredde i y-retning:	$b_y := 8420 \text{ mm}$
Areal treghetsmoment betong:	$I_y := \frac{b_y \cdot h^3}{12} = (1.1 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$
Areal av betongtverrsnitt:	$A_{c,y} := b_y \cdot h = 2105000 \text{ mm}^2$
Avstand N.A betong til overkant og underkant betong:	$y := \frac{h}{2} = 125 \text{ mm}$

Avstand fra tyngepunkt betong til armering (felt):

$$y_{.af.y} := d_{f.y} - \frac{h}{2} = 85 \text{ mm}$$

Avstand fra N.A betong til armering (søyle):

$$y_{.as.y} := d_{s.y} - \frac{h}{2} = 55 \text{ mm}$$

3.3.1 RISSMOMENT I FELT, SNITT 3-3

Rissmoment:

$$M_{riss.y.f} := \frac{P_{0.y}}{A_{c.y}} \cdot \frac{I_y}{y} + |M_{Ed.P.SLS.f.y}| + f_{ctm} \cdot \frac{I_y}{y} = 625.41 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Lign. (14.1)}$$

Alle lastkombinasjoner er ekskludert forspenningsmomentet ettersom det er inkludert i rissmomentet

Totalt moment i felt for **karakteristisk lastkombinasjon**:

$$M_{Ed.gq.SLS.f.y.k} := M_{Ed.g.SLS.f.y} + M_{Ed.ql.SLS.f.y} + M_{Ed.qk.SLS.f.y} = 709.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{riss.y.f} \geq M_{Ed.gq.SLS.f.y.k} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Opprisset (stadium I)”} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Opprisset (stadium II)”} \end{array} \right\| \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = \text{“Opprisset (stadium II)”}$$

Totalt moment i felt for **tilnærmet permanet lastkombinasjon**:

$$M_{Ed.gq.SLS.f.y.tp} := M_{Ed.g.SLS.f.y} + M_{Ed.ql.SLS.f.y} = 547.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{riss.y.f} \geq M_{Ed.gq.SLS.f.y.tp} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Opprisset (stadium I)”} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Opprisset (stadium II)”} \end{array} \right\| \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = \text{“Opprisset (stadium I)”}$$

Totalt moment i felt for **lastkombinasjon med kun forspenning og egenvekt**:

$$M_{Ed.g.SLS.f.y} = 477.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{riss.y.f} \geq M_{Ed.g.SLS.f.y} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Uopprisset (stadium I)”} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Opprisset (stadium II)”} \end{array} \right\| \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = \text{“Uopprisset (stadium I)”}$$

3.3.2 RISSMOMENT VED SØYLE, SNITT 4-4

Rissmoment:

$$M_{riss.y.s} := \frac{P_{0.y}}{A_{c.y}} \cdot \frac{I_y}{y} + M_{Ed.P.SLS.s.y} + f_{ctm} \cdot \frac{I_y}{y} = 633.95 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Lign. (14.1)}$$

Alle lastkombinasjoner er ekskludert forspenningsmomentet ettersom det er inkludert i rissmomentet

Totalt moment ved søyle for **karakteristisk lastkombinasjon**:

$$M_{Ed.gq.SLS.s.y.k} := |M_{Ed.g.SLS.s.y} + M_{Ed.ql.SLS.s.y} + M_{Ed.qk.SLS.s.y}| = 851.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{riss.y.s} \geq M_{Ed.gq.SLS.s.y.k} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Uopprisset (stadium I)”} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Opprisset (stadium II)”} \end{array} \right\| \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = \text{“Opprisset (stadium II)”}$$

Totalt moment ved søyle for **tilnærmet permanent lastkombinasjon**:

$$M_{Ed.gq.SLS.s.y.tp} := |M_{Ed.g.SLS.s.y} + M_{Ed.ql.SLS.s.y}| = 677.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{riss.y.s} \geq M_{Ed.gq.SLS.s.y.tp} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Uopprisset (stadium I)”} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{“Opprisset (stadium II)”} \end{array} \right\| \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = \text{“Opprisset (stadium II)”}$$

Totalt moment i felt for **lastkombinasjon med kun forspenning og egenvekt**:

$$|M_{Ed.g.SLS.s.y}| = 602.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{riss,y,s} \geq M_{Ed,g,SLS,s,y} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Uopprisset (stadium I)"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Opprisset (stadium II)"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"Uopprisset (stadium I)"}$$

3.4 BETONGSPENNINGER

3.4.1 STADIUM I

3.4.1.1 I FELT, SNITT 3-3

For karakteristisk lastkombinasjon:

Spenninger i underkant:

Betongspenning i underkant felt.
Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c,uf,y,k} := -\frac{P_{0,y}}{A_{c,y}} + \frac{M_{Ed,SLS,f,y,k} \cdot y}{I_y} = 4.16 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Spenninger i overkant:

Betongspenning i overkant felt.
Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c,of,y,k} := -\frac{P_{0,y}}{A_{c,y}} - \frac{M_{Ed,SLS,f,y,k} \cdot y}{I_y} = -7.15 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Spenninger ved armering:

Betongspenning i høyde med spennarmering. Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c,af,y,k} := -\frac{P_{0,y}}{A_{c,y}} + \frac{M_{Ed,SLS,f,y,k} \cdot y_{af,y}}{I_y} = 2.35 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Kontroll av tillatt trykkspenning i betongen:

Spenninger i overkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{c,tillatt} \geq |\sigma_{c,of,y,k}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c,of,y,k}|}{\sigma_{c,tillatt}} = 0.34$

Kontroll av strekkspenninger:

Spenninger i underkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c,uf,y,k}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = \text{"IKKE OK"}$$

Betongverrsnittet må regnes opprisset -
Stadium II for karakteristisk lastkombinasjon

Utnyttelse: $\frac{\sigma_{c,uf,y,k}}{f_{ctm}} = 1.3$

Spenninger ved armering:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c,af,y,k}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c,af,y,k}|}{f_{ctm}} = 0.74$

For tilnærmet permanent lastkombinasjon:

Spenninger i underkant:

Betongspenning i underkant felt.
Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c,uf,y,tp} := -\frac{P_{0,y}}{A_{c,y}} + \frac{M_{Ed,SLS,f,y,tp} \cdot y}{I_y} = 2.31 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Spenninger i overkant:

Betongspenning i overkant felt.
Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c,of,y,tp} := -\frac{P_{0,y}}{A_{c,y}} - \frac{M_{Ed,SLS,f,y,tp} \cdot y}{I_y} = -5.29 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Spenninger ved armering:

Betongspenning i høyde med
spennarmering. Negativ verdi ved
trykk:

$$\sigma_{c,af,y,tp} := -\frac{P_{0,y}}{A_{c,y}} + \frac{M_{Ed,SLS,f,y,tp} \cdot y_{of,y}}{I_y} = 1.09 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Kontroll av tillatt trykkspenning i betongen:

Spenninger i overkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{c,tillatt} \geq |\sigma_{c.of.y.tp}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.of.y.tp}|}{\sigma_{c,tillatt}} = 0.25$

Kontroll av strekkspenninger:

Spenninger i underkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c.uf.y.tp}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{\sigma_{c.uf.y.tp}}{f_{ctm}} = 0.72$

Spenninger ved armering:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c.af.y.tp}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{\sigma_{c.af.y.tp}}{f_{ctm}} = 0.34$

For lastkombinasjon med kun egenvekt og forspenning:

Spenninger i underkant:

Betongspenning i underkant felt.
 Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c,uf,y,3d\ddot{o}gn} := -\frac{P_{0,y}}{A_{c,y}} + \frac{M_{Ed,SLS,gP,f,y} \cdot y}{I_y} = 1.51 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Spenninger i overkant:

Betongspenning i overkant felt.
 Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c.of.y.3døgn} := -\frac{P_{0,y}}{A_{c,y}} - \frac{M_{Ed.SLS.gP.f.y} \cdot y}{I_y} = -4.49 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Spenninger ved armering:

Betongspenning i høyde med
 spennarmering. Negativ verdi ved
 trykk:

$$\sigma_{c.af.y.3døgn} := -\frac{P_{0,y}}{A_{c,y}} + \frac{M_{Ed.SLS.gP.f.y} \cdot y_{af,y}}{I_y} = 0.55 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Kontroll av tillatt trykkspenning i betongen:

Spenninger i overkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{c.tillatt.3døgn} \geq |\sigma_{c.of.y.3døgn}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.of.y.3døgn}|}{\sigma_{c.tillatt.3døgn}} = 0.42$

Kontroll av strekkspenninger:

Spenninger i underkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c.uf.y.3døgn}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{\sigma_{c.uf.y.3døgn}}{f_{ctm}} = 0.47$

Spenninger ved armering:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c.af.y.3døgn}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{\sigma_{c.af.y.3d\ddot{o}gn}}{f_{ctm}} = 0.17$

3.4.1.2 VED SØYLE, SNITT 4-4

For karakteristisk lastkombinasjon:

Spenninger i underkant:

Betongspenning i underkant søyle.
 Negativ verdi ved trykk: $\sigma_{c.us.y.k} := -\frac{P_{0,y}}{A_{c,y}} - \frac{|M_{Ed.SLS.s.y.k}| \cdot y}{I_y} = -8.67 \text{ MPa}$

Lign. (14.6)

Spenninger i overkant:

Betongspenning i overkant søyle.
 Negativ verdi ved trykk: $\sigma_{c.os.y.k} := -\frac{P_{0,y}}{A_{c,y}} + \frac{|M_{Ed.SLS.s.y.k}| \cdot y}{I_y} = 5.68 \text{ MPa}$

Lign. (14.6)

Spenninger ved armering:

Betongspenning i høyde med spennarmering. Negativ verdi ved trykk: $\sigma_{c.as.y.k} := -\frac{P_{0,y}}{A_{c,y}} + \frac{|M_{Ed.SLS.s.y.k}| \cdot y_{as,y}}{I_y} = 1.67 \text{ MPa}$

Lign. (14.6)

Kontroll av tillatt trykkspenning i betongen:

Spenninger i underkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{c.tillatt} \geq |\sigma_{c.us.y.k}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.us.y.k}|}{\sigma_{c.tillatt}} = 0.41$

Kontroll av tillatt strekkspenninger i betongen:

Spenninger i overkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c.os.y.k}| \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| = \text{"IKKE OK"}$$

Betongtverrsnittet må regnes opprisset - Stadium II for karakteristisk lastkombinasjon

Utnyttelse: $\frac{\sigma_{c.os.y.k}}{f_{ctm}} = 1.78$

Spenninger ved armering:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c.as.y.k}| \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.as.y.k}|}{f_{ctm}} = 0.52$

For tilnærmet permanent lastkombinasjon:

Spenninger i underkant:

Betongspenning i underkant søyle.
Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c.us.y.tp} := -\frac{P_{0.y}}{A_{c.y}} - \frac{|M_{Ed.SLS.s.y.tp}| \cdot y}{I_y} = -6.68 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Spenninger i overkant:

Betongspenning i overkant søyle.
Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c.os.y.tp} := -\frac{P_{0.y}}{A_{c.y}} + \frac{|M_{Ed.SLS.s.y.tp}| \cdot y}{I_y} = 3.69 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Spenninger ved armering:

Betongspenning i høyde med spennarmering. Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c.as.y.tp} := -\frac{P_{0.y}}{A_{c.y}} + \frac{|M_{Ed.SLS.s.y.tp}| \cdot y_{as.y}}{I_y} = 0.79 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Kontroll av tillatt trykkspenning i betongen:

Spenninger i underkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{c.tillatt} \geq |\sigma_{c.us.y.tp}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.us.y.tp}|}{\sigma_{c.tillatt}} = 0.32$

Kontroll av tillatt stekkspenninger i betongen:

Spenninger i overkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c.os.y.tp}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"IKKE OK"}$$

Betongtverrsnittet må regnes opprisset - Stadium II for tilnærmet permanent lastkombinasjon

Utnyttelse: $\frac{\sigma_{c.os.y.tp}}{f_{ctm}} = 1.15$

Spenninger ved armering:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c.as.y.tp}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.as.y.tp}|}{f_{ctm}} = 0.25$

For lastkombinasjon med kun egenvekt og forspenning:

Spenninger i underkant:

Betongspenning i underkant søyle. Negativ verdi ved trykk: $\sigma_{c.us.y.3døgn} := -\frac{P_{0.y}}{A_{c.y}} - \frac{|M_{Ed,SLS,yP,s,y}| \cdot y}{I_y} = -5.82 \text{ MPa}$ Lign. (14.6)

Spenninger i overkant:

Betongspenning i overkant søyle.
 Negativ verdi ved trykk:

$$\sigma_{c.os.y.3døgn} := -\frac{P_{0.y}}{A_{c.y}} + \frac{|M_{Ed.SLS.gP.s.y}| \cdot y}{I_y} = 2.84 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Spenninger ved armering:

Betongspenning i høyde med
 spennarmering. Negativ verdi ved
 trykk:

$$\sigma_{c.as.y.3døgn} := -\frac{P_{0.y}}{A_{c.y}} + \frac{|M_{Ed.SLS.gP.s.y}| \cdot y_{as.y}}{I_y} = 0.41 \text{ MPa}$$

Lign. (14.6)

Kontroll av tillatt trykkspenning i betongen:

Spenninger i underkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{c.tillatt.3døgn} \geq |\sigma_{c.us.y.3døgn}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.us.y.3døgn}|}{\sigma_{c.tillatt.3døgn}} = 0.55$

Kontroll av tillatt strekkspenninger i betongen:

Spenninger i overkant:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c.os.y.3døgn}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.os.y.3døgn}|}{f_{ctm}} = 0.89$

Spenninger ved armering:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{ctm} \geq |\sigma_{c.as.y.3døgn}| \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.as.y.3døgn}|}{f_{ctm}} = 0.13$

3.4.2 STADIUM II

3.4.2.1 I FELT, SNITT 3-3, FOR KARAKTERISTISK LASTKOMBINASJON

Sum av tallverdier av momenter i felt for karakteristiske laster:

$$M_{T,f,y} := |M_{Ed.g.SLS,f,y}| + |M_{Ed.ql.SLS,f,y}| + |M_{Ed.P.SLS,f,y}| + |M_{Ed.qk.SLS,f,y}| = 923.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Midlere E-modul:

$$E_{\text{middel},f,y} := \frac{M_{T,f,y}}{\left(\frac{|M_{Ed.P.SLS,f,y}|}{E_{cL1}} + \frac{|M_{Ed.g.SLS,f,y}|}{E_{cL2}} + \frac{|M_{Ed.ql.SLS,f,y}|}{E_{cL3}} + \frac{|M_{Ed.qk.SLS,f,y}|}{E_{cm}} \right)} = 9184.12 \text{ MPa}$$

Lign. (14.12)

Spennarmeringens bidrag = 0

Areal lengdearmering: $A_{s,f,y} := 11 \cdot \frac{\pi \cdot (20 \text{ mm})^2}{4} = 3455.752 \text{ mm}^2$

Forholdstall elastisiteter for lengdearmering: $\eta_{s,f,y} := \frac{E_s}{E_{\text{middel},f,y}} = 21.78$ Lign. (14.8)

Ameringsforhold for armering med heft: $\rho_{s,f,y} := \frac{A_{s,f,y}}{b_y \cdot d_{\text{stakk},20}} = 2 \cdot 10^{-3}$ Lign. (14.9)

Eksentrisitet i felt: $e_{f,y} := 85 \text{ mm}$ Vedlegg C

Ytre krefter:

Effektiv spennkraft:

$$N_y := P_{0,y} = 3141 \text{ kN}$$

Moment:

$$M_{f,y} := M_{Ed.g.SLS,f,y} + M_{Ed.ql.SLS,f,y} + M_{Ed.P.SLS,f,y} + M_{Ed.qk.SLS,f,y} = 496.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Avstand fra tpb til angrepspunkt for N: $a_{f,y} := \frac{|M_{f,y}|}{N_y} = 157.92 \text{ mm}$ Figur 14.2

Betongspenninger:

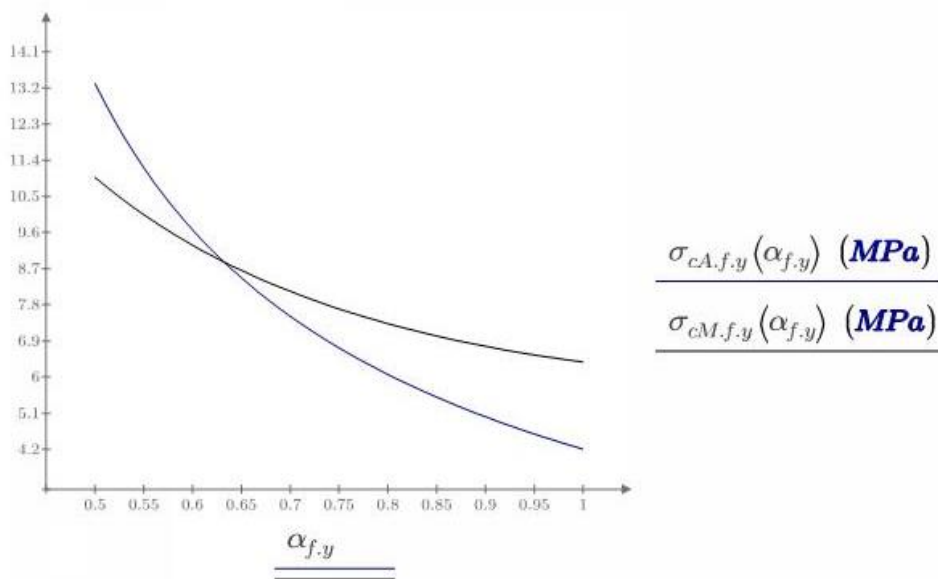
Faktor: $\alpha_{f,y} := 0.5, 0.51 \dots 1$

Betongspenning fra aksiallikevekt:

$$\sigma_{cA,f,y}(\alpha_{f,y}) := \frac{N_y + (h - \alpha_{f,y} \cdot d_{slakk.20}) \cdot b_y \cdot f_{ftk.res2.5}}{b_y \cdot d_{slakk.20} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \alpha_{f,y} - \eta_{s,f,y} \cdot \rho_{s,f,y} \cdot \frac{1 - \alpha_{f,y}}{\alpha_{f,y}} \right)} \quad \text{Lign. (14.10)}$$

Betongspenning fra momentlikevekt:

$$\sigma_{cM,f,y}(\alpha_{f,y}) := \frac{2 \cdot N_y \cdot (e_{f,y} + a_{f,y}) + f_{ftk.res2.5} \cdot (h - \alpha_{f,y} \cdot d_{slakk.20}) \cdot b_y \cdot (-h + (2 - \alpha_{f,y}) \cdot d_{slakk.20})}{\alpha_{f,y} \cdot b_y \cdot d_{slakk.20} \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{f,y}}{3} \right) \cdot d_{slakk.20}} \quad \text{Lign. (14.11)}$$



Solver	$\alpha_{f,y} := \mathbf{Find}(\alpha_{t,y}) = 0.63$
Constraints	$\sigma_{cA,f,y}(\alpha_{f,y}) = \sigma_{cM,f,y}(\alpha_{f,y})$
Guess Values	$\alpha_{f,y} := 0.6$

Betongspenning fra aksiallikevekt:

$$\sigma_{cA,f,y}(\alpha_{f,y}) = 8.87 \text{ MPa}$$

Betongspenning fra momentlikevekt:

$$\sigma_{cM,f,y}(\alpha_{f,y}) = 8.87 \text{ MPa}$$

Endelig trykkspenning i betongen i felt:

$$\sigma_{c,f,y} := 8.87 \text{ MPa}$$

Kontroll av tillatt trykkspenning i betongen:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{c,tillatt} \geq |\sigma_{c,f,y}| \\ \quad \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“IKKE OK”} \end{array} \right\| = \text{“OK”}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c,f,y}|}{\sigma_{c,tillatt}} = 0.42$

3.4.2.2 VED SØYLE, SNITT 4-4 FOR KARAKTERISTISK LASTKOMBINASJON

Sum av tallverdier av momenter ved søyle for karakteristiske laster:

$$M_{T,s,y,k} := |M_{Ed,g,SLS,s,y}| + |M_{Ed,ql,SLS,s,y}| + |M_{Ed,P,SLS,s,y}| + |M_{Ed,qk,SLS,s,y}| = 1074.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Midlere E-modul:

$$E_{middel,s,y,k} := \frac{M_{T,s,y,k}}{\left(\frac{|M_{Ed,P,SLS,s,y}|}{E_{cL1}} + \frac{|M_{Ed,g,SLS,s,y}|}{E_{cL2}} + \frac{|M_{Ed,ql,SLS,s,y}|}{E_{cL3}} + \frac{|M_{Ed,qk,SLS,s,y}|}{E_{cm}} \right)} = 9045.05 \text{ MPa}$$

Lign. (14.12)

Spennarmeringens bidrag = 0

Areal lengdearmering: $A_{s,s,y} := 14 \cdot \frac{\pi \cdot (20 \text{ mm})^2}{4} = 4398.23 \text{ mm}^2$

Forholdstall elastisiteter for lengdearmering:

$$\eta_{s,s,y,k} := \frac{E_s}{E_{middel,s,y,k}} = 22.11$$

Lign. (14.8)

Ameringsforhold for armering med heft:

$$\rho_{s,s,y,k} := \frac{A_{s,s,y}}{b_y \cdot d_{stakk,20}} = 2.55 \cdot 10^{-3}$$

Lign. (14.9)

Eksentrisitet ved søyle:

$$e_{s,y} := 55 \text{ mm}$$

Vedlegg C

Ytre krefter:

Effektiv spennkraft :

$$N_y := P_{0,y} = 3141 \text{ kN}$$

Moment:

$$M_{s,y,k} := M_{Ed,g,SLS,s,y} + M_{Ed,ql,SLS,s,y} + M_{Ed,P,SLS,s,y} + M_{Ed,qk,SLS,s,y} = -629.36 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Avstand fra tpb til
angrepspunkt for N:

$$\alpha_{s,y,k} := \frac{|M_{s,y,k}|}{N_y} = 200.37 \text{ mm}$$

Figur 14.2

Betongspenninger:

Faktor: $\alpha_{s,y,k} := 0.5, 0.51 \dots 1$

Betongspenning fra aksiallikevekt:

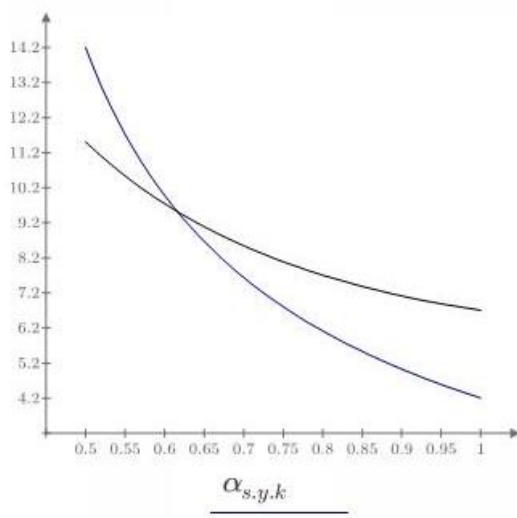
$$\sigma_{cA,s,y,k}(\alpha_{s,y,k}) := \frac{N_y + (h - \alpha_{s,y,k} \cdot d_{slakk.20}) \cdot b_y \cdot f_{ftk.res2.5}}{b_y \cdot d_{slakk.20} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \alpha_{s,y,k} - \eta_{s,s,y,k} \cdot \rho_{s,s,y,k} \cdot \frac{1 - \alpha_{s,y,k}}{\alpha_{s,y,k}} \right)}$$

Lign. (14.10)

Betongspenning fra momentlikevekt:

$$\sigma_{cM,s,y,k}(\alpha_{s,y,k}) := \frac{2 \cdot N_y \cdot (e_{s,y} + a_{s,y,k}) + f_{ftk.res2.5} \cdot (h - \alpha_{s,y,k} \cdot d_{slakk.20}) \cdot b_y \cdot (-h + (2 - \alpha_{s,y,k}) \cdot d_{slakk.20})}{\alpha_{s,y,k} \cdot b_y \cdot d_{slakk.20} \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{s,y,k}}{3} \right) \cdot d_{slakk.20}}$$

Lign. (14.11)



$$\frac{\sigma_{cA,s,y,k}(\alpha_{s,y,k}) \text{ (MPa)}}{\sigma_{cM,s,y,k}(\alpha_{s,y,k}) \text{ (MPa)}}$$

Guess Values	$\alpha_{s,y,k} := 0.6$
Constraints	$\sigma_{cA.s.y,k}(\alpha_{s,y,k}) = \sigma_{cM.s.y,k}(\alpha_{s,y,k})$
Solver	$\alpha_{s,y,k} := \mathbf{Find}(\alpha_{s,y,k}) = 0.62$

Betongspenning fra aksiallikevekt:

$$\sigma_{cA.s.y,k}(\alpha_{s,y,k}) = 9.52 \text{ MPa}$$

Betongspenning fra momentlikevekt:

$$\sigma_{cM.s.y,k}(\alpha_{s,y,k}) = 9.52 \text{ MPa}$$

Endelig trykkspenning i betongen ved søyle:

$$\sigma_{c.s.y,k} := 9.52 \text{ MPa}$$

Kontroll av tillatt trykkspenning i betongen:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{c.tillatt} \geq |\sigma_{c.s.y,k}| \\ \quad \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"IKKE OK"} \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.s.y,k}|}{\sigma_{c.tillatt}} = 0.45$

3.4.2.3 VED SØYLE, SNITT 4-4, FOR TILNÆRMET PERMANENT LASTKOMBINASJON

Sum av tallverdier av momenter i felt for karakteristiske laster:

$$M_{T.s.y.tp} := |M_{Ed.g.SLS.s.y}| + |M_{Ed.ql.SLS.s.y}| + |M_{Ed.P.SLS.s.y}| = 899.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Midlere E-modul:

$$E_{middel.s.y.tp} := \frac{M_{T.s.y.tp}}{\left(\frac{|M_{Ed.P.SLS.s.y}|}{E_{cL1}} + \frac{|M_{Ed.g.SLS.s.y}|}{E_{cL2}} + \frac{|M_{Ed.ql.SLS.s.y}|}{E_{cL3}} \right)} = 7917.33 \text{ MPa}$$

Lign. (14.12)

Spennarmeringens bidrag =0

Areal lengdearmering:
$$A_{s.s.y} := 14 \cdot \frac{\pi \cdot (20 \text{ mm})^2}{4} = 4398.23 \text{ mm}^2$$

Forholdstall elastisiteter for lengdearmering:
$$\eta_{s.s.y.tp} := \frac{E_s}{E_{\text{middel.s.y.tp}}} = 25.26 \quad \text{Lign. (14.8)}$$

Ameringsforhold for armering med heft:
$$\rho_{s.s.y.tp} := \frac{A_{s.s.y}}{b_y \cdot d_{\text{slakk.20}}} = 2.55 \cdot 10^{-3} \quad \text{Lign. (14.9)}$$

Eksentrisitet ved søyle:
$$e_{s.y} := 55 \text{ mm} \quad \text{Vedlegg C}$$

Ytre krefter:

Effektiv spennkraft:

$$N_y := P_{0,y} = 3141 \text{ kN}$$

Moment:

$$M_{s.y.tp} := M_{Ed.g.SLS.s.y} + M_{Ed.ql.SLS.s.y} + M_{Ed.P.SLS.s.y} = -454.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Avstand fra tpb til angrepspunkt for N:
$$a_{s.y.tp} := \frac{|M_{s.y.tp}|}{N_y} = 144.79 \text{ mm} \quad \text{Figur 14.2}$$

Betongspenninger:

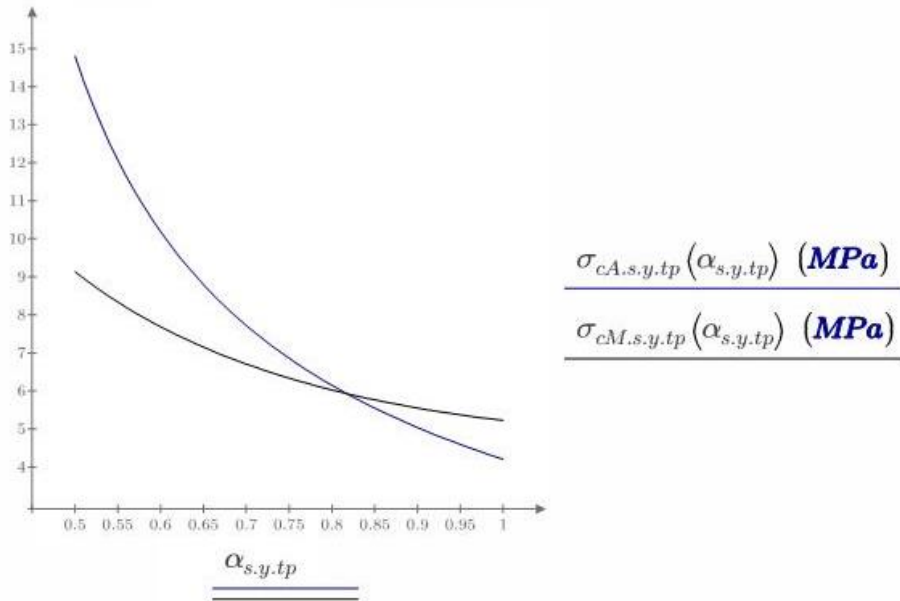
Faktor:
$$\alpha_{s.y.tp} := 0.5, 0.51 \dots 1$$

Betongspenning fra aksiallikevekt:

$$\sigma_{cA.s.y.tp}(\alpha_{s.y.tp}) := \frac{N_y + (h - \alpha_{s.y.tp} \cdot d_{\text{slakk.20}}) \cdot b_y \cdot f_{ftk.res2.5}}{b_y \cdot d_{\text{slakk.20}} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \alpha_{s.y.tp} - \eta_{s.s.y.tp} \cdot \rho_{s.s.y.tp} \cdot \frac{1 - \alpha_{s.y.tp}}{\alpha_{s.y.tp}} \right)} \quad \text{Lign. (14.10)}$$

Betongspenning fra momentlikevekt:

$$\sigma_{cM.s.y.tp}(\alpha_{s.y.tp}) := \frac{2 \cdot N_y \cdot (e_{s.y} + a_{s.y.tp}) + f_{ftk.res2.5} \cdot (h - \alpha_{s.y.tp} \cdot d_{\text{slakk.20}}) \cdot b_y \cdot (-h + (2 - \alpha_{s.y.tp}) \cdot d_{\text{slakk.20}})}{\alpha_{s.y.tp} \cdot b_y \cdot d_{\text{slakk.20}} \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{s.y.tp}}{3} \right) \cdot d_{\text{slakk.20}}} \quad \text{Lign. (14.11)}$$



```

Guess Values
  alpha_s,y,tp := 0.8

Constraints
  sigma_cA,s,y,tp(alpha_s,y,tp) = sigma_cM,s,y,tp(alpha_s,y,tp)

Solver
  alpha_s,y,tp := Find(alpha_s,y,tp) = 0.82
    
```

Betongspenning fra aksiallikevekt:

$$\sigma_{cA,s,y,tp}(\alpha_{s,y,tp}) = 5.93 \text{ MPa}$$

Betongspenning fra momentlikevekt:

$$\sigma_{cM,s,y,tp}(\alpha_{s,y,tp}) = 5.93 \text{ MPa}$$

Endelig trykkspenning i betongen ved søyle:

$$\sigma_{c,s,y,tp} := 5.93 \text{ MPa}$$

Kontroll av tillatt trykkspenning i betongen:

```

if sigma_c.tillatt >= sigma_c,s,y,tp then
  "OK"
else
  "IKKE OK"
    
```

Utnyttelse: $\frac{|\sigma_{c.s.y.tp}|}{\sigma_{c.tillatt}} = 0.28$

3.5 RISSVIDDEBEGRENSNING

3.5.1 RISSKONTROLL VED BEREGNING AV RISSVIDDE VED SØYLE I SNITT 4-4 FOR TILNÆRMET PERMANENT LASTKOMBINASJON

Eksponeringsklasse:	XC1	THiLT Engineering AS
Nominell overdekning:	$c_{nom} := 35 \text{ mm}$	THiLT Engineering AS
Minste overdekning:	$c_{min.dur} := 25 \text{ mm}$	EC2-1-1, tab. NA.4.5N
Faktor som tar hensyn til virkningen av større overdekning enn kravet til $c_{min.dur}$:	$k_c := \min\left(\frac{c_{nom}}{c_{min.dur}}, 1.3\right) = 1.3$	EC2-1-1, NA.7.3.1(5)
Grenseverdi for armerte konstruksjonsdeler og forspente konstruksjonsdeler med spennarmering uten kontinuerlig samvirke:	$w_{max} := 0.3 \text{ mm} \cdot k_c = 0.39 \text{ mm}$	EC2-1-1, tab. NA.7.1N
Setter spennarmeringsbidraget lik null, pga. ingen heft.		
Koeffisient som tar hensyn til heftegenskapene ved armering med heft:	$k_1 := 0.8$	EC2-1-1, 7.3.4(3)
Koeffisient som tar hensyn til tøyingsfordelingen:	$k_2 := 0.5$	EC2-1-1, 7.3.4(3)
Faktor:	$k_3 := 3.4$	EC2-1-1, NA.7.3.4
Faktor:	$k_4 := 0.425$	EC2-1-1, NA.7.3.4
Faktor som tar hensyn til fiberarmering:	$k_5 := \left(1 - \frac{f_{ftk.res2.5}}{f_{ctm}}\right) = 0.6$	
Lengdearmeringens overdekning:	$c := 35 \text{ mm}$	THiLT Engineering AS
Forhold mellom elastisitetsmoduler lengdearmering og betong:	$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.88$	EC2-1-1, 7.3.4(2)
Faktor som avhenger av lastens varighet:	$k_t := 0.4$	EC2-1-1, 7.3.4(2)

Middelverdi av betongens strekkfasthet når opprissing oppstår:	$f_{ct,eff} := f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$	EC2-1-1, 7.3.2(2)
Antall stenger over søyle, lengdearmring:	$n_{s,y} := 14$	
Diameter lengdearmring:	$\phi_{20} = 20 \text{ mm}$	
Armeringsareal:	$A_{s,s,y} := n_{s,y} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{20}^2}{4} = 4398.23 \text{ mm}^2$	
Effektiv høyde:	$h_{c,ef} := \min\left(2.5 \cdot (h - d_{slakk.20}), \frac{h - \alpha_{s,y,tp} \cdot d_{slakk.20}}{3}, \frac{h}{2}\right) = 27.5 \text{ mm}$	EC2-1-1, 7.3.2
	$h_{c,ef} := \max(h_{c,ef}, (h - d_{slakk.20} + 1.5 \cdot \phi_{20})) = 75 \text{ mm}$	EC2-1-1 NA.7.3.2(3)
Effektivt areal av betongstrekksonen:	$A_{c,eff} := b_y \cdot h_{c,ef} = 631500 \text{ mm}^2$	EC2-1-1, 7.3.2(3)
	$\rho_{p,eff} := \frac{A_{s,s,y}}{A_{c,eff}} = 6.96 \cdot 10^{-3}$	EC2-1-1 (7.10)
Maksimal rissavstand uten fiberarmeringsbidrag:	$s_{r,max,utenfiber} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_{20}}{\rho_{p,eff}} = 607.17 \text{ mm}$	EC2-1-1 (7.11)
Maksimal rissavstand:	$s_{r,max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot \frac{\phi_{20}}{\rho_{p,eff}} = 410.38 \text{ mm}$	Lign. (14.17)
Betongtøyning:	$\varepsilon_c := \frac{\sigma_{c,s,y,tp}}{E_{middel.s,y,tp}} = 7.49 \cdot 10^{-4}$	Lign. (14.19)
Armeringstøyning:	$\varepsilon_s := \varepsilon_c \cdot \frac{(1 - \alpha_{s,y,tp})}{\alpha_{s,y,tp}} = 1.68 \cdot 10^{-4}$	Lign. (14.20)
Spenningen i strekkarmring:	$\sigma_s := \varepsilon_s \cdot E_s = 33.52 \text{ MPa}$	Lign. (14.21)
Forskjell mellom midlere tøyning i armering og betong mellom rissene:	$\varepsilon_{sm} \varepsilon_{cm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = -7.89 \cdot 10^{-4}$	EC2-1-1 (7.9)

$$\varepsilon_{sm}\varepsilon_{cm} := \max\left(\varepsilon_{sm}\varepsilon_{cm}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}\right) = 1.01 \cdot 10^{-4}$$

EC2-1-1 (7.9)

Beregnet rissvidde:

$$w_{k.s.y} := s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm}\varepsilon_{cm}) = 0.04 \text{ mm}$$

EC2-1-1 (7.8)

Beregnet rissvidde uten fiberarmering:

$$w_{k.s.y.utenfiber} := s_{r,max.utenfiber} \cdot (\varepsilon_{sm}\varepsilon_{cm}) = 0.06 \text{ mm}$$

EC2-1-1 (7.8)

Kontroll rissvidde:

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } w_{max} \geq w_{k.s.y} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"NOT OK"} \end{array} \right\| \end{array} \right. \\ \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

4. NEDBØYNING

4.1 FELT

Nedbøyning i x-retning fra Focus:

Nedbøyning pga. egenlast:

$$\delta_{x.egen} := 5.9 \text{ mm}$$

Nedbøyning pga. nyttelast kun i felt (mest gunstig):

$$\delta_{x.nytte} := 1.0 \text{ mm}$$

Nedbøyning pga. forspenning:

$$\delta_{x.forspenning} := -2.4 \text{ mm}$$

Total nedbøyning:

$$\delta_x := \delta_{x.egen} + \delta_{x.nytte} + \delta_{x.forspenning} = 4.5 \text{ mm}$$

Nedbøyning i y-retning fra Focus:

Nedbøyning pga. egenlast:

$$\delta_{y.egen} := 21.9 \text{ mm}$$

Nedbøyning pga. nyttelast kun i felt (mest gunstig):

$$\delta_{y.nytte} := 3.4 \text{ mm}$$

Nedbøyning pga. forspenning:

$$\delta_{y.forspenning} := -6.8 \text{ mm}$$

Total nedbøyning:

$$\delta_y := \delta_{y.egen} + \delta_{y.nytte} + \delta_{y.forspenning} = 18.5 \text{ mm}$$

Estimert nedbøyning: $\delta := \delta_x + \delta_y = 23 \text{ mm}$ Lign. (14.23)

Nedbøyningsbegrensning:

Maks tillatt nedbøyning i x-retning: $L_x := 8950 \text{ mm}$
 $\delta_{x,max} := \frac{L_x}{250} = 35.8 \text{ mm}$ EC2-1-1, 7.4.1(4)

Maks tillatt nedbøyning i y-retning: $L_y := 11092 \text{ mm}$
 $\delta_{y,max} := \frac{L_y}{250} = 44.4 \text{ mm}$ EC2-1-1, 7.4.1(4)

Maks tillatt nedbøyning: $\delta_{max} := \min(\delta_{x,max}, \delta_{y,max}) = 35.8 \text{ mm}$

Nedbøyningskontroll: $\left. \begin{array}{l} \text{if } \delta_{max} \geq \delta \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "NOT OK" } \end{array} \right| = \text{"OK"}$

4.2 UTKRAGERE

Nedbøyning i x-retning fra Focus:

Nedbøyning pga. egenlast: $\delta_{x,egen} := 16 \text{ mm}$

Nedbøyning pga. nyttelast kun over utkrager (mest ugunstig): $\delta_{x,nytte} := 2.1 \text{ mm}$

Nedbøyning pga. forspenning: $\delta_{x,forspenning} := -4.3 \text{ mm}$

Total nedbøyning: $\delta_{x,utkrager} := \delta_{x,egen} + \delta_{x,nytte} + \delta_{x,forspenning} = 13.8 \text{ mm}$

Nedbøyning i y-retning fra Focus:

Nedbøyning pga. egenlast: $\delta_{y,egen} := -9.1 \text{ mm}$

Nedbøyning pga. nyttelast kun i felt (mest ugunstig): $\delta_{y,nytte} := -3.3 \text{ mm}$

Nedbøyning pga. forspenning: $\delta_{y.forspenning} := 0.8 \text{ mm}$

Total nedbøyning: $\delta_{y.utkrager} := \delta_{y.egen} + \delta_{y.nytte} + \delta_{y.forspenning} = -11.6 \text{ mm}$

Nedbøyningsbegrensning:

Maks tillatt nedbøyning i x-retning: $L_{x.utkrager} := 4449 \text{ mm}$

$$\delta_{x.max.utkrager} := \frac{L_{x.utkrager}}{250} = 17.796 \text{ mm}$$

EC2-1-1, 7.4.1(4)

Nedbøyningskontroll: $\left. \begin{array}{l} \text{if } \delta_{x.max.utkrager} \geq \delta_{x.utkrager} \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "NOT OK" } \end{array} \right| = \text{"OK"}$

Maks tillatt nedbøyning i y-retning: $L_{y.utkrager} := 3762 \text{ mm}$

$$\delta_{y.max.utkrager} := \frac{L_{y.utkrager}}{250} = 15 \text{ mm}$$

EC2-1-1, 7.4.1(4)

Nedbøyningskontroll: $\left. \begin{array}{l} \text{if } \delta_{y.max.utkrager} \geq |\delta_{y.utkrager}| \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "NOT OK" } \end{array} \right| = \text{"OK"}$

Vedlegg F: Momentdiagrammer

